



**SIVI-YAPI-TEMEL/ZEMİN ETKİLEŞİMİ ETKİSİNDE
100 m³ AYAKLI SU DEPOSU STOĞUNUN
KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN ELDE EDİLMESİ**

ALİ HAYDAR BAYRAM



T.C.
BURSA ULUDAĞ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**SIVI-YAPI-TEMEL/ZEMİN ETKİLEŞİMİ ETKİSİNDE 100 m³ AYAKLI SU
DEPOSU STOĞUNUN KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN ELDE EDİLMESİ**

Ali Haydar BAYRAM
0009-0006-8310-5458

Prof. Dr. Ramazan LİVAOĞLU
(Danışman)

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

BURSA – 2024
Her Hakkı Saklıdır

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

SIVI-YAPI-TEMEL/ZEMİN ETKİLEŞİMİ ETKİSİNDE 100 m³ AYAKLI SU
DEPOSU STOĞUNUN KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN ELDE EDİLMESİ

Ali Haydar BAYRAM

Bursa Uludağ Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Prof. Dr. Ramazan LİVAOĞLU

Türkiye'de yaygın olarak inşa edilmiş ve bir kısmı halen kullanımda, bir kısmı ise atıl durumda olan 100 m³ hazne kapasitesine sahip ayaklı su depolarının deprem etkisi altında potansiyel hasar görme olasılıklarını belirlemek, bu yapı stoğu için büyük önem taşımaktadır. Depremler sonrası yapılan saha gözlemlerinde, malzeme kalitesi, donatı sorunları ve çevresel koşullar nedeniyle taşıyıcı elemanlarda korozyon ve pas payı hasarlarının bu yapıların önemli ölçüde hasar görmesine ve hatta toptan göçmesine neden olduğu bilinmektedir. İncelenen depoların ayak sistemi ve hazneleri, Yol, Su ve Elektrik Genel Müdürlüğü (YSE) tarafından hazırlanmış uygulama projelerine dayanılarak yapılmıştır. Bu projeler temel alınarak modellenen 100 m³ ayaklı su deposu için 2 farklı malzeme kalitesi, taşıyıcı elemanlardaki sargı etkisi, hazne doluluk seviyeleri (tam dolu, yarı dolu, boş) ve 4 farklı zemin koşulu gibi parametreler seçilmiştir. Bu parametrelere göre 48 farklı model oluşturulmuş ve bu modeller, seçilmiş 30 deprem kaydından ölçeklendirilmiş deprem setleri ile analiz edilmiştir. Depremlerin her iki doğrultu kayıtları analiz modellerine dahil edilerek Perform 3D programı kullanılarak 7200 analiz gerçekleştirilmiştir. Analiz sonuçlarından elde edilen veri tabanı, literatürde kabul görmüş çoklu şerit analizi (MSA) yöntemi kullanılarak kırılma eğrilerinin oluşturulmasında kullanılmıştır. Çalışma sonucunda, sargı etkisinin ayaklı su depolarına ait kırılma eğrilerinde diğer parametrelere göre anlamlı düzeyde bir risk ortaya çıkardığı görülmüştür. Ayrıca, hazne doluluğunun malzeme kalitesi ve sargı etkisine bağlı olarak kırılma eğrilerinde risk faktörünü zemin etkisinden daha önemli düzeyde etkilediği tespit edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Ayaklı su deposu, kırılma eğrileri, yapısal kırılma, performans analizi, dinamik analiz

2024, xi + 132 sayfa.

ABSTRACT

MSc Thesis

FRAGILITY CURVES OF 100 m³ ELEVATED TANK STOCK UNDER THE
EFFECT OF FLUID-STRUCTURE-FOUNDATION/SOIL INTERACTION

Ali Haydar BAYRAM

Bursa Uludağ University

Graduate School of Natural and Applied Sciences

Department of Civil Engineering

Supervisor: Prof. Dr. Ramazan LİVAOĞLU

Determining the potential damage probabilities of elevated water tanks with a 100 m³ capacity, commonly constructed and partially still in service or abandoned in Türkiye, under seismic effects is crucial for this structure stock. Post-earthquake field observations have shown that material quality issues, reinforcement problems, and environmental conditions leading to corrosion damage and similar cover damages in the structural elements can cause significant damage and even total collapse of these structures. The examined tanks supporting systems and reservoirs were constructed based on implementation projects prepared by the General Directorate of Roads, Water, and Electricity (YSE). The structural characteristics are based on these projects for the modeled 100 m³ elevated water tank. In the numerical model obtained this way, parameters were selected based on 2 different material qualities, the confinement effect in structural elements, the reservoir's capacity (full-filled, half-filled, empty), and 4 different soil conditions, resulting in 48 different models. All these models were analyzed using earthquake sets scaled from 30 selected earthquake records. Due to the axis symmetry of the structures, earthquake records in both directions were included in the analysis models, and 7200 analyses were performed using the Perform 3D program. Fragility curves were generated using the multiple stripe analysis (MSA) method, which is accepted in the literature, from the database obtained with the help of the analysis results. As a result of the study, it was observed that the absence of the confinement effect caused a significant risk in the fragility curves of elevated water tanks compared to other parameters. It was also observed that the reservoir's fill level, depending on material quality and confinement effect, is a more critical parameter affecting the risk factor on fragility curves than the ground condition.

Keywords: Elevated water tank, fragility curves, structural fragility, performance analysis, dynamic analysis

2024, xi + 132 pages.

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans tez çalışmam süresince her zaman destek olan, yol gösteren, tüm bilgi ve birikimini aktarmaktan kaçınmayan, tez çalışmamın yanı sıra mühendislik kariyerimin başlamasına vesile olan değerli danışmanım ve saygıdeğer büyüğüm Sayın Prof. Dr. Ramazan LİVAOĞLU'na sonsuz şükranlarımı sunarım.

Hem iş hayatımda hem de tez çalışmam boyunca tüm sorularıma sabırla cevap veren, farklı düşünce tarzı ile mühendislik bakış açımı geliştiren İnşaat Yüksek Mühendisi Özkan HAKAN'a, tez çalışmamda her türlü desteği sağlayan Dr. Mehmet Ömer TİMURAĞAOĞLU ve Arş. Gör. Cavit SERHATOĞLU'na teşekkür ederim.

Tez çalışmam sırasında bana motivasyon katan ve her zaman yanımda olmaya çalışan dostlarıma, arkadaşlarıma ve dualarını esirgemeyen tüm sevdiklerime teşekkür ederim.

Hayatımın her anında bana inanan, güvenen, yanımda olan, maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen anneme, babama ve kardeşlerime en içten teşekkürlerimi sunarım.

Ali Haydar BAYRAM

19/07/2024

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	i
ABSTRACT	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ	vi
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	viii
ÇİZELGELER DİZİNİ	xi
1 GİRİŞ	1
2 KURAMSAL TEMELLER ve KAYNAK ARAŞTIRMASI	6
2.1 Ayaklı Su Deposu Davranışı.....	6
2.2 Sıvı-Yapı Etkileşimi.....	11
2.2.1 Analitik Yaklaşımlar.....	13
2.2.2 Nümerik Yöntem Kullanılarak Yapılan Yaklaşımlar	19
2.3 Yapı-Zemin Etkileşimi.....	21
2.3.1 Kinematik Etkileşim	24
2.3.2 Eylemsizlik Etkileşimi.....	24
2.3.3 Statik Etkileşim.....	26
2.3.4 Dinamik Etkileşim	29
2.4 Kırılgenlik	32
2.4.1 Şiddet Ölçüsü (Intensity Measure)	32
2.4.2 Sınır Durumları.....	34
2.4.3 Kırılgenlik Değerlendirme Metodolojisi	35
2.4.4 Kırılgenlik Fonksiyonları.....	36
2.5 Kırılgenlik Eğrileri.....	40
2.5.1 Artımsal Dinamik Analiz (IDA).....	41
2.5.2 Sınırlandırılmış Artımsal Dinamik Analiz (TIDA)	42
2.5.3 Çoklu Şerit Analizi (MSA).....	45
2.6 Kaynak Araştırması	47
2.6.1 Su depoları ile ilgili çalışmalar	47
2.6.2 Kırılgenlik ile ilgili çalışmalar.....	57
2.6.3 Ayaklı su depolarının kırılgenlik eğrileri ile ilgili çalışmalar	61
3 MATERYAL ve YÖNTEM.....	63
3.1 Uygulamaya Konu Edilen Yapısal Özellikler.....	63
3.2 Çalışmada Kullanılan Malzeme Özellikleri.....	66
3.2.1 Donatı Çeliği Özellikleri.....	66
3.2.2 Sargılı ve Sargısız Beton Modelleri.....	69
3.2.3 Çevrimsel Davranış Modeli.....	73
3.3 Yapının Modellenmesi.....	74
3.3.1 Kolon ve Kirişlerin Modellenmesi	75
3.3.2 Rayleigh Sönüm.....	79
3.3.3 Sıvı-Yapı Etkileşiminin Modellenmesi	80
3.3.4 Yapı-Zemin Etkileşiminin Modellenmesi	81
3.3.5 Deprem Yer Hareketlerinin Seçilmesi.....	83
3.3.6 Kırılgenlik Eğrisinin Oluşturulması	90
4 BULGULAR ve TARTIŞMA	93
4.1 Kırılgenlik Senaryolarının Değerlendirilmesi.....	98
4.2 Hazne Doluluğunun Kırılgenlik Üzerindeki Etkisi.....	106

4.3 Zemin Sınıfının Kırılma Üzerindeki Etkisi.....	110
4.4 Malzeme Sınıfının Kırılma Üzerine Etkileri.....	114
4.5 Sargı Etkisinin Kırılma Üzerindeki Etkileri	116
5 SONUÇLAR	121
KAYNAKLAR	125
ÖZGEÇMİŞ	132



SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler	Açıklama
e	Temel gömülme derinliği
E_c	Kompozit sistem elastisite modülü
G	Zemin kayma modülü
h	Sıvı yüksekliği
h_i	İmpuls kütlesi yüksekliği
I_c	Taşıyıcı sistem eylemsizlik momenti
k_c	Tek serbestlik dereceli sistem yapı rijitliği
k_{cm}	Salınım rijitliği
K_H	Yatay statik rijitlik
K_R	Dönme statik rijitliği
K_T	Burulma statik rijitliği
K_U	Yatay ötelenme dinamik rijitliği
K_v	Düşey statik rijitlikler
K_Θ	Dönme dinamik rijitliği
l_{cg}	Sıvı ağırlık merkezinden zemine olan mesafe
m_c	Salınım kütlesi
m_i	İmpuls kütlesi
m_w	Sıvı ağırlığı
P_i	İmpuls kaynaklı hidrodinamik basınç
R	Hazne yarıçapı
r_0	Dairesel temel yarıçapı
T_f	Kompozit sistem doğal titreşim periyodu
W_l	Suyun ve yapının toplam ağırlığı
α_m	Maksimum yer ivmesi
α_u	Yatay rijitlik dinamik faktörü
α_Θ	Dönme rijitliği dinamik faktörü
λ_n	Birinci mertebeden Bessel fonksiyonu
μ	Ortalama olasılık değeri
v	Veri seti dağılımının varyansı
ρ	Sıvı birim hacim ağırlığı
σ	Verilerin standart sapması
ν	Poisson oranı
ϕ	Normal (Gauss) dağılım fonksiyonunun normalize gösterimi
Φ	Normal (Gauss) kümülatif dağılım fonksiyonunun normalize gösterimi

Kısaltmalar	Açıklama
ANK	Yapının zemine ankastre bağlandığı durum
B	Haznenin Boş olduğu durum
BS	Beton Sınıfı
DL	Doluluk
DP	Deprem kayıtları
DPŞ	Seçilen depremler için ölçeklendirilmiş kayıtlar

SR	Sargı Etkisi
SRGL	Sargı etkisinin olduğu (sargılı) durum
SRGS	Sargı etkisinin olmadığı (sargısız) durum
TBDY	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
TD	Haznenin Tam Dolu olduğu durum
YD	Haznenin Yarı Dolu olduğu durum
Z	Zemin



ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa
Şekil 1.1.	Depoların Sınıflandırılması (Doğangün, 1989)..... 1
Şekil 1.2.	(a) Çerçeve taşıyıcı sistem ve (b) silindirik kabuk sisteme ait ayaklı su deposu kesitleri (Livaoğlu, 2005) 2
Şekil 1.3.	Betonarme çerçeve taşıyıcı sisteme sahip ayaklı su depoları..... 3
Şekil 1.4.	Kabuk taşıyıcı sisteme sahip sırası ile betonarme ve kompozit ayaklı su depoları (ACI 371R-16) 3
Şekil 1.5.	Ayaklı su deposu kolonlarında beton ve donatı malzemesi hataları 5
Şekil 2.1.	Otel Puerto Varas ayaklı su deposu (PEER, 2024) 7
Şekil 2.2.	Hindistan Gujarat ayaklı su deposu (Eidinger, 2001) 8
Şekil 2.3.	1980 Cezayir El-Asnam depremi ayaklı su deposu (PEER) 9
Şekil 2.4.	Hatay-Antakya ayaklı su deposu 10
Şekil 2.5.	Adana-Hatay Yolu Antakya ayaklı su deposu..... 10
Şekil 2.6.	Hatay-Antakya yıkılan ayaklı su deposu..... 11
Şekil 2.7.	Zemin tanklarında sıvı-yapı davranışı (Housner, 1963)..... 13
Şekil 2.8.	Ayaklı depolara ait tek kütleli mekanik model (a) betonarme silindirik kabuk taşıyıcı sisteme sahip depo, (b) betonarme çerçeve taşıyıcı sisteme sahip depo, (c) çelik kafes ya da betonarme çaprazlı çerçeve taşıyıcı sistemli depo, (d) yığma taşıyıcı sistee sahip depo, (e) tek kütleli mekanik model (Livaoğlu, 2005)..... 14
Şekil 2.9.	Sıvının çok kütleli sistem mekanik modeli (Livaoğlu, 2005) 16
Şekil 2.10.	(a) Ayaklı su depoları için mekanik model ve (b) eşdeğer iki kütleli model (Livaoğlu, 2005) 17
Şekil 2.11.	Duvar yüksekliği boyunca değişen hidrodinamik basınç dağılımları (Yıldız, 2009) 20
Şekil 2.12.	Ayaklı su deposunda oturma kaynaklı zemin deformasyonları a) ve b), oturma kaynaklı taşıyıcı eleman çatlağı c), ortak tuğla duvar çatlağı d) (Zeidan vd., 2020) 22
Şekil 2.13.	Serbest alan ile yapı-zemin etkileşiminin şematik gösterimi (Livaoğlu,2005) 23
Şekil 2.14.	Kinematik ve eylemsizlik etkileşimlerinin şematik gösterimi (Livaoğlu, 2005) 23
Şekil 2.15.	Eylemsizlik etkileşimini ötelenme ve dönme serbestliklerini içeren mekanik model (Livaoğlu, 2005) 26
Şekil 2.16.	Boussinesq teorisine göre elastik bir ortam üzerine statik yüklü bir zeminin derinlikle değişimi 27
Şekil 2.17.	Farklı serbestlik dereceleri için koni modelleri, dalga yayılma doğrultuları ve zeminde oluşan gerilmeler (Wolf, 1994; Livaoğlu, 2005)..... 28
Şekil 2.18.	Normal olasılık yoğunluğu ve normal kümülatif olasılık grafikleri (Porter, 2021)..... 38
Şekil 2.19.	Log-normal olasılık yoğunluğu ve log-normal kümülatif olasılık grafikleri (Porter, 2021)..... 40
Şekil 2.20.	(a) Örnek artımsal dinamik analiz sonuçları ve (b) IM'ye bağlı kırılma eğrisi (Baker, 2015) 42
Şekil 2.21.	(a) Örnek Sınırlandırılmış IDA sonuçları ve (b) denk. 2.30 kullanılarak IM'ye bağlı kırılma eğrisi (Baker, 2015) 43

Şekil 2.22.	(a) Örnek MSA sonuçları ve (b) IM'ye bağlı olarak hasar görme olasılığı Denklem 2.34 kullanılarak elde edilmiş grafik (Baker, 2015).....	47
Şekil 3.1.	Çalışmada kullanılan çerçeve sisteme sahip 100 m ³ ayaklı depo....	64
Şekil 3.2.	(a) 0-5 m kotları arası kolon kesiti ve (b) 5-30 m kotları arası kolon kesiti	65
Şekil 3.3.	(a) 5 kotu, (b) 10 kotu, (c) 15 kotu, (d) 20 kotu, (e) 25 kotu kiriş-döşeme kesitleri ve (f) 30 kotu kuşak kirişi kesiti.....	65
Şekil 3.4.	Ayaklı su deposu kat planı ve temel kesiti	66
Şekil 3.5.	(a) Donatı çeliği malzeme modeli TBDY2018, (b) idealleştirilmiş S220 donatı çeliği modeli ve (c) idealleştirilmiş B420C donatı çeliği modeli	69
Şekil 3.6.	Sargılı ve sargısız betonlar için kullanılan malzeme davranışları ...	70
Şekil 3.7.	C10 Sargılı Beton Modeli (a) ve C10 Sargısız Beton Modeli (b) ...	71
Şekil 3.8.	C20 Sargılı Beton Modeli (a) ve C20 Sargısız Beton Modeli (b) ...	72
Şekil 3.9.	(a) Maksimuma yönelimli enerji tüketimi modeli için azaltılmış histerik döngü, (b) Sargılı beton modeli, (c) sargısız beton için ve (d) donatı için öngörülen azaltma katsayıları	74
Şekil 3.10.	Etabs 3 boyutlu yapı görüntüsü	75
Şekil 3.11.	Yığılı plastik davranış modeli şematik gösterimi.....	76
Şekil 3.12.	Kirişlere atanan plastik mafsallar	76
Şekil 3.13.	(a) 0-5m kotları arası sargılı kolon, (b) 0-5m kotları arası sargısız kolon, (c) 5-30 m kotları arası sargılı kolon, (d) 5-30 m kotları arası sargısız kolon.....	77
Şekil 3.14.	Perform 3D kolon modeli.....	77
Şekil 3.15.	Perform 3D programında örnek bir kolon elemanı tanımlaması.....	78
Şekil 3.16.	Perform 3D programında örnek bir kolona fiber kesit tanımlaması	78
Şekil 3.17.	Perform 3D Rayleigh sönüm gösterimi.....	79
Şekil 3.18.	(a) Ayaklı su deposunun mekanik modeli, (b) Perform 3D üç boyutlu modeli ve (c) Perform 3D hazne görünümü.....	81
Şekil 3.19.	Perform 3D Rijit kirişler ve yayın görünümü.....	82
Şekil 3.20.	Yay rijitlik değerleri	82
Şekil 3.21.	0.1-0.4 g şiddet ölçüsü (IM) için seçilen deprem spektrumları.....	88
Şekil 3.22.	0.5-1 g şiddet ölçüsü (IM) için seçilen deprem spektrumları.....	88
Şekil 3.23.	0.1-0.4 g şiddet ölçüsü (IM) için ölçeklendirilen spektrumlar	89
Şekil 3.24.	0.5-1 g şiddet ölçüsü (IM) için ölçeklendirilen spektrumlar	89
Şekil 3.25.	Kırılma eğrisi için elemanların değerlendirilmesi.....	91
Şekil 4.1.	(a) Haznenin yarı dolu durumu için oluşturulan model, (b) haznenin tam dolu durumu için oluşturulan model.....	94
Şekil 4.2.	Çizelge 4.2'de verilen modlara ait mod Şekilleri x-y doğrultusu (a-c-e), z doğrultusu (b-d).....	94
Şekil 4.3.	Ayaklı su depolarında Tüm yapı ve ilk katın C10-Tam Dolu-Ankastre-Sargılı ve sargısız kırılma eğrileri	99
Şekil 4.4.	Ayaklı su depolarında Tüm yapı ve ilk katın C20-Tam Dolu-Ankastre-Sargılı ve sargısız kırılma eğrileri	100
Şekil 4.5.	Ayaklı su depolarında C10-Tam Dolu-Ankastre-Sargılı ve sargısız Tüm yapı ve Drift karşılaştırmasına ait kırılma eğrileri.....	101

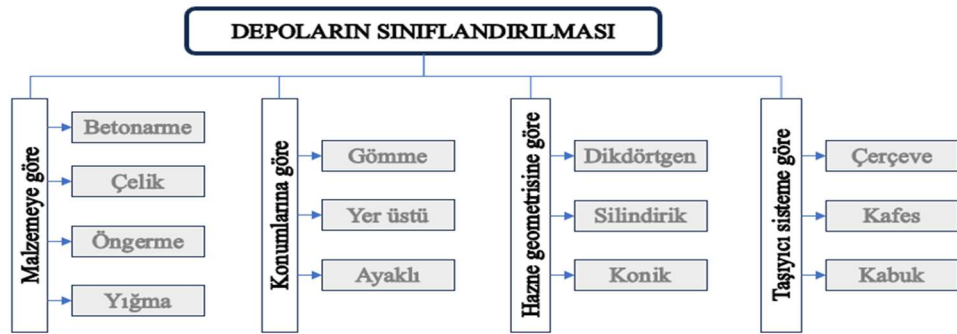
Şekil 4.6.	Ayaklı su depolarında C20-Tam Dolu-Ankastre-Sargılı ve sargısız Tüm yapı ve Drift karşılaştırmasına ait kırılma eğrileri.....	102
Şekil 4.7.	Model 1 tüm yapı kriteri için eşleştirme sonucu kırılma eğrileri	103
Şekil 4.8.	Model 2 tüm yapı kriteri için eşleştirme sonucu kırılma eğrileri	103
Şekil 4.9.	Model 19 tüm yapı kriteri için eşleştirme sonucu kırılma eğrileri	104
Şekil 4.10.	Model 20 tüm yapı kriteri için eşleştirme sonucu kırılma eğrileri	105
Şekil 4.11.	C20 Malzemesine sahip modellerde hazne doluluğunun karşılaştırıldığı kırılma eğrileri.....	108
Şekil 4.12.	C10 Malzemesine sahip modellerde hazne doluluğunun karşılaştırıldığı kırılma eğrileri.....	109
Şekil 4.13.	C20 Malzemesine sahip modellerde zemin etkisinin karşılaştırıldığı kırılma eğrileri.....	112
Şekil 4.14.	C20 Malzemesine sahip modellerde zemin etkisinin karşılaştırıldığı kırılma eğrileri.....	113
Şekil 4.15.	(a) Sargı etkisinin bulunduğu sistemlerde malzeme kalitesi arasındaki en büyük farkın bulunduğu kırılma eğrisi, (b) farkın en küçük olduğu duruma karşılık gelen kırılma eğrisi	115
Şekil 4.16.	(a) Sargı etkisinin bulunmadığı sistemlerde malzeme kalitesi arasındaki en büyük farkın bulunduğu kırılma eğrisi, (b) farkın en küçük olduğu duruma karşılık gelen kırılma eğrisi	116
Şekil 4.17.	C10-doluluk durumuna bağlı olarak tüm zemin sistemlerinin sargılı ve sargısız durumları için kırılma eğrileri	118
Şekil 4.18.	C20-doluluk durumuna bağlı olarak tüm zemin sistemlerinin sargılı ve sargısız durumları için kırılma eğrileri	119
Şekil 4.19.	Göçme olasılığının en fazla ve en az duruma karşılık gelen kırılma eğrileri	120

ÇİZELGELER DİZİNİ

	Sayfa
Çizelge 2.1. Housner ve Bauer bağıntıları.....	18
Çizelge 2.2. Rijit dairesel temel zemin sistemlerinin yüzeysel temel ve gömülü temel durumuna göre statik rijitlikler (Livaoğlu ve Doğançün, 2004).....	29
Çizelge 2.3. En büyük yer ivmesine karşı G/G_0 ve V_s/V_{s0} değerleri	31
Çizelge 2.4. Dönmeye ait dinamik faktör değerleri ($e/r_0 < 0.5$) (FEMA 368, 2001).....	31
Çizelge 3.1. Analizlerde kullanılan model detayları ve ilgili kısaltmalar	67
Çizelge 3.2. Donatı çeliklerine ait bilgiler.....	68
Çizelge 3.3. Donatı çeliği sınır değerleri.....	68
Çizelge 3.4. C10 ve C20 beton dayanımlarının birim uzama sınır değerleri	73
Çizelge 3.5. Housner iki kütleli sistem yaklaşımı verileri.....	80
Çizelge 3.6. Yapı-zemin yay katsayıları.....	81
Çizelge 3.7. Seçilen deprem kayıtları	84
Çizelge 3.8. 0.1g ile 0.4 g için kullanılan deprem bilgileri, (b) 0.5g ile 1 g için kullanılan deprem bilgileri	85
Çizelge 3.9. Depremlerin her iki yön için $T=1s$ spektrum ivme değerleri	86
Çizelge 3.10. 0.1-0.4 g şiddet ölçüsü (IM) için deprem ölçeklendirme katsayıları	87
Çizelge 3.11. 0.5-1 g şiddet ölçüsü (IM) için deprem ölçeklendirme katsayıları..	87
Çizelge 3.12. Model1 için ilk kat ve tüm yapı kırılma senaryolarının hasar adetleri	92
Çizelge 4.1. Yarı ve tam dolu su kütlelerinin periyot karşılaştırması	93
Çizelge 4.2. Analiz modellerine ait mod ve kütle katılım oranları.....	95
Çizelge 4.3. C10 malzemesi kullanılan modeller için kırılma eğrilerinden elde edilen ortalama (θ) ve standart sapma (β) değerleri.....	96
Çizelge 4.4. C20 malzemesi kullanılan modeller için kırılma eğrilerinden elde edilen ortalama (θ) ve standart sapma (β) değerleri.....	97
Çizelge 4.5. Tüm yapı kırılma eğrileri ile eşleştirilen yeni drift sınır değerleri	104
Çizelge 4.6. Doluluk oranlarına göre %50 göçme olasılığına karşılık gelen ivme değerleri.....	107
Çizelge 4.7. Zemin sınıfına göre %50 göçme olasılığına karşılık gelen ivme değerleri.....	111
Çizelge 4.8. C10 malzemesinde sargı etkisinin %50 göçme olasılığına karşılık gelen ivme değerleri ve bu değerler arasındaki farklar	117

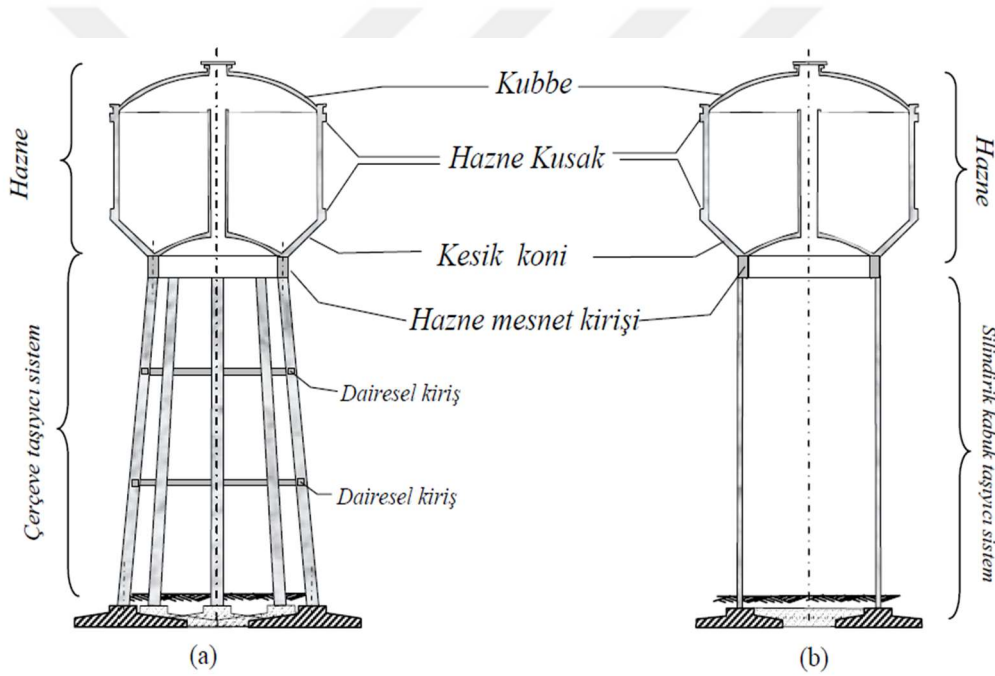
1 GİRİŞ

Temel yaşam kaynaklarımızdan biri olan su, günümüzde birçok sorunla karşı karşıya kalma tehdidi altındadır. İklim değişikliği ve artan kirlilik gibi faktörlerin etkisinde, su temini ve depolama sistemlerine olan ihtiyaç giderek artmaktadır. İçme suyu ve hijyen için gerekli suyun temin edilememesi, toplum sağlığını ve güvenliğini ciddi şekilde tehdit edebilir. İçme suyu ve hijyen ihtiyacı dışında yangın söndürme sistemleri, sanayi tesisleri ve enerji üretimi gibi diğer alanlarda da suya olan gereksinim devam etmekte bu nedenle su temini ve depolama sistemlerinin güvenliği ve dayanıklılığı büyük önem taşımaktadır. İlk dönemlerde toplumlar su kaynaklarının etrafında yerleşim kurmuş, daha sonraları bu kadar kritik öneme sahip olan suyun depolanması için gereken sistemler tarihsel süreç içinde geliştirilerek günümüze gelmiştir. Depolama problemi, gerek suyu kaynağından taşıyarak depolanana alanlara getirme gerekse depolanana alandan suyu yerleşim alanlarına iletme işlemi için su kanalları veya su kemerlerini kullanarak çeşitli sistemler oluşturmuşlardır. Söz konusu bu iletim hatları, depoların kaynak ve ulaştırılacakları yer ile olan ilişkileri en az enerji kullanılarak yapılması gerekli bir işlem olduğundan topografyaya bağlı olarak yüksek bölgelerde suyun depolanması ve iletimin cazibe ile yapılması geçmişte bir zorunluluk olmasının yanında modern çağlarda da enerjinin efektif bir şekilde kullanılabilmesi için genel kabul gören bir husus olmuştur. Depoların konumu ve geometrileri itibari ile farklı şekiller aldıkları ve topografyanın söz konusu yükseltilere sahip olmaması durumunda da yüksek bir konumda depolanma ihtiyaçları doğmuştur. Bu nedenler ile uygulamada sıklıkla karşılaşılan su depolarını sınıflandırmak gerekirse Şekil 1.1’de verilen şekilde birçok çeşide sahip depo tipinden bahsetmek mümkündür.



Şekil 1.1. Depoların Sınıflandırılması (Doğangün, 1989)

Haznenin yerden yükselmesini sağlayan taşıyıcı sistemin bulunduğu yapılar ayaklı su deposu denilmektedir. Taşıyıcı sistem üzerine birçok çalışma yapılmakla birlikte (Dutta, 2000a; Gurkola, 2016) genel kabul görmüş ve çok kullanılan taşıyıcı sistemlerin başında çerçeve ve kabuk sistemler gelmektedir. Bu sistemlere ek taşıyıcı sistemin betonarme haznenin çelik olduğu, taşıyıcı sistemin ve haznenin prizmatik olduğu sistemler ve kompozit sistemler de mevcuttur. Ülkemizde yaygın olarak kullanılmakta olan ayaklı depolara ait tipik iki kesitten çerçeve taşıyıcı sisteme sahip dairesel hazneli ayaklı depo tipi Şekil 1.2a'da ve Şekil 1.3'te görülmektedir. Diğer taraftan ülkemizde yaygın kullanılmamakla birlikte kabuk sisteme sahip ayaklı su depolarının düşey kesiti de Şekil 1.2b'de ve Şekil 1.4'te verilmektedir.



Şekil 1.2. (a) Çerçeve taşıyıcı sistem ve (b) silindirik kabuk sisteme ait ayaklı su deposu kesitleri (Livaoğlu, 2005)



Şekil 1.3. Betonarme çerçeve taşıyıcı sisteme sahip ayaklı su depoları



Şekil 1.4. Kabuk taşıyıcı sisteme sahip sırası ile betonarme ve kompozit ayaklı su depoları (ACI 371R-16)

Çalışmanın Amacı

Ülkemizde Devlet Su İşleri (DSİ), İller Bankası (İB), Yol Su ve Elektrik Genel Müdürlüğü (YSE) gibi kurumlar tarafından yapılmış gerek zirai gerekse içme suyu maksatlı olarak geçmişte kullanılmış ve halen kullanılmakta olan $100 \text{ m}^3 - 1000 \text{ m}^3$ arasında değişen hacimlerde oldukça fazla sayıda ayaklı depo bulunmaktadır. Söz konusu yapı stoğunun önemli bir bölümü bakımsızlık nedeniyle yapısal açıdan onarım ihtiyacı

olan ve hatta güçlendirilmeleri gereken kondisyondadır. Bu yapıların depremde nasıl performans göstereceklerinin tespiti, diğer yapı stoklarında olduğu gibi oldukça büyük önem arz etmektedir. Bu ve bunun gibi çalışmalar ile depreme hazırlık konusunda önemli bir birikim elde edilmiş olacaktır.

Depremler, bilindiği üzere dünyanın birçok bölgesinde sıklıkla yaşanan doğal afetlerdir ve yapılar üzerinde ciddi etkilere sahiptir. Bu etkilerin en önemlilerinden biri de depremler nedeniyle yapılarda meydana gelen ağır hasarlar ve toptan göçmedir. İnşaat mühendisliğinde, deprem kaynaklı yapısal kırılmalık eğrileri herhangi bir yapının deprem dayanıklılığını ve güvenliğini değerlendirmek için kullanılan grafiksel temsillerdir ve mühendisler yapısal tasarımlarını optimize etme ve güçlendirme konusunda rehberlik etmektedirler. Tüm dünyada olduğu gibi ülkemizde de ayaklı su depoları belirli bir dönem yaygın şekilde kullanılmış ve gelişen teknoloji ile kullanımları oldukça azalmaya başlamıştır. Ancak hali hazırda birçok tarımsal alanda ve endüstriyel tesiste ya kısmen kullanılmakta veyahut atıl vaziyette bulunmaktadır. Bu nedenlerden ötürü söz konusu yapılar birçok alanda yerleşim yerleri içerisinde veyahut endüstriyel tesislerin içerisinde risk oluşturabilmektedir. Bu gerekçeler ışığında ayaklı su depolarının bulunduğu bölgenin deprem tehlikesine ve yapısal durumuna bağlı olarak deprem performansını tahmin etmek ve risk konusunda tahminlerde bulunmak için hızlı bir değerlendirmeye ihtiyaç bulunmaktadır. Ülkemizde yaygın şekilde inşa edilmiş hazne kapasitesi 100 m³ olan ayaklı su depolarının depremlerden kaynaklanan olası hasar düzeylerinin belirlenmesi bu çalışmada amaçlanmaktadır. Çalışma kapsamında söz konusu bu deponun YSE tarafından hazırlanmış olan uygulama projeleri baz alınarak çerçeve taşıyıcı sistem ve silindirik hazne geometrisine sahip betonarme ayaklı su depoları analiz edilmektedir.

Seçilen bu ayaklı su deposunun 3 boyutlu modelleri oluşturulup çeşitli parametreler için deprem performanslarını anlamak ve kırılmalık eğrileri oluşturmak amacıyla 4 ana parametre üzerine çalışma şekillendirilmiştir.

İlk olarak Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY, 2018) bahsedilen zemin sınıflarını temsilen A-B, C ve D zemin sınıflarını temsil edecek 3 farklı zemin için yapı-zemin

etkileşimi, analitik yaklaşımlar ile dikkate alınmaktadır. İkinci parametre de malzeme kalitesi ile betonarme yapılardaki beton ve donatı sınıfının değişimini temsilen iki farklı beton ve iki farklı donatı dayanımının yapı kırılganlıkları üzerindeki etkisi araştırılmaktadır. Üçüncü parametre olarak ayaklı su depolarındaki birincil taşıyıcı elemanlar olan kolonların sargı etkisinin olduğu ve olmadığı durumlar irdelenmektedir. Bu durumda kabuk betonu dökülerek donatıların açığa çıktığı durumlarda korozyon etkisi ile etriyelerin görevini yitirmesi (Şekil 1.5) ve bununla birlikte yapısal kırılganlığın ne mertebelerde gerçekleşeceği çalışmaya konu edilmektedir.



Şekil 1.5. Ayaklı su deposu kolonlarında beton ve donatı malzemesi hataları

Dördüncü ve son parametrede ise tank haznesinin doluluk oranlarındaki değişimin sisteme etkisini irdelemek için dolu, yarı dolu ve boş durumların dikkate alındığı modeller oluşturulmaktadır. Belirtilen dört parametrenin kırılganlık eğrileri üzerine etkisini 15 farklı deprem için $4Z \times 2BS \times 2SR \times 3DL \times 10DP\checkmark \times 15DP=7200$ doğrusal olmayan zaman tanım alanında analizin sonucu olarak kırılganlık eğrilerinin elde edilmesi hedeflenmektedir. Sonuç olarak kullanılmakta olan ve atıl hale gelmiş ayaklı su depoları hali hazırda mevcut durumlarını temsil eden ve burada ifade edilen farklı parametreler ile irdelenmiş olunacak ve söz konusu mevcut yapı stoğunun hızlı değerlendirilebilmesi amacıyla önemli bir eser literatüre kazandırılmış olacaktır.

2 KURAMSAL TEMELLER ve KAYNAK ARAŞTIRMASI

2.1 Ayaklı Su Deposu Davranışı

Ayaklı su depolarının yaygın olarak kullanılan taşıyıcı sistemlerinden daha önce bahsedilmişti. Genel yapı davranışına benzer şekilde ayak geometrisi ve taşıyıcı sistem elemanlarına bağlı olarak bu sistemlerin davranışları birbirlerinden oldukça farklı olabilmektedir. Çerçeve taşıyıcı sisteme ait olan ayaklı su depolarını genel manada iki kısma ayırmak mümkündür. Bunlardan daha az kullanılan kare ya da dikdörtgen plan geometrisine sahip olanları uygulamada oldukça az rastlanan türlerdir. Tüm dünyada olduğu gibi ülkemizde de yaygın olarak kullanılan dairesel plan geometrisine sahip ayaklı depoları, çerçeve sistemlerin önemli bir üstünlüğü olan adaptasyon ve süneklik etkisinin yüksek olduğu sistemler olarak karşımıza çıkmaktadır. Diğer taraftan aynı etkinin silindirik kabuk sisteme sahip su depolarında bu denli olmadığından bahsetmek de mümkündür. Bu nedenle ayaklı depo taşıyıcı sisteminin deprem performansı ve buna bağlı olarak davranış farklılıkları üzerinde önemli bir etkisi olduğu rahatlıkla ifade edilebilir. Literatürde bu konunun irdelendiği birçok çalışma mevcuttur. (Dutta vd, 2000; Rai, 2003; Livaoğlu, 2005; Omidinasab ve Shakib, 2008; Ghateh, 2014; Tiwari ve Hora, 2015; Shylaja vd., 2018).

Eğilme davranışının hakim olduğu, genellikle tek kütleli bir konsol kiriş gibi davranan silindirik kabuk sistemin dahil olduğu çalışmalarda hasarın genel olarak varsa kabukta açılan büyük boşlukların etrafında ya da temelle birleştiği yerlerde eğilme kaynaklı olacağı ifade edilmektedir. Gurkalo (2016), 1960 Büyük Şili, 1980 El Asnam, 2001 Bhuj, 2003 İran Bam ve 2007 Peru depremlerinden sonra ayaklı su depolarının deprem davranışlarını ve hasar türlerini tezinde özetlemektedir. Birçok ayaklı su deposu, depremlerde istenmeyen hasarlar görmüş hatta yıkılmışlardır. 22 Mayıs 1960 yılında meydana gelen Büyük Şili depremine maruz kalan Şekil 2.1’de görülen Otel Puerto Varas’taki ayaklı su deposunun kirişlerindeki hasarlar görülmektedir. Bu hasar türü yaklaşık 45 derecelik kayma açıları oluşturarak hasarı ortaya çıkarır (Soroushnia, 2011). Bu tür hasarların temel sebebi kirişlerin uç bölgelerindeki yüksek kesme kuvvetleridir. Söz konusu taşıyıcı sistemin ayaklı depolarda kullanılan sistemden farklı olması

nedeniyle, bu tür hasarların ayaklı su depolarındaki hasarları yansıtmayacağı söylenebilir. Yaygın olarak kullanılan ayaklı depo tasarımında, çerçeve sistem davranışını eğilmenin kontrol etmesi başlıca hedefdir. Otel Puerto Varas ayaklı su deposunda bu hasarın görülmesinin sebeplerinden en önemlisi taşıyıcı elemanları birbirine bağlayan kirişlerde hasarın görüldüğü bölgeye yakın yerde oluşan kesit değişimi olarak gösterilebilir (Şekil 2.1).



Şekil 2.1. Otel Puerto Varas ayaklı su deposu (PEER, 2024)

Deprem etkilerinden kaynaklanan hasar türlerinden bir diğeri ise düşey yüklerin etkisinden kaynaklı olarak taşıyıcı elemanlarda oluşan hasarlardır. Düşey yük etkisinin yüksek olduğu depremlerde bu tür hasarlar gözlemlenebilir fakat bu hasarların ayaklı su depolarında görülmesi nadirdir ve malzeme kalitesinin eksikliğinden kaynaklanma ihtimali yüksektir (Şekil 2.2). 2001 yılında Hindistan'da $M=7.7$ büyüklüğünde gerçekleşen Bhuj depreminde 1958 yılında yapılmış olan 20 m^3 hazne kapasitesine sahip ayaklı su deposunda oluşan hasarları sunulmuştur (Eidinger, 2001). Burada taşıyıcı kolonda uzunluğu boyunca çatlağın oluştuğunu ve kolon ile haznenin birleştiği yerde oluşan düşey hasarlarında mevcut olduğunu fakat ayaklı su deposunun yıkılmadığından bahsedilmiştir (Soroushnia, 2011).



Şekil 2.2. Hindistan Gujarat ayaklı su deposu (Eidinger, 2001)

Bir diğer hasar türü ise burulma etkisindeki hasarlardır. Genel olarak simetrik bir taşıyıcı sistem yapısına sahip olan ayaklı su depoları, yapıları itibari ile ağırlık merkezleri ve rijitlik merkezleri aynı noktada olduğu kabul edilerek tasarlanmaktadır. Depoya çıkmak için kullanılan merdivenler, suyun iletimi için kullanılan boruların konumu gibi dış etkenler, yapı yapılırken malzemedeki ve taşıyıcı elemanlarda yapılan imalat kusurları deprem sırasında su kütlelerinin hareketi nedeniyle doğan etkiler daha da büyüyebilir ve bu simetriyi bozabilir. Bunun sonucu olarak kütle ve rijitlik merkezlerinde farklılıklar oluşur ve sistem burulmaya zorlanabilir. Bu konunun dikkate alınmadığı bir durumda sistem için yapılan tasarım eksik olmuş olur ve kuvvetli depremlerde istenmeyen bir davranışın ortaya çıkmasına sebep olur.

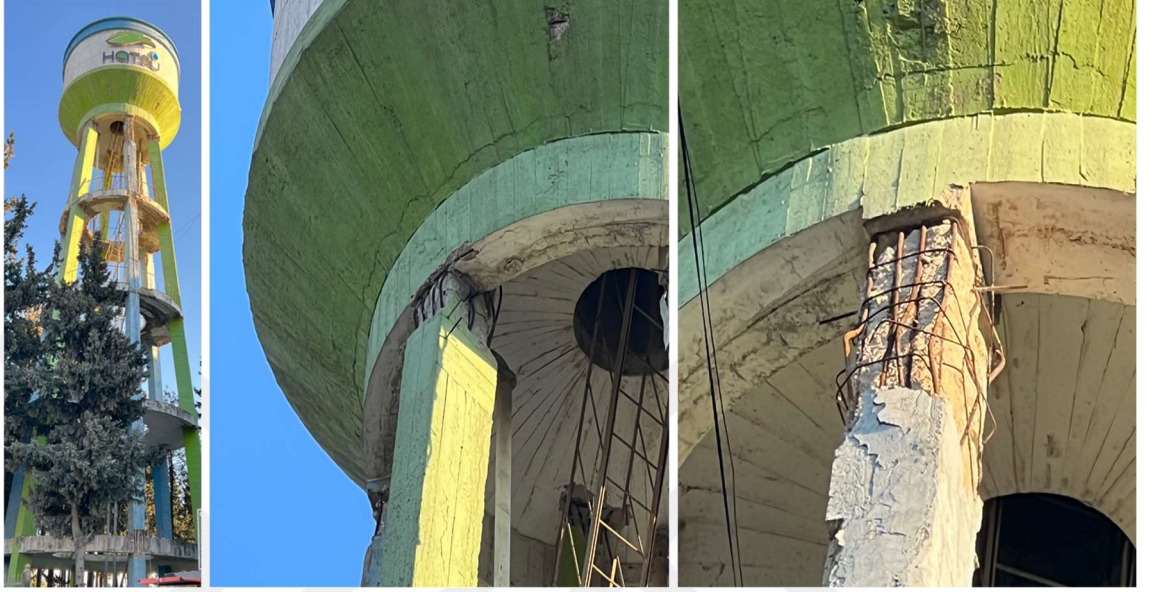


Şekil 2.3. 1980 Cezayir El-Asnam depremi ayaklı su deposu (PEER)

10 Ekim 1980’de 7.3 büyüklüğünde merkez üssü El-Asnam/Cezayir olan depremde Şekil 2.3’te görülen ayaklı su deposu yapım aşamalarındaki yanlış bağlantılar sebebi ile burulmadan kaynaklı hasar görmüş ve yıkılmıştır. Ayaklı su deposunun içindeki çerçeve kiriş sistemleri büyük ötelenme olmasını engelleyecek şekilde yapılmış ancak donatı detaylarının eksikliği sebebi ile yıkım gerçekleşmiştir (PEER, 2024).

Ayaklı depolarda da beklenen davranış, daha önce de ifade edildiği üzere, diğer yapı taşıyıcı sistemi tasarımlarında da olduğu gibi sünek davranışın genel yapı davranışı üzerinde hakim olması ve hasarların eğilme kaynaklı olmasıdır. Bu sayede sistemlerin deprem sırasında göçme öncesinde önemli bir enerji tüketme kabiliyetinin olması ve gevrek hasarların önüne geçilmesi başarılmış olacaktır. Ülkemizde meydana gelen 6 Şubat 2023 ($M_w=7.7$) Pazarcık/Kahramanmaraş merkezli olan depremde Devlet Su İşleri (DSİ) tip kesitine sahip bir ayaklı su deposundaki hasar Şekil 2.4’te görülmektedir. Buradan da görülebileceği üzere günümüz standartlarına uygun olmamasına karşın hasarların eğilme kaynaklı olduğu ve güçlü bir rijitliğe sahip hazne kuşak kirişinin hemen

altında kolonlarda plastik mafsalların oluştuğu rahatlıkla görülmektedir. Donatılarda görülen burkulma hasarları tipik eğilme kaynaklı olan bu hasarı daha iyi işaret etmektedir. Bu ayaklı su deposu Pazarcık depreminde ağır hasar almış fakat yıkılmamıştır.



şekil 2.4. Hatay-Antakya ayaklı su deposu



şekil 2.5. Adana-Hatay Yolu Antakya ayaklı su deposu



Şekil 2.6. Hatay-Antakya yıkılan ayaklı su deposu

Ayaklı su depolarının deprem davranışlarının tahmin edilebilir ve risk teşkil etmeyecek düzeyde olduklarının tespit edilebilir olması dünyada olduğu kadar ülkemizde de büyük önem arz etmektedir. Yapısal özelliklerin dışında davranışı etkileyebilecek olan diğer birçok etkiden de bahsetmek mümkündür. Depo olmaları nedeniyle sıvı-yapı etkileşimi ve görelilik olarak narin sistemleri nedeniyle yapı-zemin etkileşiminin yapı davranışı üzerindeki etkilerinin de incelemeye konu edilmesi gerekliliği açıktır. Hatay ilinde birden fazla depoda hasar oranları arasındaki farklılık (bkz. Şekil 2.4, Şekil2.5, Şekil 2.6) bu gibi parametrelerin incelenmesi gerekliliğine işaret etmektedir. Bunun dışında göz ardı edilmemesi gereken etkilerden biri de depremin frekans içeriğinin ayaklı su depolarındaki hasar türünü değiştirdiğidir (Livaoglu vd., 2007 ; Karimi vd., 2022 ; Shakib ve Alemzadeh, 2017).

2.2 Sıvı-Yapı Etkileşimi

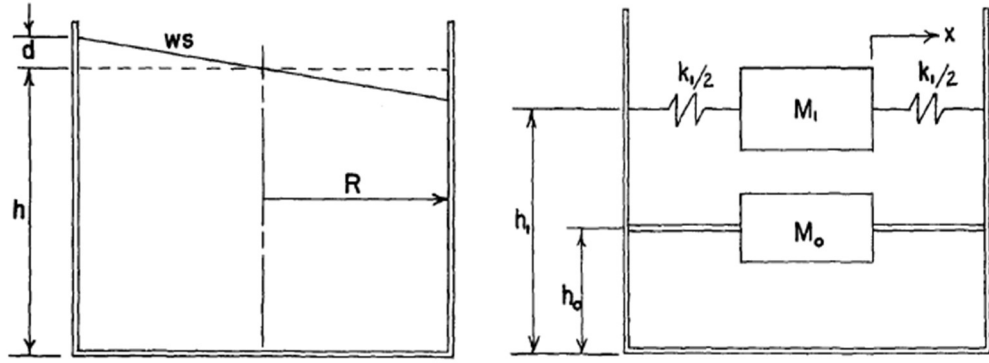
Ayaklı su depoları, deponun yükseltilmiş olması nedeniyle diğer çoğu depo türünden farklı karaktere sahiptirler. Genel manada suyu, yükseltilmiş bir haznede muhafaza ederek gerektiği durumlarda bu suyun sahip olduğu potansiyel enerjiden faydalanarak kullanıma sunmak hedeflenmektedir. Diğer tüm depo türlerinde olduğu gibi, ayaklı depoda da yapı sıvı etkileşimi tüm yapı davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahip

olabilmektedir. Kaldı ki yerüstü depolarından farklı olarak yapı davranışında taşıyıcı sistem ile birlikte sıvı etkileşimi farklı bir karakter alabilmektedir. Bu bağlamda, sıvının yapı (hazne) üzerindeki etkisini ve yapının da sıvı üzerinde yarattığı etkilerin genelden farklı olduğundan bahsetmek uygun olacaktır. Bu alt başlıkta sıvı-yapı etkileşimi konusunda özetle yöntemler ve genel davranışa ilişkin bilgiler aşağıda sunulmaktadır.

Sıvı depolarında bilindiği üzere, statik durumda hidrostatik basınçlar etkili olurken, deprem ve benzeri dinamik etkiler altında sıvı ve depo geometrisine bağlı olarak hidrodinamik basınçlar ortaya çıkmaktadır. Sıvının geometrik sınırlarına, sıkışabilirlik durumuna ve viskozite gibi özelliklerine bağlı olarak etkileşimde çeşitli farklılıklar ortaya çıkabilir (Livaoglu, 2005). Bu etkileşimlerin anlaşılması, yapıların güvenli ve dayanıklı bir şekilde tasarlanması açısından önemlidir.

Deprem etkisi altındaki ayaklı su depolarının davranışı, sıvı-yapı etkileşimini içeren karmaşık bir sorunu gündeme getirir. Bu karmaşıklık, sıvı ve yapı davranışlarının belirgin bir şekilde tanımlanamamasından kaynaklanır. Ayaklı su deposu deprem etkisi altında olduğunda, sıvının yapının davranışını nasıl etkilediği ve yapıda bulunan sıvının nasıl etkilendiği karşılıklı bir ilişkidir. Bu kompleks durumu anlayabilmek için deneysel çalışmalar yapıp sonuçlara ulaşılabilmektedir. Literatürde konuyla ilgili az sayıda deneysel çalışmadan bahsetmek mümkündür (Dieterman,1986;1988, Marashi ve Shakib,1997).

Analitik çalışmaların başında yapı-sıvı etkileşimi konusundaki ilk çalışmalar, barajların deprem sırasında nasıl davrandığını anlayabilmek için baraj yüzeyine etkiyen hidrodinamik basıncının belirlenmesine yöneliktir (Westergard, 1931). Daha sonra yerüstü su depoları konusunda gelişen literatür Housner (1957, 1963) tarafından yerden yükseltilmiş ve belirli bir taşıyıcı sisteme sahip su depolarının davranışlarını iki kütleli yöntem ile tarif ettiği çalışmaları literatüre sunmuştur. Bu yaklaşımların dışında sıvı salınım kütesinin sisteme dahil edildiği birçok farklı yaklaşım gerçekleştirilmiştir (Bauer, 1971 ; Veletsos, 1984 ; Malhotra, 2000).



Şekil 2.7. Zemin tanklarında sıvı-yapı davranışı (Housner, 1963)

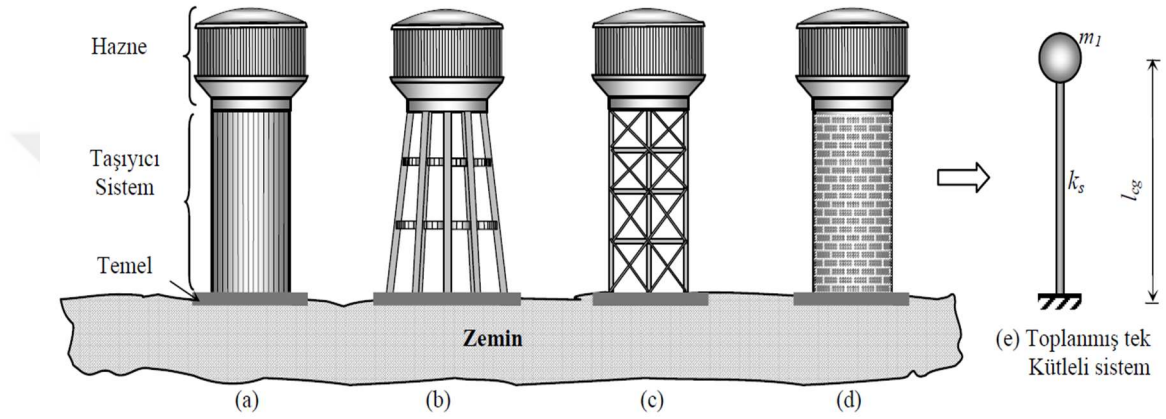
Bu çalışmada analitik yaklaşımlardan Housner'in (1963) ortaya koyduğu yöntemin Epstein (1976) tarafından düzenlediği formüller kullanılarak hesaplanan impuls ve salınım kütleleri ile sıvı etkileşiminin iki kütleli bir basitleştirilmiş modelle tarif edildiği yöntemler esas alınmaktadır. Basitleştirilmiş analitik yöntemler dışında sayısal yöntemlerle kullanılabilen geliştirilmiş birçok yaklaşım da mevcuttur. Bunlardan ilki kütle ekleme yaklaşımları olmakla birlikte, Euler ve Lagrange yaklaşımlarının ayrı ayrı ve birlikte kullanıldığı sayısal teknikler ile daha gelişmiş yöntemler olan Düzgünleştirilmiş Parçacık Hidrodinamiği (Smoothed Particle Hydrodynamics SPH) esaslı sonlu elemanlar yaklaşımlarından bahsetmek mümkündür. Bu yaklaşımlardan bazıları aşağıdaki alt başlıklarda özet olarak sunulmaktadır.

2.2.1 Analitik Yaklaşımlar

Tek Kütleli Sistem Yaklaşımı

Deprem etkisi altındaki ayaklı depoların davranışlarını anlamak ve analiz etmek, mühendislik alanında önemli bir araştırma konusu olmuştur. Bu bağlamda, 1950'lerin başlarında Chandrasekaran ve Krishna (1954) tarafından geliştirilen tek kütleli sistem yaklaşımı, ayaklı depoların deprem tepkilerini incelemek için temel bir adım olarak atılmıştır. Bu yaklaşıma göre Şekil 2.8'de görülen farklı taşıyıcı sistemlere sahip ayaklı depolar, belirlenen mekanik modeller kullanılarak incelenmiştir. Özellikle, sıvının davranışı ve taşıyıcı sistemin şekli üzerine odaklanan bu çalışmalarda, sıvının hareketi ve taşıyıcı sistemin geometrisi gibi faktörlerin, yapıların deprem tepkilerini belirlemedeki

kritik rolü vurgulanmaktadır. Ayaklı su depoları Şekil 2.8’de de görülebileceği gibi sarkaç türü titreşebilen bir yapıya benzetilebilir. Bu durumda deprem kuvveti ise sarkacı salınıma zorlayacak olan bir kuvvet olmalıdır. Kütleinin belirlenmesi çok zor olmamakla birlikte idealize edilmiş sistemin rijitliğini hesaplamak biraz meşakkatli olabilir. Bu hesaplamaları belli bir kurala oturtmak için yapılmış çok sayıda çalışma mevcuttur (Dutta vd, 2000; 2000a, 2004; ACI 371R-16, 2016)



Şekil 2.8. Ayaklı depolarına ait tek kütleli mekanik model (a) betonarme silindirik kabuk taşıyıcı sisteme sahip depo, (b) betonarme çerçeve taşıyıcı sisteme sahip depo, (c) çelik kafes ya da betonarme çaprazlı çerçeve taşıyıcı sistemli depo, (d) yığma taşıyıcı sisteme sahip depo, (e) tek kütleli mekanik model (Livaoğlu, 2005)

American Concrete Institute (ACI 371R-16, 2016) tarafından önerilen tek kütleli sistemde ise betonarme ayaklı su depoları için bir periyodun tahmin edildiği bir yöntem mevcut olmakla birlikte kompozit sistemler için farklı bir formül önerilmektedir. Kompozit (çelik - betonarme) kesitlerin kullanıldığı sistemlerde yatayda (I_c) eylemsizliğine ve (k_c) rijitliğe sahip ankastre kiriş davranışını göstermesi sebebi ile rijitlik hesaplarını Denklem 2.1’de verilen şekilde hesaplanmış, kompozit ayaklı su deposunun doğal titreşim periyodu ise Denklem 2.2’de verilmiştir.

$$k_c = \frac{3E_c I_c}{l_{cg}^3} \quad (2.1)$$

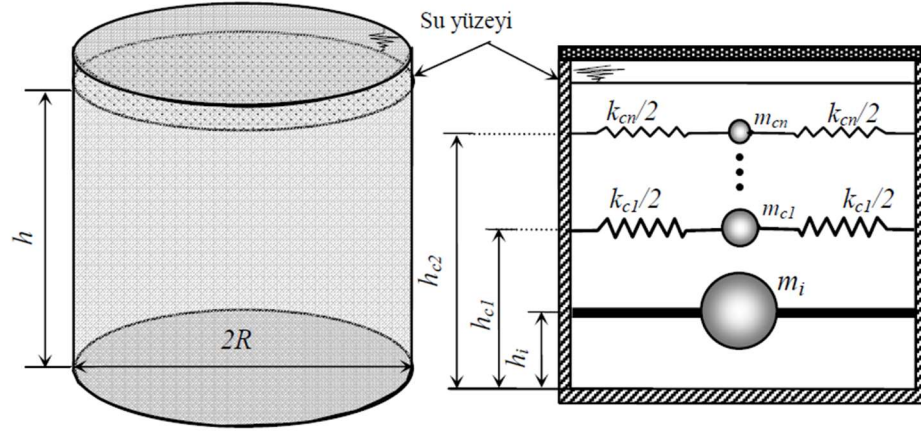
Burada I_c taşıyıcı sistemin eylemsizlik momentiyken l_{cg} haznede bulunan sıvının ağırlık merkezinden temel zemini ile arasındaki uzunluğu ve E_c ise kompozit sistemin elastisite modülünü temsil etmektedir.

$$T_f = 2\pi \sqrt{\frac{W_l}{g \cdot k_c}} \quad (2.2)$$

Burada ise W_l suyun ve yapının ağırlığı belirtirken g ise yerçekimi ivme değerini belirtmektedir. Silindirik kabuk taşıyıcı sisteme ait ayaklı su depoları ankastre kiriş modeline uygun olduğunu söylemek mümkün olmakla birlikte, çerçeve taşıyıcı sistemlerde birçok kolon ve kiriş elemanların birleşiminden oluşması sebebi ile genel sistem rijitliğini idealleştirmek çok da kolay olmamaktadır (Livaoğlu,2005). Tam dolu durumda tek kütleli sistem yaklaşımını kullanmak doğru sonuçlara yeterince yakınlık sağlamaya yeterken haznenin doluluk oranı azaldıkça sıvının salınım etkisinin artması ile bu etkinin ihmal edileceği açıktır.

Çok Kütleli Sistem Yaklaşımı

Tek kütleli modelden farklı olarak sıvının salınımının dahil edildiği sistemler çok kütleli sistem olarak adlandırılmıştır. Tek kütleli sistem yaklaşımlarında doğruluğa yaklaşabilmek için su deposunun hazne kapasitesinin tam kapasite veya ona yakın olması gerektiğinden bahsedilmişti. İşletme durumunda depodaki su miktarını tam kapasitede tutmak çok zordur. Bu sebeple deprem gibi dinamik bir yük etkisinde, suyun temel kütlelerinin oluşturduğu pasif yük olarak tabir edilen impuls etkisinin yanında sıvının yaptığı salınımın oluşturacağı aktif bir kütleden bahsetmek mümkündür. Şekil 2.9'da sıvı-yapı mekanik modelinde sıvının birçok kütleyle ayrıldığı görülmektedir. Yapılan çalışmalar arasındaki temel fark sıvı kütlelerinin salınımdaki etkisini tarif etmek için kullanılan kütlelerin tek bir seviyede veya birden fazla seviyede sisteme dahil olmasından kaynaklanmaktadır.



Şekil 2.9. Sıvının çok kütleli sistem mekanik modeli (Livaoğlu, 2005)

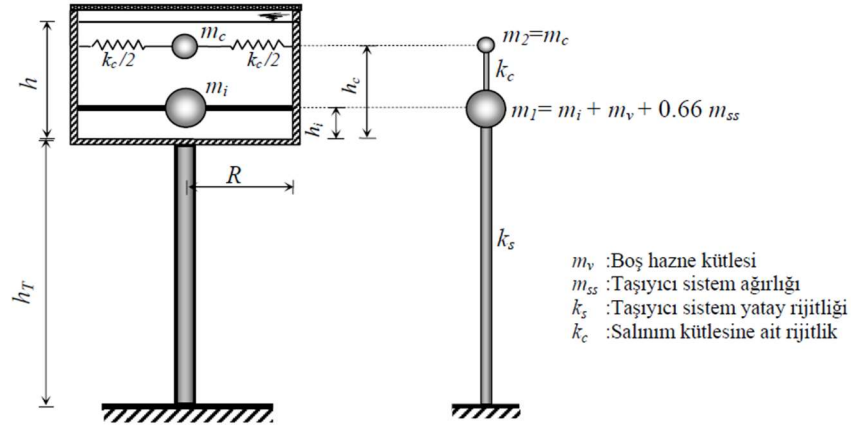
Housner (1963), Bauer (1971), Veletsos (1984) ve Malhotra (2000) gibi araştırmacılar salınım etkisinin sistemde ne gibi davranış değişikliğine sebep olduğuna dair çalışmalar yapmış ve basit çalışmalar için yaygın kullanılan modelleri ortaya sunmuşlardır.

Housner İki Kütleli Sistem Yaklaşımı

Yapılan araştırmalarda hızlı ve uygulanabilir yöntemler için birçok salınım kütesinin tarif edilmesi yerine tek salınım kütesinin yeterliği olacağıdır (Housner,1963 ; Shepherd, 1972). Housner (1963) bu yaklaşımın çalışabilmesi için belli kabuller yapmıştır. Yaptığı bu kabuller aşağıda açıklanmaktadır.

- Sıvının hazne ile temas ettiği yüzeyin düşey ve düz olduğu
- Hazne duvarının esnek olmadığı
- Hazne içindeki sıvının viskozitesiz yani sıkıştırılamayacağı
- Sıvının salınım sırasında küçük yer değiştirmelere sahip olması
- Sıvıda dönme olmadığı
- Dinamik etkiye maruz kalan sıvının hazne içindeki duvarlar arası hareket edeceği
- Bu hareket sırasında su sıkışamayacağı için yükselmeye çalışması gerektiği

gibi kabullerden bahsetmiştir. Bu kabuller ışığında Şekil 2.10'da görülen ayaklı su depoları için mekanik model ve bu modele karşılık gelen eşdeğer bir sistem önermiştir.



Şekil 2.10. (a) Ayaklı su depoları için mekanik model ve (b) eşdeğer iki kütleli model (Livaoğlu, 2005)

Burada m_i , m_c , m_w , h , R sırası ile impuls kütlesi, salınımın kütlesi, hazne içindeki sıvı ağırlığı, sıvı yüksekliği ve hazne yarıçapını vermektedir.

$$m_i = m_w \frac{\tanh 1.7R/h}{1.7R/h} \quad m_c = m_w (0.6) \cdot \frac{\tanh 1.8h/R}{1.8h/R} \quad (2.3)$$

k_c salınımın rijitliği olmakta ve h_c ise salınım kütlesinin yüksekliğini belirtmektedir.

$$k_c = 5.4 \frac{m_c^2}{m_w} \cdot \frac{gh}{R^2} \quad h_c = h \left[1 - 0.185 \left(\frac{m_w}{m_c} \right) \left(\frac{R}{h} \right)^2 - 1.12 \frac{R}{h} \sqrt{\left(\frac{m_w R}{3m_c h} \right)^2 - 1} \right] \quad (2.4)$$

h_i ise impuls kütlesinin yüksekliğini belirtmektedir.

$$h_i = \frac{3}{8} h \left\{ 1 + 1.33 \left[\frac{m_w}{m_c} \cdot \left(\frac{R}{h} \right)^2 - 1 \right] \right\} \quad (2.5)$$

Bu yöntemde m_i impuls kütlesi sıvının kütlesi olmakla birlikte ACI 371R-98 (1998) yönetmeliğinde ayak kütlesinin %66'sının da dahil edilmesi gerektiği ve Priestley vd., (1986) tarafından yapılan çalışmada ise ayak kütlesinin tamamının m_i kütlesinin içine dahil edilebileceğinden bahsetmişlerdir. Epstein (1976) yaptığı çalışmada, Housner

(1963)'in yaptığı çalışmadan bazı değişiklikler yaparak yeniden şekillendirmiştir. Bu çalışmada sıvı-yapı etkileşimi için seçilen yaklaşım Çizelge 2.1'de verilen, Epstein tarafından düzenlenen formüller kullanılarak yapılacaktır.

Bauer Çok Kütleli Sistem Yaklaşım

Bauer (1964) yaptığı çalışmada yukarıda verilen Housner'in yaptığı kabullerin son ikisi hariç diğer kabulleri aynen uygulamıştır. Şekil 2.9'da görüleceği gibi sıvının farklı yüksekliklerde birçok kütleyle temsil edileceğini en alttaki kütlelerin salınma katılmayacağını fakat diğer tüm seviyelerde sıvıyı tarif eden kütlelerin ise salınma maruz kalacağını belirtmiştir. Çizelge 2.1'de Housner ve Bauer yaklaşımlarında kullanılan eşitlikler verilmiştir.

Çizelge 2.1. Housner ve Bauer bağıntıları

	Bauer modeli	Housner Modeli (Epstein, 1976)
Salınım Frekansısı (ω^2)	$\omega^2 = \frac{g}{R} \lambda_n \tanh\left(\lambda_n \frac{h}{R}\right)$	$\omega^2 = \frac{g}{R} 1.84 \tanh\left(1.84 \frac{h}{R}\right)$
Salınım kütlesi rijitliği (k_{cn})	$k_{cn} = m_{cn} \frac{g}{R} \lambda_n \tanh\left(\lambda_n \frac{h}{R}\right)$	$k_c = m_c \frac{g}{R} 1.84 \tanh\left(1.84 \frac{h}{R}\right)$
Salınım kütlesi (m_{cm})	$m_{cn} = m_w \frac{2 \tanh\left(\lambda_n \frac{h}{R}\right)}{\lambda_n (h/R) (\lambda_n^2 - 1)}$	$m_c = m_w \cdot 0.318 \frac{R}{h} \tanh(1.84h/R)$
İmpuls kütlesi (m_i)	$m_i = m_w \left(1 - \sum_{M=0}^{\infty} \frac{m_{cn}}{m_w}\right)$	$m_i = m_w \frac{\tanh 1.74(R/h)}{1.74(R/h)}$
Salınım yüksekliği (h_{cm})	$h_{cn} = h \left[\frac{1}{2} - \frac{4}{\lambda_n (h/R)} \tanh\left(\lambda_n \frac{h}{2R}\right) \right]$	$h_c = \left[1 - \frac{\cosh(1.84h/R) - 1}{1.84h/R \sinh(1.84h/R)} \right]$
İmpuls yüksekliği (h_i)	$h_i = h \left[\frac{1}{2} - \frac{4}{(m_i/m_w)} \sum_{m=0}^{\infty} \left(\frac{m_m}{m_w} \right) \left(\frac{h_m}{h} \right) \right]$	$h_i = \frac{3}{8} h$

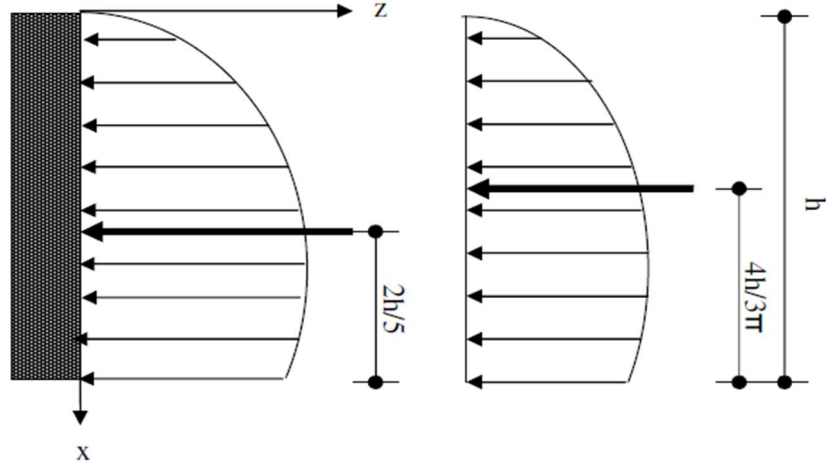
Bauer yaklaşımındaki λ_n birinci mertebeden Bessel fonksiyonunun köklerini göstermektedir. İstenilen salınım kütlesi kadar değeri bu fonksiyonda hesaplayıp Çizelge 2.1'deki bağıntılarda yerine konulup çözüm elde edilebilir.

2.2.2 Nümerik Yöntem Kullanılarak Yapılan Yaklaşımlar

Nümerik yöntemlerin kullanım zorluklarının başında birçok işlemin gerçekleşmesi ve birbirlerine bağlı birçok sayısal çözümün oluşması gelmektedir. Teknolojinin gelişmesi ve yapısal çözüm programlarının çoğalmasıyla nümerik yöntemleri kullanmak kolaylaşmıştır. Ayaklı su deposu gibi basit yapılarda belli kabullerle yapılan analitik çözümler ile gerçeğe yakın sonuçlar elde edilirken yapı sistemi büyüyüp eleman sayısı çoğaldıkça analitik çözümler için işlemler artmakta ve gerçek sonuçlardan uzaklaşmaktadır. Nümerik yöntemler için belirli algoritmalar oluşturup çözümün elde edilmesi depo cidarı üzerindeki hidrodinamik etkilerin daha güvenilir bir şekilde elde edilmesini sağlamaktadır. Ancak betonarme sığ yerüstü depoları ile betonarme ayaklı su depoları için sıvının yapı davranışı üzerindeki etkisinin basitleştirilmiş analitik yaklaşımlar ile elde edilmesi yeterli olmaktadır.

Sayısal yaklaşımlardan ilki ve en basit olanı, hidrodinamik basınca göre elde edilecek su kütlelerini ilgili sonlu eleman noktasına ekleyerek gerçekleştirilen ve uygulamada sıklıkla kullanılan Westergaard (1931) eklenmiş kütle yaklaşımıdır. Depremin baraj duvarlarına yaptığı etkiyi araştırmak için ilk olarak 1930'ların başında kullanılmış bu yöntem, yukarıda da ifade edildiği gibi suyun hidrodinamik basınç etkisini dikkate almaya çalışmak maksadıyla düşünülmüştür. Bu çalışmasında sıvının viskozitesiz ve sıkışabilir olduğunu ve yüzey dalgalarının ihmal edilebileceğinden bahsetmiş, yer değiştirmelerin küçük olacağı kabulünü kullanmış ve Şekil 2.11'de görüleceği üzere duvar yüksekliği boyunca değişen hidrodinamik basınç etkisini tarif etmiştir. Westergaard (1931), yaptığı çalışmada basınç formülünün en sade hali olarak aşağıdaki bağıntıyı sunmuştur (Denklem 2.6).

$$P_i(z) = \frac{7}{8} \cdot a_m \cdot \rho \cdot \sqrt{h \cdot z} \quad (2.6)$$



Şekil 2.11. Duvar yüksekliği boyunca değişen hidrodinamik basınç dağılımları (Yıldız, 2009)

Bu bağıntıda geçen P_i impuls etkisinden doğan hidrodinamik basıncı tarif ederken ρ sıvı birim hacim ağırlığını ve α_m ise maksimum yer ivmesini göstermektedir.

Yine yapı-sıvı etkileşiminde sıklıkla kullanılan Lagrange yaklaşımı, özellikle deprem, dalga etkisi veya rüzgar gibi dış etkenlere maruz kalan yapıların dinamik analizi için kullanılan etkili bir araçtır. Bu yöntem her bir parçacığın bağımsız hareketini izlemek üzerine kurulmuş, yapıların hareketini ve sıvının tepkisini aynı koordinat sistemine entegre ederek yapı-sıvı arasındaki etkileşimlerin daha ayrıntılı ve doğru bir şekilde anlaşılmasını sağlar. Lagrange yaklaşımı, Hamilton prensibine dayanır ve sistemin hareketini kısıtlamalar olmaksızın sanal bir uzayda tanımlar. Bu yaklaşımda, sistemin kinetik ve potansiyel enerjilerinin toplamı olan Lagrange fonksiyonu minimize edilir. Lagrange fonksiyonu, sistemin konumu, hızı ve zamanı içeren bir skaler fonksiyondur ve bu fonksiyon doğrusal ya da doğrusal olmayan davranışa sahip sistemler için kullanılabilir.

Diğer bir yaklaşım ise Euler yaklaşımıdır. Euler yaklaşımı, sıvı ve katı ortamları bağımsız değişkenler olarak ele alır ve her iki ortamın hareketini ayrı ayrı analiz eder. Bu yaklaşım sıvı ortamını Eulerian koordinat sistemine dönüştürür ve katı yapıyı bu sistemde sabit bir çerçevede tutarak etkileşimi modellemeyi amaçlar. Navier-Stokes Denklemleri, sıvının

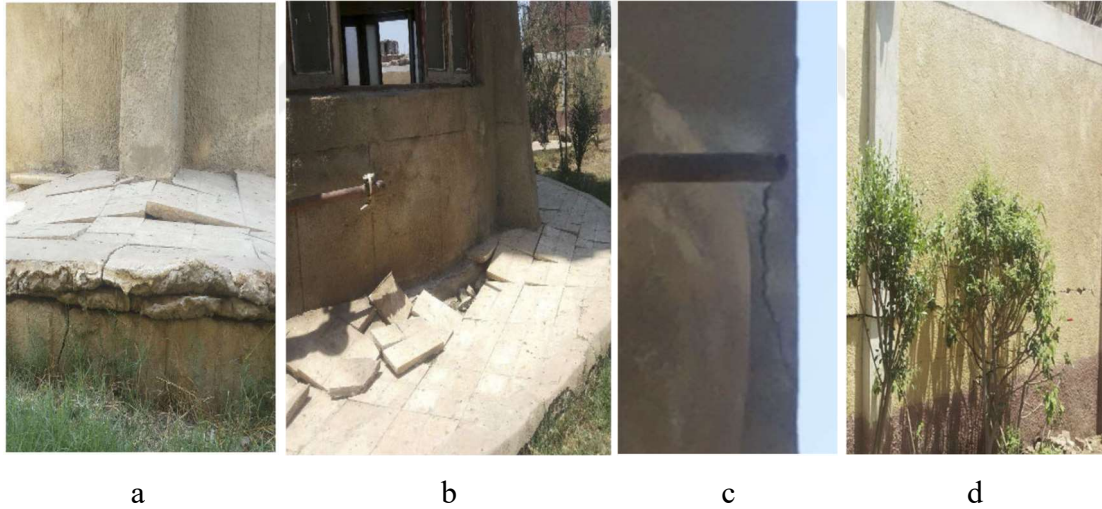
hareketini tanımlarken, katı yapıdaki deformasyonu ifade eden ilgili Denklemlerle birleştirilir. Bu yaklaşım, her iki ortamın özelliklerini ve davranışlarını ayrıntılı bir şekilde anlamamıza olanak tanır.

Yukarıda bahsedilen yaklaşımlar dışında bir de Düzgünleştirilmiş Parçacık Hidrodinamiği (Smoothed Particle Hydrodynamics SPH) yaklaşımı mevcuttur. Bu yaklaşım akışkanların dinamik davranışını modellemek için kullanılan bir sayısal simülasyon yöntemidir. Düzgünleştirilmiş Parçacık Hidrodinamiğinin temel prensibi sürekli bir ortamı belirli sayıda parçalara bölerek, parçacıklar kümesi halinde modellemektedir. Lagrange yöntemi kullanılarak parçacıkların kütle ve hız gibi fiziksel özellikleri tanımlanır. Lagrange yönteminden farklı ve avantajlı yönü ise Lagrange yönteminde parçacıkların birbirleri ile etkileşimleri tam olarak tarif edilemezken bu durum SPH yönteminde seçilen Kernel fonksiyonları ile çözülür. Her akışkan parçacığın fiziksel büyüklükleri (yoğunluk, basınç ve hız vd.) parçacıklar arasındaki mesafeye bağlı olarak hesaplanabilir. Bu yöntem karmaşık akışkan problemleri çözümünde yaygın olarak kullanılmaktadır.

2.3 Yapı-Zemin Etkileşimi

Ayaklı su depoları için sıvı etkisinin dışında kütleli yapı sistemi içerisindeki yükseltilmiş konumu taşıyıcı sistemin oturduğu alana göre oldukça narin oluşu gibi nedenlerle, yapı davranışını etkileyecek bir diğer önemli husus da yapı zemin etkileşimidir. Zemin birçok bilinmeyenine sahip olmakla birlikte konuyla ilgili yapılan çalışmalar 20. Yüzyılın başlarına kadar gitmektedir. 1904 yılının başlarında Lamp tarafından yapılan çalışmalar yapı-zemin için gerçekleştirilen ilk çalışmalardandır (Filho vd., 1997). Zeminde yapılan çalışmalarda yapılan hatalar sebebi ile statik yükler altında bile zeminde oturmaları ve farklı oturmalarından kaynaklı olarak yapıda dönmeler gözlemlenebilmektedir. Bu sebeple yapılar deprem gibi içeriği bilinmeyen dinamik yüklemelere maruz kaldıklarında, zeminle olan etkileşimleri göz ardı edilemeyecek kadar önemli bir hal almaktadır. Geleneksel yöntemler, bu etkileşimi göz ardı ederek, yapı sisteminin zemine ankastre olarak bağlı olduğunu varsayar. Bu etki zemin kayma hızı yüksek olan ve/veya kaya türü zeminlerde doğru sonuç vermekle birlikte zeminin kayma

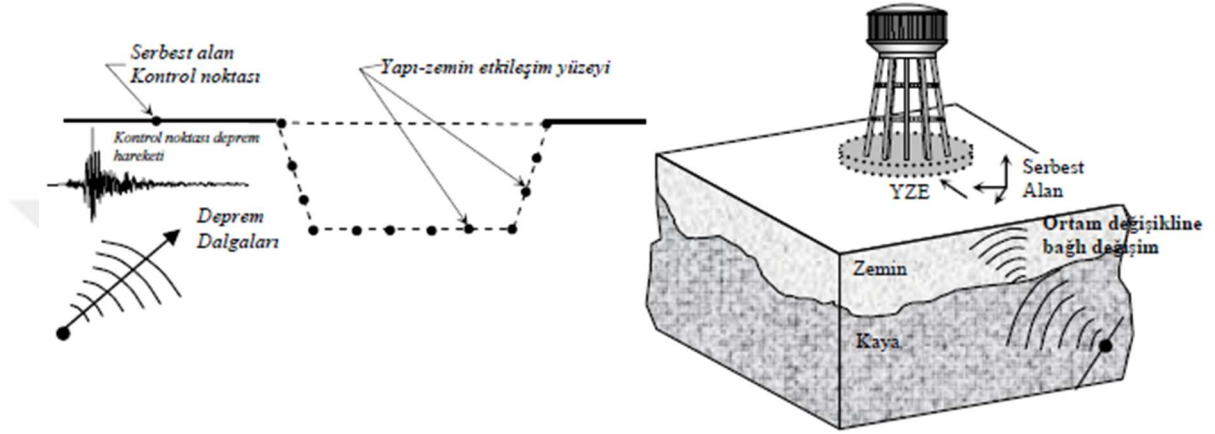
hızına bağılı olarak zeminin rijitliğı azaldıkça ve temel sisteminin zayıflığı gibi etkenlere de bağılı olarak bu varsayım gerçek değerlerden uzaklaşma eğilimi göstermektedir. Gerçekçi bir tasarım için, zemin durumu ve yapı sisteminin özelliklerine bağılı olarak zemin etkileşiminin dikkate alınması tasarım için hayati önem taşır. Bu etkileşim, yapının doğal titreşim periyotlarını, yerdeğıştirme tepkilerini ve iç kuvvetlerini önemli ölçüde değıştirebilir. Söz konusu bu değışim dinamik durumlar dışında statik yüklenme etkisi altında dahi risk doğurabilecek düzeye erişebilir. Şekil 2.12’de görülen Mısır’ın Meet Ghamr şehrinin Meet Al-Qurashi köyünde 750 m³ hazne kapasitesine sahip ayaklı su deposundaki oturmalar incelenmiş ve 3 farklı tarihte (Temmuz 2014, Eylül 2014, Aralık 2014) ölçülen değerler karşılaştırılmıştır. Bu çalışmada ayaklı su deposunun kuşak kirişi seviyesinde 5.32 cm değerinde doğuya doğru bir deplasmanın ölçüldüğü çalışmada ifade edilmektedir (Zeidan vd., 2020). Bu örnekten de anlaşılacağı üzere, çoğu durumda, yapıların tasarım aşamasında zemin davranışının dikkate alınmasının önemi açıktır.



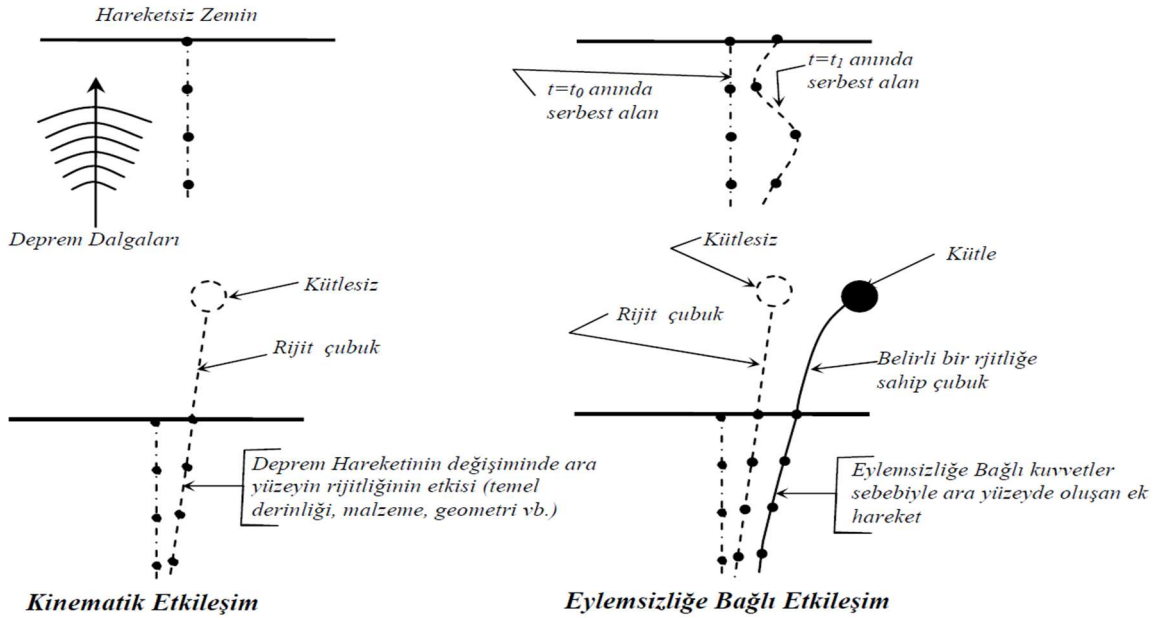
Şekil 2.12. Ayaklı su deposunda oturma kaynaklı zemin deformasyonları a) ve b), oturma kaynaklı taşıyıcı eleman çatlağı c), ortak tuğla duvar çatlağı d) (Zeidan vd., 2020)

Deprem dalgaları, kaynaktan yayılmaya başladıktan sonra farklı bir anda, farklı açıyla ve farklı formda temel sistemine ulaşır. Bu dalga hareketi, yapı ve zeminde çeşitli iç kuvvetlere, ötelenmelere ve dönmelere neden olur. Yapı-zemin etkileşiminin belirlenmesinde ilk adım, ortamın karakteristiklerini yansıtan bir kontrol noktası seçmektir. Bu nokta, yapı-zemin sistemi üzerindeki değışimin kontrol edilebilmesi

maksadıyla referans olarak kabul edilebilir. Serbest alandaki yer hareketi, yapı-zemin etkileşim yüzeyindeki karakterlerden farklılık gösterebilir. Temel elemanlarının ve zemin sisteminin özelliklerine bağlı olarak yapısal elemanlarda oluşacak iç kuvvetler farklılık gösterebilmektedir. Yapı temel sisteminin birlikte çalışması temelde iki farklı etkileşim mekanizmasına bağlıdır. Bunlar Şekil 2.14'te şematik hali gösterilen eylemsizlik ve kinematik etkileşim mekanizmalarıdır (Livaoğlu, 2005).



Şekil 2.13. Serbest alan ile yapı-zemin etkileşiminin şematik gösterimi (Livaoğlu,2005)



Şekil 2.14. Kinematik ve eylemsizlik etkileşimlerinin şematik gösterimi (Livaoğlu, 2005)

2.3.1 Kinematik Etkileşim

Kinematik etkileşim, yapı ve zemin arasındaki yer hareketinin zemin özellikleri ve tabakalanması, temel boyutları ve benzeri gibi nedenler ile değişiminden kaynaklanan durumu ifade eder. Bu etkileşim, Şekil 2.13'te de görüleceği üzere genellikle yapı temeli ve zemin ara yüzeyindeki her noktada serbest alan hareketinin farklı olmasından kaynaklanır (Livaoğlu, 2005). Bu fark kinematik etkileşimden kaynaklı olarak ortaya çıkar. Kinematik etkileşimi etkileyen temel etkenler aşağıda sıralanmıştır.

- Temel sisteminin boyutları
- Temel sisteminin geometrisi
- Temel sisteminin rijitliği
- Temel sisteminin gömülme derinliği
- Temelin maruz kaldığı frekans büyüklüğü
- Zemin ortamının tabakalanması
- Zemin ortamının özellikleri

Bunlardan temel sisteminin maruz kaldığı depremin frekans içeriği ne kadar yüksek ise temelin kinematik etkileşim sebebi ile oluşacak tepkileri o denli artma potansiyeline sahiptir. Ayrıca temelin zemin içine gömülme derinliği arttıkça kinematik etkilerde de bu durumda artış olması beklenmektedir. Özellikle sığ, küçük ve rijit temel sistemlerinin durumunda, kinematik etkileşimin, serbest alandaki hareketi çok az değiştirdiği gözlemlenmektedir. Bu durumda, yapı ve zemin arasındaki etkileşimlerin sonucunda ortaya çıkan değişikliklerin, genel olarak önemsiz olduğu kabul edilmektedir (Veletsos ve diğerleri, 1988). Yapı-zemin etkileşiminin incelenmesinde, bu tip temel sistemlerinin kinematik etkileşimlerinin dikkate alınması gerekmeyebilir. Bu bağlamda analizler, genellikle bu tür etkileşimlerin etkisinin önemsiz olduğu kabul edilerek, daha basitleştirilmiş modeller ile dikkate alınabilir.

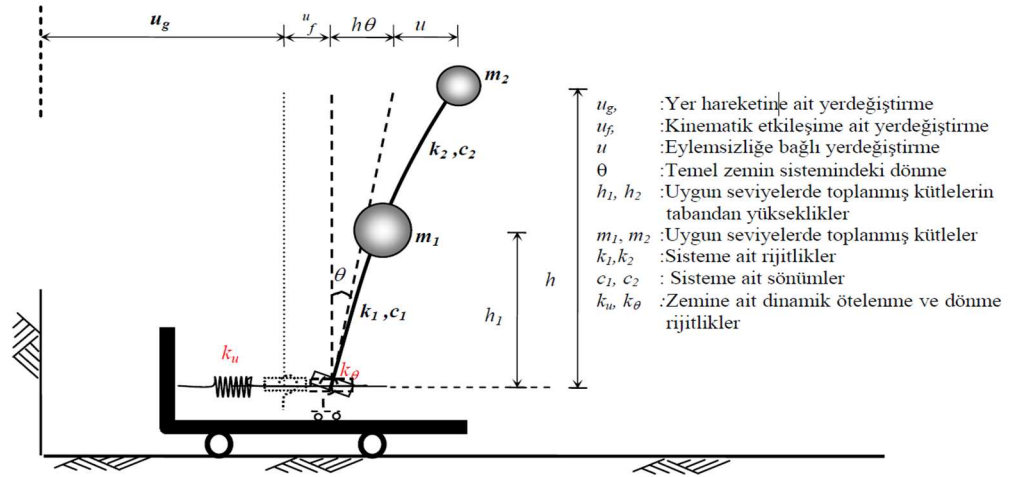
2.3.2 Eylemsizlik Etkileşimi

Yapı-zemin sistemlerinde eylemsizlik etkileşimi, yapıdaki titreşimlerin yalnızca yapı rijitlik ve kütle dağılımına bağlı olmayıp, yapıyla birlikte hareket eden temel-zemin

sistem bütününe olan etkisi nedeniyle ortaya çıkan toplam davranışın tahmin edilmesi hadisesidir. Bu etkileşim, yapıdaki eylemsizlik kuvvetlerinin temel-zemin ara yüzeyine iletilmesi ve bu yüzeyde çeşitli şekillerde reaksiyonlara neden olmasıyla ortaya çıkar. Özellikle yapıda meydana gelen yer hareketlerinden kaynaklanan titreşimler, yapıdaki kütlelerin sabit kalmak istemesi sonucu eylemsizlik kuvvetlerine dönüşür. Bu kuvvetler, üst yapının mesnetlendiği varsayılan temel-zemin sistemiyle etkileşime girer. Sonuç olarak, temel-zemin sistemi üzerinde çeşitli yer değiştirmeler, dönmeler ve bunlara bağlı reaksiyonlar ancak belirli bir düzeyde rijitlik kabiliyetlerine bağlı olarak meydana gelir. Söz konusu rijitlik düzeylerinin yapıdan kaynaklanan talepleri temel/zemin alt sistemi görece olarak büyük deplasmanlar ve/veya dönmeler ortaya çıkmadan karşılayabilecek düzeyde olmaları durumunda eylemsizlik etkileri göz ardı edilebilecek düzeyde kalmaktadır. Söz konusu bu etkileşim statik ve dinamik durumda zemin ortamının birbirinden çok farklı mekanik özellikler sergilemesi nedeniyle ayrı ayrı değerlendirilmesi gereken hususlardır.

Eylemsizlik etkileşimi, yapıyı oluşturan elemanlarla temel-zemin sistemi arasındaki dinamik ilişkiyi açıklar. Bu etkileşim, yapı tasarımında ve analizinde önemli bir faktördür çünkü yapıdaki titreşimlerin temel-zemin sistemi üzerindeki etkileri güvenlik ve stabilite açısından dikkate alınmalıdır. Şekil 2.15'te eylemsizlik etkileri mekanik model üzerinde gösterilmiştir. Bu etkileşim mekanizması tüm yapılar üzerinde yüksek etki oluşturmasa da özellikle narin veya yüksek yapılar üzerinde ihmal edilemeyecek kadar önemlidir (Livaoğlu ve Doğan, 2003).

Türkiye bina deprem yönetmeliği (TBDY, 2018)'de ek 16C.1 de yapı-zemin etkileşiminin yönetmelik kapsamında nasıl dikkate alınması gerektiği ifade edilmektedir. Burada söz konusu yaklaşımların tasarımcılar tarafından kolaylıkla gerçekleştirilebilmesi için oldukça basitleştirilmiş yaklaşımlar olduğunu ifade etmek uygun olacaktır. Bu kısımda temelin yüzeysel olması durumu ve zeminin görece yumuşak olması durumunda yapı-zemin etkileşiminin genelde yapı elemanlarında oluşacak kuvvetin azalmaya sebebiyet vereceğinden yapı zemin etkileşiminin ihmal edilebileceğine zayıf zeminlerde kazık olması durumunda ise hem eylemsizlik hem de kinematik etkileşimlerinin yapılması gerektiğinden bahsedilmektedir.



Şekil 2.15. Eylemsizlik etkileşimini ötelenme ve dönme serbestliklerini içeren mekanik model (Livaoglu, 2005)

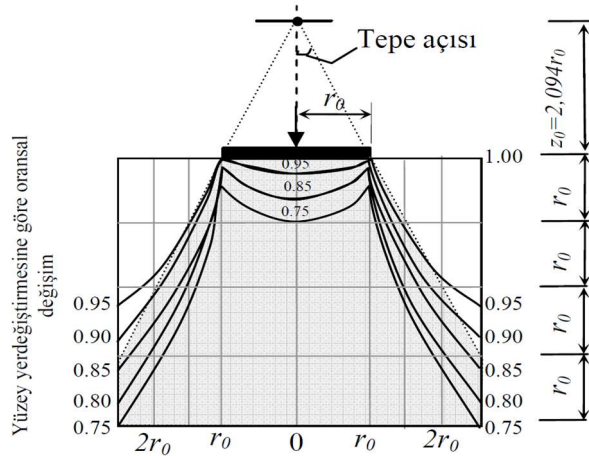
Literatürde olduğu gibi uygulamada da sıklıkla tercih edilen iki temel yaklaşımla yapı-zemin etkileşimini dikkate almak mümkündür. Bunlar doğrudan hesap yöntemi ve alt sistem yaklaşım yöntemidir. Doğrudan hesap yönteminde yapı ve zemin aynı sistem içinde modellendiği ve çözüme gidildiği hesap yöntemidir. Zemin için gerekli sönüm oranları ve zemin parametrelerinin tanımlandığı, yapı için ise elemanların malzeme modellerinin ve gerekli sönüm davranışlarının tanımlandığı sistemin sonuçlarının hesaplanmasıdır. Alt sistem yaklaşımında ise üst yapı, temel/zemin sistemi ve alt yapı sistemi olarak iki farklı sistem dikkate alıp, ilk olarak alt sistemdeki tepkilerin üst yapı sisteminin olmadığı durum için dikkate alındığı, daha sonra ise üst yapı için belirlenen kinematik etkileşim nedeniyle değişen ve alt sistem çözümlerinden elde edilen yer hareketinin üst yapı temel zemin sistemine uygulanması ile sonuçların elde edildiği hesap yöntemidir. Bu yöntemlerde etkileşim için yükleme türleri statik ve dinamik yükleme olmak üzere iki şekilde ifade edilebilir

2.3.3 Statik Etkileşim

Yapı-zemin etkileşiminde statik etkileşim, üst yapı sistemin temel/zemin sistemi ile statik yükler etkisi altında ve zeminin göreceli olarak yüksek şekildeğişmeler etkisindeki mekanik özelliklerine bağlı olarak değişimini ifade eder. Bu etkileşimde, yapı üzerindeki

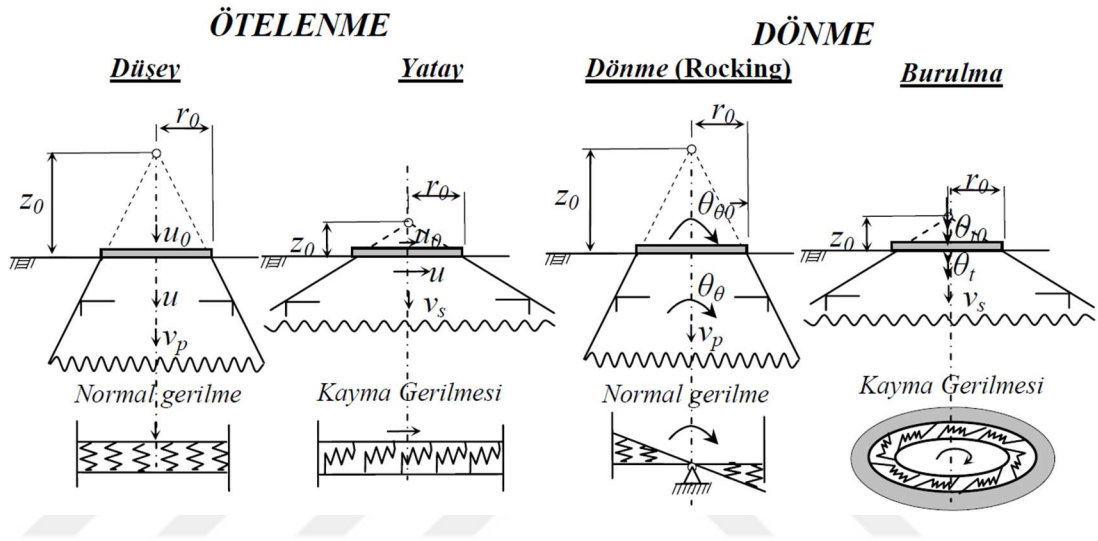
sabit yükler veya değişmeyen yükler altında, zeminin taşıma kapasitesi ve reaksiyonları dikkate alınır. Literatürde sıklıkla kullanılan ve bu etkileşimi tarif eden ilk yöntemlerin başında gelen Winkler'in geliştirdiği yöntem, bu etkileşimi düşeyde yaylar aracılığıyla temsil etmeye çalışır. Bu yöntem esas alınarak, geliştirilen farklı yöntemler bulunmakla birlikte, genel olarak buradaki maksat temel sisteminin yatay yer değiştirmelerini ihmal ederek zeminin oturmalarını düzgün şekilde tarif etmeyi hedeflemektir. Bu yaklaşımda, yapı temelinin üzerinde bulunduğu zeminin statik rijitlik değerleri kullanılarak etkileşim hesaplanır.

Bu yöntemlerde esas olarak düşey temel/zemin sisteminin rijitliklerinin, statik yükler etkisinde ve göreceli olarak yüksek şekilde değişimler durumunda rijitliklerin tahmin edilmesi gerekmektedir. Bu konuyla ilgili farklı yaklaşımlar olmakla birlikte uygulamada sıklıkla kullanılan yöntem, rijit bir diskin herhangi bir yarı sonsuz elastik ortam üzerinde düşeyde sabit bir yük altında kaldığında, elastik ortamdaki düşey yer değiştirmelerin derinlikle nasıl değiştiği esasına dayanmaktadır. Bu teoriler arasında belirgin farklılıklar olmamakla birlikte, genel olarak Boussinesq teorisine benzer yaklaşımlar kullanılmıştır. Boussinesq teorisine göre, bir disk tarafından zemine uygulanan düşey yük nedeniyle elastik ortamda yer değiştirmeler, diskin altındaki zeminin derinliği boyunca belirli bir desende olur (Wolf, 1994). Şekil 2.16'da Boussinesq teorisine göre düşey yük etkisinde zeminin tepkisini vermektedir.



Şekil 2.16. Boussinesq teorisine göre elastik bir ortam üzerine statik yüklü bir zeminin derinlikle değişimi

Bu teori, disk altındaki zeminin rijitlik karakteristiğini belirlemek için kullanılabilir. Diskin altında kalan zeminin elastik ortamda düşey rijitliği, diskten uzaklaştıkça azalır ve derinlikle değişir. Bu derinlikle değişim deseni, disk altındaki zeminin tepkisini ve statik yükün etkilerini anlamak için önemlidir. Düşey rijitlikler haricinde yatay ötelenme, dönme ve burulma rijitliklerinin de hesaplanması için gereken konik etki alanları Wolf, (1994) tarafından Şekil 2.17’de gösterilmiştir.



Şekil 2.17. Farklı serbestlik dereceleri için koni modelleri, dalga yayılma doğrultuları ve zeminde oluşan gerilmeler (Wolf, 1994; Livaoglu, 2005)

Yüzeysel temel kabulünün yapıldığı sistemlerde statik rijitliklerin hesabı için birçok formülasyon geliştirilmiştir. Temelin gömülü olması durumunun statik rijitlikler üzerindeki etkisinin araştırıldığı bir çalışma Çizelge 2.2’de verilmiştir (Livaoglu ve Doğangün, 2004).

Bu çalışma kapsamında yüzeysel temel kabulü yapılmış ve zemin için yatay rijitlik değerini Denklem 2.7,

$$\frac{8 \cdot G \cdot r_0}{2 - \nu} \quad (2.7)$$

dönme rijitlik değerini ise Denklem 2.8’de gösterilen şekilde,

$$\frac{8 \cdot G \cdot r_0^3}{3(1-\nu)} \quad (2.8)$$

Çizelge 2.2. Rijit dairesel temel zemin sistemlerinin yüzeysel temel ve gömülü temel durumuna göre statik rijitlikler (Livaoğlu ve Doğangün, 2004)

Rijitlik	Yüzeysel Temel Kabulü	Gömülü Temel Kabulü
Yatay (K _H)	$\frac{8 \cdot G \cdot r_0}{2-\nu}$	$\frac{8 \cdot G \cdot r_0}{2-\nu} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{r_0}{d}\right) \left(1 + \frac{e}{r_0}\right) \left(1 + \frac{e}{d}\right)$
Düşey (K _V)	$\frac{4 \cdot G \cdot r_0}{1-\nu}$	$\frac{4 \cdot G \cdot r_0}{1-\nu} \left(1 + 1.3 \frac{r_0}{d}\right) \left(1 + 0.54 \frac{e}{r_0}\right) \left(1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{e}{r_0}\right) \frac{e/d}{2 - e/d}\right)$
Dönme (K _R)	$\frac{8 \cdot G \cdot r_0^3}{3(1-\nu)}$	$\frac{8 \cdot G \cdot r_0^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{1}{6} \frac{r_0}{d}\right) \left[1 + 2.3 \frac{e}{r_0} + 0.58 \left(\frac{e}{r_0}\right)^3\right] \left(1 + 0.7 \frac{e}{d}\right)$
Burulma (K _T)	$\frac{16 \cdot G \cdot r_0^3}{3}$	$\frac{16 \cdot G \cdot r_0^3}{3} \left(1 + \frac{1}{10} \frac{r_0}{d}\right) \left(1 + 2.67 \frac{e}{r_0}\right)$

zemin rijitlik hesaplama formülleri kullanılarak hesaplanacaktır. Burada; G zemin kayma modülünü tarif ederken r_0 dairesel temel yarıçapı ve ν poisson oranını vermektedir. Gömülü temeller için ise d rijit tabaka üzerindeki zemin yüksekliğini, e ise temelin gömülme derinliğini vermektedir.

2.3.4 Dinamik Etkileşim

Statik etkileşimde zeminde hiçbir şekilde sönüm etkisi dahil edilmemiş sadece rijitlik üzerinden sisteme zemin davranışı dahil edilmiştir. Dinamik davranışta ise zeminin sönüm üretebildiğini ve bu sönümün hareket Denklemi üzerinde dikkate alınması gerektiği anlaşılmaktadır. Klasikleşmiş hareket denklemi, Denklem 2.9'da görülmektedir.

$$[M]\{\ddot{u}(t)\} + [C]\{\dot{u}(t)\} + [K]\{u(t)\} = \{R(t)\} \quad (2.9)$$

Sistemin kütle matrisini $[M]$, sönüm matrisini $[C]$ ve rijitlik matrisini $[K]$ temsil etmektedir. $\{\ddot{u}(t)\}, \{\dot{u}(t)\}, \{u(t)\}$ ve $\{R(t)\}$ sırasıyla zamana bağlı değişen ivme, hız, yer değiştirme ve yük vektörlerini göstermektedir. Sistemde sönüm $[C]$ sadece malzeme sönümünden ibarettir. Rijitlik ve sönümün frekansla değişkenlik gösterdiği düşünüldüğünde etkileşimin gerçekçi bir şekilde dikkate alınabilmesi için sistemin hareket Denkleminin frekans ortamında ya da frekansla değişkenlik gösteren ifadelerin dikkate alındığı zaman ortamında yazılması gerekli olmaktadır (Livaoğlu, 2005). Gerekli dönüşümler kullanıldığında Denklem 2.10'da görülen hareket Denklemi frekans ortamı için tarif edilmiş olacaktır.

$$-[M]\omega^2 u(\omega) + [C]\omega u(\omega) + [K]u(\omega) = \{R(\omega)\} \quad (2.10)$$

Burada Denklem 2.10'u $u(\omega)$ parantezine alındığında Denklem 2.11'de verilen hale dönüşecektir.

$$\left(-[M]\omega^2 + [C]\omega i + [K]\right) \bullet u(\omega) = \{R(\omega)\} \quad (2.11)$$

Bu durumda sistemin yerdeğiştirmeleri ile tepkileri arasındaki ilişki dinamik rijitlik $[S(\omega)]$ matrisi ile Denklem 2.12 ile ifade edilebilir.

$$[S(\omega)]u(\omega) = \{R(\omega)\} \quad (2.12)$$

Yapı zemin etkileşim için gerekli değerlerin hesaplanmasındaki zorluklardan kaynaklı basitleştirilmiş alt sistem yaklaşımı olarak kabul edilebilen değiştirme yöntemleri Veletsos ve ekibi tarafından yapılan çalışmalar neticesinde ortaya konulmuştur (Livaoğlu, 2005). Veletsos'un çalışmaları kullanılarak birçok çalışma yapılmış olup bunlardan biri de NEHRP 2001 yaklaşımıdır. Bu yaklaşımda dairesel temel sistemler için Denklem 2.13'te verilen bağıntılar yardımı ile dönme ve yatay ötelenme için dinamik rijitlikler elde edilir.

$$r_u = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}} ; r_\theta = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}} ; \alpha = \frac{\bar{W}}{\gamma A_0 h^*} \quad (2.13)$$

Burada r_u ötelenmede ve r_θ dönmede eşdeğer yarıçapları A_0 temel sisteminin alanını, I_0 statik eylemsizlik momenti temsil etmektedir. h^* tek kütleli sistemin (moda ait) yüksekliğini belirtirken α görelî yapı zemin ağırlığını, γ zemine ait birim hacim ağırlığını belirtmektedir. W tek kütleli sistemin ağırlığının %70'ini ifade etmektedir.

Çizelge 2.3. En büyük yer ivmesine karşı G/G_0 ve V_s/V_{s0} değerleri

	PGA (g)			
	≤ 0.10	≤ 0.15	0.20	> 0.3
G/G_0	0.81	0.64	0.49	0.42
V_s/V_{s0}	0.90	0.80	0.70	0.65

Yukarıdaki bilgiler ışığında dönme (K_θ) ve yatay ötelenme (K_U) değerlerini Denklem 2.14 kullanılarak elde edilebilir. Bu Denklemde G ve V_s Çizelge 2.3'te gösterilmektedir.

$$K_U = \alpha_u \frac{8}{2-\nu} Gr_u \quad K_\theta = \alpha_\theta \frac{8}{3(1-\nu)} Gr_\theta^3 \quad (2.14)$$

α_u ve α_θ sırası ile yatay ötelenme ve dönme rijitliklerine ait dinamik faktörleri göstermektedir. α_u yaklaşık 1 kabul edilirken α_θ ise Çizelge 2.4'te verilmektedir.

Çizelge 2.4. Dönmeye ait dinamik faktör değerleri ($e/r_0 < 0.5$) (FEMA 368, 2001)

$(r/v_s)T$	α_θ
< 0.05	1
0.15	0.85
0.35	0.70
0.50	0.60

Literatürde bu ve bunun gibi birçok değiştirme yöntemi kullanılarak dinamik zemin rijitlikleri elde edilebilmektedir.

2.4 Kırılgenlık

Deprem kaynaklı yapısal kırılgenlık eğrileri, bir yapının deprem sırasında göstereceği davranışı anlamak için kullanılan grafiksel temsillerdir. Bu grafiklerin oluşturulması şiddetli deprem gibi doğal afetler sonucu hayati öneme sahip yapılarda (hastane, köprü, su depoları, telekomünikasyon binaları) hasarın olma ihtimallerinin hesaplanmasını ve bu veriler ışığında acil durum müdahaleleri için yetkili kurumlara deprem sonrası çalışmaları için bilgi sağlar. Kırılgenlık kavramı, birçok parametreye bağlı olarak oluşturulan bir olasılık fonksiyonu ile temsil edilebilir. Bu parametreler sınır durumu ve şiddet ölçüsü olarak ikiye ayrılmaktadır.

2.4.1 şiddet Ölçüsü (Intensity Measure)

Kırılgenlık eğrileri kontrol şartı için belirlenmiş olan bir sınır durumunun ya da hasar seviyesinin belli şiddet seviyeleri altındaki aşılma olasılığını hesaplamak için oluşturulmuş fonksiyonlardır. Burada şiddet seviyeleri (IM) yapılacak analizler için farklılaşabilir. Temel olarak gözlemsel ve aletsel şiddet ölçüleri olmak üzere ikiye ayrılırlar. Genel açıdan bakıldığında deneysel şiddet ölçüleri nitel tespitlerin yorumlanmasından oluşturulan sonuçlardır. Gözlemsel şiddet ölçüsü olarak;

- Rossi- Forel şiddet Ölçeği (RF)
- Mercalli-Sieberg şiddet Ölçeği (MS)
- Omori-Cancani şiddet Ölçeği (OC)
- Mercalli-Cancani şiddet Ölçeği (MC)
- Japon şiddet Ölçeği (JM)
- Değiştirilmiş Mercalli şiddet Ölçeği Avrupa Makro Sismik Ölçek
- Medvedev – Sponheuer – Karnik Ölçeği

yaygın olarak kullanılan ölçüm şekilleri örnek verilebilir. Bu ölçüler afetler olduktan sonra gözlemsel olarak afetin şiddetini tarif etmek için oluşturulmuştur. Tamamen gözlemsel verilerin, hazırlanmış skalada hangi şiddet değerine karşılık geldiğini belirtilerek oluşturulur.

Aletsel şiddet ölçüleri afetlerin sonuçlarını matematiksel bir değer olarak kaydedilmesine dayanmaktadır. Deprem için örnek verilirse ivme ölçerler tarafından yer sarsıntısının kaydedilmesi ve bunların işlenerek istenilen parametreler elde edilmesi buna en temel örnek olarak gösterilebilir. Bu durumda gözlemsel ölçülerden farklı olarak elde edilen değerler nitel olarak değil nicel olarak tespit edilmiş olur. Yapısal hasarların değerlendirilmesi için kullanılan aletsel şiddet ölçüleri aşağıdaki gibidir.

- PGA, Maksimum Yer İvmesi
- PGV, Maksimum Yer Hızı
- PGD, Maksimum Yerdeğiştirme

Söz konusu bu ölçümler kullanılarak uygulamada sıklıkla spektral tanımlamalar yapılmaktadır. Deprem karakterine bağlı olarak elde edilen kayıt için farklı periyotlardaki tek serbestlik dereceli sistemlerin tepkisini ifade eden grafikler yardımıyla her bir periyot için aşağıdaki değerler elde edilebilir.

- S_a , Spektral İvme
- S_v , Spektral Hız,
- S_d , Spektral Yerdeğiştirme

Bu ölçülerden herhangi biri kırılma eğrilerinin elde edilmesi maksadı ile kullanılabilir. Fakat analiz edilecek ve kırılma eğrisi merak edilen yapı türünün dinamik karakteristikleri konusunda fikir sahibi olunması ve bunların duyarlılıkları sebebi ile bu ölçü birimlerinden biri tercih edilebilir. Analiz yöntemine bağlı olarak şiddet ölçüsü (IM) seçiminin yapı kırılma eğrisinde önemli derecede etkilidir. Çoğu düzenli yapı ve bina için, kütlelerin büyük bir kısmının ilk moda katılım sağladığı durumlarda, spektral ivme (S_a) ve/veya spektral deplasman (S_d) tercih edilen şiddet ölçüleridir (SYNER-G D2-12, 2011). Yapıların hakim periyotları elastik tepki spektrumlarındaki karşılıkları hız baskın bölgeye geliyor ise PGV, ivme baskın bölgede yer alıyorsa PGA ve deplasman duyarlı bölgede ise PGD verileri kullanılarak değerlendirme yapılabilir. Yapı stoğu ve bireysel yapıların analiz edilmesi farklı bakış açıları gerektirmektedir. Bu, inelastik şiddet ölçüleri veya bir yapının daha yüksek modlarının etkisini yansıtan şiddet ölçüsü kullanımını düşünürken

önemli bir rol oynamaktadır. Optimal kriterleri sağlamalarına rağmen, büyük şehirler için kayıp senaryolarını düşünürken mekanik parametrelerin kısıtlanmasını gerektirirler. Yapı stoğunun çeşitliliği, risk analizinde belirsizliği artırır (SYNER-G D2-12, 2011).

2.4.2 Sınır Durumları

Sismik risk değerlendirmesinde, bir yapının performans düzeyleri, hasar eşiklerine sahip sınır durumlar aracılığıyla tarif edilebilir. Bu sınır durumlar, farklı hasar koşullarını tanımlar. Örneğin, bir yapının iki sınır durumla açıklanan performansı varsa, üç farklı hasar durumu oluşur. Kırılma eğrilerinin türetilmesi genellikle ayrı bir hasar ölçeği üzerinde hasarı modeller. Gözlemsel yöntemlerde ölçek deprem öncesi hasar istatistiklerini belirlemeye yönelik kullanılırken, analitik yöntemlerde ölçek, binanın yer değiştirme kapasitesi ve benzeri gibi farklı sınır durumlar yapının ilgili mekanik modeli ile ilişkilendirilir (Koçak, 2015).

Sismik kırılma eğrilerinin üretilmesinde çeşitli hasar ölçütleri kullanılabilir. Bu ölçütler, sismik risk analizinde yapının değerlendirilmesinde kullanılan temel kriterlerdir. Hangi hasar ölçütünün kullanılacağı, risk analizinde yapı elemanlarının ayrı ayrı sismik değerlendirmesinin mi yoksa bütün yapının sismik değerlendirmesinin mi yapılacağına bağlıdır. Bazı durumlarda, sismik risk analizi, düşey ve yatay taşıyıcılar gibi birincil ve ikincil öneme sahip yapı elemanlarının ayrı ayrı incelenmesini gerektirir. Bu durumda, hasar ölçütleri genellikle bu elemanların bireysel performansını belirlemek için kullanılır. Örneğin, belirli bir kolonun göçme riski veya belirli bir kirişin hasar derecesi incelenebilir. Bu tür analizlerde, hasar ölçütleri, yapı elemanlarının belirli sismik etkilere karşı direncini ve kırılma seviyelerini belirlemeye yardımcı olur.

Diğer durumlarda ise, yapıların bir bütün olarak sismik değerlendirmesi yapılır. Bu durumda, hasar ölçütleri genellikle yapının genel performansını değerlendirmek için kullanılır. Örneğin, bir yapının toptan göçme olasılığı veya yapının farklı katlarının hasar derecesi incelenebilir. Bu tür analizlerde, hasar ölçütleri, yapının bütününde ortaya çıkabilecek genel sismik riski belirlemeye yardımcı olur. Hangi hasar ölçütünün kullanılacağı, sismik risk analizinin kapsamı ve amacına bağlıdır. Yapı elemanlarının ayrı ayrı incelendiği durumlarda özel hasar ölçütleri kullanılırken, yapı genelinde

gerçekleştirilen değerlendirmelerde daha kapsamlı ve genel hasar ölçütleri tercih edilebilir. Bu faktörler göz önüne alındığında, doğru hasar ölçütünün seçilmesi, yapıların sismik riskinin doğru bir şekilde belirlenmesine ve uygun güçlendirme veya tasarım stratejilerinin belirlenmesine yardımcı olur.

2.4.3 Kırılabilirlik Değerlendirme Metodolojisi

Calvi vd. (2006) yılında yaptıkları çalışmada kırılabilirlik eğrisinin değerlendirilme metodolojilerinde 3 farklı yöntemin olduğundan bahsetmiştir. Bunlar ;

- Ampirik-doğrudan yöntemler

Bu yöntemlerin temeli, depremlerden sonra gözlemlenen hasar verilerine dayanır ve geçmiş deprem olaylarından elde edilen istatistiksel verilerle kalibre edilir. Ampirik yöntemler için birçok çalışma yapılmış olup bunlardan bir tanesi Whitman ve arkadaşları tarafından 1973 yılında yapılan hasar olasılık matrislerinin (DPM) oluşturulmasıdır. Bu yöntem belirli bir deprem şiddeti için belirli bir yapısal tipolojinin hasar durumunda olma olasılığını tahmin etmek için kullanılan önemli bir ampirik yöntemdir. Bu matrisleri 1971 San Fernando depremi sonrasında 1600'den fazla binada gözlemlenen hasarları temel alarak geliştirmişlerdir. Bunun gibi birçok doğrudan yöntem oluşturulmuş fakat bu yöntemler veriye dayalı olması ve yerel durumlara özel olması sebebi ile genel anlamda sonuç vermesini engeller. Bu konularla alakalı yapılan birkaç çalışma (Di Pasquale vd., 2005; Del Gaudio vd., 2016; Ozdemir vd., 2005; Formisano vd., 2017; Chieffo vd., 2019; Mosoarca vd., 2019)

- Analitik-mekanik yöntemler

Doğrudan fiziksel bir karşılığa sahip olduğu için daha ayrıntılı ve şeffaf kırılabilirlik değerlendirme algoritmalarına sahiptir (Biglioni vd., 2020). Teknolojinin gelişmesi ile birlikte güçlü bilgisayarlar kullanılarak daha gerçekçi yapısal modellemelerle birlikte yapılan deprem analizleri sonucu elde edilen veriler ışığında kırılabilirlik eğrilerinin analitik yollarla oluşturulması kolaylaşmaktadır. Yapılar üzerinde statik ve dinamik analizler yapılarak kırılabilirlik eğrilerine veriler

oluşturulabilmekte fakat yapılardaki dinamik çözümleri etkileyebilecek davranışları (yapı-zemin etkileşimi, sıvı-yapı etkileşimi) dikkatli bir şekilde model üzerine işlemek gerekmektedir. Analitik yöntemlerin kullanıldığı bazı çalışmalar (Rossetto ve Elnashai, 2005; Wen ve Ellingwood, 2005; Milani ve Venturini, 2011; Kazantzi vd., 2015; Asteris vd., 2019).

- Hibrit yöntemler

Analitik ve doğrudan yöntemlerin birleştirilmesi ile oluşan bu hibrit durum deprem sonrası oluşan ve gözlemlenen hasar istatistiklerini, simüle edilerek elde edilen analiz verileri ile birleştirip bir sonucun ortaya konulduğu yöntemdir. Bu yöntemi kullanarak Formisano vd. (2015)'de bir çalışma yapmıştır.

2.4.4 Kırılgenlik Fonksiyonları

Yukarıda belirtilmiş yöntemler ışığında elde edilen veriler kaynak alınarak hasarın olma olasılığının tahmin edilmesi ve bunların bir fonksiyonla tanımlanmış olması gerekmektedir. Bu fonksiyonları etkileyen önemli kavramlardan biri de olaylardaki rastgele değişkenler ya da belirsizliklerdir. Bir olayın olma olasılığının gerçek değerine ulaşmak veya o değere yaklaşmak için belirsizliklerin az olması gerekir. Tesadüfi ve epistemik belirsizlik olmak üzere iki tür belirsizlik vardır.

Tesadüfi belirsizlik; olasılıksal değişkenlikten kaynaklanan içsel belirsizliği ifade eder. Bu tür belirsizliklerde indirgenme yapılamaz çünkü olayın altında yatan değişkenlerde her zaman değişiklik olacaktır.

Epistemik belirsizlik ise süreçsel modellemedeki bilimsel belirsizliktir. Olayın kurgulanması esnasında sınırlı bilgi ve buna karşılık sınırlı veriden kaynaklanmaktadır. Olayın kurgulanması için gereken bilgi, yapılan kabuller ve belirsizlikler oranında elde edilen veri zayıflar ve bu da olasılığın gerçekten uzaklaşmasına neden olur.

$P[A|B]$ genel olasılık fonksiyonu olarak gösterilir. B değerinin doğru olduğu durumda A'nın doğru olma olasılığı olarak tarif edilebilir. Bu olasılık fonksiyonları olasılık yoğunluk fonksiyonları, olasılık kütle fonksiyonları ve kümülatif dağılım fonksiyonları

olmak üzere üç farklı türde ele alınabilir. Olasılık yoğunluk fonksiyonunda sürekli bir değer aralığının belirlenebilmesi gerekmektedirken bu tür fonksiyon grafiklerinde x ekseninde değişkenin alabileceği değer bulunurken y ekseninde ise x eksenindeki değer olma olasılığını gösteren değerler bulunur. Olasılık yoğunluk fonksiyonunun temsili gösterimi aşağıdaki gibidir.

$$P[a < X \leq b] = \int_a^b f(x)dx \quad (2.15)$$

Olasılık yoğunluk fonksiyonu kullanılarak bir yapının tepe deplasmanının %0.5 ile %1 arasında olma olasılığı, bu fonksiyon integrale edilerek elde edilebilir. Kırılmalık eğrilerinde ise genel olarak kümülatif dağılım fonksiyonu kullanılmaktadır. Bu fonksiyonun tek farkı $-\infty$ 'dan x belirlenen sınır değere kadar integrale edildiğinde sınır değer o değere eşit veya o değerden küçük olma olasılığının tarif edilmesidir (Porter, 2021). Bu integralin x'e bağlı değeri X'in kümülatif dağılım fonksiyonu olarak adlandırılır. Kümülatif dağılım fonksiyonu için temsili gösterim aşağıdaki gibi verilebilir.

$$P[X \leq x] = \int_{z=-\infty}^x f(z)dz \quad (2.16)$$

Olasılık fonksiyonlarının genel tanımları belirlendikten sonra integrale edilecek f(x) dağılımları için parametrik değerlerin oluşturulması istenilen hedef doğrultusunda değişebilir. Kırılmalık eğrileri için kullanılan kümülatif fonksiyonlar genel olarak normal dağılım ya da diğer bir ismi ile gauss dağılımı kullanılarak belirlenirken, bu eğriler log-normal dağılım ve üniform dağılım kullanılarak da belirlenebilmektedir (Porter, 2021). Genel manada gauss dağılım fonksiyonu birçok olayı tarif edebilmektedir. Denklem 2.17'de verilen formların ilki Gauss dağılımını temsil ederken ikincisi ise bu dağılımın normalize edilmiş halini göstermektedir.

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad \varphi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right) \quad (2.17)$$

Burada X'in beklenen ortalama değeri μ ile temsil edilirken standart sapması ise σ ile temsil edilmektedir. Burada standart sapma değeri ne kadar büyük ise olayımız o kadar belirsiz hale gelmektedir. Standart sapmamız sıfıra eşit olur ise $X = \mu$ olur ve olayımız kesin olarak bilinir. Ortalama (μ) herhangi bir gerçek değeri alabilirken standart sapma (σ) ise sadece pozitif değerler alabilmektedir. Bunun nedeni yukarıda belirtildiği gibi standart sapmanın sıfıra eşit olduğu anda olasılık 1'e eşit olması nedeniyle olayın kesin olarak biliniyor olması bu olay hakkında daha fazla bilgiye sahip olmanın mümkün olmayacağı manasına gelmesidir (Porter, 2021). Normal dağılımı kümülatif olasılık fonksiyonu şeklinde tarif etmek istersek eşitlik;

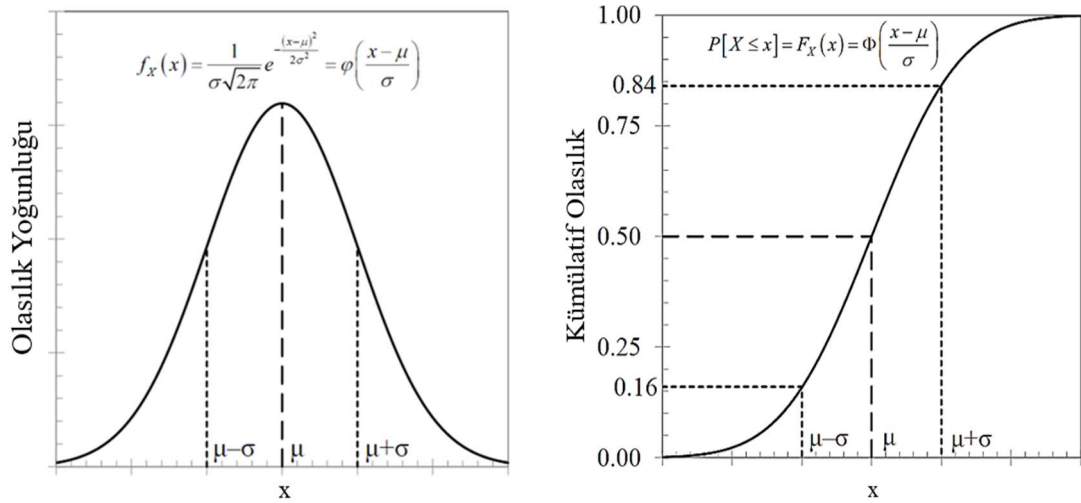
$$P[X \leq x] = F_x(x) \rightarrow \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(z-\mu)^2}{2\sigma^2}} dz \quad (2.18)$$

şeklini almaktadır. Normal kümülatif dağılım fonksiyonun normalize gösterim ise aşağıdaki bağıntıda verilmektedir.

$$\Phi\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right) \quad (2.19)$$

ϕ = Normal (Gauss) dağılım fonksiyonunun normalize gösterimi

Φ = Normal (Gauss) kümülatif dağılım fonksiyonun normalize gösterimi



Şekil 2.18. Normal olasılık yoğunluğu ve normal kümülatif olasılık grafikleri (Porter, 2021)

Log-normal dağılımda, herhangi bir tesadüfi değişkenin logaritması normal dağılıma uymaktadır. Bu tür verilerde değişken log-normal dağılıma uygunsa bu değişkenin doğal logaritmasının da normal dağılıma uyduğu anlamına gelmektedir. Burada değişken X herhangi bir pozitif değer alabilir fakat negatif ve sıfır değerlerini alamaz. Burada normal dağılımdan farklı olarak medyan değeri olan θ ancak pozitif değere sahip olabilir. Log-normal dağılımın standart sapma değeri olan β normal dağılımdaki gibi sadece pozitif değer alabilmektedir (Porter, 2021).

$$f_X(x) = \frac{1}{x\beta\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln(x/\theta))^2}{2\beta^2}} \varphi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \quad (2.20)$$

Yukarıda verilen bağıntıların ilki log-normal fonksiyonu temsil ederken ikincisi ise bu fonksiyonun normalize edilmiş halini göstermektedir. θ %50 aşılma olasılığına sahip olan değere karşılık gelmektedir. Burada medyanın doğal logaritması değişkenin doğal logaritmasının ortalamasıdır.

$$\ln(\theta) = \mu_{\ln X} \quad \beta = \sigma_{\ln X} \quad (2.21)$$

Kümülatif log-normal dağılım fonksiyonunun normalize gösterimi için 2.22 bağıntısı kullanılabilir.

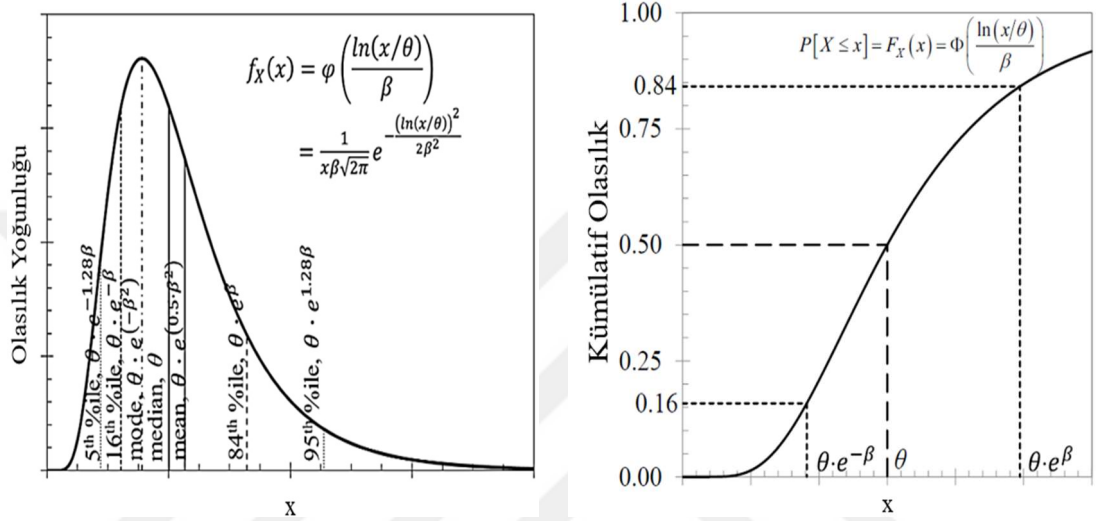
$$P[X \leq x] = F_X(x) \rightarrow \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \rightarrow \Phi\left(\frac{\ln x - \mu_{\ln X}}{\sigma_{\ln X}}\right) \quad (2.22)$$

Gerekli durumlarda normal dağılım ile log-normal dağılım arasında bağıntılar için dönüşümlere ihtiyaç duyulur. Bu durumda θ ve β 'nin μ ve σ cinsinden yazılması için gereken bağıntılar aşağıdaki gibidir.

$$v = \frac{\sigma}{\mu} \quad (2.23)$$

$$\beta = \sqrt{\ln(1+v^2)} \quad \theta = \frac{\mu}{\sqrt{\ln(1+v^2)}} \quad (2.24)$$

v burada x dağılımının varyansını temsil etmekle birlikte θ ve β değerleri bu değere bağlı elde edilebilmektedir. Şekil 2.19’da görülen log-normal olasılık yoğunluk grafiği ve kümülatif olasılık grafikleri gösterilmiştir.



Şekil 2.19. Log-normal olasılık yoğunluğu ve log-normal kümülatif olasılık grafikleri (Porter, 2021)

2.5 Kırılgnlık Eğrileri

Kırılgnlık değerlendirme metodolojisi başlığı altında üç farklı yaklaşım ifade edilmişti. Bu yöntemlerden analitik yöntemle göre analizin gerçekleştirileceği şiddet düzeylerini (IM) ve her bir düzey için gerçekleşmesi gereken analiz sayısının çalışmayı yapan kullanıcının elinde olması ve oluşan verilerin kontrol edilebilir olması bu yöntemin tercih edilme sebeplerindedir (Baker, 2015). Birçok çalışmada log-normal dağılımın yapıda göçmeye sebep olan şiddet ölçülerini bir dizi örneklerle temsil edebildiği ve mantıklı sonuçlar doğurabileceği kabul edilmiştir (Ibarra ve Krawinkler 2005; Porter vd., 2007; Bradley ve Dhakal 2008; Ghafory-Ashtiany vd., 2011; Eads vd., 2013). Bu durumda bilinmeyenlerimiz θ ve β değerleridir. Bunlar analizler sonucu elde edilen verilerden tahmin edilmesi gereken parametrelerdir. Bu değerlerin tahmininde kullanılan veriler kullanıcı tarafından seçilen deprem kayıtlarının farklılığından dahi etkilenebilir. Aynı şiddet ölçüsüne sahip depremlerde yapının farklı tepkileri ile karşılaşılmakta ve bu da

rastlantısallığa sebep olmaktadır. Bu değerleri tahmin etmek için momentler yöntemi ve maksimum olabilirlik yöntemi olmak üzere yaygın olarak kullanılan iki yöntem mevcuttur. Momentler yönteminde analiz sonucu oluşan dağılımdaki gözlemlenen verilerin momenti ile aynı olacak şekilde parametreler belirlenmektedir (ortalama ve standart sapma). Maksimum olabilirlik yönteminde ise bu değerler analiz sonucu oluşan dağılımdaki gözlemlenen verilerin en yüksek olma ihtimaline karşılık gelecek şekilde bulunur. Bu parametrelerin tahmini için birkaç farklı analiz yöntemi mevcuttur.

- Artımsal Dinamik Analiz (IDA)
- Sınırlandırılmış Artımsal Dinamik Analiz (TIDA)
- Çoklu Şerit Analizi (MSA)

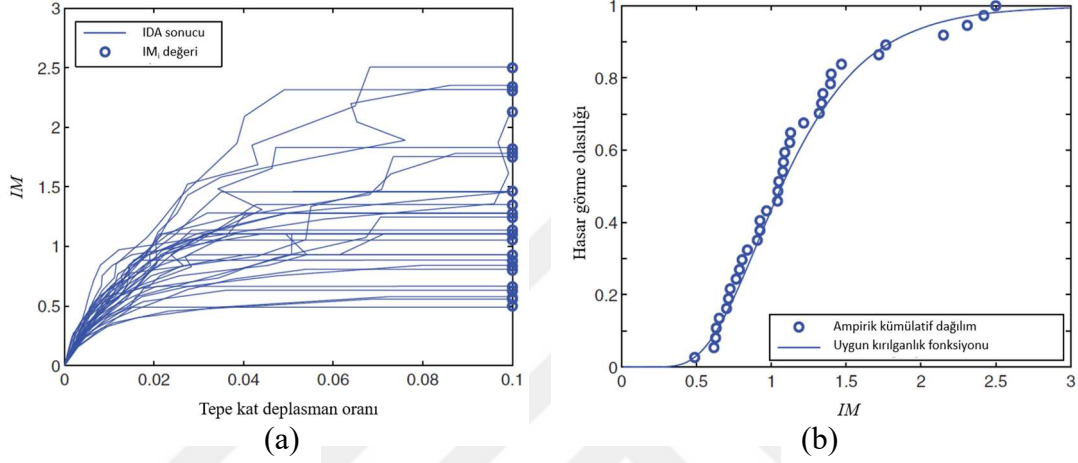
Artımsal dinamik analizde (IDA) parametrelerin bulunması için momentler yöntemi kullanılırken, Sınırlandırılmış Artımsal Dinamik Analiz (TIDA) ve Çoklu şerit Analizinde (MSA) maksimum olabilirlik yaklaşımı kullanılmıştır. Bu yöntemler aşağıda kısaca açıklanacaktır.

2.5.1 Artımsal Dinamik Analiz (IDA)

Bu analiz yönteminde kırılgnlık eğrisini oluşturmak istediğimiz sistemin farklı yer hareketlerinde göçmeye sebep olan şiddet ölçüsünü (IM) bulabilmek amacı ile bir çift yer hareketi belli bir oranla ölçeklendirilerek tekrarlı analizlere maruz bırakılır (Vamvatsikos ve Cornell, 2002). Bu süreç, her yer hareketi için göçme başlangıcına ilişkin bir dizi IM değeri üretir ve bu Şekil 2.20(a)'da gösterilmiştir. Bu analizler sonucu elde edilen belirli bir IM seviyesinde, x , göçme olasılığı daha düşük seviyelerde göçme gerçekleşen kayıtların oranı olarak tahmin edilebilir. Bu olasılıkların grafiği Şekil 2.20b'de gösterilmiş ve ampirik bir kümülatif dağılım fonksiyonu olarak elde edilmiştir (Baker, 2015). Burada kırılgnlık fonksiyonun parametrelerini yapılan analizden alınan göçmeye karşılık gelen her bir yer hareketine ait IM değerlerinin logaritmaları alınarak veri seti oluşturulur. Bu veri setinin ortalama ve standart sapmalarının hesaplanması sonucunda θ ve β değerleri tahmin edilebilir hale gelir (Ibarra ve Krawinkler, 2005). Bu mantıkla söz konusu değerler aşağıdaki bağıntılar ile elde edilebilir.

$$\ln \theta = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(IM_i) \quad (2.25)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(IM_i/\theta))^2} \quad (2.26)$$



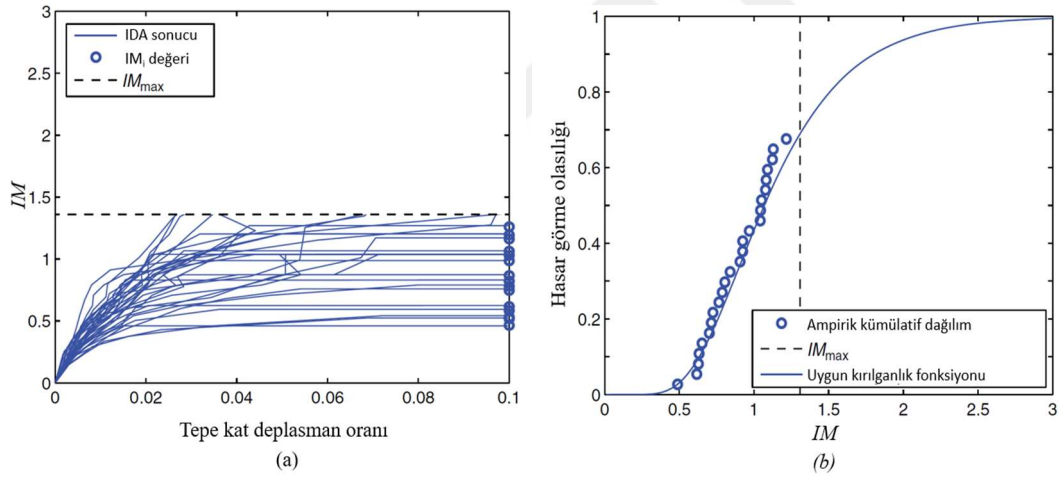
Şekil 2.20. (a) Örnek artımsal dinamik analiz sonuçları ve (b) IM'ye bağlı kırılma eğrisi (Baker, 2015)

Burada n , seçilen ve analizde kullanılan yer hareketi sayısını ve IM_i ise yer hareketine maruz kalan sistemde oluşan göçmenin başlangıcını belirten IM değeridir. Yukarıda belirtildiği gibi bu moment tahmin yöntemine dayanmaktadır ve buradaki $\ln \theta$ ve $\beta \ln IM$ değerlerini ifade eden normal dağılımın ortalaması ve standart sapmasıdır (Baker, 2015). Porter vd., (2007) tarafından “Yöntem A” olarak belirtilen bu yöntem yapısal kırılma eğrisi üretmek için yaygın olarak literatürde tercih edilen bir yaklaşımdır. Vamvatsikos ve Cornell, (2004) yaptıkları çalışmada konuya ilişkin bir alternatif daha ortaya koymuş, θ ve β 'yi tahmin etmek için IM değerlerinin momentleri yerine sayılmış kırılma noktalarını kullanılabileceğinden bahsetmişlerdir.

2.5.2 Sınırlandırılmış Artımsal Dinamik Analiz (TIDA)

Artımsal dinamik analizin en büyük eksiklerinden biri hasarın gözlemlenmesi üzerine kurulu olduğu için seçilen yer hareketlerinin bazılarında yapıda hasarı görebilmek için çok büyük IM değerlerine ölçeklenme yapılması gerekmektedir. Bu durumun birkaç

olumsuzluğu ortaya çıkaracağından bahsetmek mümkündür. Bunlardan ilki olarak, göçmenin elde edileceği IM değerinin, artımsal olarak ölçeklendirilen yer hareketinin çok sayıda analiz yaparak sonuç üretebilmesi ve bu nedenle oldukça büyük veri ve işlem zamanı açısından da önemli bir maliyet getirmesidir. İkincisi, büyük IM değerlerinin kırılma fonksiyonlarında küçük IM değerlerine nazaran daha az pratik öneme sahip olması olarak ifade edilebilir (Baker, 2015). Sonuncusu ise Baker ve Cornell (2005a) yaptıkları çalışmada ifade ettikleri gibi, orta şiddet ölçüsüne (IM) sahip yer hareketlerinde ölçeklendirme sonrası yer hareketinin içeriğinin gerçek olarak ölçülen yüksek IM değerlere sahip yer hareketlerine oranla önemli ölçüde farklı olabileceği ve ölçeklendirmenin probleme sebep olabileceği durumların oluşabileceği olarak gösterilebilir. Bunun önüne geçmek için bir IM_{max} seviyesi seçilir ve ondan sonra yapılacak analizlere ihtiyaç duyulmaz. Analizin sonuç grafikleri ve hasar görme olasılığının verildiği grafik Şekil 2.21’de sırası ile verilmiştir.



Şekil 2.21. (a) Örnek Sınırlandırılmış IDA sonuçları ve (b) denk. 2.30 kullanılarak IM’ye bağlı kırılma eğrisi (Baker, 2015)

Bu tür analiz sonucu oluşan veriler, moment yöntemine uygun olmadığı için bunun yerine, gözlemlenen verilerin aday bir kırılma fonksiyonu kullanılarak hasar görme olasılığını hesaplamak mümkündür. Bunun için en büyük olasılık yöntemi kullanılabilir (Baker, 2015).

$$Olasılık = \varphi \left(\frac{\ln(IM_i/\theta)}{\beta} \right) \quad (2.27)$$

Burada φ standart normal dağılımın olasılık yoğunluk fonksiyonunu temsil etmektedir. n tüm yer hareketi sayısını temsil ederken m ise göçmenin görüldüğü yer hareketi sayısını temsil etmektedir. IM_{max} 'da göçmeye neden olmayan $(n-m)$ adet yer hareketi sansürlenmiş veri olarak adlandırılır. Buna benzer bir çalışma, verdiği örnekle (Klugman vd. 2012, bölüm 15.2.4) daha anlaşılabilir kılmaktadırlar. IM_i 'nin IM_{max} 'tan büyük olduğu kabul edildiğinden, belirli bir yer hareketinin göçmeye neden olmadan IM_{max} 'e ölçeklenebilme olasılığı, IM_i 'nin IM_{max} 'tan büyük olma olasılığıdır:

$$Olasılık = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(IM_{max}/\theta)}{\beta}\right) \quad (2.28)$$

Her bir yer hareketi için IM_i değerinin bağımsız olduğuna dair makul bir varsayım yapıldığında, tüm veri setinin gözlemlenme olasılığı, bireysel olasılıkların çarpımıdır:

$$Olasılık = \left[\prod_{i=1}^m \varphi\left(\frac{\ln(IM_i/\theta)}{\beta}\right) \right] \left[1 - \Phi\left(\frac{\ln(IM_{max}/\theta)}{\beta}\right) \right]^{n-m} \quad (2.29)$$

Burada Π , 1'den m 'ye kadar i değerlerinin çarpımını ifade eder (IM_{max} 'tan daha düşük IM seviyelerinde göçmeye neden olan m yer hareketine karşılık gelir). Bu Denklem kullanılarak, kırılma fonksiyonu parametreleri, olasılık fonksiyonu maksimize edilene kadar parametreler değiştirilerek elde edilir. Olasılık fonksiyonunun logaritmasını maksimize etmek matematiksel olarak eşdeğer ve sayısal olarak daha kolaydır, bu nedenle genel olarak literatürde bu yöntem tercih edilmektedir (Baker, 2015):

$$\left\{ \hat{\theta}, \hat{\beta} \right\} = \arg \max_{\theta, \beta} \sum_{j=1}^m \left[\ln \varphi\left(\frac{\ln(IM_j/\theta)}{\beta}\right) \right] + [n + m] \cdot \ln \left[1 - \Phi\left(\frac{\ln(IM_{max}/\theta)}{\beta}\right) \right]^{n-m} \quad (2.30)$$

Bu Denklem çözülmesi ile hasar görülebilirlik ya da kırılma eğrisi oluşturulmuş olur.

2.5.3 Çoklu Şerit Analizi (MSA)

Bu yaklaşımda diğer yaklaşımlara nazaran birçok avantajdan bahsetmek mümkündür. Bunların ilki belli bir şiddet ölçüsüne ait yer hareketi için yapıyı temsil edebilecek veya yapının bulunduğu zemini temsil edebilecek farklı yer hareketlerini kullanabilmemize olanak sağlamasıdır. Benzersiz bir yer hareketi setine sahip belirli bir IM seviyesinde gerçekleştirilir (Jalayer, 2003). Seçilen her şiddet ölçüsü seviyesi için zeminin hedef özellikleri değişir ve bu sebeple o yer hareketini temsil edebilecek bir yer hareketini seçmek gerçek tepkiyi yakalama ihtimalimizi artırır (Baker, 2015). Diğer bir avantajı artımsal dinamik analizde olan, hasarın gözlemlenmesinin ortadan kaldırılması olarak ifade edilebilir. Oluşturulan formülasyonda yapısal veya eleman bazlı hasar olmadan da kırılma eğrisi oluşturulmasına olanak sağlanmaktadır. Genel durumda şiddet ölçüsünün artması ile hasar görme veya göçme olasılığının artacağından bahsedilebilir ancak burada ifade edildiği gibi zorlanmaya bağlı değişebilecek malzeme özellikleri ve dolayısıyla toplam tepki nedeniyle, her bir şiddet ölçüsü seviyesi için farklı yer hareketlerinin kullanılması sebebiyle şiddet ölçüsünün artmasının hasarın kesinlikle artmasına sebep olamayacağı da anlaşılmalıdır.

Bu yöntemde elde edilen veri tipi nedeni ile, verilen yer hareketinin göçme başlangıcına ilişkin IM_i değerlerine sahip olmadığımızdan önceki yaklaşımları kullanamayız (Baker, 2015). Bunun yerine, yapısal analiz sonuçları, her bir şiddet seviyesinde göçmeye neden olan yer hareketlerinin yüzdesini sağlar. Bu tür veriler için uygun gelişigüzel seçme tekniği en büyük olasılık yöntemidir ve literatürde birçok çalışmada tercih edilmiştir (Shinozuka vd., 2000; Baker ve Cornell, 2005b; Straub ve Der Kiureghian, 2008; Baker, 2015). Yapısal analizler, her bir şiddet ölçüt düzeyi $IM = x_j$ için, toplam yer hareketleri sayısından belirli bir göçme değeri üretir. Her bir yer hareketinden bir göçme veya göçmeme durumunun gözlemlenmesinin diğer yer hareketlerine yönelik gözlemlerden bağımsız olduğu varsayılarak, $IM = x_j$ olan n_j yer hareketleri sonucunda z_j göçme gözlenmesi olasılığı binom dağılımı ile verilmektedir (Baker, 2015).

$$P(n_j \text{ yer hareketi için } z_j \text{ çökmesi}) = \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j} \quad (2.31)$$

Burada p_j , IM = x_j değerine sahip bir yer hareketinin yapının göçmesine neden olma olasılığını temsil eder. Amacımız en büyük olasılık yöntemi kullanılarak p_j 'yi öngörecek olan kırılma fonksiyonunu belirlemektir. Yapısal analizden elde edilen hasar verilerini gözleme olasılığı, en yüksek olan kırılma fonksiyonunu belirler. Birden fazla şiddet ölçüsü seviyesinde analiz verileri elde edildiğinde, her şiddet ölçüsü seviyesindeki binom olasılıklarının çarpımı tüm veri seti için hasar olasılığını elde etmemizi sağlar (Baker, 2015).

$$Olasılık = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1-p_j)^{n_j-z_j} \quad (2.32)$$

burada m , şiddet ölçüsü seviyelerinin sayısını belirtirken ve Π ise tüm seviyelerdeki çarpımı temsil eder. Ardından p_j için Denklem 2.32'de yerine yazılır ve böylece kırılma parametreleri olasılık fonksiyonunda açıkça belirir:

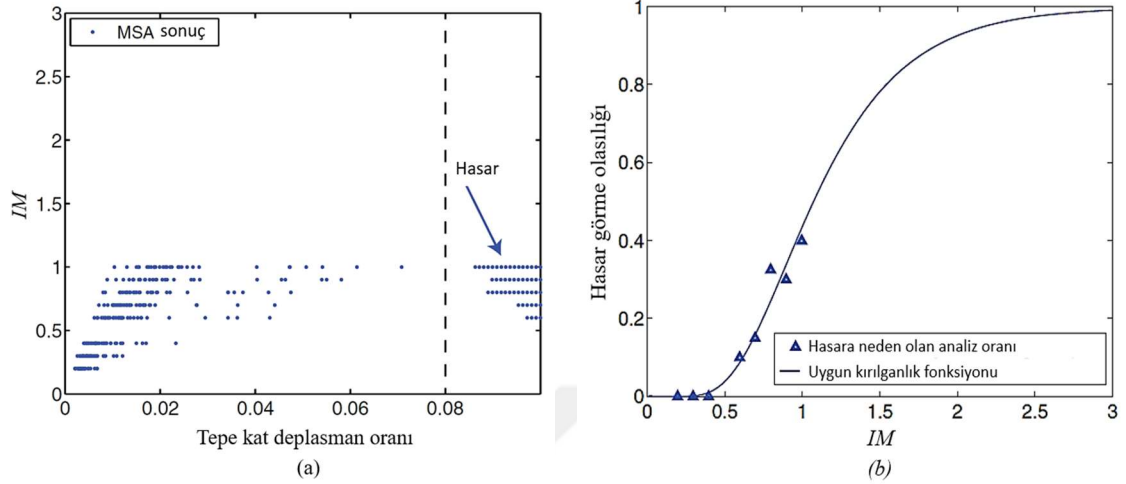
$$Olasılık = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} \Phi \left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta} \right)^{z_j} \left[1 - \Phi \left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta} \right) \right]^{n_j-z_j} \quad (2.33)$$

Kırılma fonksiyonu parametrelerinin tahminleri, bu olasılık fonksiyonunu en üst düzeye çıkararak elde edilir. Olasılık fonksiyonunun logaritmasını en üst düzeye çıkarmak, matematiksel ve sayısal olarak daha kolay olduğundan Denklem 2.34'teki forma dönüştürülerek sonuç parametrelere ulaşılabilir.

$$\{\hat{\theta}, \hat{\beta}\} = \arg \max_{\theta, \beta} \sum_{j=1}^m \left\{ \ln \binom{n_j}{z_j} + z_j \cdot \ln \Phi \left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta} \right) + (n_j - z_j) \cdot \ln \left[1 - \Phi \left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta} \right) \right] \right\} \quad (2.34)$$

Denklem 2.34 kullanılarak oluşturulan sonuç verileri ve kırılma eğrisi sırası ile Şekil 2.22'de verilmiştir. Bu formülasyonun bir diğer kullanım durumu ise birden fazla yer hareketine maruz bırakılmadan yani $n=1$ değerinde bile bir kırılma eğrisi oluşturabilme yeteneğidir. Benzersiz IM değerlerine sahip ölçeksiz yer hareketleri kullanılarak kırılma eğrisi oluşturulabilir. Literatürde yapılan çalışmalar, tüm şiddet

ölçülerinde (IM) aynı yer hareketinin kullanıldığı artımsal dinamik analiz verilerini kullanarak bile etkili kırılmalık eğrileri oluşturulduğu belirtilmiştir (Baker, 2015).



Şekil 2.22. (a) Örnek MSA sonuçları ve (b) IM'ye bağlı olarak hasar görme olasılığı Denklem 2.34 kullanılarak elde edilmiş grafik (Baker, 2015)

2.6 Kaynak Araştırması

Bu altbölümde tez konusu kapsamında yapılan literatür çalışmaları derlenmektedir. Kaynak özetleri konu itibariyle gruplandırılarak üç altbölüme ayrılmıştır. Birinci altbölümde ayaklı su depoları ile ilgili yapılan çalışmalar, ikinci altbölümde kırılmalık eğrileri ile ilgili çalışmalar ve son altbölümde ise ayaklı su depolarının kırılmalık eğrileri üzerine yapılan çalışmalar derlenmektedir.

2.6.1 Su depoları ile ilgili çalışmalar

Housner (1963), Mayıs 1960'ta meydana gelen Şili depremi sonrası hasar gören ayaklı su depolarını incelemesi sonucu suyun depoya göre hareketinin ve deponun zemin ile olan hareketinin dikkate alınması gerektiğini savunmuştur. Yaptığı çalışmada suyun tam dolu ve boş olması durumunda depoların tek kütleli sistem olarak çözülebileceğini fakat suyun serbest yüzeyi olması halinde sistemde iki kütleli olduğunu belirterek bir kütle yay modeli ortaya koymuştur.

Steinbrugge ve Rodrigo (1963), 1960 yılında Şili de gerçekleşen ve merkez üssü Valdivia kenti olan depremin yapısal ve yapısal olmayan hasarlarını fotoğraflamış ve yazmışlardır. Çelik, yığma ve betonarme taşıyıcıya sahip ayaklı su depolarının da raporlandığı bu çalışmada 4000 m³ hazne kapasitesine sahip bir ayaklı deponun plan ve temel geometrileri verilerek yapının hasarları hakkında bilgiler verilmiştir.

Shepherd (1972), yaptığı çalışmada Housner'in önerdiği kütle-yay modelini kullanarak hazırladığı bilgisayar programında girdi olarak kullenin geometrik ve kütle özelliği ile yanal eğilme rijitliklerini vererek öngermeli bir silindirik ayaklı su deposunun 1 ve 2. Mod şekillerini bulmuştur. Yapı üzerinde yaptığı deneysel çalışma ile yapının 1. ve 2. Modlarını bulmuş ve sonucu programın çıktıları ile karşılaştırmıştır. Sonuç olarak deneysel çalışma ile programdan bulunan değerlerin çok yakın değerler olduğunu göstermiştir.

Veletsos (1974), yaptığı çalışmada silindirik sıvı depolama tanklarının esnekliğinin dikkate alındığı basit bir prosedür geliştirmiştir. Burada sıvı-yapı etkileşiminin tek serbestlik dereceli sistem olarak davrandığı ve sıvının sıkıştırılmayacağı kabulü yapılarak hidrodinamik kuvvet ve kütle etkilerinin oluşturacağı taban kayma ve moment değerlerini belli salınım modları için değerlendirmiştir. Bulduğu bu basit prosedürün aynı yapıya sahip tanklarda esnek olan tankların rijit olarak hesabı yapılanlara göre çok daha büyük değerlere sahip olabileceğini göstermiştir.

Haroun (1983), yaptığı çalışmada ilk olarak deponun rijit bir zeminde olduğu varsayımı ile taban alanı/yükseklik oranlarına göre biri uzun biri geniş iki deponun dinamik davranışlarını elde etmiş ve bu davranışları titreşim testleri ile doğrulamıştır. Uzun depolarda hidrodinamik etkinin çok büyük tepkiye sebep olduğunu görmüş ve bundan sonra uzun depolar için zeminindeki sönümlenme ve esnekliğin tarif edildiği bir analitik model oluşturmuştur. Son olarak Ankrajlı, zemin destekli, silindirik sıvı depolarının dinamik özelliklerinin hesaplandığı bir yöntem ortaya koymuş ve bu yöntemin doğruluğunu hem ölçeklenmiş hem de gerçek sistemden alınan titreşim testleri ile doğrulamıştır.

Haroun ve Ellaithy (1985), yaptıkları çalışmada zeminin yer değiştirme ve dönme etkilerini esnek ve rijit silindirik su depolarının deprem etkisi altında maksimum dinamik tepkilerini değerlendirmek için hazırlamışlardır. Yaptıkları çalışma hem yerüstü hem de ayaklı su depolarında kullanılabilir.

Dieterman (1986), yaptığı çalışmada mevcut su deposunun ölçekli bir modelini oluşturmuş ve sistemin çok kütleli çözümünü önermiştir. Devamında yaptığı doktora tezinde zeminin statik rijitliklerinin bulunması ve bunların uygulamada kullanılması için belli yöntemler geliştirmiştir. Tezinde verdiği uygulamada derin temele dayalı bir ayaklı su deposunun sıvı-yapı-temel etkileşimini incelemiştir (Dieterman,1988).

Ellaithy (1986), doktora tezinde kapsamlı bir çalışma yaparak x çaprazlı sisteme sahip bir ayaklı su deposunun deprem davranışını incelemiştir. Bu çalışmayı yaparken çaprazlarda kullanılan elemanların elastik olmayan davranışlarını tariflediği bir bilgisayar programı kodlamış, 2 ve 3 boyutlu olarak yaptığı modeller arasındaki farkın %5 ila %10 arasında değiştiğine değinmiştir.

Gupta ve Hutchinson (1988), depolarda bulunan sıvının, yapıların serbest titreşim özellikleri üzerine etkisini araştırmışlar ve bu etkinin tankın geometrisine, suyun doluluğuna bağlı olarak esnek ve rijit tank duvarlarında, sıvı salınım modu ve impuls modunun belirlendiği bir çalışma yapmışlardır.

Veletsos ve Tang (1990), yaptıkları çalışmada zemin-yapı etkileşimini irdemiş bunu yaparken deponun sıvı ile etkileşimini rijit zemin varsayımına göre tek serbestlik dereceli sistem yaklaşımını göz önüne alarak yatay zorlamanın yapıdaki tepkisini anlamaya çalışmışlardır. Su yüksekliğinin taban yarıçapına (H/a) oranı 1.5 den küçük olan depolarda zeminin yeterli düzeyde sonuçlar verebileceğini söylemişlerdir.

Güler (1992), yaptığı doktora çalışmasında çekme almayan elastik zemine oturan plak-kolon sisteminin dinamik etkiler altındaki davranışını incelemiştir. Kolon uzunluğu boyunca yayılı kütlelere sahip olarak tasarlanan modellerde plağın hem elastik hem de rijit davranışına ait analizler gerçekleştirmiştir. Ayaklı su deposu ve baca türü yapıları

idealleştirdiği sistemden elde ettiği analitik ve parametrik sonuçları, literatürde bu yapılara ait olan çalışmalarla uyumlu olduğunu belirtmiştir.

Haroun ve Temraz (1992), yaptıkları çalışmada yapı-zemin etkileşimlerini dikkate aldığı tek kütleli sistemi belli standart, kendi mekanik modeli ve (Ellaithy, 1986) yaptığı elastik olmayan analiz yöntemini kullanarak ayaklı su deposu analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Buldukları sonuçlarda ayaklı su deposunun zemine yakın olan elemanlarında elastik olmayan çözümlerden elde edilen kuvvetlerin yüksek olduğunu göstermişlerdir.

Dieterman (1993), yaptığı çalışmada hazne kısmındaki bacanın da ayaklı su deposuna dahil edildiği bir model oluşturmuş ve bu modelin sıvı-yapı-zemin etkileşimini dikkate aldığı bir yaklaşım geliştirmiştir. Depoya konulacak olan yönlendirme halkalarından kaynaklı suyun ilave bir sönüm kattığını ve bu sönümün ayaklı su deposunun frekanslarındaki genlikleri azaltarak olumlu yönde etki ettiğini savunmuştur.

Knoy (1995), önceden yapılmış ve kapasiteleri 40000 galon ile 600000 galon arasında değişen hazne kapasitesine sahip çelik malzemeden yapılmış 5 adet ayaklı su deposunun Whittier, Loma Prieta ve Northridge depremlerinde nasıl davrandıklarını incelemiştir. Gözlemlendiği hasarlar düğüm noktalarında oluşan çatlaklar, çapraz elemanlar da oluşan hasarlar ve bağlantı elemanlarındaki hasarlardan bahsetmesine rağmen incelediği su depolarının bu depremlerde yıkılmadığını belirtmiştir.

Doğangün (1995), yaptığı doktora tezinde dikdörtgen yerüstü depoların Lagrange yaklaşımı kullanarak 3 boyutlu modellediği sıvı elemanının etkilerini mevcut çalışmalarla kıyaslamıştır. Sıvı-yapı-zemin etkileşimini dikkate alarak yaptığı analizlerde sönümsüz olarak dikkate alınan zeminin rijit olarak çözülen zeminden daha fazla hidrodinamik basınç elde ettiğini fakat sönüm değerleri arttıkça hidrodinamik basınçların etkisinin azaldığını belirtmiştir.

Dutta vd. (2000), yaptıkları çalışmada ayaklı su depolarının genelde kütle ve rijitlik merkezlerinin aynı noktada olması sebebi ile burulma etkisinin ihmal edildiği ve yatay deprem yüküne göre tasarım yapılmasına karşın yapısal olmayan elemanların simetrik

yerleştirilmemesinden kaynaklı olarak oluşabilecek eksantrisitenin yapı elemanlarındaki etkisinin değişeceğinden bahsetmiştir. Ayrıca Dutta vd. (2000a) yaptıkları çalışmada tip ayaklı su depoları için kolon adetleri ve yerleşimlerinin farklılaştığı, giriş bağlantılarının değiştiği tasarımların göz önüne alındığı durumlarda depoların davranışlarının nasıl değişeceğini göstermiştir.

Rai (2003), 7.7 büyüklüğünde gerçekleşen Bhurj depremi sonrasında ayaklı su depolarının durumları hakkında bir çalışma yapmış ve birçok ayaklı su deposunun yıkıldığından bahsetmiştir. Silindirik şaftlı ayaklı su depolarının güçlendirilmesi için Housner'in iki kütleli modelini kullanarak bu tür ayaklı su depolarının güçlendirme önerisi sunduğu bir çalışmada yapmıştır (Rai, 2002).

Livaoğlu ve Doğangün (2003), yaptıkları çalışmada çerçeve ve silindirik kabuk sistemin aynı hazne kapasitesine ait ayaklı su depolarını farklı zemin sınıflarına göre incelemişlerdir. 3 boyutlu olarak modellenen çalışmada mesnet koşullarının ankastre kabul edilip deponun içindeki sıvının ise (Housner, 1963) yaptığı çalışmadan hesaplanan impuls kütleli, salınım kütleli ve rijitliğini kullanarak mod birleştirme analizleri yapmışlardır. Çerçeve sistemine ait modelin en büyük ötelenmesinin hazne alt kısmında meydana geldiğini, ancak silindirik kabuk sistemde bu ötelenmenin haznenin üst kısmında olduğunu belirtmişlerdir.

Livaoğlu ve Doğangün (2004), yaptıkları çalışmada ayaklı su depolarında zemin modelini frekans tanım alanında çözüm yapılabileceği bir yaklaşım geliştirmiştir. Tipik 895 m³ hazne kapasitesine sahip betonarme ayaklı su deposunu 1999 Kocaeli depreminin kuzey-güney bileşenlerini kullanarak farklı kayma dalgası hızlarının yapı davranışındaki tepkisini araştırmışlardır. Kayma hızının az olduğu durumda deplasmanların arttığı aynı zamanda kesme kuvveti ve devrilme momentlerinin azaldığını belirtmişlerdir.

Dutta vd. (2004), Ayaklı su depolarında yaygın olarak kullanılan tasarım dışında önerdiği tasarımların (Dutta vd., 2000a), zemin özelliklerini statik rijitliklerle tarif edildiği ve tank haznesinin dolu-boş olma durumlarına göre yaptığı çalışmasında zeminin çok yumuşak kil olduğu durumlarda ki sonuçların rijit zemin sistemine göre yapılan analiz sonuçlarına

göre yüksek veya düşük olabileceğini bu durumun da zeminin dahil edilmediği sistemlerde ya kritik durumda kalılabileceğini yada ekonomiklikten uzaklaşılacağını belirtmiştir. Geliştirdiği yöntemin doğruluğunu sonlu elemanlar yöntemine göre analiz ederek bulduğu sonuçlar ile kıyaslayıp çalışmasının tasarım mühendislerince kullanılabileceğini belirtmiştir.

Livaoğlu (2005), doktora tezi kapsamında betonarme ayaklı su depolarının sıvı-yapı-zemin etkileşimini göz önüne aldığı analizler yapmıştır. Çalışma kapsamında 8 model oluşturmuş modellerde sıvı için tek kütle, çok kütle ve sonlu elemanlar yöntemini kullanmış, yapının modellenmesinde mekanik model ve sonlu elemanlar yöntemini kullanmış zemin için ise statik rijitlikleri ve sonlu elemanlar yöntemini kullanmıştır. Çalışmada temelin yüzeysel ve gömülü olması durumu incelemiş, zemin rijitliğinin yüksek olduğu durumlarda sistem çok etkilenmezken azaldığı durumlarda etki oranı da artmaktadır. Çerçeve sisteme sahip ayaklı depoların yapılan analizlerde deplasman sınırlarını geçtiğini silindirik kabuk sisteme ait deponun ise sadece S6 zemin sınıfına ait zeminde aştığı sonucuna varmış ve bu tür depoların çerçeve sisteme ait depolardan daha üstün olduğunu belirtmiştir.

Livaoğlu ve Doğanğün (2006), yaptıkları çalışmada 10 farklı modelin farklı zemin sınıflarını dikkate alarak yaptığı analizler sonucunda ilk 2 model hariç diğer modeller de ki impulse ve salınım periyotlarının çok yakın olduğunu belirtmişler A sınıfı zeminlerde ilk 2 modelin diğer modellere göre çok daha az taban kesme kuvveti değeri verdiğini bununla yanlış tasarıma sebep olabileceğinden bahsetmişlerdir. D – E zemin sınıfı ve daha düşük zeminler için değerlerin değişebileceğini bu sebeple pratik yöntemlerle doğrulanması gerektiğini belirtmişlerdir.

Livaoğlu ve Doğanğün (2007), yaptıkları çalışmada su depolarında temelin gömülü olmasının farklı zemin sınıfları üzerindeki etkisini araştırmışlardır. Su deposunu sonlu elemanlar kullanarak, sıvı-yapı etkileşimini Lagrange sonlu elemanlar yaklaşımı, yapı-zemin etkileşimini ise viskoz sınır içeren sonlu elemanlar metodu kullanarak modellemişlerdir. Sonuçlarda zemin tiplerinin S1-S6 doğru giderken maksimum taban

kesme ve moment değerleri artmış fakat yapının gömülü olduğu durumun daha az kuvvet ürettiğini belirtmişlerdir.

Omidinasab ve Shakib (2008), yaptıkları çalışmada 900 m³ hazne kapasitesine sahip ayaklı su deposunun lineer statik, lineer dinamik ve nonlinear dinamik analizlerini yapmıştır. Tankın dolu, yarı dolu ve boş olması durumlarının farklı zemin durumlarında nasıl etki gösterdiğini incelemiş ve doğrusal analiz sonuçlarında zemine yakın elemanların üst katlardaki elemanlara göre daha dayanıksız olduğunu belirtmişlerdir.

Yıldız (2009), yaptığı yüksek lisans tez çalışmasında, sıvı depolarının uygulamada çalışan mühendislere pratik çözüm yöntemlerini sağlamak için dünya genelinde yürürlükte olan Eurocode-8 ve ACI 350 yönetmelik hükümlerini kullanarak silindirik ve dikdörtgen depoların temel gömülme durumlarına (sığ/derin) ve rijitlik durumlarına göre analizler gerçekleştirmiş, analizler sonucu elde edilen verilerde diğer yönetmeliklere göre Eurocode-8 yönetmeliği kullanarak yapılan çalışmaların sonuçlarının daha kritik durum oluşturduğunu belirtmiştir.

Moslemi vd. (2011), silindirik kabuk sisteme ait konik hazne kapasitesine sahip bir ayaklı su deposunun sıvı-yapı etkileşimini sonlu elemanlar yöntemi kullanarak modellemiştir. Zaman tanım alanında yapılan analiz sonucu ile (Housner, 1963) nerdiği basit yöntemi kıyaslamış taban kesme kuvveti ve taban devrilme momentinin çok yakın değerler olduğunu belirtmişlerdir.

Livaoğlu vd. (2012), yaptıkları çalışmada Samsun/TÜRKİYE bulunan bir ayaklı su deposunda çevresel titreşim testi ve zorlanmış titreşim testleri ve jeoteknik incelemeler yaparak elde ettikleri sonuçları sonlu elemanlar modelinin kalibrasyonu için kullanmışlardır. Kalibre edilen modelde deponun zemine ankastre bağlı olduğu durum ile zemin yapı etkileşiminin olduğu durumu gerçek deprem kayıtları kullanarak analiz etmişler ve sonuçları karşılaştırmışlardır. Zeminin modellendiği sistemde deplasman sınırlarının aşılmasına karşın kesme kuvvetlerinde gözle görülebilir bir azalıştan bahsetmişlerdir.

İnce (2012), yapmış olduğu tez çalışmasında, dikdörtgen hazne geometrisine sahip bir ayaklı su deposunda hazne içindeki su çalkantısının ayaklı su deposuna olan etkisini VOF (Volume of Fluid) tekniğini kullanarak irdelemiş özellikle sismik hareketler, kar yükleri ve rüzgar yükleri nedeniyle ortaya çıkabilecek çalkantının yapı üzerindeki etkilerini nümerik hesaplamalar ile araştırmaktadır. Elde edilen sonuçlarda hazne geometrisi ve yapı periyodundaki değişimlerin çalkantı etkilerini değiştirdiğini belirtmiş ve bu etkilerin yapı tasarımında dikkatte alınması gerektiğini vurgulamıştır.

Livaoğlu (2013), Çerçeve ve silindirik kabuk sisteme ait 2 ayaklı su deposunun zemin-yapı etkileşiminde salınım tepkisinin etkisini araştırmıştır. Sıvı-yapı-zemin sistemlerini sonlu elemanlar yöntemi ile tariflendiği modelleri farklı zemin sınıflarına ve temel sisteminin gömülü olması durumuna göre incelemiştir. Her iki sistemde de nispeten sert zeminlerde gömülme, salınım deplasmanlarında büyük fark oluşturmazken zeminlerin esnekleştiği durumlarda silindirik kabuk sisteme ait sistemlerin deplasmanlarında ciddi azalmalar görülmektedir.

Akgül (2014), yaptığı çalışmada silindirik zemin tanklarının 3 farklı zemin türünde nasıl dinamik davranış gösterdiklerini araştırmak için sıvı-yapı-zemin etkileşimlerin de dahil olduğu modeller geliştirmiştir. Farklı depremler altında yapılan analizlerde zemin sisteminin lineer olmayan davranışı karşısında tankın sıvı çalkalanma yüksekliği, sıvı ivmelerindeki değişimi karşılaştırılmış ivmeleri, devrilme momenti ve tank deformasyonları açısından incelenmiştir. Sıvı yüzeylerindeki ivme değişimi nispeten yumuşak zemin sisteminde %60 kadar amplifiye olduğu, çalkalanma yüksekliğinde %40'lık bir büyümenin olduğundan ve yatay deformasyonlarda x yönünde %25'lik büyütme olduğu bahsetmiştir.

Ghateh (2014), yaptığı doktora çalışmasında silindirik kabuk sisteme ait betonarme ayaklı su deposunun doğrusal olmayan analizlerini yaparak tepki modifikasyon faktörleri hakkında bilgi vermiştir. Doğrusal analiz ve itme analizi yaparak yapıların performanslarını değerlendirmiş, silindirik kabuk sistemlerinde araba girişleri gibi büyük boşlukların olduğu durumlardaki hasarın boşlukların etrafında yoğunlaştığından bahsetmiştir. Doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarında hafif ve orta boy tanklarda

hasar düzeylerinin düşük olduğunu ağır tank tiplerindeki hasarların ise daha fazla olduğunu belirtmiştir.

Tiwari ve Hora (2015), 1000 m³ hazne kapasitesine sahip ayaklı su deposunu zeminin katmanlı olarak sonlu elemanlar yöntemi kullanarak modellemiş ve zemin-yapı etkileşimini suyun doluluk oranındaki değişime göre incelemiştir. İlk on mod için maksimum gerilme ve eğilme değerlerinin suyun doluluk oranının %20 ila %60 olduğu durumlarda oluştuğunu, sebebinin ise bu yükleme durumlarında salınım etkilerindeki artıştan kaynaklandığını savunmuşlardır. Etkileşimin hazne ve haznenin bağlandığı kirişlerde gerilmeleri arttırdığını fakat kolonlardaki maksimum gerilmelerde %18'lik bir azalmaya sebep olduğunu belirtmişlerdir.

Gurkalo (2016), yaptığı doktora çalışmasında silindirik kabuk taşıyıcı sistemine sahip ayaklı su deposunun kabuk sisteminde oluşturulacak boşlukları incelemiş bu boşlukların geleneksel tasarıma göre gerilme dağılımlarını daha belirgin bir düzene getirdiğinden bahsetmiş ve kabukta bırakılacak boşlukların deplasman kapasitesinde belirgin bir artış gösterdiğini bununda enerji sönümünde kullanıldığından bahsetmiştir.

Shakib ve Alemzadeh (2017), yaptıkları çalışmada zemine ankastre bağlı bir ayaklı su deposunu uzak ve yakın deprem kayıtlarının düşey etkisini incelemişlerdir. Düşey deprem etkisinin dinamik kuvvet tepkilerini arttırmadığını fakat sıçrama tepkisini arttırdığından bahsetmişlerdir. Yakın kayıt ve uzak kayıt arasındaki taban momenti neredeyse aynı olmakla birlikte taban kesme kuvvetleri arasındaki değerler yakın deprem kayıtlarında daha azdır.

Khosravi vd. (2017), yapılan çalışmada 1500 m³ hazne kapasitesine sahip ayaklı su deposunda sönümleyicilerin etkisini araştırmışlardır. Sönümleyicinin olmadığı 1 modelle birlikte toplamda 5 farklı model analiz etmiş ve zaman tanım alanında yaptıkları analizlerde sönümleyicilerin hazne ile birleştiği bölgede kullanılmasının sönümleyicinin olmadığı modele göre %30 daha az deplasman ürettiğinden bahsetmişlerdir.

Shylaja vd. (2018), yaptıkları çalışmada 3 farklı giriş birleşim sistemine sahip ayaklı su depolarının kolon sayılarının ve kat sayılarının depo davranışı üzerindeki etkisini araştırmışlardır. Spektrum analiz yaparak elde ettikleri verilerde kolon sayısının arttırılmasının sistem davranışına çok bir etkisinin olmadığını belirtmişlerdir.

Aydoğan (2020), yaptığı çalışmada hasar görmüş ya da korozyon gibi dış etkilere maruz kalmış ayaklı su depolarının riskini azaltmak için güçlendirme yapılmasının gerekliliğinden bahsetmiş ve güçlendirme yöntemlerinden FRP ile güçlendirilmesinin yapıya olan katkısını incelemiştir.

Jani vd. (2020), su depolarının boş ve dolu olması durumunda 3 farklı giriş bağlantı sistemine sahip ve 16-20-24 m yüksekliğinde 4 farklı deprem verisi kullanarak yaptıkları zaman tanım alanındaki analizlerin 3 farklı zemin için sonuçlarını karşılaştırmalı olarak vermişlerdir. Radyal biçimi sahip taşıyıcı sistemli ayaklı su deposunda daha büyük taban kesme kuvvetinin oluştuğunu ve daha az yer değiştirmelerin görüldüğünden bahsetmiş ayrıca yumuşak zeminin yapıya olan tepkisinin diğer zeminlere göre daha fazla olduğunu belirtmişlerdir.

Mali vd. (2021), 29.2 m yüksekliğe sahip farklı ayaklı su depolarının deprem ve rüzgar yüklerine maruz kaldığı durumlardaki tepkilerini araştırmışlardır. Boş çerçeve sisteme ait yapılarda deprem etkisinin baskın olduğunu fakat silindirik kabuk tipi ayaklı su depolarında yüksek rüzgar etkilerinin deprem kuvvetinden daha etkili olabileceğini belirtmiştir. Kabuk tipi sistemlerin daha ekonomik yapılar olduğunu ve bu tip yapıların daha az deplase olduklarını belirtmişlerdir.

Karimi vd. (2022), yapılan çalışmada silindirik kabuk taşıyıcı sistem ve çelik hazneye sahip betonarme ayaklı su deposunun sıvı salınımının yapılar üzerindeki etkisi incelenmiş ve 6 farklı gerçek ivme-zaman kaydı vererek analiz gerçekleştirmişlerdir. Sıvının salınım etkisinin ve impuls etkisi ile aynı anda maksimum olmaması sebebi ile bu salınımın arttırıcı veya azaltıcı etkisinin olabileceğini, yer hareketinin frekans içeriği ve doğal frekans aralıklarının yapıda haznenin dolu olması durumunda farklı tepkiler oluşturabileceğini bu sebeple yapılacak olan yapının bulunduğu yere özel tasarlanması

gerektiğinden bahsetmiştir. Ayrıca yakın fay etkisinin dikkate alınmamasının yapıyı kritik duruma götürebileceğinden bahsetmiştir.

Chitte vd. (2022), farklı kodlara göre ayaklı su depolarının tepki modifikasyon katsayılarını sonlu elemanlar yöntemi kullanarak hem zaman tanım alanında hem de dinamik itme analizi yaparak irdelenmişlerdir. Yapılardaki değişkenliğin zemin koşullarının ve birçok değişkenin olduğu bu sistemde tipik katsayıların kullanılmasının doğru olmadığından bahsedilmiştir (Moeini vd., 2019). Farklı tank tipleri için birleşik bir yaklaşımın geliştirilmesi gerektiğinden ve kodlardaki farklılıkların basitleştirilmesi gerektiğinden bahsetmişlerdir.

Bedon vd. (2023), yüksek deprem tehlikesine sahip kuzey İtalya'da bulunan 50 yaşındaki konik hazne kapasitesine sahip bir silindirik kabuk ayaklı su deposunu incelemişlerdir. Malzeme kaliteleri hakkında yapılan deneysel çalışmalarla birlikte sıvı-yapı etkileşiminin tariflendiği farklı modeller hazırlanarak yapının periyotları hakkında karşılaştırmalı sonuçları vermişlerdir.

Köksal (2023), ayaklı su depolarında sıvı-yapı etkileşimini dikkate alabilmek için Westergard ve düzleştirilmiş parçacık hidrodinamiği yaklaşımları kullanılarak sıvıyı doğrusal olmayarak modelleyen ve yapının dinamik davranışını elde ettiği bir bilgisayar programı yazmıştır. MATLAB kodlama programının araç kutusu olan PDE kullanarak su deposunu modellemiştir. Deponun boş, yarı dolu ve tam dolu olması durumları için doğrusal ve doğrusal olmayan analizler yapmış ve gerilmelerin doğrusal olmayan analizlerde doğrusal analizlere göre daha az değerler elde ettiğini belirtmiştir.

2.6.2 Kırılma ile ilgili çalışmalar

Shinozuka vd., (2000) yaptıkları çalışmada hem ampirik hem de analitik kırılma eğrilerinin istatistiksel analizini yapmışlardır. Ampirik dayanıksızlık eğrileri, 1995 Kobe depreminden elde edilen köprü hasar verileri kullanılarak geliştirilmiş, analitik kırılma eğrileri ise doğrusal olmayan dinamik analiz yapılarak elde etmişlerdir. Kırılma eğrilerini temsil etmek için iki parametrelili log-normal dağılım fonksiyonları kullanılmış ve parametreler maksimum olasılık yöntemi ile tahmin edilmiştir.

Vamvatsikos ve Cornel, (2004) artımsal dinamik analizi dokuz katlı çerçeve sisteme sahip çelik bir yapı için adım adım uygulayarak artımsal dinamik analizin öneminden bahsetmişlerdir. Hızlı ve doğru sonuçlar elde edebilmek için kayıt sayısının, kayıtların ölçeklendirme durumunun ve kullanılan yaklaşımların etkisinden bahsetmişlerdir.

Akcar vd., (2005) Türkiye'de yaygın yapı stoğuna sahip olan 2-5 katlı betonarme binaların hasar görme olasılığını inceledikleri çalışmada 32 farklı bina inceleyip maksimum yer hızı (PGV) hasar ölçüsü kullanılarak oluşturulan kırılma eğrilerini 1999 düzce depreminde hasar gören yapılar ile karşılaştırmışlardır. Kat sayısının artması ile hasar görme olasılığının arttığını ve bu kırılma eğrilerinin bu tip yapıların hasar görme olasılığını değerlendirmede uygun olduğundan bahsetmişlerdir.

Akcar ve Özen, (2005) yaptıkları çalışmada zemin hızının (Peak ground velocity-PGV) tek serbestlik dereceli sistemler (SDOF) üzerindeki deformasyon etkisini incelemişler ve kısa periyotlu yapılar için spektral ivmeye (S_a) göre daha düşük bir sapma olduğunu, bu sebeple bu tür yapılarda şiddet ölçüsü olarak diğer ölçülere kıyasla deformasyon taleplerinde daha iyi bir korelasyon olduğundan bahsedilmiştir. Deprem mühendisliğinde performans tabanlı tasarımın ve mevcut yapıların değerlendirilmesinde şiddet ölçüsü olarak PGV'nin kullanılmasının uygun olabileceğini öne sürmüşlerdir.

Kırçıl ve Polat, (2006) yaptıkları çalışmada İstanbul'daki orta katlı betonarme binaların hasar olasılıklarını belirlemek amacıyla, 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne uygun olarak tasarlanmış ve binaların kat sayılarına göre kırılma eğrilerini oluşturmuşlardır. çalışmada 3, 5 ve 7 katlı binalar seçilerek her bir binanın elastik spektral ivmesi, maksimum yer ivmesi ve elastik spektral deplasmanı kullanılarak hasar ve göçme kapasitelerini hesaplayıp elde edilen kapasiteleri log-normal dağılıma uygun şekilde kırılma eğrileri oluşturmak için kullanmışlardır. Bina kat sayısının kırılma eğrilerine etkisini anlamak için regresyon analizi yapmışlar ve analiz sonucu olarak bina kat sayısının hasar eğrilerini önemli ölçüde etkilediğini göstermişlerdir.

Tüzün, (2008) yaptığı doktora çalışmasında 2 ile 7 kat arasında 6 farklı kat sayısına sahip yapıların her kat sayısında ise 20 yapının bulunduğu toplam 120 adet farklı yapının kırılma eğrilerini yapıların hakim periyoduna karşılık gelen 20 adet depremin spektral ivme ve deplasman şiddet ölçülerini kullanarak oluşturmuştur. Malzeme belirsizliği ve yapı geometrisinin kırılma eğrilerini etkilediğinden bahsetmiştir.

İbrahim ve El-Shami, (2011) Suudi Arabistan'ın düşük sismik aktiviteye sahip bölgelerinde bulunan tipik orta katlı betonarme çerçeve sisteme yapıların sismik kırılma eğrilerini oluşturmak için bir çalışma yapmışlardır. Dört ve sekiz katlı iki farklı yapı ve üç farklı şehir için farklı sismik şiddet değerlerini kapsayacak şekilde gerçekleştirmişlerdir. Yapıları Suudi Arabistan Yapı Yönetmeliğine uygun olarak tasarlanmış ve 12 farklı yer hareketiyle artımsal dinamik analiz (IDA) yöntemini kullanarak analizleri gerçekleştirmişlerdir. Beş farklı performans seviyesini göz önünde bulundurarak yapılmış ve her bir performans seviyesi için katlar arası yer değiştirme oranı değerleri belirleyerek kırılma eğrilerini oluşturmuşlardır.

Jeon vd., (2012) yaptıkları çalışmada birden fazla depreme maruz kalan eski tip betonarme yapıların hasar potansiyelini değerlendirmeyi amaçlamış ve özellikle artçı sarsıntılarının bu yapılarda yol açabileceği ek hasarı kırılma eğrileri ile göstermişlerdir. Üç katlı ve üç açıklıklı tipik bir betonarme binanın analitik modeli üzerine yapılan analizler sonucu oluşan verileri istatistiksel yöntemler kullanarak değerlendirmiş ve önceden hasarlı olan yapıların kırılma eğrilerinin sonradan maruz kaldıkları depremlerde arttığını belirlemişlerdir.

Farsangi vd., (2014) yaptıkları çalışmada İran'da yüksek deprem riski taşıyan bir bölgede 3 farklı tarihte çıkarılan İran yönetmeliği versiyonlarına göre tasarlanmış çelik çerçeve sisteme sahip yapının deprem dayanıklılığını ve risk analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Artımsal dinamik analiz (IDA) sonuçlarında katlar arası ötelenme sınır durumunu ve maksimum yer ivmesi (PGA) hasar ölçüsünü kullanarak yapıların kırılma eğrilerini oluşturmuş ve 1988 yönetmeliğinin sonradan çıkan yönetmeliklere göre çok daha kötü bir hasar olasılığına sahip olduğundan bahsetmişlerdir.

Koçak, (2015) yüksek lisans çalışması kapsamında Türkiye Deprem Yönetmeliğinin (2007) performans kriterlerini sağlayamayan bir okul binasını, istenilen performans seviyesine gelecek şekilde güçlendirmiş, güçlendirilmeden önce ve sonra binaya gerçek deprem kayıtları uygulayarak dinamik analizlerini gerçekleştirmiştir. Elde edilen sonuçlardan yola çıkarak, her bir hasar seviyesi için kırılma eğrilerini Baker, (2015) belirttiği çoklu şerit analizi (MSA) yöntemini kullanarak oluşturmuştur. 50 yılda aşılma olasılığı %10'a sahip olan deprem için mevcut binada %95 hasar görme olasılığı varken güçlendirilen binada bu oranın %5 düştüğünden bahsetmiştir.

Pragalath vd., (2015) yaptıkları çalışmada 4 katlı betonarme binaların kırılma eğrilerini oluşturmak için iki farklı yöntem kullanarak sonuçları karşılaştırmalı olarak vermişlerdir. İlk yöntemde güç yasasıyla temsil edilen bir kırılma eğrisi oluşturulurken ikinci yöntemde ise artımsal dinamik analiz (IDA) yapılarak log-normal dağılıma uygun kırılma eğrisi parametrelerini belirlemişlerdir. Yapısal belirsizliklerin kırılma eğrilerini önemli ölçüde etkileyebileceğinden bahsetmişlerdir. Karşılaştırma sonucunda her iki durum için PGA değerlerinin çok yakın olduğundan bahsetmişlerdir.

Pejovic ve Jankovic, (2016) Güney Avrupa-Akdeniz bölgesinde betonarme yüksek yapıların olasılıksal kırılma eğrilerinin oluşturulması yönelik bir çalışma yapmışlardır. Farklı büyüklük, uzaklık ve zemin koşullarında 60 farklı zemin hareketi için 3600 analiz gerçekleştirmişler, analizler sonucunda dört hasar durumu için log-normal kümülatif dağılım fonksiyonu parametrelerini elde etmiş ve kırılma eğrilerini üretmişlerdir. Betonarme binaların kırılma eğrisi uzak deprem etkisine karşı oldukça yüksek olduğunu belirtmişlerdir.

Phan vd., (2017) 1999 Kocaeli depremi sırasında hasar almış beton kolonlar üzerine oturmuş çelik depolama tankının kırılma eğrilerini oluşturmak için bir çalışma yapmışlardır. Depremi yakın ve uzak fay etkisini dikkate aldığı iki farklı deprem kayıt seti ile artımsal dinamik analiz (IDA) ve bulut analizi (CA) yapmışlar, şiddet ölçüsü olarak PGA kullanarak kırılma eğrilerini elde etmişlerdir. Hasarın betonarme kolonlarda oluşma olasılığının daha yüksek olduğunu ve 0.3-0.4 g arasında değişen PGA değerlerinde kolonların göçme olasılığının %80'i geçtiğini belirtmiştir.

Kırçıl ve Kocabey, (2019) yaptıkları çalışmada Türkiye'deki yapı stoklarını tarif edebilecek 3 açıklıklı ve 6 katlı bir yapının taşıyıcı eleman olan kolonlarını sargılama ve perde duvar ekleme yöntemleri kullanarak iki farklı güçlendirme sonrası kırılma eğrilerini karşılaştırmışlardır. Artımsal dinamik analiz (IDA) yaparak ve şiddet ölçüsü olarak da %5 sönümde yapının ilk moduna ait spektral ivmeyi, limit değer olarak ise katlar arası yer değiştirme değerlerini kullanmışlardır. Kolonları sargılayarak yapılan güçlendirme yönteminin diğer duruma göre hasar görme olasılığının daha az olduğunu belirtmişlerdir.

Akcan, (2020) yüksek lisans çalışmasında 5 katlı moment aktaran çelik çerçeveli bir sistemi 11 adet yer hareketine karşı analiz etmiştir. Analiz sonucu elde ettiği verileri şiddet ölçüsü olarak spektral ivme değerlerini, hasar ölçütü olarak maksimum katlar arası ötelenme değerlerini kullanarak kırılma eğrilerini oluşturmuştur.

Önder, (2022) yaptığı yüksek lisans çalışmasında 3 ve 6 katlı betonarme çerçeve sisteme sahip yapıların çoklu şerit analizi (MSA) ve bulut analizi yöntemini kullanarak karşılaştırmalı değerlendirme yapmıştır. şiddet ölçüsü (IM) olarak Spektral ivme (Sa), spektral yer değiştirme (Sd) ve maksimum yer ivmesini (PGA) kullanmış talep parametresi olarak da maksimum görelî kat ötelenmesi (MIDR) ve çatı yer değiştirmesi (D_{top}) kullanarak kırılma eğrilerini oluşturmuştur. Bu iki analiz yönteminin orta derece hasar düzeyleri için yakın sonuçlar verdiğini fakat hasar düzeyi arttıkça olasılıklar arasındaki farkın arttığı belirtilmiştir.

2.6.3 Ayaklı su depolarının kırılma eğrileri ile ilgili çalışmalar

Bhargava vd., (2002) yaptıkları çalışmada ayaklı su deposu için belirledikleri iki nokta ve eleman için kırılma eğrilerini oluşturmuşlardır. Deponun dolu ve boş olma durumu göz önüne alarak şiddet ölçüsünü (IM) PGA seçmiş ve yapılan analizler sonucunda elde edilen verilerin iki eleman için parametreleri belirleyerek yapısal kırılma eğrileri oluşturmuşlardır.

Mansour vd., (2021) yaptıkları çalışmada sıvı yapı etkileşimini dikkate aldıkları ayaklı su depolarında standart düz ve çapraz olmak üzere 3 farklı kiriş sisteminin kırılma eğrileri

yanıtlarını incelemişlerdir. Sonlu elemanlar metodu kullanarak oluşturdukları modelleri hazne seviyeleri tam dolu, yarı dolu ve boş olacak şekilde toplamda 9 farklı model oluşturmuşlardır. Artımsal dinamik analiz yaparak maksimum tepe deplasman sınır durumu ve ilk periyoda karşılık gelen spektral ivme değerlerini şiddet ölçüsü olarak kullanmış ve deprem performanslarının nasıl etkilendiğini incelemişlerdir. Ayrıca yer hareketi kayıtları için uzak ve yakın fay etkisini ayaklı su depoları üzerindeki etkisine de değinmişlerdir. Düz ve çaprazlı kiriş sistemlerinin standart sisteme kıyasla hasar görme olasılığının az olduğundan bahsetmişlerdir.

Amin vd., (2021) farklı boyut ve yüksekliklere sahip silindirik kabuk sistemli ayaklı su depolarında tepki azaltma faktörünü ve deprem dayanıklılığını araştırmak için çalışma yapmışlardır. 3 boyutlu sonlu elemanlar modelinde itme analizi yaparak elde ettiği değerlerde şiddet ölçüsü olarak spektral yerdeğiştirme (Sd) karşılık gelen kırılma eğrileri oluşturulmuştur. Çalışma sonucunda tepki azaltma faktörlerini her ayaklı su deposu için ayrı olarak hesaplanması gerektiğinden bahsetmişlerdir. Deponun kapasitesi arttıkça ve su deposunun hasar görme olasılığının arttığından bahsetmişlerdir.

Rimal vd., (2023) Katmandu Vadisi'ndeki tipik ayaklı su depolarının sıvı-yapı ve zemin-yapı etkileşimlerini dikkate alarak depreme karşı kırılma eğrilerini değerlendirmek için bir çalışma yapmışlardır. Sınır durum olarak maksimum tepe deplasman ve şiddet ölçüsü (IM) olarak ise maksimum yer ivmesi (PGA) değerlerini kullanarak kırılma eğri parametrelerini bulmuşlardır. Depo haznesinin dolu yarı dolu ve boş olmasına karşın ayaklı su depolarının hasar görme olasılıkları karşılaştırılmış ve tam dolu durumdaki hasar olasılığı yarı dolu ve boş olma durumlarına göre daha kritik olduğunu belirtmişlerdir. Göçme sınır durumuna doğru gittikçe zeminin etkisinin arttığı ve ayaklı su deposunu daha kritik duruma götürdüğünü belirtmiştir.

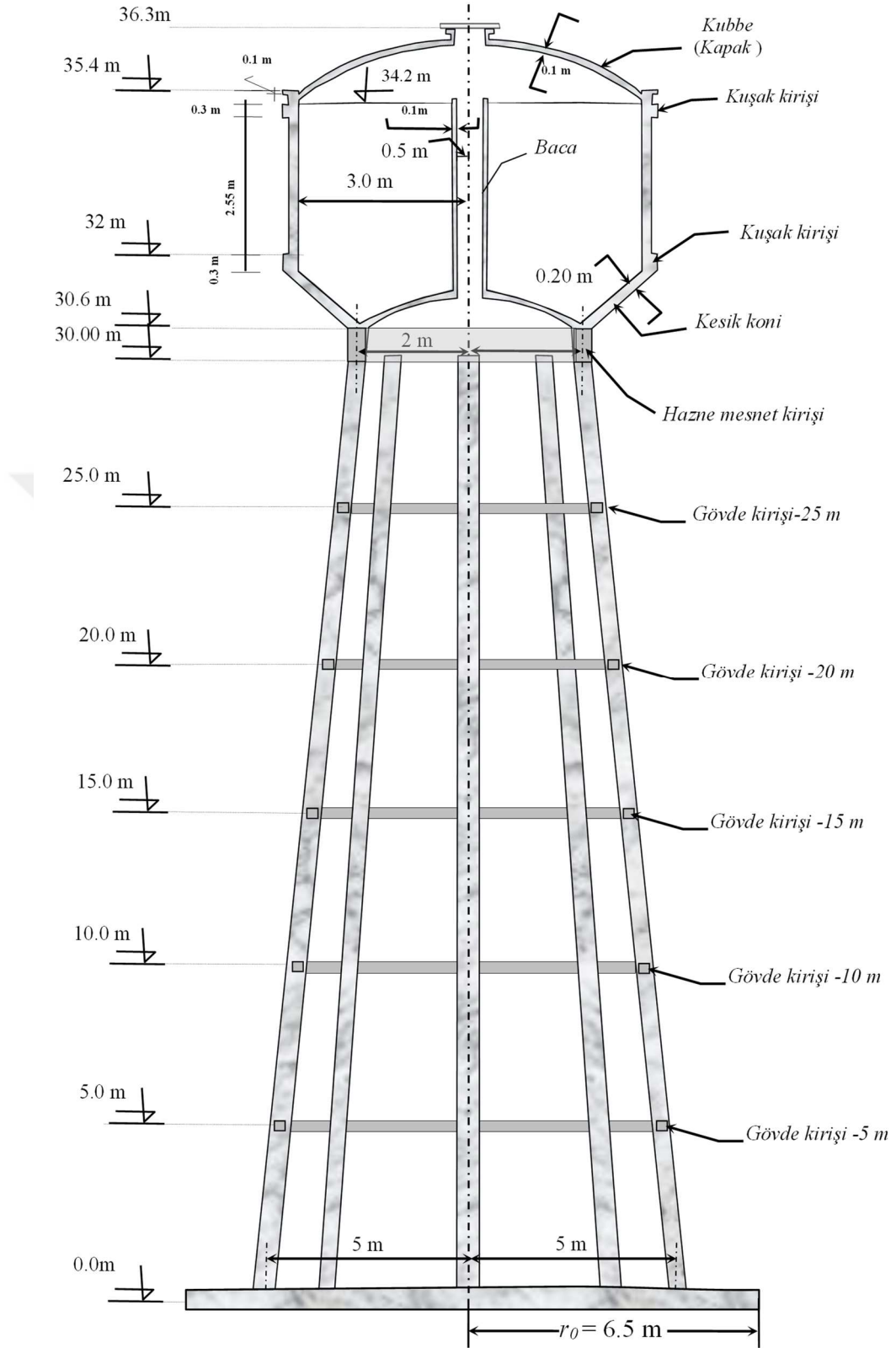
Ayaklı su depolarının kırılma eğrileri ile alakalı çalışmalar bu alt başlık altında verilmesine karşın çok fazla çalışmanın olmaması yapacağımız çalışmanın literatürde ne denli eksik ve önemli olduğunu göstermektedir. Bundan sonraki başlıklarda çalışmada irdelenecek olan ayaklı su deposunun modellenmesini ve hangi yaklaşımlar kullanılarak kırılma eğrilerinin oluşturulacağından bahsedilecektir.

3 MATERYAL ve YÖNTEM

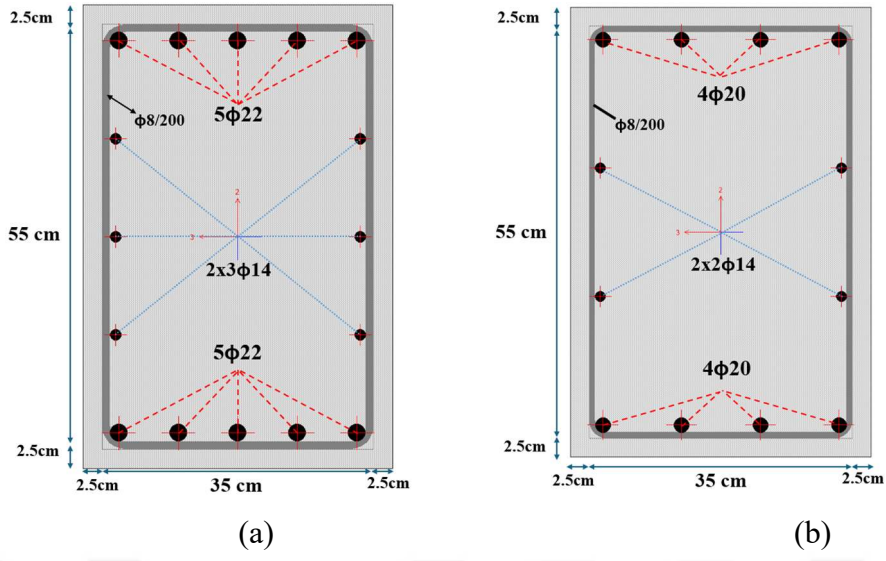
3.1 Uygulamaya Konu Edilen Yapısal Özellikler

Daha önce de ifade edildiği gibi dünyada ve ülkemizde en yaygın olarak tercih edilen ayaklı depo tiplerinden çerçeve taşıyıcı sisteme sahip ayaklı depo seçilmiştir. Mevcut ayaklı depo stoğunun çok önemli bir kısmının 100 m³ kapasiteli olduğu bilindiğinden hazne kapasitesi olarak da bu kapasite seçilmiştir. Bu maksatla çalışmada 1976 yılı Türkiye Cumhuriyeti Devleti Köy İşleri Bakanlığı Yol Su ve Elektrik Genel Müdürlüğü (YSE) tarafından hazırlanmış 100 m³ hazne kapasitesine sahip ayaklı depo projeleri kullanılarak analize konu yapı modeli oluşturulmuştur. 2000’li yılların başından bu yana söz konusu yapı formunun oldukça nadir inşa edildiği düşünüldüğünde söz konusu yapı özellikleri mevcut yapı stoğunu tanımlayan nitelikte olduğu rahatlıkla söylenebilir. Yapıya ait geometrik boyutlar Şekil 3.1’de ve takip eden kesitlerde verilmektedir. Modellenen ayaklı depo 6 katlı olmakla birlikte her kat 5 m yüksekliğine sahiptir. 6.5 m temel yarıçapına sahip olan ayaklı deponun hazne yarıçapı ise 3 m olarak modellenmiştir. Söz konusu bu özellikler uygulamada kimi durumlarda değişiklik gösterebilmektedir. Özellikle 6 katlı bu proje uygulamada farklı katlarda yapılmış olmasına karşın bu çalışmada uygulamaya orijinal projedeki yapı konu edilmektedir.

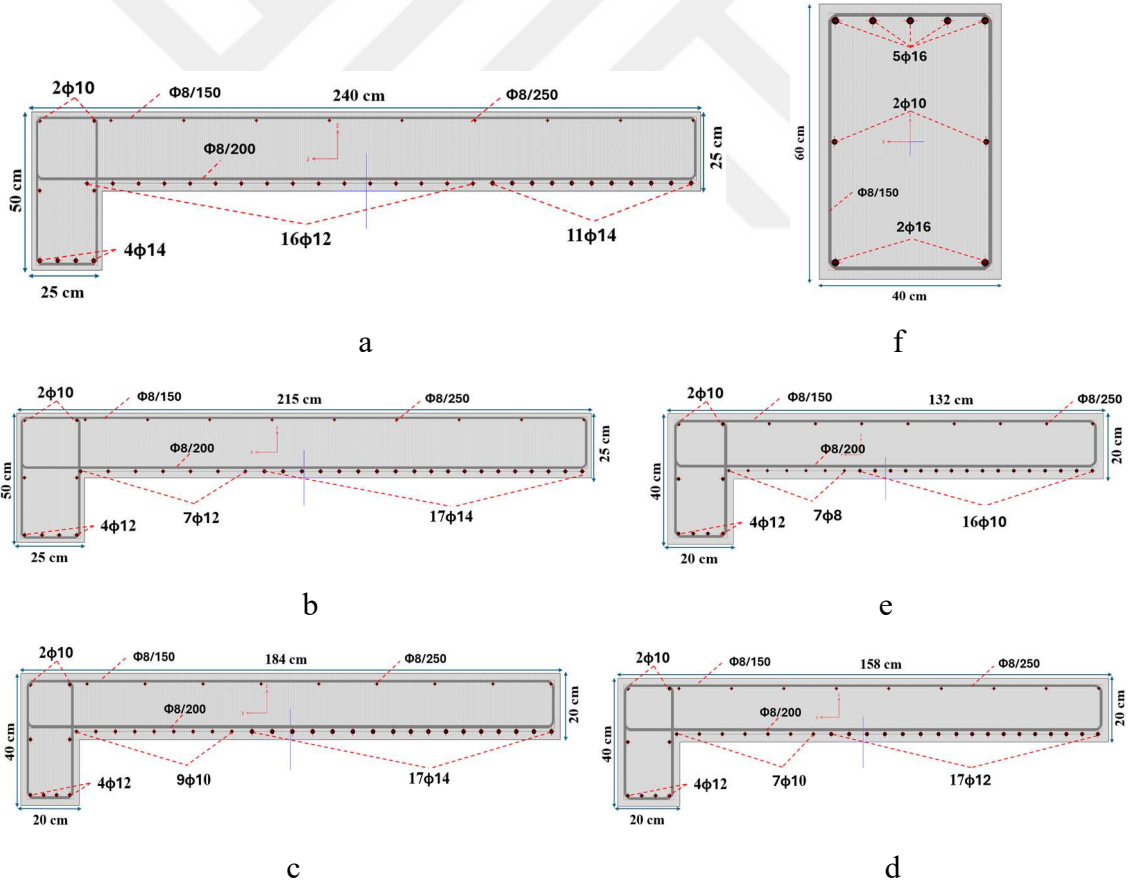
Ayaklı su deposunda düşey taşıyıcı sistemini oluşturan kolonlar 60x40 cm olarak tasarlanmış ve uygulamada da bu şekilde kullanılmıştır. Ancak ilk kat ya da seviye olarak tarif edilecek olan 0-5 m kotları arasındaki kolon elemanlarının donatı adetleri ve düzenleri farklıdır. Bu nedenle uygulama projesinde verilen bu detaylar esas alınarak Şekil 3.2’de verilen görseller 0-5 m kotları arasındaki kolonların ve 5-30 m kotları arasındaki kolonların donatı bilgilerini ve düzenlerini göstermektedir. Diğer taraftan Şekil 3.4’te tipik bir kat için kolonların yerleşimi ve ilgili seviye için kiriş ile döşemenin yerleşimi temsilen gösterilmektedir. Düşey taşıyıcıların açılı bir şekilde yükselmesi nedeniyle buradaki kirişlerin dairesel olarak boyutlarının değişmekte olduğu ve buna bağlı döşeme boyutlarının da farklılık göstereceğini söylemek uygun olacaktır. Söz konusu bu kesitler Şekil 3.3’te sunulmaktadır (pp= 2.5 cm). Buna ek olarak Şekil 3.4’te temel sistemine ait detaylar sunulmuştur.



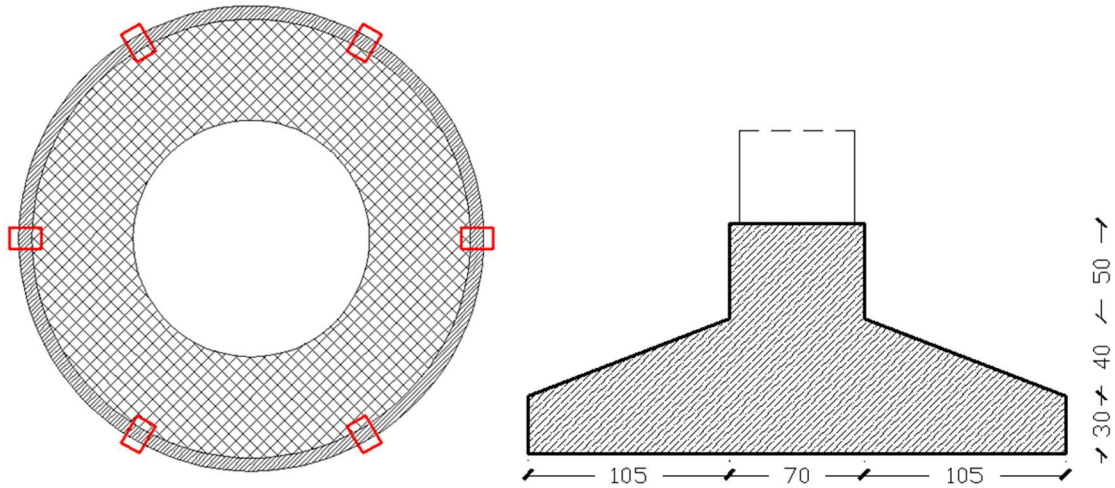
Şekil 3.1. Çalışmada kullanılan çerçeve sisteme sahip 100 m³ ayaklı depo



Şekil 3.2. (a) 0-5 m kotları arası kolon kesiti ve (b) 5-30 m kotları arası kolon kesiti



Şekil 3.3. (a) 5 kotu, (b) 10 kotu, (c) 15 kotu, (d) 20 kotu, (e) 25 kotu kiriş-döşeme kesitleri ve (f) 30 kotu kuşak kirişi kesiti



Şekil 3.4. Ayaklı su deposu kat planı ve temel kesiti

Şekil 3.1’de gösterilen model kullanılarak zemin sınıfı, malzeme kalitesi, suyun doluluk durumu ve taşıyıcı elemanlardaki sargı etkisi değişkenlerinin kullanıldığı toplam 48 ayrı model oluşturulmuştur. Bu modeller tezin devamında Çizelge 3.1’de model ismi başlığı altında verilen kısaltmalar kullanılacaktır.

3.2 Çalışmada Kullanılan Malzeme Özellikleri

Yapılan çalışmada seçilen malzemeler eski ve kötü durumu tarif etmesi için beton sınıfı C10 ve donatı sınıfı nervürsüz S220 olarak seçilmiş nispeten daha dayanıklı olması durumunu ise beton sınıfı olarak C20 ve donatı sınıfı B420C olarak tercih edilip taşıyıcı elemanlar olan kolonlarda ise malzeme özellikleri dışında sargı etkisinin sistem üzerindeki etkisinin de araştırılması için beton malzemesi sargılı ve sargısız olmak üzere 2 farklı durumunu temsil eden değerler kullanılmıştır.

3.2.1 Donatı Çeliği Özellikleri

Yapılan çalışmada şekildeğiştirmeye dayalı zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizler yapılmış ve bunların uygulanabilmesi için TBDY2018’de (madde 5A.2) geçen S220 ve B420C donatı çeliği kullanılmıştır. Donatı çeliğinin elastisite modülü $E_s = 2 \times 10^5$ MPa olarak dikkate alınmaktadır. Donatı çeliği gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi madde 5A.2’de geçen donatı çeliği modeline göre belirlenmiştir.

Çizelge 3.1. Analizlerde kullanılan model detayları ve ilgili kısaltmalar

<i>MODEL NO</i>	<i>MALZEME SINIFI</i>	<i>SIVI DOLULUĞU</i>	<i>ZEMİN DURUMU</i>	<i>SARGI DURUMU</i>	<i>MODEL İSMİ</i>
MODEL1	C10-S220	DOLU	ANKASTRE	SARGILI	C10-S220-TD-ANK-SRGL
MODEL2	C10-S220	DOLU	ANKASTRE	SARGISIZ	C10-S220-TD-ANK-SRGS
MODEL3	C10-S220	DOLU	C	SARGILI	C10-S220-TD-C-SRGL
MODEL4	C10-S220	DOLU	C	SARGISIZ	C10-S220-TD-C-SRGS
MODEL5	C10-S220	DOLU	D	SARGILI	C10-S220-TD-D-SRGL
MODEL6	C10-S220	DOLU	D	SARGISIZ	C10-S220-TD-D-SRGS
MODEL7	C10-S220	YARI DOLU	ANKASTRE	SARGILI	C10-S220-YD-ANK-SRGL
MODEL8	C10-S220	YARI DOLU	ANKASTRE	SARGISIZ	C10-S220-YD-ANK-SRGS
MODEL9	C10-S220	YARI DOLU	C	SARGILI	C10-S220-YD-C-SRGL
MODEL10	C10-S220	YARI DOLU	C	SARGISIZ	C10-S220-YD-C-SRGS
MODEL11	C10-S220	YARI DOLU	D	SARGILI	C10-S220-YD-D-SRGL
MODEL12	C10-S220	YARI DOLU	D	SARGISIZ	C10-S220-YD-D-SRGS
MODEL13	C10-S220	BOŞ	ANKASTRE	SARGILI	C10-S220-B-ANK-SRGL
MODEL14	C10-S220	BOŞ	ANKASTRE	SARGISIZ	C10-S220-B-ANK-SRGS
MODEL15	C10-S220	BOŞ	C	SARGILI	C10-S220-B-C-SRGL
MODEL16	C10-S220	BOŞ	C	SARGISIZ	C10-S220-B-C-SRGS
MODEL17	C10-S220	BOŞ	D	SARGILI	C10-S220-B-D-SRGL
MODEL18	C10-S220	BOŞ	D	SARGISIZ	C10-S220-B-D-SRGS
MODEL19	C20-B420C	DOLU	ANKASTRE	SARGILI	C20-B420C-TD-ANK-SRGL
MODEL20	C20-B420C	DOLU	ANKASTRE	SARGISIZ	C20-B420C-TD-ANK-SRGS
MODEL21	C20-B420C	DOLU	C	SARGILI	C20-B420C-TD-C-SRGL
MODEL22	C20-B420C	DOLU	C	SARGISIZ	C20-B420C-TD-C-SRGS
MODEL23	C20-B420C	DOLU	D	SARGILI	C20-B420C-TD-D-SRGL
MODEL24	C20-B420C	DOLU	D	SARGISIZ	C20-B420C-TD-D-SRGS
MODEL25	C20-B420C	YARI DOLU	ANKASTRE	SARGILI	C20-B420C-YD-ANK-SRGL
MODEL26	C20-B420C	YARI DOLU	ANKASTRE	SARGISIZ	C20-B420C-YD-ANK-SRGS
MODEL27	C20-B420C	YARI DOLU	C	SARGILI	C20-B420C-YD-C-SRGL
MODEL28	C20-B420C	YARI DOLU	C	SARGISIZ	C20-B420C-YD-C-SRGS
MODEL29	C20-B420C	YARI DOLU	D	SARGILI	C20-B420C-YD-D-SRGL
MODEL30	C20-B420C	YARI DOLU	D	SARGISIZ	C20-B420C-YD-D-SRGS
MODEL31	C20-B420C	BOŞ	ANKASTRE	SARGILI	C20-B420C-B-ANK-SRGL
MODEL32	C20-B420C	BOŞ	ANKASTRE	SARGISIZ	C20-B420C-B-ANK-SRGS
MODEL33	C20-B420C	BOŞ	C	SARGILI	C20-B420C-B-C-SRGL
MODEL34	C20-B420C	BOŞ	C	SARGISIZ	C20-B420C-B-C-SRGS
MODEL35	C20-B420C	BOŞ	D	SARGILI	C20-B420C-B-D-SRGL
MODEL36	C20-B420C	BOŞ	D	SARGISIZ	C20-B420C-B-D-SRGS
MODEL37	C10-S220	DOLU	D1	SARGILI	C10-S220-TD-D1-SRGL
MODEL38	C10-S220	DOLU	D1	SARGISIZ	C10-S220-TD-D1-SRGS
MODEL39	C10-S220	YARI DOLU	D1	SARGILI	C10-S220-YD-D1-SRGL
MODEL40	C10-S220	YARI DOLU	D1	SARGISIZ	C10-S220-YD-D1-SRGS
MODEL41	C10-S220	BOŞ	D1	SARGILI	C10-S220-B-D1-SRGL
MODEL42	C10-S220	BOŞ	D1	SARGISIZ	C10-S220-B-D1-SRGS
MODEL43	C20-B420C	DOLU	D1	SARGILI	C20-B420C-TD-D1-SRGL
MODEL44	C20-B420C	DOLU	D1	SARGISIZ	C20-B420C-TD-D1-SRGS
MODEL45	C20-B420C	YARI DOLU	D1	SARGILI	C20-B420C-YD-D1-SRGL
MODEL46	C20-B420C	YARI DOLU	D1	SARGISIZ	C20-B420C-YD-D1-SRGS
MODEL47	C20-B420C	BOŞ	D1	SARGILI	C20-B420C-B-D1-SRGL
MODEL48	C20-B420C	BOŞ	D1	SARGISIZ	C20-B420C-B-D1-SRGS

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad (\varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}) \quad (3.1)$$

$$f_s = f_{sy} \quad (\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}) \quad (3.2)$$

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \left[\frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_s)^2}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})^2} \right] \quad (\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}) \quad (3.3)$$

Çizelge 3.2. Donatı çeliklerine ait bilgiler

<i>Kalite</i>	<i>f_{sy}(Mpa)</i>	<i>ε_{sy}</i>	<i>ε_{sh}</i>	<i>ε_{su}</i>	<i>f_{su}/f_{sy}</i>
<i>S220</i>	220	0.0011	0.011	0.12	1.2
<i>B420C</i>	420	0.0021	0.008	0.08	1.15-1.35

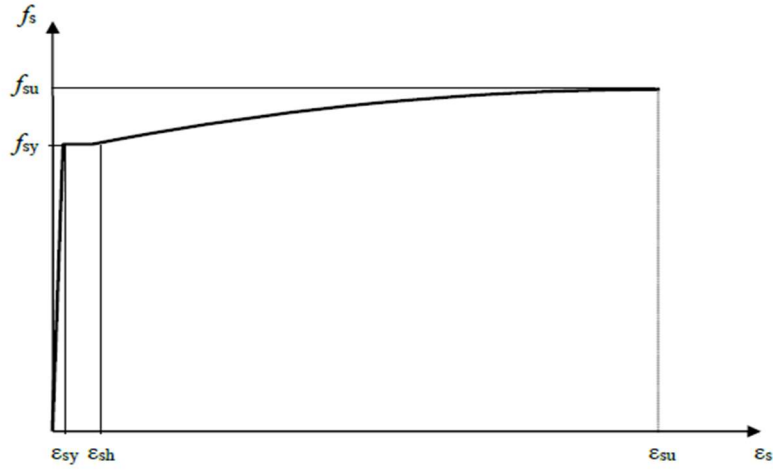
TBDY2018 madde 5.8.1.1 (b)'de donatı çeliği için göçmenin önlenmesi performans düzeyi birim şekildeğiştirme sınırını ε_{su} (çekme dayanımına karşı gelen birim uzama) cinsinde Denklem 3.4'e göre tarif etmektedir. Bu bilgilere göre çalışmada kullanılan donatı çelikleri için sınırlar Çizelge 3.3'te gösterildiği gibi gerçekleşmektedir.

$$\varepsilon_s^{(G\ddot{O})} = 0.4\varepsilon_{su} \quad (3.4)$$

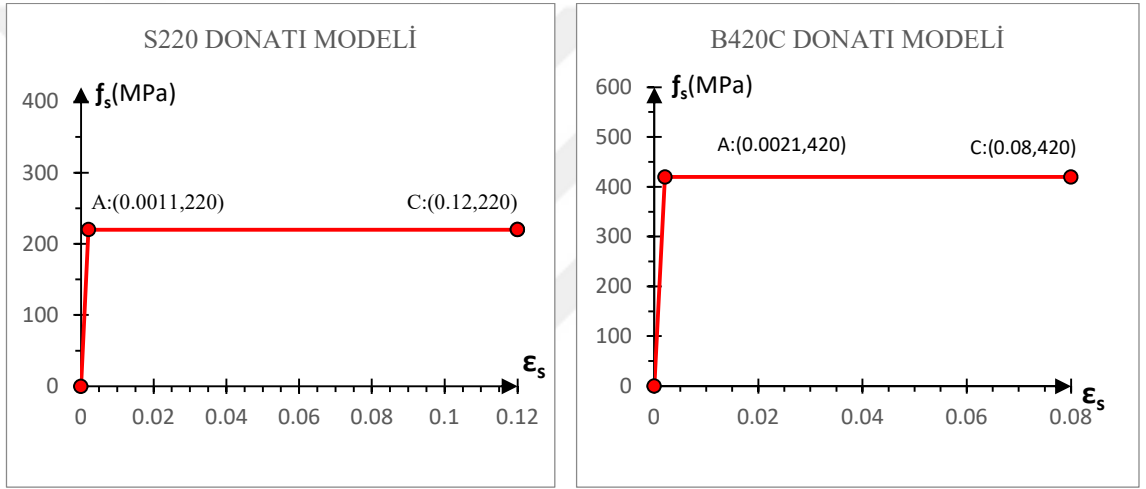
Çizelge 3.3. Donatı çeliği sınır değerleri

	S220	B420C
$\varepsilon_s^{(G\ddot{O})}$	0.048	0.032

Donatı çeliği için ideal elastik - tam plastik (EPP) davranışı yaptığı kabul edilerek bu değerlere uygun olarak idealleştirilip kullanılan malzeme modelleri Şekil 3.5'te verilmiştir.



(a)



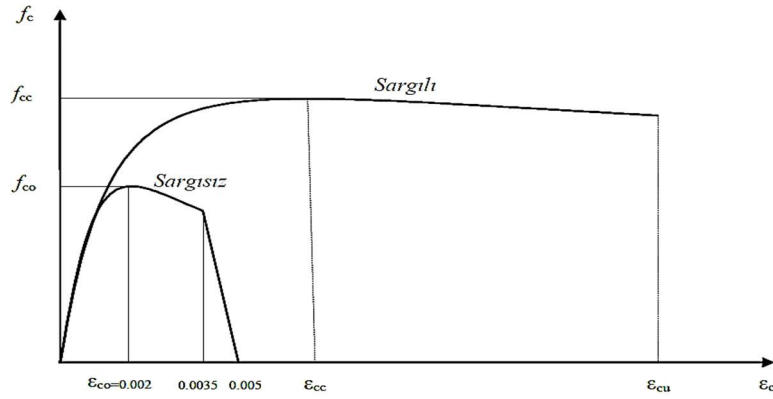
(b)

(c)

Şekil 3.5. (a) Donatı çeliği malzeme modeli TBKY2018, (b) idealleştirilmiş S220 donatı çeliği modeli ve (c) idealleştirilmiş B420C donatı çeliği modeli

3.2.2 Sargılı ve Sargısız Beton Modelleri

Doğrusal olmayan yöntemler ile şekil değiştirmeye göre değerlendirmede, TBKY 2018 yönetmeliğinde sargılı model yaklaşımı Mander (1988) tarafından önerilen şekliyle, sargısız model yaklaşımı için ise yine ilgili yönetmelikte verilen model bu çalışmada kullanılmıştır. Kullanılan model Şekil 3.6'da verilmiştir.



Şekil 3.6. Sargılı ve sargısız betonlar için kullanılan malzeme davranışları

Sargılı betonda beton basınç gerilmesi f_c , basınç birim şekildeğiştirmesi ϵ_c 'nin fonksiyonu olarak Denklem 3.5'te verilmektedir:

$$f_c = \frac{f_{cc} x^r}{r-1+x^r} \pi r^2 \quad (3.5)$$

Denklem 3.6'da sargılı beton dayanımı f_{cc} ile sargısız beton dayanımı f_{co} arasındaki ilişki verilmiştir.

$$f_c = \lambda_c f_{co} \quad \lambda_c = 2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_e}{f_{co}}} - 2 \frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \quad (3.6)$$

Buradaki f_e etkili sargılama basıncı, dikdörtgen kesitlerde birbirine dik iki doğrultu için Denklem 3.7'de verilen değerlerin ortalaması olarak alınabilir:

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \quad f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \quad (3.7)$$

Denklem 3.7'de verilen f_{yw} enine donatının akma dayanımını, ρ_x ve ρ_y ilgili doğrultulardaki enine donatıların hacimsel oranlarını, k_e ise aşağıda tanımlanan sargılama etkinlik katsayısı oranını göstermektedir.

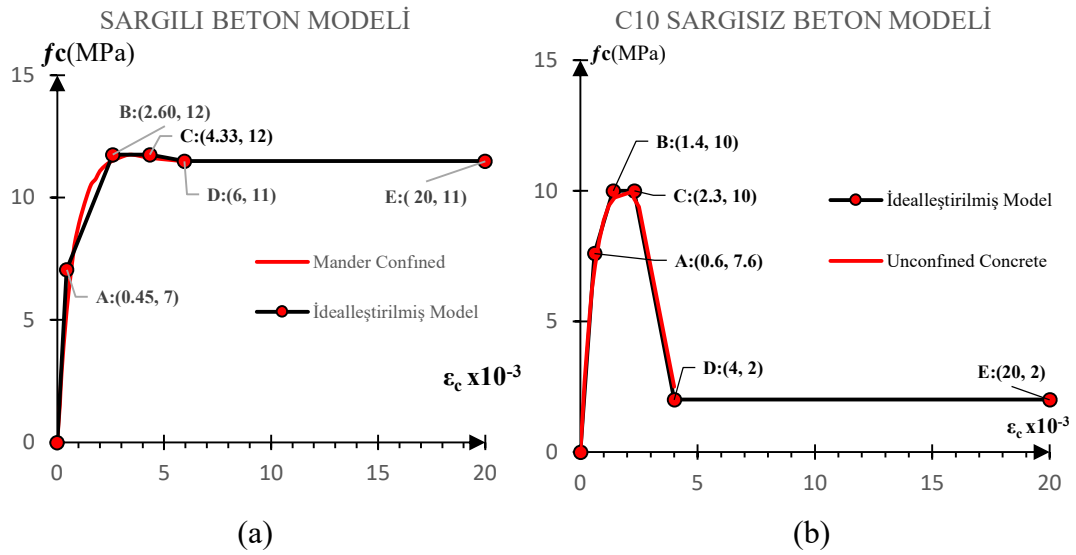
$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_o h_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \quad (3.8)$$

Denklem 3.8'de a_i kesit çevresindeki boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı, b_o ve h_o çekirdek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutlarını, s boyuna doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralığı, A_s ise boyuna donatı alanını göstermektedir. Normalize edilmiş beton birim şekildeğiştirilmesi x ile r değişkenine ilişkin bağıntılar Denklem 3.9 ve 3.10'da verilmiştir.

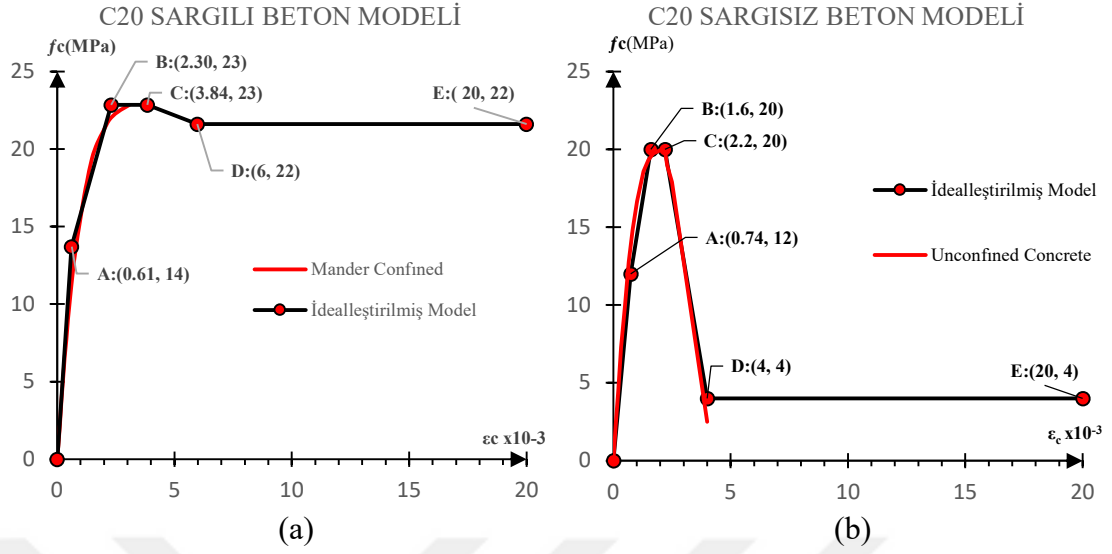
$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad ; \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)] \quad ; \quad \varepsilon_{co} \cong 0.002 \quad (3.9)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad ; \quad E_c \cong 5000\sqrt{f_{co}} \quad (MPa) \quad ; \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (3.10)$$

Yapılan çalışmada yukarıda verilen yaklaşım kullanılarak hesaplanan sargılı ve sargısız beton malzeme modelleri Şekil 3.2'de verilen kesitler için C20 ve C10 malzeme dayanımları için Şekil 3.7 ve Şekil 3.8'de sunulmuştur.



Şekil 3.7. C10 Sargılı Beton Modeli (a) ve C10 Sargısız Beton Modeli (b)



Şekil 3.8. C20 Sargılı Beton Modeli (a) ve C20 Sargısız Beton Modeli (b)

Betonun birim kısalması (ϵ_c) göçmenin önlenmesi performans düzeyi için TBDY2018 madde 5.8.1.1(a) maddesine göre belirlenebilmektedir. İlgili madde için söz konusu sınır Denklem 3.11'e göre elde edilmektedir.

$$\epsilon_c^{(GÖ)} = 0.0035 + 0.04\sqrt{\omega_{we}} \leq 0.018 \quad (3.11)$$

Denklem 3.11'de verilen ilk terim olan 0.0035 sargısız betonun (kabuk betonu) birim kısalmasına karşı gelmektedir. ω_{we} etkin sargı donatısının mekanik donatı oranını göstermektedir.

$$\omega_{we} = \alpha_{se} \rho_{sh,min} \frac{f_{ywe}}{f_{ce}} \quad (3.12)$$

Denklem 3.12'de yer alan α_{se} sargı donatısı etkinlik katsayısını, $\rho_{sh,min}$ dikdörtgen kesitte iki yatay doğrultuda hacimsel enine donatı oranının küçük olanını, f_{ywe} ve f_{ce} sırasıyla enine donatının beklenen akma dayanımı ile beton için beklenen dayanım değerlerini ifade eder.

$$\alpha_{se} = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6b_0h_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_0}\right) \quad ; \quad \rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{b_k s} \quad (3.13)$$

Denklem 3.13'te A_{sh} ve ρ_{sh} göz önüne alınan doğrultuda enine donatının alanını ve hacimsel oranını, b_k dik doğrultudaki çekirdek boyutunu (en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık), s enine donatı aralığını, b_o ve h_o sargı donatısı eksenlerinden ölçülen sargılı beton boyutlarını, a_i bir etriye kolu veya çiroz tarafından mesnetlenen boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı göstermektedir. Şekil 3.2'de verilen kolon kesitlerini kullanarak elde edilen sınır değerleri Çizelge 3.4'te verilmiştir.

Çizelge 3.4. C10 ve C20 beton dayanımlarının birim uzama sınır değerleri

		C20	C10
Sargılı	$\epsilon_c^{(GÖ)}$	0.00639	0.00646
Sargısız	$\epsilon_c^{(GÖ)}$	0.0035	0.0035

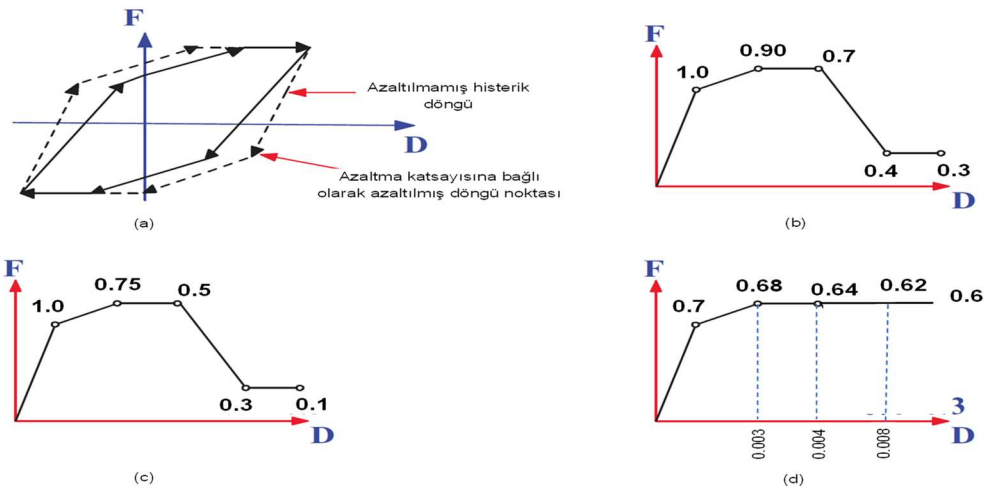
Söz konusu C10 ve C20 beton dayanımları için dikkate alınan elastisite modülleri TBDY2018 Denklem 5A.6'ya göre sırasıyla 15811 MPa ve 22360 MPa olarak elde edilmiştir.

3.2.3 Çevrimsel Davranış Modeli

Doğrusal olmayan davranışın hesaba katılmasında dikkate alınması gereken en önemli parametrelerden biri ise çevrimsel enerji tüketme kapasitesinin dikkate alınması gerekliliğidir. Deprem gibi tekrarlı yükler etkisinde doğrusal olmayan davranış nedeniyle çevrimsel yükleme etkisi altında meydana gelen histerik döngü alanı ile tüketilen enerji miktarının temsili mümkündür. Ancak yapı tepkisi taşıyıcı sistem tipi, malzeme etkisi ve benzeri birçok farklı parametre nedeniyle bu tüketim mekanizması oldukça farklılıklar gösterebilir. TBDY Madde 5.3.1.7 ve 5.3.2.6 çevrimsel davranış modeli için;

“5.3.1.7 – 5.6.6 ve 5.7'ye göre zaman tanım alanında yapılacak doğrusal olmayan deprem hesabında çevrimsel davranış modeli olarak, çelik taşıyıcı sistemler için elasto-plastik standart çevrim modeli, betonarme taşıyıcı sistemler için ise önceki maksimuma yönelimli model veya çevrim içi rijitlik azalmasına olanak sağlamak üzere, ondan türetilmiş modeller kullanılabilir. 5.3.2.6 – 5.8'e göre zaman tanım alanında yapılacak doğrusal olmayan deprem hesabında beton ve çelik lifleri için çevrimsel davranış modeli olarak, uygulama literatüründe genel kabul görmüş modeller kullanılacaktır.”

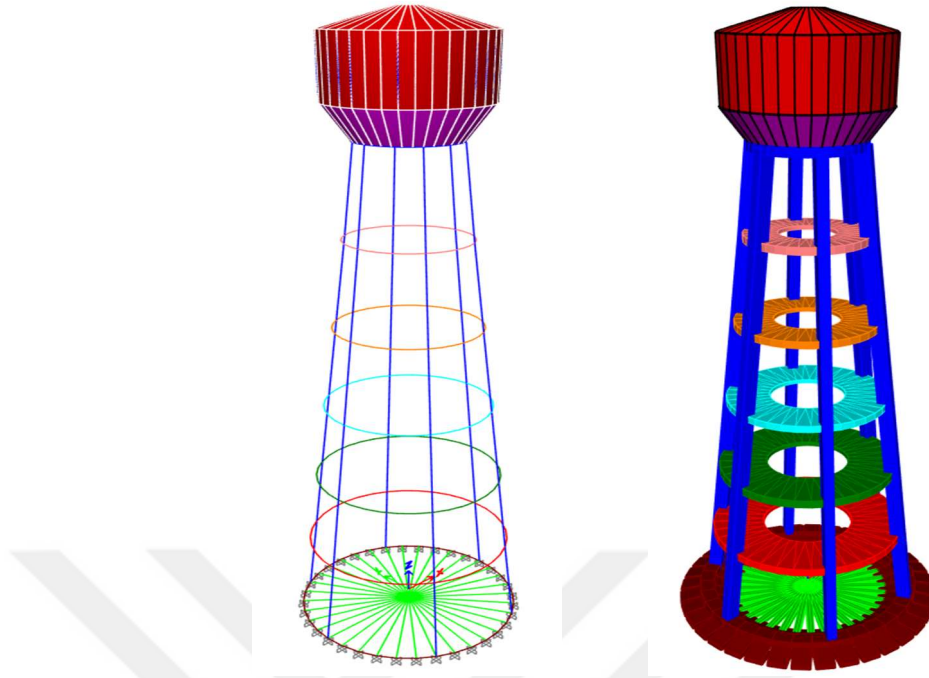
ifadeleri yer almaktadır. Bu bağlamda PERFORM 3D’de önceki maksimuma yönelimli model mantığı ile boşaltma da rijitliklerini değiştirerek ayarlamakta ve enerjinin tüketimini YULRX, YX+3 modelleri ile göz önüne almaktadır. Bu çalışmada doğrusal olmayan deprem hesabında çevrimsel davranış modeli olarak, betonarme taşıyıcı sistemler için önceki maksimuma yönelimli model veya çevrim içi rijitlik azalmasına olanak sağlamak üzere, beton malzemesi için YULRX modeli ve donatı malzemesi için YX+3 modelleri tercih edilmiştir. İlgili modellere istinaden katsayılar Şekil 3.9’da verilmektedir.



Şekil 3.9. (a) Maksimuma yönelimli enerji tüketimi modeli için azaltılmış histerik döngü, (b) Sargılı beton modeli, (c) sargısız beton için ve (d) donatı için öngörülen azaltma katsayıları

3.3 Yapının Modellenmesi

Yapılan çalışmada ayaklı su deposunun modellenmesi için ETABS ve PERFORMD olmak üzere 2 farklı yapısal analiz programından yararlanılmıştır. İlk olarak daha önceki başlıklarda verilen Şekil 3.1’den 3.4’e kadar olan veriler ışığında ETABS yardımıyla Şekil 3.10’da verilen sonlu eleman modeli elde edilmiştir. Söz konusu modellemenin PERFORM 3D ile modelleme öncesinde gerek modelin kontrol edilmesi amacıyla gerek PERFORM3D modelinin elde edilmesi amacıyla söz konusu model oluşturulmuştur.

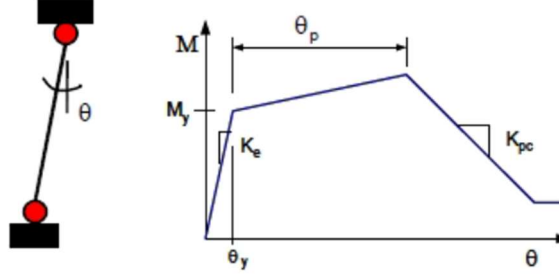


Şekil 3.10. Etabs 3 boyutlu yapı görüntüsü

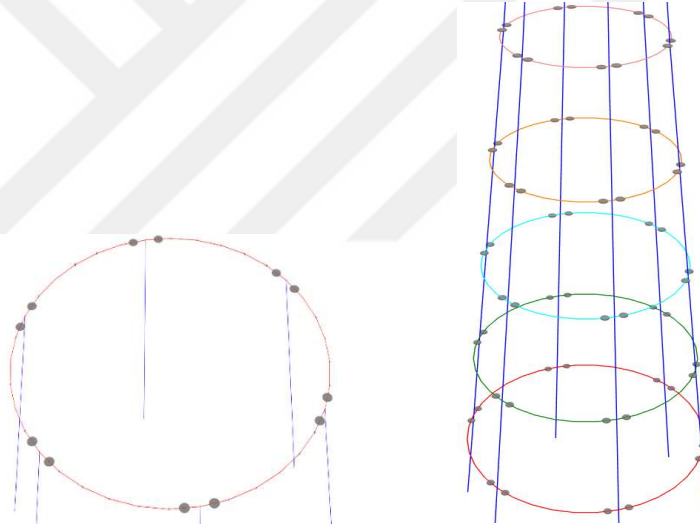
3.3.1 Kolon ve Kirişlerin Modellenmesi

Şekildeğiştirme esaslı yapı modellemesinde literatürde farklı yaklaşımlar verilmektedir. Çok farklı yöntemler olmasına karşın, elastik olmayan elemanların modellenmesi genelde üç temel grupta toplanabilir. Burada idealleştirme ile ifade edilmek istenilen elastik ötesi davranışın nasıl modelleneceği ile ilgili kabullerdir. Bu yaklaşımda belirli bir noktada elastik ötesi davranışın yığılacağı kabulü ile yığılı plastik model (macro model) belirli bir bölgede yığılacağı yaklaşımı ile lif (fiber) model (meso model) veya tüm kesit ve tüm boyutları itibari ile yayılacağı kabulü ile her bir sonlu eleman için (micro model) yaklaşımı kullanılabilir. Diğer taraftan yapısal elemanlarda yığılı plastik modellerin kullanılması durumunda doğrusal ve elastik davranış göstereceği düşünülen kısımlar için uluslararası literatürde veyahut yönetmeliklerde farklılıklar gösterebilen katsayılar kullanılmaktadır. Bu çalışmada, TBDY2018 tablo 4.2’de verilen betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının etkin kesit rijitliği çarpanları kullanılmaktadır. Bu nedenle çerçeve kolonu elemanları için 0.7 ve çerçeve kirişi elemanları için 0.35 katsayıları ile eğilme rijitlikleri azaltılmıştır. Diğer taraftan kirişler için TBDY2018 5.3.1 maddesinde bahsedilen yığılı plastik davranış modeli Şekil 3.4’e uygun olarak tasarlanan gövde kirişi

elemanları için ETABS programında bulunan ASCE 41-13'e göre auto M3 plastik mafsalı ile tanımlanmıştır. Yığılı plastik davranış modelinin şematik gösterimi Şekil 3.11'de verilirken yapıdaki kirişlere tanımlanan plastik mafsallar Şekil 3.12'de verilmektedir.

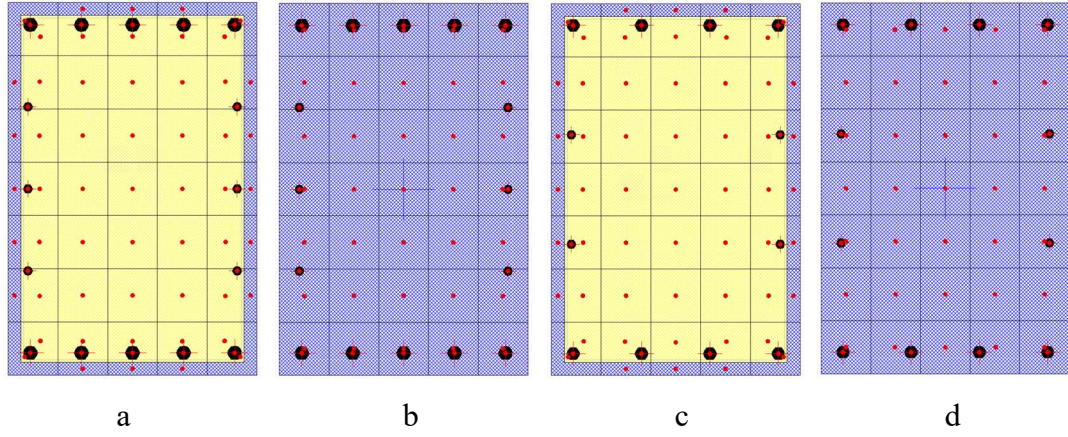


Şekil 3.11. Yığılı plastik davranış modeli şematik gösterimi

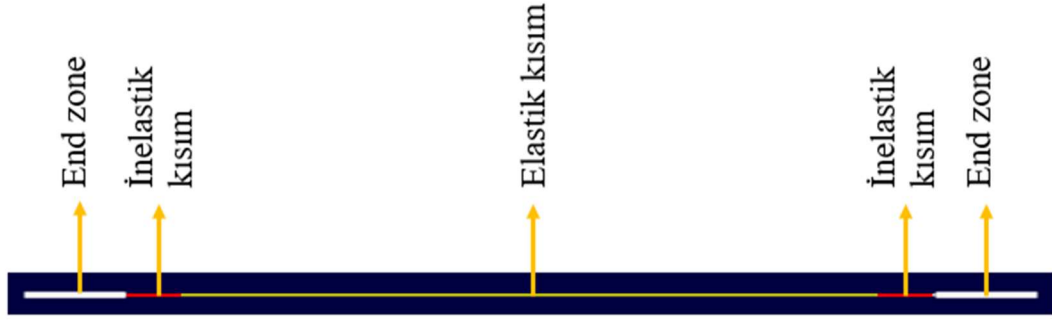


Şekil 3.12. Kirişlere atanan plastik mafsallar

Kolonlar için ise TBDY 2018 5.3.2 maddesinde belirtilen yayılı plastik davranış modeli kullanılarak kolon kesitleri modellenmiştir. Şekil 3.13'te görülen 0-5 m kotu ve 5-30 m kotları arasındaki kolon elemanlarının kesitleri liflere bölünmüş ve her bir kırmızı nokta lifin konumunu belirtmektedir. Elemanlarda etriyeler arası mesafenin fazla veya bir sebepten dolayı etriyelerin sargı etkisi yaratmayacağı durumu tarif etmek için tüm kesitin sargısız beton olduğu temsili de yapılmış ve analizlere dahil edilmiştir. Mor renkli kısım sargısız betonu temsil ederken sarı renkli kısım ise sargılı betonu temsil etmektedir.

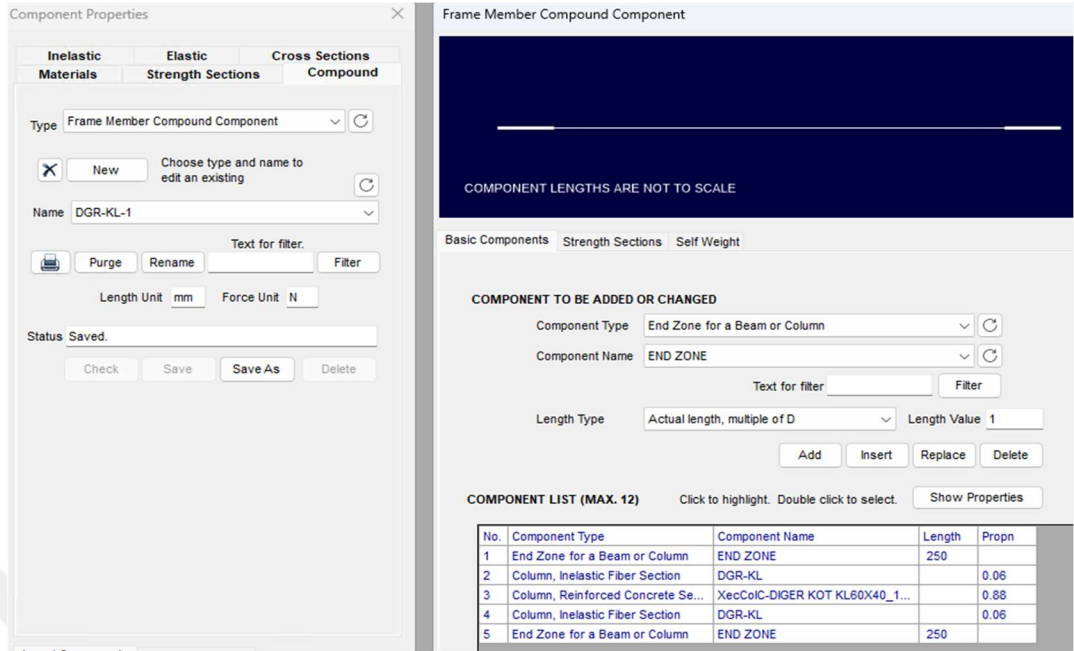


Şekil 3.13. (a) 0-5m kotları arası sargılı kolon, (b) 0-5m kotları arası sargısız kolon, (c) 5-30 m kotları arası sargılı kolon, (d) 5-30 m kotları arası sargısız kolon

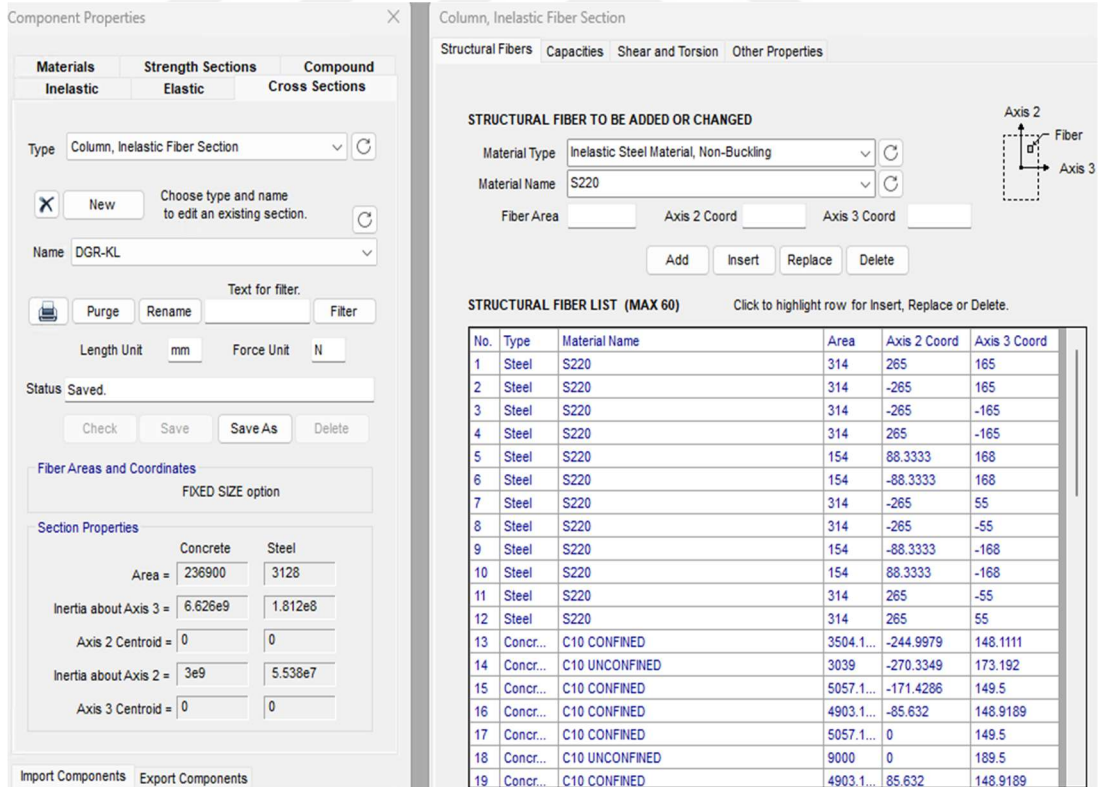


Şekil 3.14. Perform 3D kolon modeli

Programda kolon kiriş birleşim bölgelerindeki rijitlik end zone ile tarif edilirken, elastik kısım için yönetmeliğin verdiği rijitlik azaltması kullanılmış ve inelastik kısım için ise fiber olarak modellenen kesitler tanımlanmıştır. Bu tanımlamalar Şekil 3.14'te gösterilmektedir. Şekil 3.15'te örnek bir kolonun Perform 3D programında nasıl tanımlandığı gösterilmiştir. Şekil 3.16'da ise örnek bir kolon kesiti için yayılı plastik mafsallı modelini tarif eden liflerin tanımlanması gösterilmiştir.



Şekil 3.15. Perform 3D programında örnek bir kolon elemanı tanımlaması



Şekil 3.16. Perform 3D programında örnek bir kolona fiber kesit tanımlaması

3.3.2 Rayleigh Sönüm

Zaman tanım alanında direkt entegrasyon yaklaşımı ile yapılan çözümlerlerde farklı yöntemler ile sönüm matrisi tarif edilmeye çalışılmaktadır. Söz konusu bu yaklaşımlardan en yaygın olarak kullanılanları TBDY 2018 madde 5.7.3.2’de “Taşıyıcı sistem elemanlarında doğrusal olmayan davranışa ilişkin enerji tüketimi dışında, doğrusal çalışan yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşan dinamik enerji kaybı, hareket Denklemlerinde viskoz sönüm matrisi ile temsil edilecektir” ifadesi ile işaret edilmektedir. Viskoz sönüm matrisi, Rayleigh Orantılı Sönüm Matrisi veya Modal Sönüm Matrisi olarak veyahut bunların hibrit olarak kullanılması ile oluşturulabilmektedir. Yapılan çalışmada Rayleigh Orantılı Sönüm Matrisi kullanılmış olup kullanılan sönüm oranı ise %5 olarak dikkate alınmaktadır. Örnek bir Perform 3D analizi için öngörülen Rayleigh orantılı sönüm matrisi ve sönüm oranı Şekil 3.17’de verilmektedir.

CHECK STRUCTURE
Check **Structure is OK**
The structure is checked automatically when you start a new analysis series. If you wish, you can check it beforehand by pressing this button.

TYPE OF OPERATION
 Start a new analysis series
 Continue or change an existing series
 Delete an existing series
Exit

CONTINUE OR CHANGE AN EXISTING SERIES
Series name: SD-0.1G
Description: 0.1G
Number of analyses = 0
UnChange
Change analysis series properties below if desired. Press OK to save properties and continue. OK

Basic + Masses | Modal Damping | **Rayleigh Damping** | U/L Bounds | Quick'n'Dirty

Basic Values | Alpha-M Options | Beta-K Options

Percent of critical damping
%B
%A
TA/T1
TB/T1
Period, as a Multiple of Mode 1 Period

Period Ratio, T/T1
Point A: 0.2
Point B: 0.9
Damping %
5
5
Draw Graph

If the damping variation is not OK, close the graph and try again.
Alpha = To be found
Beta = To be found

Şekil 3.17. Perform 3D Rayleigh sönüm gösterimi

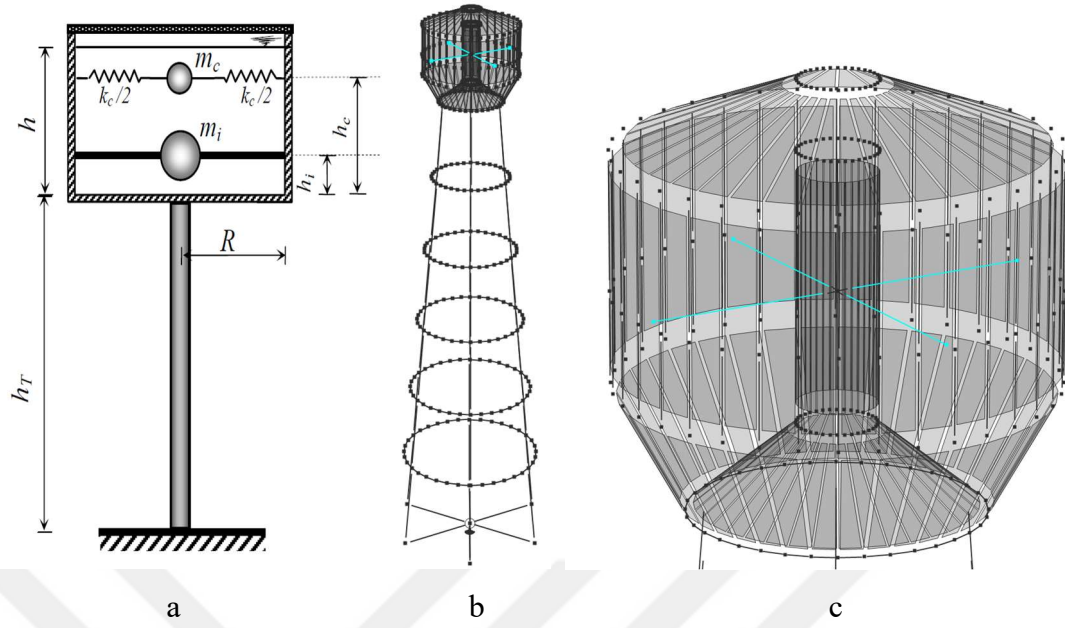
3.3.3 Sıvı-Yapı Etkileşiminin Modellenmesi

Yapı-Sıvı etkileşiminin sayısal modeller üzerinde tarif edilebilmesi için, Bölüm 2.2’de de bahsedildiği üzere, birçok yöntem mevcuttur. Literatürde birçok çalışmada olduğu gibi, analitik yöntemler arasında yaygın olarak kullanılan yöntemlerden biri olan Housner (1963) iki kütleli sistem yaklaşımı kullanılarak sıvının ayaklı depo üzerine olan etkisi bu çalışmada tercih edilmektedir. İki farklı doluluk oranı ile boş durum için analizler gerçekleştirmiştir. Çizelge 3.5’te verilen değerler kullanılarak haznenin tam dolu ve yarı dolu olması durumları için sıvı-yapı etkileşimi modellenmiştir.

Çizelge 3.5. Housner iki kütleli sistem yaklaşımı verileri

	sıvı kütlesi (m_w) (kg)	salınım kütlesi (m_c) (kg)	impuls kütlesi (m_i) (kg)	salınım kütle rijitliği (k_c) (N/m)	salınım kütlesi yükseklği (h_c) (m)	impuls kütlesi yükseklği (h_i) (m)
Tam dolu	102403	24065	67720	142703	2.63	1.5
Yarı dolu	50644	19754	20093	102126	1.2	0.8

Housner iki kütleli sistem modeli temsilini ve Perform 3D ayaklı su deposu modeli Şekil 3.18 (a) ve 3.18 (b) de görülmektedir. Perform 3D programında salınımın rijitliğini tarif edebilmek için doğrusal olmayan elastik Gap-Hook çubuğu kullanılmıştır. Sadece çekme ve basınca çalışan bu eleman, hazne duvarlarına sabitlenmiş ve Şekil 3.18 (c) de görüleceği üzere salınım rijitliği, ilgili salınım yüksekliğinde, salınım kütesinin, söz konusu bu elemanlar ile depo duvarlarına etkilmesi ile dikkate alınmıştır. Diğer taraftan salınımına dahil olmayan İmpulse kütlesi için ise hazne duvarları kullanılmıştır. Toplam impulse kütlesi hazne duvarlarına eşit şekilde kütle olarak yüklenmiştir. Bu veriler ışığında modellenen ayaklı su deposu haznesinin tam dolu, yarı dolu ve boş olması durumları göz önüne alınmıştır.



Şekil 3.18. (a) Ayaklı su deposunun mekanik modeli, (b) Perform 3D üç boyutlu modeli ve (c) Perform 3D hazne görünümü

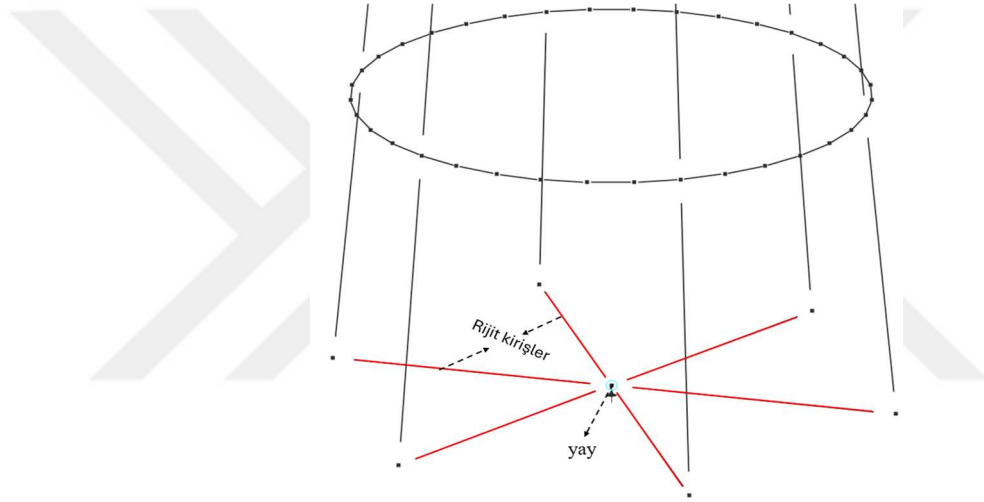
3.3.4 Yapı-Zemin Etkileşiminin Modellenmesi

Yapılan çalışmada Bölüm 2.3.3'te ifade edilen statik rijitliklerin dinamik eşdeğerleri cinsinden ifade edilmesi ve zeminden kaynaklanacak ek sönüm etkisi dikkate alınmadan yapı-zemin etkileşimi kurulmuştur. Yer hızı (V_{s30}) m/s kullanılarak hesaplanan statik yatay ve dönme rijitlikleri hesaplanmıştır. Çalışmada kullanılan rijitlikler sisteme doğrudan dahil edilmeyip belli katsayılarla azaltılarak temelin ağırlık merkezine konulan yaya uygulanmaktadır. Yatay rijitliklerde bu katsayı 2.5 alınırken dönme rijitliklerinde 3 kabul edilmiştir. Kullanılan değerler Çizelge 3.6'da verilmektedir.

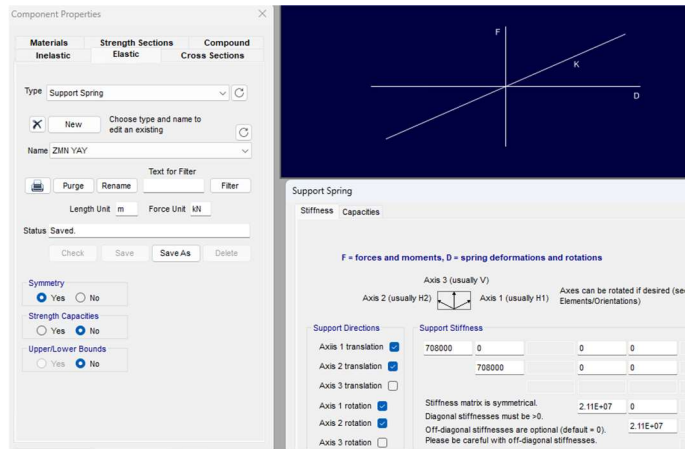
Çizelge 3.6. Yapı-zemin yay katsayıları

zemin sınıfı	birim hacim ağırlık	yoğunluk	yer hızı	kayma modülü	poisson oranı	dairesel temel yarıçap	dinamik yatay rijitlik	dinamik dönme rijitliği
	γ (kN/m ³)	d (kg/m ³)	V_s (m/s)	G (kN/m ²)	ν	r_0 (m)	K_U (kN/m)	K_θ (kNm)
C	19	1938	560	607628	0.3	6.5	7.43E+06	2.12E+08
D	18	1836	270	133816	0.35	6.5	1.69E+06	5.03E+07
D1	17	1734	180	56170	0.35	6.5	7.08E+05	2.11E+07

Yapı-zemin etkileşiminin dahil olduğu sistemlerde temele bağlı olan kolonların mesnetleri kaldırılarak her kolonun alt ucuna ağırlığı ve kütlesi olmayan ve temelin ağırlık merkezinde birleştirilen rijit kirişler ile ötelenme ve dönme rijitlikler temelin rijit olduğu kabulüyle ilgili yüklerin bu rijitliklere aktarımı sağlanmıştır. Rijit kirişlerin yaya bağlandığı noktada düşey ve burulma serbestlikleri dışında kalan iki adet yatay ötelenme ile iki adet dönme (rocking) rijitlikleri Çizelge 3.6’da verilen ilgili rijitlik değerleri ile tutulu iken diğer rijitlikler tamamen tutuludur. Rijit kirişler ve yayın görünümü Şekil 3.19’da verilmiştir. Perform 3D programında örnek bir sistem için girilen değerler ise Şekil 3.20’de görülmektedir.



Şekil 3.19. Perform 3D Rijit kirişler ve yayın görünümü



Şekil 3.20. Yay rijitlik değerleri

3.3.5 Deprem Yer Hareketlerinin Seçilmesi

Çalışma kapsamında yukarıda ifade edildiği şekilde 4 farklı parametre ve bunların alt kısımları için üretilen 48 adet üç boyutlu sonlu eleman modellerinin zaman tanım alanında analizleri gerçekleştirilmiştir. Söz konusu bu modellerin kırılma eğrilerinin oluşturulabilmesi için belli başlı istatistiksel verilere ihtiyaç vardır. İstatistiksel bir etki işe dahil olunca kullanılacak verilerin çokluğu da doğruya yaklaşma ihtimalini arttırmaktadır. Ancak önceki başlıklarda da ifade edildiği üzere burada yapı modellenmesindeki kabullerin önemi kadar gerçeğe yakın istatistik verileri üretebilmek için deprem kayıtlarının çokluğu yanında yer hareketini etkileyecek olan parametrelerin de uygun şekilde seçilmesi gerekmektedir. Bu sebeple seçilen deprem verilerinde birçok etkiye dikkat edilmeye çalışılmıştır. Bunlardan ilki olan V_{s30} (m/s) parametresi farklı zeminlerde ayaklı su depolarının davranışlarını doğru tahmin edebilmek için 197 m/s hız ile 1369 m/s zemin kayma hızları arasında değerlere sahip zeminler üzerindeki istasyonlardan 30 kayıt seçilmiş ve bu kayıtların doğu-batı, kuzey-güney olmak üzere iki bileşenleri de dikkate alınarak analizler gerçekleştirilmiştir. Kayıtların dünyanın herhangi bir yerinde gerçekleşmiş ve lokal bir bölgeyi kapsayacak şekilde olmasına dikkat edilmiştir. Kayıtların seçimindeki diğer dikkate alınan unsurlardan biri ise deprem kaynağının istasyona olan uzaklığıdır. Yapılan çalışmada seçilen depremler arasında ağırlık maksimum 24 km uzaklıktaki kayıtlar olmakla birlikte uzak deprem etkisini dikkate alabilmek adına 4 adet uzak deprem de veri setine eklenmiştir. Seçilen depremler Çizelge 3.7’de istasyon kayıt bilgileri, deprem büyüklüğü ve fay mekanizması bilgileri verilmektedir.

Çizelge 3.7. Seçilen deprem kayıtları

RSN	Deprem ismi	Yıl	İstasyon İsmi	Büyükük	Mekanizma	Rrup (km)	Vs30 (m/sec)
1004	Northridge-01	1994	LA - Sepulveda VA	6.69	Ters Fay	8.44	380
1011	Northridge-01	1994	LA - Wonderland Ave	6.69	Ters Fay	20.29	1223
1013	Northridge-01	1994	LA Dam	6.69	Ters Fay	5.92	629
1091	Northridge-01	1994	Vasquez Rocks Park	6.69	Ters Fay	23.64	996
1108	Kobe_Japan	1995	Kobe University	6.9	Doğrultu Atımlı	0.92	1043
1119	Kobe_Japan	1995	Takarazuka	6.9	Doğrultu Atımlı	0.27	312
1161	Kocaeli_Turkey	1999	Gebze	7.51	Doğrultu Atımlı	10.92	792
1184	Chi-Chi_Taiwan	1999	CHY010	7.62	Ters Oblik	19.96	539
143	Tabas_Iran	1978	Tabas	7.35	Ters Fay	2.05	767
1492	Chi-Chi_Taiwan	1999	TCU052	7.62	Ters Oblik Doğrultu	0.66	579
1602	Duzce_Turkey	1999	Bolu	7.14	Atımlı Doğrultu	12.04	294
161	ImperialValley-06	1979	Brawley Airport	6.53	Atımlı Doğrultu	10.42	209
175	ImperialValley-06	1979	El Centro Array #12	6.53	Atımlı	17.94	197
231	MammothLakes-01	1980	Long Valley Dam	6.06	Normal Oblik	15.46	537
297	Irpinia_Italy-02	1980	Bisaccia	6.9	Normal Doğrultu	14.74	496
30	Parkfield	1966	Cholame - Shandon Array Los Gatos - Lexington	6.19	Atımlı	9.58	290
3548	LomaPrieta	1989	Dam	6.93	Ters Oblik	5.02	1070
457	MorganHill	1984	Gilroy Array #3	6.19	Strike Slip	13.02	350
495	Nahanni_Canada	1985	Site 1	6.76	Ters Fay	9.6	605
5618	Iwate_Japan	2008	IWT010	6.9	Ters Fay	16.27	826
564	Kalamata_Greece-01	1986	Kalamata (bsmt)	6.2	Normal	6.45	382
68	SanFernando	1971	LA - Hollywood Stor FF	6.61	Ters Fay	22.77	316
811	LomaPrieta	1989	WAHO	6.93	Ters Oblik Doğrultu	17.47	388
8165	Duzce_Turkey	1999	IRIGM 496	7.14	Atımlı	4.21	760
827	CapeMendocino	1992	Fortuna - Fortuna Blvd	7.01	Ters Fay Doğrultu	19.95	457
879	Landers	1992	Lucerne	7.28	Atımlı Doğrultu	2.19	1369
3126	Kahramanmaraş Pazarcık-	2023	Antakya	7.7	Atımlı Doğrultu	143.54	350
3129	Kahramanmaraş Pazarcık-	2023	Defne	7.7	Atımlı Doğrultu	146.39	447
3141	Kahramanmaraş Elbistan-	2023	Antakya	7.7	Atımlı Doğrultu	125.42	338
4612	Kahramanmaraş	2023	Göksun	7.6	Atımlı	66.68	246

Yapılan çalışmada yapı zemin etkileşiminin dikkate alınabilmesi için zemini ankastre, C, D, D1 olmak üzere 4 farklı parametre için modellerin oluşturulduğu daha önceki kısımlarda ifade edilmişti. Bu nedenle seçilen 30 deprem için zemin sınıflarını V_{s30} kayma dalgası hızına göre TBDY2018 Tablo 16.1'de verilen yerel zemin sınıflarına uygun olacak şekilde her 15 depreme ait set için ağırlıklarının aynı olmasına dikkat edilmiştir. 15 depremin 5 tanesinin kayma dalgası hızı ZA – ZB zemin sınıfını temsil edecek şekilde

seçilmiş fakat bu değerler zemine ankastre bağlanma durumunu doğru temsil ettiği için ayrılmamıştır. ZC zemin sınıfını temsil eden renk yeşil olarak verilmekte ve ZD zemin sınıfını temsil etmek için kırmızı renkle yapılan seçimler Çizelge 3.8’de sunulmaktadır.

Çizelge 3.8. 0.1g ile 0.4 g için kullanılan deprem bilgileri, (b) 0.5g ile 1 g için kullanılan deprem bilgileri

a		b	
RSN	VS30	RSN	VS30
RSN1011	1223	3126	350
RSN1091	996	3129	447
RSN1161	792	3141	338
RSN1184	539	4612	246
RSN161	209	RSN1004	526
RSN175	197	RSN1013	629
RSN231	537	RSN1108	1043
RSN297	496	RSN1119	312
RSN30	290	RSN143	767
RSN457	350	RSN1492	579
RSN5618	826	RSN1602	294
RSN564	382	RSN3548	1070
RSN68	316	RSN495	605
RSN8165	760	RSN811	388
RSN827	457	RSN879	1369

Kırılmalık eğrilerinin oluşturulmasında veri setlerinin fazlalığı doğru sonuca ulaşmak için gerekli olduğu daha önce de açıklandığı üzere bilinmektedir. Bölüm 3.3.5’te açıklanan Baker (2015)’ de önerilen çoklu şerit analizi metodu kullanılarak kırılmalık eğrileri elde edilmektedir. Bu çalışmada seçilen şiddet ölçüsü T=1s karşılık gelen ivme değerleridir. Bu şiddet ölçüsünün seçilmesinin önünde gelen sebeplerden biri de seçilen ayaklı su deposunun hakim periyotlarının 1 sn civarlarında olmasından kaynaklanmaktadır. Ölçeleme yapılırken literatürde kabul gören maksimum 4 ve minimum 0.25 kat olacak şekilde deprem ölçeklendirme katsayıları seçilmeye çalışılmıştır.

Yapılan çalışmada deprem analizleri için her bir depremin doğu-batı ve kuzey-güney yönlerinin beraber uygulandığı analizler gerçekleştirilmiştir. Deprem verilerini ölçeklemek için her iki yön için elde edilmiş 1 s periyoda denk gelen ivme değerlerinin geometrik ortalamaları alınarak ağırlıklı bir ivme değeri seçilmiştir. Çizelge 3.9’da 30 depremin iki yönüne ait ivme spektrum değerleri ve geometrik ortalamaları verilmektedir. Geometrik ortalamalara karşılık gelen Sa (g) belirlendikten sonra depremler gerekli katsayılarla küçültüp ya da büyütülerek istenilen şiddet ölçüsü (IM) elde edilmiştir.

Çizelge 3.9. Depremlerin her iki yön için T=1s spektrum ivme değerleri

DEPREM İSMİ	Doğu-Batı	Kuzey-Güney	Geort	DEPREM İSMİ	Doğu-Batı	Kuzey-Güney	Geort
	Sa(T=1s) (g)	Sa(T=1s) (g)	Sa(T=1s) (g)		Sa(T=1s) (g)	Sa(T=1s) (g)	Sa(T=1s) (g)
RSN1011-NORTHR	0.09	0.17	0.13	RSN1004-NORTHR	1.14	0.63	0.85
RSN1091-NORTHR	0.19	0.20	0.20	RSN1013-NORTHR	0.72	0.55	0.63
RSN1161-KOCAELI	0.25	0.17	0.21	RSN1108-KOBE	0.58	0.40	0.49
RSN1184-CHICHI	0.18	0.20	0.19	RSN1119-KOBE	0.90	0.77	0.84
RSN161-IMPVALL.H	0.21	0.29	0.25	RSN143-TABAS	0.71	0.68	0.70
RSN175-IMPVALL.H	0.19	0.16	0.17	RSN1492-CHICHI	0.94	1.11	1.02
RSN231-MAMMOTH.I	0.21	0.16	0.18	RSN1602-DUZCE	0.76	1.14	0.93
RSN297-ITALY	0.18	0.20	0.19	RSN3548-LOMAP	1.23	1.11	1.17
RSN30-PARKE	0.18	0.15	0.17	RSN495-NAHANNI	0.42	0.49	0.45
RSN457-MORGAN	0.17	0.17	0.17	RSN811-LOMAP	0.54	0.58	0.56
RSN5618-IWATE	0.28	0.24	0.26	RSN879-LANDERS	0.48	0.30	0.38
RSN564-GREECE	0.23	0.25	0.24	3126-HATAY ANTAKYA	1.07	0.93	1.00
RSN68-SFERN	0.25	0.16	0.20	3129-HATAY DEFNE	0.75	1.95	1.21
RSN8165-DUZCE	0.22	0.23	0.23	3141-HATAY ANTAKYA	0.82	0.97	0.89
RSN827-CAPEMEND	0.18	0.19	0.18	4612-MARAS GOKSUN	0.53	0.72	0.62

Her depremin şiddet ölçüsüne (IM) karşılık gelen ölçeklendirme katsayıları 0.1-0.4 g ve 0.5-1g için sırası ile Çizelge 3.10 ve 3.11’de verilmektedir.

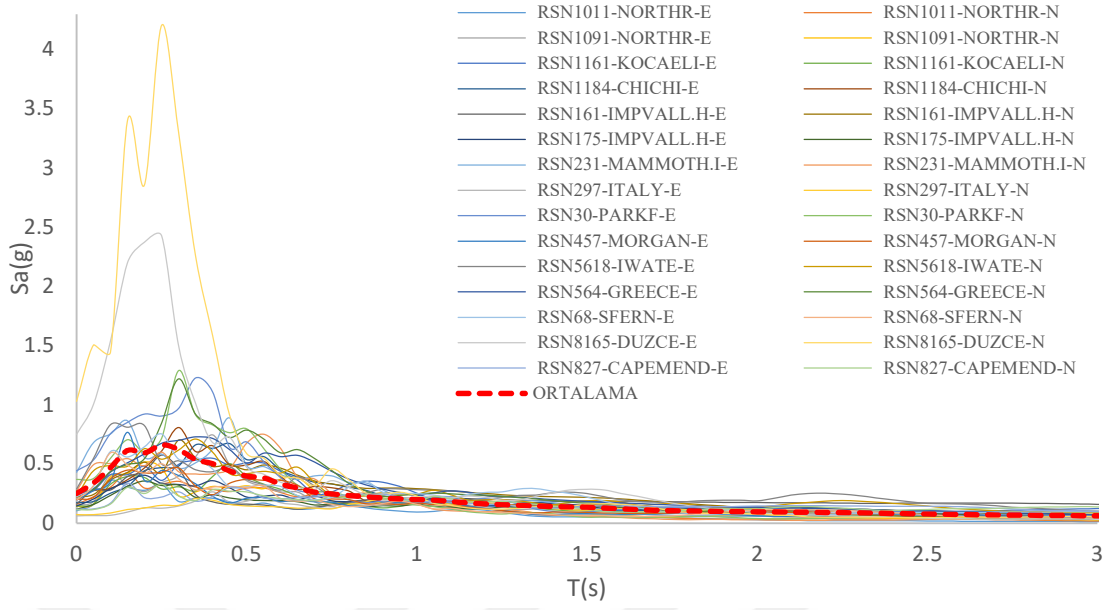
Çizelge 3.10. 0.1-0.4 g şiddet ölçüsü (IM) için deprem ölçeklendirme katsayıları

	Sa(T=1s)(g)	0.1 (g)	0.2 (g)	0.3 (g)	0.4 (g)
RSN1011-NORTHR	0.13	0.78	1.56	2.33	3.11
RSN1091-NORTHR	0.20	0.51	1.01	1.52	2.03
RSN1161-KOCAELI	0.21	0.48	0.96	1.44	1.93
RSN1184-CHICHI	0.19	0.52	1.05	1.57	2.10
RSN161-IMPVALL.H	0.25	0.40	0.80	1.20	1.60
RSN175-IMPVALL.H	0.17	0.57	1.14	1.71	2.29
RSN231-MAMMOTH.I	0.18	0.54	1.08	1.62	2.17
RSN297-ITALY	0.19	0.53	1.06	1.59	2.11
RSN30-PARKF	0.17	0.60	1.20	1.80	2.39
RSN457-MORGAN	0.17	0.60	1.19	1.79	2.39
RSN5618-IWATE	0.26	0.38	0.76	1.14	1.52
RSN564-GREECE	0.24	0.42	0.83	1.25	1.66
RSN68-SFERN	0.20	0.50	1.00	1.51	2.01
RSN8165-DUZCE	0.23	0.44	0.89	1.33	1.78
RSN827-CAPEMEND	0.18	0.55	1.09	1.64	2.19

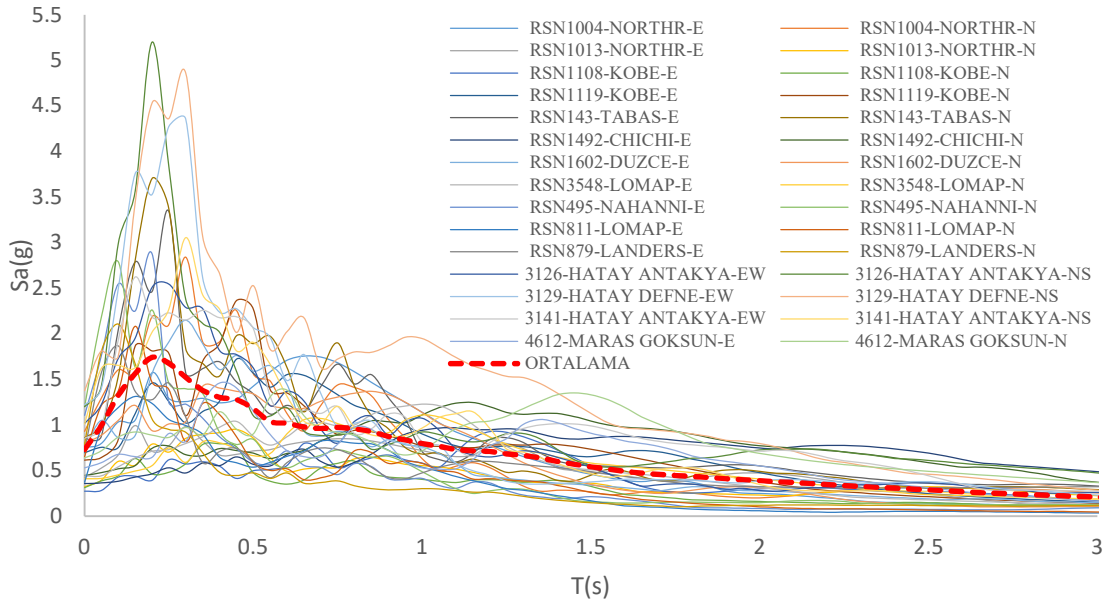
Çizelge 3.11. 0.5-1 g şiddet ölçüsü (IM) için deprem ölçeklendirme katsayıları

	Sa(T=1s)(g)	0.5 (g)	0.6 (g)	0.7 (g)	0.8 (g)	0.9 (g)	1 (g)
RSN1004-NORTHR	0.85	0.59	0.71	0.82	0.94	1.06	1.18
RSN1013-NORTHR	0.63	0.79	0.95	1.11	1.27	1.43	1.58
RSN1108-KOBE	0.49	1.03	1.23	1.44	1.65	1.85	2.06
RSN1119-KOBE	0.84	0.60	0.72	0.84	0.96	1.08	1.20
RSN143-TABAS	0.70	0.72	0.86	1.01	1.15	1.29	1.44
RSN1492-CHICHI	1.02	0.49	0.59	0.68	0.78	0.88	0.98
RSN1602-DUZCE	0.93	0.54	0.64	0.75	0.86	0.97	1.07
RSN3548-LOMAP	1.17	0.43	0.51	0.60	0.69	0.77	0.86
RSN495-NAHANNI	0.45	1.11	1.33	1.55	1.77	2.00	2.22
RSN811-LOMAP	0.56	0.90	1.07	1.25	1.43	1.61	1.79
RSN879-LANDERS	0.38	1.32	1.58	1.85	2.11	2.38	2.64
3126-HATAY ANTAKYA	1.00	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
3129-HATAY DEFNE	1.21	0.41	0.50	0.58	0.66	0.74	0.83
3141-HATAY ANTAKYA	0.89	0.56	0.67	0.79	0.90	1.01	1.12
4612-MARAS GOKSUN	0.62	0.81	0.97	1.13	1.29	1.46	1.62

Seçilen depremlerin doğu-batı ve kuzey-güney doğrultularının her ikisinin de bulunduğu spektrumlar sırası ile Şekil 3.21 ve 3.22’de görülmektedir.

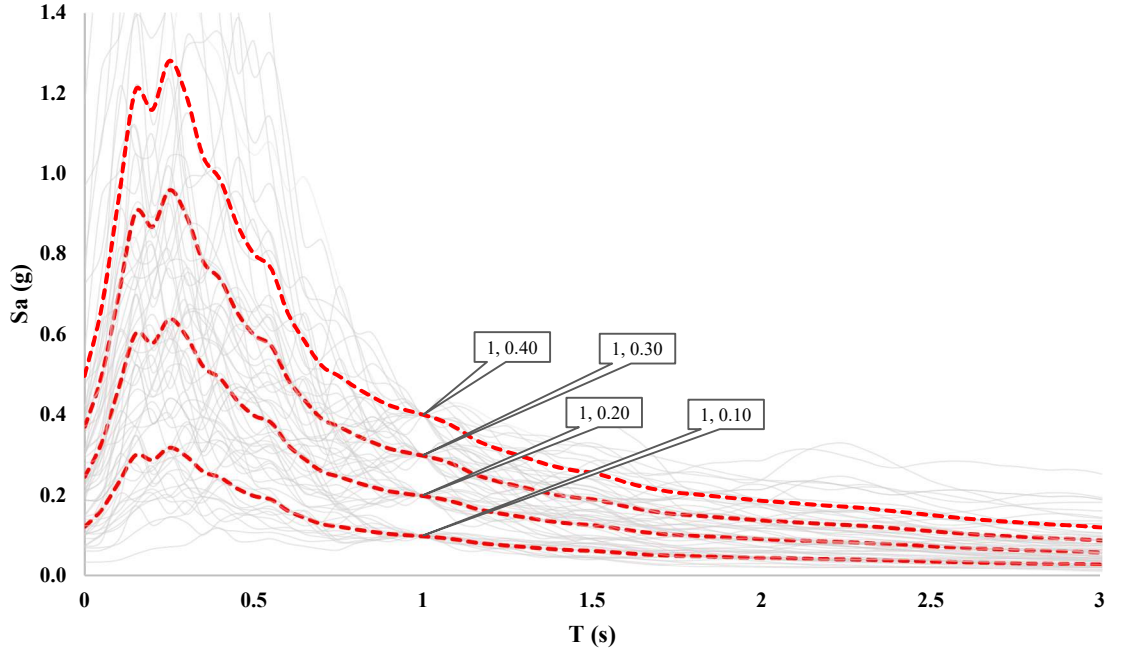


Şekil 3.21. 0.1-0.4 g şiddet ölçüsü (IM) için seçilen deprem spektrumları

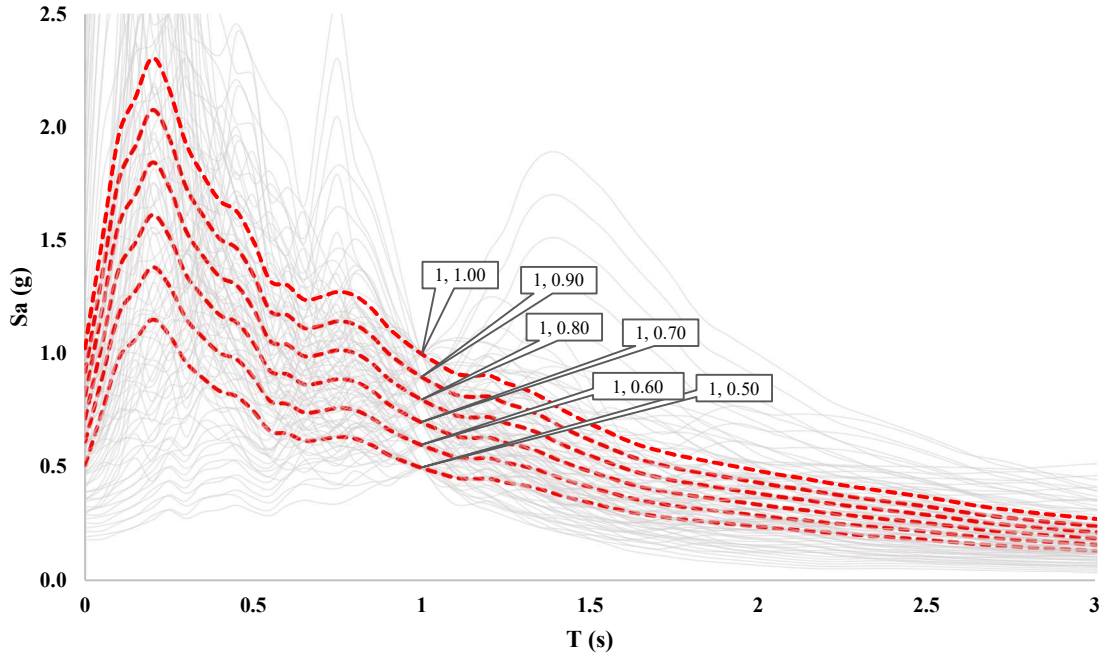


Şekil 3.22. 0.5-1 g şiddet ölçüsü (IM) için seçilen deprem spektrumları

Yukarıda verilen tüm kayıtlar için ölçeklendirilmiş kayıtlara göre elde edilen spektrumlar ve bu ölçeklendirmeye karşılık gelen geometrik ortalamaları takip eden şekil 3.23 ve 3.24'te sırasıyla 0.1-0.4 g ve 0.5-1 g için sunulmaktadır.



Şekil 3.23. 0.1-0.4 g şiddet ölçüsü (IM) için ölçeklendirilen spektrumlar



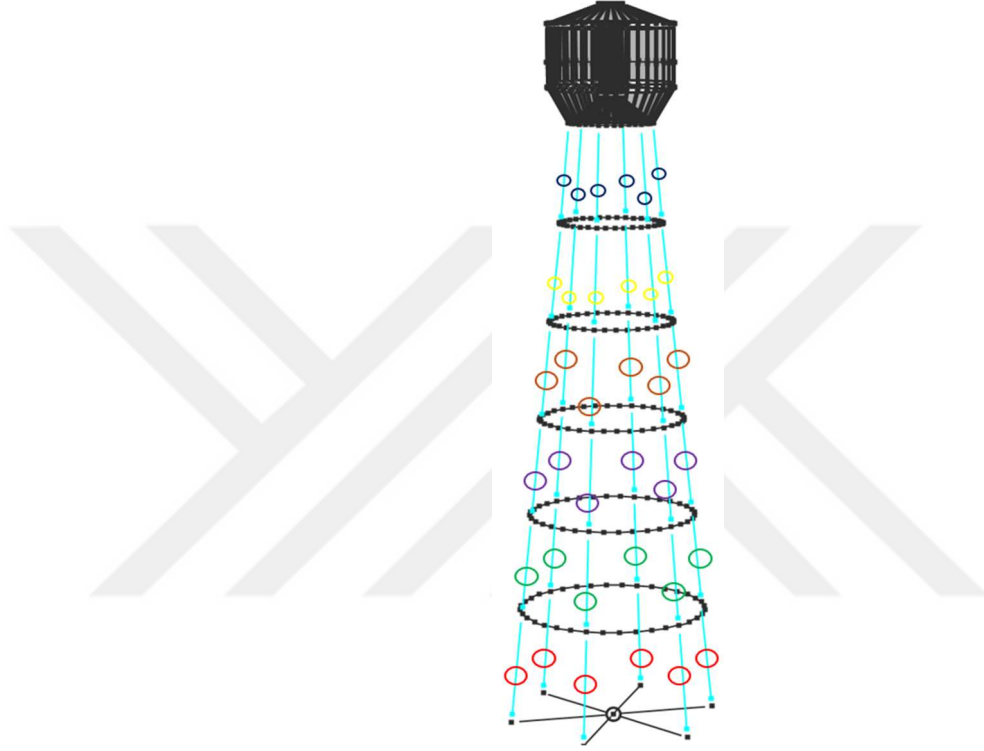
Şekil 3.24. 0.5-1 g şiddet ölçüsü (IM) için ölçeklendirilen spektrumlar

3.3.6 Kırılgnlık Eğrisinin Oluşturulması

Kırılgnlık eğrileri bir yapının olasılıksal olarak sismik davranışını ve hasar görebilirliğini tarif eden eğrilerdir. Yapılan çalışmada Baker'ın (2015) yaptığı çoklu şerit analizi yöntemi kullanılarak ayaklı su deposunun deprem davranışı incelenmektedir. Baker (2015) girdi olarak, belirlenmiş ivme değerlerine göre ölçeklendirilmiş deprem verilerine karşı oluşan hasar sayılarını kullanmaktadır. Şiddet ölçüsü (IM) değerleri bu çalışmada S_1 değerinin 0.1g ile 1g arasında 0.1'lik artımlarla 10 farklı seviyeye ölçeklendirilmesi ile elde edilmiştir. Seçilen 30 depremden 15 tanesi 0.1 g ile 0.4g için kullanılırken geri kalanlar ise 0.5g ile 1g'lik şiddet ölçülerinde kullanılmıştır. 30 depremin tamamının her şiddet ölçüsünde kullanılmamasının sebebi olarak depremlerin ölçeklendirilmesinde elde edilen katsayıları literatürde verilen sınırlar içinde kalınmak istenmesidir. Bunun temel nedeni olarak belirli bir orandan daha düşük ya da daha yüksek ölçeklendirme katsayılarının kayıt içeriklerinin bozulmasına ve deprem karakterinin bozulmasına neden olmasıdır.

Baker (2015) anlatılan çoklu şerit analizinde herhangi bir deprem için hasar görme olasılığı verilen sınırlandırmanın aşılıp aşılmamasına bağlanmıştır. Verilen sınırlandırmanın aşıldığı durum 1'i temsil ederken aşılmadığı durum ise 0 olarak kodlanmıştır. Çalışmada hasar ya da göçmenin varlığı yapının düşey taşıyıcı elemanların malzeme göçme sınır değerlerinin aşılması durumuna bağlanmıştır. Eleman bazlı değerlendirmede her bir elemanı tek tek değerlendirmek yapı bütünü hakkında istenilen davranışı vermeyeceği göz önünde bulundurulduğu için çalışmada kat bazlı kırılgnlık sınırlamaları kullanılmıştır. Bu sınırlandırmalar için elemanların alt ve üst uçlarında tanımlanmış olan fiber kesitlerin herhangi birinin (tek mafsal) göçme sınır değerini geçmiş olması gerekmektedir. Her kat için 6 taşıyıcı elemandan bahsedilmekte olup ölçeklendirilmiş herhangi bir depremde o katta hasarın varlığından bahsedebilmemiz için katta bulunan 6 eleman için en az bir fiberde göçme sınır değerinin geçmiş olması gerekmektedir. Herhangi bir kat için herhangi bir depremde o katın göçme sınır durumuna gittiği kabulü yapılmış olur.

Bu çalışmada 2 farklı fiber sınırlaması kullanılmıştır. İlki yukarıda anlatılan tek mafsal olarak isimlendirilen durumdur. İkincisi ise elemanların alt ve üst uçlarında tanımlı olan fiberlerin tamamının hasar gördüğü durumu (alt üst mafsal) tarif eden sınırlamadır. Bu durumda herhangi bir katta bulunan 6 eleman için katın mekanizma durumuna geçtiği kabulü yapılarak kırılma eğrileri elde edilmiştir.



Şekil 3.25. Kırılma eğrisi için elemanların değerlendirilmesi

Örnek olarak model için kırılma eğrisini oluşturalım. İlk olarak analiz verileri işlenerek 0-5 m kotu arasında Şekil 3.25'te verilen görseldeki kırmızı ile işaretlenmiş elemanlar için elde edilmiş fiber sonuçlarından göçme sınır değerlerin geçildiği durumlar değerlendirilmiştir. İlk kat için 0.1 ile 0.4 g arasındaki depremlerde katta aynı anda 6 elemanda hasar olmazken 0.5 g için ölçeklendirilen 15 depremden sadece 1 tane depremde 6 elemanda aynı anda en az bir fiberde sınır değeri aştığı (tek mafsal) durumu oluşmuştur. Diğer değerler ise Çizelge 3.12'de model için hasar adedi kısmında görülmektedir. Elde edilen bu hasar adetleri ışığında çoklu şerit analizi yöntemi kullanılarak model'in ilk kat için kırılma eğrisi elde edilmiş olunur. Tüm yapının kırılma eğrisinin oluşturulması için hasar adedi seçimleri aşağıda sıralandırılmıştır.

1. İlk kat için 150 depremden hangisinde 6 elemanın tamamı için herhangi bir fiber sınırlandırmasına (tek mafsal veya alt üst mafsal) göre hasar görüldüğü tespit edilir ve 1 değeri ile tanımlanır.
2. İlk katta hasarın görülmediği depremler bir üst kat için kontrol edilir ve hasar görüldüyse 1 yazılır. Bu durum tüm katlar için yapılır.
3. 25-30 kotundaki elemanların bulunduğu son kat kontrol edildikten sonra her bir şiddet ölçüsü için toplam kaç depremde hasar görüldüğü hesaplanır.
4. Hesaplanan hasar adetleri çoklu şerit analizi yöntemi kullanılarak kırılma eğrileri oluşturulur.

Çizelge 3.12. Model1 için ilk kat ve tüm yapı kırılma senaryolarının hasar adetleri

IM	Analiz Adedi	İlk Kat Hasar Adedi	Tüm Yapı Hasar Adedi
0.1	15	0	0
0.2	15	0	0
0.3	15	0	0
0.4	15	0	0
0.5	15	1	3
0.6	15	4	5
0.7	15	6	6
0.8	15	7	7
0.9	15	7	8
1	15	10	11

İlk kat için 0.5 şiddet seviyesinde (IM) ölçeklendirilmiş 15 tane depremden sadece 1 tanesinde 6 elemanın tamamı göçme sınırını geçerken tüm yapı için ise 3 depremde 6 elemanın tamamının göçme sınırını geçtiği görülmektedir. İlk katta hasarı oluşturan deprem dışında ölçeklendirilmiş 2 farklı depremde yapının üst katlarında 6 elemanın tamamının göçme sınırını geçtiği anlaşılmaktadır. 48 model için 2 farklı fiber sınırlandırmasına göre yapıların kırılma eğrileri oluşturulmuştur.

4 BULGULAR ve TARTIŞMA

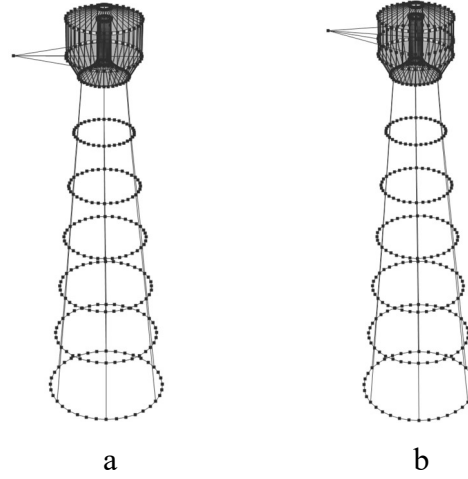
Yapılan çalışma kapsamında malzeme sınıfı, zemin özelliği, sargı etkisi ve suyun doluluğu olmak üzere 4 parametre göz önüne alınarak 48 farklı model oluşturulmuş olup bu modellerin her birinde 0.1g ile 1 g arasında 15 adet depremden toplam 150 deprem veri seti kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Bu parametrik analizde 48 farklı model için toplamda 7600 analiz sonucunda elde edilen veriler ile farklı değişkenler için kırılma eğrileri elde edilmiştir. Yapı Sıvı etkileşimi için dikkate alınan farklı durumlarda elde edilen salınım periyotları ile analitik yaklaşımla elde edilen değerlerin karşılaştırmaları Çizelge 4.1’de sunulmaktadır.

Çizelge 4.1. Yarı ve tam dolu su kütlelerinin periyot karşılaştırması

Model Özelliği	Model No	Perform 3D periyot T(s)	Housner modeli salınım periyodu T(s)	Fark (%)
C10-S220-TAM DOLU-ANKASTRE	Model1	2.65	2.58	2.86
C20-B420C-TAM DOLU-ANKASTRE	Model19	2.63	2.58	1.78

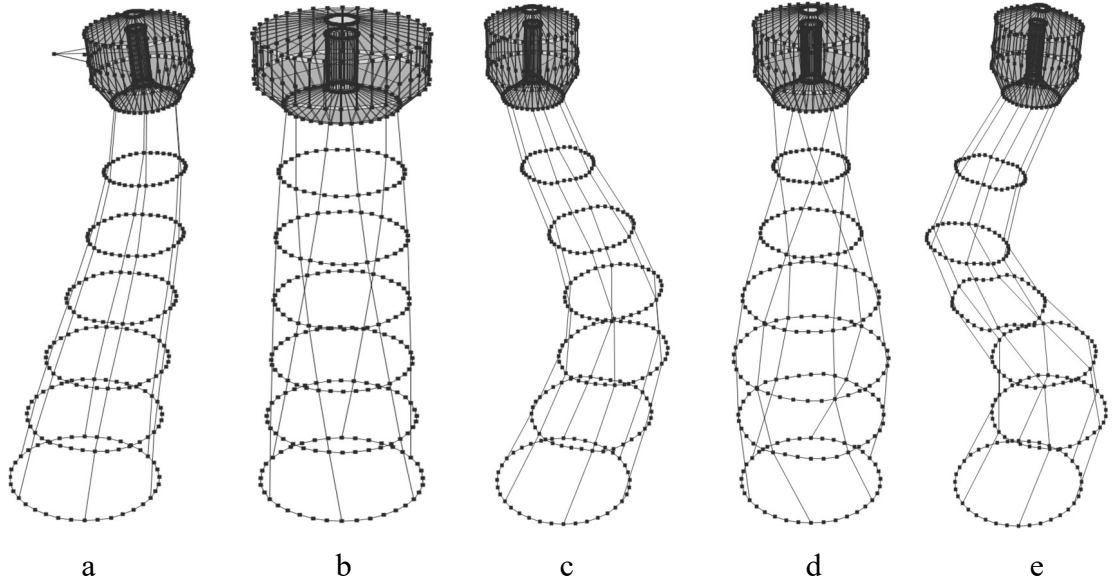
Model Özelliği	Model No	Perform 3D periyot T(s)	Housner modeli salınım periyodu T(s)	Fark (%)
C10-S220-YARI DOLU-ANKASTRE	Model7	2.82	2.76	1.91
C20-B420C-YARI DOLU-ANKASTRE	Model25	2.80	2.76	1.25

Tam dolu ve yarı dolu sistemler için C10 beton sınıfına sahip sistemlerde oluşturulan analiz modeli ile kullanılan Housner iki kütleli sistem modeli arasındaki farklar C20 beton sınıfının kullanıldığı modellere nazaran daha yüksek bir farklılığa neden olsa da analitik yaklaşımla sıvının salınım modunun bu çalışmada kurulan modelde benzer şekilde temsil edilebildiği görülmektedir. Tam dolu ve yarı dolu modellerin Perform 3D programındaki salınım modlarının gösterimleri Şekil 4.1’de verilmektedir. Burada sıvının salınım modu için modal deplasmanların yapının kütlesine göre çok büyük olması nedeniyle salınım kütlesi bu şekillerde görüldüğü gibi oransal olarak aşırı bir salınım işaret ettiğini söylemek uygun olacaktır.



Şekil 4.1. (a) Haznenin yarı dolu durumu için oluşturulan model, (b) haznenin tam dolu durumu için oluşturulan model

Ayaklı su deposu temel olarak aksis simetrik bir yapı olması nedeniyle x-y doğrultularındaki modları eşit elde edilmektedir. Bununla birlikte çalışmaya konu edilen ayaklı su deposunun hakim 5 mod şekli temsilen eğilme ve burulma modlarına ait görünümler şekil 4.2’de ve tüm modeller için ilgili modlara ait bilgiler Çizelge 4.2’de sunulmaktadır.



Şekil 4.2. Çizelge 4.2’de verilen modlara ait mod Şekilleri x-y doğrultusu (a-c-e), z doğrultusu (b-d)

Çizelge 4.2. Analiz modellerine ait mod ve kütle katılım oranları

Model	(1) x-y T(s)	Qz T(s)	(2) x-y T(s)	Qz T(s)	(3) x-y T(s)	kütle katılım oranı (1)	kütle katılım oranı (2)	kütle katılım oranı (3)
C10-S220-TAM DOLU-ANKASTRE	1.542	1.319	0.682	0.557	0.347	0.683	0.090	0.046
C10-S220-TAM DOLU-C	1.553	1.321	0.683	0.559	0.348	0.681	0.090	0.046
C10-S220-TAM DOLU-D	1.585	1.321	0.684	0.559	0.350	0.671	0.092	0.044
C10-S220-TAM DOLU-D1	1.641	1.321	0.687	0.559	0.354	0.652	0.096	0.042
C10-S220-YARI DOLU-ANKASTRE	1.396	1.024	0.644	0.492	0.337	0.728	0.089	0.056
C10-S220-YARI DOLU-C	1.406	1.025	0.645	0.493	0.337	0.727	0.089	0.055
C10-S220-YARI DOLU-D	1.434	1.025	0.646	0.493	0.340	0.722	0.092	0.053
C10-S220-YARI DOLU-D1	1.483	1.025	0.649	0.493	0.343	0.713	0.096	0.050
C10-S220-BOŞ-ANKASTRE	1.346	1.021	0.620	0.491	0.329	0.805	0.090	0.057
C10-S220-BOŞ-C	1.355	1.022	0.621	0.492	0.330	0.804	0.091	0.057
C10-S220-BOŞ-D	1.383	1.022	0.623	0.492	0.333	0.800	0.094	0.056
C10-S220-BOŞ-D1	1.432	1.022	0.626	0.492	0.337	0.792	0.099	0.053
C20-B420C-TAM DOLU-ANKASTRE	1.313	1.093	0.576	0.464	0.293	0.719	0.090	0.046
C20-B420C-TAM DOLU-C	1.327	1.113	0.577	0.471	0.294	0.717	0.090	0.045
C20-B420C-TAM DOLU-D	1.367	1.113	0.578	0.471	0.297	0.708	0.093	0.043
C20-B420C-TAM DOLU-D1	1.436	1.113	0.581	0.471	0.301	0.691	0.098	0.040
C20-B420C-YARI DOLU-ANKASTRE	1.184	0.863	0.543	0.415	0.284	0.747	0.089	0.055
C20-B420C-YARI DOLU-C	1.196	0.865	0.544	0.416	0.285	0.746	0.090	0.054
C20-B420C-YARI DOLU-D	1.279	0.920	0.576	0.443	0.309	0.727	0.098	0.054
C20-B420C-YARI DOLU-D1	1.289	0.865	0.549	0.416	0.292	0.734	0.099	0.048
C20-B420C-BOŞ-ANKASTRE	1.183	0.916	0.552	0.441	0.299	0.795	0.095	0.059
C20-B420C-BOŞ-C	1.193	0.917	0.553	0.441	0.300	0.794	0.097	0.059
C20-B420C-BOŞ-D	1.225	0.917	0.555	0.441	0.303	0.790	0.100	0.057
C20-B420C-BOŞ-D1	1.280	0.917	0.558	0.441	0.307	0.780	0.106	0.054

Çoklu şerit analizi kullanılarak elde edilen kırılma eğrilerinden elde edilen ortalama (θ) ve standart sapma (β) değerleri C10 malzeme sınıfının kullanıldığı modeller için Çizelge 4.3'te verilirken bu değerler C20 malzeme sınıfı için ise Çizelge 4.4'te verilmektedir. Bu değerler log-normal kümülatif dağılıma uygun olarak türetilmiştir. Log-normal kümülatif dağılıma karşılık gelen formül (Bkz. Denklem 2.27) kullanılmaktadır. Bu bağıntıda x şiddet ölçüsü (IM) değerlerine karşılık gelmekte olup herhangi bir program kullanılarak (excel, Python vb.) çalışmada dikkate alınan tüm modeller için elde edilen kırılma eğrileri verilen bu değerler kullanılarak çizdirilebilir.

Çizelge 4.3. C10 malzemesi kullanılan modeller için kırılma eğrilerinden elde edilen ortalama (θ) ve standart sapma (β) değerleri

Model İsmi	Model No	θ	β
C10-S220-TAM DOLU-ANKASTRE-SARGILI	Model1	0.795	0.421
C10-S220-TAM DOLU-ANKASTRE-SARGISIZ	Model2	0.568	0.313
C10-S220-TAM DOLU-C-SARGILI	Model3	0.795	0.421
C10-S220-TAM DOLU-C-SARGISIZ	Model4	0.561	0.334
C10-S220-TAM DOLU-D-SARGILI	Model5	0.784	0.413
C10-S220-TAM DOLU-D-SARGISIZ	Model6	0.924	0.423
C10-S220-TAM DOLU-D1-SARGILI	Model37	0.810	0.420
C10-S220-TAM DOLU-D1-SARGISIZ	Model38	0.549	0.306
C10-S220-YARI DOLU-ANKASTRE-SARGILI	Model7	0.753	0.383
C10-S220-YARI DOLU-ANKASTRE-SARGISIZ	Model8	0.550	0.310
C10-S220-YARI DOLU-C-SARGILI	Model9	0.753	0.383
C10-S220-YARI DOLU-C-SARGISIZ	Model10	0.560	0.330
C10-S220-YARI DOLU-D-SARGILI	Model11	0.750	0.380
C10-S220-YARI DOLU-D-SARGISIZ	Model12	0.585	0.339
C10-S220-YARI DOLU-D1-SARGILI	Model39	0.780	0.400
C10-S220-YARI DOLU-D1-SARGISIZ	Model40	0.580	0.340
C10-S220-BOŞ-ANKASTRE-SARGILI	Model13	0.740	0.390
C10-S220-BOŞ-ANKASTRE-SARGISIZ	Model14	0.550	0.310
C10-S220-BOŞ-C-SARGILI	Model15	0.740	0.390
C10-S220-BOŞ-C-SARGISIZ	Model16	0.542	0.305
C10-S220-BOŞ-D-SARGILI	Model17	0.750	0.390
C10-S220-BOŞ-D-SARGISIZ	Model18	0.550	0.310
C10-S220-BOŞ-D1-SARGILI	Model41	0.750	0.370
C10-S220-BOŞ-D1-SARGISIZ	Model42	0.560	0.350

Çizelge 4.4. C20 malzemesi kullanılan modeller için kırılma eğrilerinden elde edilen ortalama (θ) ve standart sapma (β) değerleri

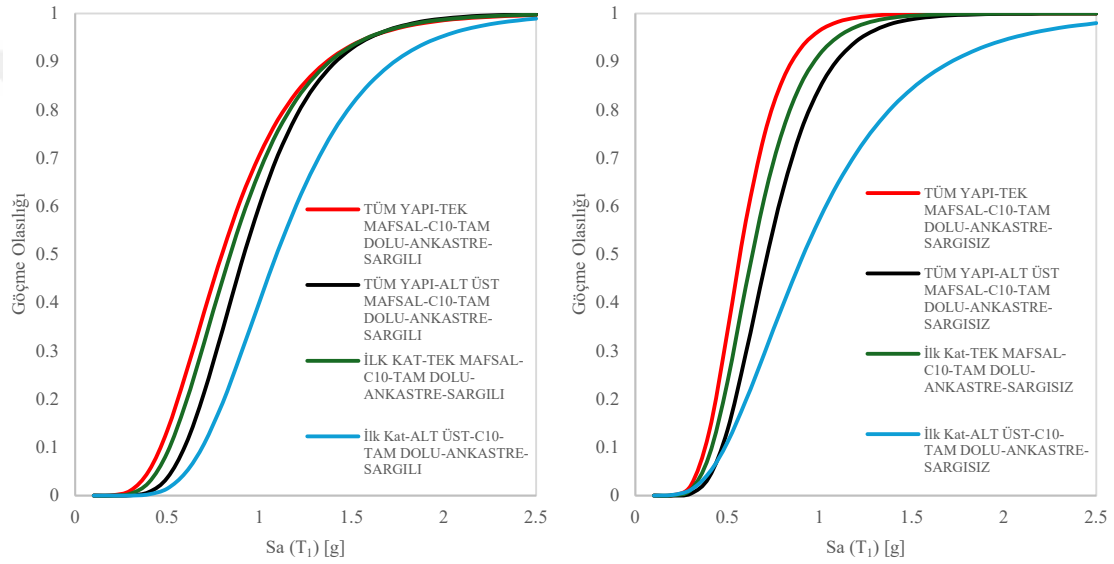
Model İsmi	Model No	θ	β
C20-B420C-TAM DOLU-ANKASTRE-SARGILI	Model19	0.859	0.339
C20-B420C-TAM DOLU-ANKASTRE-SARGISIZ	Model20	0.686	0.370
C20-B420C-TAM DOLU-C-SARGILI	Model21	0.876	0.360
C20-B420C-TAM DOLU-C-SARGISIZ	Model22	0.703	0.373
C20-B420C-TAM DOLU-D-SARGILI	Model23	0.862	0.347
C20-B420C-TAM DOLU-D-SARGISIZ	Model24	0.719	0.373
C20-B420C-TAM DOLU-D1-SARGILI	Model43	0.919	0.380
C20-B420C-TAM DOLU-D1-SARGISIZ	Model44	0.755	0.312
C20-B420C-YARI DOLU-ANKASTRE-SARGILI	Model25	0.827	0.420
C20-B420C-YARI DOLU-ANKASTRE-SARGISIZ	Model26	0.649	0.353
C20-B420C-YARI DOLU-C-SARGILI	Model27	0.817	0.376
C20-B420C-YARI DOLU-C-SARGISIZ	Model28	0.656	0.348
C20-B420C-YARI DOLU-D-SARGILI	Model29	0.830	0.341
C20-B420C-YARI DOLU-D-SARGISIZ	Model30	0.710	0.360
C20-B420C-YARI DOLU-D1-SARGILI	Model45	0.834	0.358
C20-B420C-YARI DOLU-D1-SARGISIZ	Model46	0.694	0.376
C20-B420C-BOŞ-ANKASTRE-SARGILI	Model31	0.840	0.387
C20-B420C-BOŞ-ANKASTRE-SARGISIZ	Model32	0.700	0.350
C20-B420C-BOŞ-C-SARGILI	Model33	0.826	0.373
C20-B420C-BOŞ-C-SARGISIZ	Model34	0.717	0.352
C20-B420C-BOŞ-D-SARGILI	Model35	0.830	0.341
C20-B420C-BOŞ-D-SARGISIZ	Model36	0.708	0.332
C20-B420C-BOŞ-D1-SARGILI	Model47	0.830	0.341
C20-B420C-BOŞ-D1-SARGISIZ	Model48	0.725	0.332

4.1 Kırılgnlık Senaryolarının Değerlendirilmesi

Kırılgnlık eğrilerinin oluşturulmasında sınır değer olarak literatürde genelde izin verilebilir göreli kat ötelenmelerinin (DRIFT) sınır değerleri kullanıldığı çalışmalara nazaran, eleman bazında ya da dūřey taşıyıcıların göçme sınırlarının kullanıldığı yaklaşımların oldukça sınırlı sayıda olduğu bilinmektedir. Bina türü yapı sistemleri için göçmenin belirli bir parametreye bağlanıyor olması, oldukça fazla sayıda analizinin değerlendirilmesi için pratik bir yol olarak tercih edilmesini açıklamaktadır. Ancak burada incelenilen yapı sistemleri bina türü yapılara göre oldukça düzenli ve tipik bir taşıyıcı sisteme sahip olduğundan, eleman bazlı göçme değerlendirmesini de makul sınırlarda yapılabilir hale getirmektedir. Bu maksatla çalışmada gerek yapı elemanlarının TBDY2018 yönetmeliğinde verilen sınır değerler kullanılarak eleman bazlı değerlendirilmenin yapıldığı (bkz. Bölüm 3.3.6) gerekse ilgili yönetmelikte (madde 4.9) belirtilen göreli kat ötelenmelerinin sınırlandırılması için verilen sınır değeri olan 0.016 tepe deplasmanlar için değerlendirilmektedir. Bunlara ek olarak DD1 deprem düzeyi için katlar arası göreli ötelenme sınırına karşılık gelen 0.03 sınır değeri de yine analizlerde dikkate alınmaktadır. Burada belirtmek gerekir ki eleman bazlı değerlendirmede ilk olarak sadece 0-5 kotları arasındaki 6 kolon elemanı için alt veya üst uçlarında tanımlanan fiberlerden herhangi birinin göçme sınır değerini geçmesi durumuna göre kırılgnlık eğrileri oluşturulmuş, ikinci durumda ise bu kattaki 6 elemanın alt ve üst uçlarındaki fiberlerin tümünün göçme sınırını aştığı yani katın mekanizma durumuna getiğindeki kırılgnlık eğrileri de araştırmaya konu edilmiştir. Bundan sonra ise tüm dūřey taşıyıcılar için sırası ile benzer kriterler dikkate alınarak tüm yapı için kırılgnlık eğrileri elde edilmiştir. Bu durumda 7600 analizden elde edilen sonuçlar kullanılarak Drift, İlk Kat ve Tüm Yapı olmak üzere üç farklı kırılgnlık senaryosu oluşturulup bu senaryoları ilk kat ve tüm yapı için 2 farklı fiber (tek mafsalsal ve alt üst mafsalsal) sınırlandırmasına bağlı olarak (bkz. bölüm 3.3.6) senaryolar karşılaştırmalı olarak değerlendirilmiştir.

şekil 4.3'te ilk olarak yukarıda göçme sınırının katta ya da tüm yapıda dūřey taşıyıcıların bir ucunda ya da her iki ucunda sınırın geçilmesi durumu için karşılaştırmalar C10-sargılı ve C10-sargısız durum için sunulmaktadır. Sargı etkisinin olduğu yapılardan elde edilen veriler kullanılarak fiberlerde tek mafsalsal şartına göre elde edilen kırılgnlık eğrileri

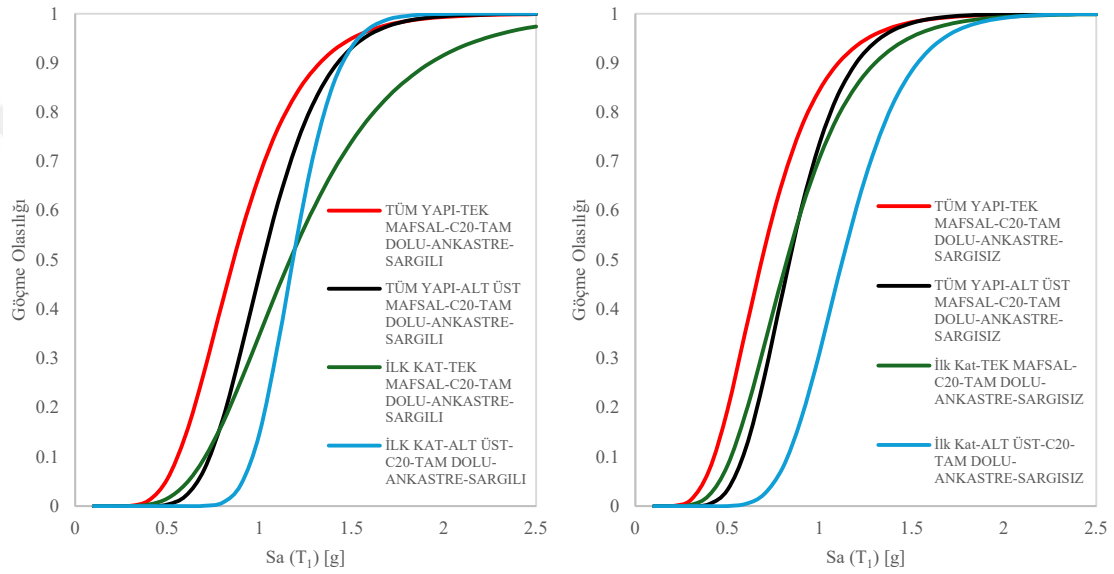
karşılaştırıldığında %50 aşılma olasılığına karşılık gelen ivme değerleri tüm yapı ve ilk kat için sırası ile 0.796 g ve 0.842 g olarak bulunmuştur. Bu değerler fiberlerde alt üst mafsalsal şartı kullanılarak elde edildiğinde ise %50 aşılma olasılığına karşılık gelen ivme değerleri sırası ile 0.917 g ve 1.09 g olmaktadır. Sargı etkisinin olmadığı durumda ise bu değerler tek ucun göçme sınırını aşması durumu için sırası ile 0.569 g ve 0.636 g olarak elde edilmiş, alt üst mafsalsal için ise bu değerler 0.717 g ve 0.913 g olarak bulunmuştur. Sargı etkisine bakılmaksızın tüm yapı için tek bir uçta geçildiği durum ile aynı senaryonun yalnızca ilk kat için düşünülmesi durumlarında eğilimin birbirine çok yakın olduğu görülmektedir.



Şekil 4.3. Ayaklı su depolarında Tüm yapı ve ilk katın C10-Tam Dolu-Ankastre-Sargılı ve sargısız kırılma eğrileri

Benzer bir karşılaştırma C20 betonu ve sargı etkisinin varlığında tüm yapı ve ilk kat arasındaki kırılma eğrileri kıyaslanmış ve %50 aşılma olasılığına karşılık gelen ivme değerleri tek mafsalsal durumu için sırası ile 0.86 g ve 1.165 g olarak elde edildiği görülmüştür. Göçme sınır şartlarını elemanın her iki ucunda aşıldığını temsil eden alt üst mafsalsal durum için elde edilen %50 aşılma olasılığına karşılık gelen ivme değerleri ise sırası ile 1.02 g ve 1.18 g olarak elde edilmektedir. Sargı etkisinin bulunmadığı yapılara karşılık gelen ivme değerleri tek mafsalsal ve tüm yapı için 0.69 g'ye karşılık gelirken bu durum ilk kat için 0.82 g olmaktadır. Alt üst mafsalsal şartının olduğu durumda ise tüm

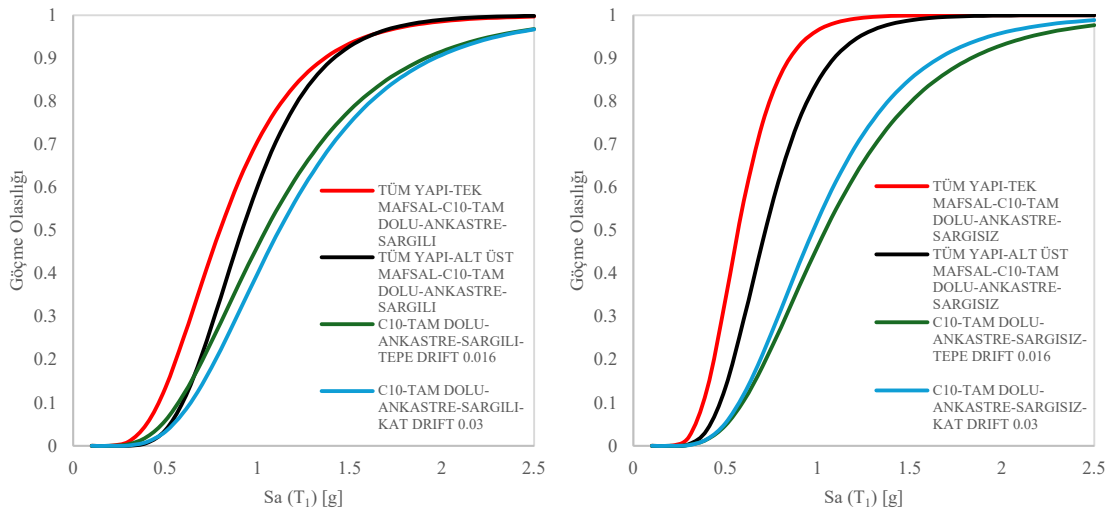
yapının %50 aşılma olasılığına karşılık gelen ivme değeri 0.84g olurken ilk kat için %50 aşılma olasılığına karşılık gelen ivme değeri ise 1.125 g'ye karşılık gelmektedir. C20 ve sargı etkisinin bulunduğu, haznenin tam dolu ve zemine ankastre bağlı olan sistemlerde her iki mafsalsal şartında da ilk kat için elde edilen kırılma eğrileri daha güvenilir tarafta kalırken sargısız durum için tek mafsalsal olduğu durumda ilk kat ve tüm yapı için oluşturulan kırılma eğrileri birbirine yaklaşmaktadır. C20 malzemesi için elde edilen kırılma eğrileri Şekil 4.4'te gösterilmektedir.



Şekil 4.4. Ayaklı su depolarında Tüm yapı ve ilk katın C20-Tam Dolu-Ankastre-Sargılı ve sargısız kırılma eğrileri

Yukarıdaki senaryolar arasında yapılan karşılaştırmalardan yapıdaki düşey taşıyıcıların herhangi bir ucunda veya her iki ucunda göçme sınırının geçildiği senaryoların diğer tüm senaryolara göre daha kritik sonuçlar veriyor olması ve onları da kapsayacak olması nedeniyle bu aşamadan sonra bu senaryolar diğer karşılaştırmalarda kullanılacaktır. Bu nedenle ikinci olarak bu senaryo ile yapıda oluşan göçme kat öteleme değerleri kullanılarak elde edilen kırılma eğrileri karşılaştırılmıştır. Tüm yapı için iki farklı mafsalsal şartına göre kırılma eğrileri elde edilirken drift değerlendirmesinde ise yapıdaki tepe drift için yönetmelikte verilen %1.6 sınırına göre katlar arası driftler için ise yine yönetmelikte verilen %3 sınırları kullanılarak kırılma eğrileri ayrı ayrı elde edilmiştir.

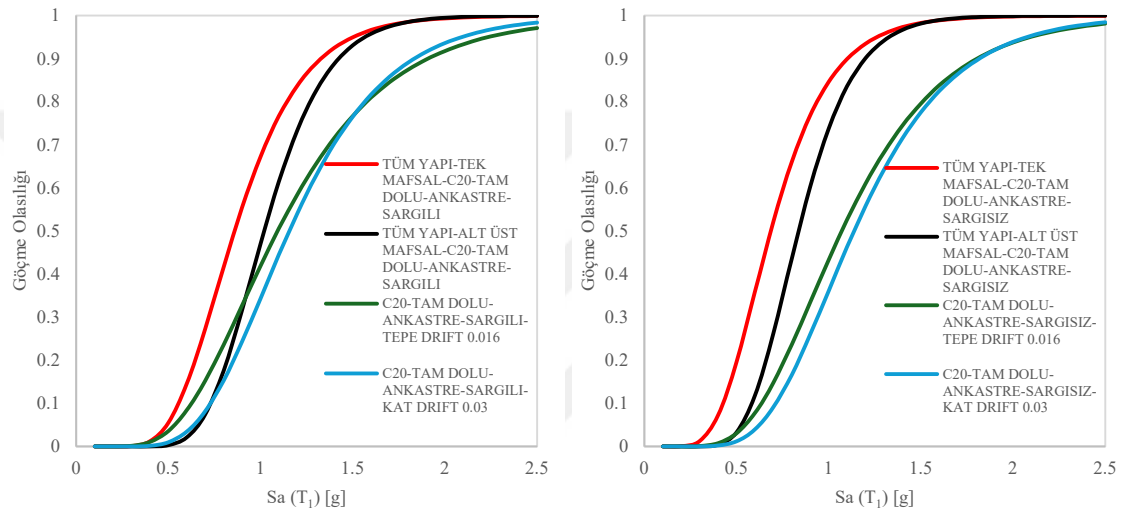
C10 sargılı durum için en kritik kırılmalık tüm yapı ve elemanlarda herhangi bir nokta da göçme sınırının geçildiği durum için elde edilirken %50 aşılma olasılığına karşılık gelen değer yukarıda da belirtildiği üzere 0.796 g, elemanların her iki ucunda göçme sınırını geçtiği durumda ise bu değer 0.917 g olarak elde edilmişti. Tepe drift için elde edilen kırılmalık eğriğinde %50 aşılma olasılığına karşılık gelen ivme değeri 1.05 g'ye karşılık gelmekteyken bu değer katlar arası drift için 1.117 g olarak bulunmuştur. Bu durumda tüm yapının tek mafsal olarak değerlendirmesinden elde edilen ivme ile kat driftleri kullanılarak elde edilen driftler arasında %40 civarında bir fark olmaktadır. Bu fark tepe drift için ise %30 civarında elde edilmiştir. Sargısız durum için %50 aşılma olasılığına karşılık elde edilen ivme değerleri tepe drift ve katlar arası drift olmak üzere sırası ile 1.04 g ve 0.976 g olarak bulunmuştur. Tüm yapı ve elemanların herhangi bir ucunda göçme sınırını geçilmesi durumuna bağlı elde edilen kırılmalık eğrileri arasında ise sırası ile %83 ve %71 civarında farklar oluşmaktadır. Bu durumu tarif eden kırılmalık eğrileri Şekil 4.5'te gösterilmektedir.



Şekil 4.5. Ayaklı su depolarında C10-Tam Dolu-Ankastre-Sargılı ve sargısız Tüm yapı ve Drift karşılaştırmasına ait kırılmalık eğrileri

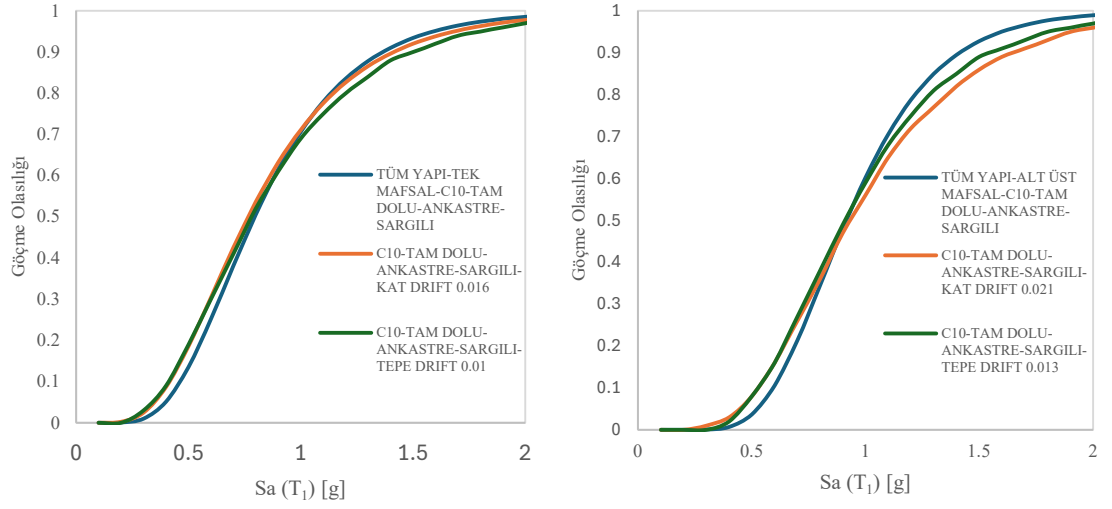
C20 beton ve sargı etkisinin varlığında elde edilen veriler kullanılarak oluşturulan kırılmalık eğrilerinde tepe drift için %50 aşılma olasılığına karşılık gelen ivme değeri 1.09 g olurken kat driftleri için oluşturulan kırılmalık eğrisinde %50 aşılma olasılığına

karşılık gelen ivme değeri 1.157 g olarak elde edilmektedir. Tüm yapı ve tek mafsal durumuna karşılık gelen ivme değeri 0.86 g olduğu tüm yapı ve ilk kat karşılaştırmasında verilmişti. Buna göre bu sonuçlar ile elde edilen bulguların aralarındaki farklar sırası ile %27 ve %34 olarak ortaya çıkmaktadır. Sargısız durumda %50 aşılma olasılığı için tepe ve kat driftlerine karşılık gelen ivme değerleri sırası ile 1.07 g ve 1.139 g olarak bulunmuştur. Tüm yapı ile elde edilen ivme değerleri ile tepe ve kat driftleri arasındaki fark sırası ile %56 ve %66 olmaktadır. Elde edilen kırılmalık eğrileri Şekil 4.6'da görülmektedir.



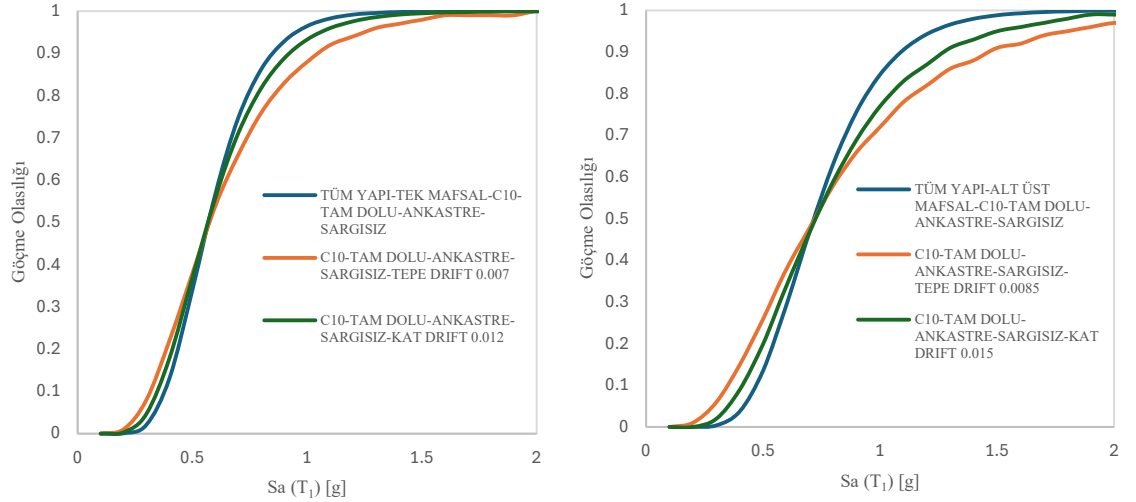
Şekil 4.6. Ayaklı su depolarında C20-Tam Dolu-Ankastre-Sargılı ve sargısız Tüm yapı ve Drift karşılaştırmasına ait kırılmalık eğrileri

Tüm bunlara ek olarak, elemanlarda göçme sınırlarına göre değerlendirmenin, görece kat ötelenmelerine göre kontrollerden daha elverişsiz bir durum ortaya koyduğu anlaşıldığından söz konusu bu göçme sınır değerlerine karşılık gelecek driftler araştırılmıştır. Söz konusu bu değerlendirmeye göre C10 sargılı durum için tek mafsal durumunda tepe drift sınırı %1 seçildiğinde ve kat drifti için ise %1.6 seçildiğinde %50 aşılma olasılığına karşı ivme değerleri ile sonuçlar örtüşmektedir. Elemanların alt ve üst ucunun her ikisinde göçme sınırını geçtiği durum için ise bu değerler sırası ile %1.3 ve %2.1 olarak elde edilmiştir. Şekil 4.7'de model 1'e ait yapı tipi için düzenlenen drift sınır değerleri verilmektedir.



Şekil 4.7. Model 1 tüm yapı kriteri için eşleştirme sonucu kırılmalık eğrileri

Benzer karşılaştırma C10 Sargısız durum için yapıldığı durumda tek mafsal için elde edilen yeni sınır değerler tepe ve kat driftleri için sırası ile %0.7 ve %1.2 olarak elde edilmiş olup bu değerler alt üst mafsal için %0.85 ve %1.5 olarak elde edilmiştir. Bu sınır değerler kullanılarak elde edilen kırılmalık eğrileri Şekil 4.8’de verilmektedir.

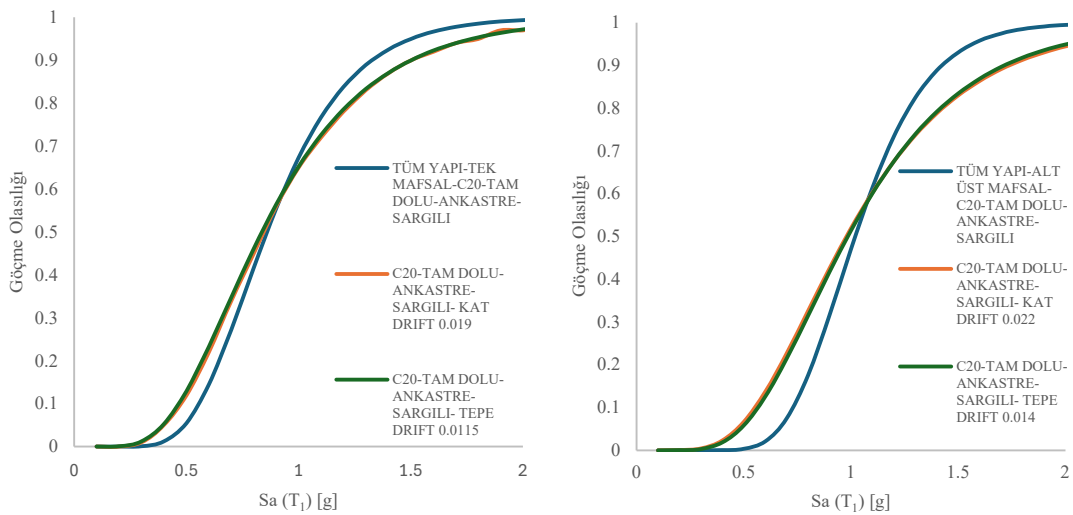


Şekil 4.8. Model 2 tüm yapı kriteri için eşleştirme sonucu kırılmalık eğrileri

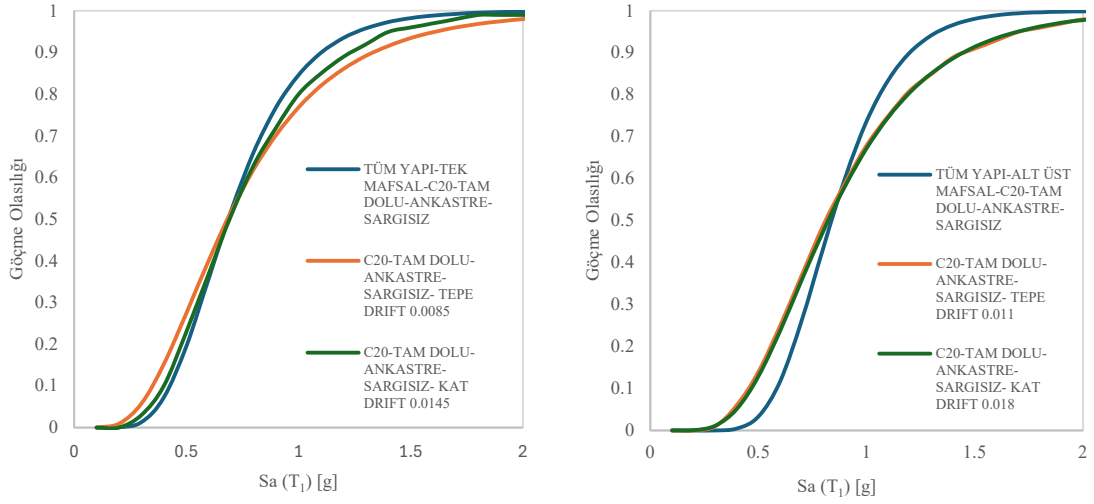
Tüm yapın elemanların herhangi bir ucunda sınır değerlerin geçildiği tek mafsalsal için çıkarılan kırılmalık eğrileri ile eşleştirildiği model19’da ise bu değerler tepe ve kat driftleri için sırası ile %1.15 ve %1.9 olarak elde edilirken alt üst mafsalsal olarak çıkarılan kırılmalık eğrisine eşleştirildiği durumda ise %1.4 ve %2.2 olarak tahmin edilmektedir. Tüm yapıdan elde edilen kırılmalık eğrileri ana eğri alınarak drift sınır değerlerinin eşleştirildiği kırılmalık eğrileri için elde edilen sınır değerler Çizelge 4.3’te verilmektedir. Model 19 için elde edilen sınır değerler kullanılarak oluşturulan kırılmalık eğrileri Şekil 4.9’da gösterilirken Model20 için elde edilen grafikler ise Şekil 4.10’da gösterilmektedir

Çizelge 4.5. Tüm yapı kırılmalık eğrileri ile eşleştirilen yeni drift sınır değerleri

MODEL İSMİ	FİBER DEĞERLENDİRME KRİTERİ	TEPE DRIFT	KAT DRIFT
		%	%
Model1	TEK MAFSAL	1	1.6
	ALT ÜST MAFSAL	1.3	2.1
Model2	TEK MAFSAL	0.7	1.2
	ALT ÜST MAFSAL	0.85	1.5
Model19	TEK MAFSAL	1.15	1.9
	ALT ÜST MAFSAL	1.4	2.2
Model20	TEK MAFSAL	0.85	1.45
	ALT ÜST MAFSAL	1.1	1.8



Şekil 4.9. Model 19 tüm yapı kriteri için eşleştirme sonucu kırılmalık eğrileri



Şekil 4.10. Model 20 tüm yapı kriteri için eşleştirme sonucu kırılmalık eğrileri

Hem ilk kat için elde edilen kırılmalık eğrileri hem de görelî kat ötelenmelerinden elde edilen kırılmalık eğrileri kıyaslandığında tüm yapı için aralarında ciddi farklar olduğu görülmektedir. Tüm yapı ve ilk kat karşılaştırıldığında maksimum fark tek mafsâl için %35 olurken alt üst mafsâl için bu fark %60'lara kadar çıkmaktadır. Tüm yapı ile driftler karşılaştırıldığında ise tepe ve kat driftleri olmak üzere sırası ile %80 ve %66 farklar olduğu görülmektedir. Bu farklar göz önüne alındığında tüm yapı için taşıyıcı elemanların herhangi bir ucunda göçme sınır değerini geçmesi (tek mafsâl) koşuluna göre elde edilen kırılmalık eğrisi her model için daha uygun bir senaryo olarak değerlendirilmektedir. Tüm bu değerlendirmeler ışığında çalışmaya konu edilen diğêr parametreler için karşılaştırmalar tüm yapıdaki düşey taşıyıcıların en az bir ucunda göçme sınırının geçilmesi durumu baz alınarak (tüm yapı-tek mafsâl) değerlendirmeler yapılacaktır.

Bundan sonraki alt başlıklar için verilen grafiklerde verilen gösterge isimleri için uygun bir kodlama yapılmıştır. Örneğ olarak model1 için C10-TAM DOLU-ANKASTRE-SARGILI model ismini C10-TD-ANK-SRGL, model10 için C10-YARI DOLU-C-SARGISIZ model ismini C10-YD-C-SRGS ve model35 için C20-B420C-BOŞ-D-SARGILI model ismini C20-B-C-SRGL şekilde isimlendirerek grafiklerde gösterilmiştir.

4.2 Hazne Doluluğunun Kırılma Üzerindeki Etkisi

Yapı sıvı etkileşimine ilişkin verilen eşitliklerden de anlaşılacağı üzere hazne içerisinde bulunan suyun yüksekliği ile ayaklı su deposunun davranışı arasında doğrudan bir ilişki kurmak mümkündür. Bu bağlamda hazne doluluk oranına bağlı olarak ayaklı su deposunun davranışının da görece olarak farklılık göstereceği aşikardır. Çalışmada ayaklı su depolarının boş olduğu, yarı dolu olduğu ve tam dolu olduğu üç farklı durum çalışmaya konu edilerek, bu durumlarda kırılmanın nasıl etkilendiği incelenmektedir.

Çizelge 4.6'da haznenin üç farklı doluluk oranı için farklı malzeme özellikleri ve sargı etkisinin dikkate alındığı parametrelere ilişkin sonuçlar karşılaştırmalı olarak verilmektedir. Bu Çizelgedeki değerleri daha net anlamak için Çizelgede verilen değerler grafik olarak verilmektedir. Bu grafiklerde C10 ve C20 için sargılı ve sargısız olarak elde edilen her bir grup, C10 için grup içerisindeki minimum değere, C20 için ise yine kendi grupları içerisindeki maksimum değere göre normleştirilerek verilmektedir. Doluluk oranı için Çizelgede verilen tüm aşılma olasılığı ivme değerleri karşılaştırıldığında, genellikle tüm analizler için dolu olan durumda ayaklı depoların boş veyahut yarı dolu oldukları duruma göre daha az riske sahip oldukları söylenebilir. Bu Çizelgeden de görülebileceği gibi, tüm ayaklı depo çözümlenmeleri için tam dolu olduğu durumda %50 göçme olasılığına karşılık gelen ivme değerinin beklendiği gibi C20 beton sınıfı için sargılı durumda 0.92 g olarak gerçekleştiği, en düşük ivme değerinin ise C20 beton değeri için sargısız durumda 0.65 g değerine karşılık geldiği anlaşılmaktadır. Beklendiği üzere sargılı beton ile sargısız beton davranışı arasında aynı beton sınıfı için daha önemli oranda bir risk faktörünün açığa çıktığı, ancak haznenin boş olduğu durum dikkate alınan diğer doluluk parametrelerine göre daha büyük bir risk teşkil ettiği hemen her durum için görülmektedir. Bu durum tüm verilerin karşılaştırmalı olarak verildiği Çizelge ve burada sunulan grafiklerde de net bir şekilde görülmektedir. Doluluk durumunun farklı zemin koşulları için küçük farklılıklar ile oransal olarak eğilimlerinde değişimler görünse de hemen her durumda en az riskin tam dolu durum için olduğu ve eğilimin azalan depo seviyesi ile %50 göçme olasılığına karşılık gelen ivme değerin azaldığı veyahut bir diğer ifade ile riskin arttığı söylenebilir. Diğer değişimlerden farklı olarak aynı koşullarda

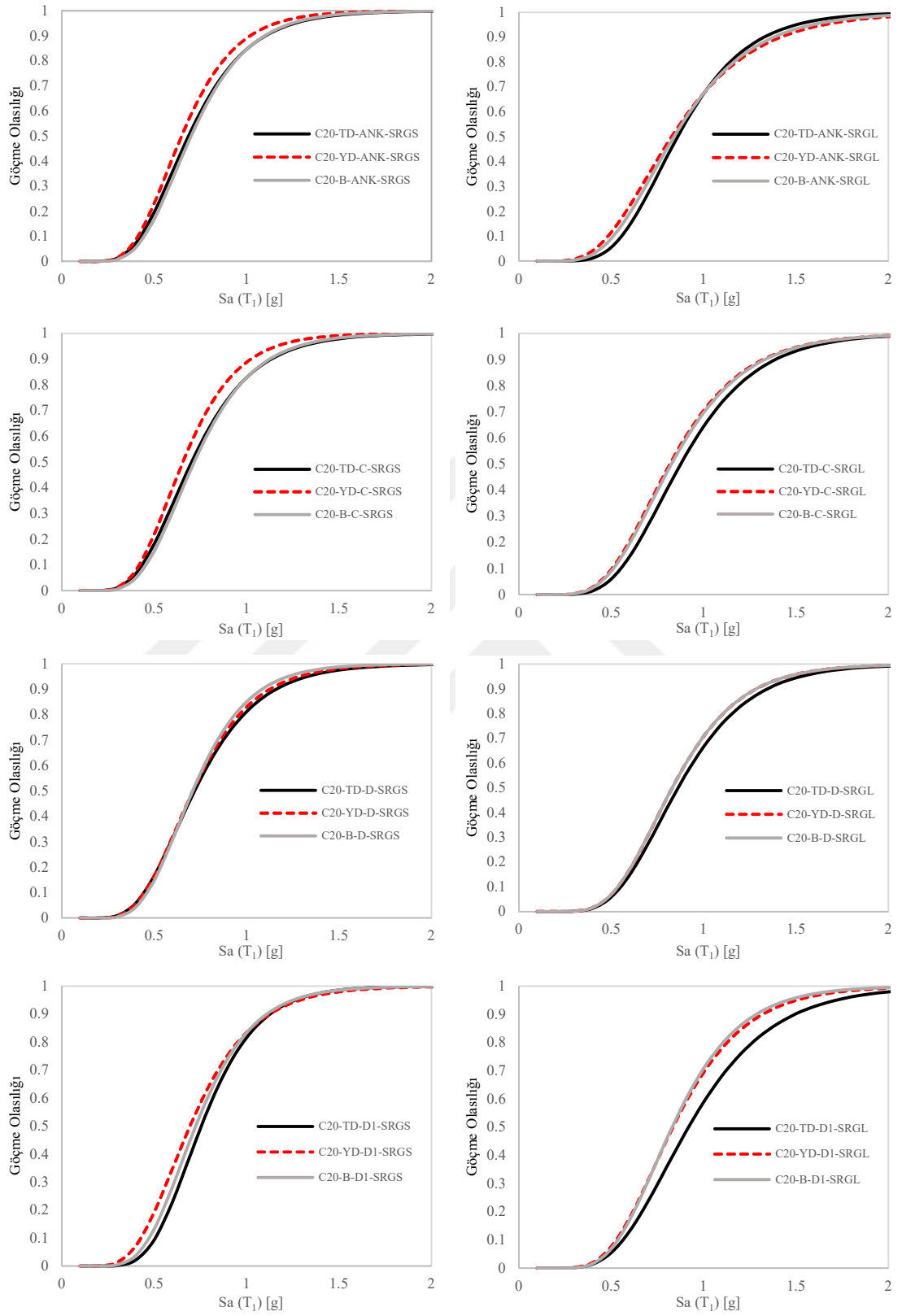
doluluk genel olarak %50 göçme olasılığına karşılık gelen değerin tam dolu duruma göre %2-10 arasında değiştiği tüm bu veriler incelendiğinde görülecektir.

Çizelge 4.6. Doluluk oranlarına göre %50 göçme olasılığına karşılık gelen ivme değerleri

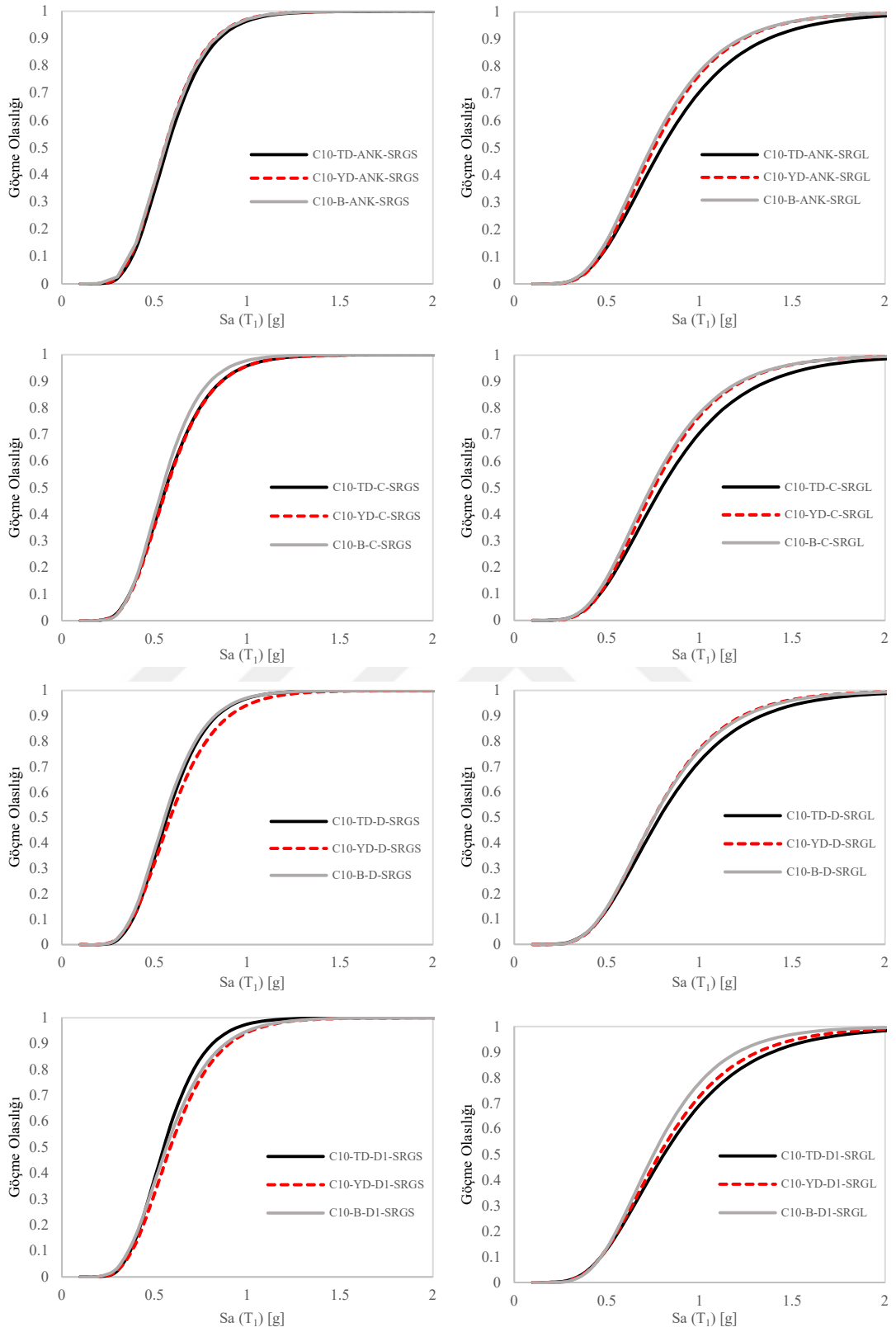
C20 SARGILI	TD	YD	B	C20-SARGISIZ	TD	YD	B
	Sa1(g)	Sa1 (g)	Sa1 (g)		Sa1(g)	Sa1 (g)	Sa1 (g)
ANK	0.861	0.828	0.841	ANKASTRE	0.687	0.650	0.700
C	0.877	0.818	0.828	C	0.703	0.657	0.718
D	0.863	0.831	0.831	D	0.720	0.710	0.709
D1	0.920	0.835	0.831	D1	0.757	0.695	0.726
C10-SARGILI	TD	YD	B	C10-SARGISIZ	TD	YD	B
	Sa1(g)	Sa1 (g)	Sa1 (g)		Sa1(g)	Sa1 (g)	Sa1 (g)
ANK	0.796	0.755	0.739	ANKASTRE	0.570	0.556	0.556
C	0.796	0.755	0.739	C	0.563	0.567	0.544
D	0.785	0.755	0.756	D	0.567	0.585	0.556
D1	0.807	0.784	0.753	D1	0.551	0.585	0.566

The figure consists of four line graphs arranged in a 2x2 grid. The top row shows C20 concrete classes (SRGL and SRGS) and the bottom row shows C10 concrete classes (SRGL and SRGS). The y-axis is 'Normalleştirilmiş %50 göçme olasılığı' (Normalized 50% migration probability) ranging from 0.85 to 1.1. The x-axis is divided into three sections: TD, YD, and B. The legend indicates the following series: C20-ANKASTRE (dashed black), C20-C (dashed green), C20-D (dashed red), C20-D1 (dotted blue), C10-ANKASTRE (solid black), C10-C (solid green), C10-D (solid red), and C10-D1 (solid blue).

Yukarıda verilen değerlendirmeler ve söz konusu değişimlerin ayrı ayrı sırasıyla C20 ve C10 beton sınıfları için karşılaştırıldığı kırılma eğrileri Şekil 4.11 ve 4.12'den de görülebilmektedir. Örneğin hazne kapasitesinin yarı dolu olması halinde C20 tam dolu için elde edilen değere göre değişim %10 azalarak 0.835 g değerini alırken sargısız durumda en düşük 0.65 g değeri hesaplanmaktadır. Aynı şekilde ayaklı su deposu haznesinin boş olması durumunda %50 göçme olasılığına karşılık gelen en yüksek ivme değeri 0.841 g'ye karşılık gelirken en düşük 0.7 g olarak elde edilmektedir.



Şekil 4.11. C20 Malzemesine sahip modellerde hazne doluluğunun karşılaştırıldığı kırılma eğrileri



Şekil 4.12. C10 Malzemesine sahip modellerde hazne doluluğunun karşılaştırıldığı kırılma eğrileri

Tam dolu ve yarı dolu arasında en büyük fark C20-TD-D1-SRGL ile C20-YD-D1-SRGL modeller arasında oluşmakta ve aralarındaki fark yaklaşık olarak %10 olduğu hesaplanmaktadır. Farkın en yakın olduğu durum ise C10-TD-C-SRGS ve C10-YD-C-SRGS modelleri arasında oluşmakta ve bu fark yaklaşık %1 olarak hesaplanmaktadır. Tam dolu ve boş durumlar arasındaki en büyük farkın %11 olduğu ve C10-TD-D1-SRGL ile C10-B-D1-SRGL modelleri arasındaki farktan kaynaklandığı görülürken en düşük farkın ise C20-TD-D-SRGS ile C20-B-D-SRGS modelleri arasında oluştuğu ve %2 düzeylerine tekabül ettiği hesaplanmıştır. Haznenin yarı dolu ve boş olduğu durumlar arasındaki farklılara bakıldığında en yüksek fark C20-YD-C-SRGS ve C20-B-C-SRGS modelleri arasında %8.48 olarak belirlenirken en az fark ise C10-YD-ANK-SRGS ile C10-B-ANK-SRGS modelleri arasında oluşurken %50 göçme olasılığına karşılık gelen ivme değerleri aynı olarak bulunmaktadır.

4.3 Zemin Sınıfının Kırılma Üzerindeki Etkisi

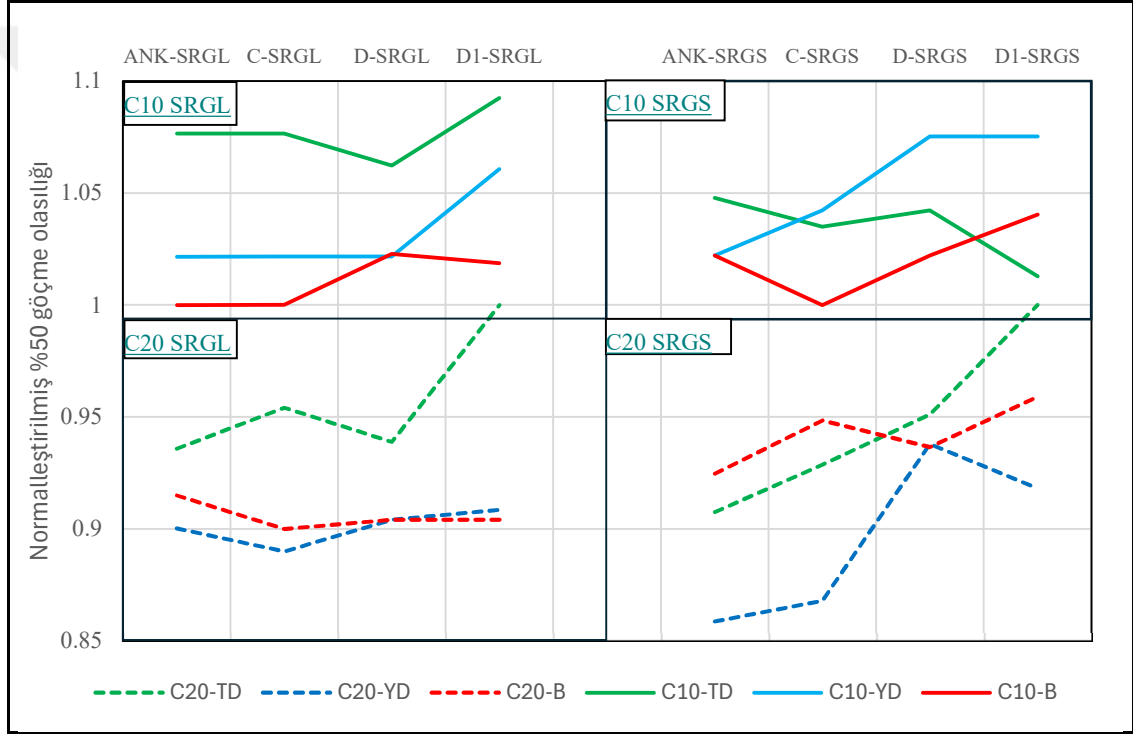
Yapı zemin etkileşiminin yaklaşık analitik yöntemlerle dikkate alındığı analizlerde, literatürden bilindiği üzere artan etkileşim ya da diğer bir ifade ile zayıflayan zemin profili ile yapı periyodunun uzayacağı ve buna bağlı olarak genellikle iç kuvvetlerinde azalmalar olmasına karşın deplasmanların artacağı kabulü yapılabilir. Burada dikkate alınan zemin özellikleri ile literatürde zemin etkileşiminin bu tür bir zemin profili ile etkileşiminin dikkate değer sonuçlar ortaya çıkarabilmesinin D grubu olarak isimlendirilen zeminler için mümkün olabileceği de düşünülebilir. Bu çıkarımlar göz önüne alındığında farklı zemin koşulları için gerçekleştirilecek analizlerde %50 göçme olasılığına karşılık gelen spektral ivme değerinin azalan iç kuvvet talepleri nedeniyle artacağı beklenebilir.

Çizelge 4.7’de zemin sınıfları için farklı malzeme özelliklerinin, sargı etkisinin ve doluluk oranının dikkate alındığı senaryolara ilişkin sonuçlar karşılaştırmalı olarak verilmektedir. Bu Çizelgedeki değerleri daha net anlamak için verilen Çizelge altında ilgili değerler grafik olarak da verilmektedir. Bu grafiklerde C10 ve C20 için sargılı ve sargısız olarak elde edilen her bir grup, C10 için grup içerisindeki minimum değere, C20 için ise yine kendi grupları içerisindeki maksimum değere göre normalize edilerek verilmektedir. Zemin sınıfları için Çizelgede verilen tüm aşılma olasılığı ivme değerleri karşılaştırıldığında, genellikle tüm analizler için kötüleşen zemin özelliklerinin daha az

risk ortaya çıkaracağı veyahut diğer bir ifade ile %50 göçme olasılığına karşılık gelen ivme değerlerinin büyüyeceği söylenebilir.

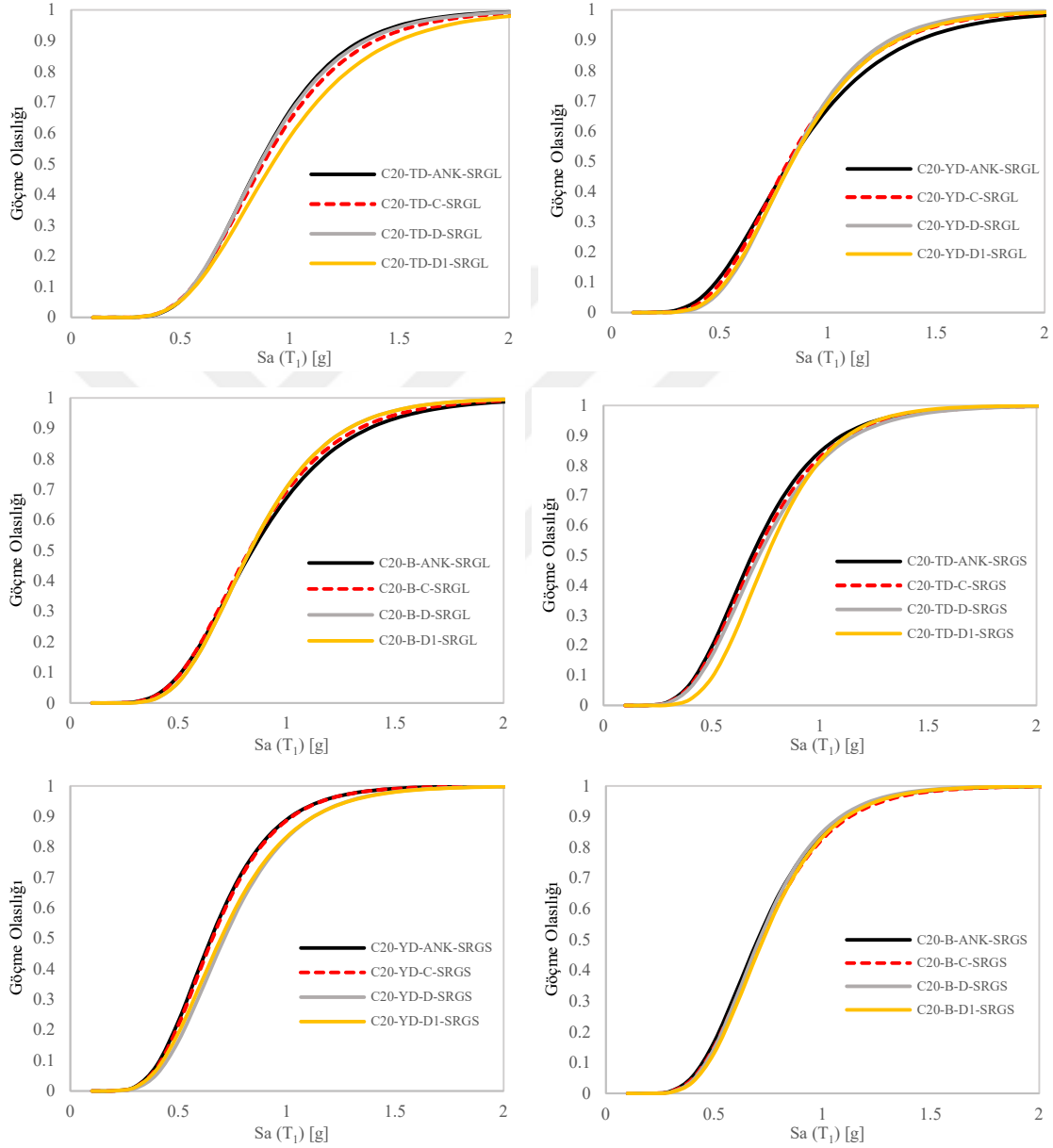
Çizelge 4.7. Zemin sınıfına göre %50 göçme olasılığına karşılık gelen ivme değerleri

C20 SARGILI	ANK	C	D	D1	C20-SARGISIZ	ANK	C	D	D1
	Sal(g)	Sal(g)	Sal(g)	Sal(g)		Sal(g)	Sal(g)	Sal(g)	Sal(g)
TD	0.861	0.877	0.863	0.920	TD	0.687	0.703	0.72	0.757
YD	0.828	0.818	0.831	0.835	YD	0.65	0.657	0.71	0.695
B	0.841	0.828	0.831	0.831	B	0.7	0.718	0.709	0.726
C10-SARGILI	ANK	C	D	D1	C10-SARGISIZ	ANK	C	D	D1
	Sal(g)	Sal(g)	Sal(g)	Sal(g)		Sal(g)	Sal(g)	Sal(g)	Sal(g)
TD	0.796	0.796	0.785	0.807	TD	0.57	0.563	0.567	0.551
YD	0.755	0.755	0.755	0.784	YD	0.556	0.567	0.585	0.585
B	0.739	0.739	0.756	0.753	B	0.556	0.544	0.556	0.566



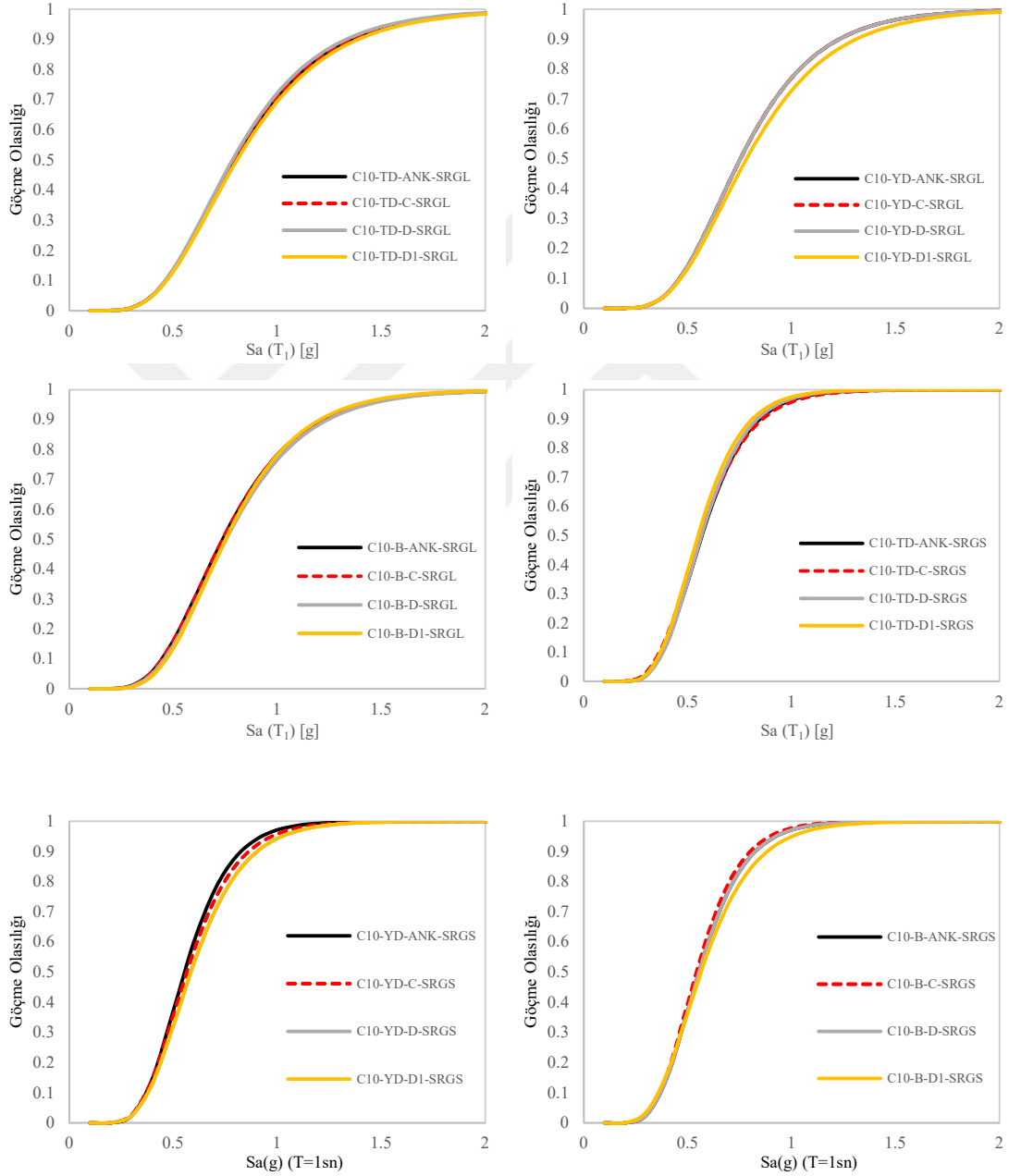
Dört farklı zemin sınıfını temsilen yapılan analizlerden, zeminler arasında en büyük fark C20 malzeme sınıfına ait sargı durumunun bulunmadığı sistem için haznenin tam dolu olduğu durumda ankastre çözüm ile D1 zemini arasında meydana gelmektedir. Diğer değişimlerden farklı olarak aynı koşullarda zeminin genel olarak %50 göçme olasılığına karşılık gelen değerler ankastre duruma göre sıvı etkisine bağlı olarak %2-%10 arasında değiştiği tüm bu veriler incelendiğinde görülecektir. Tam dolu durum için ankastre durumda %50 göçme olasılığına karşı oluşan ivme değeri 0.687 g olurken bu durum D1 zemini için 0.757 g'ye karşılık gelmektedir. İki durum arasındaki fark %10.21 olurken bu

değerden sonra en yüksek fark ise C20 sargısız ve yarı dolu duruma karşılık gelmekte ve bu değer %9.22 olmaktadır. Yapılan analizler sonucunda zeminler arasındaki en düşük fark ise sargı etkisinin bulunduğu ve haznenin boş olduğu durumda elde edilmekte ve bu değer %1.67'ye karşılık gelmektedir. Malzeme sınıfının C20 olduğu modellerde zemin etkisinin karşılaştırıldığı kırılma eğrileri ise Şekil 4.13'te verilmektedir.



Şekil 4.13. C20 Malzemesine sahip modellerde zemin etkisinin karşılaştırıldığı kırılma eğrileri

C10 ve sargısız durumu temsil eden analizler sonucunda %50 göçme olasılığına karşılık gelen en büyük ivme değeri 0.57 g, en küçük ivme değeri ise 0.544 g olmaktadır. Zeminler arasındaki en büyük fark sargısız ve hazne durumu yarı dolu sistemler için %5.31 olarak bulunurken en düşük fark %3.33 olmaktadır ve tam dolu durumda meydana gelmektedir. Karşılaştırmaların yapıldığı kırılma eğrileri Şekil 4.14’te sunulmaktadır.



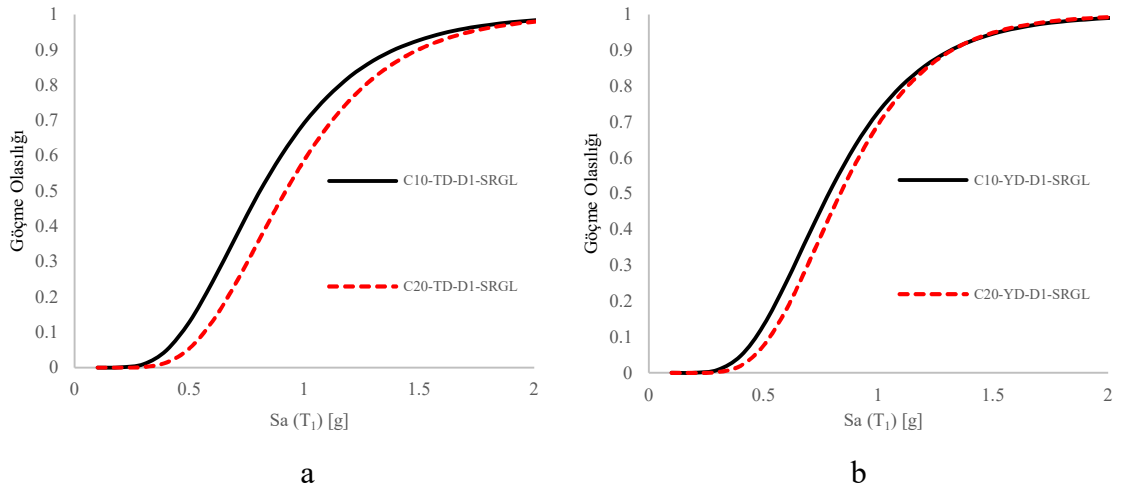
Şekil 4.14. C10 Malzemesine sahip modellerde zemin etkisinin karşılaştırıldığı kırılma eğrileri

Malzeme sınıfı C10 ve elemanlarda sargı etkisinin var olduğu durum için ise %50 göçme olasılığına karşılık gelen maksimum ivme değeri 0.807 g zemin sınıfının D1 olduğu durumda gerçekleşmektedir. Minimum ivme değeri 0.739 g'ye karşılık gelirken bu değerler ankastre ve C zeminlerinden elde edilmektedir.

4.4 Malzeme Sınıfının Kırılma Üzerine Etkileri

Ayaklı su depolarında yapılan saha gözlemlerinden imalatların çok farklı bölgelerde kimi durumda kırsal bölgelerde kimi durumlarda ise endüstriyel tesisler içerisinde ve/veya yerleşim bölgelerine çok yakın bölgelerde imal edildikleri bilinmektedir. Bu durumda söz konusu imalatların en yenileri için dahi onlarca yıl önce gerçekleştirilmiş olmaları düşünüldüğünde beton sınıfı açısından önemli bir belirsizlik ortaya çıkmaktadır. Bu nedenle alt sınır olarak 10 MPa üst sınır olarak ise 20 MPa beton basınç dayanımı seçilmiş ve yapılar bu aralık için değerlendirilmiştir. Söz konusu bu iki muhtemel sınır için muhtemel C20 beton sınıfı nispeten yeni üretimleri temsil ettiğinden donatı için S420 kabulü yapılırken C10 beton sınıfı için donatı ise S220 olarak dikkate alınmaktadır.

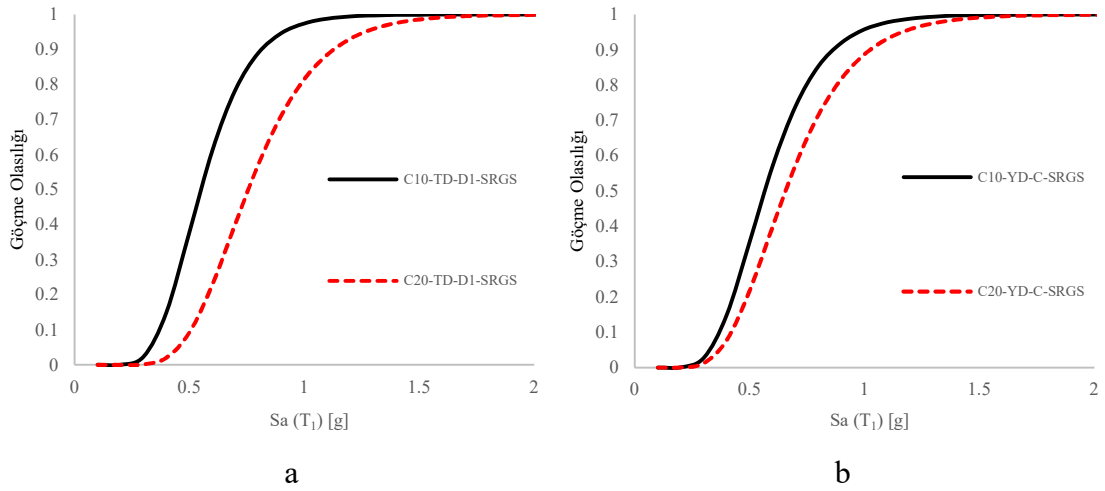
Elde edilen tüm sonuçlar malzeme açısından değerlendirildiğinde tüm diğer parametreler sabit tutularak yalnızca malzeme sınıfı arasında sargılı durum için farkların en büyüğü haznenin Tam Dolu olduğu ve zeminin de D1 olarak modellendiği analizler arasında oluşmakta olduğu görülmektedir. Bu fark %12.19 olarak hesaplanmaktadır. Sargılı durum için en küçük fark ise hazne kapasitesinin Yarı Dolu olduğu D1 zeminine ait sistemler arasında oluşurken fark ise %6.16 olarak elde edilmiştir. Elemanlarda sargı etkisinin dahil olduğu sistemler arasındaki farkların en büyük ve en küçük olduğu duruma karşı oluşan kırılma eğrileri Şekil 4.15'te gösterilmektedir.



Şekil 4.15. (a) Sargı etkisinin bulunduğu sistemlerde malzeme kalitesi arasındaki en büyük farkın bulunduğu kırılma eğrisi, (b) farkın en küçük olduğu duruma karşılık gelen kırılma eğrisi

Yukarıda verilen karşılaştırmalara benzer şekilde sargı etkisinin bulunmadığı sistemlerde en büyük fark %27.15 olarak hesaplanırken, bu değer hazne doluluğu bakımından Tam Dolu ve D1 zeminin bulunduğu sistemlerde meydana gelmektedir. En küçük fark haznenin yarı dolu ve zeminin C sınıfı olarak modellenen sistem arasında oluşurken bu durumda ise oluşan fark %13.81 olarak elde edilmektedir. Şekil 4.16’da bu duruma karşılık gelen kırılma eğrileri görülmektedir.

Malzeme kalitesi için %50 göçme olasılığına karşılık gelen ivmeler arasındaki farkların sistemlerin doluluk oranlarına göre ortalamalarına bakıldığında en küçük ortalama fark sargılı ve Yarı Dolu sistemlerde meydana gelirken bu değer %7.96’ya karşılık gelmektedir. En büyük ortalama fark ise sargısız ve Boş sistemin bulunduğu durumda gerçekleşirken bu değer %22.13 olarak bulunmuştur. Bu durumda haznenin boş olduğu ve elemanlar arasında sargı etkisinin bulunmadığı sistemlerde malzeme kalitesinin önemi diğer sistemlere göre daha belirgin bir faktör olarak ortaya çıkmaktadır. Bu durum sargılı ve yarı dolu sistemlerde daha az elde edilmektedir.



Şekil 4.16. (a) Sargı etkisinin bulunmadığı sistemlerde malzeme kalitesi arasındaki en büyük farkın bulunduğu kırılma eğrisi, (b) farkın en küçük olduğu duruma karşılık gelen kırılma eğrisi

4.5 Sargı Etkisinin Kırılma Üzerindeki Etkileri

Yapılan çalışmada incelemek istenilen parametrelerden en önemlilerinin başında sargı etkisinin ayaklı su deposunun kırılma eğrilerine etkisinin nasıl değişeceğiydi. Kaldı ki sadece bu tür yapılarda değil birçok yapı türünde sargı etkisi yaratacak konstrüktif kurallara uyulmadığı bilinen önemli bir gerçekliktir. Bu çalışmada elemanlardaki sargı etkisi değerleri, ülkemizde sıklıkla gözlemlenen ve birçok durumdan daha iyi koşulları ifade edebileceği düşünülen taşıyıcı elemanlardaki 8mm çapa sahip etriyelerin 20 cm aralıklar ile yerleştirildiği varsayılarak hesaplanmıştır. Saha gözlemlerinden söz konusu aralığın çoğu durumda burada dikkate alınandan çok daha büyük ve etriyenin kenetlenmesini sağlayacak unsurları içermediği birçok kez tecrübe edilmiştir. Sargı etkisinin dahil olmadığı durumları tarif edebilmek için elemanlarda etriyenin hiç olmaması, etriyelerin korozyondan kaynaklı sargı etkisini yerine getirememesi ve etriyeler arası mesafenin 20 cm den daha fazla olması durumunda sistemde sargı etkisinin olmadığı varsayılmıştır. Yapılan zaman tanım alanında analizler sonucunda elde edilen kırılma eğrileri, sargı etkisinin var olduğu durumda elde edilen %50 göçme olasılıklarına karşı gelen ivme değerleri sargı etkisinin var olmadığı durumda elde edilen ivme değerlerinden beklenildiği üzere anlamlı bir şekilde büyük çıkmaktadır.

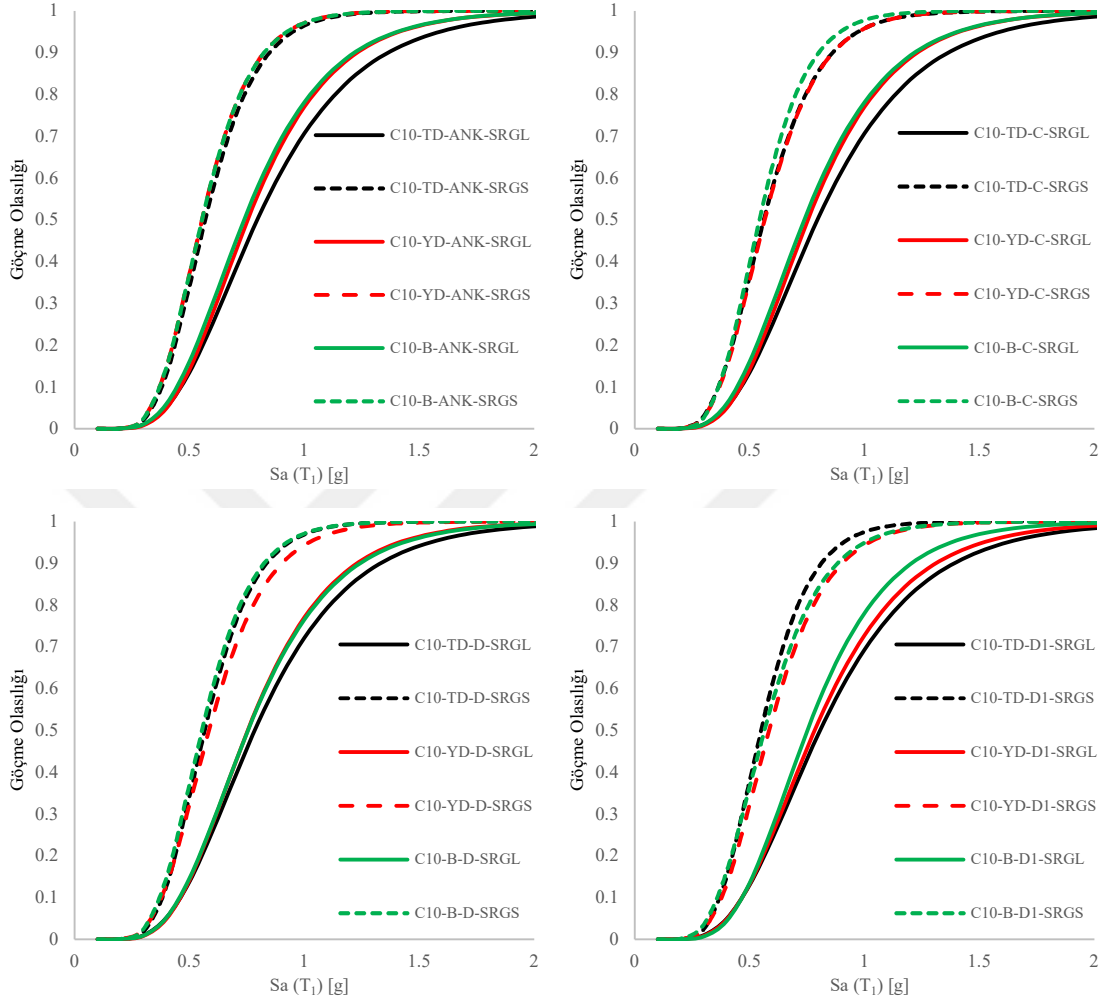
Betonarme yapıların güvenliğini ve performansını artıran kritik mekanizmalardan biri olan sargı etkisinin önemli yararlarından biri betonun basınç dayanımını arttırarak sargıladığı kolon veya kiriş elemanlarının taşıma kapasitesini arttırması iyi bilinen bir gerçekliktir. Bundan daha önemli olduğu yarar ise elemanın ya da sistemin kırılma kapasitesini azaltarak süneklilik kapasitesine ve deprem anında enerji sönümleme kapasitesine büyük katkılar sağlamasıdır. Bu etkinin ayaklı su depolarında da ne denli önemli olduğu Çizelge 4.6’da verilen %50 aşılma olasılıklarına karşılık gelen ivme değerleri ve bu değerler arasındaki farklardan anlaşılmaktadır. Devam eden kısımda her iki malzeme için ayrı ayrı değerlendirme yapılacak olsa da malzeme kalitesinin arttığı durumda sargı etkisi neden olduğu farkların %30-45’lerden %15-25’lere düştüğü görülmektedir.

Çizelge 4.8. C10 malzemesinde sargı etkisinin %50 göçme olasılığına karşılık gelen ivme değerleri ve bu değerler arasındaki farklar

ZEMİN TİPİ	C10-TD			C10-YD			C10-B		
	SARGILI	SARGISIZ	FARK	SARGILI	SARGISIZ	FARK	SARGILI	SARGISIZ	FARK
	Sal(g)	Sal(g)	%	Sal(g)	Sal(g)	%	Sal(g)	Sal(g)	%
ANK	0.796	0.570	39.67	0.755	0.556	35.84	0.739	0.556	32.96
C	0.796	0.563	41.31	0.755	0.567	33.27	0.739	0.544	35.81
D	0.785	0.567	38.38	0.755	0.585	28.98	0.756	0.556	36.00
D1	0.807	0.551	46.46	0.784	0.585	33.91	0.753	0.566	33.08
ZEMİN TİPİ	C20-TD			C20-YD			C20-B		
	SARGILI	SARGISIZ	FARK	SARGILI	SARGISIZ	FARK	SARGILI	SARGISIZ	FARK
	Sal(g)	Sal(g)	%	Sal(g)	Sal(g)	%	Sal(g)	Sal(g)	%
ANK	0.861	0.687	25.32	0.828	0.650	27.27	0.841	0.700	20.16
C	0.877	0.703	24.78	0.818	0.657	24.48	0.828	0.718	15.21
D	0.863	0.720	19.94	0.831	0.710	17.02	0.831	0.709	17.30
D1	0.920	0.757	21.50	0.835	0.695	20.28	0.831	0.726	14.45

C10 malzemesinin kullanıldığı her durum için sistemin sargılı ve tam dolu olması durumunda kırılma eğrisi daha güvenilir tarafta olduğu yani %50 aşılma olasılığına karşı elde edilen ivme değerlerinin yüksek olduğu anlaşılmakta olup haznenin boş olduğu sistemlerde ise bu durumun daha kritik tarafa gitmekte olduğu veyahut %50 aşılma olasılığına karşı gelen ivme değerlerinin anlamlı bir şekilde azaldığı gözlemlenmektedir. C10 ankastre sargısız sistemde doluluk durumları göz önüne alındığında elde edilen kırılma eğrilerinin birbirlerine çok yakın çıktığı görülürken malzeme kalitesinin düşük ve sargı etkisinin olmadığı durumlarda oluşan depremin o bölgedeki spektrumu için 1

saniye civarına denk gelen ivme değeri yaklaşık 0.8-0.9 g civarlarında %90 olasılığa işaret etmektedir (Şekil 4.17).

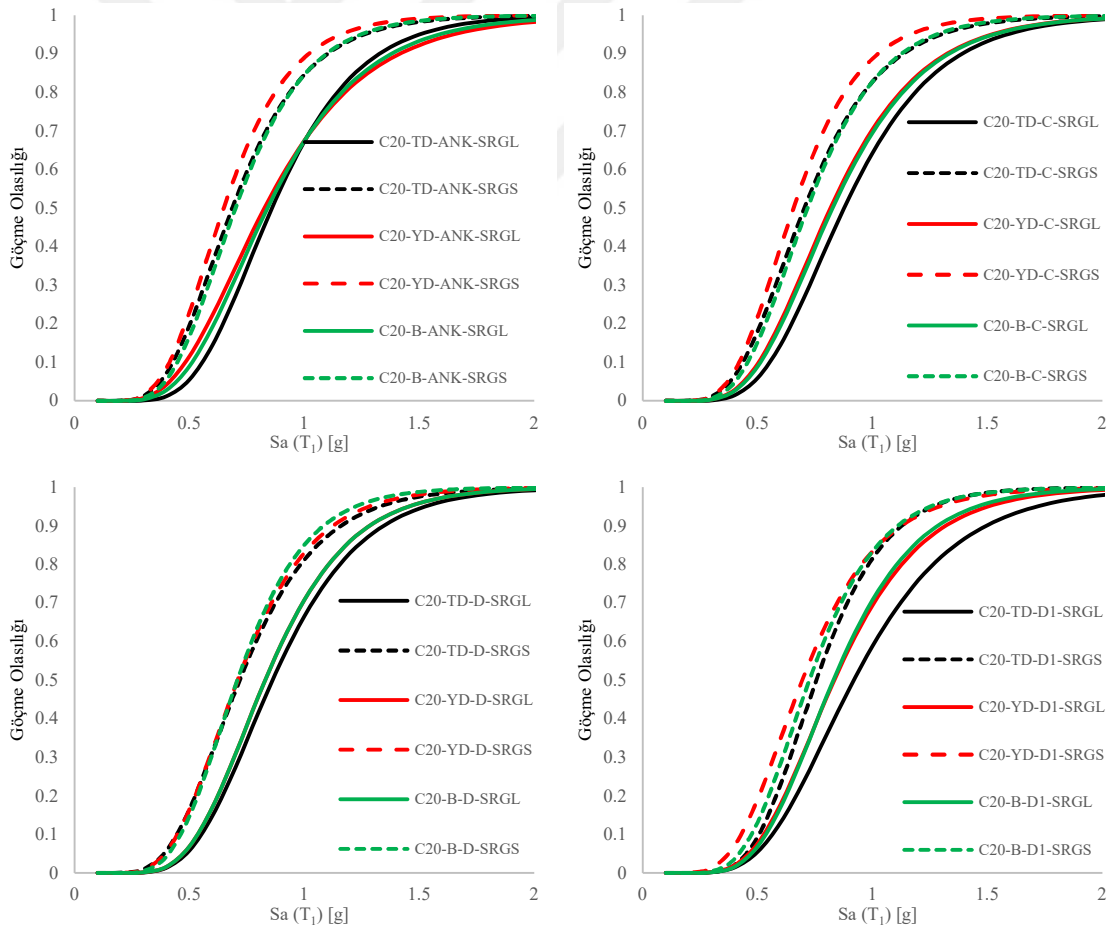


Şekil 4.17. C10-doluluk durumuna bağlı olarak tüm zemin sistemlerinin sargılı ve sargısız durumları için kırılma olasılığı eğrileri

C10 malzemesinin kullanıldığı sistemlerde sargılı ve sargısız durumlar için %50 göçme olasılığına karşı gelen ivme değerleri arasındaki en büyük fark sistemin tam dolu olduğu ve D1 zemininin bulunduğu C10-TD-D1-SRGL ile C10-TD-D1-SRGS modeller arasında gerçekleşmektedir. %50 aşılma olasılığına karşı elde edilen ivme değerleri sargılı durum için 0.807 g olarak elde edilirken sargısız durum için bu ivme değeri 0.551 g olarak hesaplanmış olup aralarındaki fark %46.46 olarak gerçekleşmektedir. Tam dolu sistemlerde farklar sırası ile D1, C, ankastre ve D zeminlerinde oluşmaktadır. Haznenin

yarı dolu ve boş olduğu durumlardaki ortalama farklar birbirlerine çok yakın olmakla birlikte farkların en büyük olduğu değerler yarı dolu ve ankastre durumda %35.84 olarak hesaplanırken, bu fark haznenin boş olduğu durumda %36 olarak elde edilmiştir. Sargılı ve sargısız durum arasındaki en düşük değer sistemin yarı dolu ve zeminin D sınıfı olduğu durumda (C10-YD-D) oluşmakta ve fark ise Çizelge 4.8’de görüleceği üzere %28.98 olarak hesaplanmaktadır.

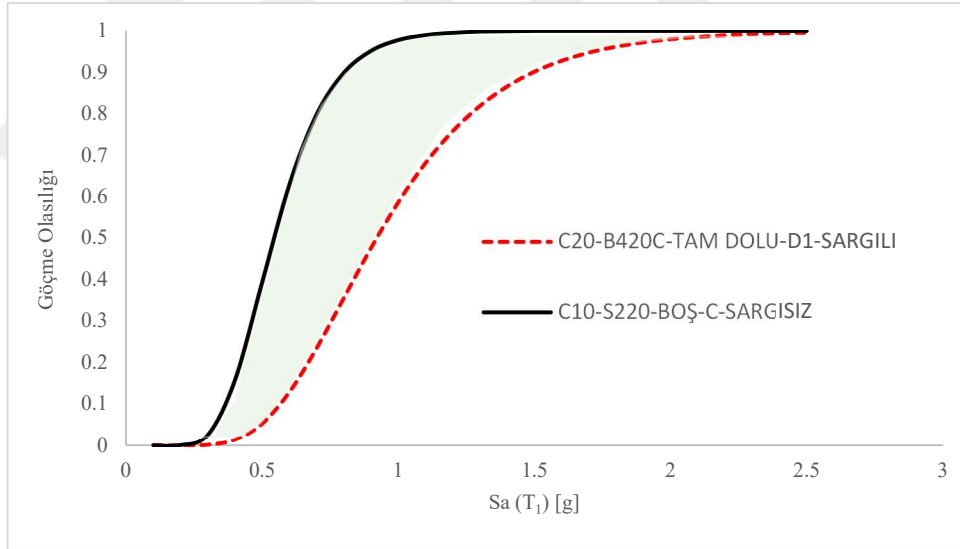
C20 malzemesinin bulunduğu sistemlerde sargılı ile sargısız durumların etkileri zemin parametrelerine göre ankastreden D1 zeminine doğru gidildikçe azalırken haznenin doluluk durumuna göre de sırası ile tam dolu, yarı dolu ve boş sistemlere doğru gidildikçe azalmaktadır. Bu bilgiler doğrultusunda C20 malzemesi için elde edilen kırılmalık eğrileri Şekil 4.18’de gösterilmektedir.



Şekil 4.18. C20-doluluk durumuna bağlı olarak tüm zemin sistemlerinin sargılı ve sargısız durumları için kırılmalık eğrileri

C20 malzemesine sahip analiz modellerinden elde edilen verilerde sargılı ve sargısız sistemler arasındaki farkın en az olduğu durum C20-B-D1-SRGL ile C20-B-D1-SRGS modeller arasında gerçekleşmekte ve %14 civarlarında olmaktadır. C20-YD-ANK-SRGL ile C20-YD-ANK-SRGS modeller arasında kırılmalık eğrilerinde %50 göçme olasılığına karşı gelen ivme değerleri arasındaki farkın en yüksek olduğu hesaplar doğrultusunda bulunmuş ve bu farkın %27.27 olduğu tespit edilmiştir.

En nihayetinde ayaklı su depoları ile ilgili yapılan çalışmalardan elde edilen kırılmalık eğrileri içinde en yüksek göçme olasılığına sahip olan C10-B-C-SRGS model ile en düşük göçme olasılığına sahip olan C20-TD-D1-SRGL model kıyaslandığında temsil edilmek istenen ayaklı su depolarına ait kırılmalık eğrileri Şekil 4.19'da gösterilmektedir. Bu şekilde yeşil alan içinde kalan bölgede ayaklı su depolarına ait kırılmalık eğrileri parametrelere bağılı olarak değişkenlik gösterecektir.



Şekil 4.19. Göçme olasılığının en fazla ve en az duruma karşılık gelen kırılmalık eğrileri

5 SONUÇLAR

Bu tez çalışmasının temel amacı yaygın olarak kullanılan ya da atıl durumda beklemekte olan ayaklı su depolarının deprem gibi dinamik etkilere karşı nasıl davranış göstereceği ve bu davranış karşısında pratik değerlendirme kabiliyeti sağlayan kırılma eğrilerinin oluşturulmasıdır. Ayaklı su deposunu incelemek için malzeme kalitesi, ayaklı su deposu haznesinin doluluk durumu, taşıyıcı elemanlarda sargı etkisi ve zemin etkileri olmak üzere 4 farklı parametre altında 48 farklı model oluşturulmuştur. Her model için 30 farklı gerçek deprem verisi seçilerek gerekli katsayılarla ölçeklendirilmiş ve her model 150 farklı deprem analizine tabi tutulmuş olup toplamda 7200 farklı analiz gerçekleştirilerek ayaklı su deposu için oluşturulan kırılma eğrileri üzerinden irdelenmiştir. Çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar aşağıda maddeler halinde verilmektedir.

- 1) Diğer birçok yapı sistemi düşünüldüğünde, ayaklı su depolarının planda aksel simetrik olması nedeniyle değerlendirme de önemli bir avantaja sahip olduğu söylenebilir. Bu avantaj, kırılma eğrilerinde genel kabul gören görelî kat öteleme sınırları dışına çıkarak eleman bazlı değerlendirmeyi mümkün kılmaktadır. Bu doğrultuda bu çalışma kapsamında eleman bazlı değerlendirmelerin, öteleme bazlı değerlendirmelere göre standartlarda verilen sınırlar için çok daha büyük göçme riskine işaret edebileceği görülmektedir.
- 2) Bu çalışma kapsamında eleman bazlı iki farklı kontrol koşulu incelendiğinde, tahmin edilebileceği üzere katlarda bulunan taşıyıcı elemanların herhangi bir ucunda göçme sınır durumunun geçilmesi, düşey taşıyıcıların her iki ucunda da göçme sınırının geçilerek hasar oluşmasından daha kolay olacağı rahatlıkla tahmin edilebilir. Bu nedenle, herhangi bir katın ya da tüm yapının mekanizma durumuna geçtiği koşulu tarif eden her iki ucun göçme sınır koşulu kullanılarak elde edilen kırılma eğrileri daha büyük bir aşılma olasılığını tarif etmekle birlikte, bu koşulun göçme sınırının ötesinde toptan göçmeyi işaret ettiği ve sınır olarak çalışmalarda kullanılmasının çok da uygun olmayacağı değerlendirilmektedir.

- 3) Bu çalışmada, herhangi bir katın tüm düşey taşıyıcı elemanlarının göçme sınırına ulaşmasının değerlendirilmesi esas alınmaktadır. İlk kat veya başka bir kat için tüm düşey taşıyıcıların denetlenmesi bu yaklaşımın temelini oluşturur. Birçok durumda, diğer katlar ilk katın göçme sınır durumuna ulaşmasına neden olacak olasılıklardan daha düşük olasılıklarla göçme kriterine ulaşmaktadır. Bu çalışmada ifade edilen tüm sonuçların değerlendirilmesinde olduğu gibi, herhangi bir katta tüm düşey elemanların herhangi bir ucunda göçme sınırına ulaşması kriteri, sonraki çalışmalarda da dikkate alınması uygun olacaktır.
- 4) Hazne kapasitesinin tam dolu olduğu durumda, sistemin kütlelerinin artmasına bağlı olarak taşıyıcı elemanların iç kuvvetlerinde artış olacağı düşünülebilir. Ancak, artan su kütlelerinin önemli bir kısmının salınım kütlelerine katkı sağlaması ve bu kütlelerin yapı salınım periyodundan farklı bir periyotla hareket etmesi nedeniyle meydana gelen faz farkı, tepkinin azalmasına sebep olabilir. Bu nedenle, incelenen ayaklı su depoları için tam dolu durumun diğer durumlara göre daha düşük göçme riskine işaret ettiği görülmektedir.
- 5) Malzeme kalitesinin azalması durumunda hasar görme olasılığının artma beklentisi makul bir yaklaşımdır. Bu beklenti, çalışma sonuçları değerlendirildiğinde de aynı doğrultuda gerçekleşmiş ve C10 için elde edilen kırılma eğrilerinin, C20 için elde edilen kırılma eğrilerine göre daha kritik tarafta kaldığı görülmüştür. Sargı etkisinin olduğu durumda, oranlar C20 için %5-12 mertebelerinde iken bu durum taşıyıcı elemanlarda sargı etkisinin olmadığı durumlarda %15-25 mertebelerinde gerçekleşmesi ile desteklenmektedir.
- 6) Sargı etkisinin elemanların kapasitesi üzerindeki etkileri yaygın olarak bilinmektedir. Ayrıca, sargı etkisinin malzemeden kaynaklanan olumsuzlukları belirli bir miktarda azaltabileceği de gözlemlenmiştir. Bu çalışmada dikkate alınan örneklerde, düşük malzeme dayanımına sahip durumlar için sargı etkisinin göçme riskini %45 oranında azaltabileceği, artan dayanım ile bu değerlerin %15'lerde gerçekleşeceği görülmektedir. Bu nedenle,

dikkate alınan tüm parametreler arasında sargı etkisinin en önemli parametre olduğu sonucuna varılmıştır. Dayanım üzerindeki önemli etkisinin yanı sıra, elemanlara kazandırdığı süneklik sayesinde deprem etkisinden kaynaklanan enerjinin sönmelenmesi için gereken kapasiteyi artırdığı bilinmektedir. Bu nedenle, yapısal elemanlarda sargı etkisinin önemi yadsınamaz bir gerçektir. Yapılan çalışmanın sonuçları da bu bilgiyi desteklemektedir

- 7) Ayaklı depoların kapasiteleri düşünüldüğünde 100 m³'lük kapasite hemen hemen en düşük kapasiteyi işaret etmekle birlikte en yaygın olarak kullanılan hazne kapasitesidir. Narinlik düzeyi nedeniyle zemin etkileşiminden oldukça etkilenen yapı sisteminin kütlelerin daha büyük değerler almasıyla önemli düzeyde artacağı literatürde yapılan diğer çalışmalardan bilinmektedir. Ancak bu çalışmada dikkate alınan zemin sistemleri için elde edilen kırılma eğrileri arasında olumlu ya da olumsuz ciddi farkların oluşmadığı görülmektedir.
- 8) Yukarıda ifade edilen sonuçla bağlı olarak, zemin etkileşimi nedeniyle deplasmanların arttığı ancak iç kuvvet tepkilerin azaldığı dikkate alındığında zemin kayma dalgası hızı nispeten düşük olan D ve D1 zeminleri için elde edilen kırılma eğrileri kayma dalgası hızının yüksek olduğu zeminlere nazaran benzer şiddet düzeyleri için daha düşük göçme olasılıklarına işaret etmektedirler.
- 9) Yukarıda verilen tüm sonuçlar irdelendiğinde malzeme açısından ya da sargı etkisi açısından sonuçların tahmin edilebilir olduğu görülmektedir. Burada ne oranda riskin arttığı ya da azaldığı sonucu yukarıda verilmektedir. Ancak hazırlanan 48 modelden elde edilen kırılma eğrileri incelendiğinde, en düşük göçme olasılığının C20-TD-D1-SRGL modeli için en yüksek olasılığın ise C10-B-C-SRGS modelinden elde edilmesi gerek doluluk gerekse zemin için durumun sargı etkisi ve malzeme dayanımı için yapılan çıkarımlardan farklı olduğunu işaret etmektedir.

Bu çalışma, incelenen ayaklı su depolarının acil durumlarda yetkilendirilmiş karar mercilerine hızlı ve güvenilir bir öngörü sunması amacıyla, deprem davranışları ve kırılma eğrileri hakkında değerli bilgiler sunmaktadır. Yapılan çalışmada, ayaklı su depolarını etkileyen en önemli parametrenin taşıyıcı elemanlardaki sargı etkisi olduğu görülmüştür. Sargı etkisinin yanı sıra önem sırasına göre, malzeme kalitesi, haznenin doluluk durumu ve zemin etkisi olarak belirlenmiştir. Çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar, sargı etkisinin malzemenin dayanıklılığı ve sünekliği üzerinde kritik bir rol oynadığını ve deprem etkilerine karşı yapı elemanlarının direncini arttırdığını göstermektedir. Bununla birlikte, hazne kapasitesinin yeterince büyük olmaması, zemin etkisinin daha az belirgin olmasına neden olmuştur. Bu bağlamda gelecekte yapılacak çalışmalar, daha detaylı zemin modellemeleri ve farklı doluluk senaryoları ile bu alandaki bilgi birikimini artırarak deprem güvenliğini daha da sağlamlaştıracaktır. Ayrıca, farklı taşıyıcı sisteme sahip ayaklı su depolarının kırılma üzerine etkilerinin incelenmesi, bu alandaki değerlendirmelerin daha geniş bir perspektifte yapılmasına olanak sağlayacaktır.

KAYNAKLAR

- Akcan, A. (2020). Moment aktaran çelik çerçevesel bir yapının hasar görülebilirlik analizi için bir yazılımın geliştirilmesi. (Yüksek Lisans Tezi). Gebze Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Gebze.
- Akgül, K. (2014). Nonlineer sıvı-yapı-zemin etkileşiminin modellenmesi ve silindirik tankların dinamik davranışlarının değerlendirilmesi. (Yüksek Lisans Tezi). İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul.
- Akcar, S., Özen, Ö. (2005). Effect of peak ground velocity on deformation demands for SDOF systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(13), 1551–1571. doi:10.1002/eqe.492
- Akcar, S., Sucuoğlu, H., & Yakut, A. (2005). Displacement-Based Fragility Functions for Low- and Mid-rise Ordinary Concrete Buildings. *Earthquake Spectra*, 21(4), 901–927. doi:10.1193/1.2084232
- Amin, J., Gondaliya, K., & Mulchandani, C. (2021). Assessment of seismic collapse probability of RC shaft supported tank. *Structures*, 33, 2639–2658. doi:10.1016/j.istruc.2021.06.002
- Asteris, P. G., Moropoulou, A., Skentou, A. D., Apostolopoulou, M., Mohebkhah, A., Cavaleri, L., et al. (2019). Stochastic vulnerability assessment of masonry structures: concepts, modeling and restoration aspects. *Appl. Sci.* 9:243. doi: 10.3390/app9020243
- Aydoğan, M. (2020). Bir su deposunun taşıyıcı sisteminin karbon fiber malzeme ile güçlendirilmesi. (Yüksek Lisans). İstanbul Aydın Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, İstanbul.
- Baker, J. W. (2015). “Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis.” *Earthquake Spectra*, 31(1), 579-599.
- Baker, J. W., & Allin Cornell, C. (2005a). A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(10), 1193–1217. doi:10.1002/eqe.474
- Baker, J. W., and Cornell, C. A., (2005b). Vector-Valued Ground Motion Intensity Measures for Probabilistic Seismic Demand Analysis, Report No. 150, John A. Blume Earthquake engineering Center, Stanford, CA, 321 pp.
- Bauer, H.F., Siekmann, J., (1971). Dynamic interaction of a liquid with the elastic structure of circular cylindrical container, *Ingenieur Archiv* 49, 8 266-280.
- Bedon C, Amadio C, Fasan M, Bomben L. (2023). Comparison of numerical strategies for historic elevated water tanks: modal analysis of a 50-year-old structure in Italy. *Buildings*. 13(6):1414. <https://doi.org/10.3390/buildings13061414>
- Bhargava, K., Ghosh, A., Agrawal, M., Patnaik, R., Ramanujam, S., & Kushwaha, H. (2002). Evaluation of seismic fragility of structures—a case study. *Nuclear Engineering and Design*, 212(1-3), 253–272. doi:10.1016/s0029-5493(01)00491-5
- Bradley, B. A., & Dhakal, R. P. (2008). Error estimation of closed-form solution for annual rate of structural collapse. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(15), 1721–1737. doi:10.1002/eqe.833
- Calvi, G. M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J. J., Restrepo-Vélez, L. F., and Crowley, H. (2006). Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years. *J. Earthq. Technol.* 472, 43, 75–104.

- Chieffo, N., and Formisano, A. (2019). The influence of geo-hazard effects on the physical vulnerability assessment of the built heritage: an application in a district of Naples. *Buildings* 9:26. doi: 10.3390/buildings9010026
- Chitte, C.J. Charhate, S. Mishra, S.S. (2022). Seismic performance of r.c. elevated water storage tanks. *Mater. Today Proc.*, 65, 901–907. <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.03.523>
- CSI, ETABS Version 21.2.0 (2023) Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.
- CSI, PERFORM-3D Version 9.0.0 (2023) Computers and Structures, Inc. Berkeley, California.
- Del Gaudio, C., De Martino, G., Di Ludovico, M., Manfredi, G., Prota, A., Ricci, P., et al. (2017). Empirical fragility curves from damage data on RC buildings after the 2009 L'Aquila earthquake. *Bull. Earthq. Eng.* 15, 1425–1450. doi: 10.1007/s10518-016-0026-1
- Di Pasquale, G., Orsini, G., and Romeo, R. W. (2005). New developments in seismic risk assessment in Italy. *Bull. Earthq. Eng.* 3, 101–128. doi: 10.1007/s10518-005-0202-1
- Dieterman, H.A. (1986) An analytically derived lumped-impedance model for the dynamic behaviour of a watertower. *Ing. arch* 56, 265–280. <https://doi.org/10.1007/BF00542478>
- Dieterman, H.A. (1993). Liquid-structure-foundation interaction of slender water towers. *Arch. Appl. Mech.* 63, 176–188. <https://doi.org/10.1007/BF00794892>
- Dieterman, H.A., (1988). Dynamics of Tower, Liquid-structure-foundation interaction, (PhD. Thesis), TU Delft, Netherlands. <http://resolver.tudelft.nl/uuid:8e7437ec-3684-4b1f-9084-32b59065cf6e>
- Doğangün, A., 1989. Betonarme sıvı depoları ve projelendirme ilkeleri, (Yüksek Lisans), Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Doğangün, A., 1995. Dikdörtgen kesitli su depolarının sonlu elemanlar yöntemiyle depo-sıvı-zemin etkileşimini dikkate alarak analitik yöntemlerle karşılaştırmalı deprem hesabı, (Doktora Tezi), Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Dutta, S. C., Jain, S. K., & Murty, C. V. R. (2000a). Alternate tank staging configurations with reduced torsional vulnerability. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19(3), 199–215. doi:10.1016/s0267-7261(00)00004-x
- Dutta, S. C., Jain, S. K., Murty, C. V. R. (2000). Assessing the seismic torsional vulnerability of elevated tanks with RC frame-type staging. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19(3), 183–197. doi:10.1016/s0267-7261(00)00003-8
- Eads, L., Miranda, E., Krawinkler, H., & Lignos, D. G. (2013). An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(1), 25–41. doi:10.1002/eqe.2191
- Eidinger, J.M. (2001). Gujarat (kutch) India m7.7 earthquake of january 26, 2001 and napa m5.2 earthquake of sept. 3, 2000.
- Ellarthy, H. A (1986). Dynamic analysis and computer modelling of elevated tanks and three-dimensional supporting towers. <https://www.proquest.com/dissertations-theses/dynamic-analysis-computer-modelling-elevated/docview/303399734/se-2>
- Farsangi, E. N., Rezvani, F. H., Talebi, M., & Hashemi, S. A. H. (2014). Seismic Risk Analysis of Steel-MRFs by Means of Fragility Curves in High Seismic Zones. *Advances in Structural Engineering*, 17(9), 1227–1240. doi:10.1260/1369-4332.17.9.1227
- FEMA 368, 2001. The 2001 NEHRP Recommended Provisions For New Buildings And Other Structures Part 1: Provision NEHRP, Washington DC.
- Filho, F.V., De Barros F.C.P., Almeida, M.C.F., Ferreira, W.G., (1997). Soil-structure interaction analysis of npp containments: substructures and frequency domain methods, *Nuclear Engineering and Design*, 174, 165-176.

- Formisano, A., Chieffo, N., and Mosoarca, M. (2017). Seismic vulnerability and damage speedy estimation of an urban sector within the municipality of San Potito Sannitico (Caserta, Italy). *Open Civil Eng. J.* 11, 1106–1121. doi: 10.2174/1874149501711011106
- Formisano, A., Florio, G., Landolfo, R., and Mazzolani, F. M. (2015). Numerical calibration of an easy method for seismic behaviour assessment on large scale of masonry building aggregates. *Adv. Eng. Softw.* 80, 116–138. doi: 10.1016/j.advengsoft.2014.09.013
- Ghafory-Ashtiany, M., Mousavi, M., & Azarbakht, A. (2011). Strong ground motion record selection for the reliable prediction of the mean seismic collapse capacity of a structure group. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(6), 691–708. doi:10.1002/eqe.1055
- Ghateh, R. (2014). Nonlinear seismic response of reinforced concrete pedestals in elevated water tanks. (Doktora Tezi). Toronto Metropolitan University, Toronto.
- Güler, K., 1992. Kule türü yapıların deprem davranışlarının zemin-yapı etkileşimi göz önüne alınarak incelenmesi, (Doktora Tezi). İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Gupta, R. K., & Hutchinson, G. L. (1988). Free vibration analysis of liquid storage tanks. *Journal of Sound and Vibration*, 122(3), 491–506. doi:10.1016/s0022-460x(88)80097-x
- Gurkalo, F. (2016). An investigation into the analysis of innovative slit reinforced concrete shafts design in elevated water tanks in seismic regions. (Doktora Tezi). Anglia Ruskin University, United Kingdom of Great Britain
- Khosravi, H., Ghaderi, M., Atashi, A., Mousavi, S. S. (2017). Study on seismic behavior of a concrete elevated tank with frame shaped base using SMA damper,” *Journal of Vibroengineering*, Vol. 19, No. 7, pp. 5248-5260, Nov. 2017, <https://doi.org/10.21595/jve.2017.18667>
- Haroun, M. A. (1983). Vibration studies and tests of liquid storage tanks. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 11(2), 179–206. doi:10.1002/eqe.4290110204
- Haroun, M. A., Ellaithy, H. M. (1985). Model for flexible tanks undergoing rocking. *Journal of Engineering Mechanics*, 111(2), 143–157. doi:10.1061/(asce)0733-9399(1985)111:2(143)
- Haroun, M. A., Temraz, M. K. (1992). Effects of soil-structure interaction on seismic response of elevated tanks. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 11(2), 73–86. doi:10.1016/0267-7261(92)90046-g
- Housner, G.W. (1963). The Dynamic Behavior of Water Tanks. *Bulletin of the Seismological Society of America* 53 (2): 381-87.
- Ibarra, L. F., and Krawinkler, H., 2005. Global Collapse of Frame Structures under Seismic Excitations, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford, CA, 324.
- Ibrahim, Y. E., & El-Shami, M. M. (2011). Seismic fragility curves for mid-rise reinforced concrete frames in Kingdom of Saudi Arabia. *The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering*, 4(4), 213–223. doi:10.1080/19373260.2011.609325
- İnce, E. (2012). Dikdörtgen kesitli yükseltilmiş su tankındaki su çalkantısının yapının davranışı üzerindeki etkisi. (Yüksek Lisans). İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul.
- Jalayer, F., 2003. Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-Linear Dynamic Assessments, Ph.D. Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, Stanford, CA.
- Jani, B.B., Agrawal, V. V., Patel, V.B. (2020). Effects of Soil Condition on Elevated Water Tank Using Time History Analysis with Different Staging Systems, SSRG International

- Journal of Civil Engineering, Volume:07, Issue: 05, pp- 41-47, June-2020. doi:10.14445/23488352 /ijce-v7i6p105
- Jeon, J., R. DesRoches, I. Brilakis, and L. Lowes. (2012). Aftershock fragility curves for damaged non-ductile reinforced concrete buildings. In 15th World Conf. on Earthquake Engineering, International Association for Earthquake Engineering (IAEE), Tokyo, Japan.
- Karimi, P. A., Farsangi, E.N. (2022). Seismic performance analysis of the elevated rc tanks under strong far- and near-fault ground motions considering fluid–structure interaction. *Infrastructures*. 7(10):138. <https://doi.org/10.3390/infrastructures7100138>
- Kazantzi, A. K., Vamvatsikos, D., and Porter, K. (2015). “Analytical seismic vulnerability assessment for a class of modern low-rise steel frames,” in Proceedings of the 12th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering, ICASP (Vancouver, BC), 12–15.
- Kırçıl, M. S., & Kocabey, E. Ç. (2019). Examination of the Efficiency of Retrofitting Methods through Fragility Analysis. *Teknik Dergi*, 30(4), 9243-9260. <https://doi.org/10.18400/tekderg.408126>
- Kırçıl, M.S., & Polat, Z. (2006). Fragility analysis of mid-rise R/C frame buildings. *Engineering Structures*, 28(9), 1335–1345. doi:10.1016/j.engstruct.2006.01.0
- Klugman, S. A., Panjer, H. H., and Willmot, G. E., 2012. *Loss Models: From Data to Decisions*, John Wiley & Sons, New York.
- Knoy, C.E., (1995), Performance of elevated tanks during recent California seismic events, AWWA Annual Conference Exhibition.
- Koçak, S. (2015). Bir tipik okul projesinde mevcut ve güçlendirilmiş durumlar için kırılma eğrilerinin oluşturulması. (Yüksek Lisans Tezi). İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul.
- Köksal, O. (2023). Betonarme ayaklı su depolarının çeşitli etkileşimler altında doğrusal olmayan çözümlemesinin oluşturulacak bilgisayar yazılımı ile gerçekleştirilmesi. (Doktora tezi). Ondokuz Mayıs Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Samsun.
- Livaoglu, R. (2005). Ayaklı depoların sıvı-yapı-zemin etkileşimlerini dikkate alınarak deprem davranışlarının incelenmesi. (Doktora Lisans). Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Trabzon.
- Livaoglu, R. (2007). Effect of foundation embedment on seismic behavior of elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 27, 855-863
- Livaoglu, R., (2013). Soil interaction effects on sloshing response of the elevated tanks. *Geomechanics And Engineering*. 5. 283-297. doi:10.12989/gae.2013.5.4.283
- Livaoglu, R., Doğangün, A. (2004). A simple seismic analysis procedure for fluid- elevated tank-foundation/soil systems, 6th International Congress on Advances in Civil Engineering, 6-8 October 2004 Bogazici University, Istanbul.
- Livaoglu, R., Doğangün, A. (2006). Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid–structure–soil interaction. *Journal of Fluids and Structures*, 22(3), 421–439. doi:10.1016/j.jfluidstructs.2005.
- Livaoglu, R., Doğangün, A., (2003). Farklı taşıyıcı sisteme sahip ayaklı depoların zemin sınıflarına göre dinamik davranışlarının irdelenmesi, *Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Dergisi*, cilt:7 sayı:3, 70-77.

- Lıvaoglu, R., Turan, A., El Naggar, M. H., Dogangun, A. (2012). The numerical and empirical evaluation of structural performance of elevated tanks considering soil–structure interaction effects. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 06(02), 1250008. doi:10.1142/s179343111250008x
- Malhotra, P.K., Wenk, T., Weiland, M., 2000. Simple Procedure of Seismic Analysis of Liquid-Storage Tanks, *J. Struct. Eng. Int., IABSE*,10 (3), 197–201.
- Mansour, A.M, Kassem, M. M., & Nazri, F.M. (2021). Seismic vulnerability assessment of elevated water tanks with variable staging pattern incorporating the fluid-structure interaction. *Structures*, 34, 61–77. doi:10.1016/j.istruc.2021.07.062
- Milani, G., Venturini, G. (2011). Automatic fragility curve evaluation of masonry churches accounting for partial collapses by means of 3D FE homogenized limit analysis. *Comp. Struct.* 89, 1628–1648. doi: 10.1016/j.compstruc.2011. 04.014
- Moeini, M., Nikomanesh, M.R., Goudarzi, M.A. (2019). Vertical isolation of seismic loads in aboveground liquid storage tanks, *Journal of Seismology and Earthquake Engineering* ,Vol. 21, No. 1, 45 - 53.
- Moslemi, M., Kianoush, M. R., and Pogorzelski, W. (2011). Seismic response of liquid-filled elevated tanks. *Engineering Structures*, 33(6), 2074–2084. doi:10.1016/j.engstruct.2011.02.0
- Mosoarca, M., Onescu, I., Azap, B., Onescu, E., Chieffo, N., and SzitarSirbu, M. (2019). Seismic vulnerability assessment for the historical areas of the Timisoara city, Romania. *Eng. Fail. Anal.* 101, 86–112. doi: 10.1016/j.engfailanal.2019.03.013
- Omidinasab, F. ve Shakib, H. (2008). Seismic vulnerability of elevated water tanks using performance based-design [Bildiri sunumu]. The 14 th world conference on earthquake engineering, October 12-17, Beijing, China.
- Önder, Z.E., (2022). Epistemic uncertainty in the analytically derived fragility functions: multiple stripe analysis versus cloud analysis, Master's Thesis, Department of Earthquake Engineering, Bogazici University, Istanbul
- Ozdemir, P., Boduroglu, M. H., and Ilki, A. (2005). “Seismic safety screening method,” in *Proceedings of the International Workshop on Seismic Performance Assessment and Rehabilitation of Existing Buildings (SPEAR) (Ispra)*, 23.
- PEER. (2024, Ocak). The Earthquake Engineering Online Archive. Erişim adresi: <https://nisee.berkeley.edu/elibrary/search>
- Pejovic, J., & Jankovic, S. (2016). Seismic fragility assessment for reinforced concrete high-rise buildings in Southern Euro-Mediterranean zone. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(1), 185–212. doi:10.1007/s10518-015-9812-4
- Phan, H. N., Paolacci, F., Bursi, O. S., & Tondini, N. (2017). Seismic fragility analysis of elevated steel storage tanks supported by reinforced concrete columns. *Journal of Loss Prevention in the Process Industries*, 47, 57–65. doi:10.1016/j.jlp.2017.02.017
- Porter, K., 2021. A Beginner’s Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk. University of Colorado Boulder, 139 pp., <https://www.sparisk.com/pubs/Porter-beginners-guide.pdf>.
- Porter, K., Kennedy, R., and Bachman, R., 2007. Creating fragility functions for performancebased earthquake engineering, *Earthquake Spectra* 23, 471–489. doi:10.1193/1.2720892
- Pragalath, D.H., Davis, R., ve Sarkar, P. (2015). Reliability Evaluation of Rc Frame by Two Major Fragility Analysis Methods. *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)* 16: 47–66.

- Priestley, M.J.N., Davidson, B.J., Honey, G.D., Hopkins, D.C., Martin R.J., Ramsey, G., Vessey, J.V., Wood, J.H., (1986). seismic design of storage tanks, recommendations of study group of the new zealand national society for earthquake engineering, New Zealand.
- Rai, D. C. (2002). Seismic retrofitting of r/c shaft support of elevated tanks. *earthquake spectra*, 18(4), 745–760. doi:10.1193/1.1516753
- Rai, D. C. (2003). Performance of elevated tanks in Mw 7.7 Bhuj earthquake of January 26th, 2001, *Proc. Indian Acad.Sci. (Earth Planet. Sci.)*, 112, No. 3, pp. 421-429.
- Rimal, H., Pradhan, P., Guatam, D. ve Rupakhety, R., (2023). Seismic Fragility of Aging Elevated Water Tank with Smooth Bars Considering Soil Structure Interaction. *Buildings* 13, no. 1: 4. <https://doi.org/10.3390/buildings13010004>
- Rossetto, T., and Elnashai, A. (2005). A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of rc structures. *Eng. Struct.* 7, 397–409. doi: 10.1016/j.engstruct.2004. 11.002
- Shakib, H., Omidinasab, F. (2011). Effect of earthquake characteristics on seismic performance of rc elevated water tanks considering fluid level within the vessels. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 36(2), 227–243. doi:10.1007/s13369-010-0029-1
- Shepherd, R. (1972). The two mass representation of a water tower structure. *Journal of Sound and Vibration*, 23(3), 391–396. doi:10.1016/0022-460X(72)90634-7
- Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., and Naganuma, T., 2000. Statistical analysis of fragility curves, *Journal of Engineering Mechanics* 126, 1224–1231.
- Shylaja, N. (2018). Performance of RC Elevated Water Tank Under Seismic Effect. *International Journal of Applied Engineering Research* ISSN 0973-4562, Volume 13. pp 46-49.
- Soroushnia, S., Tafreshi, S. T., Omidinasab, F., Beheshtian, N. (2011). Seismic performance of rc elevated water tanks with frame staging and exhibition damage pattern. *Procedia Engineering*, 14, 3076–3087. doi:10.1016/j.proeng.2011.07.387
- Steinbrugge, K.V., Rodrigo, F.A., 1963. The chilean earthquakes of may 1960: a structural engineering viewpoint, *Bulletin of the Seismological of America*, V.53 No. 2 225-307.
- Straub, D., & Der Kiureghian, A. (2008). Improved seismic fragility modeling from empirical data. *Structural Safety*, 30(4), 320–336. doi:10.1016/j.strusafe.2007.05.00
- SYNER-G., (2011). Systematic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain – D2.12- Efficient Intensity Measures for Components Within a Number of Infrastructures, Project No 244061, Seventh Framework Programme, April 2011
- Tiwari, N. and Hora, M.S. (2015). Transient analysis of elevated intze water tank-fluid-soil system. *ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences*. 10. 869-882.
- Tüzün, C., (2008). “A Seismic Vulnerability Analysis Procedure for Urban Loss Assessment”, M.Sc. Thesis, Department of Earthquake Engineering, Bogazici University, Istanbul
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491–514. doi:10.1002/eqe.141
- Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A., 2004. Applied incremental dynamic analysis, *Earthquake Spectra* 20, 523–553.
- Veletsos, A. S. (1974). Seismic effects in flexible liquid storage tanks. *Proceedings of the International Association for Earthquake Engineering Fifth World Conference, Rome*, 25-29, 630-639.
- Veletsos, A. S., Tang, Y. (1990). Soil-structure interaction effects for laterally excited liquid storage tanks. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 19(4), 473–496. doi:10.1002/eqe.4290190402

- Veletsos, A.S., 1984. Seismic response and design of liquid storage tanks, Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, ASCE, New York, 255-461.
- Wen, Y. K., Ellingwood, B. R. (2005). The role of fragility assessment in consequence-based engineering. Earthq. Spectra 21, 861–77. doi: 10.1193/1.1979502
- Whitman, R.V., Reed, J.W. and Hong, S.T. (1973). “Earthquake Damage Probability Matrices”, Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering, Rome, Italy, Vol. 2, pp. 2531-2540
- Wolf, J.P., (1994). Foundation vibration analysis using simple physical models, Prentice- Hall, Englewood, 423 s.
- Yıldız, Y. (2009). Betonarme sıvı depolarının farklı yönetmeliklere göre karşılaştırmalı deprem analizi. (Yüksek Lisans). Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Trabzon.
- Zeidan, Z., Beshr, A.A.A. ve Sameh, S. (2020). Structural damage detection of elevated circular water tank and its supporting system using geodetic techniques. Geodesy And Cartography, Vol. 69 (No. 1), 117–140. <https://doi.org/10.24425/gac.2020.131080>