

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME BİR KÖPRÜNÜN YAPISAL
PERFORMANSININ BELİRLENMESİ

Zeynep YILMAZ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Programı

Danışman

Doç. Dr. Murat Serdar KIRÇIL

Mart, 2025

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME BİR KÖPRÜNÜN YAPISAL
PERFORMANSININ BELİRLENMESİ**

Zeynep YILMAZ tarafından hazırlanan tez çalışması 12/03/2025 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Programı **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak kabul edilmiştir.

Doç. Dr. Murat Serdar KIRÇIL
Yıldız Teknik Üniversitesi
Danışman

Jüri Üyeleri

Doç. Dr. Murat Serdar KIRÇIL, Danışman
Yıldız Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Güray ARSLAN, Üye
Yıldız Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Beyza TAŞKIN, Üye
İstanbul Teknik Üniversitesi

Danışmanım Doç. Dr. Murat Serdar KIRÇIL sorumluluğunda tarafımca hazırlanan “Betonarme Bir Köprünün Yapısal Performansının Belirlenmesi” başlıklı çalışmada veri toplama ve veri kullanımında gerekli yasal izinleri aldığımı, diğer kaynaklardan aldığım bilgileri ana metin ve referanslarda eksiksiz gösterdiğimi, araştırma verilerine ve sonuçlarına ilişkin çarpıtma ve/veya sahtecilik yapmadığımı, çalışmam süresince bilimsel araştırma ve etik ilkelerine uygun davrandığımı beyan ederim. Beyanımın aksinin ispatı halinde her türlü yasal sonucu kabul ederim.

Zeynep YILMAZ

İmza

TEŞEKKÜR

Tez hazırlık süresince bana kattığı değerli bilgi ve deneyimlerle, her aşamada desteğini esirgemeyen sevgili hocam Doç. Dr. Murat Serdar KIRÇIL'a sonsuz teşekkürlerimi sunarım. Kendisi, hem akademik hem de profesyonel gelişimime katkıda bulunarak bana rehberlik etmiştir. Varlığı ve desteği, bu çalışmanın başarıya ulaşmasında büyük bir rol oynamıştır.

Çalışmam boyunca bana katkı sağlayan ve zorluklarımda yanımda olan tüm sevdiklerime içten teşekkürlerimi sunarım.

Zeynep YILMAZ

İÇİNDEKİLER

SİMGE LİSTESİ	vii
KISALTMA LİSTESİ	xi
ŞEKİL LİSTESİ	xii
TABLO LİSTESİ	xiv
ÖZET	xv
ABSTRACT	xvi
1 GİRİŞ	1
1.1 Literatür Taraması.....	2
2 KÖPRÜ GENEL BİLGİLERİ	6
2.1 Genel Bilgiler.....	6
2.2 Köprü Üst Yapısı	9
2.2.1 Öngerilmeli Kiriş.....	10
2.2.2 Köprü Elastomeri.....	11
2.2.3 Köprü İç ve Kenar Deprem Takoza	12
2.3 Köprü Alt Yapısı.....	14
2.3.1 Başlık kirişi.....	14
2.3.2 Ayaklar ve Temeller	14
2.4 Malzeme Özellikleri	15
2.5 Köprüdeki Yüklemeler	16
2.5.1 Zati Yüklemeler.....	16
2.5.2 Hareketli Yüklemeler	16

3 KÖPRÜ MODELİ	18
3.1 Prekast Kiriş ve Tabliye Modeli	19
3.2 Elastomer Mesnet Modeli	20
3.3 Deprem Takoğu Modeli	21
3.3.1 İç Deprem Takoğu	22
3.3.2 Kenar Deprem Takoğu.....	24
3.4 Köprü Kenar Ayak Modeli	26
3.4.1 Geri Dolgu	27
3.4.2 Kenar Ayak Kütle Katılımı.....	29
3.4.3 Kenar Ayak Boyuna Yön Analitik Modeli.....	30
3.4.4 Kenar Ayak Enine Yön Analitik Modeli.....	31
3.4.5 Kenar Ayak Düşey Yön.....	31
3.5 Boşluk Elemanı (GAP)	32
3.6 Orta Ayak.....	33
3.6.1 Plastik Mafsal Kesitinde Moment- Eğrilik İlişkisi	36
3.6.2 Mander Sargılı-Sargısız Beton Modeli.....	37
3.6.3 Donatı Malzeme Modeli	37
4 DEPREM KAYITLARI	39
4.1 Hedef Spektrum	39
4.2 Deprem Kayıtlarının Seçimi ve Spektral Eşleme	40
5 KÖPRÜ PERFORMANS SEVİYELERİ VE ELEMAN HASAR LİMİTLERİ	44
6 ANALİZ	48
6.1 Modal Analiz	48
6.2 Orta Ayak Kesme Dayanımlarının Değerlendirilmesi.....	49
6.3 Başlık Kirişi Kesme Dayanımı Değerlendirmesi.....	50

6.4 Artımsal Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz	52
6.4.1 Artımsal dinamik Analiz Eğrisi.....	52
6.5 Hasar Görebilirlik Eğrilerinin Oluşturulması	56
6.5.1 Hasar Görebilirlik Eğrisi	58
7 SONUÇ	61
KAYNAKÇA	63
TEZDEN ÜRETİLMİŞ YAYINLAR	66



SİMGE LİSTESİ

M_{ye}	Akma anındaki moment kapasitesi
$\emptyset_y$	Akma eğriliği
B_c	Alın duvarı genişliği
H_a	Alın duvarı yüksekliği
P	Birikimli standart normal olasılık
h_s	Çelik levha kalınlığı
f_c'	Deprem takozunun beton mukavemeti
D_{max}	Deprem takozunun ulaşabileceği maksimum deplasman
b	Deprem takozu genişliği
d	Deprem takozu uzunluğu
K_1	Deprem takozu rijitliği
G	Deprem takozu ve bitişindeki yapısal eleman ile arasındaki mesafe
Δ_{gap}	Deprem takozu ve bitişindeki yapısal eleman ile arasındaki mesafe
A_{vf}	Deprem takozundaki donatı alanı
Δ_{max}	Deprem takozunun ulaşabileceği maksimum deplasman
d_{gap}	Deprem takozu sınırlı hasara karşılık gelen şekildeğiştirmesi
$d_{u,sk}$	Deprem takozu kontrollü hasara karşılık gelen şekildeğiştirmesi
μ	Dinamik sürtünme katsayısı
γ_{Soil}	Dolgu toprak yoğunluğu
ϵ_{sy}	Donatı çeliğinin akma noktasındaki birim şekil değiştirmesini
f_{ye}	Donatı çeliği akma dayanımı
ϵ_{sh}	Donatı çeliğinin akma platosunun sonundaki birim şekil değiştirmesi
ϵ_{su}	Donatı çeliğinin kopma birim şekil değiştirmesi
f_{sy}	Donatı çeliği akma dayanımı
f_{su}	Donatı çeliğinin kopma dayanımı
I_{eff}	Efektif atalet momenti

N	Eksenel kuvvet
E	Elastik Modül
E_c	Elastisite modülü
k_θ	Elastomer mesnet dönme rijitliği
k_v	Elastomer mesnet düşey rijitliği
W	Elastomer mesnet genişliği
K_{pad}	Elastomer mesnet kayma rijitliği
d_{pad}	Elastomer mesnet kontrollü hasara karşılık gelen şekildeğiştirmesi
d_{uns}	Elastomer mesnet kontrollü göçmenin önlenmesi hasar sınırına karşılık gelen şekildeğiştirmesi
d_{fr}	Elastomer mesnet sınırlı hasara karşılık gelen şekildeğiştirmesi
F_y	Elastomer mesnet sürtünme kuvveti kapasitesi
L	Elastomer mesnet uzunluğu
P	Elastomer mesnet üzerine gelen ölü yük
k_h	Elastomer mesnet yatay rijitliği
I	Elastomer mesnetin hareket doğrultusundaki atalet momenti
A	Elastomer mesnetin plandaki alanı
h_{ri}	Elastomer tabaka kalınlığı
α	En boy oranı
A_v	Enine donatı alanı
f_y	Enine donatı karakteristik akma mukavemeti
V_s	Enine donatıların karşılayacağı kesme kuvveti
$\theta_p^{GÖ}$	Göçmenin önlenmesi performans seviyesinde plastik dönme sınırı
V_{max}	İç deprem takozundaki maksimum yük taşıma kapasitesi
V_{cyclic}	İç deprem takozundaki döngüsel yük taşıma kapasitesi
ϕ_y	İdealize edilmiş akma eğriliği
M_y	İdealize edilmiş moment kapasitesi
h_{os}	Kaplama kalınlığı
m_{beton}	Kenar ayağın toplam beton kütlesi
$m_{kenarayak}$	Kenar ayağın toplam kütlesi
h_{bw}	Kenar ayak arka duvar uzunluğu
A_e	Kenar ayak arka duvar alanı
S	Kenar ayak arkasındaki dolgunun eğimi
K_{abut}	Kenar ayak rijitliği
W	Kenar ayak üst genişliği

W	Kenar ayak üst yapı kesit genişliği
F_{u2}	Kenar deprem takozu çubuk benzeşimi modelinden gelen kuvvet
F_{u1}	Kenar deprem takozu kesme sürtünmesi modelinden gelen kuvvet
F_{cap}	Kenar deprem takozu kesme kuvveti kapasitesi
d_{bl}	Kesitteki ortalama donatı çapı
V_r	Kesitteki toplam kesme kuvveti
A_g	Kesitin brüt alanı
b_w	Kesit genişliği
V_n	Kesitteki toplam kesme kuvveti
G_{eff}	Kesme Modülü
L_k	Kolon boyu
θ_p^{KH}	Kontrollü hasar performans seviyesinde plastik dönme sınırı
x	Lognormal dağılan değişkeni
ζ	Lognormal dağılımda standart sapma
ϕ_u	Maksimum eğrilik
h_{net}	Net kalınlık
M_{ne}	Nominal moment kapasitesi
x_m	Orta değer
M_y	Ölü yük altında moment-eğrilik analizi ile belirlenen akma momenti
ϕ_y	Ölü yük altında moment-eğrilik analizi ile belirlenen akma eğriliği
P_{bw}	Pasif basınç kuvveti
L_p	Plastik mafsallık boyu
F_{co}	Sargısız beton basınç dayanımı
F_{cc}	Sargılı beton dayanımını
ϵ_{co}	Sargısız betonun dayanabileceği en yüksek basınç gerilmesi anındaki birim şekil değiştirmesi
ϵ_{cc}	Sargılı betonun dayanabileceği en yüksek basınç gerilmesi anındaki birim şekil değiştirmesi
ϵ_{cu}	Sargılı betonda maksimum basınç gerilmesi noktasındaki birim şekil değiştirmesi
θ_p^{SH}	Sınırlı hasar performans seviyesinde plastik dönme sınırı
ϕ	Standart normal olasılık
μ_{fr}	Statik sürtünme katsayısı
n_{tabaka}	Tabaka adedi
H	Toplam elastomer mesnet yüksekliği
K_i	Toprak dolgusu başlangıç rijitliği

Lc

Toprak dolgusu kritik uzunluğu



KISALTMA LİSTESİ

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
GÖ	Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi
KH	Kontrollü Hasar Performans Seviyesi
KK	Kesintisiz Kullanım Performans Seviyesi
LRFD	Load and Resistance Factor Design
PGA	Peak Ground Acceleration
SAP2000	Structural Analysis Program
SH	Sınırlı Hasar Performans Seviyesi

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1 Bağlantı yolu-1 köprüsü	6
Şekil 2.2 Köprü planı.....	7
Şekil 2.3 Köprü boy kesit	8
Şekil 2.4 Köprü üst yapı enkesit detayı	9
Şekil 2.5 Kiriş enkesit.....	10
Şekil 2.6 Elastomer mesnet enkesiti (a) ve boy kesiti (b)	11
Şekil 2.7 Kenar deprem takozu.....	13
Şekil 2.8 İç deprem takozu	13
Şekil 2.9 Başlık kirişi enkesiti	14
Şekil 2.10 Orta ayak enkesiti.....	15
Şekil 2.11 H30-S24 kamyonu.....	16
Şekil 3.1 Köprünün çubuk elemanlarla modeli	19
Şekil 3.2 Köprünün 3 boyutlu modeli	19
Şekil 3.3 Prekast kirişler ve tabliye kesiti.....	19
Şekil 3.4 Elastomer mesnet eksenel rijitlik (a), kayma rijitliği (b), dönme rijitliği (c).....	20
Şekil 3.5 Elastomer mesnet modeli	21
Şekil 3.6 Kenar deprem takozu (a) ve iç deprem takozu (b)	22
Şekil 3.7 İç deprem takozu modeli	23
Şekil 3.8 Kenar deprem takozu modeli	24
Şekil 3.9 Köprü üst yapısı çubuk modeli.....	25
Şekil 3.10 Kenar ayak modeli.....	26
Şekil 3.11 Kenar ayak çubuk modeli.....	27
Şekil 3.12 Caltrans kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisi	28
Şekil 3.13 Kenar ayak geri dolgu	29
Şekil 3.14 Kenar ayak boyuna yön analitik modeli.....	30
Şekil 3.15 Kenar ayak enine yön analitik modeli.....	31
Şekil 3.16 Kenar ayak toprak dolgusu düşey yön	32
Şekil 3.17 Boşluk elemanı	33

Şekil 3.18 Orta ayak	34
Şekil 3.19 Kesit dönüştürülmesi	35
Şekil 3.20 Orta ayak doğrusal olmayan davranışı	35
Şekil 3.21 Moment-eğrilik eğrisinin idealizasyonu.....	36
Şekil 3.22 Sargılı ve sargısız beton modellerine ait gerilme-şekildeğiştirmeleri .	37
Şekil 3.23 Donatı çeliği modeli gerilme-birim şekildeğiştirme ilişkisi.....	38
Şekil 4.1 Hedef spektrum	40
Şekil 4.3 Yer hareketlerinin ivme spektrumları.....	42
Şekil 4.4 Yer hareketlerinin ivme-zaman grafiği	42
Şekil 4.5 DD-1 deprem yer hareketi düzeyi ortalamaları.....	43
Şekil 6.1 Mod.1 ($T_1=0.811$ s)	49
Şekil 6.2 Mod.3 ($T_3=0.238$ s)	49
Şekil 6.4 Düzce depremi artımsal dinamik analiz eğrisi	53
Şekil 6.5 Düzce depremi artımsal dinamik analiz eğrisi	54
Şekil 6.6 Tüm deprem kayıtları artımsal dinamik analiz eğrileri	55
Şekil 6.7 Tipik hasar görebilirlik eğrisi	56
Şekil 6.8 Olasılık eğrisi ve frekans dağılımı.....	57
Şekil 6.9 Yöntemin şematik gösterimi	58
Şekil 6.10 Lognormal olasılık kağıdı	59
Şekil 6.11 Tüm performans seviyeleri için hasar görebilirlik eğrisi	60

TABLO LİSTESİ

Tablo 2.1 Elastomer mesnet özellikleri.....	12
Tablo 2.2 Malzeme özellikleri	15
Tablo 3.1 Köprü bileşen modelleri.....	18
Tablo 4.1 Yer hareketleri	41
Tablo 5.1 Köprü performans hedefleri.....	45
Tablo 5.2 Beton ve donatıya ait birim şekildeğiştirme limitleri	46
Tablo 5.3 Elastomer ve deprem takozu hasar sınırları.....	47
Tablo 6.1 Modal Analiz	48
Tablo 6.2 Orta ayak kapasite hesabı	50
Tablo 6.3 Başlık kirişi kapasite hesabı.....	52
Tablo 6.4 Orta ayak üst uç göreceli öteleme değerleri	55
Tablo 6.5 Spektral ivme değerleri.....	56
Tablo 6.6 Lognormal olasılık kağıdına işlenen veriler	59

Betonarme Bir Köprünün Yapısal Performansının Belirlenmesi

Zeynep YILMAZ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yüksek Lisans Tezi

Danışman: Doç. Dr. Murat Serdar KIRÇIL

Bu çalışmada, bir karayolu köprüsünün belirlenen performans seviyelerine karşılık gelen hasar olasılıkları, gelişmiş bir matematiksel model kullanılarak incelenmiştir. Köprü üst yapısı doğrusal bir modelle temsil edilirken, elastomer mesnetler, deprem takozları ve orta ayaklar doğrusal olmayan modellerle tanımlanmıştır. Analizler, yapı hedef spektrumuna uygun olarak eşleştirilmiş 10 farklı deprem yer kaydı kullanılarak artımsal zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemiyle gerçekleştirilmiştir. Tüm deprem kayıtları kapsamında, Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan kesit hasar sınırlarına göre Akma, Sınırlı Hasar, Kontrollü Hasar ve Göçme kapasiteleri belirlenmiştir. Bu performans seviyelerine karşılık gelen orta ayak üst uç görelî ötelenmeleri kaydedilmiş ve elde edilen veriler kullanılarak hasar görebilirlik eğrileri oluşturulmuştur.

Anahtar Kelimeler: Artımsal dinamik analiz, performans seviyeleri, hasar görebilirlik eğrisi

ABSTRACT

Determination of the Structural Performance of a Reinforced Concrete Bridge

Zeynep YILMAZ

Department of Civil Engineering

Master of Science

Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Murat Serdar KIRÇIL

In this study, the damage probabilities corresponding to predefined performance levels of a highway bridge were investigated using an advanced mathematical model. While the superstructure of the bridge was modeled linearly, the elastomeric bearings, shear keys, and piers were represented with nonlinear models. The analyses were performed using the incremental dynamic analysis method with 10 different earthquake ground motions matched to the target spectrum of the structure. For each ground motion, the yielding, immediate occupancy, controlled damage, and collapse capacities were determined based on the section damage limits specified in the Turkish Bridge Earthquake Code. The relative displacements at the top of the columns corresponding to these performance levels were recorded, and fragility curves were developed based on the obtained data.

Keywords: Incremental dynamic analysis, performance levels, fragility curve

**YILDIZ TECHNICAL UNIVERSITY
GRADUATE SCHOOL OF SCIENCE AND ENGINEERING**

1 GİRİŞ

Türkiye, aktif fay hatları üzerinde yer alan ve geçmişte yıkıcı depremler yaşamış bir ülkedir. Bu durum özellikle ulaşım altyapılarının, gerektiği zaman herhangi bir aksaklık olmadan hizmet verebilmesi için dayanıklı ve güvenli bir şekilde tasarlanmasını zorunlu kılmaktadır. Ülkemizde, ulaşım altyapıları; karayolları, deniz ve havayollarının bütününe içerir. En önemli sanat yapılarından birisi de köprülerdir. Ulaşım ağının kritik bir bileşeni olan köprüler, deprem riskinin fazla olduğu bölgelerde hem yapısal performans hem de afet sonrası erişilebilirlik açısından stratejik bir rol oynamaktadır. 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri, Anadolu Otoyolu ve çevresindeki köprüler ile viyadüklerde ciddi yapısal hasarlara yol açmıştır. Bu durum, köprüler ve viyadükler gibi kritik yapıların hem depreme dayanıklı bir şekilde inşa edilmelerinin, hem de afet sonrasında hasar görmeleri halinde onarılıp, güçlendirilmelerinin önemini ortaya koymaktadır.

Tüm bu sebeplerle, hasar tahmini de deprem öncesi hazırlıkların büyük bir bölümünü kapsar. Hasarın tahmin edilmesi ise, analitik olarak belirlenebilecek bir yapısal davranış parametresi ile ilişkilendirilmiş hasar seviyelerine ulaşılması veya bunların aşılması olasılığının belirlenmesi ile mümkün olabilir. Bu çalışmada, Kocaeli Gebze’de, mevcut betonarme bir karayolu köprüsünün hasar görebilirlik eğrileri elde edilmiştir; Türkiye Deprem Köprü Yönetmeliğince tanımlanan performans seviyelerine ilişkin görelî ötelenme sınırları artımsal dinamik analiz yöntemi ile belirlenmiş, belirlenen bu sınırlar esas alınarak da hasar görebilirlik eğrileri 10 farklı deprem kaydı kullanılarak elde edilmiştir.

Bu çalışmanın ilk bölümünde, incelenen köprünün genel yapısal özellikleri ve projeye ait teknik bilgiler ayrıntılı bir şekilde sunulmuştur. İkinci bölümde, köprüyü

oluşturan elemanların yapısal özellikleri ve tasarım detayları ele alınmıştır. Üçüncü bölümde, köprünün bilgisayar modellemesi ile ilgili bilgiler verilmiştir. Dördüncü bölümde, analizlerde kullanılan deprem kayıtları ve bu kayıtların özellikleri açıklanmıştır. Beşinci bölümde, köprü için belirlenen performans hedefleri ve elemanların hasar sınırları detaylı bir şekilde verilmiştir. Altıncı bölümde, yapının deprem performansına yönelik yapılan analizler sunulmuş ve sonuçlar değerlendirilmiştir. Son bölümde ise elde edilen analiz sonuçları ve bunlara dayalı çıkarımlar yer almaktadır.

1.1 Literatür Taraması

Tong vd. (2020), düşük eğilme mukavemetine sahip yerinde döküm köprü ayakları için ultra yüksek performanslı beton mantolama sistemi kullanılarak yenilikçi bir iyileştirme tekniğinin etkinliğini araştırmışlardır. Orta ayaklardan alınan numuneler üzerinde çevrimsel yükleme testi yapılmış, bunlardan ikisi tek geniş şeritli UHPC mantolama, diğer ikisi ise çok dar şeritli UHPC mantolamayla güçlendirilmiştir. Dar şeritli mantonun, orta ayağın beton çatlamasını, dökülmesini ve ezilmesini azaltmada etkili olduğu görülmüştür. Ayrıca, bu orta ayaklarda göreceli ötelenmelerin azaldığı gözlemlenmiştir.

Li vd. (2020), orta ayakları prefabrike dilimli UHPC (Ultra Yüksek Performanslı Beton) olan köprü yapılarının hasar görülebilirlik eğrileri ve sismik yükler altında köprülerin ömründeki kaybı sayısal olarak değerlendirmişlerdir. Karşılaştırma amacıyla, aynı köprünün orta ayakları monolitik betonarme olanının da sismik performansı da değerlendirilmiştir. Sismik analizden, dilimli UHPC ayakların kendini merkezleme özellikleri sayesinde kalıcı şekildeğişikliklerini etkili bir şekilde azaltabildiği gözlemlenmiştir. Kırılabilirlik (hasar görülebilirlik) analizine göre, yüksek PGA (Zemin Hızlanma Katsayısı) seviyesine ilişkin olarak, dilimli UHPC ayakların monolitik ayakların yerine kullanıldığında kırılabilirlikte önemli bir azalma gözlemlenmiştir.

Pang vd. (2020), köprü ayaklarının sismik performansı hem eğilme hem de gevrek hasar mekanizmalarını, farklı hasar durumlarında, uzak-fay ve yakın-fay yer hareketleri altında kırılabilirlik fonksiyonlarıyla değerlendirerek ele almışlardır. Farklı lif türleriyle güçlendirilmiş lifli betonarme ayaklar için kırılabilirlik eğrileri geliştirilmiş ve lif türlerinin köprü ayaklarının sismik performansını iyileştirmedeki

etkinliği incelenmiştir. Sonuçlar, yakın-fay yer hareketlerinin, uzak-fay depremlerine kıyasla, lifli betonarme ayaklarda sismik talepleri yaklaşık %5, betonarme ayaklarda ise %10 artırdığını ortaya koymuştur. Polipropilen lifli betonarme köprü ayaklarının, elik lifli betonarme olanlara kıyasla, hem eğilme hem de gevrek hasar mekanizmaları açısından farklı hasar durumlarında daha az kırılanlık gösterdiği belirlenmiştir.

Pang vd. (2023), Cloud analizine benzer bir hesaplama yüküne sahip, ancak IDA (incremental dynamic analysis) veya MSA (multiple strip analysis) kadar yüksek bir doğruluk seviyesi sağlayan verimli ve etkin bir kırılanlık yaklaşımı önermiştir. Bu köprülerin kırılanlık tahminleri IDA ve MSA ile karşılaştırılarak, önerilen yaklaşımının güvenilir kırılanlık sonuçları sağladığı ve Cloud kadar kısa hesaplama süresine sahip olduğu gösterilmiştir. Dinamik zaman tanım alanında hesap yönteminin, hesaplama süresini azaltmak için yer hareketlerini ölçeklendirmek yerine tepe tepkilerden önceki tepkilerinin kullanılabileceği belirtilmiştir. Bu yöntem, yapısal kırılanlığın bilgilendirici bir şekilde karşılaştırılmasına olanak tanınmasını sağlamıştır.

Moayyedi vd. (2024), düzenli ve düzensiz kutu kirişli otoyol köprülerinin taşıyıcı sistem ve taşıyıcı sistem elemanları için sismik kırılanlık eğrilerini, çarpma etkisini dikkate alarak ve çarpma etkisinin dikkate alınmadığı iki durumda elde etmiş ve karşılaştırmışlardır. Çarpışma etkisi olan ve olmayan durumlar için analitik kırılanlık eğrileri, OpenSees sonlu elemanlar yazılımında doğrusal olmayan zaman tanım alanında analizlerine dayanarak geliştirilmiştir. Kırılanlık fonksiyonları kullanılarak çok açıklıklı kutu kirişli otoyol köprülerinin sismik kırılanlığı üzerinde düzensizlik ve tabliye ile kenar ayaklar arasındaki çarpışmanın etkileşimli rolleri açıklanmıştır. Sonuçlar, çarpışmanın tüm yapısal bileşenler üzerinde genellikle olumsuz bir etki gösterdiğini ortaya koymaktadır. Ayrıca, çarpışmanın sismik kırılanlık üzerindeki olumsuz etkisinin, düzenli köprülerle karşılaştırıldığında düzensiz köprülerde daha belirgin olduğu gözlemlenmiştir.

Mogheisi vd. (2023), Tahran şehir otoyollarındaki yüksek sismik kırılanlığa sahip köprüleri belirlemek üzere kırılanlık eğrileri elde etmişlerdir.

Furinghetti vd. (2023), İtalyan Yol Ağında bulunan beş örnek köprünün sismik analizini incelemişlerdir. Tasarım spektrumu ile uyumlu yer hareketi setleri

kullanılarak doğrusal olmayan analizler tekrarlanmış ve her bir köprü için analitik hasar görebilirlik eğrileri elde etmişlerdir. Hasar görebilirlik eğrilerinin yorumlanmasıyla elde edilen sonuçlar, mevcut köprülerin sismik performansının yetersiz olabileceği ve sözü edilen yetersizliğin daha şiddetli deprem durumunda daha da artabileceğini göstermektedir. Özellikle depremselliği yüksek bölgelerdeki köprülerde temel sorunların ayaklardaki mesnetler ve bağlantı elemanlarıyla ilgili olduğunu ortaya koymaktadır.

Wei vd. (2023), köprü ayaklarının Maksimum Yerdeğiştirme ve Kalıcı Yerdeğiştirme dikkate alınarak köprülerin sismik hasarını değerlendirmek üzere bir yöntem önermişlerdir. Maksimum Yerdeğiştirme ve Kalıcı Yerdeğiştirme 'yi birlikte dikkate alan bir sismik dayanıklılık değerlendirme yöntemi önerilmiş ve iki açıklıklı bir betonarme köprünün sismik dayanıklılığını değerlendirmek üzere uygulanmıştır. Sonuçlar, Kalıcı Yerdeğiştirme'nin köprülerin göçme hasarı olasılığını büyük ölçüde etkilediğini göstermektedir. Maksimum Yerdeğiştirme ve Kalıcı Yerdeğiştirme'nin her ikisi dikkate alındığında, işlevsellik kaybı, yalnızca maksimum yerdeğiştirme indeksini dikkate aldıktan sonra elde edilene göre daha büyüktür. Hem Maksimum Yerdeğiştirme hem de Kalıcı Yerdeğiştirme dikkate alınarak belirlenen sismik dayanıklılığın, yalnızca Maksimum Yerdeğiştirme'yi dikkate alarak elde edilenden düşük olduğu görülmüştür.

Izhar vd. (2024), betonarme köprülerin uzak ve yakın-fay depremleri etkisindeki hasarları nicel olarak değerlendirmişlerdir. Birikimli enerji tüketimine dayalı yeni bir “Hasar İndeksi” tanımı ve deneysel ve analitik değerlendirmeleri esas alan farklı “Hasar Durumları” önerilmiştir. Önerilen hasar indeksinin performansını kontrol etmek üzere üst yapı ve köprünün diğer yapısal bileşenlerini dikkate alarak uzak ve yakın-fay yer hareketleri altında sismik kırılma değeri değerlendirme yapılmıştır.

Dehghanpoor vd. (2024), kırılma yüzeyleri kullanılarak betonarme köprülerin özellikle yer hareketlerinin düşey bileşenlerine karşı sismik kırılma değerleri incelenmiştir. Kazık başlığı yerdeğiştirme ve öteleme oranını temel hasar parametresi olarak dikkate alınıp, bunların hem zemin-yapı etkileşiminden kaynaklanan etkilere hem de düşey yer hareketine duyarlılığı vurgulanmıştır. Çalışmadan elde edilen kırılma yüzeyleri, artan düşey spektral ivmeler ile hem hafif hasar hem de göçme sınır durumlarının aşılma olasılıkları arasında bir korelasyon olduğunu ortaya koymuştur. Bu bulgular, kırılma

değerlendirmelerinde yer hareketi düşey bileşenlerinin de dahil edilmesinin, sismik kırılğanlığın daha kapsamlı bir şekilde anlaşılması açısından önemi vurgulanmıştır.

Fraioli vd. (2024), literatürde var olan farklı teknikler kullanılarak onarılan iki büyük ölçekli betonarme ayakların davranışını sınamak üzere sayısal bir model oluşturmuşlardır. Onarımların etkinliğini tespit etmek üzere, bu orta ayakları da içeren prototip bir köprü sayısal modeli artımlı dinamik analize tabi tutulmuş ve hasar görebilirlik analizi yapılmıştır. Sonuçlar, sargılama ile güçlendirilmenin prototip köprünün sismik davranışını etkilemeyeceğini, boyuna donatıda artışın ise sonraki depremlerde prototip köprünün görelî ötelemesini etkin bir şekilde azalttığını göstermiştir. Orta ayaklar için hem sargılama da hem de boyuna donatı da artış yapılması, prototip köprünün sismik performansını artırmak için en etkili yöntem olarak belirlenmiş, sismik performans üzerinde olumlu bir etki elde etmek için en az iki ayağın güçlendirilmesinin gerektiği sonucuna varılmıştır.

Avşar vd. (2011), Türkiye'de 1990 yılından sonra inşa edilen köprüler için hasar görebilirlik eğrileri oluşturmuşlardır. Köprüler, yapısal özelliklerine göre sınıflara ayrılmış ve her sınıf için sayısal modeller oluşturulmuştur. Bu sınıflandırma, köprünün eğimli olup olmaması ve orta ayak sayısı göz önünde bulundurularak yapılmıştır. Her bir köprü için doğrusal olmayan analiz gerçekleştirilmiştir. Köprüde üç performans hedefi dikkate alınmıştır: Kontrollü Hasar, Sınırlı Hasar ve Göçmenin Önlenmesi. Performans hedeflerini belirlemek için orta ayak, başlık kirişi ve elastomer mesnet için hasar sınırları dikkate alınmıştır. Hasar görme olasılığı en yüksek köprülerin eğimli ve orta ayakta tek ayaklı betonarme köprüler olduğu belirlenmiştir.

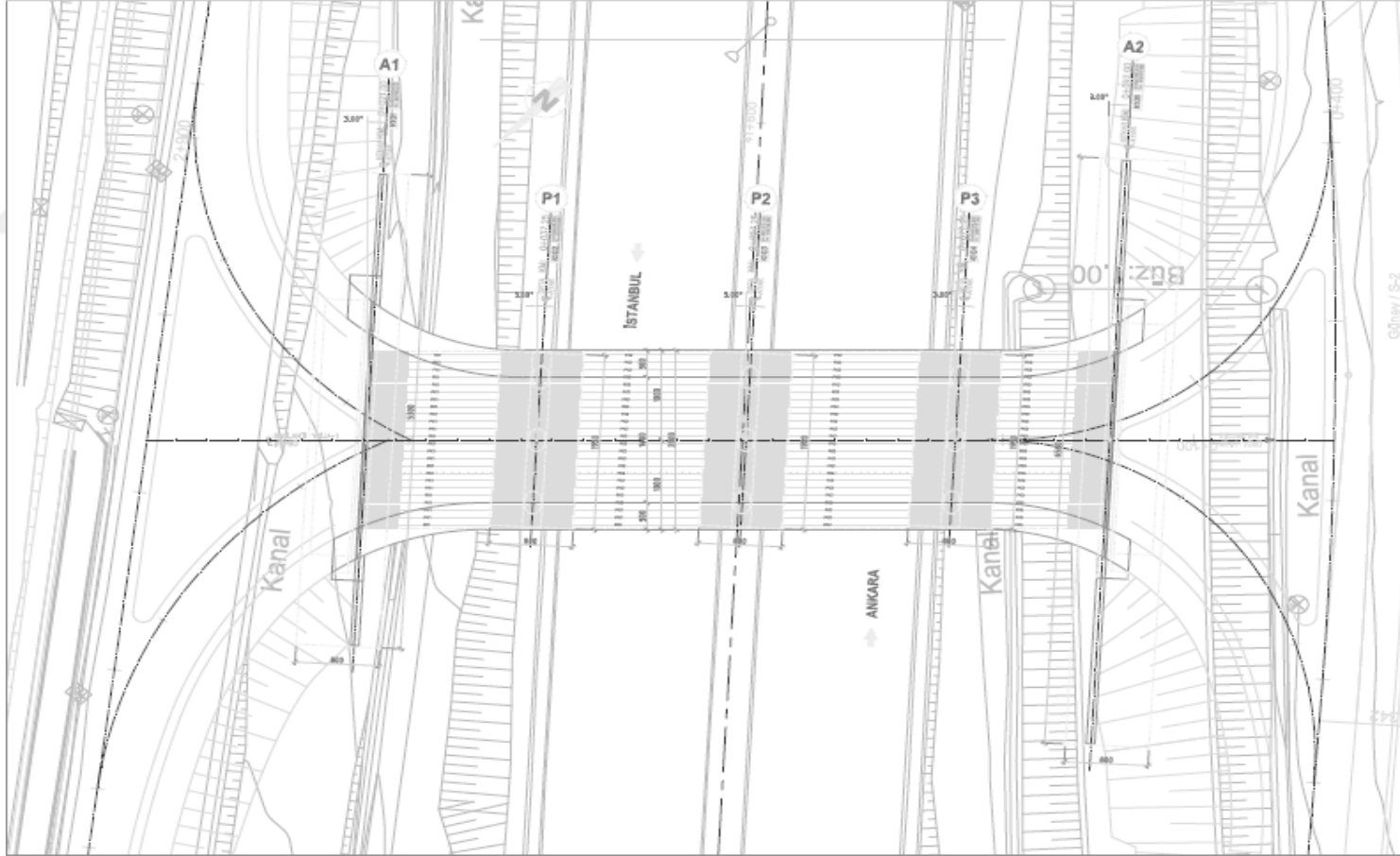
2 KÖPRÜ GENEL BİLGİLERİ

2.1 Genel Bilgiler

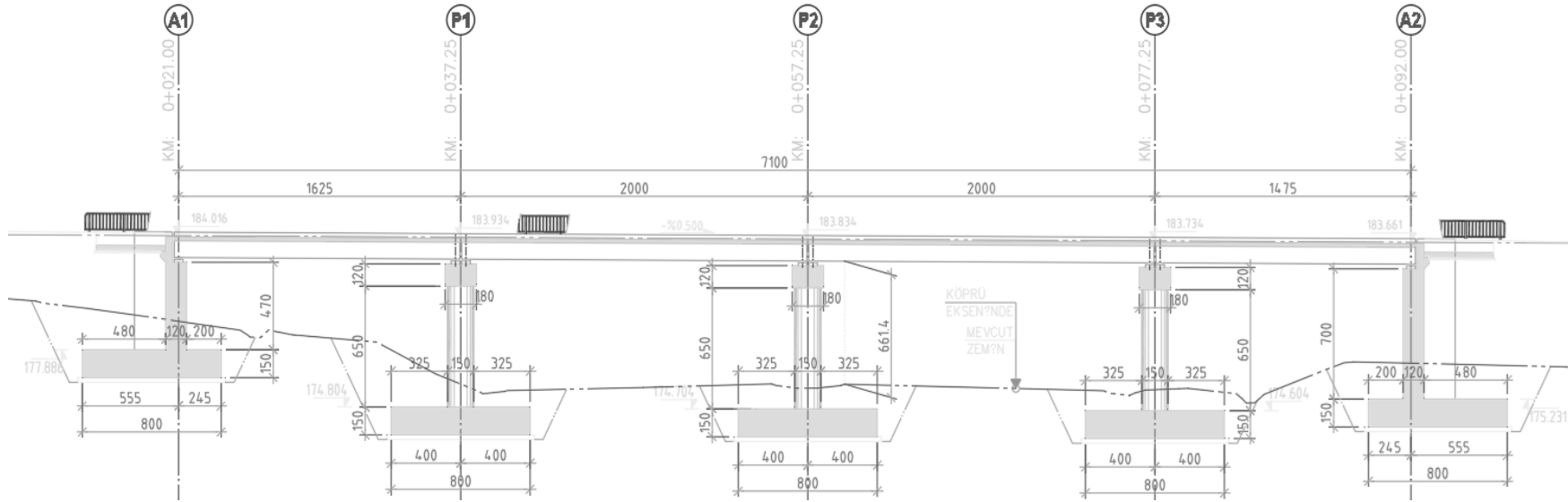
Köprü, TEM Otoyolu Grubu (Bağlantı yolu-1, Tembelova Bağlantı Yolu, Kirazpınar Bağlantı Yolu ve Bağlantı Yolu-4) köprülerinden Bağlantı Yolu-1 köprüsüdür (Şekil 2.1). Konumu Gebze YeniBahçe caddesi üzerinde bulunur. Toplamda 4 açıklıklı olup 16.25m, 20.0m, 20.0m ve 14.75m'dir. Köprü tabliyesi 14m genişliğinde olup trafik yönü tek yön olacak şekilde tasarlanmıştır. Kiriş yükseklikleri 90 cm'dir. Şekil 2.2'de köprü plânı, Şekil 2.3'de ise köprü boykesiti gösterilmiştir.



Şekil 2.1 Bağlantı yolu-1 köprüsü



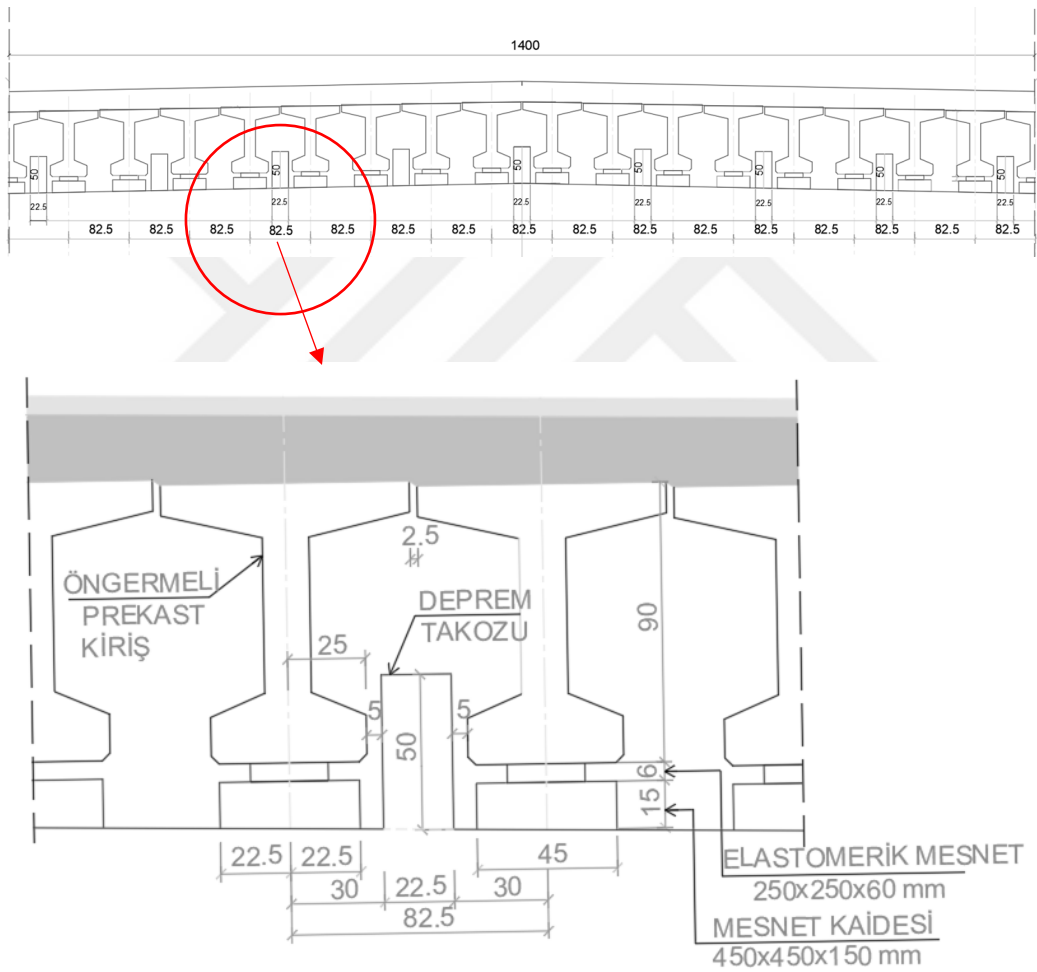
Şekil 2.2 Köprü planı



Şekil 2.3 Köprü boy kesit

2.2 Köprü Üst Yapısı

Köprü üst yapısı, her bir açıklıkta 24 adet I kesitli öngerilmeli prekast kirişlerden oluşmaktadır. Yerinde döküm betonarme döşeme, 22 cm kalınlığındır. Kirişler elastomer mesnet üzerine yerleştirilmiştir. Köprüde toplamda 192 adet elastomer mesnet bulunmaktadır. Köprünün enine hareketini kısıtlamak amacıyla kenar ve orta ayaklarda deprem takozları bulunmaktadır. Şekil 2.4'te köprü en kesit detayı gösterilmiştir.



Şekil 2.4 Köprü üst yapı enkesit detayı

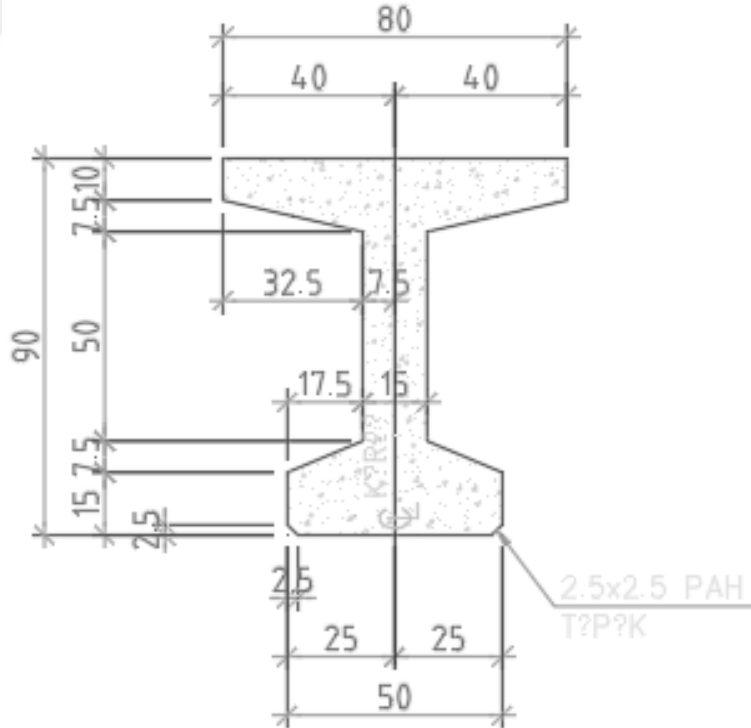
2.2.1 Öngerilmeli Kiriş

Öngerilmeli kirişler I kesitli ve 90 cm yüksekliğindedir. 24 adet kiriş eksenleri arasındaki uzaklık 82.5cm olacak şekilde yerleştirilmiştir. Geometrik bilgiler ve kesitin bazı mekanik özellikleri aşağıda verilmiştir.

Kiriş genel bilgileri:

- Kiriş Aralığı = 82.5 cm
- Kiriş Adedi = 24
- Kiriş Tipi = 90 (Bitişik Kiriş)
- Kiriş kesit alanı= 0.290m²
- Atalet Momenti = 3023754 cm⁴
- Ağırlık merkezi alttan mesafesi = 48.66 cm
- Halat Çapı = 0.6 inç 270 K
- Halat Alanı = 1.40 cm²
- Halat Aralığı = 6 cm

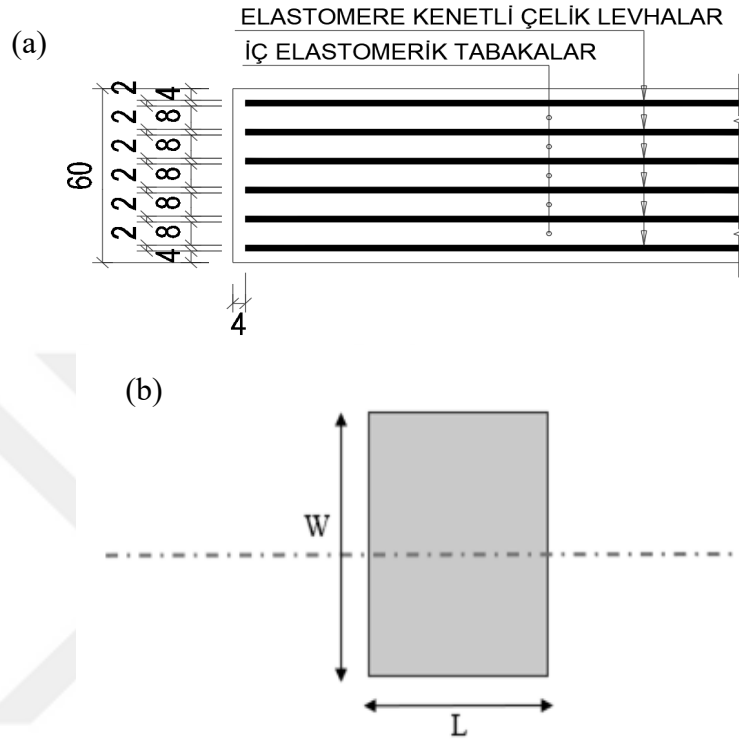
Şekil 2.5'te kiriş enkesiti görülmektedir.



Şekil 2.5 Kiriş enkesit

2.2.2 Köprü Elastomeri

Köprüde toplam 192 adet elastomer mesnet bulunmaktadır. Mevcut elastomer mesnetler; kauçuk tabakaların arasına kenetli çelik levhalardan oluşmaktadır. Şekil 2.6'da elastomer mesnetin enkesiti (a)'da, boykesiti ise (b)'de gösterilmiştir.



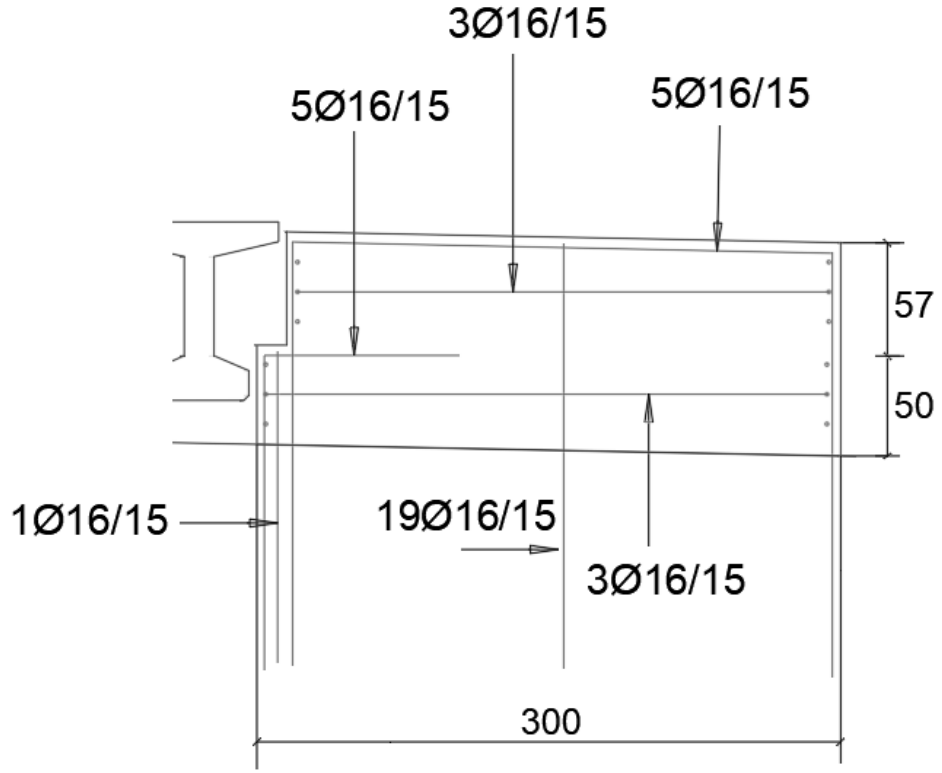
Şekil 2.6 Elastomer mesnet enkesiti (a) ve boy kesiti (b)

Tablo 2.1 Elastomer mesnet özellikleri

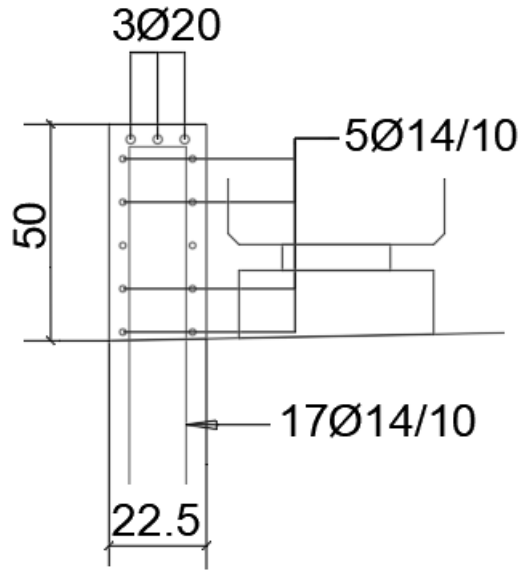
Mesnet uzunluğu (L)	250 mm
Mesnet Genişliği (W)	250 mm
Toplam elastomer yüksekliği (H)	60mm
Elastomer tabaka kalınlığı (h_{ri})	8mm
Elastomer tabaka adedi (n_{tabaka})	5 adet
Çelik levha kalınlığı (h_s)	2mm
Çelik levha sayısı	6 adet
Kaplama tabakasının kalınlığı (h_{os})	4mm
Net kalınlık (h_{net})	48mm
Kesme Modulu (G_{eff})	1 MPA

2.2.3 Köprü İç ve Kenar Deprem Takozu

Köprüde tüm orta ve kenar ayaklarda hem iç hem de kenar deprem takozları bulunmaktadır. 88 adet iç ve 16 adet kenar deprem takozu vardır. Şekil 2.7 ve 2.8’de sırasıyla kenar ve iç deprem takozu ve donatı detayları gösterilmiştir.



Şekil 2.7 Kenar deprem takozu

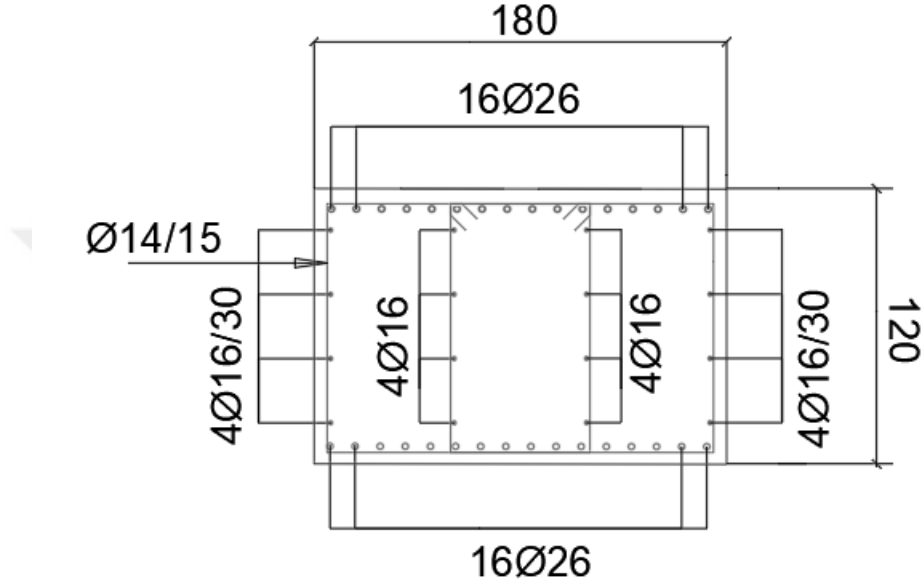


Şekil 2.8 İç deprem takozu

2.3 Köprü Alt Yapısı

2.3.1 Başlık kirişi

Köprü başlık kirişleri dikdörtgen kesitlidir; kesit genişliği 180cm, yüksekliği 120cm'dir. Başlık kirişi uzunluğu, köprü genişliğiyle eşit olup, 20 metredir. Şekil 2.9'da enkesiti görülmektedir.



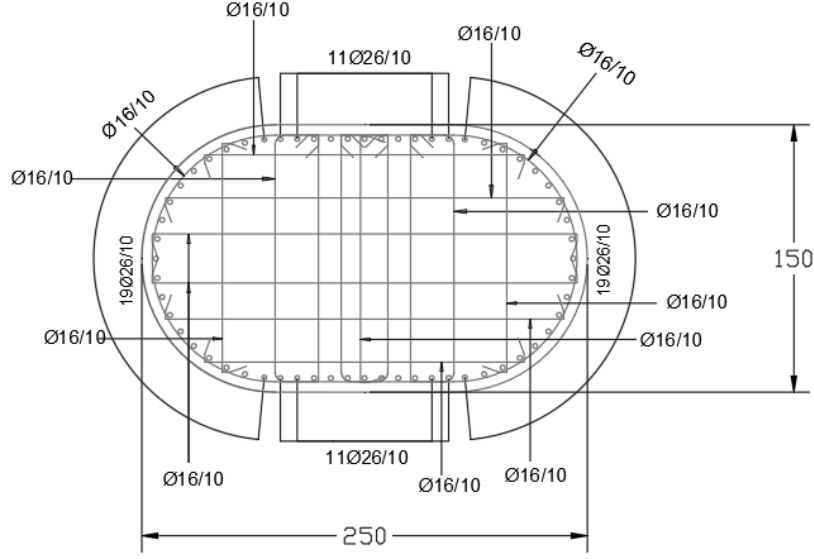
Şekil 2.9 Başlık kirişi enkesiti

Başlık kirişi donatıları aşağıda verilmiştir:

- Toplam Alt ve Üst donatı: 32Ø26
- Gövde Donatısı: 4x4Ø16/30
- Etriye: Ø14/15

2.3.2 Ayaklar ve Temeller

Köprü orta ayakları her açıklıkta 3 adet olmak üzere eliptik bir kesite sahiptir. Ayak boyutları köprü enine yönde 250cm, boyuna yönde 150cm'dir. Orta ayak tip kesiti Şekil 2.10'da verilmiştir. Tüm orta ayakların yükseklikleri 650cm'dir.



Şekil 2.10 Orta ayak enkesiti

Orta ayak donatıları aşağıda verilmiştir:

- Boyuna Donatı = 62Ø26/10
- Etriye = Ø16/10
- Çiroz = Ø16/10

Köprü'nün kenar ve orta ayaklarının temelleri, yüzeysel temel sistemiyle oluşturulmuştur. Tüm temel boyutları 8.00m x 19.50m'dir. Temel kalınlıkları 1.5m'dir. Kenar ayaklar betonarme ağırlık duvarı olarak tasarlanmıştır. Kenar ayaklarının perde yüksekliği 4.40 metre, gövde kalınlığı 1.2 metre, kanat duvarı ise 80 cm kalınlığındadır.

2.4 Malzeme Özellikleri

Yapı elemanlarının malzeme özellikleri, köprüye ait hesap raporu ve paftalardan elde edilmiştir. Tablo 2.2'de malzeme özellikleri verilmiştir.

Tablo 2.2 Malzeme özellikleri

Özellikler	
Öngerilmeli Kiriş	C45
Tabliye	C30
Kenar ayak	C30
Orta Ayak	C30
Donatı	S420

2.5 Köprüdeki Yüklemeler

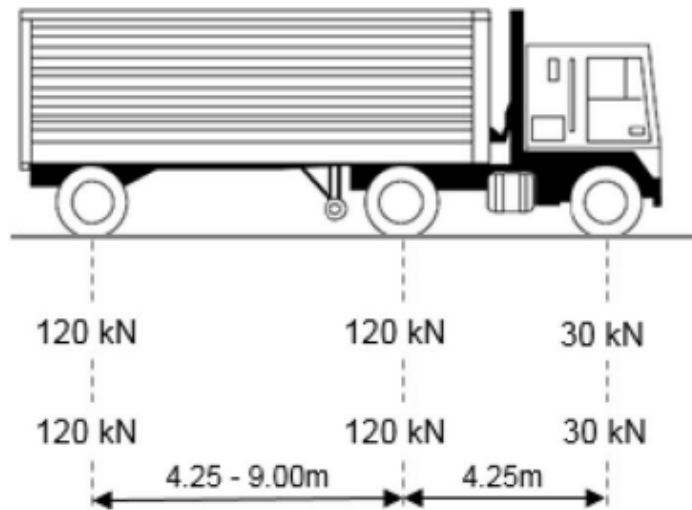
2.5.1 Zati Yüklemeler

SAP2000, tanımlanan elemanların ağırlıklarını otomatik olarak hesaplamaktadır. Modelde tanımlanmayan kütleler ise ek birim yükler olarak sistemde ölü yük (zati yük) olarak tanımlanacaktır.

Kiriş:	$0.29\text{m}^2 \times 25\text{kN/m}^3$	$= 7.25 \text{ kN/m}$
Tabliye:	$0.825\text{m} \times 0.22\text{m} \times 25\text{kN/m}^3$	$= 4.537 \text{ kN/m}$
Asfalt:	$0.06\text{m} \times 14\text{m} \times 23 \text{ kN/m}^3$	$= 19.32 \text{ kN/m}$
Bordür:	$0.25\text{m} \times 6\text{m} \times 25\text{kN/m}^3$	$= 37.5 \text{ kN/m}$
Korkuluk:	$1.5 \text{ kN/m}^2 \times 2$	$= 3 \text{ kN/m}$

2.5.2 Hareketli Yüklemeler

Hareketli yük olarak Kamyon ve yaya yükü alınmıştır. Yaya yükü 6 kN/m alınmıştır. Köprüde AASHTO-LRFD 2017’de verilen H30-S24 standart kamyon yükü kullanılmıştır. Yük sınıfını ifade eden semboller arasında 'H', iki akslı bir kamyonu, 'S' ise bu kamyonu bağlı bir yarı treyleri temsil etmektedir. 'H' harfinden sonra yer alan rakam, kamyonun iki aksından aktarılan toplam yükü gösterirken, 'S' harfinden sonra gelen rakam ise yarı treylerin tek aksından taşınan yük miktarını ifade etmektedir.



Şekil 2.11 H30-S24 kamyonu

H30-S24 yüklemesi, köprü üzerinden geçen standart kamyonlar veya bu kamyonlara eşdeğer ŗerit yüklerinden oluşmaktadır. Bu yükleme, SAP2000 programında hareketli yük olarak tanımlanmış ve kamyon yükü ŗeklinde modellenmiştir. Taşıt hareketli yükleri, köprü yolu üzerindeki trafik ŗeritleri boyunca enine doğrultuda uygulanmıştır. Analizde,  ŗerit olduğu varsayılmış ve bu ŗeritler, köprü tabliyesini temsil eden çubuk elemanları üzerine yerleştirilerek modellenmiştir. Ŗekil 2.11’de H30-S24 kamyonu gösterilmiştir.



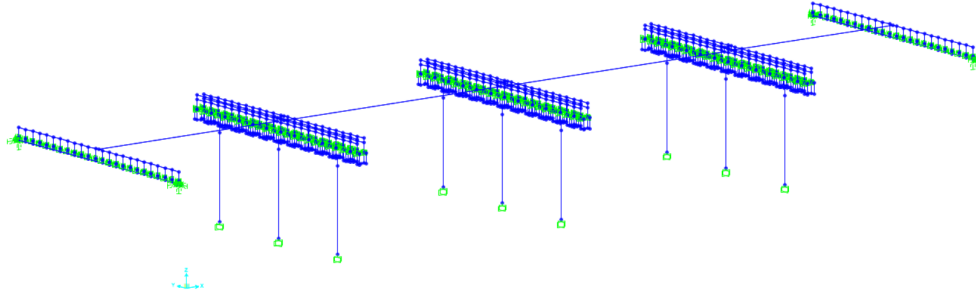
3

KÖPRÜ MODELİ

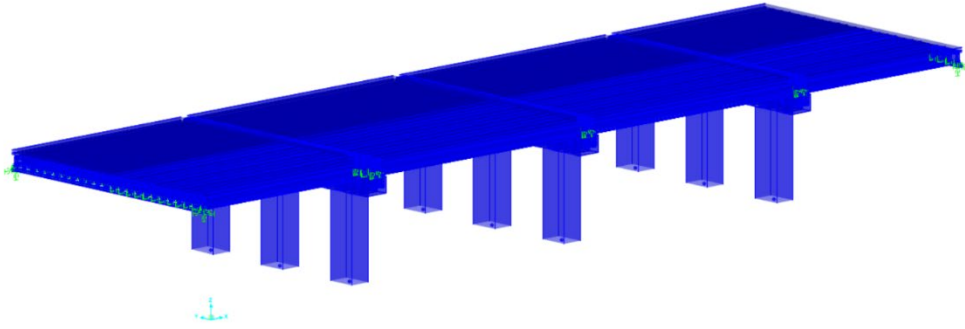
Köprünün analitik modeli SAP2000 yazılımıyla hazırlanmıştır. Köprü modeli, orta ayak, kenar ayak, başlık kirişi, elastomer mesnet, iç ve kenar deprem takozu, kiriş ve döşemeden oluşmaktadır. Köprü üst yapısında bulunan kiriş ve tabliyeler çubuk eleman olarak modellenmiştir. Orta ayak, deprem takozu ve elastomer mesnetlerde doğrusal olmayan davranışı temsil eden parametreler dikkate alınmıştır. Tabliye üzerindeki kamyon yüklerinin tanımlanmasında, SAP2000 programının hareketli yük modülü kullanılmıştır. Program, taşıyıcı elemanların ağırlık ve kütlelerini otomatik bir şekilde hesaplamaktadır; gereken yerlerde kütleler ek olarak sisteme etkilmiştir. Şekil 3.1’de köprünün çubuk elemanlarla modeli, Şekil 3.2’de üç boyutlu modeli verilmiştir. Bu çalışmada köprü bileşenlerinin dikkate alınan davranış modelleri (doğrusal veya doğrusal olmayan) Tablo 3.1’de gösterilmiştir.

Tablo 3.1 Köprü bileşen modelleri

Bileşen	Doğrusal-Elastik	Doğrusal Olmayan
Köprü Üst Yapısı	x	
Plastik Mafsal Alanı (Orta ayak)		x
Plastik Mafsal Alan Dışındaki Bölgesi (Orta ayak)	x	
Elastomer Mesnet Boyuna ve Enine Yön		x
Elastomer Mesnet Düşey Yön	x	
Başlık Kirişi	x	
Kenar Ayak Boyuna Yön		x
Kenar Ayak Enine Yön		x
Kenar Ayak Düşey Yön	x	
Boşluk Elemanı		x
Temel	x	



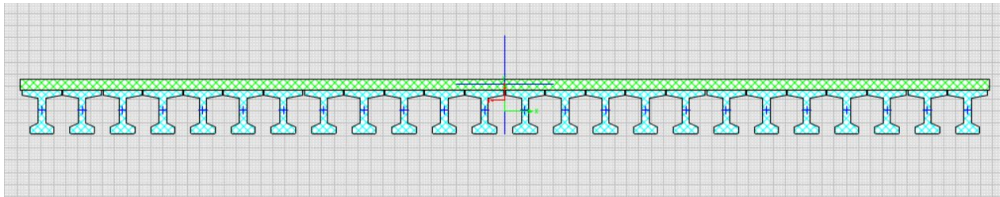
Şekil 3.1 Köprünün çubuk elemanlarla modeli



Şekil 3.2 Köprünün 3 boyutlu modeli

3.1 Prekast Kiriş ve Tabliye Modeli

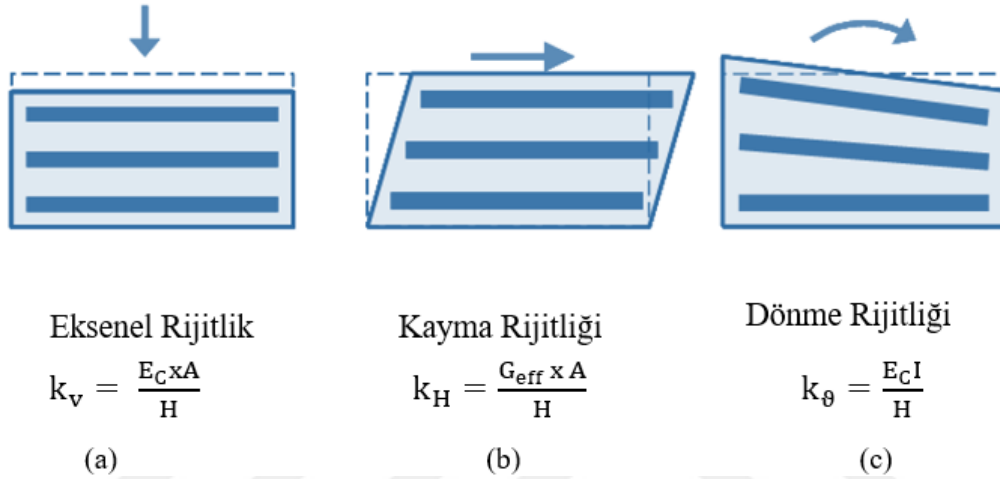
Köprünün genel analizi için üstyapı elemanlarında doğrusal olmayan davranışlar dikkate alınmayacaktır; çünkü orta ve kenar ayaklar gibi diğer elemanlar elastik olmayan deplasmanlar yapacak şekilde tasarlanmış olup, üstyapı kapasite tasarımı ile korunarak elastik davranış aralığında kalması beklenmektedir. Şekil 3.3'te gösterildiği gibi, tüm prekast kirişler ve tabliye kesiti tek bir çubuk eleman şeklinde modellenmiştir. SAP2000'de Section Designer Kesiti kullanılırsa, program belirtilen üstyapı geometrisine göre kesit özelliklerini otomatik olarak hesaplayacaktır.



Şekil 3.3 Prekast kirişler ve tabliye kesiti

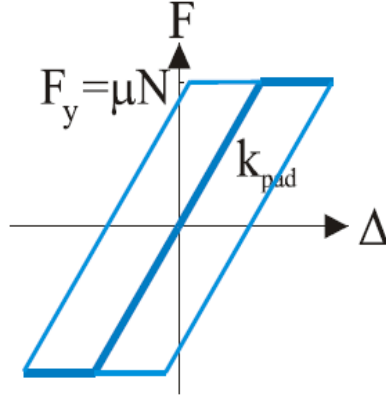
3.2 Elastomer Mesnet Modeli

Elastomer mesnetler köprünün üst yapısına gelen yatay kuvvetleri kayma davranışı sergileyerek köprünün diğer elemanlarına iletirler. Elastomer mesnetlerde kaymayı engelleyen tek mekanizma sürtünme kuvvetleridir ve bu kuvvet aşılsa üst yapıda aşırı yatay yerdeğiştirme meydana gelir. Üzerine gelen kuvvetlere bağlı olarak Şekil 3.4 'te gösterildiği üzere eksenel (a), kayma (b), ve dönme (c) şekil değiştirmesi yapabilirler; bunlara karşılık gelen rijitlikler aynı şekil üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 3.4 Elastomer mesnet eksenel rijitlik (a), kayma rijitliği (b), dönme rijitliği (c)

Elastomer mesnetler, kesme, dönme ve eksenel kuvvet kapasitelerinin aşılması ile hasar görebilirler. Mesnetin kesme kuvveti taşıma gücünü iki yüzey (en alt kauçuk tabakası ile beton yüzey) arasındaki sürtünme kuvveti kapasitesi kontrol eder. Elastomer mesnetin kuvvet-şekil değiştirme ilişkisinin elastoplastik olduğu varsayılmaktadır (Mangalathu, 2017). Sürtünme kuvveti kapasitesi, F_y (N), dinamik sürtünme katsayısı (μ) ve eksenel kuvvetin (N) çarpımı ile ifade edilmektedir (Şekil 3.5); dinamik sürtünme katsayısı $\mu=0.4$ olarak alınmalıdır (Aviram vd., 2008).

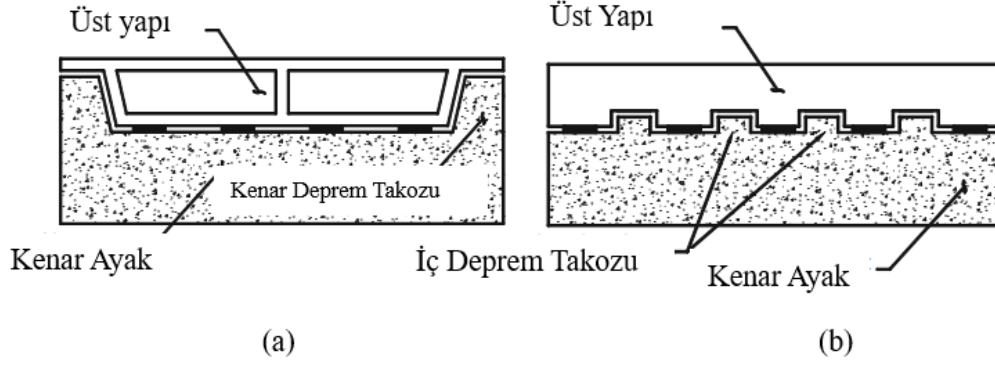


Şekil 3.5 Elastomer mesnet modeli

Köprüde toplam 192 adet çelik takviyeli elastomer mesnet bulunmaktadır. Açıklıklar farklı olduğundan dolayı elastomer mesnet üzerine gelen düşey yüklerde farklıdır bu da her bir açıklıktaki mesnetlerin kuvvet-şekil değiştirme ilişkisini etkiler. Doğrusal olmayan kuvvet-şekil değiştirme ilişkisini tanımlamak için, $F_y = \mu N$ bağıntısı ile sürtünme kuvveti kapasitesi belirlenirken, k_{pad} ile kayma rijitliği belirlenerek şekil değiştirme kapasitesi bulunur. Modellemede elastomer mesnetler X ve Y yönlerinde doğrusal olmayan, Z yönünde doğrusal link eleman kullanılarak modellenmiştir. “Kinematik Çevrimsel Model” elastomer mesnetler için seçilmiştir. SAP2000’in elastomer mesnetlerde çevrimsel yanıtı oluşturabilmesi için, mesnet tepkilerini etkileyecek yönlerin tanımlanması gerekmektedir.

3.3 Deprem Takozu Modeli

Deprem takozları, deprem anında köprünün tepkisini önemli ölçüde etkiler. Deprem sırasında üst yapıda büyük yerdeğistirmeler ortaya çıkabilir. Tabliyenin enine yönde hareketini kısıtlayarak, gelen kuvvetin kenar ve orta ayaklara aktarılmasını sağlarlar.



Şekil 3.6 Kenar deprem takozu (a) ve iç deprem takozu (b)

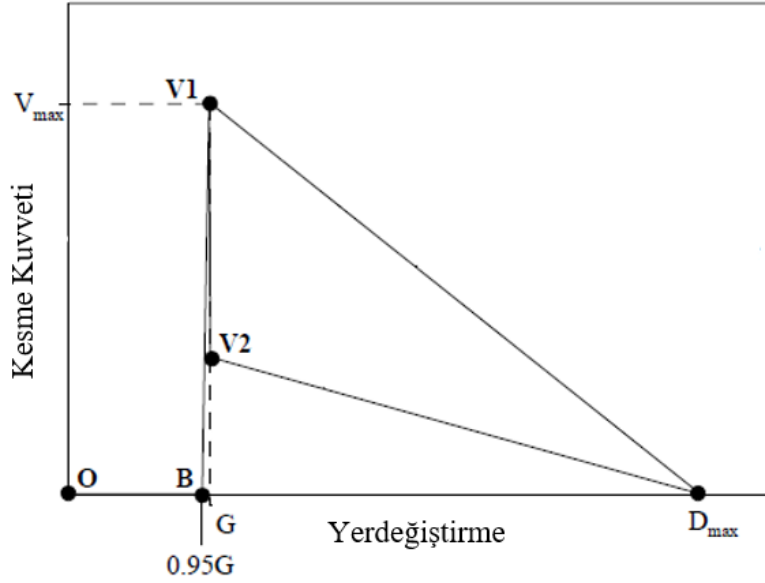
Deprem takozları Şekil 3.6’da gösterildiği üzere köprü üstünde yerleştirildikleri yere göre aralarında kenar (a) ve iç deprem (b) takozu olarak ikiye ayrılırlar. Genellikle enine yönde hareketi engellemek için köprü ayaklarında bulunurlar. Kenar deprem takozları iç deprem takozlarından daha çok tercih edilirler çünkü deprem sonrası hasar görmeleri durumunda onarımı daha kolaydır.

Deprem takozlarının sismik performanslarını belirlemek amacıyla birçok deneysel çalışma yapılmış ve maksimum yük taşıma kapasitelerinin belirlenmesi için analitik modeller önerilmiştir. Silva vd. (2009) hem iç hem de kenar deprem deprem takozlarının sismik tepkilerini incelemek için deneyler yapmış; takozların kapasiteleri ve çevrimsel yükler altındaki performansları için bir dizi model ve bağıntı geliştirmiştir. Bozorgzadeh vd. (2006) ise kenar deprem takozu üzerine yanal yükler uygulayarak bir deneysel araştırma programı yürütmüştür. Ancak, Megally vd. (2002)’nin aksine, kenar ayak ve kanat duvarlarının katkılarını da değerlendirmişlerdir.

3.3.1 İç Deprem Takozu

Megally vd. (2002), iç deprem takozunun kapasitesi ve yerdeğiştirmesi ile ilgili deneysel çalışmalarının bulgularını yayınlamışlardır. Bu çalışmanın sonuçlarına göre, deprem takozları maksimum kesme kuvveti kapasitesine ulaştıktan sonra da, sürtünme direnci sayesinde, tabliyenin enine yöndeki hareketini kısıtlamaya devam ederler. Şekil 3.7’ de bir iç deprem takozunun kuvvet-yerdeğiştirme grafiği gösterilmiştir. G noktası deprem takozu ve bitişindeki yapısal eleman ile arasındaki mesafedir. B noktası ise bu mesafenin %95’ine karşılık gelen noktadır. B noktasından itibaren yük, takozun kesme kuvveti taşıma kapasitesine ulaşana kadar sabit bir eğimle artar, V1 ile gösterilen kesme kuvveti kapasitesine

ulaşıldığında kesme kırılması gerçekleşir. Gevrek bir kırılma türü olan kesme kırılmasından itibaren taşıma gücünde hızlı bir azalma ortaya çıkar. Eğer takoz monolitik yük etkisinde ise yük-yerdeğiştirme eğrisi doğrusal biçimde azalarak maksimum yerdeğiştirmeye (D_{max}) ulaşır. Yükün çevrimsel olması durumunda kesme kuvveti kapasitesi ani bir düşüşle V1'den V2'ye iner ve bu değerden itibaren monotonik yüklemeninkine benzer bir davranış gözlenir.



Şekil 3.7 İç deprem takozu modeli

Megally vd. (2002), V1 (V_{max}) ve V2 (V_{cyclic})'nin hesabı için denklem 3.1'de maksimum kesme kuvveti, denklem 3.2'de döngüsel yükler altında ulaşılan kesme kuvveti ve denklem 3.3'te iç deprem takozu rijitliği verilmiştir.

$$V_{max} = 11,3\sqrt{f'c'bd} \quad (3.1)$$

$$V_{cyclic} = V_{max} \times c \quad (3.2)$$

$$K_1 = \frac{V_{max}}{0,05G} \quad (3.3)$$

Burada:

V_{max} : Deprem takozundaki maksimum yük taşıma kapasitesi (kip)

V_{cyclic} : Deprem takozundaki döngüsel yük taşıma kapasitesi (kip)

$f'c'$: Deprem takozunun beton mukavemeti (ksi)

b : Deprem takozu genişliği (in)

d : Deprem takozu uzunluğu (in)

K_1 : Rijitlik (kip/in)

G : Boşluk (in)

α = en boy oranı

$$c = 1.5\alpha - 0.25$$

3.3.2 Kenar Deprem Takozu

Kenar deprem takozlarının kapasitesi Megally vd. (2002)'nin yaptığı çalışmalara dayanarak tanımlanmıştır. Bu çalışmada, betonarme deprem takozu için iki farklı kapasite belirlenmiştir. Bu kapasite değerleri aşağıdaki formüllerle hesaplanmaktadır.

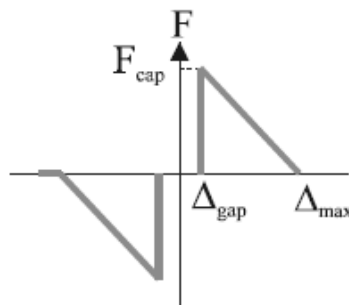
$$F_{u1} = \mu_{fr} A_{vf} f_{sy} \quad (3.4)$$

Denklem 3.4'de kesme sürtünmesi modeli kullanılarak ilk kapasite hesaplanır. A_{vf} (mm²), deprem takozunun kırılma düzlemindeki donatı çubuğunun kesit alanıdır. Statik sürtünme katsayısı μ_{fr} olup, 1 olarak alınmıştır ve f_{sy} (MPa) çeliğin akma dayanımıdır.

$$F_{u2} = A_{vf} f_{sy} / \alpha \quad (3.5)$$

Denklem 3.5'te çubuk benzeşimi kullanılarak 2. Kapasite hesaplanır. İlk formülden farklı olarak, α , deprem takozunun en-boy oranıdır.

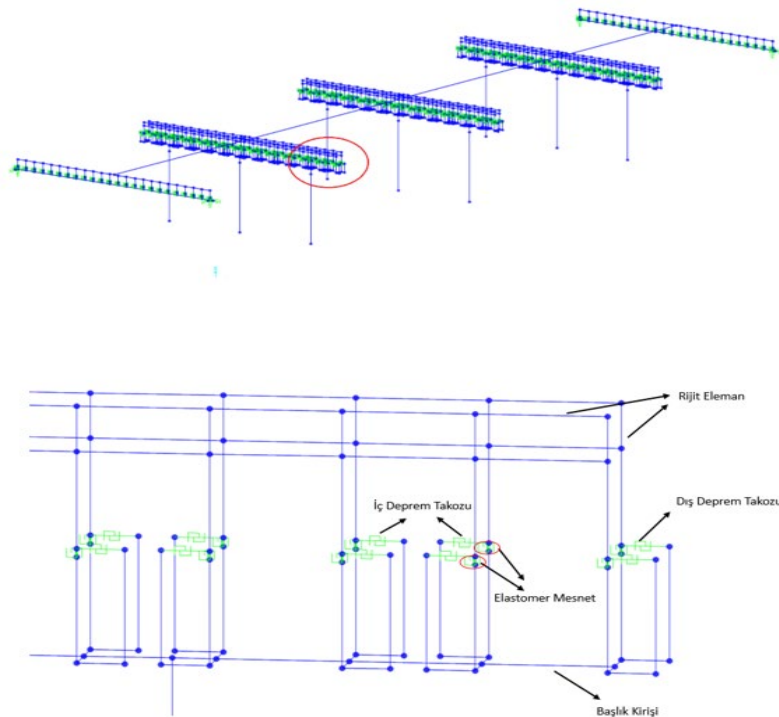
Yapılan hesaplar sonucunda kapasitesi küçük olan formül kullanılmıştır. Deprem takozunun boşluk kapandıktan sonraki rijitliği, deprem takozunun çatlamış kesme rijitliğine eşit alınabilir.



Şekil 3.8 Kenar deprem takozu modeli

F_{cap} , deprem takozunun kesme kuvveti kapasitesini ifade eder (Mangalathu, 2017). Megally vd. (2002), deprem takozu üzerinde bir dizi deney gerçekleştirmiş ve Δ_{max} ile Δ_{gap} arasındaki farkın 8.89cm olduğu durumda, deprem takozlarının kapasitesinin sıfıra düştüğü deformasyon seviyesine ulaşıldığını bulmuşlardır.

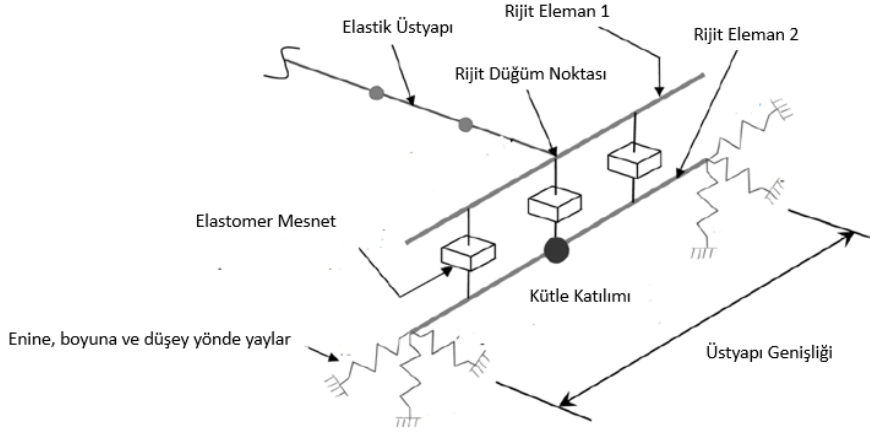
Bu çalışmada, iç deprem takozları sadece orta ayaklarda, kenar deprem takozları ise hem orta hem kenar ayaklarda modellenmiştir. Modelde toplamda 148 adet deprem takozu bulunmaktadır. Her iki deprem takozu için de SAP2000 programındaki doğrusal olmayan link eleman kullanılmıştır. Deprem takozları yatay yöndeki kuvvetleri karşıladıkları için, köprü enine yönde, Y doğrultusunda, doğrusal olmayan özellikleri girilmiştir. İç deprem takozunun kapasitesi denklem 3.1'e göre hesaplanmıştır, Kenar deprem takozu ise denklem 3.4'e göre hesaplanmıştır. Her iki deprem takozunun kapasitelerini yitirdiği maksimum deformasyon Megally vd. (2002) tarafından yapılan deneylerde, Δ_{max} ile Δ_{gap} arasındaki farkın 8.89cm olacak şekilde girilmiştir. Köprü Üst yapısı çubuk modeli Şekil 3.9'da verilmiştir.



Şekil 3.9 Köprü üst yapısı çubuk modeli

3.4 Köprü Kenar Ayak Modeli

Köprü kenar ayak modelini oluşturmak için Mackie ve Stojadinović (2003) tarafından önerilen model kullanılmıştır. Model Şekil 3.10’da gösterilmiştir. Model kenar ayağın enine, düşey ve boyuna yöndeki davranışlarını yaylarla dikkate alır. Kenar ayak kütlesi ise kenar ayağın kütlesi ile duvar arkasındaki dolgunun belirli bir bölümü dikkate alınarak hesaplanır.



Şekil 3.10 Kenar ayak modeli

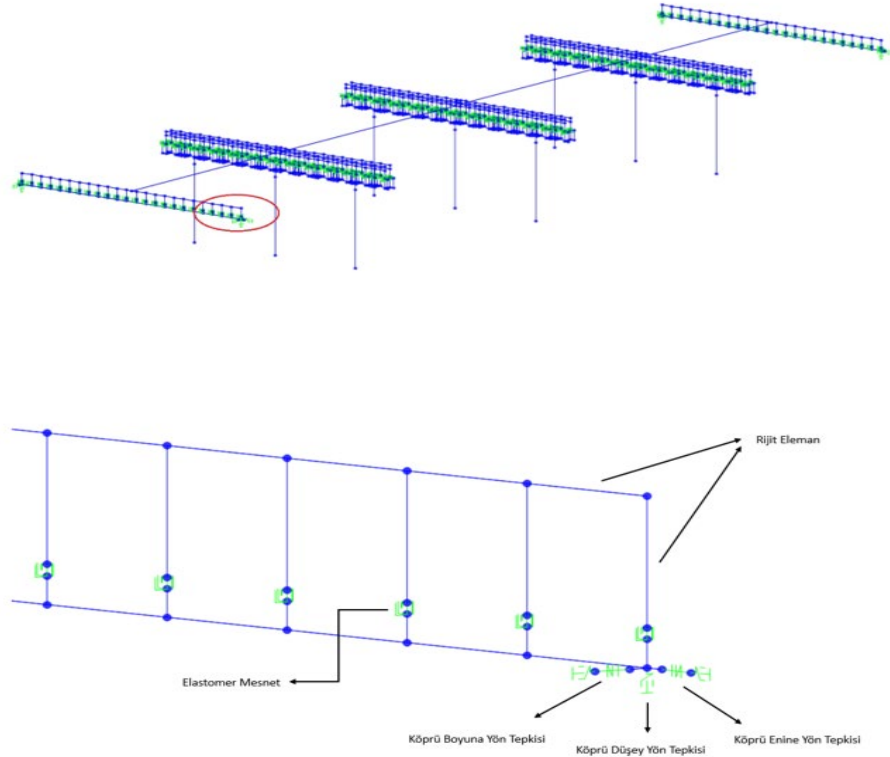
Köprü tabliyesinin kenar ayağa çarpması sonucu ortaya çıkan boyuna yöndeki tepkisi, tabliye ve kenar ayağın arasındaki boşluğun kapanması ve çarpışmanın gerçekleşmesi ile ortaya çıkar. Dolayısıyla bu tepkide elastomerik mesnet özellikleri, tabliye ile kenar ayak arka duvarı arasındaki boşluğun uzunluğu, arka duvarın geometrik özellikleri ve kenar ayak arasındaki dolgu malzemesinin özellikleri etkindir. Deprem etkisi altında, üst yapıdan gelen yatay kuvvetler elastomer mesnetler aracılığıyla kenar ayak alın duvarına iletilir ve buradan temele, varsa kazıklara ve zemine aktarılır. Çarpma gerçekleştiğinde ise kenar ayak alın duvarı ile arkasındaki zemin arasında bir etkileşim oluşur ve bu etkileşim tam pasif dolgu basıncını harekete geçirebilir.

Benzer durumun enine yönde ortaya çıkması durumunda köprü enine yöndeki tepki, benzer biçimde elastomer mesnet, deprem takozları, varsa kenar ayak kazıkları, kanat duvarları ve dolgu malzemesinin sağladığı rijitliğe dayanmaktadır. Yatay yönden gelen kuvvetler sırasıyla elastomer mesnet aracılığıyla deprem takozlarına dolayısıyla kenar ayağa, varsa kazıklara ve temele ardından da zemine aktarılır. Bu durumda da kanat duvarları ile dolgu arasında bir etkileşim söz konusu olur.

Bununla beraber kanat duvarı arkasında dolgu olması halinde, bu dolgu yatay yerdeğiştirmeyi sınırlandıracaktır. Bunun bir sonucu olarak köprü kirişlerinin takozlara çarpması durumunu dikkate almak üzere yaylar kullanılmış, kanat duvarı arkasındaki dolguda herhangi bir yer ya da şekildeğiştirme olmayacağı varsayılmıştır. Literatürde bu yaklaşımı kullanan çalışmalar mevcuttur (Mikes ve Kappos, 2021). Bu yaklaşım takozların kesme dayanımının kontrolü ağısından da güvenli taraftadır.

Köprünün düşey yöndeki davranışı, elastomer mesnet ve toprak dolgusunun düşey rijitlikleri (Wilson ve Tan,1990) dikkate alınarak modellenmiştir.

Köprünün kenar ayak çubuk modeli şekil 3.11’de gösterilmiştir.



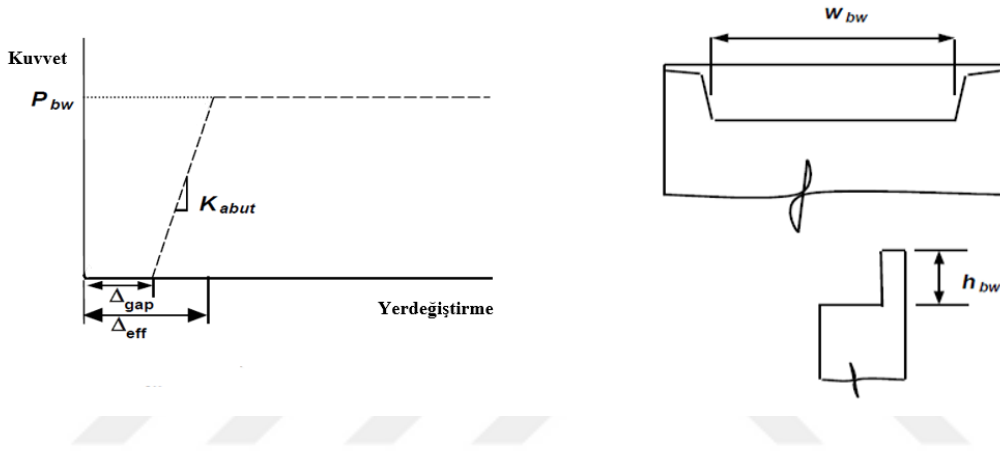
şekil 3.11 Kenar ayak çubuk modeli

3.4.1 Geri Dolgu

Köprü üstyapısı ile kenar ayağın arka duvarı arasındaki boşluk boyuna yönde kapandığı zaman, toprak dolgusunun pasif basıncı devreye girer. Bu durumda, dolgu malzemesinin başlangıç rijitliği önem kazanır. Caltrans Seismic Design Criteria 1.7 (2013) madde 7.8.1-1’ ye göre Standart şartnamelerine uygun olan dolgu malzemesi için başlangıç rijitliği denklem 3.6’da verilmiştir.

$$K_i = \frac{28.7 \text{ kN / mm}}{m} \quad (3.6)$$

Caltrans Seismic Design Criteria 1.7 (2013)'e göre boyuna yönde toprak dolgusunun pasif boyuna tepkisi ideal elastoplastik kuvvet-yerdeğiştirme ilişkisiyle modellenmiştir. Bu ilişki kenar ayak mesnetli model için Şekil 3.12'de, kenar ayak rijitliği denklem 3.7'de ve kenar ayağın hareketini engelleyen pasif basınç kuvveti ise denklem 3.8'de gösterilmiştir. Köprü üst yapısı ile kenar ayak arka duvarı arasındaki boşluk Şekil 3.12'de Δ_{gap} ile gösterilmiş olup, Δ_{eff} ise idealize edilmiş akma noktasındaki etkin boyuna kenar ayak yerdeğiştirmesidir.



Şekil 3.12 Caltrans kuvvet-şekildeğiştirme ilişkisi

$$K_{abut} = K_i \times w \times \left(\frac{h_{bw}}{1.7} \right) \quad (3.7)$$

$$P_{bw} = A_e \times 239 \times \frac{h_{bw}}{1.7} \quad (3.8)$$

Burada,

K_{abut} : Kenar ayak rijitliği (kN/m)

P_{bw} : Pasif basınç kuvveti (kN)

K_i : Toprak dolgusu başlangıç rijitliği (kN/mm/m)

w : Üst yapı kesit genişliği (m)

h_{bw} : Arka duvar uzunluğu (m)

A_e : Kenar ayak arka duvar alanı (m²)

3.4.2 Kenar Ayak Kütle Katılımı

Yapının titreşim özelliklerini (periyot ve mod şekli) gerçekçi biçimde hesaplayabilmek için köprü kenar ayağının ve arkasındaki dolgunun kütlesi dikkate alınmalıdır. Bu çalışmada, bu amaçla Zhang ve Makris (2006) tarafından önerilen yöntem kullanılmıştır. Bu yöntem, duvar arkasındaki dolgunun belirli bir uzunluğunun dikkate alınmasına dayanır. Kritik uzunluk (L_c) olarak adlandırılan bu uzunluk aşağıda denklem 3.9 ile hesaplanır.

$$L_c = 0.7 \times \sqrt{S \times B_c \times H_a} \quad (3.9)$$

Burada:

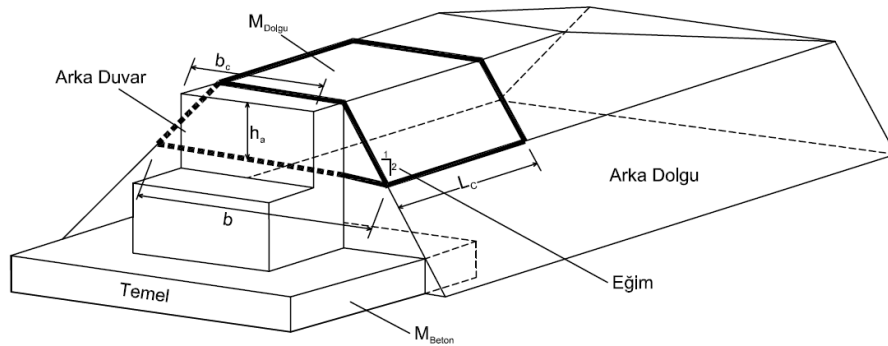
L_c : Kritik uzunluk (m)

S : Kenar ayak arkasındaki dolgunun eğimi

B_c : Alın duvarı genişliği (m)

H_a : Alın duvarı yüksekliği (m)

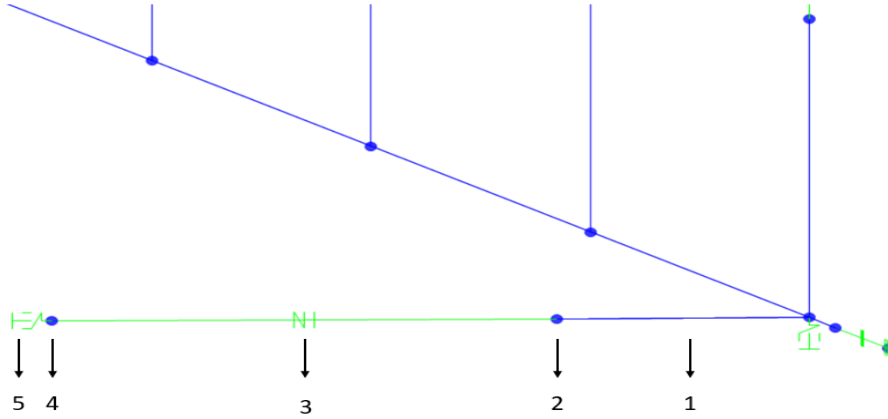
anlamına gelir. Kenar ayağın toplam kütlesi ($m_{kenar\ ayak} = m_{beton} + m_{dolgu}$) temel, alın duvarı ve kanat duvarı gibi duvar bileşenlerinin kütleleri (m_{beton}) ile duvar arkasındaki toprak kütlelerinin (m_{dolgu}) toplamından oluşur. Sözü edilen dolgunun hacmi Şekil 3.13'te kalın çizgiler ile gösterilmiştir. Dolgu toprağının yoğunluğu, γ_{Soil} , 19kN/m³ olarak alınmıştır (Bozorgzadeh vd., 2007).



Şekil 3.13 Kenar ayak geri dolgu

3.4.3 Kenar Ayak Boyuna Yön Analitik Modeli

Köprü boyuna doğrultuda, doğrusal olmayan davranışı modellemek adına kesme ve moment serbestlikleri tanımlanmış rijit bir eleman, her iki uçta sadece boyuna doğrultuda ötelenmeye izin veren bir boşluk elemanı (GAP), ve arka dolgudan kaynaklı yerdeğiştirmeyi temsil eden ve uzunluğu sıfır (zero-length element) olan bir eleman bulunur. Şekil 3.14’te bu sistem gösterilmiştir.

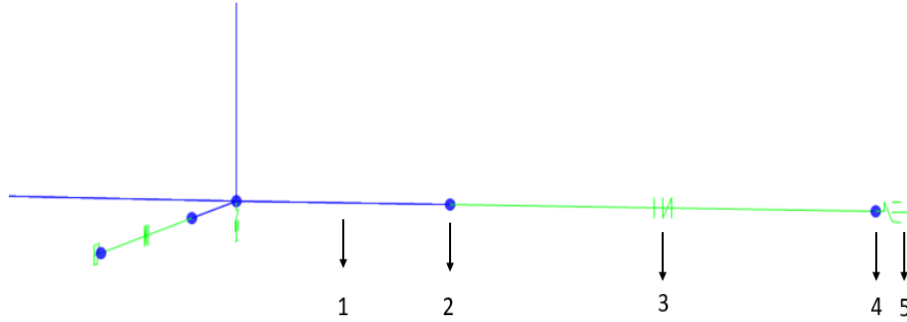


Şekil 3.14 Kenar ayak boyuna yön analitik modeli

- “1” numaralı eleman köprü kenar ayak modelini boyuna doğrultuya bağlayan rijit bağlantıyı temsil eder.
- “2” numaralı düğüm noktası kesme kuvveti ve moment aktarmaz.
- “3” numaralı ile gösterilen 2 düğüm noktalı bağlantı elemanı (link) sadece boyuna yönünde, boşluğu dikkate almak üzere, basınca çalışan bir boşluk elemanı (GAP element) bırakılmıştır.
- “2” ve “4” numaralı düğüm noktalarında sadece köprü boyuna yerdeğiştirmesine izin verilmiş, diğer yöndeki serbestlikler kısıtlanmıştır.
- “5” numaralı uzunluğu sıfır olan (zero-length element) bağlantı elemanı ise, kenar ayak ile arkasındaki dolgu arasındaki etkileşimin sonucu olarak ortaya çıkan boyuna yöndeki yerdeğiştirmeyi temsil eder.

3.4.4 Kenar Ayak Enine Yön Analitik Modeli

Köprü enine yönde, doğrusal olmayan davranışı modellemek için, boyuna yöndeki modele benzer seri bir sistem kullanılmıştır. Kesme ve moment serbestlikleri tanımlanmış rijit bir eleman, enine doğrultuda sadece basında çalışan bir boşluk elemanı (GAP) ve en uçta sıfır uzunlukta (zero-length element) kenar deprem takozu tanımlanmıştır. Şekil 3.15'te bu sistem gösterilmiştir.



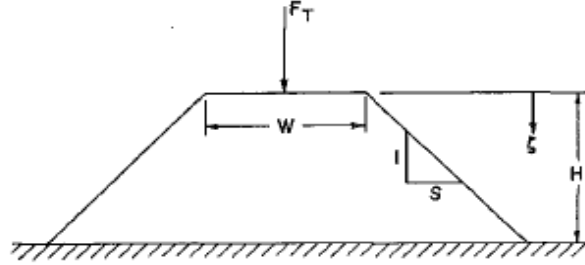
Şekil 3.15 Kenar ayak enine yön analitik modeli

- “1” numaralı eleman köprü kenar ayak modelini enine doğrultuya bağlayan rijit bağlantıyı temsil eder.
- “2” numaralı düğüm noktası kesme kuvveti ve moment aktarmaz.
- “3” numaralı ile gösterilen 2 düğüm noktalı bağlantı elemanı (link) sadece enine yönünde, boşluğu dikkate almak üzere, basınca çalışan bir boşluk elemanı (GAP element) bırakılmıştır.
- “2” ve “4” numaralı düğüm noktalarında sadece köprü enine yerdeğiştirmesine izin verilmiş, diğer yöndeki serbestlikler kısıtlanmıştır.
- “5” numaralı uzunluğu sıfır olan (zero-length element) bağlantı elemanı ise, kenar deprem takozunun enine yöndeki kuvvet-yerdeğiştirme davranışını temsil etmektedir.

3.4.5 Kenar Ayak Düşey Yön

Kenar ayağın düşey yöndeki davranışı, elastomer mesnetin düşey rijitliği (Şekil 3.4a) ile Wilson ve Tan (1990) tarafından geliştirilen yöntemle hesaplanan toprak dolgusunun düşey rijitliği (Denklem 3.10) dikkate alınarak modellenmiştir.

Şekil 3.16’da kenar ayak toprak dolgusunun düşey yöndeki görseli sunulmuştur. Kenar ayağın düşey yöndeki davranışı, her iki köşede yer alan doğrusal link eleman ile modellenmiştir.



Şekil 3.16 Kenar ayak toprak dolgusu düşey yön

$$k_s = \frac{SE}{\ln \left(1 + 2S \frac{H}{W} \right)} \quad (3.10)$$

Burada,

k_s : Toprak dolgusunun düşey yöndeki rijitliği (kN/m)

S : Toprak dolgusu eğimi

W : Kenar ayak üst genişliği (m)

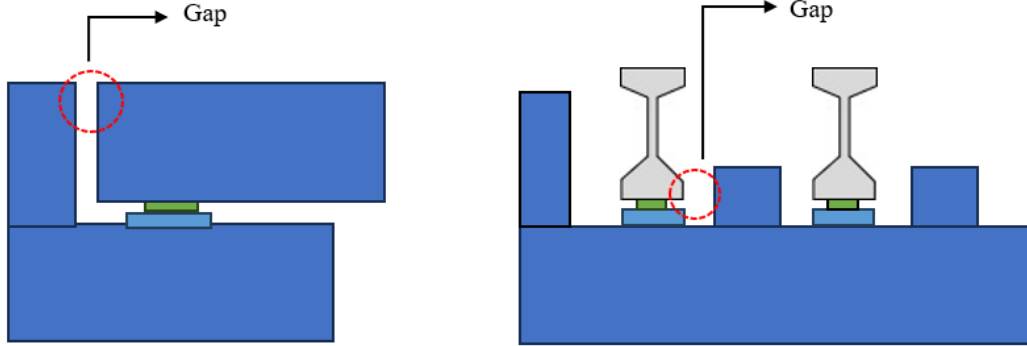
E : Elastik Modül (Pa)

H : Toprak dolgusu yüksekliği (m)

3.5 Boşluk Elemanı (GAP)

Boşluk elemanları köprülerin sismik tepkisini önemli ölçüde etkilerler. Boşluklar boyuna yönde üstyapı ile kenar ayak arasında olabileceği gibi, enine yönde giriş veya deprem takozları arasında olabilirler (Şekil 3.17). Boşluk elemanlarında (GAP element), boşluk kapandıktan sonra farklı yapısal elemanların etkileşiminden kaynaklanan ani bir rijitlik artışı meydana gelir. Muthukumar ve DesRoches (2006), sözü edilen rijitliği çarpışan yapısal elemanların eksenel rijitliği (EA/L) ile orantılı olarak ele alır. Kim (2003)’e göre, boşluk elemanında büyük rijitlikler kullanıldığında analizde yakınsama sorunları ortaya çıkabilir. Kim ve Shinozuka (2003), bu sorunları en aza indirmek için boşluk elemanının rijitliğinin, bitişindeki elemanın rijitliğinin 1000 katını aşması gerektiğini önermişlerdir.

Aviram vd. (2008) ise bu rijitliğin bitişik eleman rijitliğinin 10 katı olması gerektiğini öne sürer. Bu çalışmada Aviram'ın önerisi takip edilmiş ve köprüdeki boşluk eleman rijitliği, bitişikindeki yapının rijitliğinin 10 katı olarak alınmıştır.

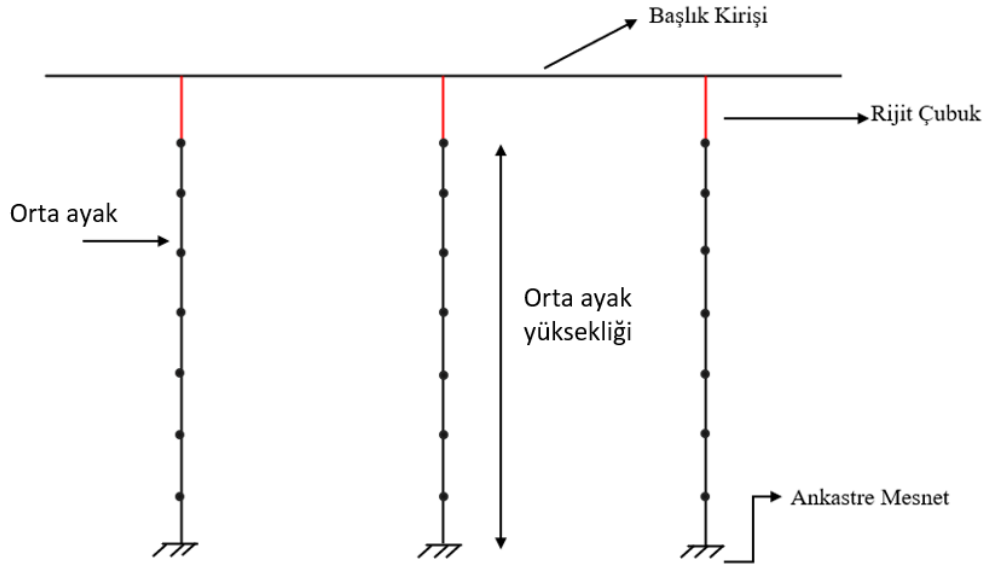


Şekil 3.17 Boşluk elemanı

Boşluk eleman SAP2000 programında sonlu uzunlukta doğrusal olmayan bağlantı elemanı olarak tanımlanmıştır. Boşluk elemanın doğrusal ve doğrusal olmayan analiz durumlarında kullanılmak üzere özelliklerinin tanımlanması gerekir. Doğrusal olmayan analiz yapıldığından dolayı, doğrusal kısımda rijitlik ve uzunluk girilmemiştir. Doğrusal olmayan kısımda, boşluk elemanının rijitliği, ana elemanın rijitliğinin 10 katı olarak tanımlanmıştır ve köprüde çarpışma riski taşıyan bitişik elemanlar arasındaki boşluk mesafesi olduğu gibi girilmiştir.

3.6 Orta Ayak

Orta ayakların doğrusal olmayan davranışı plastik mafsal modeli kullanılarak dikkate alınmıştır. Şekil 3.18'de görüldüğü gibi başlık kirişinin merkezinden ayak üst ucuna kadar olan bağlantı rijit elemanla sağlanmıştır. Orta ayaklar temele ise ankastre olarak mesnetlenmiştir.



Şekil 3.18 Orta ayak

Etkin kesit rijitliğini dikkate almak üzere denklem 3.11’de moment eğrilik ilişkisinden elde edilen akma-momentini ve akma-eğriliği kullanılmıştır.

$$E I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (3.11)$$

E : Elastik Modül

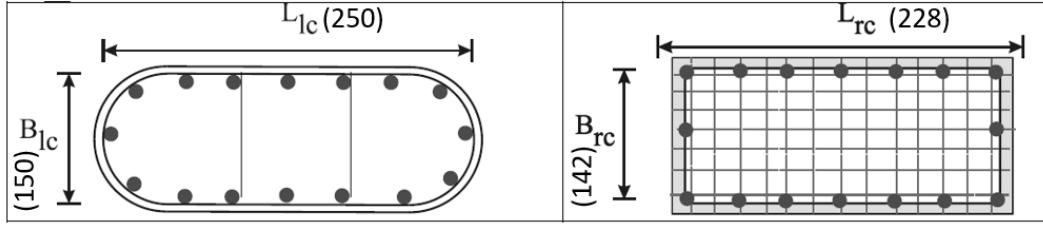
I_{eff} : Efektif atalet momenti

M_y : Ölü yük altında moment-eğrilik analizi ile belirlenen akma momenti

ϕ_y : Ölü yük altında moment-eğrilik analizi ile belirlenen idealize edilmiş akma eğriliği

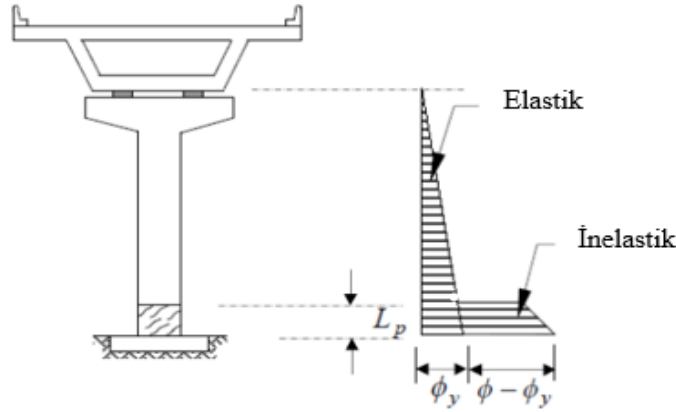
Köprünün mevcut orta ayakları eliptik bir kesit geometrisine sahip olup, SAP2000 programında eliptik bir kesitin doğrusal olmayan özelliklerinin modellenmesi, geometrik ve malzeme tanımlamaların sınırlamaları nedeniyle güçlükler içermektedir. Bu nedenle, kesit dikdörtgen olarak idealize edilmiştir. Mangalathu (2017) tarafından yapılan çalışmalar kapsamında, kesit dönüştürülmesi ile ilgili olarak eliptik kesitin dikdörtgen kesite dönüştürülmesi Şekil 3.19’da şematik olarak gösterilmiştir. Orta ayak kesitlerinin dönüşümü, çekirdek betonu yüksek şekildeğiştirme değerlerinde de yük taşıyabildiğinden sargılı beton alanı esas alınarak yapılır. Kabuk betonu, eğilme durumunda çok daha küçük bir şekildeğiştirme seviyesinde basınç dayanımına ulaştığından kesit dönüşümünde

kabuk betonu ihmal edilir. Dönüştürülen kesit boyutları cm cinsinden Şekil 3.19’da gösterilmiştir.



Şekil 3.19 Kesit dönüştürülmesi

Şekil 3.20’de görüldüğü gibi, deprem sırasında plastik mafsallar akma noktasının ötesine geçip büyük inelastik deformasyonlara neden olabilirler. Böylece, orta ayakların deprem etkilerinden korunması için gerekli güvenlik sağlanmış olur.



Şekil 3.20 Orta ayak doğrusal olmayan davranışı (Kaptan, 2017)

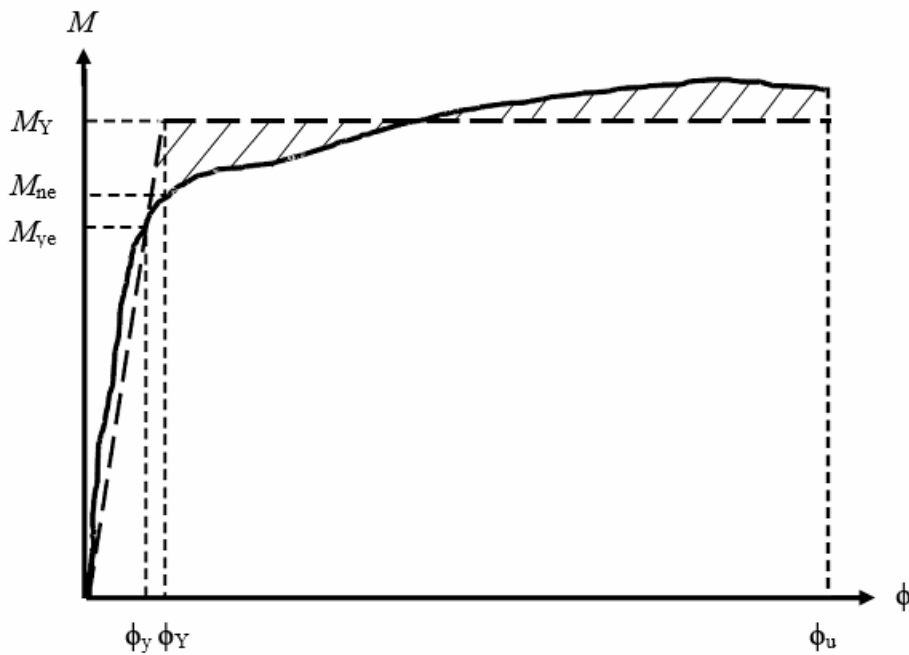
Yığılı plastik mafsallık davranış modeli, genellikle büyük şekildeğiştirme ve sünek davranışlar sergileyen sistemlerde kullanılır. Doğrusal olmayan şekildeğiştirmenin taşıyıcı sistem elemanında belirli bir uzunluk boyunca sabit bir biçimde oluşacağı varsayımına dayanan plastik mafsallık hipotezinde dönmeye eğrilik arasındaki ilişki plastik mafsallık boyu olarak tanımlanan parametreyle sağlanır. Plastik mafsallar ayakların alt ve üst uçlarında tanımlanmıştır. Yığılı plastik mafsallık boyu ise Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği (2020) denklem 3.12’ye göre hesaplanır.

$$L_p = 0.08L_k + 0.022f_{ye}d_{bl} \geq 0.044f_{ye}d_{bl} \quad (3.12)$$

Burada L_p plastik mafsal boyunu(mm), L_k konsol olarak çalışan kolonun boyunu veya konsol olarak çalışmayan kolonun yarı boyunu(mm), f_{ye} donatı çeliği akma dayanımını (MPa), d_{bl} boyuna donatı çapını(mm) gösterir.

3.6.1 Plastik Mafsal Kesitinde Moment- Eğrilik İlişkisi

Plastik mafsal kesitlerindeki Moment-Eğrilik ilişkisi, Mander sargılı ve sargısız beton modeli ile donatı çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme özellikleri dikkate alınarak eksenel kuvvet etkisi altında hesaplanır. Pekleşme momentini dikkate alarak idealize edilmiş bir moment eğrilik ilişkisi Şekil 3.21’de sunulmuştur.



Şekil 3.21 Moment-eğrilik eğrisinin idealizasyonu

M_Y : İdealize edilmiş moment kapasitesi

M_{ye} : Akma anındaki moment kapasitesi

M_{ne} : Nominal moment kapasitesi

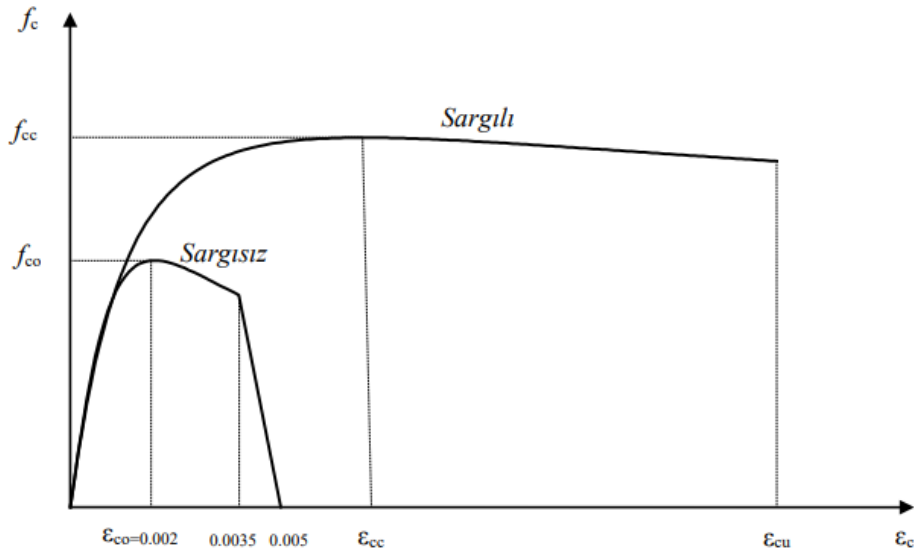
ϕ_y : Akma eğriliği

ϕ_Y : İdealize edilmiş akma eğriliği

ϕ_u : Maksimum eğrilik

3.6.2 Mander Sargılı-Sargısız Beton Modeli

Orta ayak kesitinin sargılı ve sargısız kısımları için ayrı malzeme modelleri kullanılarak gerçekleştirilmiştir, Şekil 3.22'de gösterildiği gibi, sargı etkisi ile birlikte, betonun dayanımını ve sünekliği artar. Betonda sargılama olmadığı zaman, dayanım ve gerilme açısından farklılıklar oluşur.



Şekil 3.22 Sargılı ve sargısız beton modellerine ait gerilme-şekildeğiştirmeleri

f_{co} : Sargısız beton basınç dayanımı

f_{cc} : Sargılı beton dayanımını

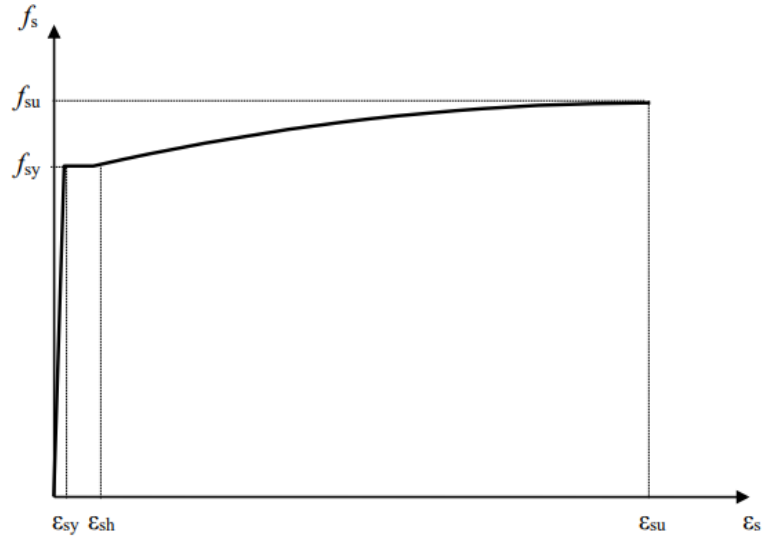
ϵ_{co} : Sargısız betonun dayanabileceği en yüksek basınç gerilmesi anındaki birim şekil değiştirmeyi,

ϵ_{cc} : Sargılı betonun dayanabileceği en yüksek basınç gerilmesi anındaki birim şekil değiştirmeyi

ϵ_{cu} : Sargılı betonda maksimum basınç gerilmesi noktasındaki birim şekil değiştirmeyi ifade eder.

3.6.3 Donatı Malzeme Modeli

İlgili kesitin Moment-eğrilik analizinde, donatı çeliğinin doğrusal olmayan davranışını modellemek amacıyla Şekil 3.23 kullanılmaktadır. Gerilme-Birim şekil değiştirme arasındaki bağıntılar aşağıda belirtilmiştir.



Şekil 3.23 Donatı çeliği modeli gerilme-birim şekildeğiştirme ilişkisi

Grafikte;

ϵ_{sy} : Donatı çeliğinin akma noktasındaki birim şekil değiştirmesini,

ϵ_{sh} : Donatı çeliğinin akma platosunun sonundaki birim şekil değiştirmesini,

ϵ_{su} : Donatı çeliğinin kopma noktasındaki birim şekil değiştirmesini,

f_{sy} : Donatı çeliğinin akma dayanımını,

f_{su} : Donatı çeliğinin kopma dayanımını

göstermektedir.

4

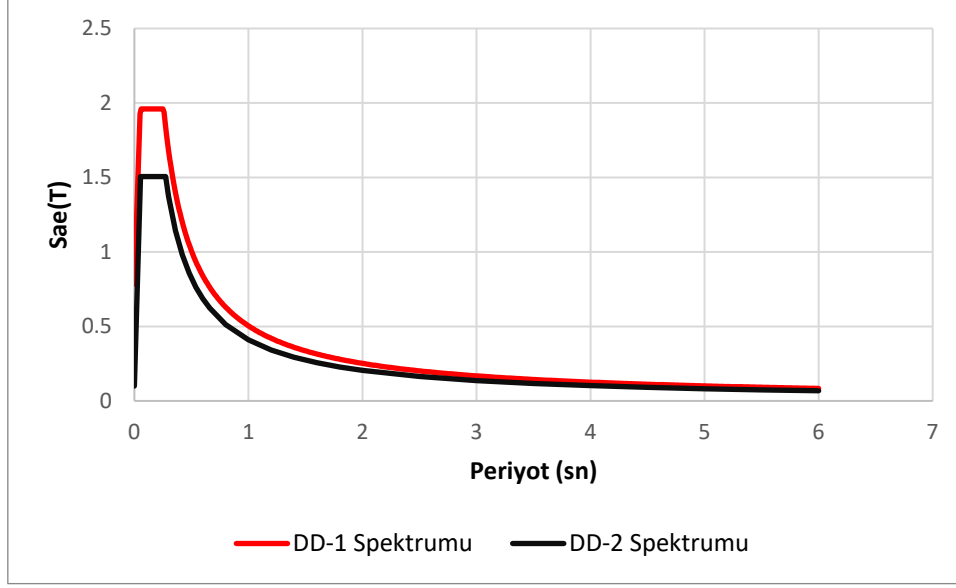
DEPREM KAYITLARI

Köprünün artımsal zaman tanım alanında analizini gerçekleştirmek amacıyla deprem kayıtları seçilmiştir. Bu bölümde, deprem kayıtlarının sınıflandırılması, seçim ölçütleri, ölçekleme yöntemleri, özellikler ve ivme spektrumları açıklanmıştır. Deprem kayıtları zemin sınıfını temsil eden kayma dalgası hızı aralığında seçilmiştir. Mevcut geoteknik raporunda zemin sınıfı ZB olarak belirtilmiştir ve analizler bu zemin sınıfına göre yapılmıştır.

4.1 Hedef Spektrum

Köprünün doğrusal olmayan davranışı, DD-1 (50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem yer hareketi düzeyi) deprem yer hareketi düzeyine göre yapılacaktır. Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliğince bu tip bir köprü için öngörülen hedef performans DD-1 yer hareketi düzeyi için Göçmenin Önlenmesi ve DD-3 yer hareket düzeyi için Kesintisiz Kullanımdır.

Bu doğrultuda, köprü elemanlarının DD-1 deprem düzeyindeki davranışı, yerel zemin sınıfı ve ilgili koordinatlar kullanılarak Türkiye deprem tehlike haritasından alınmıştır. Mevcut köprüye ait tasarım spektrumu, AASHTO LRFD 2012 standartlarına göre hesaplanmış olup, DD-2 deprem düzeyine ait spektrum da dahil edilerek, Şekil 4.1’de gösterilmiştir.



Şekil 4.1 Hedef spektrum

4.2 Deprem Kayıtlarının Seçimi ve Spektral Eşleme

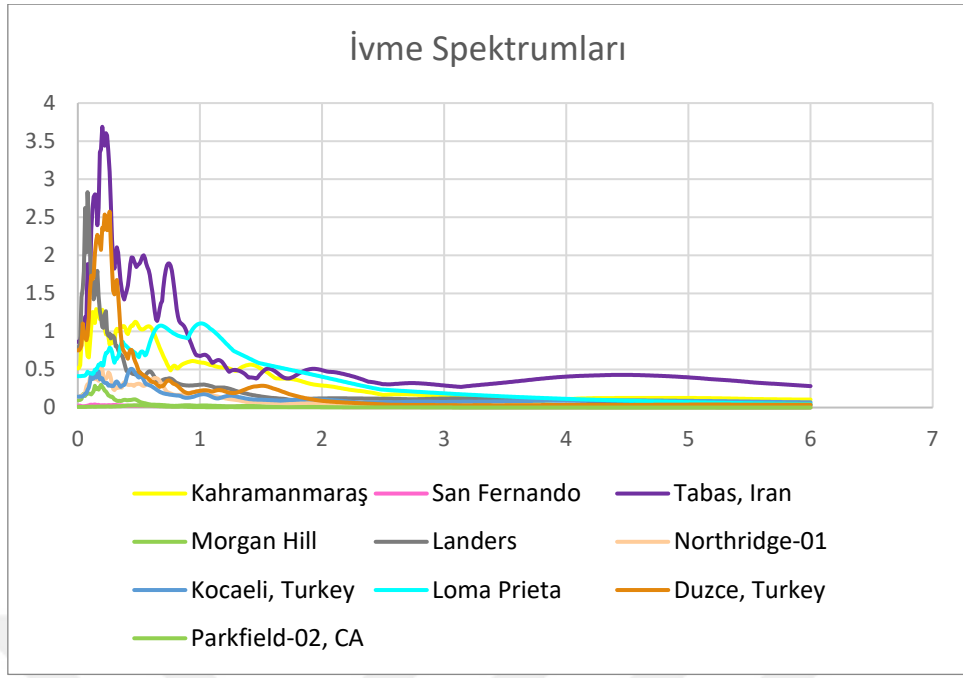
Artımsal zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizde kullanılacak olan yer hareketlerinin seçimi ve hedef spektrumuyla eşlenmesi, yapının deprem performans değerlendirmesinde büyük önem taşır. Bu analizde değerlendirilen sismik yer hareketi verileri, “Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi PEER” (http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database) veri tabanından temin edilmiştir. Deprem kayıtlarını seçerken, depremin yatay bileşenleri iki farklı yönde ayrı ayrı değerlendirilmiş ve yatay yönlerin bileşkesi alınmadan orijinal halleriyle kullanılmıştır. Düşey deprem kayıtları analizde kullanılmamıştır.

Alınan deprem kayıtları “Seismomatch” programı ile, yapının hedef spektrumu ile uyumlu olacak şekilde eşleştirilmiştir. Girilen her bir deprem kaydı için %5 sönüm ele alınmıştır. Toplamda 10 deprem kaydı kullanılmış ve genel özellikleri Tablo 4.1’de verilmiştir.

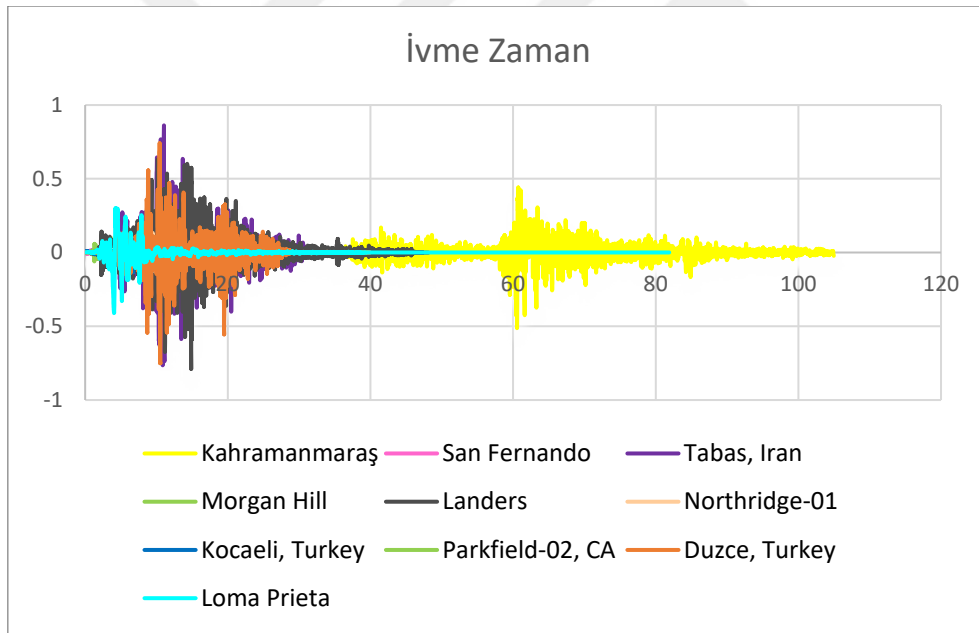
Tablo 4.1 Yer hareketleri

Deprem Kaydı	Yıl	Büyükölük	İstasyon	Kayma Dalgası Hızı Vs(30)	Uzaklık (km)	PGA (g)	Rjb (km)	Rrup (Km)	Zemin Sınıfı
San Fernando	1971	6.61	Cedar Springs, Allen Ranch	813.48	89.72	0.015	89.37	89.72	B
Tabas, Iran	1978	7.35	Tabas	766.77	1.79	0.86	1.79	2.05	B
Morgan Hill	1984	6.19	Gilroy Array #1	1428.14	14.9	0.098	14.9	14.91	B
Landers	1992	7.28	Lucerne	1369	2.19	0.63	2.19	2.19	B
Northridge-01	1994	6.69	Vasquez Rocks Park	996.43	23.1	0.13	23.1	23.64	B
Kocaeli, Turkey	1999	7.51	Gebze	792	7.57	0.14	7.57	10.92	B
Loma Prieta	1989	6.93	Los Gatos - Lexington Dam	1070.34	3.22	0.3	3.22	5.02	B
Duzce, Turkey	1999	7.14	IRIGM 496	760	4.21	0.74	4.21	4.21	B
Parkfield-02, CA	2004	6	Diablo Canyon Power Plant	1100	78.14	0.0055	78.14	78.24	B
Kahramanmaraş	2023	7.7	Andırın	998	8.6	0.44	20.54	20.54	B

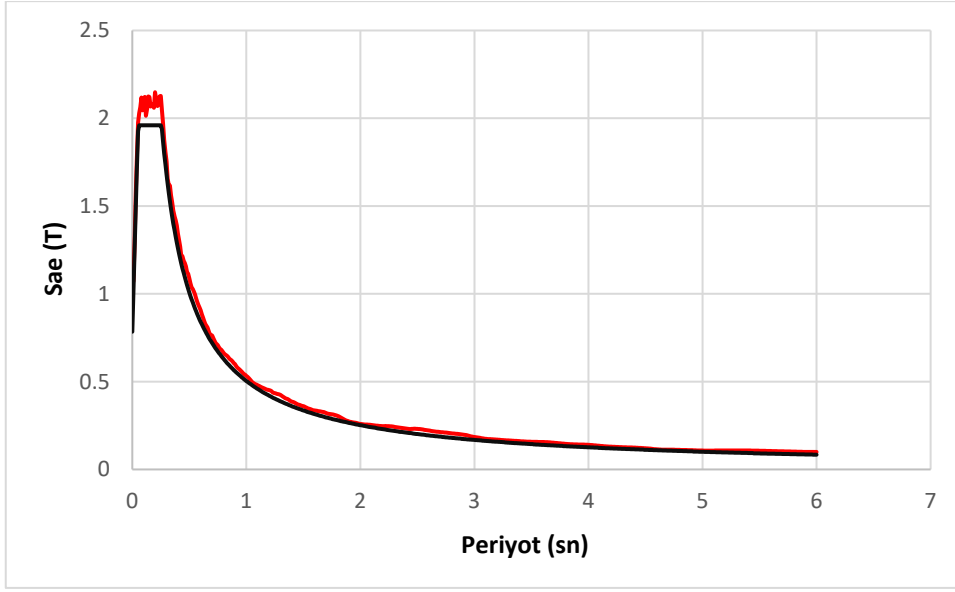
Analizde kullanılan tüm yer hareketlerinin ivme-zaman grafikleri ve spektrumları aşağıdaki şekilde sırasıyla Şekil 4.3 ve 4.4'te gösterilmiştir. Dönüştürülen deprem yer hareketleri için elde edilen spektrumların ortalamaları, hedef spektrumun üstünde kaldığı Şekil 4.5'te gösterilmiştir.



Şekil 4.3 Yer hareketlerinin ivme spektrumları



Şekil 4.4 Yer hareketlerinin ivme-zaman grafiği



Şekil 4.5 DD-1 deprem yer hareketi düzeyi ortalamaları

5

KÖPRÜ PERFORMANS SEVİYELERİ VE ELEMEN HASAR LİMİTLERİ

Türkiye Köprü Deprem yönetmeliğinde mevcut bir köprünün performansının değerlendirilmesi köprü sınıflandırması esas alınarak belirlenmiştir. Köprüler önem dereceleri bakımından üç ana kategoriye sınıflandırılmıştır. Bunlar, aşağıda açıklamaları verilen önemli köprüler, basit köprüler ve normal köprülerdir. Mevcut köprü, normal köprü sınıfına girmektedir.

KÖS = 1: Önemli köprüler

- Deprem sonrası acil müdahale açısından kritik kabul edilen köprüler: Yerleşim alanlarında, 10 km yarıçapındaki hastane, acil müdahale merkezleri, liman veya hava meydanlarına doğrudan ulaşım sağlayan ve alternatif güzergâhı bulunmayan standart köprüler.
- Güvenlik ve savunma açısından stratejik öneme sahip standart köprüler.
- Ana ulaşım ağında yer alan, deprem sonrası onarımı veya yeniden inşası yüksek maliyetli, zor ve zaman gerektiren köprüler.
- Ayakları su kütleleri içinde bulunanlar.

KÖS = 2: Normal köprüler

- KÖS = 1 ve KÖS = 3 haricindekiler.

KÖS = 3: Basit köprüler

- Deprem sonrası acil ulaşım bakımından önemli olmayan, tali, en çok üç açıklıklı, kurpta olmayan, toplam uzunluğu 100 m'den ve ayak yüksekliği 10 m'den az olan standart köprüler
- Tek açıklıklı köprüler.

Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği'ne göre, köprüler için dört performans düzeyi belirlenmiştir: Sınırlı Hasar, Kesintisiz Kullanım, Kontrollü Hasar ve Göçmenin Önlenmesi.

Kesintisiz Kullanım (KK) Performans Düzeyi: Bu performans düzeyi, köprü ana taşıyıcı sistem elemanlarında yapısal hasarın meydana gelmediği veya hasarın ihmal edilebilir ölçüde kaldığı duruma karşı gelmektedir.

Sınırlı Hasar (SH) Performans Düzeyi: Bu performans düzeyi, köprü ana taşıyıcı sistem elemanlarının sınırlı ve kolaylıkla onarılabilir hasarı temsil etmektedir.

Kontrollü Hasar (KH) Performans Düzeyi: Bu performans düzeyi, köprü ana taşıyıcı sistem elemanlarında çok ağır olmayan ve çoğunlukla onarılması mümkün olan kontrollü hasar düzeyine karşı gelmektedir.

Göçmenin Önlenmesi (GÖ) Performans Düzeyi: Bu performans düzeyi, köprü taşıyıcı sistem elemanlarında ileri düzeyde ağır hasarın meydana geldiği göçme öncesi duruma karşı gelmektedir.

Köprü sınıfına göre ve deprem davranış kategorisine göre performans seviyeleri, yönetmelikteki Bölüm 3.6'ya göre Tablo 5.1'de verilmiştir.

Tablo 5.1 Köprü performans hedefleri

Köprü Performans Hedefi			
Deprem Yer Hareketi Düzeyi	Köprü Önem Sınıfı		
	KÖS = 1	KÖS = 2	KÖS = 3
DD – 3	—	KK	KK
DD – 2a	KK	—	—
DD – 1	KH	GÖ	—

Türk Köprü Deprem Yönetmeliğinde köprünün performans seviyesi, yayılı ve yığılı plastik mafsallara göre, deformasyon ve dönme değerleri ile ilgili verilen limit değerler ile karşılaştırılarak tespit edilir. Köprünün performansını belirleyen hasar seviyesi ise dört sınıfa ayrılmaktadır; “Kontrollü Hasar, Sınırlı Hasar,

Kesintisiz Kullanım ve Göçmenin Önlenmesi”. Yayıllı plastik mafsal modeli kullanılması durumunda, betonda ve donatıdaki maksimum şekildeğiştirmelerin yönetmelikte verilen limit değeri Tablo 5.2’te yer almaktadır.

Tablo 5.2 Beton ve donatıya ait birim şekildeğiştirme limitleri

Malzeme	GÖ	KH	SH
Betonun birim şekil değıştirmesi	$0.5 \cdot \varepsilon_{cu} \leq 0.0135$	$0.67 \cdot \varepsilon_{cu} \leq 0.018$	0.004
Donatı çeliğinin birim şekil değıştirmesi	$0.5 \cdot \varepsilon_{su} \leq 0.053$	$0.67 \cdot \varepsilon_{su} \leq 0.040$	0.015

Burada,

ε_{su} : Donatı çeliğinde maksimum dayanımın karşılık geldiği birim şekil değıştirmeyi,

ε_{cu} : Sargılı betonun maksimum basınç altında gerçekleşen birim şekil değıştirmeyi,

ifade eder.

Yığıllı plastik model kullanılması durumunda ise, analiz sonucunda elde edilen ilgili dönme değeri, plastik dönme kapasiteleri ile karşılaştırılacaktır. Kontrollü Hasar, Göçmenin Önlenmesi ve Sınırlı Hasarın performans seviyesine karşılık gelen plastik dönme limitleri aşağıda verilen denklem 5.1, 5.2, 5.3 ve 5.4 kullanılarak bulunabilir. Mevcut köprüde yapılan analizde, yığıllı plastik mafsal modeli kullanılmış olup hasar seviyeleri dönme sınırlarıyla belirlenmiştir.

$$\theta_p^{(GÖ)} = (0.67\phi_u - \phi_y)L_p \quad (5.1)$$

$$\theta_p^{(KH)} = (0.5\phi_u - \phi_y)L_p \quad (5.2)$$

$$\theta_p^{(SH)} = (\phi^{SH} - \phi_y)L_p \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_c^{SH} = 0.004 \quad \varepsilon_s^{SH} = 0.015 \quad (5.4)$$

Burada,

$\theta_p^{(GÖ)}$: Göçmenin önlenmesi performans seviyesinde plastik dönme sınırı

$\theta_p^{(KH)}$: Kontrollü hasar performans seviyesinde plastik dönme sınırı

$\theta_p^{(SH)}$: Sınırlı hasar performans seviyesinde plastik dönme sınırı

θ_u : Toplam Eğrilik

θ_y : Akma Eğriliği

L_p : Plastik mafsalsal boyunu,

ifade eder.

Analizde köprü bileşenlerinin artımsal dinamik analiz sonucunda ortaya çıkan sismik hasar durumları, ayaklar için dönme kapasiteleri ile, elastomer ve deprem takozu için ise Tablo 5.3’de verilen yerdeğiştirme kapasiteleriyle tanımlanan hasar sınır durumlarıyla karşılaştırılmıştır (Cardone, 2020).

Tablo 5.3 Elastomer ve deprem takozu hasar sınırları

Köprü Elemanı	Sınırlı Hasar	Kontrollü Hasar	Göçmenin Önlenmesi
Elastomer Mesnet	d_{fr}	d_{pad}	d_{uns}
Deprem Takozu	d_{gap}	$d_{u,sk}$	

Elastomer mesnetin Sınırlı Hasar sınırı, d_{fr} (m), $\mu P/K_r$ formülü ile belirlenip; μ = statik sürtünme katsayısı, P = Mesnet üzerine gelen ölü yük (kN), K_r = Rijitliği (kN/m) temsil eder. Kontrollü Hasar sınırı, d_{pad} (m), elastomer mesnetin hareket yönündeki boyutudur. Göçmenin Önlenmesi hasar sınırı, d_{uns} (m), köprü tabliyesinin başlık kirişinden kayması ile ilişkili yerdeğiştirmeyi ifade eder.

Deprem takozunun Sınırlı Hasar sınırı, d_{gap} (m), takozun bitişiğindeki eleman ile arasındaki boşluğun kapanmasını ifade eder. Kontrollü Hasar sınırı ise takozun, $d_{u,sk}$ (m), deprem takozunun kapasitesinin rijitliğine bölünmesinden elde edilen yerdeğiştirme değeri ile belirlenir.

6

ANALİZ

Bu bölümde mevcut köprünün artan deprem yükleri altında doğrusal olmayan davranışı ve köprü taşıyıcı sistem elemanlarının kesme kuvveti kapasitesi incelenmiştir. Analiz sonuçlarına göre, orta ayak üst ucundaki görelî öteleme değerleri, Akma, Sınırlı Hasar, Kontrollü Hasar ve Göçmenin Önlenmesi hasar seviyelerine karşılık gelecek şekilde kaydedilmiştir. Orta ayak üst uç görelî öteleme değerleri ile ölçeklenmiş spektral ivme değerleri bir arada değerlendirilerek artımsal dinamik analiz eğrisi elde edilmiştir.

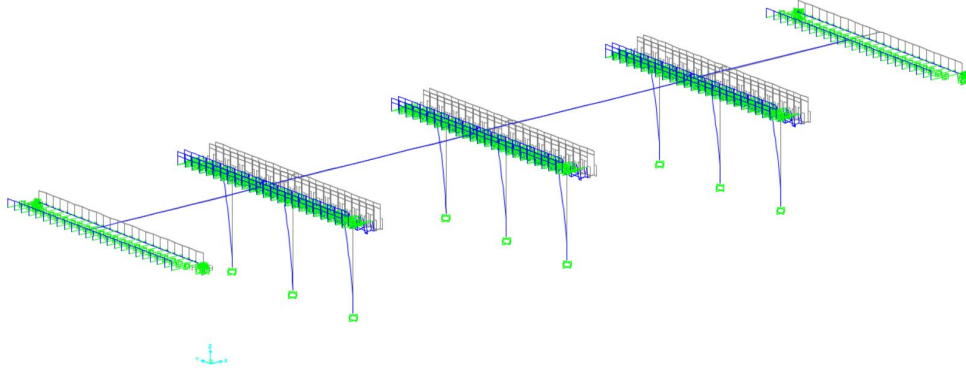
6.1 Modal Analiz

Gerçekleştirilen analizde, modal kütle katılım oranının %90'ı aşması koşulu sağlanmalıdır. Tablo 6.1 incelendiğinde, her iki doğrultuda da kütle katılım oranının yaklaşık %99 olduğu görülmektedir. Ayrıca, aynı tabloda her bir mod için periyot değerleri de yer almaktadır.

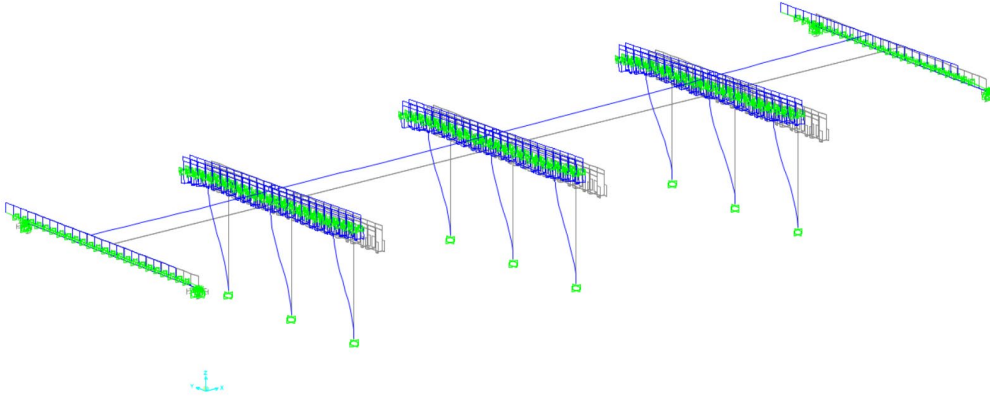
Tablo 6.1 Modal Analiz

OutputCase	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	1	0.811025	0.904	1.025E-10	2.16E-09	0.904	1.025E-10
MODAL	2	0.289332	2.756E-08	0.012	5.306E-08	0.904	0.012
MODAL	3	0.238252	3.514E-12	0.983	0.000006909	0.904	0.995
MODAL	4	0.177723	0.00007912	1.617E-11	1.597E-08	0.904	0.995
MODAL	5	0.177471	0.000001068	5.52E-08	0.000006947	0.904	0.995
MODAL	6	0.175717	0.096	1.883E-09	9.296E-08	0.999	0.995

Şekil 6.1 ve 6.2’de köprünün hakim mod şekilleri gösterilmiştir. Köprünün boyuna doğrultuda hakim modu 1.mod, enine doğrultudaki hakim modu ise 3. moddur.



Şekil 6.1 Mod.1 ($T_1=0.811$ s)



Şekil 6.2 Mod.3 ($T_3=0.238$ s)

6.2 Orta Ayak Kesme Dayanımlarının Değerlendirilmesi

Köprü ayaklarının kesme dayanımlarının değerlendirilmesi amacıyla, ayaklardaki en yüksek kesit etkileri dikkate alınarak AASHTO standardına uygun tahkikler gerçekleştirilmiştir. Bu çerçevede, köprü ayaklarındaki kesme kuvvetleri hesaplanmış ve bu kuvvetler, kesitlerin taşıyabileceği kesme kapasiteleriyle karşılaştırılmıştır. AASHTO 8.16.6 (2003) maddesine göre, basınca maruz elemanlardaki kesme kuvveti dayanımı aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$V_C = 2\left(1 + \frac{N_u}{2000A_g}\right)\sqrt{f'c}(b_w d) \quad (6.1)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (6.2)$$

$$V_r = V_c + V_s \quad (6.3)$$

V_c : Betonun karşılayacağı kesme kuvveti (kip)

V_s : Enine donatıların karşılayacağı kesme kuvveti (kip)

V_r : Kesitteki toplam kesme kuvveti (kip)

A_g : Kesitin brüt alanı (in²)

f'_c : Beton karakteristik basınç mukavemeti (ksi)

b_w : Kesit genişliği (in)

d : Betonun basınç bölgesindeki liflerinden, donatının çekme bölgesindeki merkezine kadar olan mesafe (in)

A_v : Enine donatı alanı (in²)

f_y : Enine donatı karakteristik akma mukavemeti (ksi)

s : Etriye aralığı (in)

Yukarıdaki formüller dikkate alınarak orta ayakların kesme kapasitesi hesaplanmış olup Tablo 6.2 ile gösterilmiştir.

Tablo 6.2 Orta ayak kapasite hesabı

V_c (Betonun karşılayacağı kesme kuvveti)	2868 kN
V_s (Donatının karşılayacağı kesme kuvveti)	12542 kN
$V_r = V_c + V_s$ (Toplam kesme kuvveti kapasitesi)	15410 kN

Tüm orta ayaklarda, kesme kuvveti kapasitelerinin korunduğu tespit edilmiştir.

6.3 Başlık Kirişi Kesme Dayanımı Değerlendirmesi

Başlık kirişlerinin kesme dayanımları kirişlerde oluşan maksimum kesit etkileri dikkate alınarak AASHTO standardına uygun kontroller yapılmıştır. Bu kapsamda, başlık kirişlerinde oluşan kesme kuvvetleri tespit edilmiş ve bu kuvvetler, deprem kayıtlarından gelen kesme kuvveti ile kesit taşıma kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır.

AASHTO LRFD 5.8.6.5 (2007) maddesi uyarınca, başlık kirişinin kesme kuvveti kapasitesi aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır (Denklem 6.4).

$$\phi V_n > V_d \quad (6.4)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (6.5)$$

Bu ifade V_n , V_d ve ϕ sırası ile kesitin toplam kesme kuvveti kapasitesi, tasarım kesme kuvveti ve kapasite azaltma faktörüdür. Kesitin toplam kesme kuvveti kapasitesi (V_n) ise, betonun kesme dayanımı (V_c) ve donatının sağladığı kesme dayanımının (V_s) toplamıdır (Denklem 6.5). Beton ve donatıların katkısı ise sırasıyla denklem 6.6 ve 6.7 ile hesaplanacaktır.

$$V_c = 0.166 \sqrt{f'_c} b_w d \quad (6.6)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (6.7)$$

V_n : Kesitin toplam kesme kuvveti kapasitesi (kN)

V_c : Betonun karşılayacağı kesme kuvveti (kN)

V_s : Kesme donatısının karşılayacağı kesme kuvveti (kN)

f'_c : Beton karakteristik basınç mukavemeti (MPa)

b_w : Kesit genişliği (mm)

d : Betonun basınç bölgesindeki liflerinden, donatının çekme bölgesindeki merkezine kadar olan mesafe (mm)

A_v : Enine donatı alanı (mm²)

f_y : Kesme donatısı karakteristik akma mukavemeti (MPa)

s : Etriye aralığı (mm)

ϕ : 0.85

Başlık kirişinin kesme kapasitesi, yukarıda verilen formüller kullanılarak hesaplanmış ve elde edilen değerler, Tablo 6.3'te yer almaktadır.

Tablo 6.3 Başlık kirişi kapasite hesabı

V_c (Beton karşılayacağı kesme kuvveti)	1687 kN
V_s (Donatının karşılayacağı kesme kuvveti)	1777 kN
ϕV_n (Toplam kesme kuvveti kapasitesi)	2944 kN

Tüm başlık kirişlerinde kesme kuvveti kapasitelerinin korunduğu tespit edilmiştir.

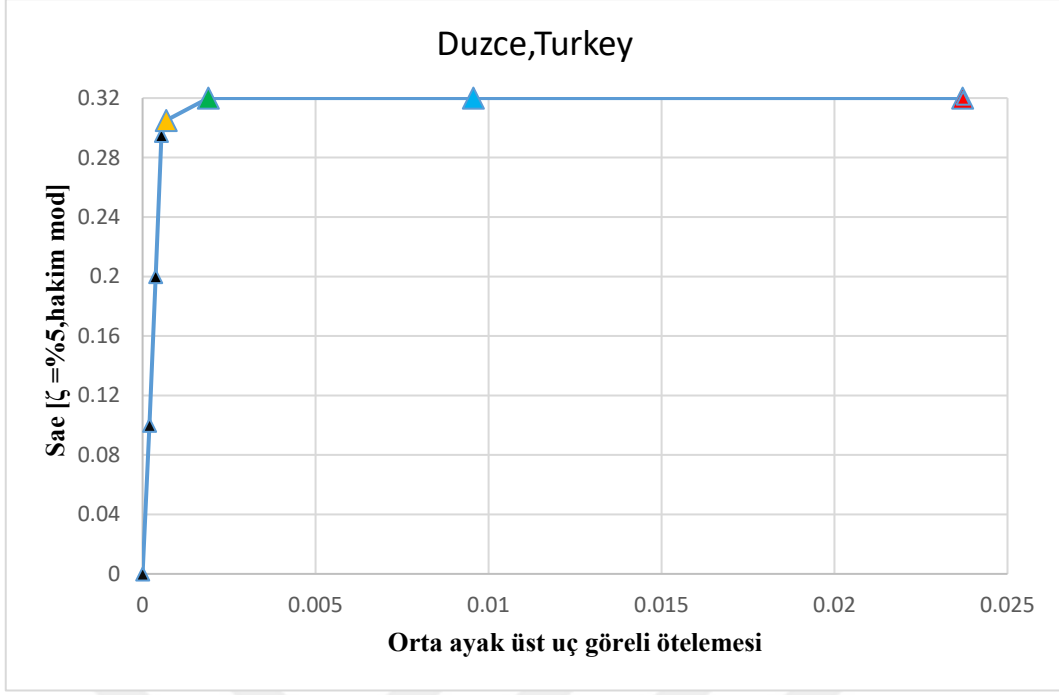
6.4 Artımsal Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz

Artımsal dinamik analiz, yer hareketlerinin adım adım artırılarak farklı şiddet seviyelerinde bir dizi zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizin yapıldığı bir yaklaşımdır. Bu yöntemde kullanılan iki temel parametre vardır. Bunlardan birincisi depremin şiddetini gösteren ve ölçeklendirmede temel alınacak parametredir. Diğerisi ise bu deprem etkisinde yapıda oluşan hasarın miktarını tanımlayan bir yapısal davranış parametresidir. Şiddet parametresinin ölçeklendirilme sürecinde iki farklı yaklaşım mevcuttur. Bunlardan biri, en büyük yer ivmesinin doğrudan ölçeklendirilmesidir. İkinci yöntem ise birinci titreşim modu periyoduna karşılık gelen spektral ivme değeri esas alınarak yapılan ölçeklendirmedir. Bu çalışmada ikinci yöntem kullanılmıştır. Her bir ölçeklendirilmiş deprem yer hareketiyle yapılan analiz sonucunda, orta ayak üst ucundaki görelî öteleme kaydedilmiştir. Her bir zaman tanım alanında yapılan analiz sonucu ortaya çıkan orta ayak uç görelî ötelenmesi ve ölçeklenmiş spektral ivme değerlerini bir arada gösteren eğriye artımsal dinamik analiz eğrisi denir.

Bu metodoloji Vamvatsikos ve Cornell (2002) tarafından ayrıntılı olarak incelenmiştir. Billah vd. (2013); Zhang ve Huo (2009); Mackie ve Stojadinovic (2005) gibi birçok araştırmacı, hasar- görebilirlik eğrileri geliştirmek amacıyla bu tekniği tercih etmiştir.

6.4.1 Artımsal dinamik Analiz Eğrisi

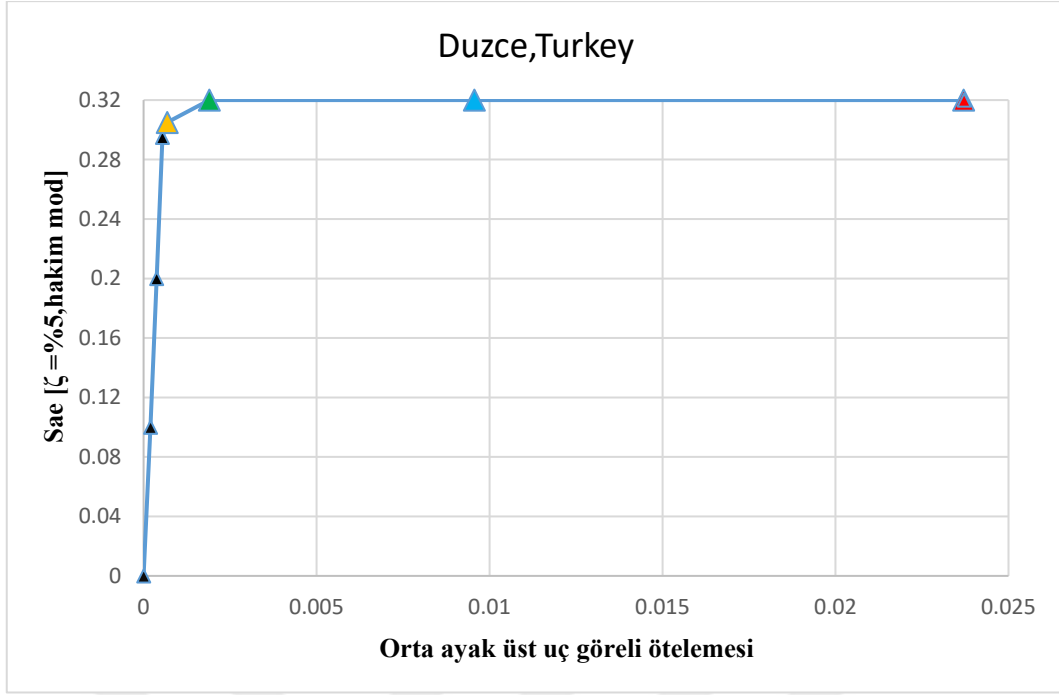
10 adet farklı deprem kaydının spektral ivme değerlerinin kademeli olarak artırılması ile elde edilen orta ayak üst uç görelî ötelenmeleri kullanılarak, artımsal dinamik analiz eğrileri oluşturulmuştur.



Şekil 6.4 Düzce depremi artımsal dinamik analiz eğrisi

Şekil 6.4’de Duzce,Turkey deprem yer kaydı için elde edilen artımsal dinamik analiz eğrisini göstermektedir. Şekilde görüldüğü üzere spektral ivmenin 0.31 değerine kadar eğri doğrusaldır. Bir sonraki spektral ivme değerinde akma sınırına ulaşılmıştır. Bu andaki spektral ivme değeri 0.33’tür ve orta ayak üst uç görelî ötelemesi ise 0.0019’dur.

Akma depremin 10.168. sn’sinde ortaya çıkmaktadır. Sınırlı Hasar, Kontrollü Hasar ve Göçmenin Önlenmesi kesit hasar seviyelerine de aynı analizin 10.192, 10.252 ve 10.26 saniyelerinde ulaşılmaktadır. Bunlara ilişkin görelî kat ötelemeleri de sırasıyla 0.0095, 0.023, 0.0237’dir. Kesit hasar seviyeleri farklı ayaklarda meydana gelmiştir.

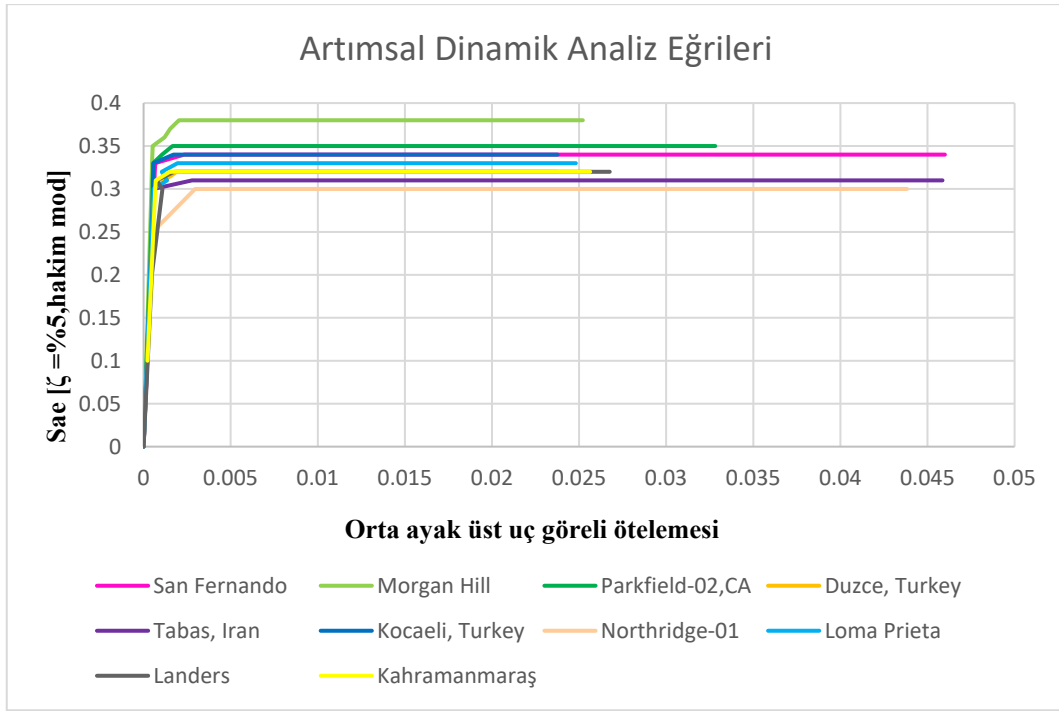


Şekil 6.5 Düzce depremi artımsal dinamik analiz eğrisi

Şekil 6.5’de, Şekil 6.4’de verilen artımsal dinamik analiz eğrisinin aynısı gösterilmiştir. Ancak farklılık olarak yatay eksen elde edilen maksimum yerdeğiştirmeye kadar gösterilmiştir (0.13m). Bu nokta elastomer mesnette ve deprem takozlarında izin verilen maksimum yerdeğiştirmesinin aşıldığı köprünün göçme durumuna geldiği görülmüştür.

Bütün deprem kayıtlarında akma, sınırlı hasar, kontrollü hasar ve göçmenin önlenmesi aynı spektral ivme değerinde fakat farklı zamanlarda gerçekleşmiştir. Sarı renkli nokta orta ayakta ilk akmanın yaşandığını gösterirken, yeşil nokta sınırlı hasarı, mavi kontrollü hasarı ve kırmızı nokta göçmenin önlenmesini temsil etmektedir. Elastomer mesnetler ve deprem takozları, köprüde tüm hasar sınırlarının oluştuğu aynı spektral ivme değerinde kapasitelerini yitirmiştir. Ancak bu elemanlar, ayaklarda göçmenin önlenmesine denk gelen deplasman değerinden sonraki saniyelerde kapasite kaybına uğramış olup, bu durum mor renk ile gösterilmiştir.

Tüm deprem kaydından elde edilen artımsal dinamik analiz eğrileri Şekil 6.6’da gösterilmiştir. Her bir eğri ayaklarda göçmenin önlenmesi hasar sınırına ulaşıldığı görelî kat ötelemesine kadar çizilmiştir.



Şekil 6.6 Tüm deprem kayıtları artımsal dinamik analiz eğrileri

Tablo 6.4'de, tüm deprem kayıtları için belirlenen hasar sınırlarına karşılık gelen orta ayak üst uç görelî öteleme değerleri gösterilmektedir. Tablo 6.5 ise her bir hasar sınırına ulaşıldığında elde edilen spektral ivme değerlerini göstermektedir.

Tablo 6.4 Orta ayak üst uç görelî öteleme değerleri

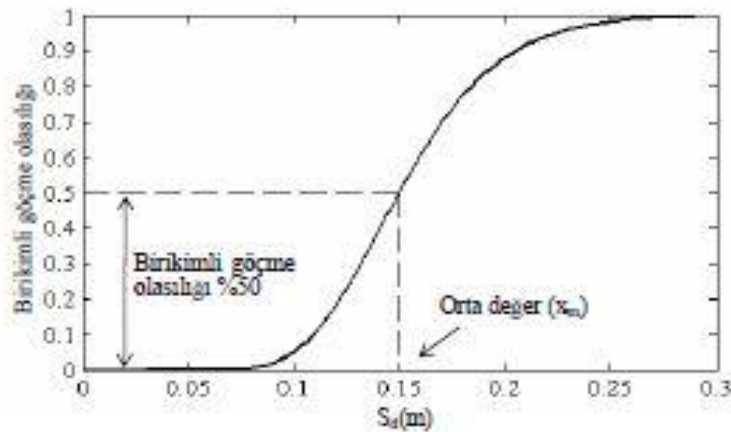
Yer Hareketleri	Akma	Sınırlı Hasar	Kontrollü Hasar	Göçmenin Önlenmesi
Kahramanmaraş	0.001501	0.01	0.025476	0.025636
Morgan Hill	0.002026	0.00953	0.018735	0.02521477
Kocaeli, Turkey	0.00172	0.007	0.01985	0.02376138
Parkfield-02,CA	0.001663	0.0099	0.01657	0.03282
San Fernando	0.00233	0.01036	0.0177	0.046
Landers	0.001757	0.01161815	0.013459	0.02676
Loma Prieta	0.001948	0.00996877	0.02476846	0.024815
Tabas, Iran	0.00278	0.01046123	0.02	0.0458615
Northridge-01	0.002953	0.009058	0.01965	0.04382262
Duzce, Turkey	0.0019	0.00956	0.0237	0.023713

Tablo 6.5 Spektral ivme değerleri

Yer Hareketleri	Akma	Sınırlı Hasar	Kontrollü Hasar	Göçmenin Önlenmesi
Kahramanmaraş	0.32	0.32	0.32	0.32
Morhan Hill	0.38	0.38	0.38	0.38
Kocaeli, Turkey	0.34	0.34	0.34	0.34
Parkfield-02,CA	0.35	0.35	0.35	0.35
San Fernando	0.34	0.34	0.34	0.34
Landers	0.32	0.32	0.32	0.32
Loma Prieta	0.33	0.33	0.33	0.33
Tabas, Iran	0.31	0.31	0.31	0.31
Northridge-01	0.3	0.3	0.3	0.3
Duzce, Turkey	0.32	0.32	0.32	0.32

6.5 Hasar Görebilirlik Eğrilerinin Oluşturulması

Hasar görebilirlik eğrileri, farklı büyüklüklerdeki depremler için belirli bir hasar seviyesine ulaşma veya aşma olasılığını kümülatif olarak gösterir. Deprem şiddetini ifade eden parametreler arasında maksimum yer ivmesi ve spektral ivme gibi büyüklükler yer almakta olup, bu parametrelerin lognormal dağılıma sahip olduğu kabul edilmektedir. Şekil 6.7’de Hasar görebilirlik eğrisine ilişkin örnek bir gösterim sunulmuştur.



Şekil 6.7 Tipik hasar görebilirlik eğrisi (Kırçıl, 2005).

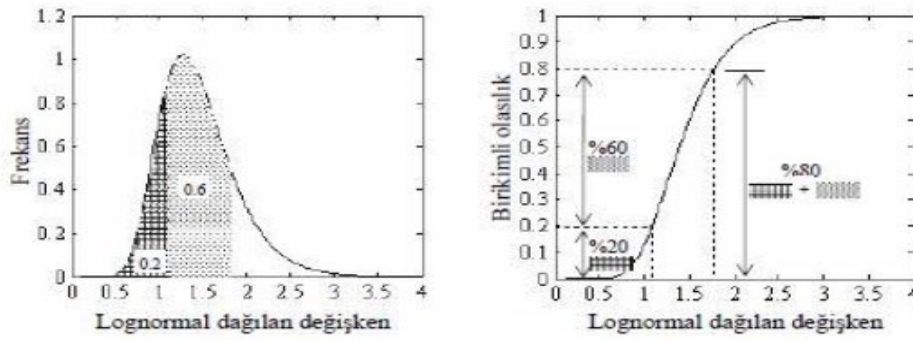
Hasar görebilirlik eğrisinin düşey eksenimde birikimli göçme olasılığı, yatay ekseninde ise seçilen parametre yer alır. Olasılığın %50 olduğu spektral yerdeğiştirme değeri orta-değer (medyan) olarak adlandırılır, eğriyi karakterize eden diğer bir

parametre ise standart sapmadır. Hasar görebilirlik eğrileri genellikle lognormal birikimli dağılım fonksiyonu ile denklem 6.8'deki bağıntıda gösterildiği şekilde tanımlanır.

$$P = \phi\left[l_n\left(\frac{x}{x_M}\right)\right] \quad (6.8)$$

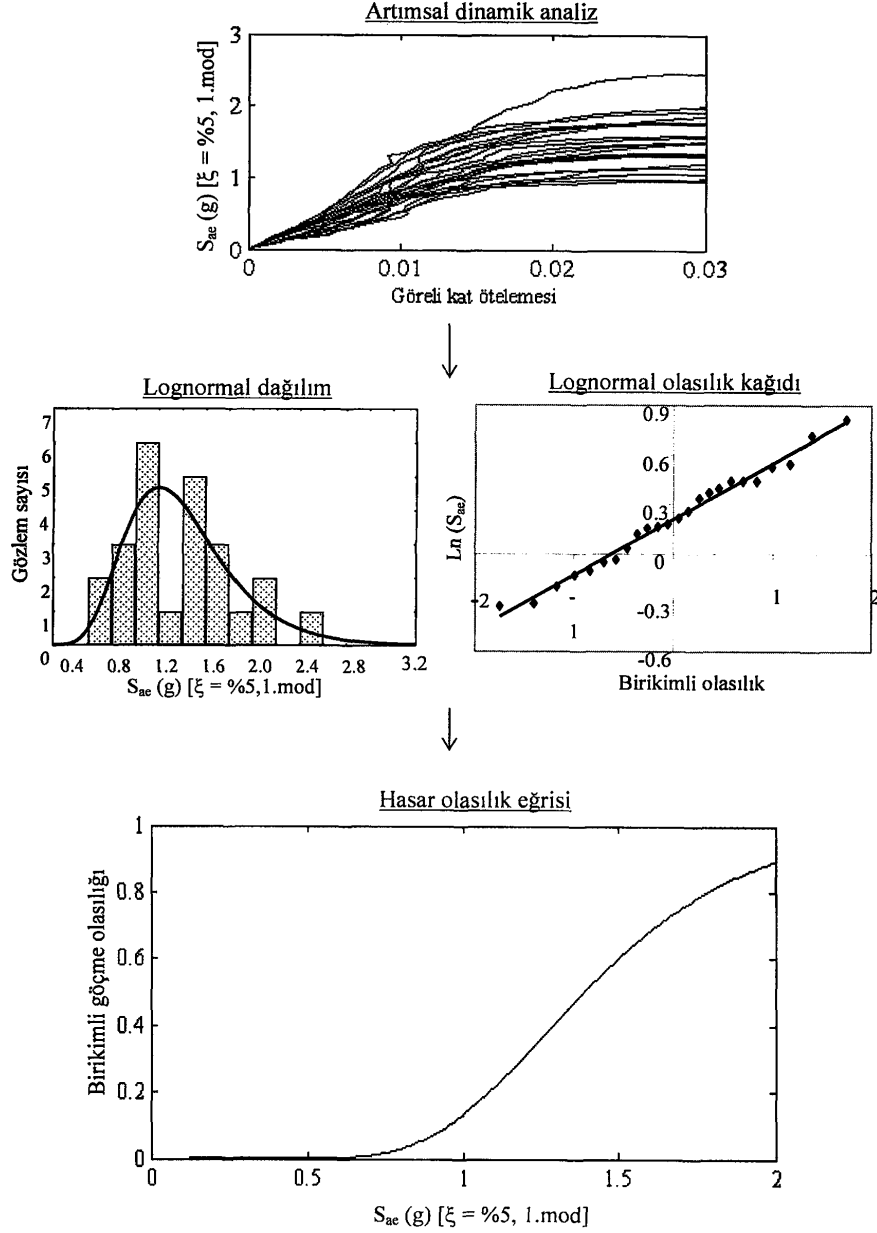
Bu bağıntıda, x lognormal dağılıma sahip değişkeni, ϕ standart normal olasılık fonksiyonunu, x_M ise bu değişkenin medyan değerini, ζ_D lognormal dağılım değişkeninin standart sapmasını, ζ_{LS} ise hasar seviyesi sınırlarının standart sapmasını ifade eder. ζ_{LS} bu çalışmada 0.30 alınmıştır (Jeong ve Elnashai, 2007).

Şekil 6.8'de, lognormal dağılıma sahip bir değişkenin olasılık eğrisi ve frekans dağılımı şematik olarak sunulmuştur.



Şekil 6.8 Olasılık eğrisi ve frekans dağılımı (Kırçıl, 2005).

Her bir ölçeklenmiş deprem kaydı için yapılan analizler sonucunda, artımsal dinamik analiz eğrileri elde edilmiştir. Bu eğrilerden hareketle her bir hasar seviyesine karşılık gelen medyan ve standart sapma değerleri belirlenmiş ardından da hasar görebilirlik eğrileri çizilmiştir. Bu yöntem, Şekil 6.9'da gösterilmiştir.



Şekil 6.9 Yöntemin şematik gösterimi (Kırçıl, 2005)

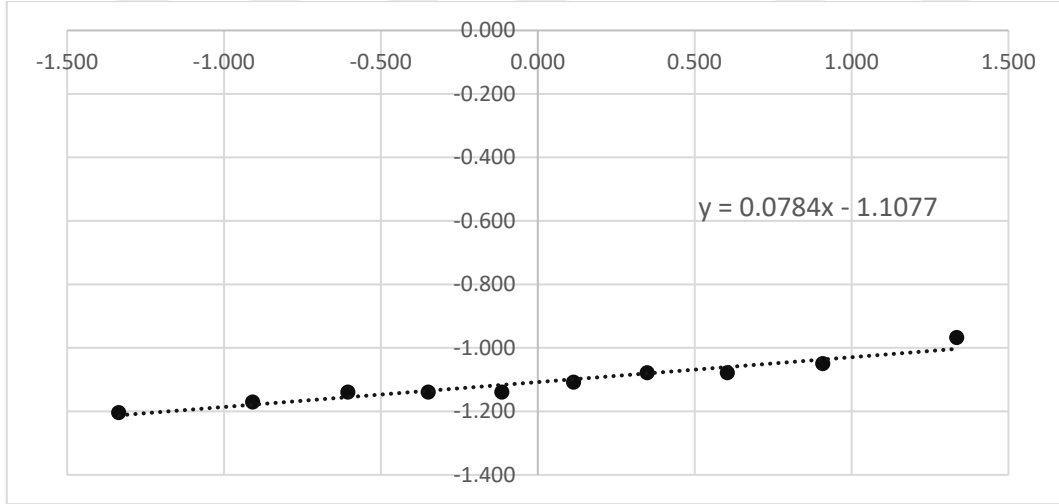
6.5.1 Hasar Görebilirlik Eğrisi

Elde edilen artımsal dinamik analiz eğrileri kullanılarak her bir performans seviyesine karşılık gelen spektral ivme değerleri belirlenmiştir. Belirlenen bu hasar sınırları lognormal dağılım varsayımıyla istatistik değerlendirmeye tabi tutulmuş ve hasar görebilirlik eğrisini karakterize eden orta değer(medyan) ve standart sapma değerleri belirlenmiştir. Hasar görebilirlik eğrisinin çiziminde esas alınan göçme spektral ivme değerleri, birikimli olasılıkları ve bu olasılıkların karşılığı olan standart normal değişken Tablo 6.6’da verilmiştir.

Tablo 6.6 Lognormal olasılık kağıdına işlenen veriler

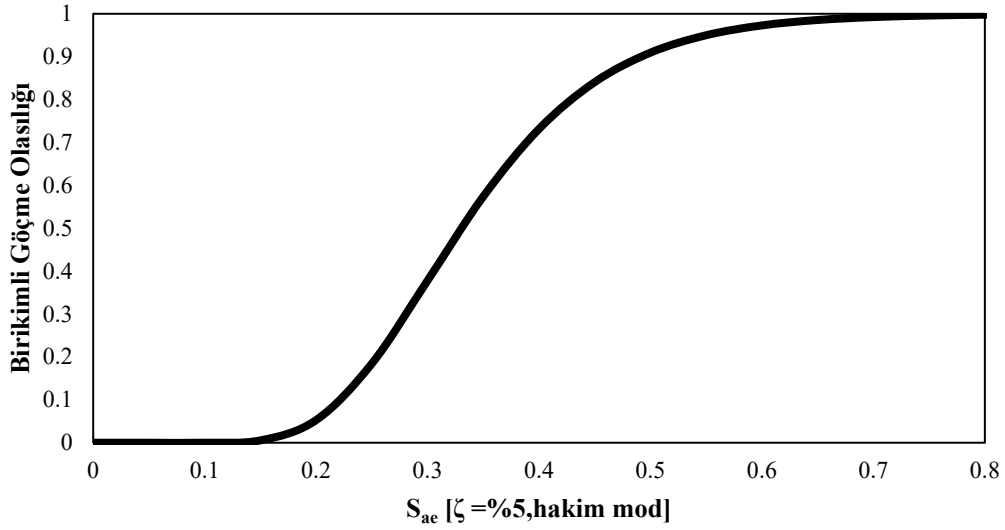
VERİ ADI	VERİ NUMARASI	Sae	ln(Sae)	P	S
Northridge-01	1	0.3	-1.204	0.091	-1.335
Tabas, Iran	2	0.31	-1.171	0.182	-0.908
Landers	3	0.32	-1.139	0.273	-0.605
Duzce, Turkey	4	0.32	-1.139	0.364	-0.349
Loma Prieta	5	0.32	-1.139	0.455	-0.114
Kahramanmaraş	6	0.33	-1.109	0.545	0.114
Kocaeli, Turkey	7	0.34	-1.079	0.636	0.349
Morgan Hill	8	0.34	-1.079	0.727	0.605
Parkfield-02, CA	9	0.35	-1.050	0.818	0.908
San Fernando	10	0.38	-0.968	0.909	1.335

Yukarıdaki veriler kullanılarak elde edilen lognormal olasılık kağıdı ise Şekil 6.10'da verilmiştir. Denklemden elde edilen eğim (0.0784), logaritmik standart sapmayı temsil ederken, kesim noktası (-1.1077) logaritmik ortalama ile ilişkilidir.

**Şekil 6.10** Lognormal olasılık kağıdı

Yukarıda söz edildiği üzere hasar sınırlarındaki belirsizliğin standart sapmaya etkisini dikkate almak üzere ζ_{LS} bu çalışmada 0.30 alınmıştır (Jeong ve Elnashai, 2007).

Şekil 6.11’de, DD-1 deprem düzeyinde tüm performans seviyeleri için elde edilen hasar görebilirlik eğrisi verilmiştir. Orta değer(medyan) 0.33g’ye karşılık gelmektedir. Spektral ivmenin 0.51g değerinde köprünün göçme olasılığı %90 değerine ulaşmaktadır. Tüm deprem kayıtlarında akma, sınırlı hasar, kontrollü hasar ve göçmenin önlenmesi aynı spektral ivme değerinde meydana geldiği için her performans seviyesi için aynı hasar görebilirlik eğrisi elde edilmiştir.



Şekil 6.11 Tüm performans seviyeleri için hasar görebilirlik eğrisi

7

SONUÇ

Bu çalışmada, mevcut bir betonarme karayolu köprüsünün hasar görebilirlik eğrileri elde edilmiştir. Hasar tahmini, analitik olarak belirlenebilen bir yapısal davranış parametresi ile bu parametrenin farklı hasar seviyelerine karşılık gelen sınır değerleri esas alınarak, sözü edilen hasar seviyelerine ulaşılması ya da bunların aşılması olasılığının belirlenmesidir. Hasar-görebilirlik eğrileri, Artımsal Dinamik Analiz sonucu elde edilen görelî ötelenme sınırları dikkate alınarak elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir:

- Köprü boyuna yönünde (trafik doğrultusu) herhangi bir hasar gözlenmemiş sadece enine yönde hasar tespit edilmiştir.
- Her bir deprem kaydı için yapılan analizlerde, dikkate alınan hasar/performans sınırlarına her bir deprem kaydı için genellikle farklı spektral ivme değerlerinde ulaşıldığı gözlenmiştir. Bununla beraber aynı yer hareketi için farklı hasar seviyelerine aynı spektral ivme seviyesinde ulaşılmıştır.
- Orta ayakların dikkate alınan hasar seviyelerine elastomer mesnet ve takozlardan önce ulaştığı görülmüştür. Dolayısıyla köprü göçme durumuna geldiğinde bile elastomer ve takozlarda hasar söz konusu değildir.
- Hasar görebilirlik eğrisini karakterize eden medyan ve standart sapma değerleri 0.33 ve 0.31 olarak elde edilmiştir.
- Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği (TKDY) bu tür bir köprünün 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem etkisinde Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi koşullarını sağlamasını öngörmektedir. Böyle bir durumda göçme olasılığının oldukça düşük olması beklenir. Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği'nce (TKDY) 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem

için verilen spektrumda, yapının kısa doğrultudaki hakim periyodu (3. mod) olan 0.238 saniyedeki spektral ivme 1.98g'dir. Bu spektral ivme değerine karşılık gelen göçme olasılığı %100'dür.

- Köprünün tasarımında kullanılan AASHTO LRFD 2012 Yönetmeliğinde verilen spektrum verilerine göre, aynı periyot için spektral ivme değeri 1.51g'dir. Bu spektral ivme değeri 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım depremine karşılık gelmektedir. Bu spektral ivme seviyesinde göçme olasılığı %100'dür ki 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depreme karşılık gelen spektral ivme değeri için de bu olasılık %100'dür.
- Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği (TKDY) bu tür bir köprünün 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem etkisinde Kesintisiz Kullanım Performans Seviyesi koşullarını sağlamasını öngörmektedir. Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği'nce (TKDY) 50 yıl içinde %50 olasılıkla aşılacak olan deprem için belirtilen spektral ivme değeri yaklaşık 0.50g'dir. Bu spektral ivme değerine karşılık gelen Kullanıma Devam Performans Seviyesi aşılma olasılığı %91 olarak hesaplanmıştır. Kesintisiz kullanım performans seviyesinin hasar olasılık eğrisinin çizilebilmesi için, 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem dikkate alınmalıdır. Ancak, bu durumda elde edilen hasar olasılığı kabul edilebilir seviyenin oldukça üzerinde kalacaktır.
- Köprü taşıyıcı elemanlarının hiçbirinde kesme kırılması gözlenmemiştir.

Görüldüğü üzere ele alınan köprü yönetmelikçe öngörülen performansı sağlamamaktadır. Köprü taşıyıcı elemanlarının hiçbirinde kesme kırılması gözlenmemiş olması taşıyıcı sistem elemanlarında süneklik ya da taşıma gücü ile ilgili belirgin bir yetersizlik olmadığı şeklinde değerlendirilebilir. Ortaya çıkan hasarın, temel olarak, orta ayakların yanal rijitliğinin aşırı yanal yerdeğiştirmeyi engellemeye yetecek seviyede olmamasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu durum köprü tasarımında yeterli dayanım ve yeterli sünekliğe ek olarak yeterli rijitliğin de temin edilmesinin önemini göstermektedir. Belirli bir deprem için tüm hasar sınırlarına aynı spektral ivme seviyesinde ulaşılmış olması ise ele alınan köprü için yedek dayanımın (redundancy) olmadığı ya da yetersiz olduğu şeklinde yorumlanmıştır.

- American Association of State Highway and Transportation Officials [AASHTO], (2017). *Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2003). *Bridge design specifications*. (Section 8: Reinforced concrete). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2007). *AASHTO LRFD bridge design specifications* (SI units, 4th ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2012).
- Aviram, A., Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2008). Guidelines for nonlinear analysis of bridge structures in California (Technical Report No. UCB/PEER 2008/03). Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Avşar, Ö., Yakut, A., & Caner, A. (2011). Analytical fragility curves for ordinary highway bridges in Turkey. *Earthquake Spectra*, 27(4), 971–996.
- Billah, A. H. M. M., Alam, M. S., & Bhuiyan, M. A. R. (2013). Fragility analysis of retrofitted multicolumn bridge bent subjected to near-fault and far-field ground motion. *Journal of Bridge Engineering*, 18(3), 232–240.
- Bozorgzadeh, A. (2007). *Effect of structure backfill on stiffness and capacity of bridge abutments*. (Doktora tezi), University of California, San Diego.
- Bozorgzadeh, A., Megally, S., Restrepo, J. I., & Ashford, S. A. (2006). Seismic response and capacity evaluation of exterior sacrificial shear keys of bridge abutments. *Journal of Bridge Engineering*, 11(5), 555–564.
- California Department of Transportation. (2013). *Seismic design criteria*, version 1.7. California Department of Transportation.
- Cardone, D. (2013). Displacement limits and performance displacement profiles in support of direct displacement-based seismic assessment of bridges. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 43(1), 123–140.
- Dehghanpoor, A., Thambiratnam, D., Zhang, W., Dong, Y., Kargar, M., Chan, T., & Taciroglu, E. (2024). Performance assessment of reinforced concrete bridges under coupled horizontal and vertical ground motions using fragility surfaces. *Journal of Earthquake Engineering*, 28(10), 2801–2823.
- Fraioli, G., Tang, Y., Yang, Y., & Sneed, L. H. (2024). System-level performance of earthquake-damaged concrete bridges with repaired columns. *Computers and Concrete*, 33(4), 361–372.

- Furinghetti, M., Reale, S., Fox, M. J., & Pavese, A. (2023). Numerical assessment of the seismic vulnerability of bridges within the Italian road network. *Applied Sciences*, 13(14), 8194.
- Jeong, S.-H., & Elnashai, A. S. (2012). Probabilistic fragility assessment method of structural intervention schemes. *Structure and Infrastructure Engineering*, 8(10), 928–938.0
- Kaptan, K. (2017). Non-linear analysis of bridge structures. *Trakya University Journal of Engineering Sciences*, 18(1), 17-30.
- Kırçıl, M. S. (2005). *Betonarme binalarda deprem hasarının olasılık hesapları ile tahmini* (Doktora tezi), Yıldız Teknik Üniversitesi.
- Kim, S.-H., & Shinozuka, M. (2003). Effects of seismically induced pounding at expansion joints of concrete bridges. *Journal of Engineering Mechanics*, 129(11), 1225–1234.
- Li, S., Zhao, T., Alam, M. S., Cheng, Z., & Wang, J. (2020). Probabilistic seismic vulnerability and loss assessment of a seismic resistance bridge system with post-tensioning precast segmental ultra-high performance concrete bridge columns. *Engineering Structures*, 225, 111321.
- Izhar, M. S., Ansari, M. I., & Umair, M. (2024). Energy based seismic vulnerability assessment tool for reinforced concrete bridges. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 22, 5259–5297.
- Mackie, K., & Stojadinović, B. (2003). *Seismic demands for performance-based design of bridges* (PEER Report 2003/16). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Mackie, K. R., & Stojadinović, B. (2005). *Fragility basis for California highway overpass bridge seismic decision making* (PEER Report No. 2005/12). Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Mangalathu, S. (2017). *Performance-based grouping and fragility analysis of box-girder bridges in California* (Doctoral dissertation). Georgia Institute of Technology.
- Megally, S. H., Silva, P. F., & Seible, F. (2002). *Seismic response of sacrificial shear keys in bridge abutments* (Report No. SSRP-2001/23). University of California, San Diego. Submitted to California Department of Transportation under Contract No. 59A0051.
- Mikes, I. G., & Kappos, A. J. (2021). Simple and complex modelling of seat-type abutment-backfill systems. Paper presented at the 8th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering, 28-30 June 2021.
- Moayyedi, S. A., Rezaei, H., Kalantari, A., & Jankowski, R. (2024). Effects of deck-abutment pounding on the seismic fragility curves of box-girder highway bridges. *Journal of Earthquake Engineering*, 28(8), 2188–2217.
- Mogheisi, M., Tavakoli, H., & Peyghaleh, E. (2023). Fragility curve development of highway bridges using probabilistic evaluation (case study: Tehran City). *Journal of Civil Engineering*, 24(10), 1783–1800.

- Muthukumar, S., & DesRoches, R. (2006). A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(7), 811–828.
- Pang, Y., Cai, L., & Zhong, J. (2020). Seismic performance evaluation of fiber-reinforced concrete bridges under near-fault and far-field ground motions. *Structures*, 28, 1366–1383.
- Pang, Y., Wei, K., Wang, J., & Zhang, S. (2023). An efficient and accurate fragility approach for seismic performance assessment of structures. *Earthquake Engineering and Risk Assessment*, 2(64).
- Silva, P. F., Megally, S., & Seible, F. (2009). Seismic performance of sacrificial exterior shear keys in bridge abutments. *Earthquake Spectra*, 25(3), 643–664.
- Tong, T., Lei, H., Yuan, S., & Liu, Z. (2020). Experimental investigation and seismic vulnerability assessment of low flexural strength rectangular bridge piers retrofitted with ultrahigh-performance concrete jackets. *Engineering Structures*, 206, 110132.
- Ulaştırma ve Altyapı Bakanlığı. (2020). *Türkiye Köprü Deprem Yönetmeliği* [Turkish Bridge Earthquake Regulation]. Resmî Gazete, 31266 (Mükerrer).
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491–510.
- Wei, B., Jia, J., Bai, Y., Du, X., Guo, B., & Guo, H. (2023). Seismic resilience assessment of bridges considering both maximum and residual displacements. *Engineering Structures*, 291, 116420.
- Wilson, J. C., & Tan, B. S. (1990). Bridge abutments: Assessing their influence on earthquake response of Meloland Road Overpass. *Journal of Engineering Mechanics*, 116(8), 1838-1856.
- Zhang, J., & Makris, N. (2002). Kinematic response functions and dynamic stiffnesses of bridge embankments. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31(12), 1933–1966.
- Zhang, J., & Huo, Y. (2009). Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using fragility function method. *Eng. Structures*, 31(8), 1648–1660.

TEZDEN ÜRETİLMİŞ YAYINLAR

Konferans Bildirileri

1. Yılmaz, Z., & Kırçıl, M. S. (2024). Fragility Analysis of a Highway Bridge. *4th International Congress on Multidisciplinary Natural Sciences (ICOMNAS-2024)*. December 07-08, 2024, Ankara, Türkiye.

Makaleler

1. Yılmaz, Z., & Kırçıl, M.S. (2025). Collapse Potential of an Existing Reinforced Concrete Bridge Structure. *Appl. Sci*, 15, 3500. <https://doi.org/10.3390/app15073500>

