İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MEVCUT BİR DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNÜN DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLERLE İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ogün Erbay ONAY

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

EKİM 2016

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MEVCUT BİR DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNÜN DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLERLE İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ogün Erbay ONAY
(501141028)

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Abdullah Necmettin GÜNDÜZ

EKİM 2016

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501141028 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Ogün Erbay ONAY, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı "MEVCUT BİR DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNÜN DEPREM PERFORMASININ DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLERLE İNCELENMESİ" başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Doç. Dr. Abdullah Necmettin GÜNDÜZ** .....
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Zekai CELEP** .....
Fatih Sultan Mehmet Vakıf Üniversitesi

Yrd. Doç. Dr. Barış ERKUŞ .....
İstanbul Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : 06 Eylül 2016
Savunma Tarihi : 05 Ekim 2016

Değerli Aileme,

ÖNSÖZ

Bu çalışmada Konya-Mersin Hızlı Tren Demiryolu hattı üzerindeki Km:298+945 köprüsünün deprem performansı doğrusal olmayan yöntemlerle incelenmiştir.

Tez çalışmam için, lisans ve yüksek lisans eğitimim boyunca kendimi geliştirmemde büyük katkısı olan hocam Sayın Doç. Dr. A. Necmettin GÜNDÜZ'e şükranlarımı sunarım.

Beni yetiştiren, bugünlere gelmemi sağlayan ve doğduğum günden beri benden desteğini esirgemeyen değerli aileme sonsuz teşekkürler…

Ekim 2016

Ogün Erbay ONAY
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ ..... **vii**
İÇİNDEKİLER ..... **ix**
KISALTMALAR ..... **xi**
SEMBOLLER ..... **xiii**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **xvii**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xxi**
ÖZET ..... **xxv**
SUMMARY ..... **xxvii**
1. GİRİŞ **1**
2. KÖPRÜ HAKKINDA AÇIKLAMALAR **3**
2.1 Genel Bilgiler 3
2.2 Köprü Üst Yapısının Tanıtılması 6
2.2.1 Öngerilmeli kiriş 7
2.2.2 Elastomer mesnetler 8
2.3 Köprü Alt Yapısının Tanıtılması 9
2.3.1 Orta ayak detayları 9
2.3.2 Başlık kirişi detayları 10
2.3.3 Kenar ayak ve temel detayları 10
2.4 Malzeme Özellikleri 11
2.4.1 Beton 11
2.4.2 Betonarme donatısı 12
2.4.3 Öngerilme donatısı 12
3. MATEMATİKSEL MODEL KURULMASI **15**
3.1 Matematiksel Model ile İlgili Açıklamalar 15
3.2 Köprü Elamanlarının Modellenmesi 16
3.2.1 Üstyapının modellenmesi 16
3.2.1.1 Kabuk eleman modeli 16
3.2.1.2 Çubuk eleman modeli 16
3.2.2 Orta ayak çubuk elemanı 17
3.2.3 Başlık kirişi çubuk elemanı 18
3.2.4 Öngerilmeli prekast kiriş çubuk elemanı 19
3.3 Yük Analizi 20
3.3.1 Üst yapı zati yükleri 20
3.3.2 Üst yapı hareketli yükleri 20
3.3.3 Köprü ağırlık hesabı 21
4. YAPILAN ANALİZLERLE İLGİLİ AÇIKLAMALAR **23**
4.1 Modal Analiz Sonuçları 23
4.2 Doğrusal Olmayan Yöntemlerle Deprem Performansının İncelenmesi 26
4.2.1 Şekil değiştirmeye göre deprem performansının değerlendirilmesi 26
4.2.2 Şekil değiştirmeye bağlı performans değerlendirilmesinde hedeflenen performans ve deprem düzeyleri 26

4.2.3 Doğrusal olmayan davranışın modellenmesi 27
4.2.3.1 Plastik mafsal hipotezi 27
4.2.3.2 Plastik mafsal boyunun belirlenmesi..... 27
4.2.3.3 Doğrusal olmayan davranış için malzeme modelleri 28
4.2.3.3.1 Plastik mafsal kesitlerindeki moment-eğrilik ve moment-dönme ilişkilerinin belirlenmesi..... 33
4.2.3.4 Çatlamış kesit rijitliklerinin tayini..... 37
4.2.3.5 Kesme kuvveti kapasitesi 37
5. MEVCUT KÖPRÜNÜN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ 41
5.1 Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizi ile İlgili Açıklamalar..... 41
5.1.1 İtme analizinde izlenen yol 41
5.1.1.1 Modal deprem isteminin belirlenmesi..... 43
5.1.1.2 Plastik dönme, yerdeğiştirme ve iç kuvvet istemlerinin belirlenmesi 46
5.2 Mevcut Köprünün Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizi 46
5.2.1 S1 depremi itme analizleri..... 56
5.2.1.1 S1 depremi elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü..... 61
5.2.2 S2 depremi itme analizleri..... 65
5.2.2.1 S2 depremi elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü..... 68
5.2.3 Kesme kuvveti kapasitelerinin kontrolü..... 72
5.3 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz İle İlgili Açıklamalar 72
5.4 Mevcut Köprünün Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analizi 78
5.4.1 Elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü 94
5.4.2 Kesme kuvveti kapasitelerinin kontrolü..... 118
6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER..... 119
KAYNAKLAR..... 123
EKLER 125
ÖZGEÇMİŞ..... 129

KISALTMALAR

AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials
CALTRANS : California Department of Transportation
DBYBHY : Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
DDBD : Direct Displacement Based Design
DLH : Demiryolları, Limanlar ve Hava Meydanları
FEMA : Federal Emergency Management Agency
PEER : Pasific Earthquake Engineering Research Center
PUSH+X : Köprü Boyuna Doğrultuda Yapılan İtme Analizi
PUSH+Y : Köprü Enine Doğrultuda Yapılan İtme Analizi
UIC : International Union of Railways

SEMBOLLER

a_i : Kesit çevresindeki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklık
A_s : Boyuna donatı alanı
a^0_{y1} : Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi
$a_1^{(i)}$: (i)'nci itme adımı sonucunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
b,h : Betonarme eleman boyutları
b_0,h_0 : Çekirdek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutları
C_{R1} : Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
d : Betonarme eleman faydalı yüksekliği
d_b : Ayak kesitindeki donatının çapı
$d_1^{(i)}$: (i)'nci itme sonucunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(p)}$: Birinci moda ait maksimum modal yerdeğiştirme isteği
E : Elastisite modülü
E_c : Betonun elastisite modülü
E_s : Donatı çeliği elastisite modülü
E_{sec} : Sargılı beton sekant modülü
EI : Bürüt kesit eğilme rijitliği
EI_{eff} : Kesit etkin eğilme rijitliği
$(EI)_1$: Çatlamış kesit rijitliği
$(EI)_2$: Moment eğrilik diyagramı ikincil eğimi
f_c : Sargılı betonda beton basınç gerilmesi
f_{cc} : Sargılı beton karakteristik basınç dayanımı
f_{co} : Sargısız beton basınç dayanımı
f_{ck} : Beton karakteristik basınç dayanımı
f_e : Etkili sargılama basıncı
f_s : Donatı çeliğindeki gerilme
f_{sy} : Donatı çeliğinin akma dayanımı
f_{su} : Donatı çeliğinin kopma dayanımı
f_y : Ayak kesitindeki donatının akma dayanımı (CALTRANS)
f_{yk} : Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı
f_{yw} : Enine donatı çeliği akma dayanımı
F_a : Kısa periyot için zemin katsayısı
F_v : Uzun periyot için zemin katsayısı
g : Yer çekimi ivmesi (m/s^2)
G : Elastomer kesme modülü
H : Konsol ayak boyu
h : İlgili eleman yüksekliği
h_{rt} : Elastomer net kalınlığı
I_{33} : Betonarme eleman lokal 3 ekseni etrafındaki atalet momenti
I_{22} : Betonarme eleman lokal 2 ekseni etrafındaki atalet momenti
k_c : Eğrilik sünekliği katsayısı
K : Elastomer mesnet köprü enine doğrultudaki rijitliği

K_e : Sargılama etkinlik katsayısı
K_1 : Elastomer mesnet düşey rijitliği
K_2 : Elastomer mesnet köprü boyuna doğrultudaki rijitliği
L : Elastomer mesnet uzunluğu
L_p : Plastik mafsal boyu
m : Yapının kütlesi
m_x : Boyuna yönde çatlamış kesit rijitlikleri oranı
m_y : Enine yönde çatlamış kesit rijitlikleri oranı
M_n^* : (n)'nci moda ait etkin modal kütle
M_y : Akma momenti
M_2 : Köprü enine doğrultuda oluşan eğilme momenti
M_3 : Köprü boyuna doğrultuda oluşan eğilme momenti
r : Elastisite modülleri arasındaki oran
s : Etriye aralığı
S : Elastomer şekil faktörü
S_a : Spektral ivme
S_{ae1} : Birinci moda ait elastik spektral ivme
S_d : Spektral yerdeğiştirme
S_{de1} : İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait doğrusal elastik yerdeğiştirme
S_{di1} : Doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme
S_s : Kısa periyot için spektral ivme
S_1 : Uzun periyot için spektral ivme
T_1 : Köprünün birinci modal titreşim periyodu
UX : SAP2000 programı köprü boyuna doğrultuda kütle katılım oranı
UY : SAP2000 programı köprü enine doğrultuda kütle katılım oranı
u_{cn} : Kontrol noktası yerdeğiştirmesi
u_{c1} : Kontrol noktasındaki yerdeğiştirme istemi
V_{bn} : Taban kesme kuvveti
V_c : Betonun kesme kuvvetine katkısı
V_e : Kesit kesme kuvveti kapasitesi
V_p : Normal kuvvetin kesme kuvvetine katkısı
V_s : Donatı çeliğinin kesme kuvvetine katkısı
W : Elastomer mesnet genişliği
ε_{co} : Beton birim şekil değiştirmesi
ε_{co} : Sargısız beton birim şekildeğiştirmesi
ε_{cu} : Sargılı betondaki maksimum birim şekildeğiştirme
ε_s : Donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi
ε_{sy} : Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesi
ε_{su} : Donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirmesi
ε_{sh} : Donatı çeliğinin pekleşme sonundaki birim şekildeğiştirmesi
ε_{sp} : Sargısız beton kopma anındaki birim şekildeğiştirme
ρ_x : x doğrultudaki donatı oranı
ρ_y : y doğrultudaki donatı oranı
ϕ : Mod genliği
$\text{ø},\varkappa$: Eğrilik
ω_1 : Birinci titreşim moduna ait doğal açısal frekans
ω_B : İvme spektrumunda karakteristik periyoda karşı gelen doğal açısal frekans
$\mu_{\text{ø}}$: Kesit eğrilik sünekliği

Γ : Modal katılım çarpanı

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Kenar ve orta ayak bilgileri. **3**
Çizelge 2.2 : Temel özellikleri. **10**
Çizelge 2.3 : Malzeme özellikleri. **11**
Çizelge 3.1 : Yüklerin açıklanması. **20**
Çizelge 3.2 : Yük katarı bilgileri. **21**
Çizelge 4.1 : Modal analiz sonuçları. **25**
Çizelge 4.2 : Plastik mafsal boylarının belirlenmesi. **28**
Çizelge 4.3 : Donatı çeliği mekanik özellikleri. **32**
Çizelge 4.4 : Çatlamış kesit rijitlikleri. **37**
Çizelge 5.1 : S1 depremi hedef yerdeğiştirmenin bulunması. **53**
Çizelge 5.2 : S2 depremi hedef yerdeğiştirmenin bulunması. **54**
Çizelge 5.3 : Betonarme kesit sınır yerdeğiştirmeleri (S1 depremi). **56**
Çizelge 5.4 : Köprü boyuna doğrultuda itme analizinde yapılan kontroller. **60**
Çizelge 5.5 : Köprü enine doğrultuda itme analizinde yapılan kontroller. **60**
Çizelge 5.6 : S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **61**
Çizelge 5.7 : S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **62**
Çizelge 5.8 : S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **63**
Çizelge 5.9 : S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **64**
Çizelge 5.10 : Betonarme kesit sınır yerdeğiştirmeleri (S2 depremi). **65**
Çizelge 5.11 : Köprü boyuna doğrultuda itme analizinde yapılan kontroller. (S2 depremi) **67**
Çizelge 5.12 : Köprü boyuna doğrultuda itme analizinde yapılan kontroller. (S2 depremi) **67**
Çizelge 5.13 : S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **68**
Çizelge 5.14 : S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **69**
Çizelge 5.15 : S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **70**
Çizelge 5.16 : S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **71**
Çizelge 5.17 : S2 depremi boyuna doğrultuda kesme kuvveti kontrolü. **72**
Çizelge 5.18 : S2 depremi enine doğrultuda kesme kuvveti kontrolü. **72**
Çizelge 5.19 : Zaman tanım alanında analiz deprem kayıtları. **73**
Çizelge 5.20 : Kobe S1 depremi köprü boyuna doğrultuda analiz sonuçları. **79**
Çizelge 5.21 : Kobe S1 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçları. **80**

Çizelge 5.22 : Kocaeli S1 depremi köprü boyuna doğrultuda analiz sonuçları. **81**
Çizelge 5.23 : Kocaeli S1 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçları. **82**
Çizelge 5.24 : Erzincan S1 depremi köprü boyuna doğrultuda analiz sonuçları. **83**
Çizelge 5.25 : Erzincan S1 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçları. **85**
Çizelge 5.26 : Kobe S2 depremi köprü boyuna doğrultuda analiz sonuçları. **86**
Çizelge 5.27 : Kocaeli S2 depremi köprü boyuna doğrultuda analiz sonuçları. **86**
Çizelge 5.28 : Erzincan S2 depremi köprü boyuna doğrultuda analiz sonuçları. **86**
Çizelge 5.29 : Kobe S2 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçları. **90**
Çizelge 5.30 : Kocaeli S2 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçları. **90**
Çizelge 5.31 : Erzincan S2 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçları. **90**
Çizelge 5.32 : Kobe S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **94**
Çizelge 5.33 : Kobe S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **95**
Çizelge 5.34 : Kobe S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **96**
Çizelge 5.35 : Kobe S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **97**
Çizelge 5.36 : Kocaeli S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **98**
Çizelge 5.37 : Kocaeli S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **99**
Çizelge 5.38 : Kocaeli S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **100**
Çizelge 5.39 : Kocaeli S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **101**
Çizelge 5.40 : Erzincan S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **102**
Çizelge 5.41 : Erzincan S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **103**
Çizelge 5.42 : Erzincan S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **104**
Çizelge 5.43 : Erzincan S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **105**
Çizelge 5.44 : Kobe S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **106**
Çizelge 5.45 : Kobe S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **107**
Çizelge 5.46 : Kobe S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **108**
Çizelge 5.47 : Kobe S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **109**
Çizelge 5.48 : Kocaeli S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **110**
Çizelge 5.49 : Kocaeli S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **111**
Çizelge 5.50 : Kocaeli S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **112**
Çizelge 5.51 : Kocaeli S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **113**

Çizelge 5.52 : Erzincan S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **114**
Çizelge 5.53 : Erzincan S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **115**
Çizelge 5.54 : Erzincan S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **116**
Çizelge 5.55 : Erzincan S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü. **117**
Çizelge 5.56 : S2 depremi boyuna doğrultuda kesme kuvveti kontrolü. **118**
Çizelge 5.57 : S2 depremi enine doğrultuda kesme kuvveti kontrolü. **118**

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Köprü yerleşim plânı. **4**
Şekil 2.2 : Köprü profili. **5**
Şekil 2.3 : Köprü üst yapı enkesiti. **6**
Şekil 2.4 : Öngerilmeli prekast kiriş enkesiti. **7**
Şekil 2.5 : Elastomer mesnet enkesiti (a) ve boykesiti (b). **8**
Şekil 2.6 : Orta ayak enkesiti. **9**
Şekil 2.7 : Başlık kirişi enkesiti. **10**
Şekil 2.8 : Beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi. **11**
Şekil 2.9 : Donatı çeliği gerilme - şekildeğiştirme ilişkisi. **12**
Şekil 2.10 : Öngerilmeli halat yerleşim planı. **13**
Şekil 3.1 : Kabuk eleman modeli. **16**
Şekil 3.2 : Çubuk eleman modeli. **17**
Şekil 3.3 : SAP2000 üst yapı kesiti. **17**
Şekil 3.4 : SAP2000 orta ayak kesiti. **18**
Şekil 3.5 : SAP2000 başlık kirişi kesiti. **18**
Şekil 3.6 : SAP2000 öngerilmeli kiriş kesiti. **19**
Şekil 3.7 : LM71 yük katarı. **20**
Şekil 3.8 : SW/2 yük katarı. **21**
Şekil 4.1 : Kabuk eleman modeli 1.mod şekli (T=1.266 s –Boyuna doğrultu). **23**
Şekil 4.2 : Kabuk eleman modeli 2.mod şekli (T=1.1 s – Enine doğrultu). **23**
Şekil 4.3 : Çubuk eleman modeli 1.mod şekli (T=1.222 s – Boyuna doğrultu). **24**
Şekil 4.4 : Çubuk eleman modeli 2.mod şekli (T=1.164 s –Enine doğrultu) **24**
Şekil 4.5 : Plastik mafsalların atanması. **28**
Şekil 4.6 : Mander beton için gerilme-şekildeğiştirme grafiği. **29**
Şekil 4.7 : Mander betonu için gerilme-şekildeğiştirme grafiği (DBYBHY 2007). . **31**
Şekil 4.8 : Donatı çeliği için gerilme-şekil değiştirme grafiği. **32**
Şekil 4.9 : Mander sargılı beton davranışına ait malzeme modeli. **32**
Şekil 4.10 : Mander sargısız beton davranışına ait malzeme modeli. **33**
Şekil 4.11 : Donatı çeliğine ait pekleşmeli malzeme modeli. **33**
Şekil 4.12 : İki doğrultulu (bilineer) eğrilik diyagramı. **34**
Şekil 4.13 : Moment-plastik dönme diyagramı. **34**
Şekil 4.14 : XTRACT programında oluşturulan orta ayak modeli. **35**
Şekil 4.15 : P1 ayağı moment-eğrilik ilişkisi (Boyuna doğrultu). **35**
Şekil 4.16 : P1 ayağı moment-dönme ilişkisi (Boyuna doğrultu). **36**
Şekil 4.17 : FEMA 356 yerdeğiştirme oranı-kuvvet ilişkisi. **36**
Şekil 4.18 : Konsol çalışan ayaklar için kesme kuvvetine normal kuvvet etkisi. **38**
Şekil 4.19 : Eğrilik sünekliğinin elde edilmesi. **39**
Şekil 5.1 : İtme eğrisi (a) ve hedef yerdeğiştirmenin bulunması (b). **42**
Şekil 5.2 : 1.mod şekline göre yükleme (a) ve 1.mod şekli (b). **43**
Şekil 5.3 : Hedef yerdeğiştirmenin belirlenmesi ($T_1 \geq T_B$ durumu). **44**
Şekil 5.4 : Hedef yerdeğiştirmenin belirlenmesi ($T_1 < T_B$ durumu $C_{R1}=1$ kabulü). .. **45**

Şekil 5.5 : Hedef yerdeğiştirmenin belirlenmesi ($T_I < T_B$ durumu). **45**
Şekil 5.6 : Köprü boyuna doğrultuda statik itme eğrisi. **46**
Şekil 5.7 : Köprü enine doğrultuda statik itme eğrisi. **47**
Şekil 5.8 : S1 depremi spektral ivme periyot grafiği. **47**
Şekil 5.9 : S2 depremi spektral ivme periyot grafiği. **48**
Şekil 5.10 : S1 depremi spektral ivme –spektral yerdeğiştirme grafiği. **48**
Şekil 5.11 : S2 depremi spektral ivme –spektral yerdeğiştirme grafiği. **49**
Şekil 5.12 : Köprü boyuna doğrultuda kapasite eğrisi. **49**
Şekil 5.13 : Köprü enine doğrultuda kapasite eğrisi. **50**
Şekil 5.14 : Örnek kapasite eğrisi idealleştirilmesi (Kappos,2012). **50**
Şekil 5.15 : Köprü boyuna doğrultuda yapılan idealleştirme. **51**
Şekil 5.16 : Köprü enine doğrultuda yapılan idealleştirme. **51**
Şekil 5.17 : S1 depremi boyuna doğrultuda spektral ivme-yerdeğiştirme ve kapasite eğrisi. **52**
Şekil 5.18 : S1 depremi enine doğrultuda spektral ivme-yerdeğiştirme ve kapasite eğrisi. **52**
Şekil 5.19 : S2 depremi boyuna doğrultuda spektral ivme-yerdeğiştirme ve kapasite eğrisi. **53**
Şekil 5.20 : S2 depremi enine doğrultuda spektral ivme-yerdeğiştirme ve kapasite eğrisi. **53**
Şekil 5.21 : Boyuna ve enine çarpma etkisinin modellenmesi (kenar ayakta). **54**
Şekil 5.22 : Enine çarpma etkisinin modellenmesi (orta ayakta). **55**
Şekil 5.23 : Çarpma etkisi için kullanılan model. **55**
Şekil 5.24 : S1 depremi köprü boyuna doğrultuda itme analizi. **56**
Şekil 5.25 : Köprü boyuna doğrultu için moment-beton şekildeğiştirme ilişkisi. **57**
Şekil 5.26 : Köprü boyuna doğrultu için moment-donatı çeliği şekildeğiştirme ilişkisi. **57**
Şekil 5.27 : Köprü enine doğrultu için moment-beton şekildeğiştirme ilişkisi. **58**
Şekil 5.28 : Köprü enine doğrultu için moment-donatı çeliği şekildeğiştirme ilişkisi. **58**
Şekil 5.29 : S1 depremi köprü boyuna doğrultuda itme analizi model görünümü. **59**
Şekil 5.30 : S1 depremi köprü enine doğrultuda itme analizi. **59**
Şekil 5.31 : S1 depremi köprü enine doğrultuda itme analizi model görünümü. **60**
Şekil 5.32 : S2 depremi köprü boyuna doğrultuda itme analizi. **65**
Şekil 5.33 : S2 depremi köprü boyuna doğrultuda itme analizi model görünümü. **66**
Şekil 5.34 : S2 depremi köprü enine doğrultuda itme analizi. **66**
Şekil 5.35 : S2 depremi köprü enine doğrultuda itme analizi model görünümü. **67**
Şekil 5.36 : Kobe S2 depremi dönüştürülmüş spektral ivme-zaman grafiği. **74**
Şekil 5.37 : Kobe S1 depremi (boyuna) ivme kaydı. **74**
Şekil 5.38 : Kobe S2 depremi (boyuna) ivme kaydı. **75**
Şekil 5.39 : Kobe S1 depremi (enine) ivme kaydı. **75**
Şekil 5.40 : Kobe S2 depremi (enine) ivme kaydı. **75**
Şekil 5.41 : Kocaeli S1 depremi (boyuna) ivme kaydı. **76**
Şekil 5.42 : Kocaeli S2 depremi (boyuna) ivme kaydı. **76**
Şekil 5.43 : Kocaeli S1 depremi (enine) ivme kaydı. **76**
Şekil 5.44 : Kocaeli S2 depremi (enine) ivme kaydı. **77**
Şekil 5.45 : Erzincan S1 depremi (boyuna) ivme kaydı. **77**
Şekil 5.46 : Erzincan S2 depremi (boyuna) ivme kaydı. **77**
Şekil 5.47 : Erzincan S1 depremi (enine) ivme kaydı. **78**
Şekil 5.48 : Erzincan S2 depremi (enine) ivme kaydı. **78**

Şekil 5.49 : Kobe S1 depremi boyuna doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman grafiği. **79**
Şekil 5.50 : Kobe S1 depremi boyuna doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi. **79**
Şekil 5.51 : Kobe S1 depremi enine doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi. **80**
Şekil 5.52 : Kobe S1 depremi enine doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi..... **81**
Şekil 5.53 : Kocaeli S1 depremi boyuna doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi. **81**
Şekil 5.54 : Kocaeli S1 depremi boyuna doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi... **82**
Şekil 5.55 : Kocaeli S1 depremi enine doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi. **83**
Şekil 5.56 : Kocaeli S1 depremi enine doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi..... **83**
Şekil 5.57 : Erzincan S1 depremi boyuna doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi. **84**
Şekil 5.58 : Erzincan S1 depremi boyuna doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi. **84**
Şekil 5.59 : Erzincan S1 depremi enine doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi. **85**
Şekil 5.60 : Erzincan S1 depremi enine doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi. ... **85**
Şekil 5.61 : Kobe S2 depremi boyuna doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi. **87**
Şekil 5.62 : Kobe S2 depremi boyuna doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi. **87**
Şekil 5.63 : Kocaeli S2 depremi boyuna doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi. **88**
Şekil 5.64 : Kocaeli S2 depremi boyuna doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi... **88**
Şekil 5.65 : Erzincan S2 depremi boyuna doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi. **89**
Şekil 5.66 : Erzincan S2 depremi boyuna doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi. **89**
Şekil 5.67 : Kobe S2 depremi enine doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi. **91**
Şekil 5.68 : Kobe S2 depremi enine doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi..... **91**
Şekil 5.69 : Kocaeli S2 depremi enine doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi. **92**
Şekil 5.70 : Kocaeli S2 depremi enine doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi..... **92**
Şekil 5.71 : Erzincan S2 depremi enine doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi. **93**
Şekil 5.72 : Erzincan S2 depremi enine doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi. ... **93**
Şekil A.1 : SAP2000 programı öngerilmeli kiriş tanımlanması. **126**
Şekil A.2 : P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda plastik mafsal tanımlanması. **126**
Şekil A.3 : P1 ayağı köprü enine doğrultuda plastik mafsal tanımlanması. **127**
Şekil A.4 : Orta ayak deprem takozlarının modellenmesi. **127**
Şekil A.5 : Kenar ayak deprem takozlarının modellenmesi. **128**
Şekil A.6 : Boyuna doğrultuda çarpma etkisinin modellenmesi. **128**

MEVCUT BİR DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNÜN DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLERLE İNCELENMESİ

ÖZET

Yapılarda oluşan hasarın düzeyinin belirlenmesinde elastik (doğrusal) hesap yöntemlerinin yetersiz kalması performansa dayalı hesap yöntemlerine başvurulmasını gerekli kılmaktadır. Bu hesap yöntemlerinden en gerçekçi ve doğru sonuçlar veren yöntemlerden biri ise şekil değiştirmeye bağlı olarak performans değerlendirmesidir. Bu yoldan hareketle, tez çalışmasına konu olan "Konya-Mersin Demiryolu Projesi Km: 298+040 – 299+040" arasında yapılması planlanan öngerilmeli betonarme demiryolu köprüsünün doğrusal olmayan yöntemlerle deprem performansı incelenmiştir.

Doğrusal olmayan performansın değerlendirilmesinde "plastik mafsal" hipotezinden yararlanılmıştır. Plastik mafsal boyunun belirlenmesinde Caltrans V.1.7'deki ifadelerden yararlanılmıştır. Deprem hesapları ile ilgili olarak AASHTO ve FEMA356 yönetmelikleri esas alınmıştır. Spektrum eğrisinin oluşturulmasında FEMA 356 kriterleri esas alınarak, "DLH Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları,Hava Meydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Teknik Yönetmeliği" EK-B kısmında bulunan enlem ve boylam değerlerine ait spektral ivme katsayıları belirlenmiştir.

İlk olarak tez çalışmasına konu olan demiryolu köprüsünün özellikleri hakkında bilgiler verilmiştir. Köprü alt yapı ve üst yapı elemanlarıyla birlikte tanıtılmıştır. Matematiksel model kurulması ile ilgili esaslar 3. bölümde açıklanmıştır. Köprünün sonlu elemanlar modeli SAP2000 programıyla kurulmuştur. Köprünün tüm elemanlarının gerçek boyutlarında ve kütlelerinde modellenmelerine dikkat edilmiştir. Yapının modal analizinde, üst yapının kabuk eleman modeli ve çubuk eleman modelleriyle kurulan iki modeli incelenmiş olup, bu iki modele ait sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Doğrusal olmayan analiz aşamasında önce yapının itme analizi gerçekleştirilmiştir. Düşey taşıyıcı elemanlara (ayaklar) ait moment – eğrilik ve moment-dönme ilişkilerinin belirlenmesinde XTRACT programından yararlanılmıştır.1.mod ve 2. mod şekilleri ile orantılı olarak birim yükleme şekli köprüye etkitilerek analiz yapılmıştır. 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan S1 depremi (kullanım depremi) ile 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan S2 depremi (minimum hasar) altında plastik mafsallarda oluşan dönmeler ve beton, donatı çeliği birim şekil değiştirmeleri incelenmiştir.

Demiryolu köprüsünün doğrusal olmayan analizinde diğer bir yöntem olarak "Zaman Tanım Alanında Hesap" yöntemi kullanılmıştır. Köprünün bulunduğu konumun zemin karakteristikleriyle uyumlu olarak ölçeklenen deprem kayıtları altında analiz yapılmıştır.

Yapılan analizler sonucunda elde edilen hesaplar karşılaştırılarak mevcut köprünün deprem performansı hakkında yorum yapılmıştır.

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF AN EXISTING RAILWAY BRIDGE BY NONLINEAR ANALYSIS METHODS

SUMMARY

The bridges are key structures in transportation for a long time. Due to this situation, the safety and serviceabiality of them is an important topic. The performance evaluation of bridges in seismic regions like as Turkey, must be investigated correctly. After the siginificant eartquakes in 1980's and 1990's (1989 Loma Prieta, 1994 Northridge, 1995 Kobe, 1999 Chi-Chi, 1999 İzmit), the forced based performance evaluations were not seemed sufficient. Due to insufficiency of elastic methods about investigating the damage in structures, displacement based performanced-based design method must be used. Displacement-based performanced design is used because of its realistic and reliable results. This attitude considered in "AASHTO 2009: LRFD Bridge Design Specifiations" for the first time. Nonlinear pushover analysis and time history analysis methods were involved in guide for determining capacity of bridges. The guide specifications also recognize that the inelastic demand calculated by elastic response spectrum analysis with cracked section properties for concrete columns may not represent the realistic inelastic behavior of bridges under strong motion. The AASHTO guide specifications define the structural displacement capacity as the displacement, at which the first column reaches its inelastic capacity. However, the guide specifications use the acceleration (force) spectrum for the response spectrum analysis, and the displacement demand is still estimated based on the equal-displacement approximation with a modification for short period structures. Using this approach, it is possible, in some cases (Suarez and Kowalsky,2006), that calculated demands will not be in good agreement with results obtained from nonlinear time history analysis. This is due to fact that the column cracked section stifness distribution at yield in the response spectrum analysis different from stiffness distribution at the maximum demand response. To overcome this problem, several researchers (Dwairi, Suarez, Kowalsky, Priestley) have recommended using the direct displacement-based design (DDBD) method. Instead of using an acceleration spectrum and the equal-displacement approximation, DDBD uses the displacement spectrum at the design level of ground motion to obtain the inelastic structural period. Depending on the importance of a bridge, the bridge can be designed for a certain level of performance in terms of target displacement, strain or ductility.

In the light of these approach, the nonlinear analysis of the railway bridge is done which is located in the Konya-Mersin Railway Project at 298+945 kilometer. The bridge has three span, 95m length and 12 meter superstructure width. There are two rail lines supported with ballast, for high speed train transportation. The loads acting on the superstructure are carried by the composite section which is composed of prestressed girders and reinforced concrete deck. The structural system of the bridge is simple beam, the girders supported with elastomeric bearings on the substructures parts in every span. The movement of supports in transverse direction of bridge are restrained by shear keys and some of them restrained in the longitudinal direction for

decreasing the displacements from the vibrating train motion. Two piers have 46 meter length in first span and 45 meter length in second span. The dimensions of piers 3 meter in longitudinal direction bridge and 8 meter in cross direction of bridge. Section type of piers are hollow section. Soil profile of the location of bridge is rock, corresponded to B class according to DLH seismic code for bridges. Calculations and drawings of railway bridge are obtained from the project company.

AASHTO and FEMA356 seismic codes are used in seismic performance evaluation. Spectral acceleration-time curves of the bridge are formed in view of this codes by using spectral factors at DLH Seismic code. Spectral acceleration factors are determined from the lattitude and longitude of the bridge location. Plastic hinge hypothesis is used for nonlinear performance evaluation. According to this hypothesis, the nonlinear behaviour (plastic rotation) is located at some special parts of system. Plastic rotation occurs when the current moment is more than the yielding moment in the section. In this project, the plastic hinge regions are expected the bottom sections of columns. The expression of plastic hinge length in Caltrans Seismic Design Criteria V.1.7 is used for determining the plastic hinge length of columns. The plastic hinges are assigned the mid of this lengths. The moment-rotation relation of hinges are defined according to FEMA 356 seismic code criterias. In the nonlinear analysis of bridges the cracked section properties are used to observe deformations and displacements correctly.

Firstly, the railway bridge is introduced with its substructure and superstructure parts. The mathematical model of bridge is established in SAP2000 finite element analysis program. All of elements are modelled with their real mass and rigidity. There are two types of finite element model in modal analysis of bridges, one of them established with shell elements and the other one established with frame elements. The results of this models are compared.

In the first step of nonlinear analysis of bridge, pushover analysis is performed. Moment-curvature and moment-rotation relations of columns are formed by using XTRACT section analysis program. The unit loading proportional with first and second mode of bridge is acted to bridge step by step analysis. After forming the pushover curves in the x and y direction, the target displacements are determined by intersecting the capacity-curve with spectral accelaration-displacement curve. Rotations of plastic hinges and unit deformations of concrete and steel are evaluated under, %50 probability of exceeding occurance in 50 years as defined S1 and %2 probability exceeding occurance in 50 years as defined S2 in the static pushover analysis. At S1 level in longitudinal direction, the rigidity increasing occurs because of the exceeding the distance between the girders and abutment. In this situation, abutment has large rigidity therefore the system can not overcome this rigidity. Because of the sum of rigidities, abutments start to take forces and the base force of system increase. In cross direction, the target displacement is lower than the distance between the shear keys and girders so no crashing occurs. At S2 level in longitudinal direction, the system can not push to target displacement and the system are more hardened with regard to S1 level. The moments and base forces increase proportionally with this hardening. In cross direction, target displacement is higher than the distance so the girders crash the shear keys. After that, the movement comes out with new rigidity of system. In addition, the deformations of elastomeric bearings are observed. Especially, the abutment bearings don't satisfy the conditions at S1 and S2 level. For this reason, elastomeric bearings should be replaced by new ones then the eartquake calculations must be done again.

The second method in the nonlinear analysis of railway birdge is “Nonlinear Time-History Analysis” Three earthquake records which are Kobe, Kocaeli and Erzincan, are scaled by using SEISMOMATCH 2016 program according to S1 and S2 spectral curves. At S1 earthquake level, in longitudinal direction no plastic hinge occurs. The forces, displacements and concrete and steel strains are lower than pushover analysis. In cross direction, due to exceeding the distance between girders and shear keys the forces and concrete and steel strains are higher than pushover analysis. Despite this situation, plastic hinge formation at columns does not occur. At S2 eartquake level, in longitudinal direction no plastic hinge occurs. The forces, displacements and concrete and steel strains are lower than pushover analysis like as S1 earthquake level. In cross direction, the rigidity increase with crashing the shear keys and the railway bridge tends to make displacements after this situation. The forces and concrete and steel strains are generally at the same level with S2 earthquake level. There are some bearings not satisfied the conditions at S1 and S2 level. Therefore, elastomeric bearings should be replaced by new ones then the eartquake calculations must be done again.

After the completion of two types of nonlinear analysis of railway bridge, the results are compared. At S1 eartquake level in longitudinal direction, pushover results are higher than time history analysis results. In cross direction, the time history results are higher than pushover results because the girders crash the shear keys. At S2 earthquake level in longitudinal direction, pushover results are higher than time history analysis results. In cross direction, the results are close for two analysis type. The number of elastomeric bearings not satisfied the displacement conditions are high at S1 and S2 levels so they should be replaced with new elastomeric bearings. The seismic performance of bridge is investigated in the light of this results. As a conclusion, the bridge fulfill the safety conditions at S1 and S2 level in all nonlinear analysis.

1. GİRİŞ

Ulaşım ağlarının en önemli ayaklarından olan köprülerin servis süreleri boyunca kesintisiz ve güvenli bir şekilde hizmet vermeleri çok önemli bir konudur. Türkiye gibi özellikle deprem etkilerinin önemli olduğu ülkelerdeki yapıların performans değerlendirmelerinin yapılması zorunlu bir ihtiyaç olarak ortaya çıkmıştır. Yapı mühendislerinin, önceleri dayanıma bağlı olarak yapılan deprem performansı değerlendirmelerinin, 1980 ve 1990'daki büyük depremlerin (1989 Loma Prieta, 1994 Northridge, 1995 Kobe, 1999 Chi-Chi, 1999 İzmit) ardından yetersiz kaldığının anlaşılması üzerine yerdeğiştirme esaslı yöntemlerle performans değerlendirmesine yönelmeleri gerekmiştir. Bu yaklaşım AASHTO'da ilk defa AASHTO LRFD 2009 yönetmeliğinde yer bulmuştur. Yapının yerdeğiştirme yapabilme yeteneğinin dikkate alınarak tasarım yapılması ve kapasitesinin yerdeğiştirme isteğinden daha büyük olması gerektiği bu yönetmelikte işlenmiştir. Ayaklarda ve ayak-başlık kirişi birleşim bölgelerinde kapasiteye göre tasarım yapılması; kapasitesinin belirlenirken statik itme analizi ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerden faydalanılabileceğinden söz edilmiştir.

Şekildeğiştirmeye göre performans değerlendirmesi deprem altında yapıların davranışının incelenmesi bakımından doğru ve gerçekçi bir yaklaşımdır. Yapıların deprem performansının belirlenmesinde yerdeğiştirme esaslı değerlendirmenin, kuvvet esaslı değerlendirmeye göre daha doğru ve gerçekçi olduğu çeşitli araştırmalarla kanıtlanmıştır. Ancak, başlangıçta yönetmeliklerde bu yaklaşım, elastik tasarım spektrumu dikkate alınarak yerdeğiştirme isteminin eşit yerdeğiştirmeler kuralı gereğince hesaplanmasını içermekteydi. Kowalsky, Suarez, Priestly gibi araştırmacılar bunun her zaman doğru sonuçlar vermeyeceği konusunda fikir birliği oluşturdular. Bunun temel sebeplerinden biri, elastik tasarım spektrumuna göre analizde ayakların çatlamış kesit rijitlik dağılımları davranışı ile maksimum yerdeğiştirme istemi durumundaki dağılımın farklı olmasındandır. Bu çelişkinin üstesinden gelebilmek için doğrudan yerdeğiştirme esaslı (DDBD) yöntemin

kullanılması gerektiği ortaya konuldu. Bu yöntemle, ivme spektrumunun yerini yerdeğiştirme spektrumu almıştır.

Şekildeğiştirmeye bağlı performans değerlendirilmesinde hedeflenen performansa göre belirlenen bir deprem düzeyi için doğrusal olmayan analiz yapılarak meydana gelen plastik şekildeğiştirmeler ve yerdeğiştirmeler belirlenir. Hedeflenen performans düzeyleri için yönetmeliklerce tanımlanan sınır değerlerle karşılaştırma yapılarak yapının performansı belirlenir.

Teze konu olan mevcut demiryolu köprüsünün performansı da "İtme Analizi" ve "Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz" ile incelenecek olup, farklı deprem düzeyleri için oluşan yerdeğiştirme, iç kuvvet istemleri belirlenen performans hedefi için tanımlanan değerlerle karşılaştırılarak köprünün yapısal performansı hakkında bilgi sahibi olunacaktır.

2. KÖPRÜ HAKKINDA AÇIKLAMALAR

2.1 Genel Bilgiler

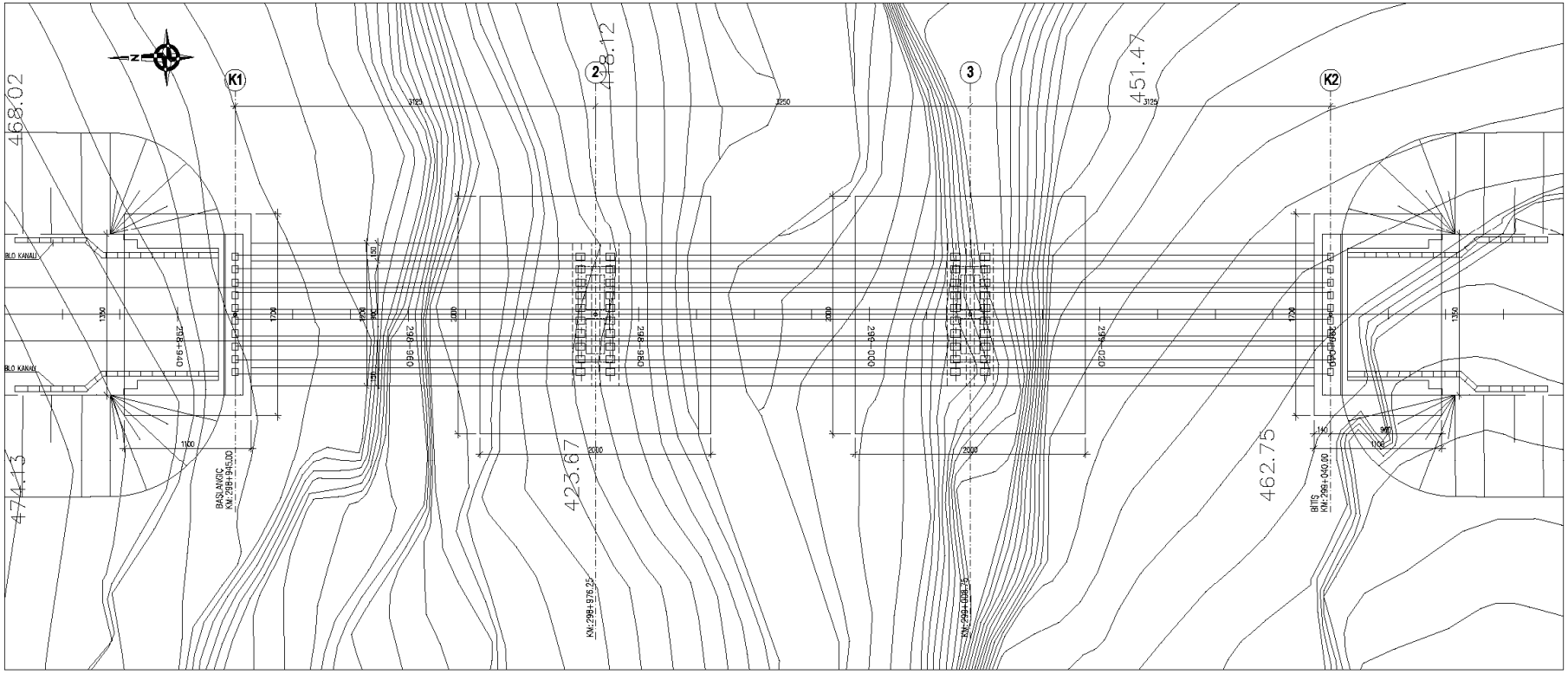
Mevcut demiryolu köprüsü Konya-Mersin demiryolu hattı üzerinde yer almaktadır. Üç açıklıktan oluşmakta ve toplam boyu 95 metredir. Köprü öngerilmeli prekast kirişli bir köprüdür ve genişliği 12 metredir. Kenar ayak ve orta ayak bilgileri Çizelge 2.1'de açıklanmıştır.

Çizelge 2.1 : Kenar ve orta ayak bilgileri.

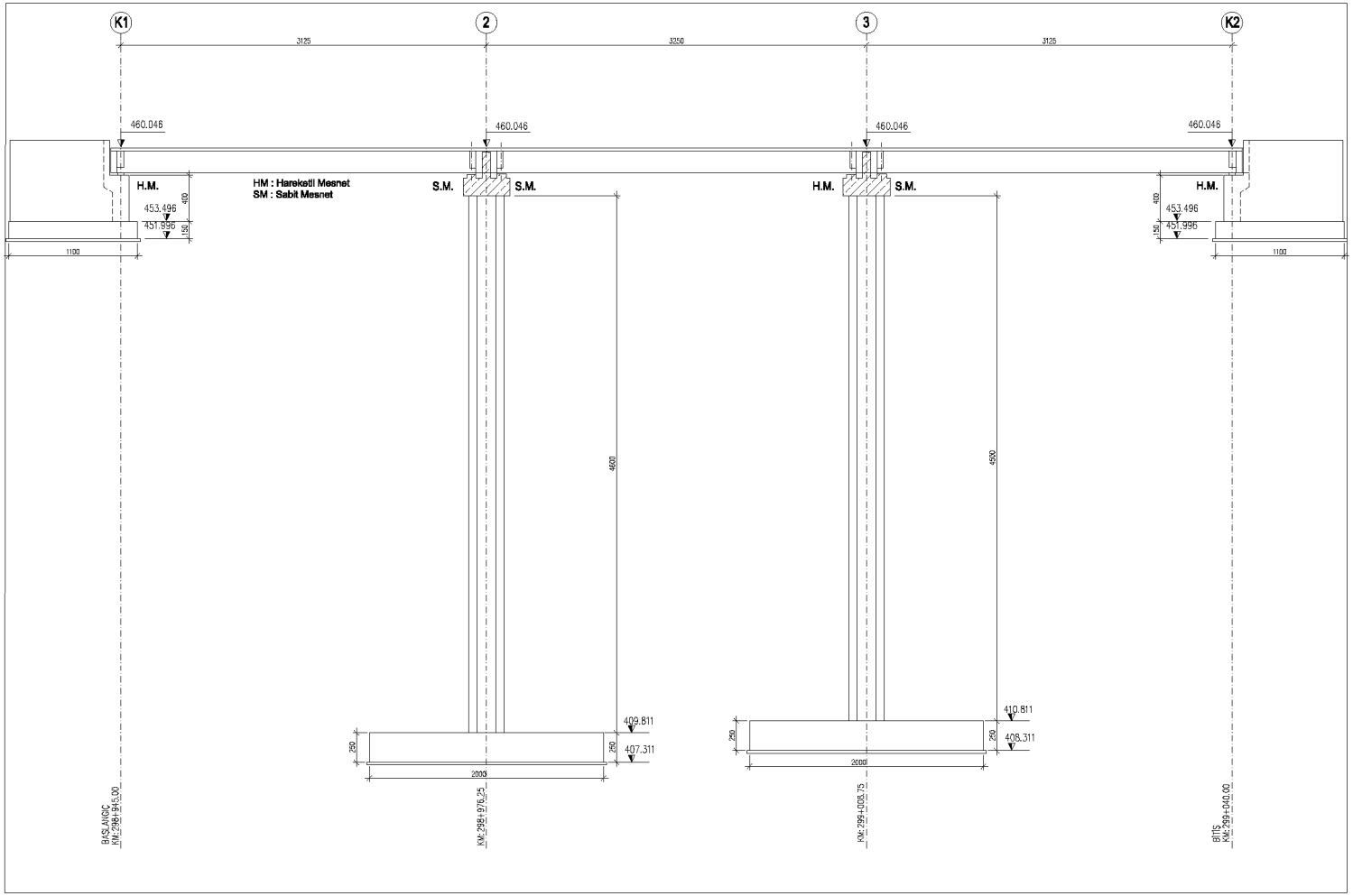
Aks No	Km	Ayak Yüksekliği (m)
K1	298+945	4.00
2	298+976.25	46.00
3	299+008.75	45.00
K2	299+040	4.00

Şekil 2.1'de köprü yerleşim plânı, Şekil 2.2'de ise köprü boykesiti gösterilmiştir. Köprü hakkındaki genel bilgiler şu şekildedir:

- Mevkii : Konya Mersin Demiryolu Km : 298+945 – 299+040
- Açıklık Sayısı : 3
- Aks Aralıkları : İlk ve son aks 31.25 m, orta aks 32.5 m
- Köprü Toplam Boyu : 95 m
- Öngerilmeli Prekast Kiriş Uzunluğu : 30 m
- Köprü Genişliği : 12.00 m
- Hat Adeti : 2
- Üst yapı tipi : Öngerilmeli I kiriş kesitli ve betonarme döşemelidir.
- Köprü ekseni verevlilik açısı : 0.0 °
- Yatay Kurp : Yatay kurp bulunmamaktadır.
- Hareketli Yük Sınıfı : LM71 ve SW/2'dir. (EN 1991:2 Şartnamesi)
- Elastomer Mesnetler : Çelik takviyeli elastomer mesnet



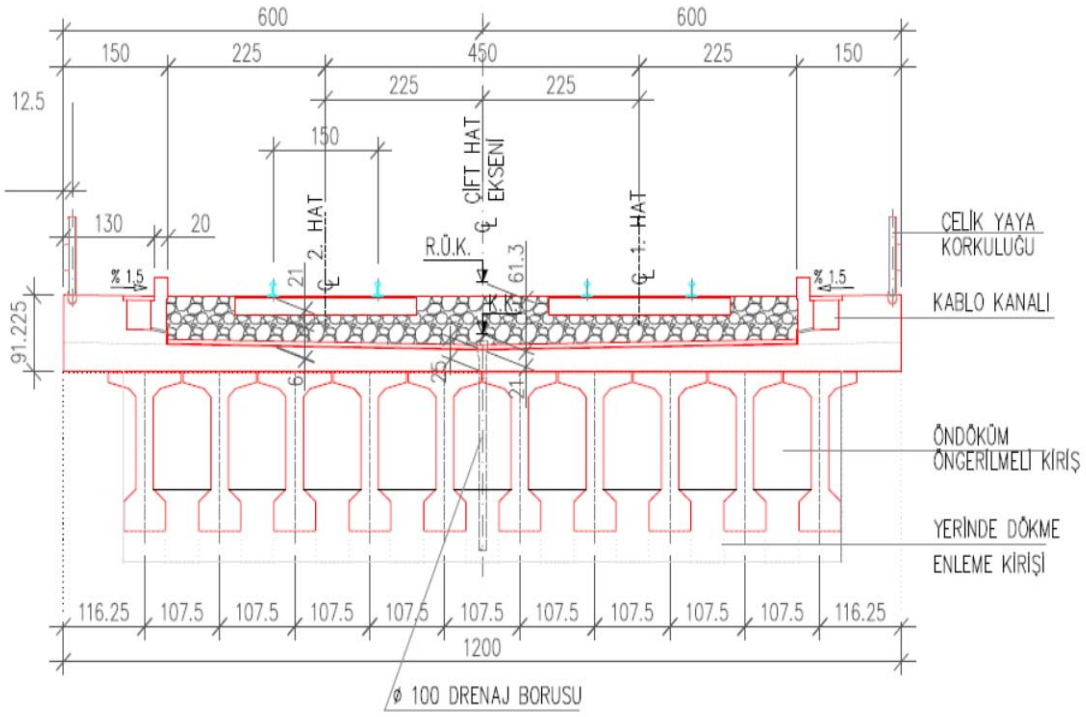
Şekil 2.1 : Köprü yerleşim planı.



Şekil 2.2 : Köprü profili.

2.2 Köprü Üst Yapısının Tanıtılması

Köprü üst yapısı; 10 adet I kesitli h = 190 cm yükseklikteki öngerilmeli prekast kirişlerden ve yerinde dökme 30 cm'lik betonarme döşemeden oluşmaktadır. Önçekmeli olarak imalatları gerçekleştirilen kirişlerin inşaat sahasında yerlerine konulması işlemi tamamlandıktan sonra, döşeme betonunun dökülmesiyle birlikte bu iki eleman kompozit kesit oluşturur. Oluşan bu kompozit kesit, üst yapıya etkiyen zati yükleri ve hareketli yükleri birlikte taşırlar. Prekast kirişler, mesnet takozlarına elastomer mesnetler üzerine yerleştirilmiştir. Kenar ayaklarda toplam 20, orta ayaklarda başlık kirişi üzerinde 40 adet olmak üzere toplam 60 adet elastomer mesnet bulunmaktadır. Prekast kirişlerin enleme kirişleri yardımıyla beraber çalışmaları sağlanmıştır. Köprü enine doğrultusunda bulunan deprem takozları ile kirişlerin hareketi kısıtlanmıştır. Kenar ayaklar ve orta ayaklar da başlık kirişin üzerinde deprem takozları bulunmaktadır. Ayrıca bazı durumlarda enleme kirişinin mesnet takozunun alt kotuna kadar uzatılmasıyla köprü boyuna doğrultuda de hareketin kısıtlanması sağlanmıştır. Bu sistem sırasıyla hareketli-sabit, sabit-hareketli ve hareketli-sabit mesnet düzeni içerisinde düşünülmüştür. Şekil 2.3'te köprü üst yapı enkesiti gösterilmiştir.



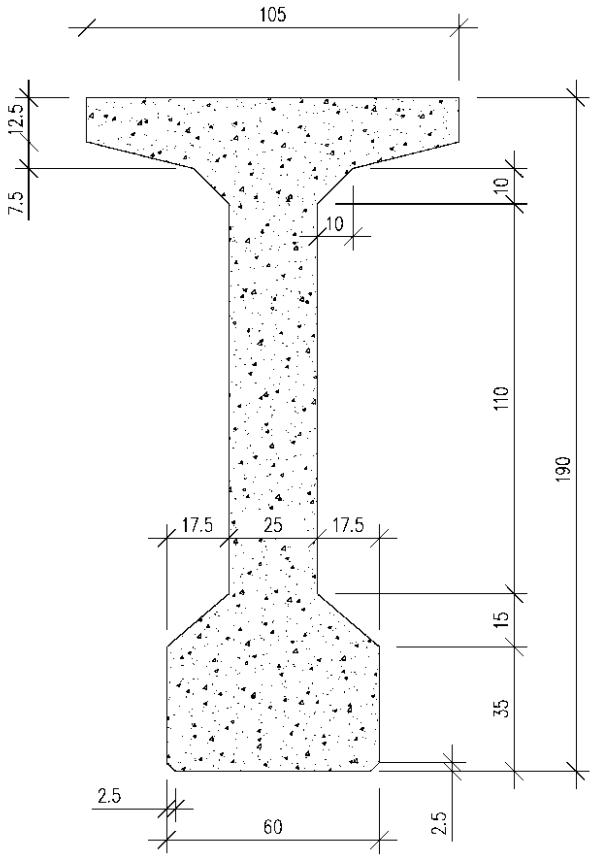
Şekil 2.3 : Köprü üst yapı enkesiti.

2.2.1 Öngerilmeli kiriş

Öngerilmeli kiriş olarak I kesitli h=190 cm yüksekliğinde prekast kiriş kullanılmıştır. Kirişe ait özellikler şu şekildedir.:

- Toplam Yükseklik, h : 190 cm
- Alan, A : 0.771 m^2
- Ağırlık merkezi alttan mesafesi: 97.11 cm
- Atalet Momenti : 0.3331 m^4
- Kiriş alt lif için mukavemet momenti : 0.343 m^3
- Kiriş üst lif için mukavemet momenti : 0.359 m^3
- Gövde kalınlığı : 25 cm
- Üst flanş kalınlığı : 12.5 cm
- Alt flanş kalınlığı : 35 cm

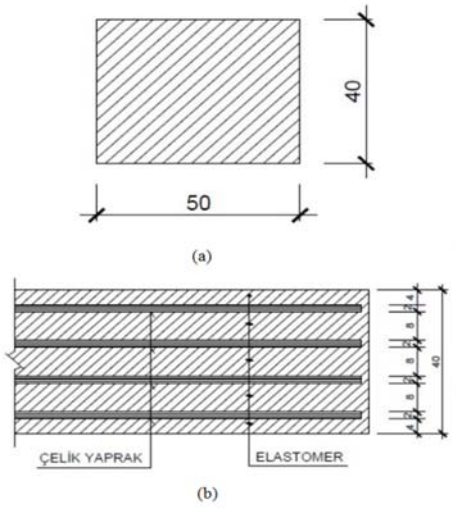
Kirişte toplam 38 adet 0.6 inch anma çaplı 270K düşük gevşemeli öngerilme halatı kullanılmıştır. Şekil 2.4'de öngerilmeli prekast kiriş enkesiti görülmektedir.



Şekil 2.4 : Öngerilmeli prekast kiriş enkesiti.

2.2.2 Elastomer mesnetler

Elastomer mesnetler, kauçuk tabakalar ve onların arasında yer alan çelik yapraklı tabakalardan oluşmaktadır. Şekil 2.5'te elastomer mesnete ait enkesit (a)'da, boykesit ise (b)'de gösterilmiştir.



Şekil 2.5 : Elastomer mesnet enkesiti (a) ve boykesiti (b).

Genişlik, W :500 mm

Uzunluk, L :400 mm

Kalınlık, h : 40 mm

Elastomer tabaka kalınlığı : 8 mm

Elastomer tabaka adeti : 3 adet

Çelik levha kalınlığı : 2 mm

Çelik levha adeti : 4 adet

Kaplama kalınlığı : 4 mm

Net kalınlık, h_{rt} : 32 mm

Kesme modülü, G : 1 MPa

Şekil faktörü : 13.9

$$S = \frac{L.W}{2.\mathrm{h}_{iç}\,(\mathrm{L}+W)} \tag{2.1}$$

$$S = \frac{500\,x\,400}{2\times 8\times(500+400)} = 13.9$$

Elastisite Modülü , E : 1157407 kN/m^2

Eksenel Rijitlik (Düşey Yön)

$$K_1 = E \times A / \mathrm{h}_{eff} \qquad (2.2)$$
$$K_1 = 1157407 \times 0.5 \times 0.4 / 0.032 = 7233794 \ \ kN / \mathrm{m}$$

Kayma Rijitliği (Köprü boyuna yön)

$$K_2 = A \times G / h_{eff} \qquad (2.3)$$
$$K_2 = 0.5 \times 0.4 \times 1000 / 0.032 = 6250 \,\mathrm{kN/\,m}$$

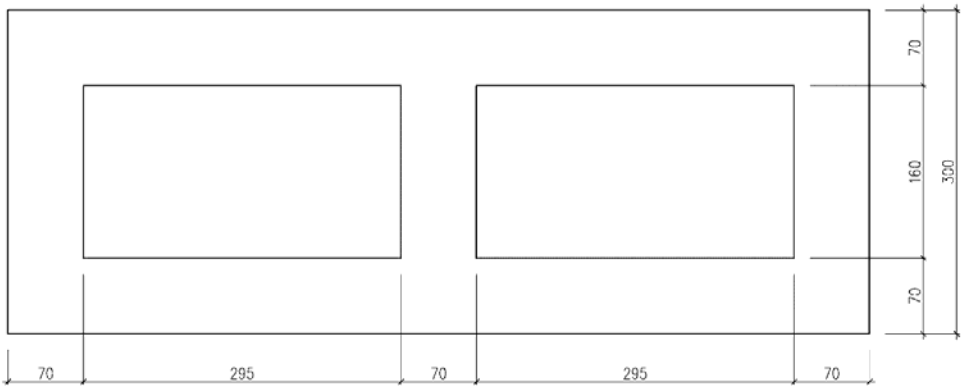
Kayma Rijitliği (Köprü enine yön)

K_3, köprü enine yönde deprem takozları bulunduğundan rijitlik 10E9 kN/m olarak kabul edilmiştir.

2.3 Köprü Alt Yapısının Tanıtılması

2.3.1 Orta ayak detayları

Köprüde orta ayak kesiti olarak, çift gözlü kutu kesit kullanılmıştır. Ayakların köprü boyuna doğrultudaki uzunluğu 3 m, enine doğrultudaki uzunluğu ise 8 metredir. İlk açıklıkta ayak net yüksekliği (Temel üst kotundan başlık kirişi alt kotuna olan mesafe) 46 metre, ikinci açıklıkta ise 45 metredir. Orta ayak kesiti Şekil 2.6'da görülmektedir.

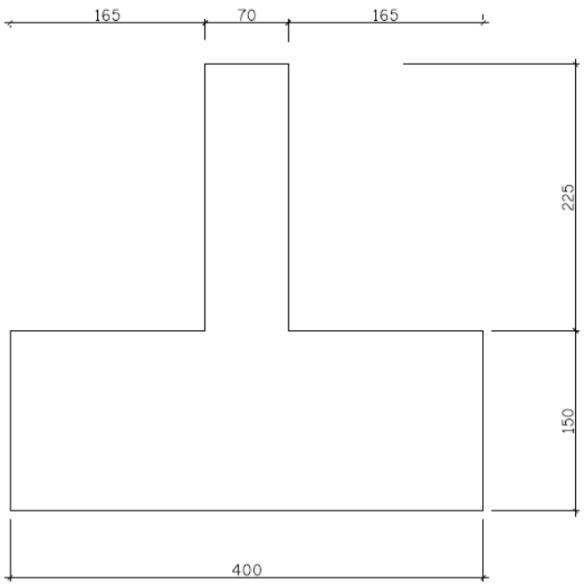


Şekil 2.6 : Orta ayak enkesiti.

- Duvar et kalınlığı, t : 70 cm
- Toplam donatı : 320 ϕ32/150
- Donatı oranı : 0.0176 (%1.76)
- Etriyeler : ϕ20/100
- Çirozlar : ϕ12/600

2.3.2 Başlık kirişi detayları

Köprü başlık kirişleri T kesittten oluşmaktadır ve toplam yüksekliği 3.75 metredir. Başlık kirişi uzunluğu köprü genişliği ile aynı olup 12 metredir. Şekil 2.7'de kesiti görülmektedir.



Şekil 2.7 : Başlık kirişi enkesiti.

2.3.3 Kenar ayak ve temel detayları

Kenar ayaklar betonarme ağırlık duvarı olarak tasarlanmıştır. K1 ve K2 kenaryaklarının perde yüksekliği 4.00 metredir. Kenar ayak ve orta ayak temelleri yüzeysel temel olarak tasarlanmıştır. Kenar ayak temel boyutları 11.00 x 17.00 metre, orta ayak temel boyutları ise 20.00 x 20.00 metredir. Temellerin üstü, temel üst kotundan itibaren 2 metre dolgu ile doldurulacaktır. Çizelge 2.2'de temel özelliklerine yer verilmiştir.

Çizelge 2.2 : Temel özellikleri.

Aks	Km	Temel Tipi	Temel Boyutları (m)	Temel Kalınlığı (m)
K1	298+945	Yüzeysel	11.00 x 17.00	1.50
2	298+976.25	Yüzeysel	20.00 x 20.00	2.50
3	299+008.75	Yüzeysel	20.00 x 20.00	2.50
K2	299+040	Yüzeysel	11.00 x 17.00	1.50

2.4 Malzeme Özellikleri

Yapı elemanlarının malzeme özellikleri köprüye ait ilgili hesap raporu ve paftalardan alınmıştır.

2.4.1 Beton

Köprü elemanlarında kullanılan betona ait özellikler Çizelge 2.3'de özetlenmiştir.

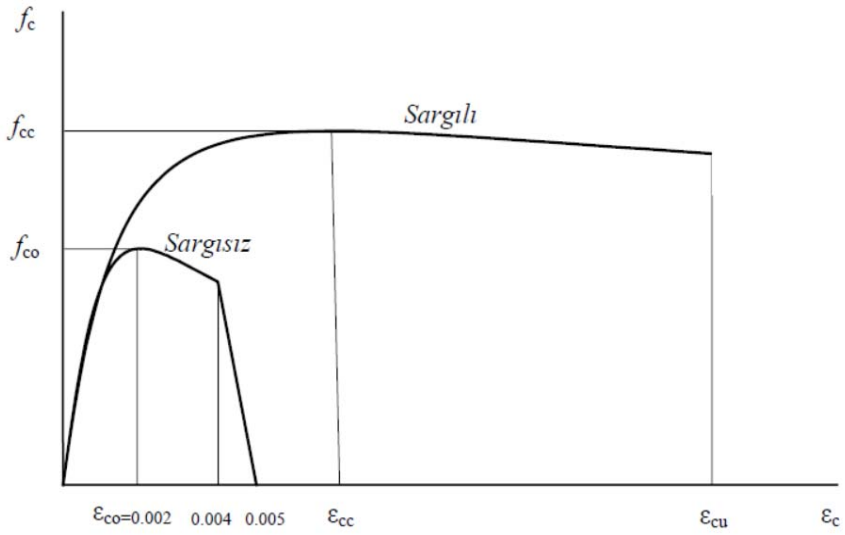
Çizelge 2.3 : Malzeme özellikleri.

Eleman	Beton Sınıfı	Elastisite Modülü (MPa)	f_{ck} (MPa) (Karakteristik Dayanımı)	Paspayı (cm)
Prefabrik Kiriş	C40	31623	40	2.5
Tabliye, Enleme Kirişi	C30	27386	30	5.0 (dış)/ 2.5 (iç)
Orta ayaklar	C25	25000	25	5
Başlık kirişi	C25	25000	25	5
Temel	C25	25000	25	7.5
Grobeton	C14	18708	14	-

* $E_c = 5000\sqrt{f_{co}}$ (DBYBHY 2007 7.B.6'dan alınmıştır.) (2.4)

$\varepsilon_{co} = 0.002$ $\varepsilon_{cu} = 0.005$ (Sargısız beton için)

Şekil 2.8'de beton malzemesine ait gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir.



Şekil 2.8 : Beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi.

2.4.2 Betonarme donatısı

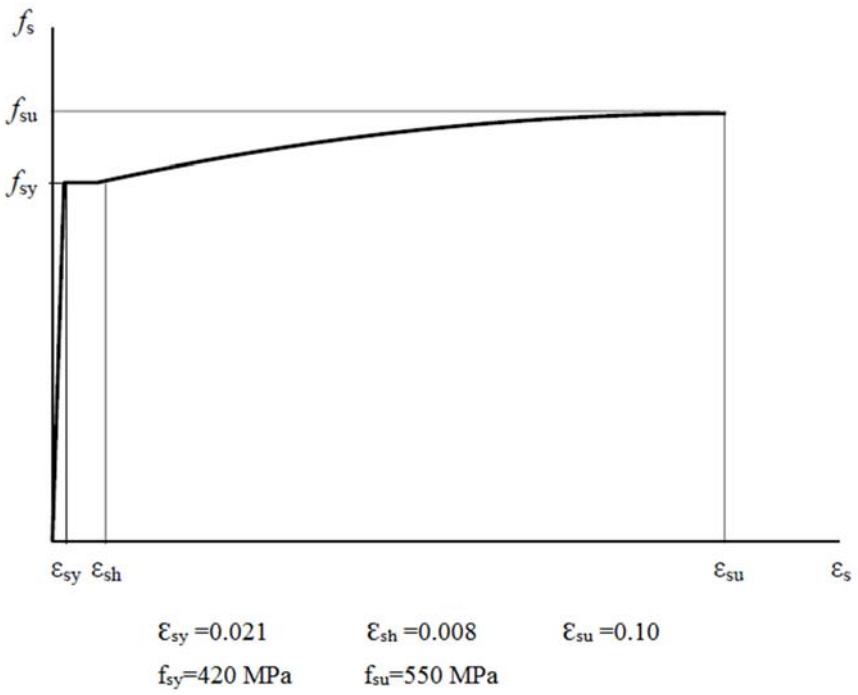
Betonarme çeliği olarak S420 BÇ III (f_{yk}=420 MPa) donatı çeliği kullanılmıştır. Elastisite modülü 200000 MPa'dır. DBYBHY 7.6'ya göre doğrusal elastik olmayan yöntemler ile performans değerlendirilmesinde kullanılmak üzere, donatı çeliği için aşağıdaki gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları kullanılmıştır.

$$f_s = E_s \varepsilon_s \qquad (\varepsilon_s \le \varepsilon_{sy}) \qquad (2.5)$$

$$f_s = f_{sy} \qquad (\varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{sh}) \qquad (2.6)$$

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_s)^2}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})^2} \qquad (\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{su}) \qquad (2.7)$$

Şekil 2.9'da donatı çeliğine ait gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi gösterilmiştir.

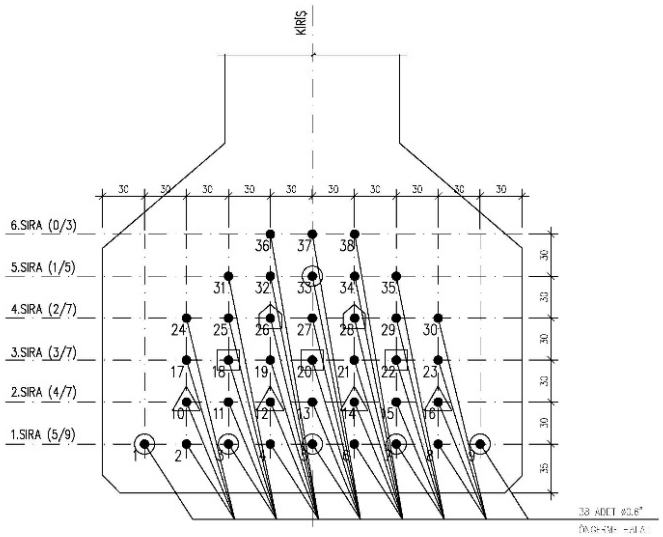


Şekil 2.9 : Donatı çeliği gerilme - şekildeğiştirme ilişkisi.

2.4.3 Öngerilme donatısı

Öngerilmeli prekast kirişlerde; 0.6 inch (15.24 mm) anma çaplı 270K düşük gevşemeli öngerilme halatı kullanılmıştır. Halatların akma dayanımı 1862 N/mm^2'dir. Halat enkesit alanı 140 mm^2'dir. Elastisite modülü 200000 MPa'dır. Öngerilme hesaplarında, kablo sayısı hesaplanırken açıklık ortasında alt liflerde oluşan pozitif moment değeri göz önüne alınır. Mesnet kesitlerinde, moment değerleri düşük olduğundan bu kısımlarda verilen öngerme kuvvetinden dolayı beton ezilebilir. Bu

nedenle, bu halatların bir kısmı kılıflanarak o kısımlarda betona verdikleri öngerme kuvveti azaltılabilir. Şekil 2.10'da öngerilme donatısı yerleşim plânı gösterilmiştir.



Şekil 2.10 : Öngerilmeli halat yerleşim planı.

3. MATEMATİKSEL MODEL KURULMASI

3.1 Matematiksel Model ile İlgili Açıklamalar

- ✓ Modelde tüm elemanlar gerçek boyutlarında ve kütlelerinde modellenmiştir. Kutu kesitli kolon kesitleri özel kesit oluşturularak tanımlanmıştır.
- ✓ Gerçeğe uygun davranış modellemesi yapılırken, üst yapının çubuk elemanlarla temsil edildiği ve kabuk elamanlarla temsil edildiği iki ayrı model oluşturulmuştur.
- ✓ Tüm elemanlar ağırlık merkezleri dikkate alınarak modellenmiştir. Elemanların ağırlık merkezleri birbirlerine rijit fiktif elemanlarla bağlanmıştır.
- ✓ Elemanlar modellenirken eşit parçalara ayrılmış ve bu sayede etkin kütle dağılımının gerçekleşmesi amaçlanmıştır.
- ✓ Düğüm noktaları toplam 3 adet yerdeğiştirme ve 3 adet dönme serbestliği olmak üzere toplam 6 adet serbestlik derecesine sahiptir.
- ✓ Üst yapının kabuk elemanlarla temsil edildiği modelde, kirişler ile tabliye birbirlerine rijit fiktif elemanlar ile bağlanmıştır. Tabliyede genleşme derzi olan kısımlarda, tabliyenin sürekliliği kesilmiştir.
- ✓ Elastomer mesnetler programda “link” elemanlar ile modellenmiş olup, rijitlik değerleri hesaplanarak programa girilmiştir.
- ✓ Enine yönde üstyapının deprem takozlarıyla yerdeğiştirmelere karşı tutulu olması durumu, “link” elemanlara enine yönde yüksek rijitlik değerleri girilerek tanımlanmıştır.
- ✓ Sabit mesnet durumlarda “link” elemanların boyuna yöndeki rijitlik değerleri yine yüksek alınarak modele yansıtılmıştır. Sabit mesnetlerde, enleme kirişleri mesnet takozlarının alt kotuna kadar indirilerek üstyapının boyuna yönde yerdeğiştirmesini sınırlaması uygulamada gerçekleştirilecektir.

- ✓ Hareketli mesnetlerde kenarayaklarda alın perdesine, orta ayaklarda ise başlık kirişine çarpma durumları için özel tanımlamalar yapılmıştır. İlgili bölümlerde bu durumlar ayrıntılı olarak açıklanacaktır.

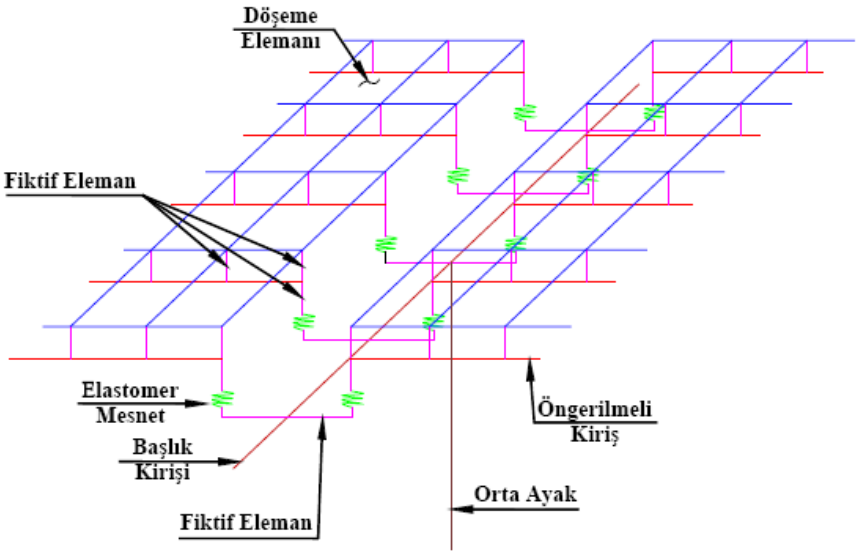
3.2 Köprü Elamanlarının Modellenmesi

3.2.1 Üstyapının modellenmesi

Üstyapının modellenmesinde tabliyenin kabuk (sheel) elemanlarla ve çubuk elemanlarla modellenmesi durumları için 2 ayrı model oluşturulmuştur.

3.2.1.1 Kabuk eleman modeli

Bu modelde tabliyenin kabuk (shell) elemanlarla modellendiği durumda yükler elemanlara alansal yük olarak etki ettirilmiştir. Tabliye ile kirişlerin bağlantısı rijit fiktif çubuklarla sağlanmıştır. Genleşme derzlerinin olduğu kısımlarda tabliye süreksizliği sağlanmıştır. Şekil 3.1'de kabuk eleman modeli görülmektedir.

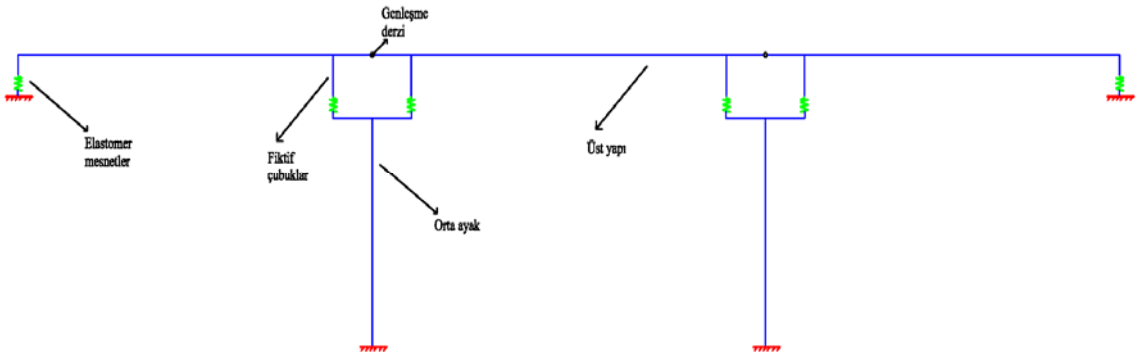


Şekil 3.1 : Kabuk eleman modeli.

3.2.1.2 Çubuk eleman modeli

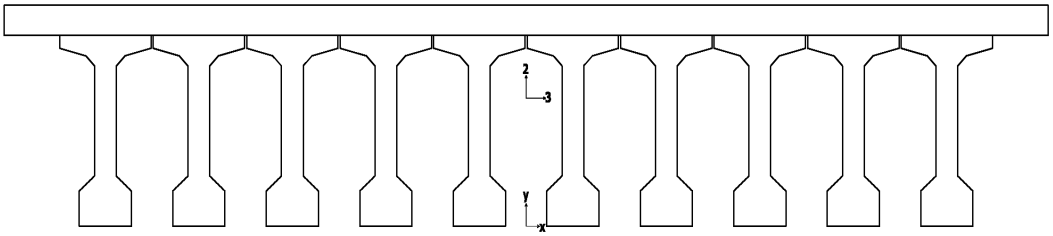
Köprü üst yapısı bu modelde çubuk elemanlarla modellenmiştir. Bunun için SAP2000 programında "section designer" bölümünde öngerilmeli prekast kiriş ile tabliye elemanı birlikte modellenmiştir. Genleşme derzlerinin bulunduğu kısımlarda çubuk elemanların moment aktarmayacak şekilde modellenmesine dikkat edilmiştir.

Şekil 3.2'de çubuk eleman modeli ayrıntılı olarak açıklanmıştır.



Şekil 3.2 : Çubuk eleman modeli.

Şekil 3.3'te SAP2000 programında oluşturulan üst yapı kesiti gösterilmiştir.



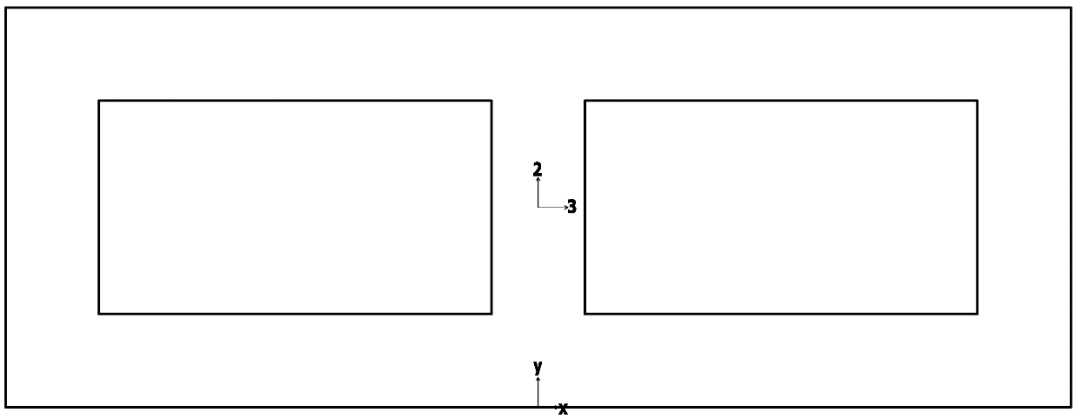
Şekil 3.3 : SAP2000 üst yapı kesiti.

- Tabliye çubuk elemanı enkesit alanı : 10.286 m^2
- Ağırlık merkezi alttan mesafesi : 1.282 m
- Zayıf eksendeki atalet momenti (I_{33}- x doğrultusu) : 5.936 m^4
- Kuvvetli eksendeki atalet momenti (I_{22} – y doğrultusu): 111.136 m^4

3.2.2 Orta ayak çubuk elemanı

Orta ayak çubuk elemanının kesiti çift gözlü kutu kesittir. SAP2000 programında bu kesit "section designer" menüsünden oluşturulmuştur. Kesit boyutları köprü boyuna doğrultuda 3 m, enine doğrultuda ise 8 metredir. Ayak yükseklikleri fazla olduğundan, çubuk elemanlar daha küçük elemanlara bölünerek kütle dağılımının daha gerçekçi sonuçlar vermesi amaçlanmıştır. Orta ayak kesiti Şekil 3.4'de gösterilmiştir.

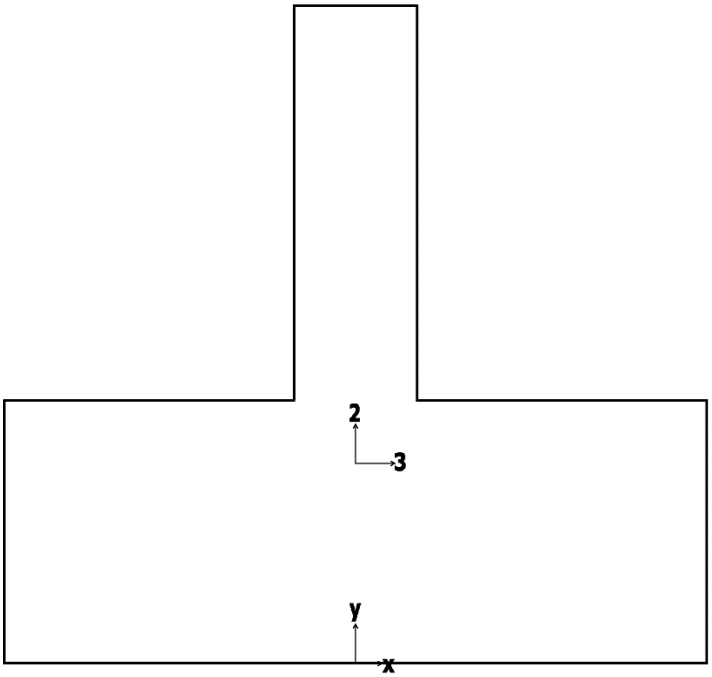
- Enkesit Alanı : 14.56 m^2
- Köprü boyuna doğrultusunda atalet momenti : 15.986 m^4
- Köprü enine doğrultusunda atalet momenti : 45.496 m^4



Şekil 3.4 : SAP2000 orta ayak kesiti.

3.2.3 Başlık kirişi çubuk elemanı

Başlık kirişi "T kesitli" bir çubuk eleman olarak gerçek boyutlarında modellenmiştir. Uzunluğu üst yapı genişliğine eşit olup, 12 metredir. Başlık kirişi kesiti Şekil 3.5'de gösterilmiştir.

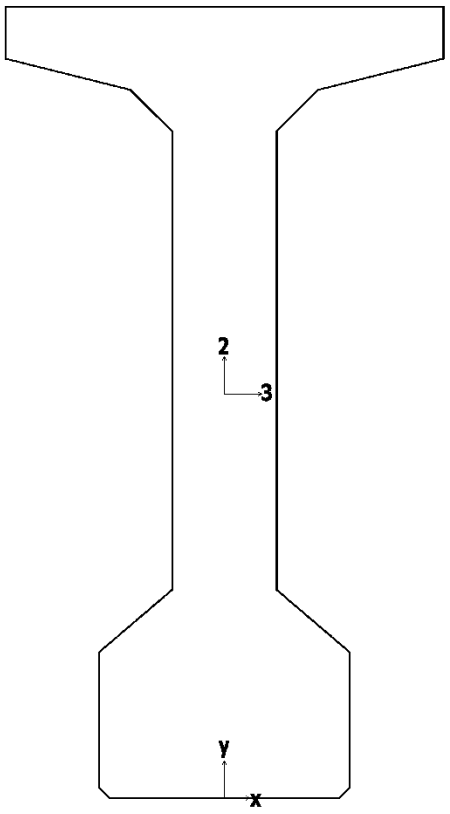


Şekil 3.5 : SAP2000 başlık kirişi kesiti.

- Enkesit Alanı: 7.575 m^2
- Ağırlık merkezi alttan mesafesi : 1.14 m
- Zayıf eksendeki atalet momenti (I_{33}) : 6.175 m^4
- Kuvvetli eksendeki atalet momenti (I_{22}): 8.064 m^4

3.2.4 Öngerilmeli prekast kiriş çubuk elemanı

Öngerilmeli prekast kiriş SAP2000 programında hazır bulunan I kesitli prekast kiriş tanımlama menüsünden kesit boyutları girilerek tanımlanmıştır. Öngerilmeli kiriş kesiti Şekil 3.6'da gösterilmiştir. Kesit tanımlanması ile ilgili detaylar ekler kısmında Şekil A.1'de verilmiştir.



Şekil 3.6 : SAP2000 öngerilmeli kiriş kesiti.

- Enkesit Alanı: 0.771 m^2
- Ağırlık merkezi alttan mesafesi : 0.97 m
- Zayıf eksendeki atalet momenti (I_{22}) : 0.0244 m^4
- Kuvvetli eksendeki atalet momenti (I_{33}): 0.3331 m^4
- Kiriş alt lif için mukavemet momenti : 0.343 m^3
- Kiriş üst lif için mukavemet momenti : 0.359 m^3
- Kesit yüksekliği : 1.9 m
- Kesit üst genişliği : 1.05 m
- Kesit alt genişliği : 0.6 m

3.3 Yük Analizi

3.3.1 Üst yapı zati yükleri

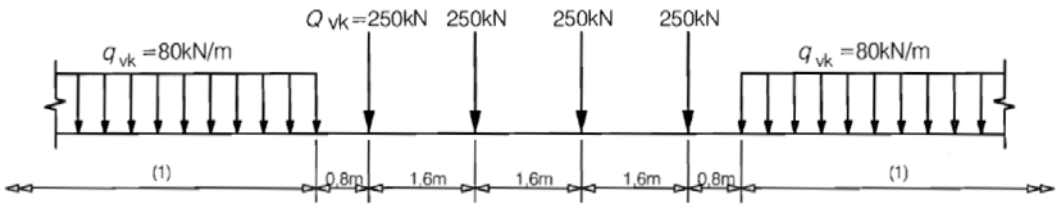
Üst yapıya zati ağırlıkları ; döşeme zati ağırlığı, prekast kiriş zati ağırlığı, izolasyon, balast-travers, koruma betonu, bordürler, cephe panelleri, yaya korkulukları ve raylardan oluşmaktadır. Çizelge 3.1'de yüklerin açıklanmasına yer verilmiştir.

Çizelge 3.1 : Yüklerin açıklanması.

Yükler	Kesit Alanı (m^2)	Birim Ağırlık (kN/m^3)	Yayılı yük (kN/m)
1) Betonarme Döşeme	3.421	25	85.54
2) İzolasyon,Balast,Travers	5.033	22	110.73
3) Koruma Betonu	0.451	22	9.92
4) Bordürler	2 x 0.5660	25	28.3
5) Cephe Panelleri	2 x 0.0675	25	3.38
6) Yaya Korkulukları	2 adet	1.5 kN/m	3
7) Raylar (UIC 60)	2 x 2 adet	0.6 kN/m	2.4

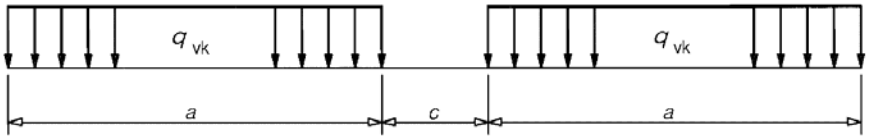
3.3.2 Üst yapı hareketli yükleri

Üst yapıda hareketli yük olarak tren yükü bulunmaktadır. Tren rayları, UIC şartnamesinde hızlı trenler için önerilen UIC 60 ray tipidir. EN1992-2 şartnamesine göre hareketli yük katarları olarak LM71 ve SW/2 alınmıştır. Yine aynı şartname de 6.3.2'de belirtilen sınıflandırılmış düşey yük katsayısı LM71 treni için 1.4, SW/2 treni için 1.1 olarak alınmıştır. Sınıflandırılmış düşey katsayısını ek olarak trenin dinamik etkilerini de dikkate alan, dinamik titreşim katsayısı hesaplarda kullanılmıştır. Köprü tren yolu hatlarından, tek hattın yüklü olacağı durum hesaplarda esas alınmıştır. Yapılan hesaplarda LM71 treninin daha kritik sonuçlar verdiği görülmüş ve doğrusal olmayan analiz bu durumdan hareket edilerek yapılmıştır. Şekil 3.7'de LM71 yük katarı görülmektedir.



Şekil 3.7 : LM71 yük katarı.

Şekil 3.8'de SW/2 yük katarı gösterilmiştir.



Şekil 3.8 : SW/2 yük katarı.

Çizelge 3.2'de ise yük katarına ait yayılı yükün özelliklerine ait bilgiler sunulmuştur.

Çizelge 3.2 : Yük katarı bilgileri.

Yük Modeli	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

3.3.3 Köprü ağırlık hesabı

Köprünün ağırlığının hesabı, itme analizinde kapasite eğrisinin oluşturulurken etkin modal kütle değerine ihtiyaç olması sebebiyle gerekli görülmüştür. Ağırlığın el ile hesabı yapılmış ve SAP2000 programında bulunan değer ile karşılaştırılmıştır.

Öngerilmeli prekast kiriş : 30 m x 0.771 m^2 x 25 kN/m^3 x 30 adet = 17437.50 kN
Betonarme tabliye : 95 m x 3.421 m^2 x 25 kN/m^3 = 8124.88 kN
İzolasyon, Balast, Travers : 95 m x 5.033 m^2 x 22 kN/m^3 = 10518.97 kN
Koruma Betonu : 95 m x 0.451 m^2 x 22 kN/m^3 = 942.59 kN
Bordürler : 95 m x 0.566 m^2 x 25 kN/m^3 x 2 adet = 2688.50 kN
Cephe Panelleri : 95 m x 0.0675 m^2 x 25 kN/m^3 x 2 adet = 320.63 kN
Yaya Korkulukları : 95 m x 1.5 kN/m x 2 adet = 285.00 kN
Raylar : 95 m x 0.6 kN/m x 4 adet = 228.00 kN
Ortaayak 1 : 46 m x 14.56 m^2 x 25 kN/m^3 = 16744.00 kN
Ortayak 2 : 45 m x 14.56 m^2 x 25 kN/m^3 = 16380 kN
Başlık Kirişi : 12 m x 7.575 m^2 x 25 kN/m^3 = 4545 kN
Yaya Kaldırımı : 95 m x 7.5 kN/m x 2 adet = 1425 kN
Enleme kirişi : 9.125 m x 0.6 m^2 x 25 kN/m^3 x 6 adet = 829.13 kN
Toplam : 80379.20 kN

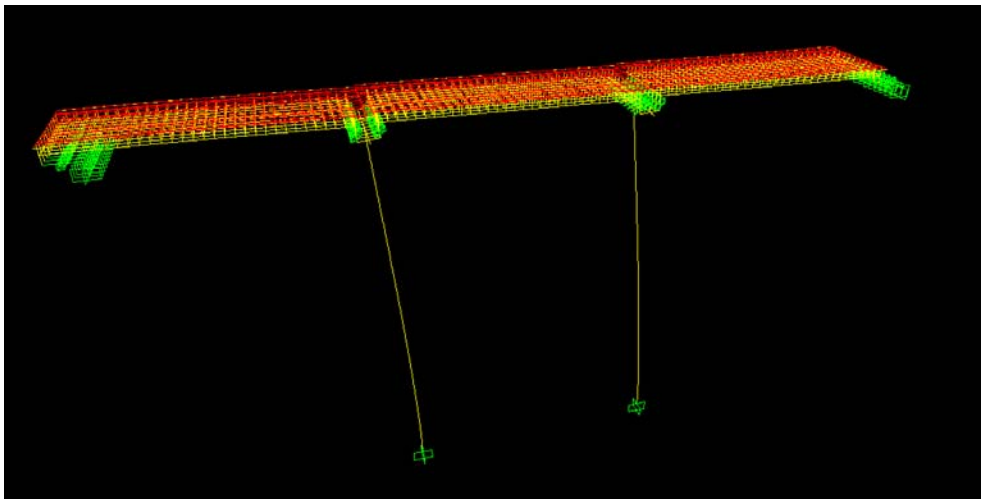
SAP2000 programında hesaplanan değer : 81190 kN

Yapılan kütle karşılaştırması sonucunda SAP2000 programında hesaplanan değer ile el ile yapılan hesap sonucunda mertebelerin birbirine çok yakın olduğu görülmektedir.

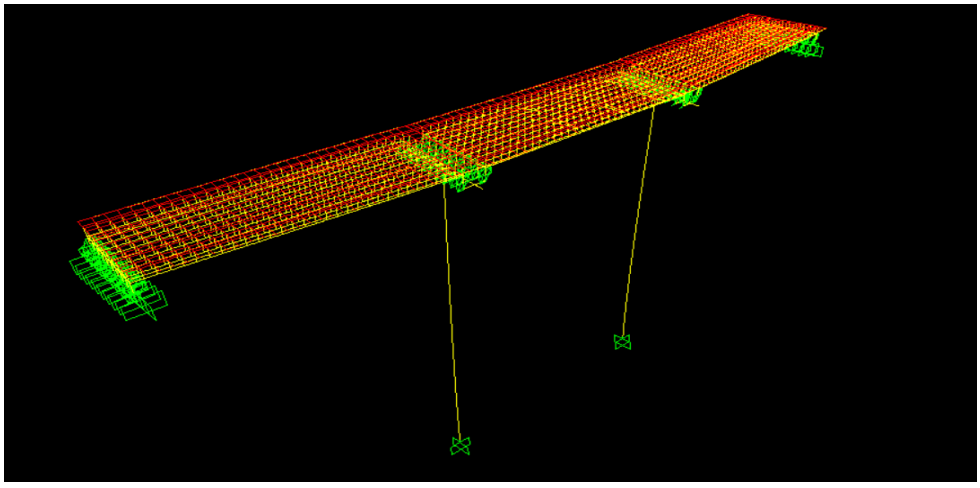
4. YAPILAN ANALİZLERLE İLGİLİ AÇIKLAMALAR

4.1 Modal Analiz Sonuçları

Köprü bilgisayar modeli oluşturulduktan sonra, yapının çubuk eleman modeli ve kabuk eleman modelleri için ayrı ayrı modal analiz yapılmıştır. Köprünün kendi ağırlığı ve üst yapısına etkiyen zati yükler kütle kaynağı olarak tanımlanmıştır. Ritz vektörleri kullanılarak ile yapılan hesapta, 40 adet mod etkisi dikkate alınmıştır. Şekil 4.1 ve Şekil 4.2'de kabuk elaman modelinde, 1.mod ve 2.mod şekilleri gösterilmiştir.

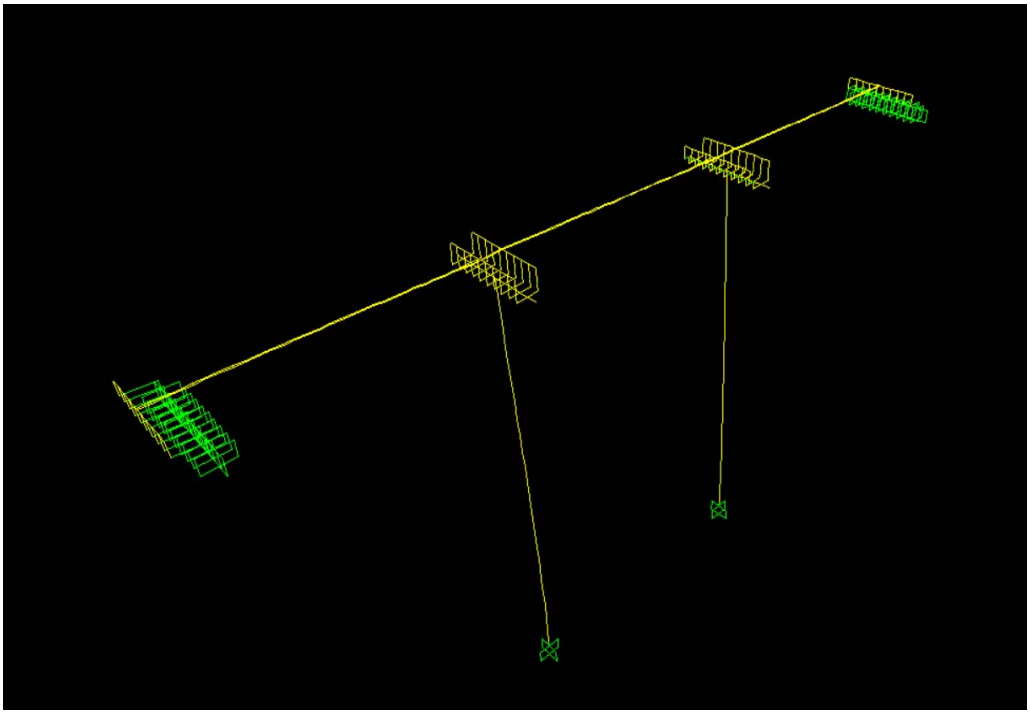


Şekil 4.1 : Kabuk eleman modeli 1.mod şekli (T=1.266 s –Boyuna doğrultu).

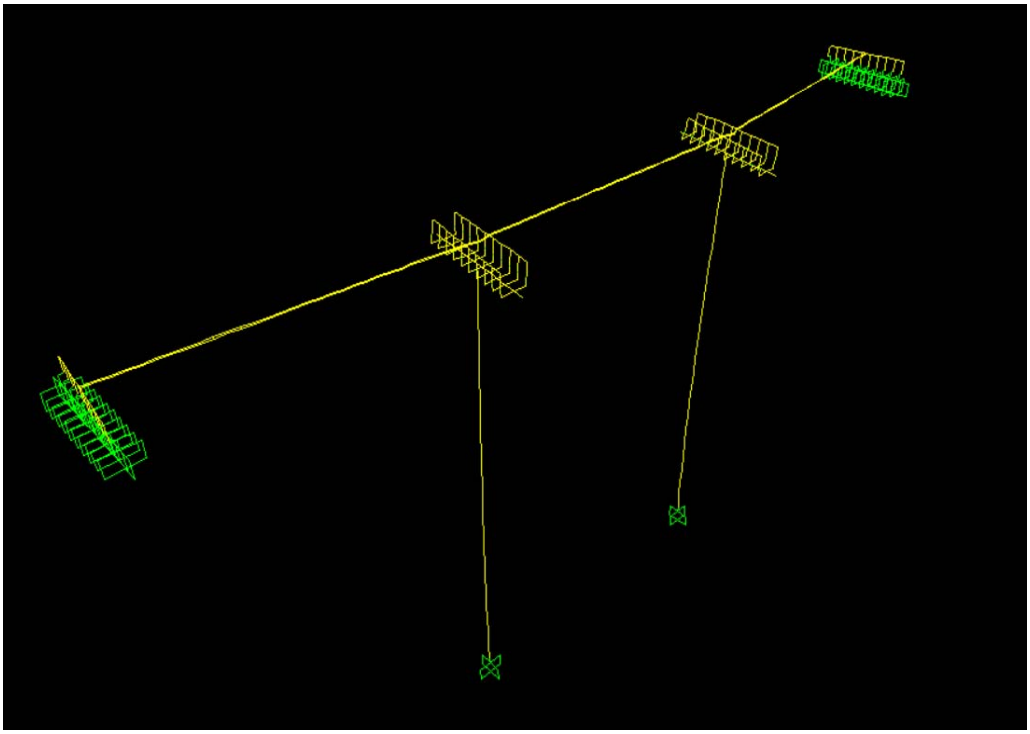


Şekil 4.2 : Kabuk eleman modeli 2.mod şekli (T=1.1 s – Enine doğrultu).

Şekil 4.3 ve Şekil 4.4'te sırasıyla çubuk eleman modeline ait 1. ve 2. mod şekilleri gösterilmiştir. Kabuk eleman ve çubuk eleman modellerine ait modal analiz sonuçlarının birbirine yakın olduğu görülmüştür. Köprü boyuna ve enine doğrultusunu temsil eden sırasıyla 1.mod ve 2.moda ait kütle katılım oranları yüksektir.



Şekil 4.3 : Çubuk eleman modeli 1.mod şekli (T=1.222 s – Boyuna doğrultu).



Şekil 4.4 : Çubuk eleman modeli 2.mod şekli (T=1.164 s –Enine doğrultu).

Çizelge 4.1'de SAP2000 programında yapılan modal analize ait sonuçlar verilmiştir.

Çizelge 4.1 : Modal analiz sonuçları.

Analiz	Aşama	Periyot(s)	UX	UY	Toplam UX	Toplam UY
MODAL	1	1.266	0.836	0.000	0.836	0.000
MODAL	2	1.099	0.000	0.707	0.836	0.707
MODAL	3	0.579	0.000	0.003	0.836	0.710
MODAL	4	0.346	0.000	0.000	0.836	0.710
MODAL	5	0.321	0.055	0.000	0.890	0.710
MODAL	6	0.286	0.022	0.000	0.913	0.710
MODAL	7	0.277	0.003	0.000	0.916	0.710
MODAL	8	0.271	0.010	0.000	0.926	0.710
MODAL	9	0.270	0.000	0.000	0.926	0.710
MODAL	10	0.266	0.000	0.006	0.926	0.716
MODAL	11	0.260	0.000	0.007	0.926	0.724
MODAL	12	0.196	0.000	0.000	0.927	0.724
MODAL	13	0.180	0.000	0.048	0.927	0.772
MODAL	14	0.163	0.000	0.000	0.927	0.772
MODAL	15	0.162	0.000	0.005	0.927	0.777
MODAL	16	0.162	0.000	0.000	0.927	0.777
MODAL	17	0.158	0.000	0.029	0.927	0.805
MODAL	18	0.155	0.000	0.000	0.927	0.805
MODAL	19	0.131	0.000	0.001	0.927	0.806
MODAL	20	0.123	0.000	0.000	0.927	0.806
MODAL	21	0.123	0.000	0.000	0.927	0.806
MODAL	22	0.114	0.000	0.000	0.927	0.806
MODAL	23	0.108	0.006	0.000	0.932	0.806
MODAL	24	0.104	0.016	0.000	0.948	0.806
MODAL	25	0.097	0.000	0.001	0.948	0.807
MODAL	26	0.096	0.000	0.000	0.949	0.807
MODAL	27	0.092	0.000	0.003	0.949	0.810
MODAL	28	0.085	0.006	0.000	0.955	0.810
MODAL	29	0.082	0.000	0.101	0.955	0.911
MODAL	30	0.075	0.000	0.002	0.955	0.913
MODAL	31	0.071	0.003	0.000	0.957	0.913
MODAL	32	0.065	0.000	0.002	0.957	0.915
MODAL	33	0.057	0.007	0.000	0.964	0.915
MODAL	34	0.048	0.000	0.006	0.964	0.921
MODAL	35	0.042	0.010	0.000	0.974	0.921
MODAL	36	0.039	0.000	0.036	0.974	0.957
MODAL	37	0.027	0.011	0.000	0.985	0.957
MODAL	38	0.024	0.000	0.019	0.985	0.976
MODAL	39	0.014	0.013	0.000	0.998	0.976
MODAL	40	0.012	0.000	0.020	0.998	0.996

4.2 Doğrusal Olmayan Yöntemlerle Deprem Performansının İncelenmesi

Köprünün deprem performansının doğrusal olmayan yöntemlerle incelenmesinde itme analizi ve zaman tanım alanında hesap yöntemi kullanılmıştır. Doğrusal olmayan davranışın modellenmesinde plastik mafsal hipotezinden yararlanılmıştır. Kullanılan yöntemlerin ortak yönü deprem performansının şekildeğiştirmeye göre tayin edilmesidir.

4.2.1 Şekil değiştirmeye göre deprem performansının değerlendirilmesi

Şekildeğiştirmeye (Yerdeğiştirmeye) göre tasarım yaklaşımında, belirli düzeylerdeki deprem yer hareketleri altında taşıyıcı sistem elemanlarında oluşabilecek hasar sayısal olarak belirlenir ve bu hasarın ilgili elemanlar için kabul edilebilir hasar limitlerinin altında kalıp kalmadığı kontrol edilir. Kabul edilebilir hasar limitleri, çeşitli deprem düzeylerinde yapı için öngörülen hedef performans düzeyleri ile uyumlu olacak şekilde tanımlanır. Eleman düzeyinde hesaplanması gereken deprem hasarı, şiddetli depremlerde genel olarak doğrusal elastik sınırlar ötesinde meydana gelen doğrusal olmayan şekildeğiştirmelere veya bunlarla uyumlu yerdeğiştirmelere karşı geldiğinden bu yaklaşım, "Şekildeğiştirmeye (Yerdeğiştirmeye) Göre Tasarım" yaklaşımı olarak adlandırılır.(DLH Deprem Teknik Yönetmeliği, 2008). Buna ek olarak gevrek davranış modlarına ilişkin olarak elde edilen "iç kuvvet istemlerinin" (kesme kuvveti) hedeflenen performans düzeyleri için tanımlanmış bulunan "iç kuvvet kapasiteleri" ile karşılaştırması yapılarak taşıyıcı sistem elemanlarının deprem etkisi altındaki gerçek performansı belirlenir (Aydınoğlu, 2005).

4.2.2 Şekil değiştirmeye bağlı performans değerlendirilmesinde hedeflenen performans ve deprem düzeyleri

a)Minimum hasar performans düzeyi: Bu performans düzeyi, 50 yılda %50 aşılma olasılıklı veya ortalama deterministik deprem etkisi altında köprü ve viyadükten beklenen deprem performansını ifade etmektedir. Öngörülen deprem, ilgili köprü ve viyadüğün servis ömrü boyunca görmesi olasılığı çok yüksek olan bir deprem düzeyini temsil etmektedir. S1 deprem düzeyi olarak tanımlanan bu düzeyde, köprü ve viyadüklerin, nerede ise ihmal edilebilecek mertebede, minimum hasar görmelerine izin verilmektedir. Köprü ve viyadük, depremden hemen sonra tüm performansı ile hizmet verebilecek durumdadır.

b)Kontrollü hasar performans düzeyi: Bu performans düzeyi, 50 yılda %2 aşılma olasılıklı deprem etkisi altında köprü ve viyadüklerin beklenen deprem performansını ifade etmektedir. Öngörülen deprem, ilgili köprü ve viyadüğün servis ömrü boyunca aşılma olasılığı çok az olan, seyrek ve çok şiddetli bir deprem düzeyini temsil etmektedir. S2 deprem düzeyi olarak tanımlanan bu düzeyde, köprü ve viyadüğün genel stabilitesini etkilemeyecek mertebede ve makul bir süre içinde onarılabilir düzeyde olması öngörülmektedir.

4.2.3 Doğrusal olmayan davranışın modellenmesi

4.2.3.1 Plastik mafsal hipotezi

Plastik dönme, kesitlerde yapısal analiz sonucu ortaya çıkan moment talebinin, akma momentini aşması sonucu oluşan plastik mafsal kesitlerinde oluşan dönmedir (Theory of Nonlinear Structural Analysis, 2010). Bu çalışmada köprünün doğrusal olmayan davranışının modellenmesinde plastik mafsal hipotezinden faydalanılacaktır. Şekil değiştirmeye bağlı performans değerlendirmesinde bu yöntem sıklıkla kullanılmaktadır.

Plastik mafsal hipotezine göre; doğrusal olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan dış yüklerle birlikte iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde doğrusal elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler dolayında doğrusal olmayan (plastik) şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir. Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler genel olarak sistem üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Buna karşılık, kopma sırasındaki toplam şekil değiştirmelerin doğrusal elastik şekil değiştirmelere oranının büyük olduğu sünek malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsal (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu varsayım plastik mafsal hipotezi olarak isimlendirilmektedir (Özer,2007).

4.2.3.2 Plastik mafsal boyunun belirlenmesi

Plastik mafsal boyunun belirlenmesinde farklı bir takım formüller bulunmaktadır. Bu çalışmada köprülerde sıklıkla kullanılmakta olan "CALTRANS (2013)" 7.6.2.1'de verilen formül kullanılmıştır.

$$L_p = 0.08H + 0.022 f_y d_b \geq 0.044 f_y d_b \tag{4.1}$$

L_p = Plastik mafsal boyu (mm)

H = Konsol ayak boyu (mm)

f_y= Ayak kesitindeki donatının akma dayanımı (MPa)

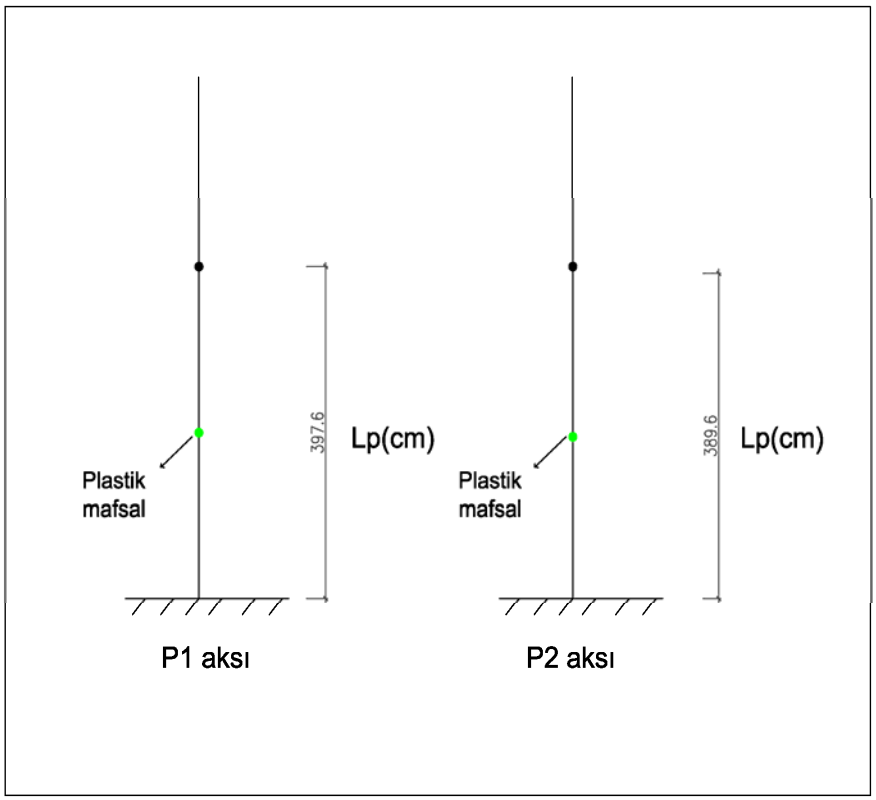
d_b= Ayak kesitindeki donatının çapı (mm)

Orta ayaklara ait plastik mafsal boyları bu formülden belirlenmiştir (Çizelge 4.2).

Çizelge 4.2 : Plastik mafsal boylarının belirlenmesi.

Ayak ismi	Modeldeki yükseklik (m)	Rijit bölge yüksekliği (m)	Net yükseklik (m)	Plastik mafsal boyu (m)
P1	47.140	1.140	46	3.976
P2	46.140	1.140	45	3.896

Programda plastik mafsallar, plastik mafsal boyunun tam ortasına gelecek şekilde yerleştirilmiştir. Şekil 4.5'te plastik mafsalların yerleri gösterilmiştir.

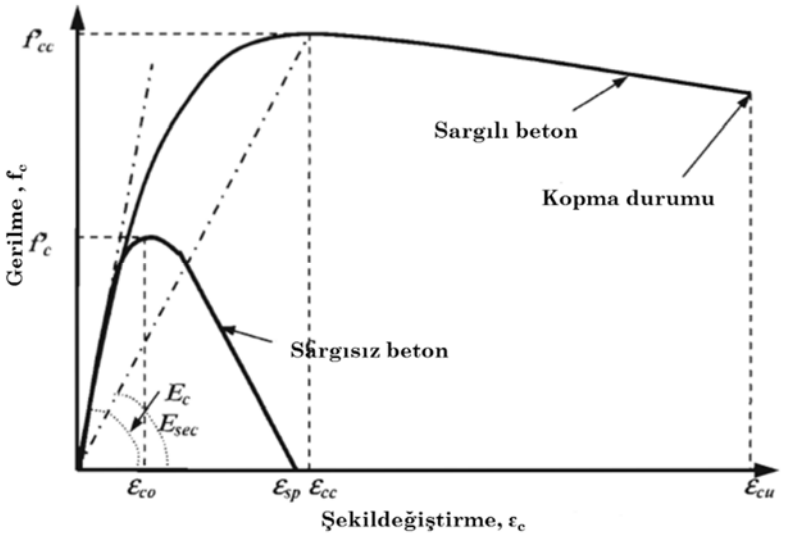


Şekil 4.5 : Plastik mafsalların atanması.

4.2.3.3 Doğrusal olmayan davranış için malzeme modelleri

Mander Beton Modeli

Beton modeli olarak; Mander ve Priestly tarafından geliştirilen "Sargılı Beton" davranışı dikkate alınmıştır.



Şekil 4.6 : Mander beton için gerilme-şekildeğiştirme grafiği.

Şekil 4.6'da görüldüğü üzere, sargılı betonun dayanımının ve sünekliğinin, sargısız betona göre fazla olduğu görülmektedir. Bunun oluşmasında enine donatılar tarafından sarılan beton çekirdek bölgesinin etkisi vardır. Boyuna donatıların, enine donatılar tarafından sarılmasıyla içerde oluşan çekirdek betonunun yanal şekil değiştirmesi kısıtlanarak, sünekliği artırılmaktadır.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\sec}} \tag{4.2}$$

$$E_{\sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \tag{4.3}$$

$$f'_{cc} = f'_{co}\left(2.254\sqrt{1+\frac{7.94 f'_l}{f'_{co}}} - \frac{2 f_l'}{f'_{co}} - 1.254\right) \tag{4.4}$$

$$f'_{l\,x} = K_e \rho_x f_{yh} \tag{4.5}$$

$$f_{ly}{}' = K_e \rho_y f_{yh} \tag{4.6}$$

$$K_e = \frac{\left[1 - \sum_{i=1}^{n} \frac{(w_i')^2}{6 b_c d_c}\right]\left(1 - \frac{s'}{2 b_c}\right)\left(1 - \frac{s'}{2 d_c}\right)}{(1-\rho_{cc})} \tag{4.7}$$

DYBHY 2007 notasyonlarına göre ;

a) Sargılı betonda basınç gerilmesi f_c, basınç birim şekil değiştirmesi ε_c'nin fonksiyonu olarak aşağıdaki bağıntı ile verilmektedir.

$$f_c = \frac{f_{cc}\, x\, r}{r - 1 + x^r} \tag{4.8}$$

Bu bağıntıda sargılı beton dayanımı f_{cc} ile sargısız beton dayanımı f_{co} arasındaki ilişki aşağıda verilmiştir.

$$f_{cc} = \lambda_c\, f_{co} \qquad \lambda_c = 2.254\sqrt{1 + \frac{7.94 f_e}{f_{co}}} - \frac{2 f_e}{f_{co}} - 1.254 \tag{4.9}$$

Burada f_e etkili sargılama basıncı, dikdörtgen kesitlerde birbirine dik iki doğrultu için aşağıda verilen değerlerin ortalaması olarak alınabilir.

$$f_{ex} = k_e\, \rho_x f_{yw} \tag{4.10}$$

$$f_{ey} = k_e\, \rho_y f_W \tag{4.11}$$

Bu bağıntılarda f_{yw} enine donatının akma dayanımını, ρ_x ve ρ_y ilgili doğrultulardaki enine donatıların hacimsel oranlarını, k_e ise aşağıda tanımlanan sargılama etkinlik katsayısını göstermektedir.

$$k_e = \left[1 - \frac{\sum a_i^{\,2}}{6 b_o h_o}\right]\left(1 - \frac{s}{2 b_o}\right)\left(1 - \frac{s}{2 h_o}\right)\left(1 - \frac{A_S}{b_o h_o}\right)^{-1} \tag{4.12}$$

Burada a_i kesit çevresindeki düşey donatıların eksenleri arasındaki uzaklığı, b_o ve h_o göbek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutlarını, s düşey doğrultuda etriyelerin eksenleri arasındaki aralığı, A_s ise boyuna donatı alanını göstermektedir. Denklem 4.8' deki normalize edilmiş beton birim şekil değiştirmesi x ile r değişkenine ilişkin bağıntılar aşağıda verilmiştir.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \;\; ; \;\; \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5(\lambda_c - 1)\right] \;\; ; \;\; \varepsilon_{co} \cong 0.002 \tag{4.13}$$

$$r = \frac{E_C}{E_c - E_{\sec}} \;\; ; \;\; E_c \cong 5000\sqrt{f_{co}} \;\; [MPa] \;\; ; \;\; E_{\sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \tag{4.14}$$

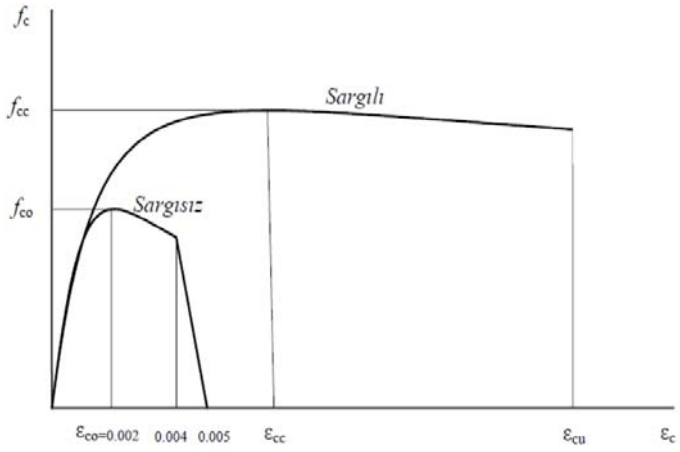
Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekil değiştirmesi ε_{cu} aşağıda verilmiştir.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yw} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \tag{4.15}$$

Burada ρ_s toplam enine donatının hacimsel oranını (dikdörtgen kesitlerde $\rho_s = \rho_x + \rho_y$) ε_{su} enine donatı çeliğindeki maksimum gerilme altındaki birim uzama şekil değiştirmesini göstermektedir.

b) Sargılı beton için verilen Denklem (4.8), ε_c=0.004'e kadar olan bölgede sargısız beton için de geçerlidir. Sargısız betonda etkin sargılama basıncı f_e=0 ve buna bağlı olarak Denklem 4.9'dan λ_c=1 olacağından Denklem 4.13 ve Denklem 4.14'de $f_{cc}=f_{co}$ ve $\varepsilon_{cc}=\varepsilon_{co}$ alınacaktır. ε_c=0.005'de f_c=0 olarak tanımlanır. $0.004 \le \varepsilon_c \le 0.005$ aralığında gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi doğrusaldır.

Şekil 4.7'de sargılı ve sargısız betona ait gerilme-şekildeğiştirme grafikleri görülmektedir.



Şekil 4.7 : Mander betonu için gerilme-şekil değiştirme grafiği (DBYBHY 2007).

Donatı Çeliği Modeli

DBYBHY 7.6'ya göre Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler ile performans değerlendirilmesinde kullanılmak üzere, donatı çeliği için aşağıdaki gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları kullanılmıştır. Gerilme-şekildeğiştirme grafiği Şekil 4.8'te gösterilmiştir.

Donatı çeliğinin elastisite modülü $E_S=2\text{x}10^5$ MPa'dır. S220 ve S420 kalitesindeki donatı çeliklerine ait diğer bilgiler Çizelge 4.3'ten alınmıştır.

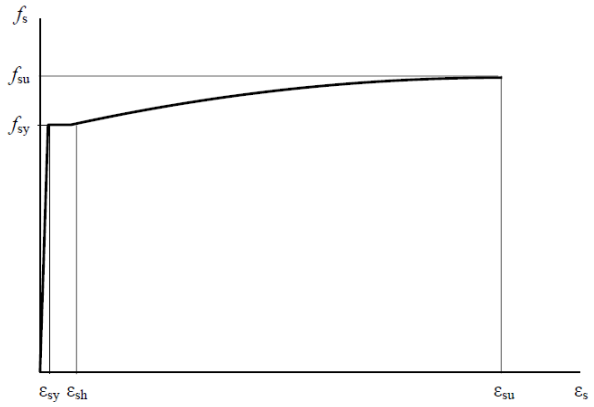
$$f_s = E_s \varepsilon_s \qquad (\varepsilon_s \le \varepsilon_{sy}) \tag{4.16}$$

$$f_s = f_{sy} \qquad (\varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{sh}) \tag{4.17}$$

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_s)^2}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})^2} \qquad (\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \le \varepsilon_{su}) \tag{4.18}$$

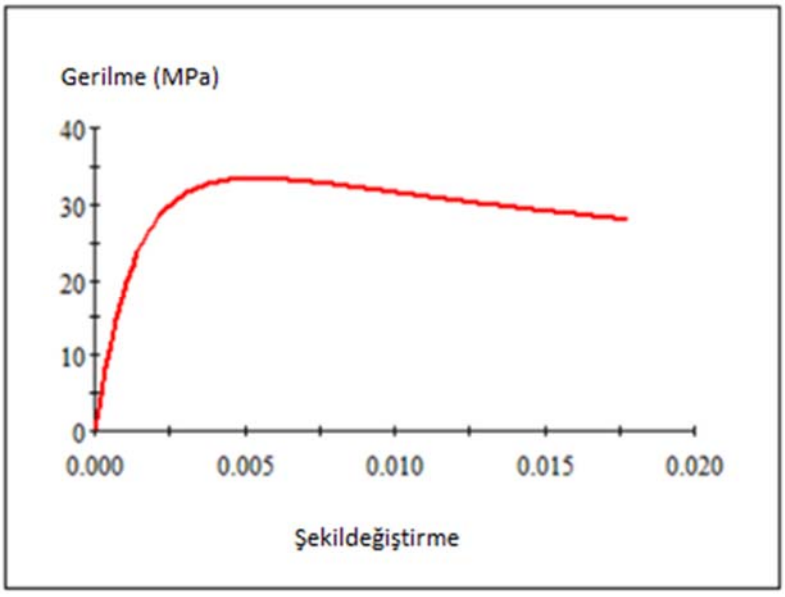
Çizelge 4.3 : Donatı çeliği mekanik özellikleri.

Kalite	f_{sy} (MPa)	ε_{sy}	ε_{sh}	ε_{su}	f_{su} (MPa)
S220	220	0.0011	0.011	0.16	275
S420	420	0.0021	0.008	0.10	550



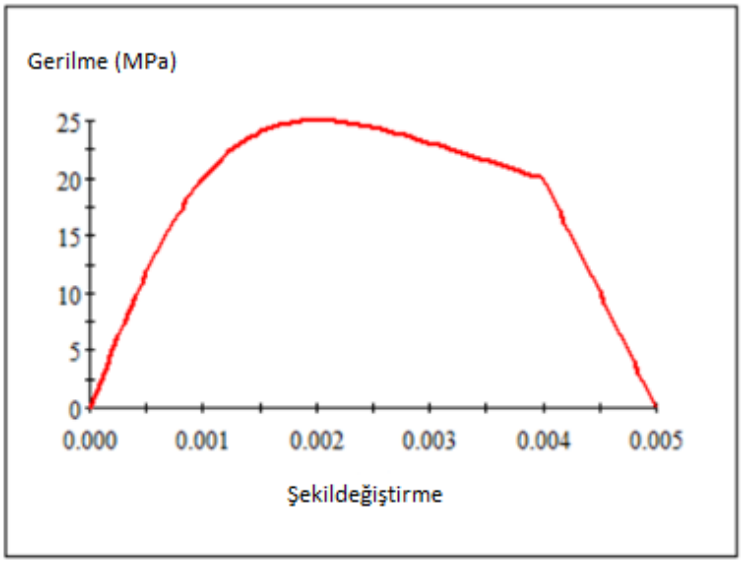
Şekil 4.8 : Donatı çeliği için gerilme-şekil değiştirme grafiği.

Mevcut köprünün deprem performansının doğrusal olmayan yöntemlerle incelenmesinde öncelikli olarak orta ayak kesitlerine ait malzeme modelleri belirlenmiştir. Bu işlem için XTRACT programında kesitlere ait sargılı beton, sargısız beton (çekirdek betonu) ve donatı çeliği olmak üzere üç ana malzeme modeli belirlenmiştir. Sargılı beton davranışı kesitteki boyuna donatı oranı ve enine donatı oranları dikkate alınarak belirlenmiştir. Bu oranlardan yola çıkarılarak Mander modeli ilgili bağıntılar kullanılarak gerekli değerler programa girilmiştir. Programda analizlerde kullanılan malzeme modellerine ait şekiller aşağıda sunulmuştur. Şekil 4.9'da sargılı beton davranışına ait malzeme modeli görülmektedir.



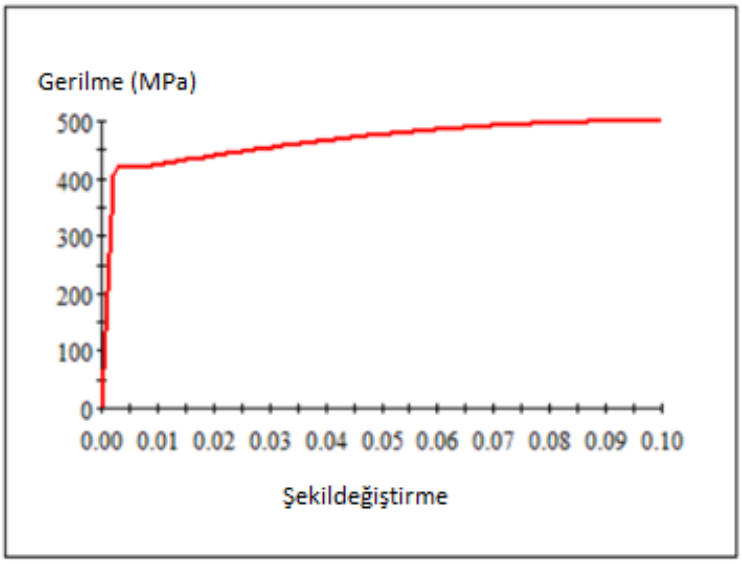
Şekil 4.9 : Mander sargılı beton davranışına ait malzeme modeli.

Şekil 4.10'da sargısız beton davranışına ait malzeme modeli gösterilmiştir.



Şekil 4.10 : Mander sargısız beton davranışına ait malzeme modeli.

Şekil 4.11'de donatı çeliğine ait malzeme modeli gösterilmiştir.

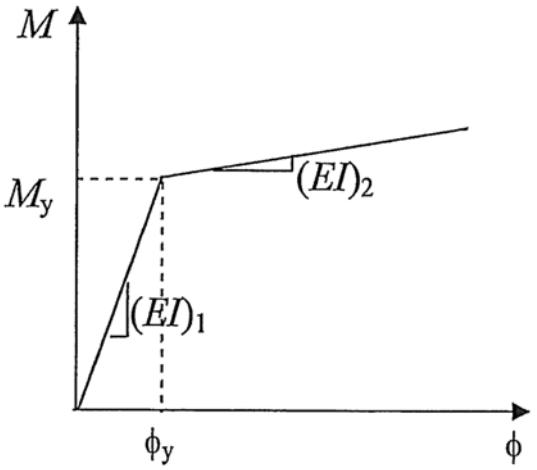


Şekil 4.11 : Donatı çeliğine ait pekleşmeli malzeme modeli.

4.2.3.3.1 Plastik mafsal kesitlerindeki moment-eğrilik ve moment-dönme ilişkilerinin belirlenmesi

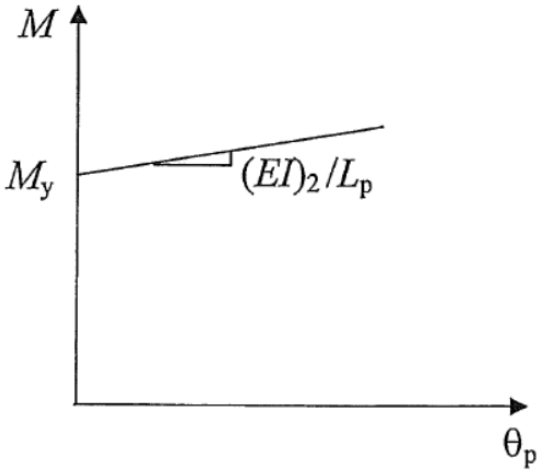
Her bir plastik mafsal kesitinde, "Mander sargılı/sargısız beton modeli" ve pekleşmeyi de içeren donatı çeliği gerilme-birim şekildeğiştirme ilişkisinden yararlanılarak eksenel kuvvete bağlı moment-eğrilik diyagramları çizilecek ve bu diyagramlar uygun biçimde "iki doğrulu (bilineer)" moment eğrilik diyagramlarına dönüştürülecektir. İki

doğrulu diyagramdaki ilk doğrunun eğimi $(EI)_1=M_y/\phi_y$, doğrusal olmayan analizin ilk aşamasında yapılacak olan doğrusal analizde "eşdeğer kesit rijitliği (çatlamış kesit rijitliği)" olarak gözönüne alınacaktır. Burada M_y, ilgili kesitteki eşdeğer akma momentini (plastik momenti) göstermektedir. Şekil 4.12'de iki doğrultulu eğrilik diyagramı gösterilmiştir.



Şekil 4.12 : İki doğrultulu (bilineer) eğrilik diyagramı.

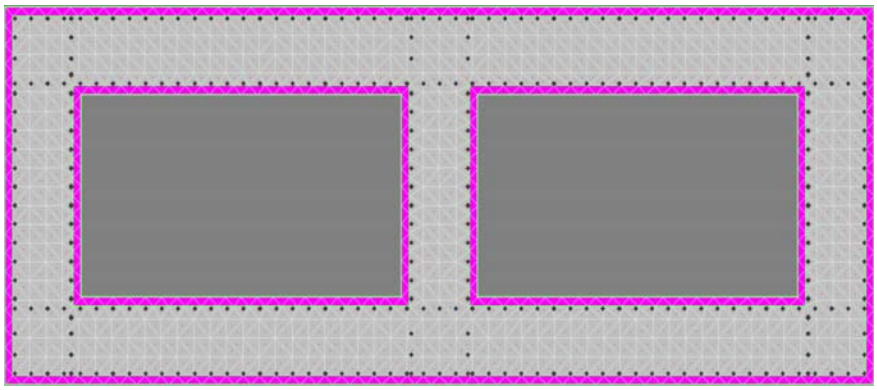
İki doğrulu moment-eğrilik diyagramının ikinci doğrusunun eğimi $(EI)_2$ ise plastik mafsal boyu Lp'ye bölünerek, plastik mafsalı temsil eden "moment-plastik dönme" diyagramının eğimi olarak tanımlanır. Şekil 4.13'te moment-plastik dönme diyagramı gösterilmiştir.



Şekil 4.13 : Moment-plastik dönme diyagramı.

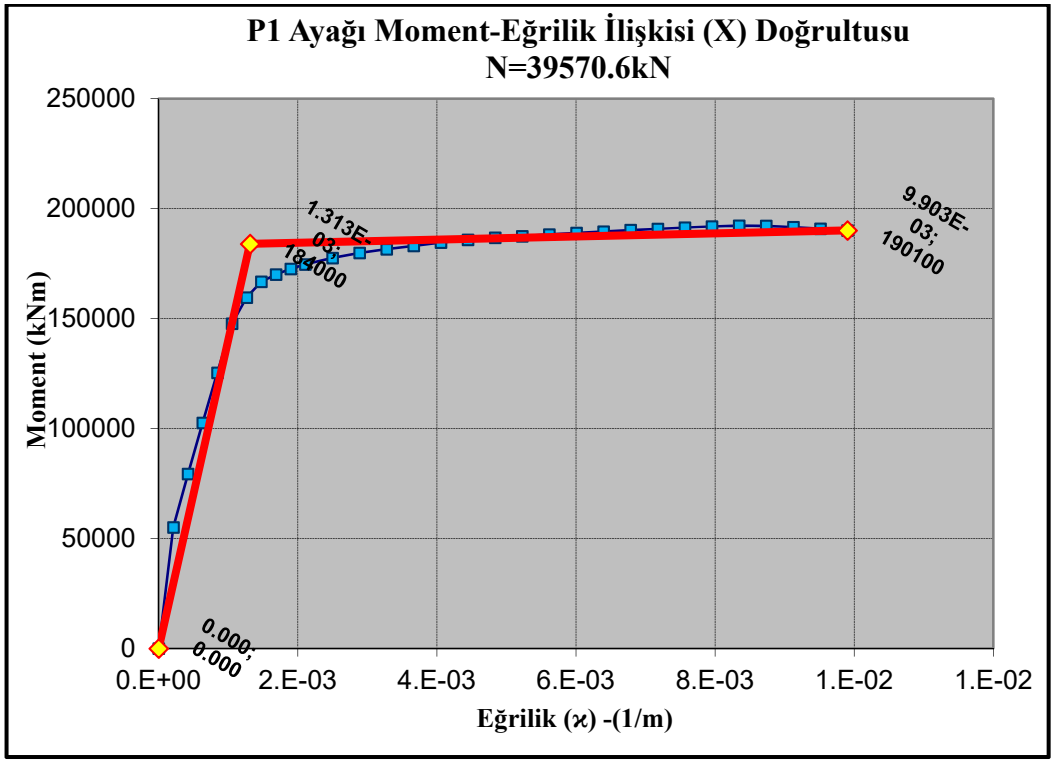
Orta ayak kesitlerinin üzerindeki ölü ve hareketli yükler altında oluşan normal kuvvetine bağlı olarak moment-eğrilik diyagramları XTRACT kesit analizi

programıyla oluşturulmuştur. Kesit gerçek boyutlarında, boyuna ve enine donatı oranları dikkate alınarak tanımlanmış olup, etriyeleri arasında kalan beton çekirdek bölgesinde sargılı beton modeli, paspayları kısmında ise sargısız beton modeli kullanılmıştır. Moment-eğrilik ilişkilerinin belirlenmesi için kesit analizi gerçekleştirilmiştir. Boyuna ve enine yönde moment yüklemesi yapılarak moment eğrilik grafikleri çizdirilmiştir. Şekil 4.14'te XTRACT programında oluşturulan orta ayak modeline yer verilmiştir.

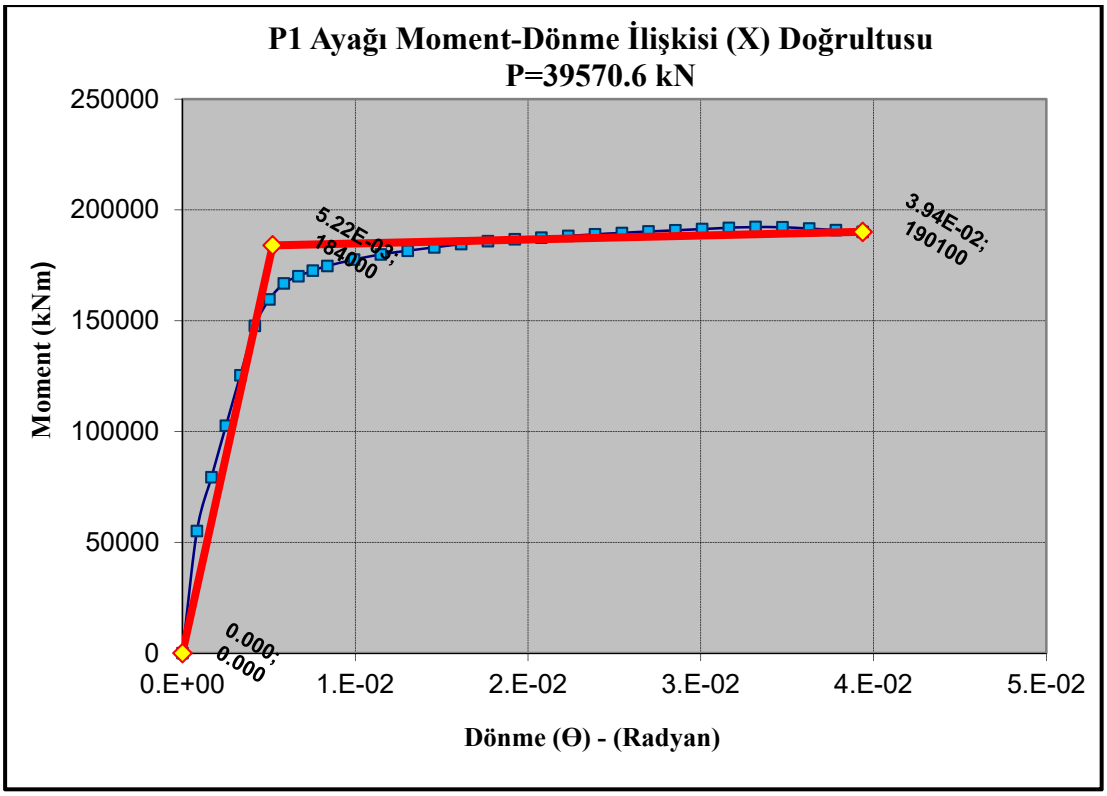


Şekil 4.14 : XTRACT programında oluşturulan orta ayak modeli.

Şekil 4.15'de P1 ayağına ait köprü boyuna doğrultusunda moment-eğrilik ilişkisi, Şekil 4.16'da ise yine aynı ayağa ait moment-dönme ilişkisi gösterilmiştir.

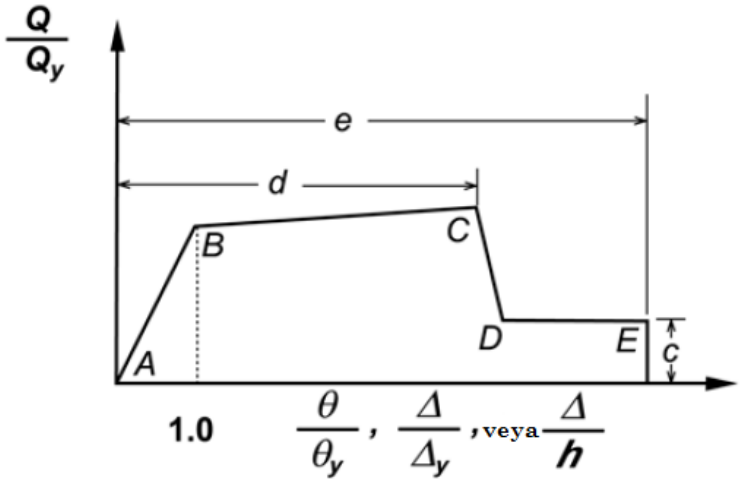


Şekil 4.15 : P1 ayağı moment-eğrilik ilişkisi (Boyuna doğrultu).



Şekil 4.16 : P1 ayağı moment-dönme ilişkisi (Boyuna doğrultu).

P1 ve P2 ayaklarında plastik mafsalların dönme ilişkilerinin tanımlanmasında FEMA356 C 2.4.4.3.1'deki yerdeğiştirme esaslı ilişkiyi gösteren grafik kaynak olarak alınmıştır. Bu grafik Şekil 4.17'de görülmektedir.



Şekil 4.17 : FEMA 356 yerdeğiştirme oranı-kuvvet ilişkisi.

A noktası yüklenmemiş durumu, B noktası akma momentine karşılık gelen değeri, C noktası kopma momentini göstermektedir. Bu durumda oluşan plastik mafsallar taşıma gücünü kaybederek D noktasına ulaşır. Bu noktadan sonra yerdeğiştirme oranı sabit

kalarak E noktasında taşıma gücü sonlanır. Ekler bölümünde, Şekil A.2'de SAP2000 programında köprü boyuna doğrultusunda plastik mafsal tanımlanması, Şekil A.3'de ise köprü enine doğrultuda plastik mafsal tanımlamalarına yer verilmiştir.

4.2.3.4 Çatlamış kesit rijitliklerinin tayini

Doğrusal olmayan performansın incelenmesinde kesitlerin çatlama momentinden daha yüksek momentlere maruz kaldığında çatlayacakları düşünüldüğünden analizlerde çatlamış kesit rijitliklerinin kullanılması daha uygundur.

Çatlamış kesit davranışının, yapının ulaşacağı maksimum yerdeğiştirmelere ve plastik mafsal kesitlerinde oluşacak dönmelere önemli ölçüde katkısı olduğundan matematiksel modelde bu değerler dikkate alınmıştır. Çatlama rijitliklerinin tayini orta ayak kesitlerine ait moment-eğrilik ilişkilerinden yola çıkılarak belirlenmiştir. Çizelge 4.4'de belirtildiği üzere EI kesitin bürüt kesit eğilme rijitliğini, EI_{eff} kesitin etkin eğilme rijitliğini, m_x-m_y değerleri ise boyuna ve eğilme yönde çatlamış kesitlik rijitliklerine ait oranı göstermektedir.

Çizelge 4.4 : Çatlamış kesit rijitlikleri.

Ayak No	EI_{xx} (kNm^2)	EI_{yy} (kNm^2)	$EI_{eff\text{-}xx}$ (kNm^2)	$EI_{eff\text{-}yy}$ (kNm^2)	m_x	m_y
P1	451000000	2530000000	140137091	850109012	0.311	0.336
P2	451000000	2530000000	138714614	842575702	0.308	0.333

4.2.3.5 Kesme kuvveti kapasitesi

Her iki performans/deprem düzeyinde de gevrek kesme kırılmasına göre performans değerlendirmesi yapılacaktır. Kesme kuvveti istemi ile karşılaştırmada esas alınacak kesit kesme kuvveti kapasitesi V_e, Denklem 4.19'daki gibi hesaplanacaktır.

$$V_e = V_c + V_s + V_p \tag{4.19}$$

Bu ifade de V_c, V_s ve V_p sırası ile betonun, çeliğin ve kesite etkiyen eksenel kuvvetin kesme kuvveti kapasitesine katkılarını göstermektedir. Çeliğin katkısı, karakteristik dayanım esas alınarak TS500'e göre belirlenecektir. Betonun katkısı ise Denklem 4.20 ile hesaplanacaktır.

$$V_c = 0.80 A_g k_c \sqrt{f_{ck}} \tag{4.20}$$

A_g kesitin bürüt alanını (mm^2), f_{ck} karakteristik beton basınç dayanımını (MPa), k_c ise eğrilik sünekliği istemine bağlı olarak aşağıda tanımlanan katsayıyı göstermektedir. Bu bağıntı ile hesaplanan V_c'nin birimi Newton'dur.

$$k_c = 0.288 \qquad (\mu_\phi \le 3) \tag{4.21}$$

$$k_c = 0.432 - 0.048\,\mu_\phi \qquad (3 < \mu_\phi \le 7) \tag{4.22}$$

$$k_c = 0.137 - 0.059\,\mu_\phi \qquad (7 < \mu_\phi \le 15) \tag{4.23}$$

$$k_c = 0.0485 \qquad (15 < \mu_\phi) \tag{4.24}$$

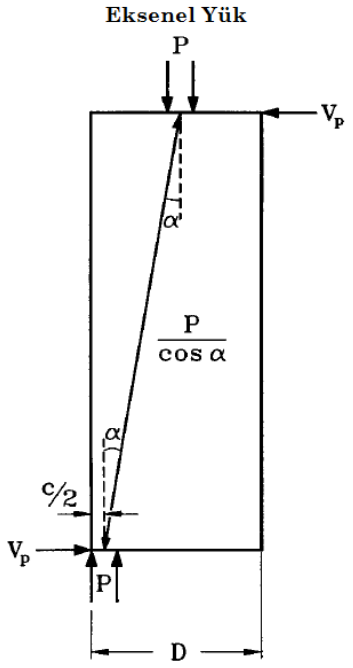
Denklem 4.21-Denklem 4.24'de μ_ϕ, kesitin eğrilik sünekliği istemini göstermektedir. Denklem 4.25'e göre aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$\mu_\phi = \frac{\phi_t}{\phi_y} \tag{4.25}$$

Denlem 4.19'da yer alan üçüncü terim V_p Denklem 4.26'da tanımlanmıştır.

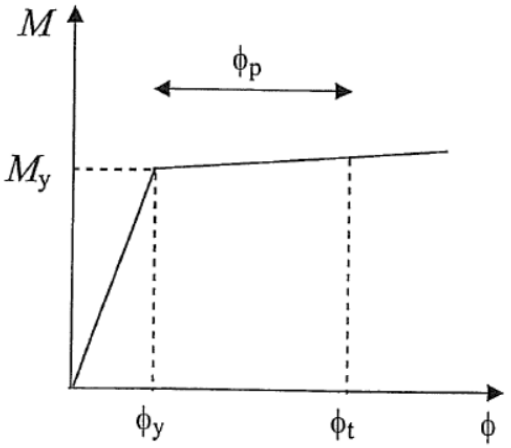
$$V_p = 0.85\,P \tan\alpha \tag{4.26}$$

Denklem 4.26'da P, elemanın ortalama eksenel kuvvetini (basınç pozitif), c_o ve c_u ise üst ve alt kesitlerdeki eşdeğer beton basınç bloğunun derinliğini göstermektedir. (Kesin hesap yapılamaması durumunda bu değerler kesit yüksekliğinin yaklaşık olarak %20'sine eşit alınabilir.) Şekil 4.18'de normal kuvvetin kesme kuvvetine etkisi açıklanmıştır.



Şekil 4.18 : Konsol çalışan ayaklar için kesme kuvvetine normal kuvvet etkisi.

Şekil 4.19'da eğrilik sünekliğinin elde edilmesine ait grafik gösterilmiştir.



Şekil 4.19 : Eğrilik sünekliğinin elde edilmesi.

5. MEVCUT KÖPRÜNÜN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZİ

5.1 Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizi ile İlgili Açıklamalar

5.1.1 İtme analizinde izlenen yol

1. Köprünün doğal titreşim periyotları ve mod şekilleri belirlenir.
2. $s_n^* = m \times \phi_n$ kuvvet dağılımına göre her mod için statik itme analizi yapılır. Kontrol noktasının taban kesme-yerdeğiştirme eğrisi (itme eğrisi) çizilir.
3. İtme eğrisi doğrusal bir eğri olarak idealleştirilir. (Eşit alanlar kuralı dahilinde) Eğrinin doğrusallaştırılmasındaki amaç akma noktası ve süneklik faktörünün belirlenmesidir.
4. V_{bn} - u_{cn} ilişkili statik itme eğrisi ilgili formüller dahilinde kapasite eğrisine dönüştürülür. İtme eğrisindeki taban kesme kuvveti ve yerdeğiştirmelerden; spektral ivme (S_a) ve spektral yerdeğiştirmelere (S_d) geçilir.

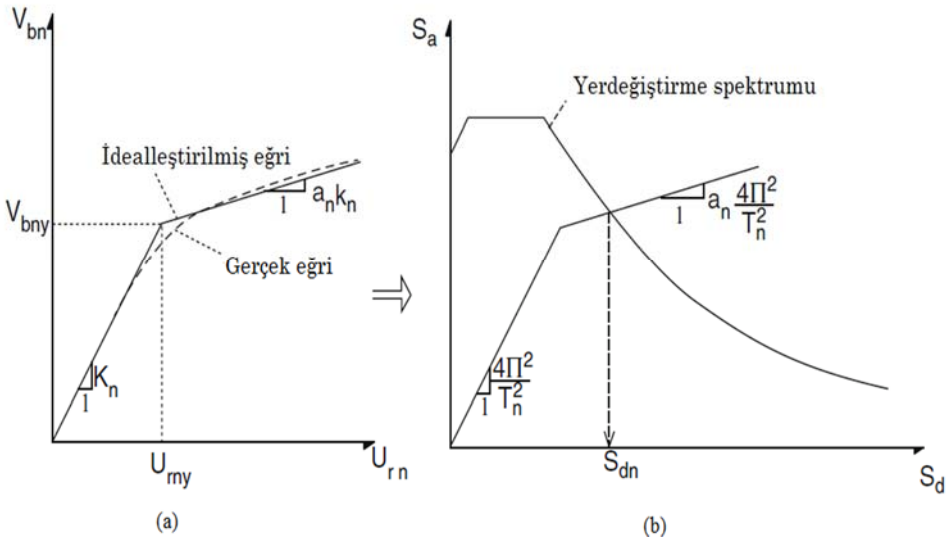
$$S_a = \frac{V_{bn}}{M_n} \qquad S_d = \frac{u_{cn}}{\Gamma_n \times \phi_{cn}} \tag{5.1}$$

$$M_n^* = L_n \Gamma_n \tag{5.2}$$

$$L_n = \{\phi_n\}^T [m] \{1\} \qquad \Gamma_n = L_n / M_n \tag{5.3}$$

$$M_n = \{\phi_n\}^T [m] \{\phi_n\} \tag{5.4}$$

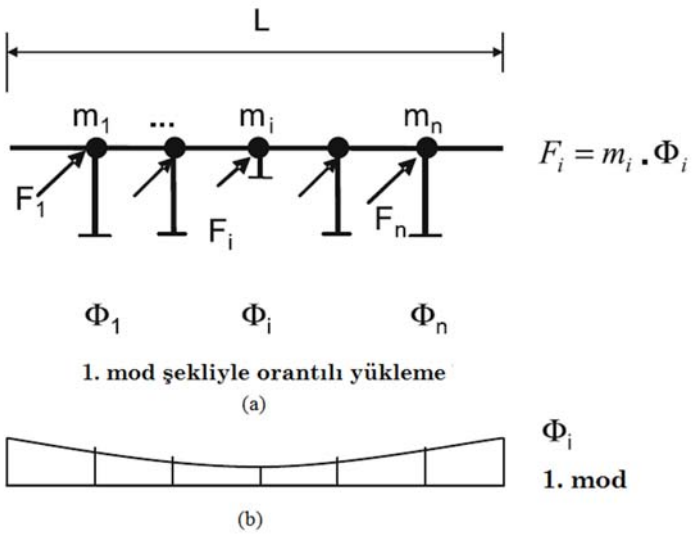
Doğrusal olmayan davranış için kontrol noktasının yerdeğiştirme talebi, seçilen deprem düzeyine karşılık gelen elastik spektral yerdeğiştirmenin spektral yerdeğiştirme oranı ile çarpılması ile bulunabilir. Ya da doğrudan inelastik spektrum kullanılabilir. Şekil 5.1'de (a) şekli itme analizini, (b) şekli ise hedef yerdeğiştirmenin bulunmasını göstermektedir.



Şekil 5.1 : İtme eğrisi (a) ve hedef yerdeğiştirmenin bulunması (b).

5. Eğer kontrol noktasında inelastik davranış söz konusu ise; elastik olmayan etkilerle oluşan deforme olmuş durum içinde yeni mod büyüklüğüne (ϕ_n') göre hedef yerdeğiştirme yeniden hesaplanır.
6. İtme analizinden yola çıkılarak plastik dönmeler, yerdeğiştirme ve iç kuvvet istemleri belirlenecektir. Analiz, kontrol noktasının hedef yerdeğiştirme değerine ulaşması ile son bulacaktır.
7. Modal katılım oranının %90'a ulaşması kaydıyla bu işlemler ilgili modların hepsi için yapılacaktır.
8. Modlara ait hesaplanan maksimum modal büyüklükler, toplam inelastik talebin belirlenmesi amacıyla CQC veya SRSS metodlarıyla kombine edilir.

İtme analizi, sabit düşey yükler altında yapının birinci hakim modu ile orantılı olacak şekilde sisteme etki ettirilen statik yükleme esas alınarak yapılmıştır. Eşdeğer deprem yüküne karşılık gelen bu yükleme her adımda artırılarak yapının taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirme ilişkisi incelenir. Bu ilişki sistemin taşıma kapasitesine ulaşılınca sona erdirilmiştir. Elde edilen grafiksel veriler yukarıda açıklanan bağıntılar yardımıyla spektral ivme-spektral yerdeğiştirme eğrilerine dönüştürülmüştür. Köprünün S1 ve S2 deprem düzeylerine karşılık gelen ivme-periyot grafiği, spektral ivme-spektral yerdeğiştirme spektrumlarına çevrildikten sonra, daha önce edilen kapasite eğrisi üzerinde çakıştırılarak ilgili deprem düzeyi için hedef yerdeğiştirme değerine ulaşılır. Şekil 5.2'de; 1. mod şekline göre yükleme (a)'da, 1.mod şekli ise (b)'de gösterilmiştir.



Şekil 5.2 : 1.mod şekline göre yükleme (a) ve 1.mod şekli (b).

5.1.1.1 Modal deprem isteminin belirlenmesi

İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile birlikte, ilgili deprem düzeyine ait davranış spektrumuna eğrilerin çakıştırılmasıyla bulunan birinci moda ait maksimum modal yerdeğiştirme isteği, $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan (nonlineer) spektral yerdeğiştirme S_{di1}'e eşit olarak alınacaktır.

$$d_1^{(p)}=S_{di1} \tag{5.5}$$

Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme, S_{di1} itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait T_1 başlangıç periyoduna karşılık gelen doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme S_{de1}'e bağlı olarak Denklem 5.6 ile elde edilir.

$$S_{di1}=C_{R1}\, S_{de1} \tag{5.6}$$

Bu ifade de C_{R1} "spektral yerdeğiştirme oranını göstermektedir. Doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{de1}, itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1}'den hesaplanır.

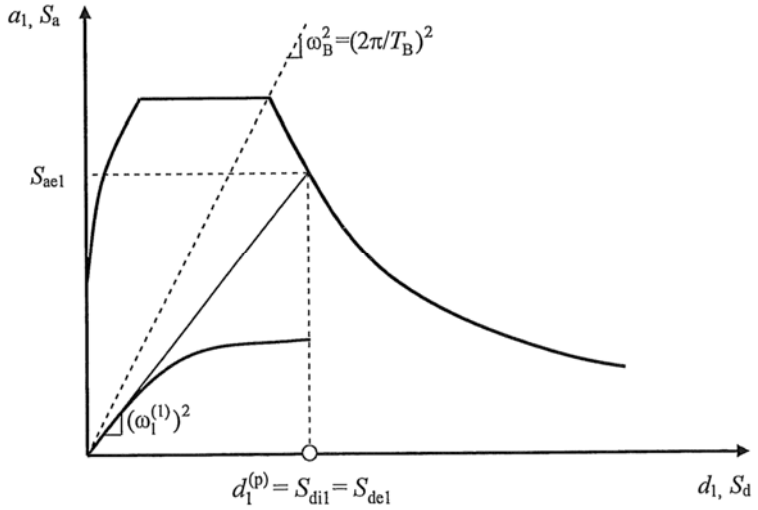
$$S_{de1}=\frac{S_{ae1}}{(\omega_1{}^{(1)})^2} \tag{5.7}$$

Denklem 5.6'da belirtilen spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1}, başlangıç periyodu T_1'in değerine ($T_1=2\pi/\omega_1^{(1)}$) bağlı olarak bulunur.

a) T_1 başlangıç periyodunun, standart ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B'ye eşit veya daha uzun olması durumunda ($T_1 \geq T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 \leq \omega_B^2$), doğrusal elastik olmayan (nonlineer) spektral yerdeğiştirme S_{di1}, eşit yerdeğiştirme kuralı uyarınca doğal periyodu yine T_1 olan eşlenik doğrusal elastik sisteme ait lineer elastik spektral yerdeğiştirme S_{de1}'e eşit alınacaktır.

$$C_{R1}=1 \tag{5.8}$$

Şekil 5.3'te birinci titreşim moduna ait ve koordinatları (d_1, a_1) olan modal kapasite diyagramları ile koordinatları "spektral yerdeğiştirme (S_d) olan – spektral ivme (S_a)" olan davranış spektrumu bir arada çizilmiştir.



Şekil 5.3 : Hedef yerdeğiştirmenin belirlenmesi ($T_1 \geq T_B$ durumu).

b) $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B'den küçük olması durumunda ($T_1 < T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 > \omega_B^2$), denklem 5.6'daki spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1}, ardışık yaklaşımla hesaplanacaktır.

- İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, Şekil 5.4'de gösterildiği üzere yaklaşık olarak "iki doğrulu (bilineer)" bir diyagrama dönüştürülür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki (i=1) doğrunun eğimi olan birinci moda ait özdeğere, $(\omega_1^{(1)})^2$, eşit alınır.

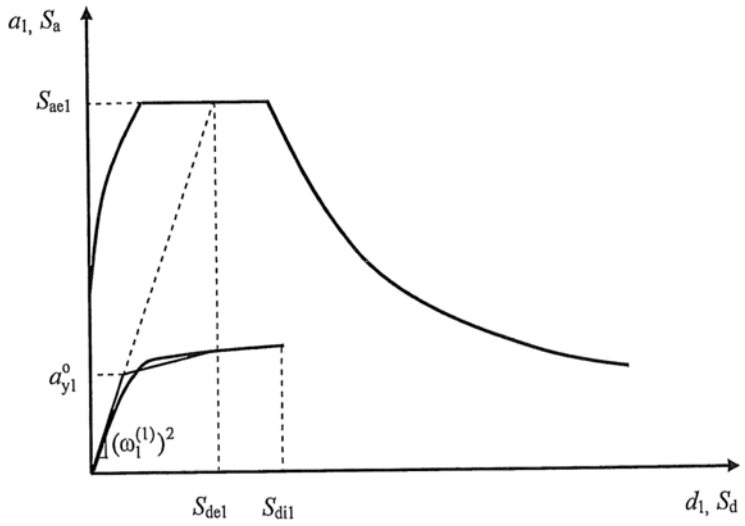
- Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1}=1$ kabülü yapılarak, diğer deyişle Denklem 5.8 kullanılarak eşdeğer akma noktasının koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Şekil 5.4'de görülen a^0_{y1} esas alınarak C_{R1} Denklem 5.9'daki gibi tanımlanır.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1) T_B / T_1}{R_{y1}} \geq 1 \tag{5.9}$$

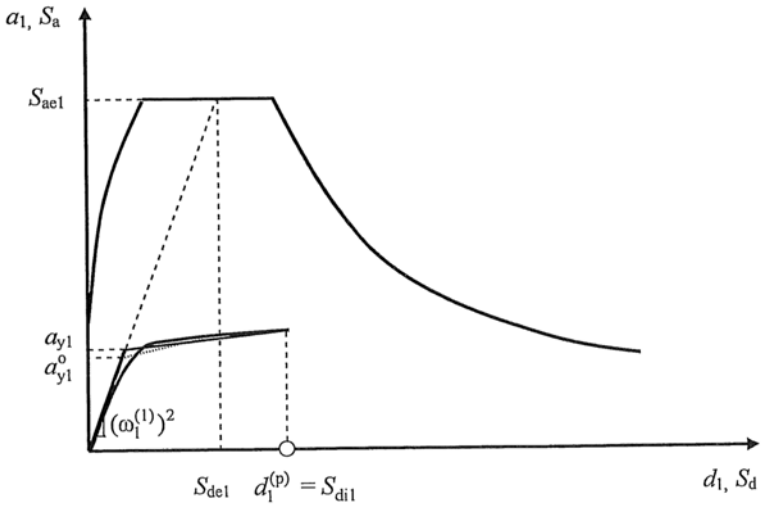
Denklem 5.9'da R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \tag{5.10}$$

Denklem 5.9'da bulunan C_{R1} kullanılarak Denklem 5.6'ya göre hesaplanan S_{di1} esas alınır ve eşdeğer akma noktasının koordinatları, Şekil 5.5'de gösterildiği üzere, eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre a_{y1}, R_{y1} ve C_{R1} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir mertebede birbirlerine yaklaştıkları durumda yaklaşıma son verilir.



Şekil 5.4 : Hedef yerdeğiştirmenin belirlenmesi ($T_1 < T_B$ durumu C_{R1}=1 kabulü).



Şekil 5.5 : Hedef yerdeğiştirmenin belirlenmesi ($T_1 < T_B$ durumu).

5.1.1.2 Plastik dönme, yerdeğiştirme ve iç kuvvet istemlerinin belirlenmesi

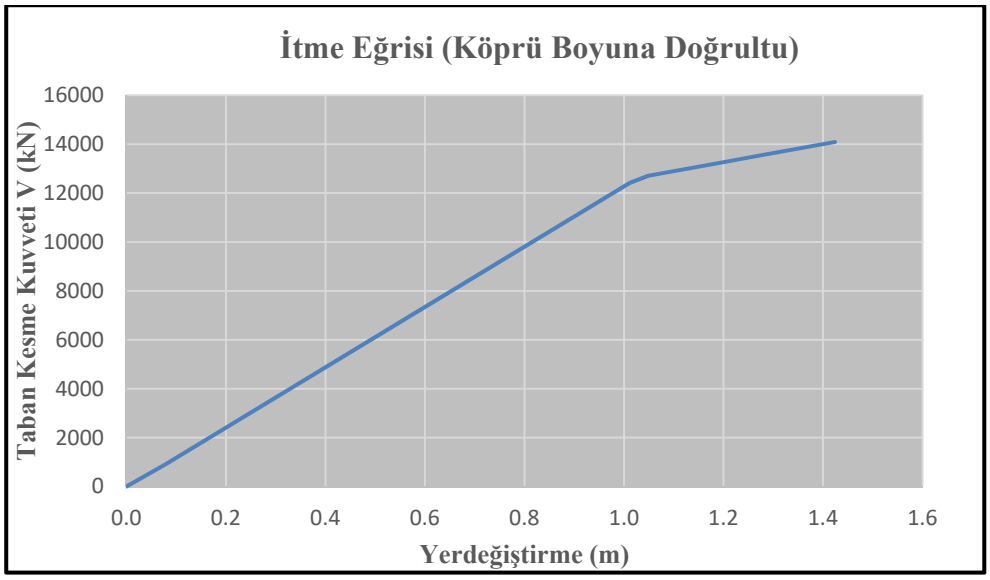
Son itme adımı i=p için Denklem 5.5'de belirlenen modal yerdeğiştirme istemi $d_1^{(p)}$'nin Denklem 5.11'de yerine konulması ile, incelenen deprem doğrultusunda C kontrol noktasındaki yerdeğiştirme istemi $u^{(p)}c1$ elde edilecektir.

$$u_{C1} = \phi_{C1} \Gamma_1 d_1^{(p)} \tag{5.11}$$

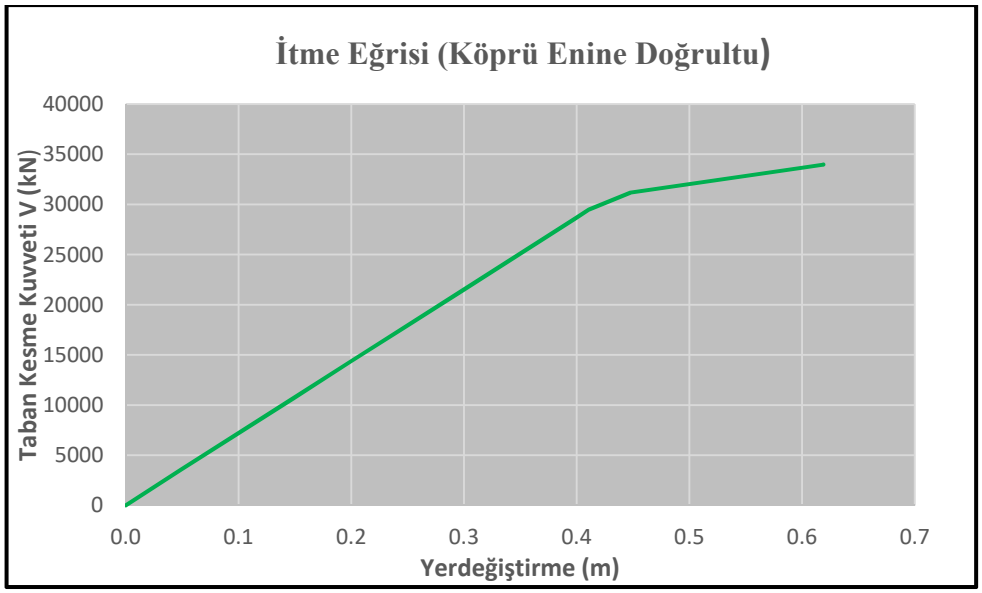
Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (plastik dönme, yerdeğiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilecek veya SAP2000 programında olduğu gibi C kontrol noktasının Denklem 5.11 ile hesaplanan hedef yerdeğiştirme istemine ulaşıncaya kadar yapılacak yeni bir itme analizi ile hesaplanacaktır.

5.2 Mevcut Köprünün Doğrusal Olmayan Statik İtme Analizi

Demiryolu köprüsünün doğrusal olmayan statik analizinde, sistem öncelikli olarak düşey yükler altında boyuna ve enine doğrultusunda mod şekilleriyle orantılı olacak şekilde ittirilmiştir. Bu analizler sonucu, köprü boyuna ve enine doğrultusunda taban kesme kuvveti-kontrol noktası yerdeğiştirmesi ilişkisinin incelendiği statik itme eğrileri oluşturulmuştur. Kontrol noktasının seçimi ile ilgili yapılan çalışmalarda farklı kabüller mevcuttur. Bu çalışmada bu nokta P1 ayağının en üst noktası olarak seçilmiştir. Şekil 5.6 ve Şekil 5.7'de köprü boyuna ve enine doğrultusunda statik itme eğrileri gösterilmiştir.

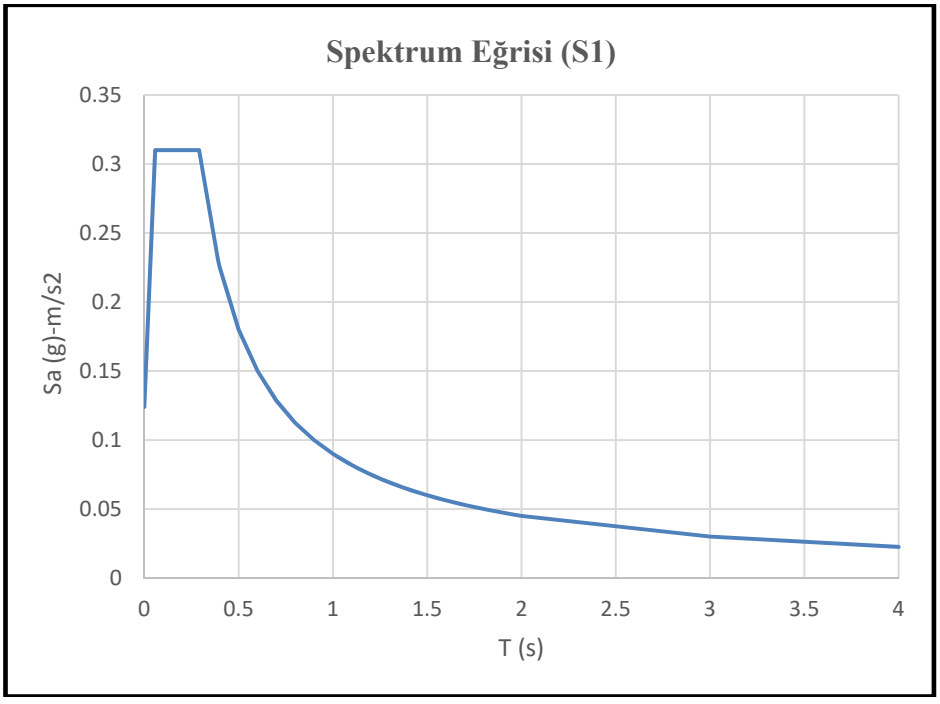


Şekil 5.6 : Köprü boyuna doğrultuda statik itme eğrisi.

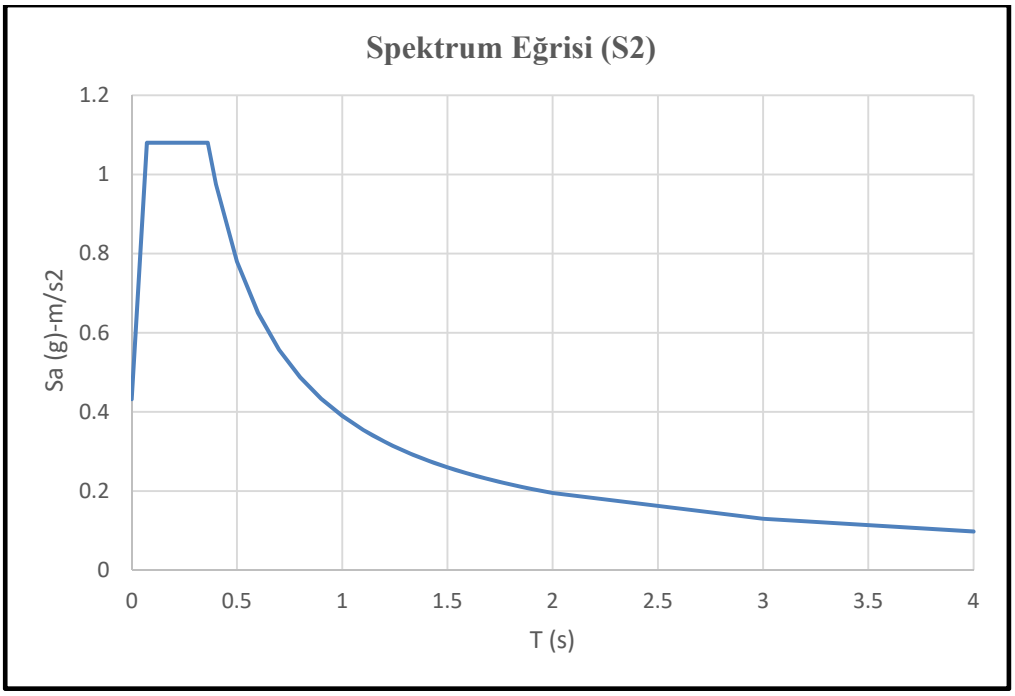


Şekil 5.7 : Köprü enine doğrultuda statik itme eğrisi.

Köprünün S1 ve S2 deprem performanslarının incelenmesinde kullanılacak spektrum eğrileri köprünün bulunduğu koordinatlar esas alınarak belirlenmiştir. Bu çalışma yapılırken DLH 2008 Deprem Teknik Yönetmeliği'ndeki enlem-boylam değerlerine göre köprününün S_s (kısa periyot için spektral ivme) ve S_1 (uzun periyot için spektral ivme) değerleri kullanılmıştır. Sönüm oranı %5 olarak alınmıştır. Yerel zemin sınıfı B grubu için F_a ve F_v kısa ve uzun periyot zemin katsayıları 1.00'dir. Şekil 5.8 ve 5.9'da S1 ve S2 deprem düzeyleri için ivme-periyot grafikleri gösterilmiştir.

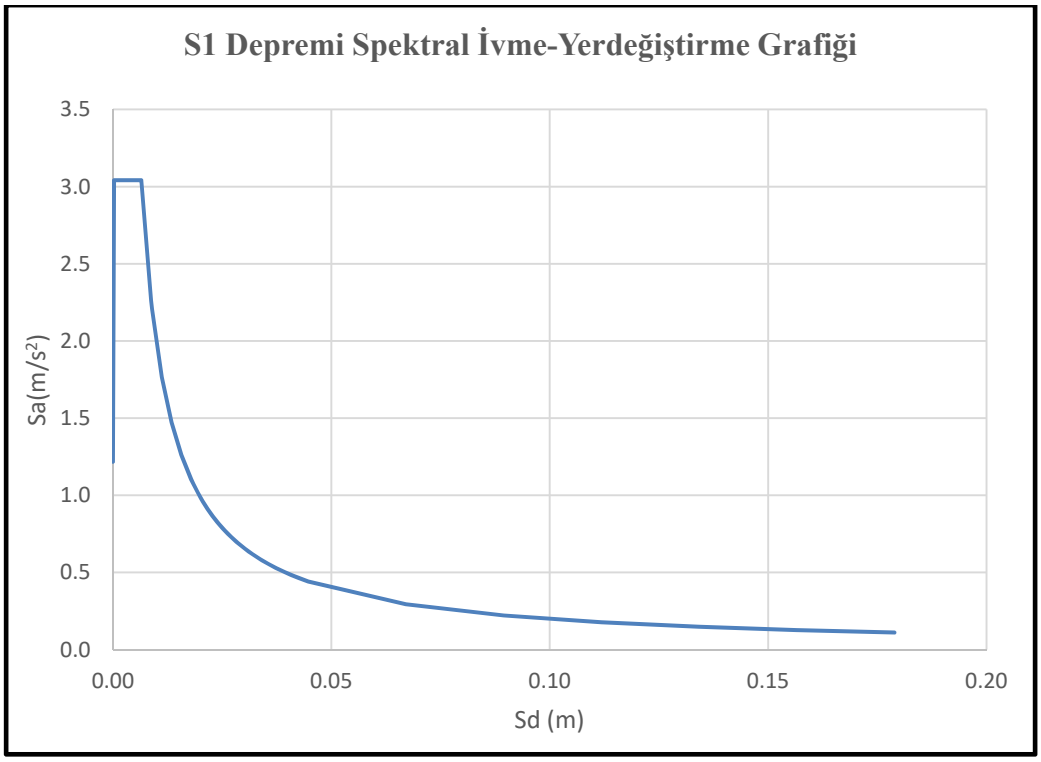


Şekil 5.8 : S1 depremi spektral ivme periyot grafiği.

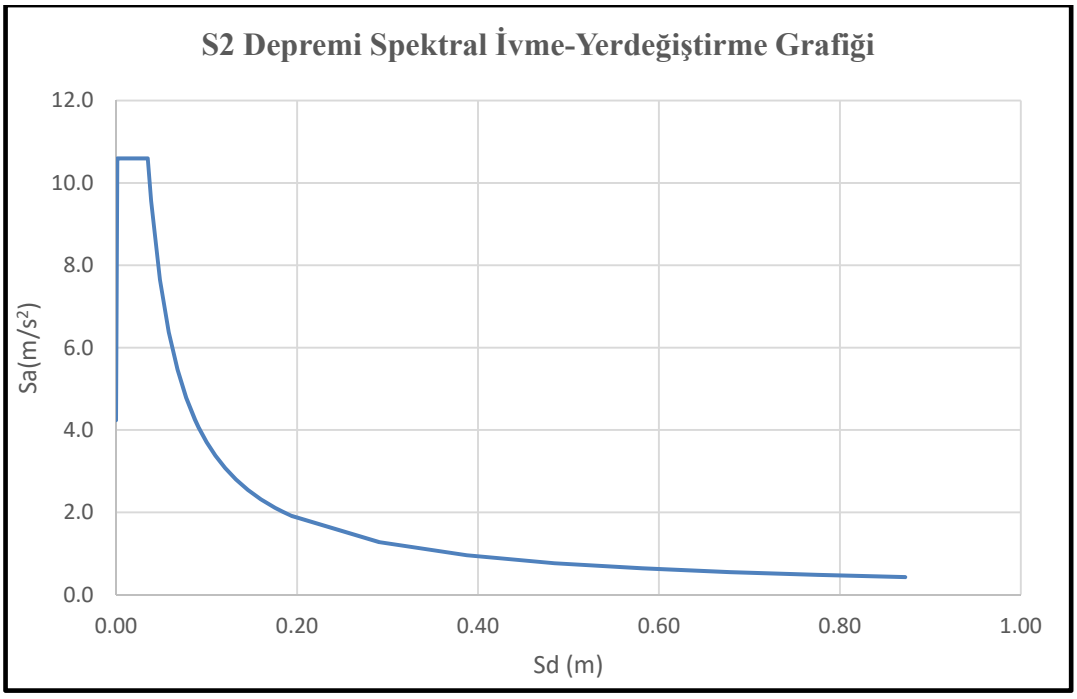


Şekil 5.9 : S2 depremi spektral ivme periyot grafiği.

İvme periyot grafikleri ile kapasite eğrilerinin kesiştirilerek hedef yerdeğiştirmenin bulunmasında; spektral ivme-periyot grafikleri spektral ivme-spektral yerdeğiştirme grafiklerine dönüştürülmüştür. Şekil 5.10 ve Şekil 5.11'de dönüştürülmüş grafiklere yer verilmiştir.

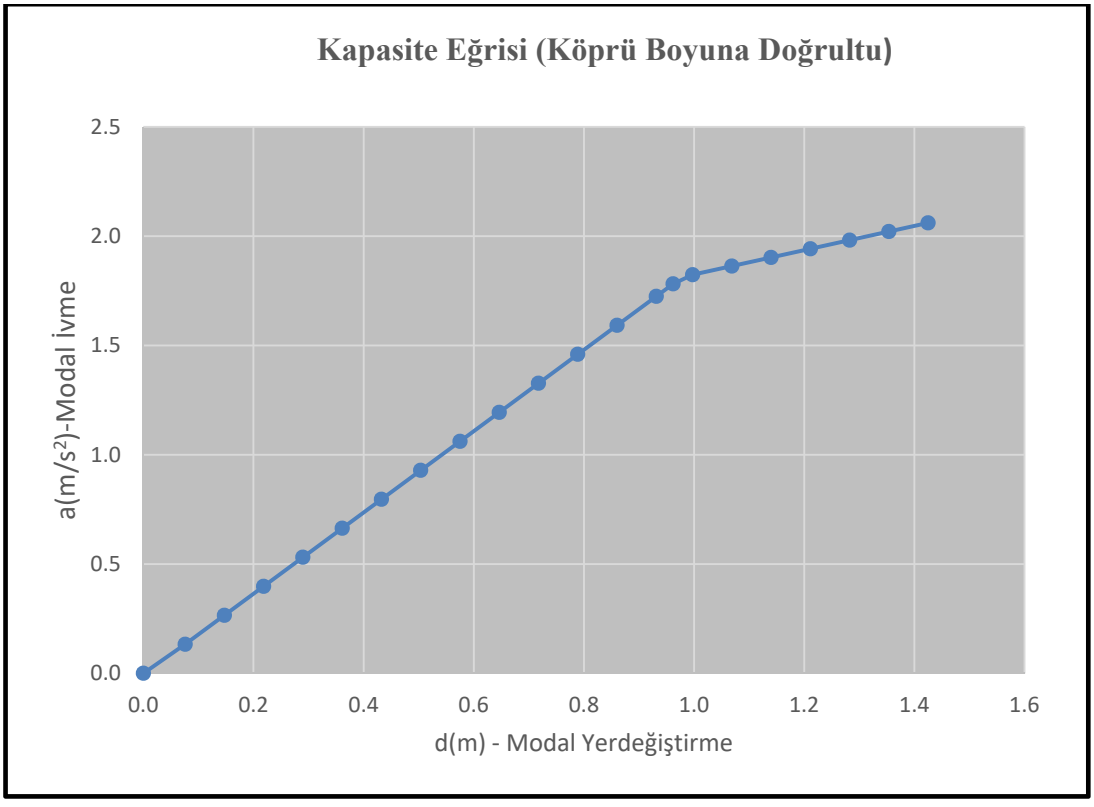


Şekil 5.10 : S1 depremi spektral ivme –spektral yerdeğiştirme grafiği.

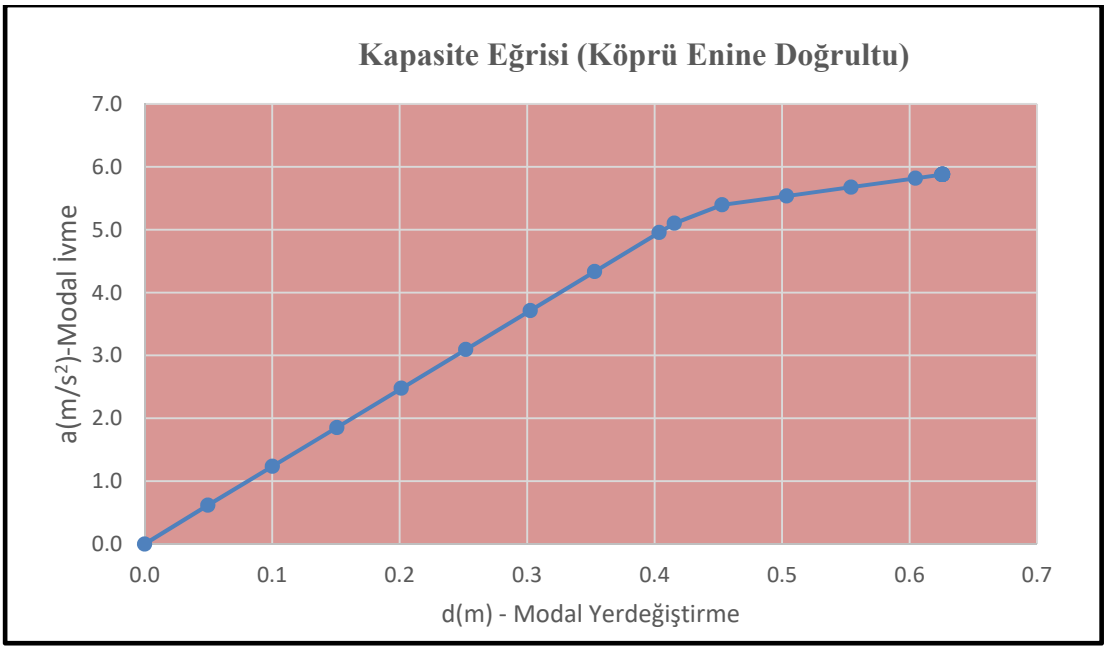


Şekil 5.11 : S2 depremi spektral ivme –spektral yerdeğiştirme grafiği.

İtme analizi sonucu edlde edilen statik itme eğrilerinden modal ivme-modal yerdeğiştirme grafikleri elde edilmiştir. Bu eğri kapasite eğrisi olarak adlandırılır. Bu eğriler Şekil 5.12 ve Şekil 5.13'de gösterilmiştir.

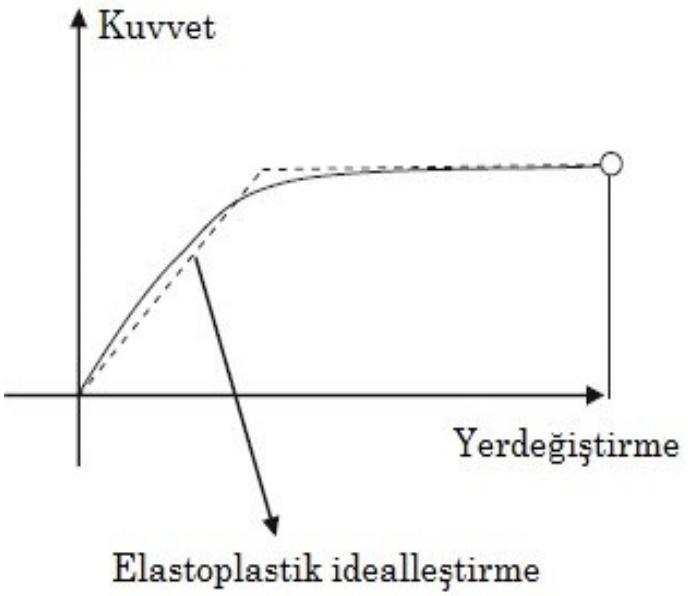


Şekil 5.12 : Köprü boyuna doğrultuda kapasite eğrisi.



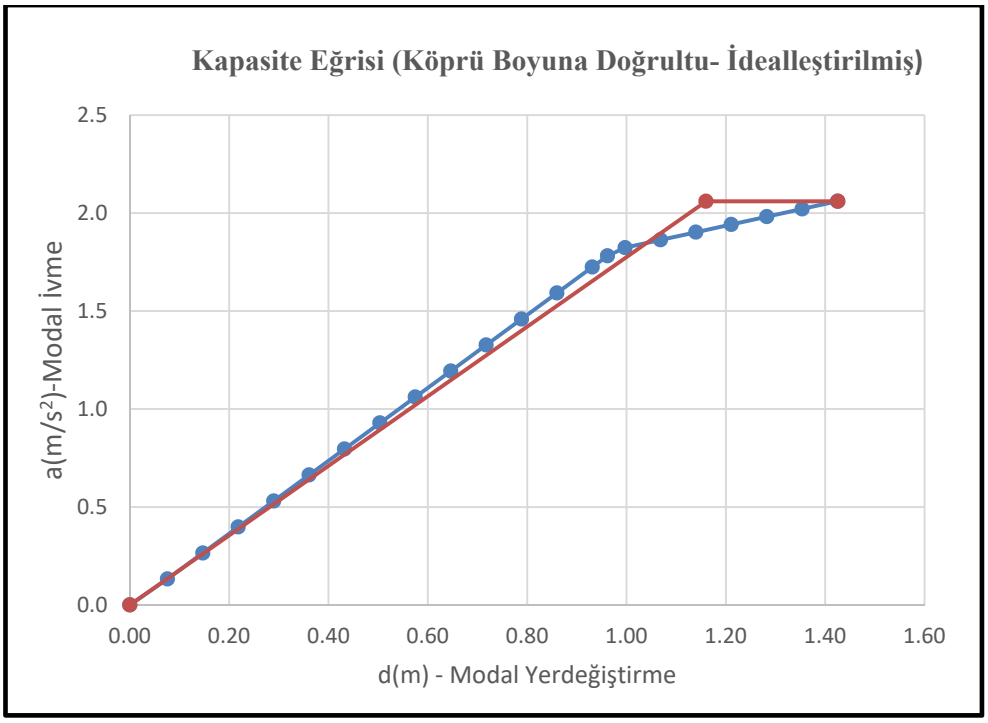
Şekil 5.13 : Köprü enine doğrultuda kapasite eğrisi.

Kapasite eğrilerinin spektral ivme-yerdeğiştirme grafikleri ile çakıştırılmalarından önce eğriler idealleştirilmiştir. İdealleştirme yapılırken Seismic Design and Assessment of Bridges (2012)'deki kenar ayakları kayıcı mesnete oturan köprüler için verilen örnek idealleştirme kullanılmıştır. Şekil 5.14'de grafiksel olarak görülmektedir.

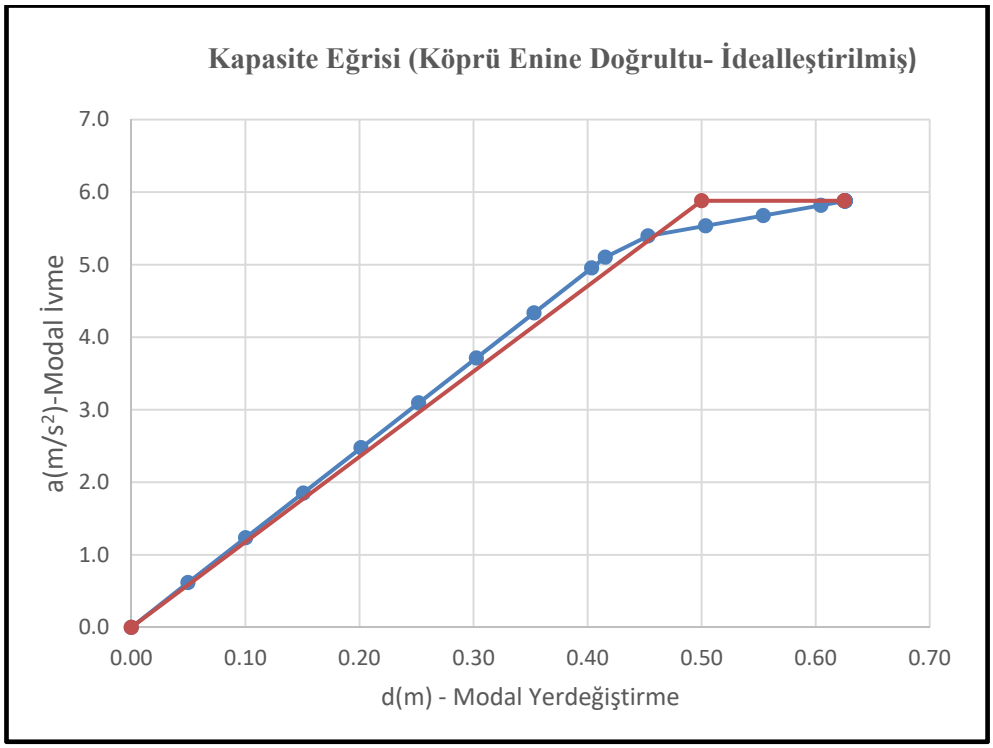


Şekil 5.14 : Örnek kapasite eğrisi idealleştirilmesi (Kappos,2012).

Şekil 5.15 ve 5.16'da idealleştirilmiş kapasite eğrileri gösterilmiştir. Bu işlem eşit alanlar kuralı gözetilerek yapılmıştır.

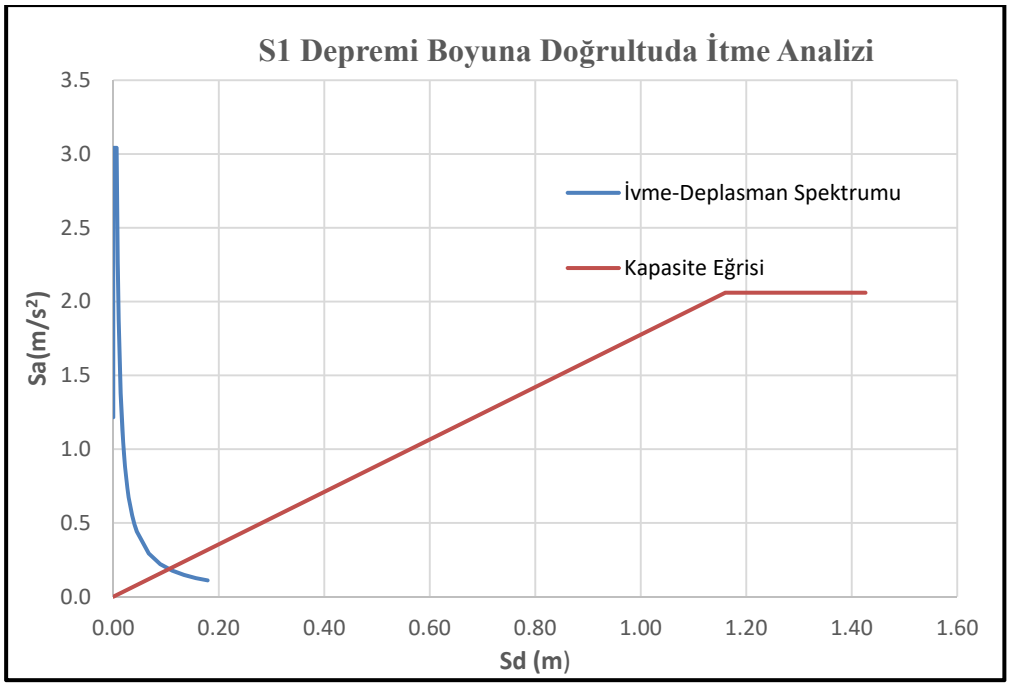


Şekil 5.15 : Köprü boyuna doğrultuda yapılan idealleştirme.

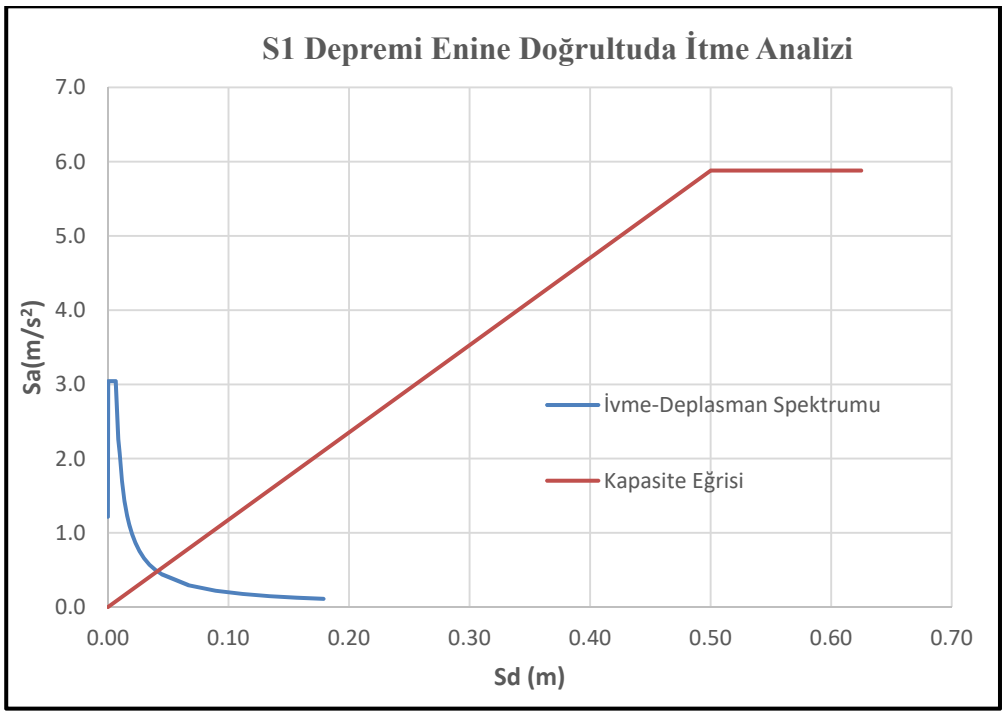


Şekil 5.16 : Köprü enine doğrultuda yapılan idealleştirme.

S1 ve S2 depremlerine ait spektral ivme-spektral yerdeğiştirme grafiklerinin, köprü boyuna ve enine doğrultuda kapasite eğrileriyle çakıştırılmalarıyla her iki deprem düzeyi için hedef yerdeğiştirmeler bulunmuştur. Bu aşamalar Şekil 5.17 ve Şekil 5.18'de açıklanmıştır.



Şekil 5.17 : S1 depremi boyuna doğrultuda spektral ivme-yerdeğiştirme ve kapasite eğrisi.



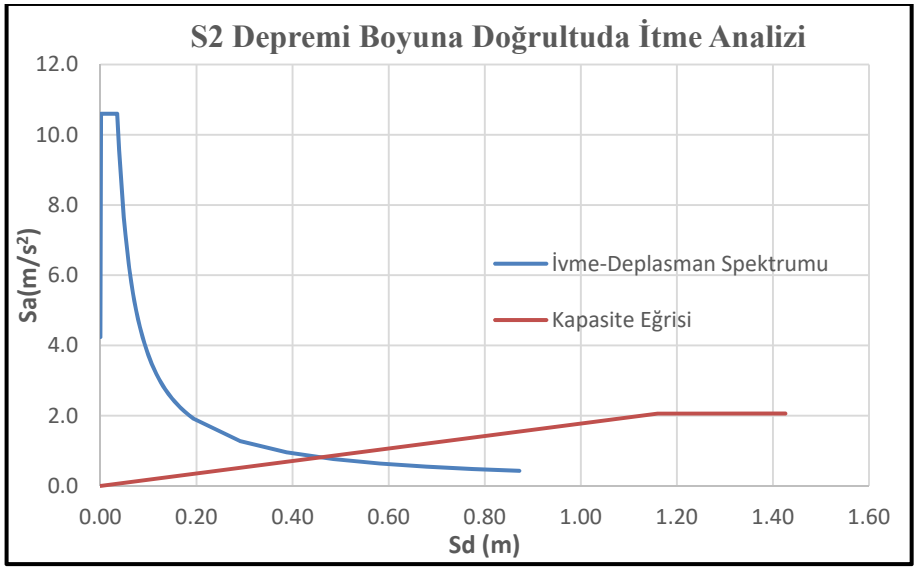
Şekil 5.18 : S1 depremi enine doğrultuda spektral ivme-yerdeğiştirme ve kapasite eğrisi.

S1 deprem düzeyi için, hedef yerdeğiştirme değerleri köprü boyuna doğrultuda 11.2 cm, köprü enine doğrultuda ise 4.83 cm olarak hesaplanmıştır. İlgili parametrelerden modal yerdeğiştirme değerinden hedef yerdeğiştirme değerine geçiş aşaması Çizelge 5.1'de açıklanmıştır.

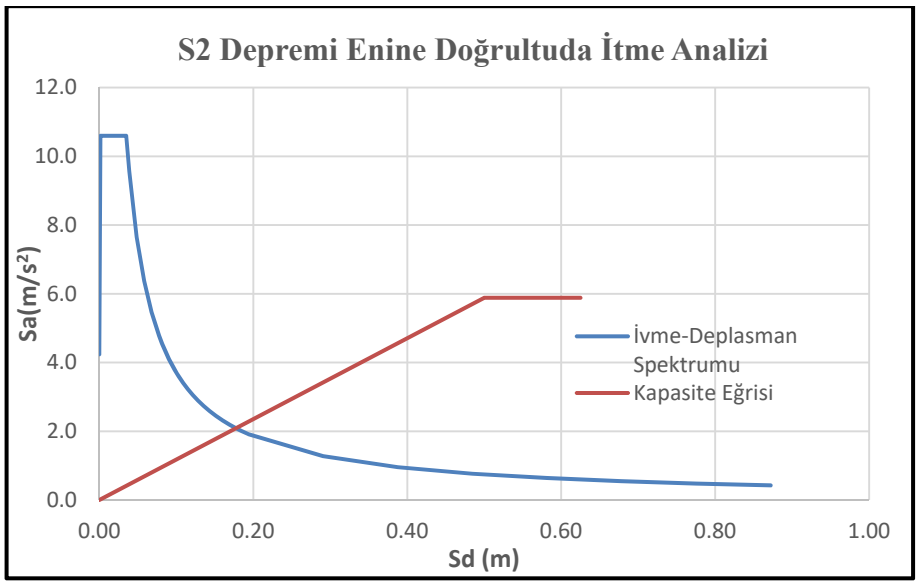
Çizelge 5.1 : S1 depremi hedef yerdeğiştirmenin bulunması.

Köprü Boyuna Doğrultuda Hesap		Köprü Enine Doğrultuda Hesap	
$d_1^{(p)}$	0.1065	$d_1^{(p)}$	0.0408
$Ø_1$:	0.0127	$Ø_1$:	0.01316
Γ_1 :	82.53	Γ_1 :	75.14
C_{r1}	1.00	C_{r1}	1.00
$u_{c1\,(m)}$	0.112	$u_{c1\,(m)}$	0.0403

Şekil 5.19'da köprü boyuna doğrultusunda, Şekil 5.20'de ise köprü enine doğrultusunda hedef yerdeğiştirmenin bulunmasına ait grafikler gösterilmiştir.



Şekil 5.19 : S2 depremi boyuna doğrultuda spektral ivme-yerdeğiştirme ve kapasite eğrisi.



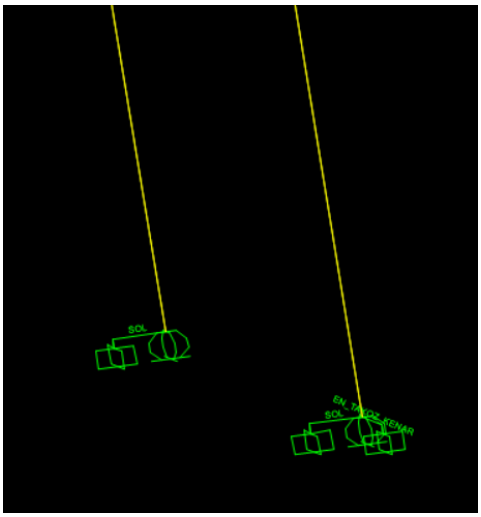
Şekil 5.20 : S2 depremi enine doğrultuda spektral ivme-yerdeğiştirme ve kapasite eğrisi.

S2 deprem düzeyi için, hedef yerdeğiştirme değerleri köprü boyuna doğrultuda 48.3 cm, köprü enine doğrultuda ise 17.5 cm olarak hesaplanmıştır. İlgili parametrelerden modal yerdeğiştirme değerinden hedef yerdeğiştirme değerine geçiş aşaması Çizelge 5.2'de açıklanmıştır.

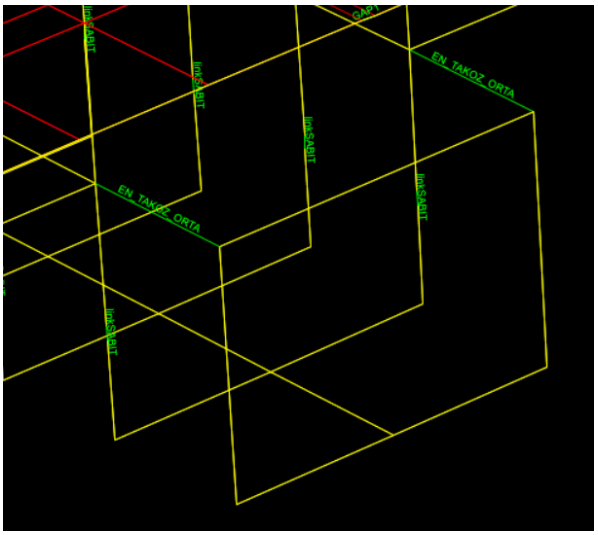
Çizelge 5.2 : S2 depremi hedef yerdeğiştirmenin bulunması.

Köprü Boyuna Doğrultuda Hesap		**Köprü Enine Doğrultuda Hesap**	
$d_1^{(p)}$	0.459	$d_1^{(p)}$	0.177
$Ø_1$:	0.0127	$Ø_1$:	0.0132
Γ_1 :	82.77	Γ_1 :	75.14
C_{r1}	1.00	C_{r1}	1.00
$u_{c1\,(m)}$	0.483	$u_{c1\,(m)}$	0.175

Hedef yerdeğiştirmeler, S1 ve S2 deprem düzeyleri için hesaplandıktan sonra modelde deprem takozlarına çarpma durumunun göz ardı edilmemesi gerçeği doğmuştur. Boyuna doğrultuda S1 ve S2 depremleri için 10 cm'lik boşluk aşıldığında kirişler kenarayak alın perdelerine çarpacak bu durumda ani rijitlik yükselmesi meydana gelecektir. Aynı şekilde, S2 deprem düzeyinde enine doğrultuda 5.5 cm'lik boşluğun aşılmasıyla enine takozlar devreye girecek, kirişlerin deprem takozlarına dayanması sonucu ani rijitlik yükselmesi ile sistem yeni rijitliğinde hareketine devam etmeye çalışacaktır. Bu durumlar için, kenarayak ve ortayaklarda kirişlerinin enine hareketini kısıtlayan deprem takozları kendi rijitliklerinde modellenmiştir. Boyuna doğrultuda ise, kenarayak elastomer rijitliklerinin toplamından çok yüksek rijitliğe bir eleman modellenerek sisteme dahil edilmiştir. Çarpma etkilerinin modellenmesi Şekil 5.21 (kenarayakta) ve Şekil 5.22'de (orta ayakta) gösterilmiştir.

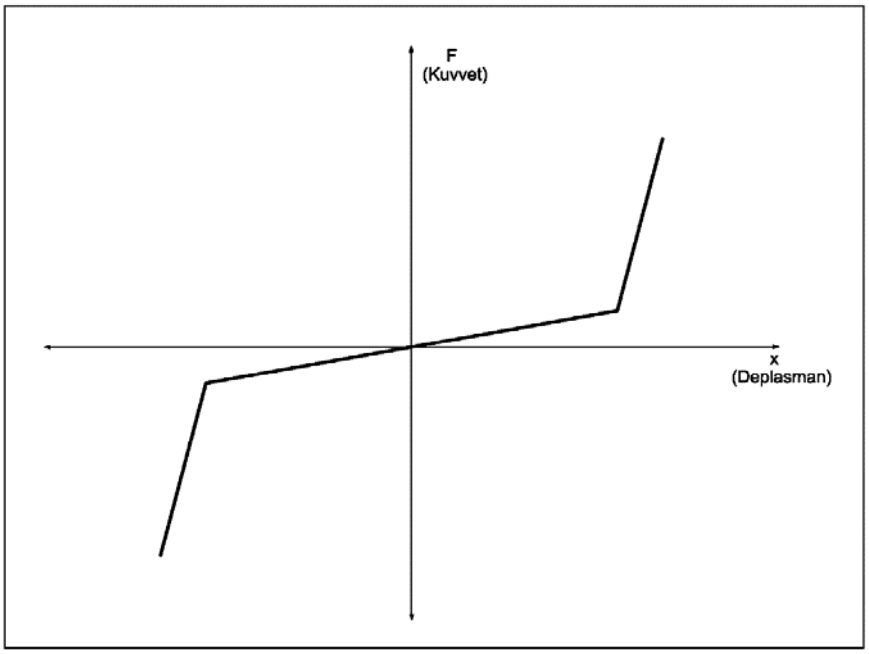


Şekil 5.21 : Boyuna ve enine çarpma etkisinin modellenmesi (kenar ayakta).



Şekil 5.22 : Enine çarpma etkisinin modellenmesi (orta ayakta).

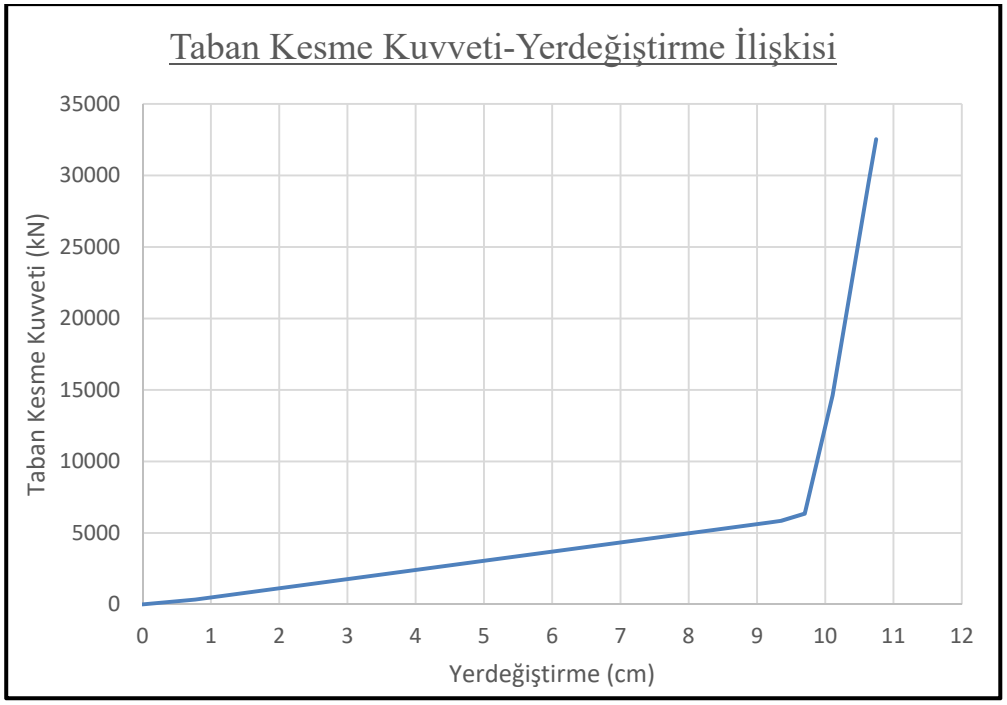
SAP2000 programında bu elemanların modellemesi yapılırken "multilinear plastic" elamanlar kullanılmıştır. Bu elemanlar çarpma durumuna kadar sistemin rijitliğine bir katkıda bulunmayacaktır. Boşluk mesafesinin aşılmasıyla beraber kuvvet almaya başlayacaklar ve sistemin rijitliğine doğrudan katkıda bulunacaklardır. Ek A'da Şekil A.5 ve Şekil A.6'da SAP2000 programında orta ayak ve kenarayak deprem takozlarının modellenmesi ile boyuna doğrultuda çarpma etkisinin modellenmesine ait program veri girişleri gösterilmiştir. Şekil 5.23'te çarpma etkisi için kullanılan model gösterilmiştir.



Şekil 5.23 : Çarpma etkisi için kullanılan model.

5.2.1 S1 depremi itme analizleri

S1 deprem düzeyi için köprü boyuna doğrultuda 11.2 cm, enine doğrultuda ise 4 cm olan hedef yerdeğiştirme değerlerine ittirilmiştir. Boyuna doğrultuda deprem takozlarına çarpma durumu oluşmaktadır. S1 depreminde köprü boyuna doğrultuda ayaklarda mafsallaşma oluşmamıştır. Taban kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 5.24'de gösterilmiştir.



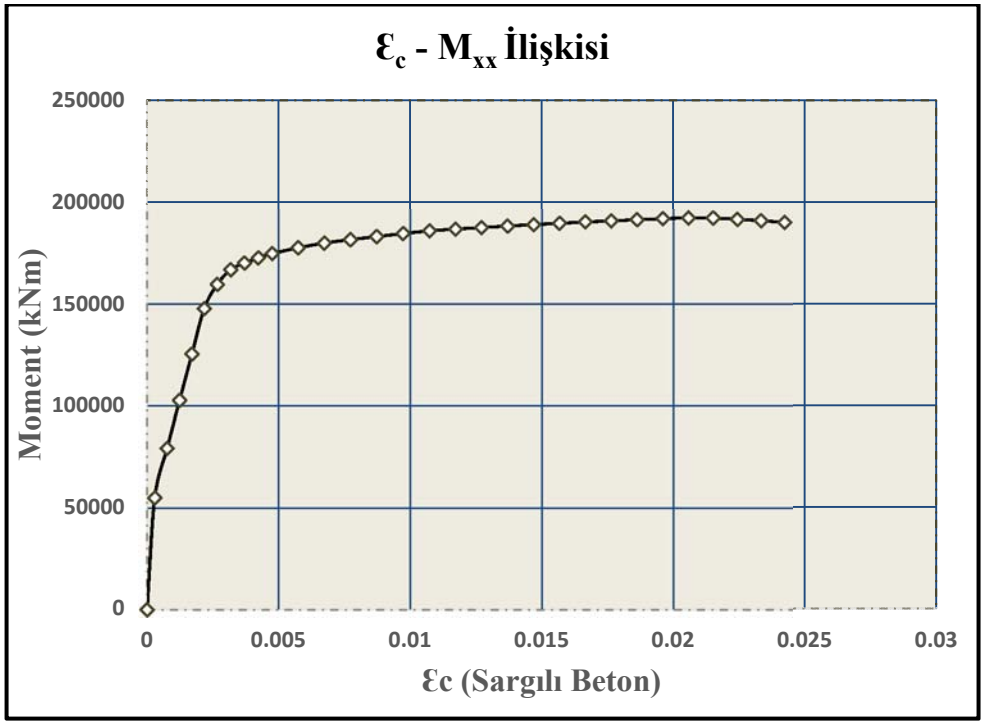
Şekil 5.24 : S1 depremi köprü boyuna doğrultuda itme analizi.

İtme adımının son adımında ayak alt uçlarında uçlarında oluşan moment değerine göre oluşan kesitte oluşan beton ve çelik maksimum şekil değiştirmeleri belirlenecektir. Bu değerler Aydınoğlu (2005)'de belirtilen sınır şekil değiştirmeler ile karşılaştırılacaktır. Bu çalışmada köprü ayakları için S1 deprem düzeyinde izin verilen şekil değiştirme sınırları şöyledir (Çizelge 5.3).

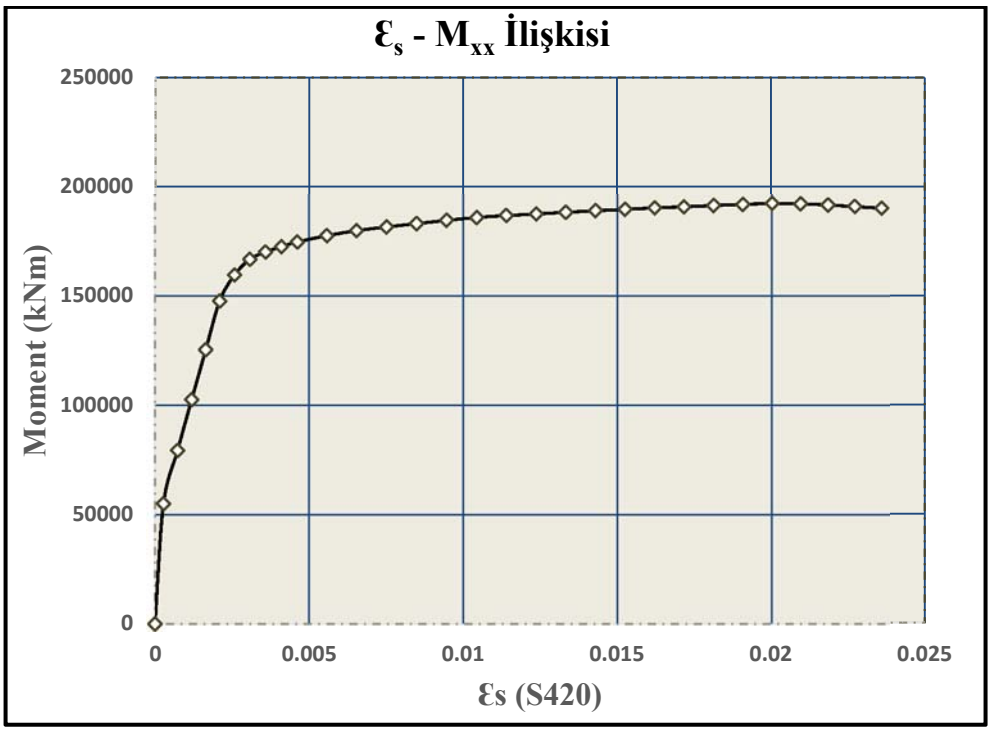
Çizelge 5.3 : Betonarme kesit sınır yerdeğiştirmeleri (S1 depremi).

Minimum Hasar (S1) depremi için sınır değerler "Sargılı Beton"		**Minimum Hasar (S1) depremi için sınır değerler "Sargısız Beton"**	
εc limit	**εs limit**	**εc limit**	**εs limit**
(Beton birim deformasyonu)	**(Çelik birim deformasyonu)**	**(Beton birim deformasyonu)**	**(Çelik birim deformasyonu)**
0.004	0.015	0.004	0.015

XTRACT programında ayaklar için, köprü boyuna ve enine doğrultuda moment-şekil değiştirme ilişkileri belirlenmiştir. Köprü boyuna doğrultuda moment-malzeme şekil değiştirme ilişkileri Şekil 5.25 ve Şekil 5.26'da verilmiştir.

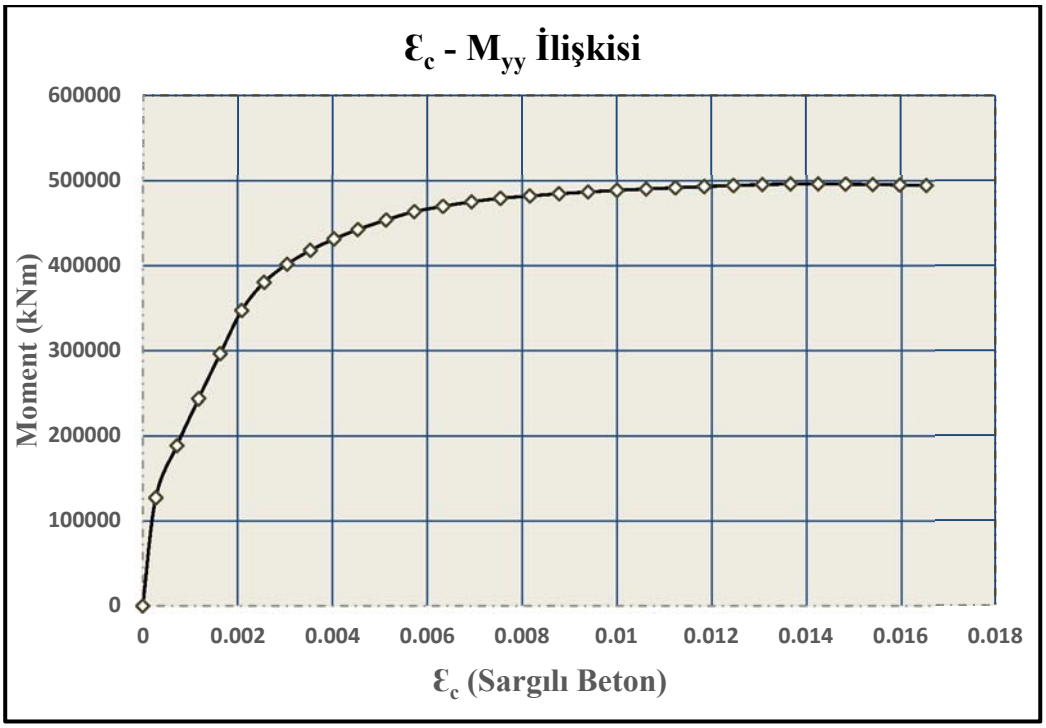


Şekil 5.25 : Köprü boyuna doğrultu için moment-beton şekildeğiştirme ilişkisi.

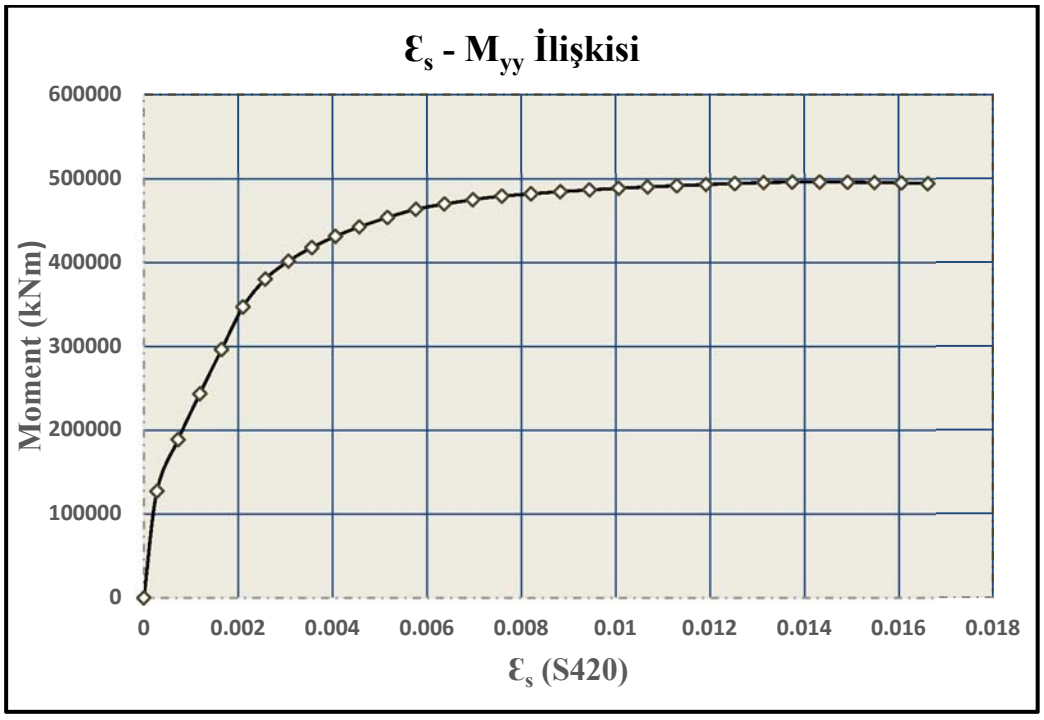


Şekil 5.26 : Köprü boyuna doğrultu için moment-donatı çeliği şekildeğiştirme ilişkisi.

Köprü enine doğrultuda moment-malzeme şekil değiştirme ilişkileri Şekil 5.27 ve Şekil 5.28'da verilmiştir.

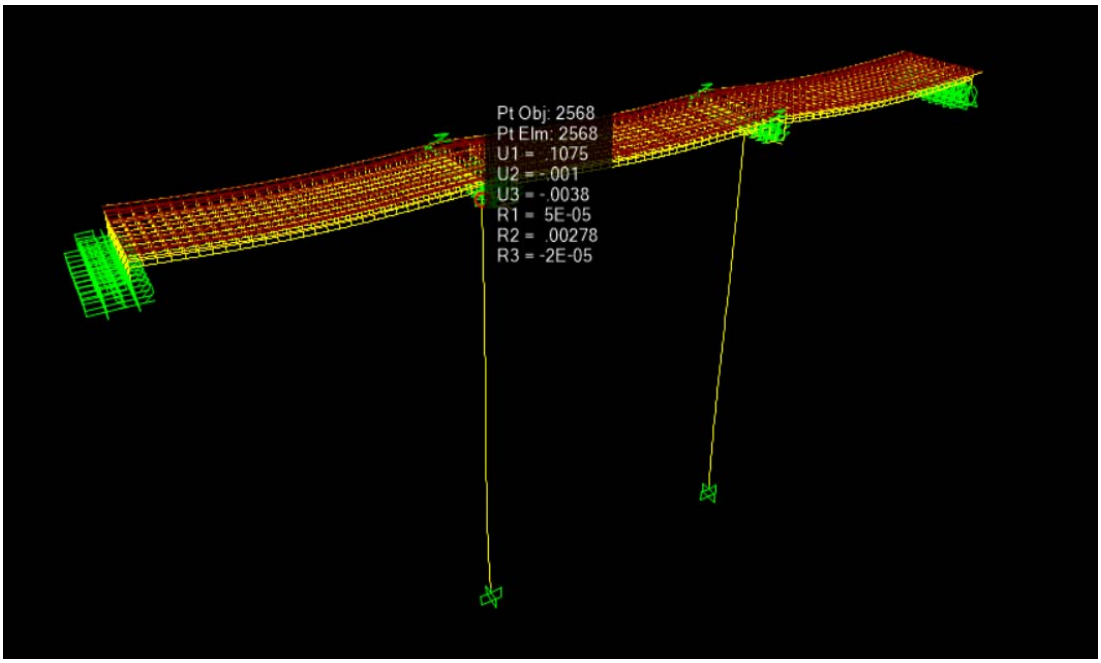


Şekil 5.27 : Köprü enine doğrultu için moment-beton şekildeğiştirme ilişkisi.



Şekil 5.28 : Köprü enine doğrultu için moment-donatı çeliği şekildeğiştirme ilişkisi.

Şekil 5.29'da S1 deprem düzeyinde köprü boyuna doğrultusunda yapılan itme analizindeki davranış gösterilmiştir.

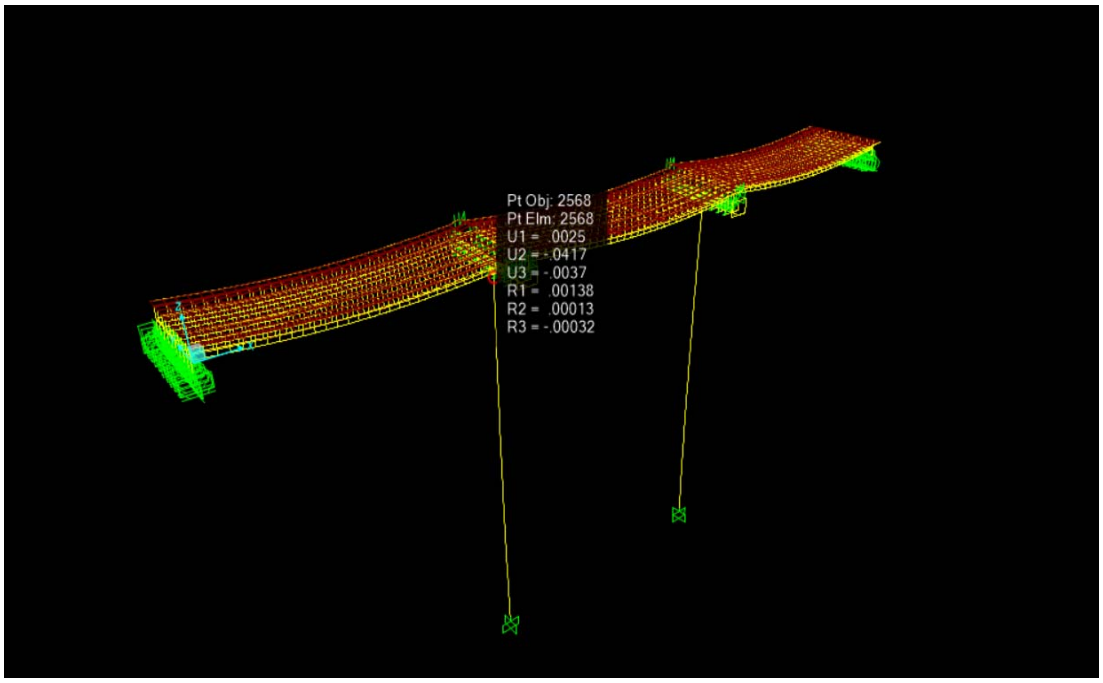


Şekil 5.29 : S1 depremi köprü boyuna doğrultuda itme analizi model görünümü.

Köprü enine doğrultusunda yapılan itme analizinde hedef yerdeğiştirme değeri kirişler ile enine deprem takozları arasındaki mesafeden küçük olduğu için takoza çarpma gibi bir durum oluşmamıştır. Yine aynı şekilde itme analizinin son adımında ayaklarda mafsallaşma oluşmamıştır. Taban kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 5.30'da gösterilmiştir.



Şekil 5.30 : S1 depremi köprü enine doğrultuda itme analizi.



Şekil 5.31 : S1 depremi köprü enine doğrultuda itme analizi model görünümü.

Şekil 5.31'de S1 deprem düzeyinde köprü enine doğrultusunda yapılan itme analizindeki davranış gösterilmiştir. S1 depreminde köprü boyuna ve enine doğrultusunda elde edilen sonuçlar Çizelge 5.4 ve Çizelge 5.5'de özet olarak sunulmuştur.

Çizelge 5.4 : Köprü boyuna doğrultuda itme analizinde yapılan kontroller.

S1 Depremi için plastik mafsallarda oluşan dönmelerin kontrolü (PUSH_X)								
Ayak No	Plastik dönme (rad)	Lp (Plastik Maf.Boyu)	Plastik eğrilik (rad/m)	Düşey Yük (kN)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	0	3.976	0	39570.6	38522.8	36514.4	0.000193	0.000184
P2	0	3.896	0	37192.1	37179.2	32415.4	0.000170	0.000174

Çizelge 5.5 : Köprü enine doğrultuda itme analizinde yapılan kontroller.

S1 Depremi için plastik mafsallarda oluşan dönmelerin kontrolü (PUSH_Y)								
Ayak No	Plastik dönme (rad)	Lp (Plastik Maf.Boyu)	Plastik eğrilik (rad/m)	Düşey Yük (kN)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	0	3.976	0	39570.6	39563.3	46723.7	0.000101	0.000102
P2	0	3.896	0	37192.1	37181.5	46984.8	0.000107	0.000108

S1 deprem düzeyi için ayaklarda plastik mafsal oluşmadığı için ayak en alt ucunda okunan moment değerlerine karşılık gelen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri belirlenmiştir. Her iki ayağında köprü boyuna ve enine doğrultusunda minimum hasar şartlarını sağladığı görülmüştür.

5.2.1.1 S1 depremi elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü

S1 depremi için maksimum elastomer yerdeğiştirmesi için izin verilen sınır $\tan\gamma_m = 1$ olarak belirtilmiştir.

Çizelge 5.6 : S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	103	3.22	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	103	3.22	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	103	3.22	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	103	3.22	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	103	3.22	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	103	3.23	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	103	3.23	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	103	3.23	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	103	3.23	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	103	3.22	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-2	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-3	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-4	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-5	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-6	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-7	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-8	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-9	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-10	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-11	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-12	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-13	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-14	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-15	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-16	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-17	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-18	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-19	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-20	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ

Çizelge 5.6'da görüldüğü üzere, köprü boyuna doğrultusunda yapılan S1 depremi itme analizinde; K1 kenarayak elastomer mesnetlerinin yetersiz olduğu görülmüştür. P1 ayağının bulunduğu açıklıktaki elastomer mesnetler sabit mesnet olduğundan boyuna doğrultuda hareketleri kısıtlanmıştır.

Çizelge 5.7 : S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	22	0.70	YETERLİ
P2-2	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	22	0.70	YETERLİ
P2-3	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	22	0.70	YETERLİ
P2-4	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	23	0.71	YETERLİ
P2-5	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	23	0.71	YETERLİ
P2-6	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	23	0.71	YETERLİ
P2-7	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	22	0.70	YETERLİ
P2-8	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	22	0.69	YETERLİ
P2-9	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	22	0.68	YETERLİ
P2-10	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	22	0.68	YETERLİ
P2-11	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-12	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-13	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-14	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-15	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-16	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-17	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-18	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-19	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-20	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	0	0.00	YETERLİ
K2-1	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	100	3.13	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	100	3.13	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	100	3.13	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	100	3.13	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	100	3.13	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	100	3.13	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	100	3.13	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	100	3.13	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	100	3.13	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S1	100	3.13	YETERSİZ

Çizelge 5.7'de görüldüğü üzere, köprü boyuna doğrultusunda yapılan S1 depremi itme analizinde; K2 kenarayak elastomer mesnetlerinin yetersiz olduğu görülmüştür. P2 ayağının bulunduğu açıklıkta bulunan sabit mesnetlerin boyuna doğrultuda hareketi kısıtlanmıştır. Hareketli mesnetlerin ise kapasiteleri yeterlidir.

Çizelge 5.8 : S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	23	0.72	YETERLİ
K-2	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	23	0.72	YETERLİ
K-3	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	23	0.72	YETERLİ
K-4	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	23	0.72	YETERLİ
K-5	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	23	0.72	YETERLİ
K-6	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	23	0.72	YETERLİ
K-7	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	23	0.72	YETERLİ
K-8	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	23	0.72	YETERLİ
K-9	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	23	0.72	YETERLİ
K-10	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	23	0.72	YETERLİ
P1-1	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	12	0.38	YETERLİ
P1-2	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	12	0.38	YETERLİ
P1-3	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	12	0.38	YETERLİ
P1-4	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	12	0.38	YETERLİ
P1-5	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	12	0.38	YETERLİ
P1-6	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	12	0.37	YETERLİ
P1-7	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	12	0.36	YETERLİ
P1-8	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	11	0.35	YETERLİ
P1-9	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	11	0.35	YETERLİ
P1-10	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	11	0.35	YETERLİ
P1-11	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	11	0.33	YETERLİ
P1-12	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	11	0.33	YETERLİ
P1-13	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	11	0.33	YETERLİ
P1-14	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	11	0.33	YETERLİ
P1-15	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	10	0.33	YETERLİ
P1-16	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	10	0.32	YETERLİ
P1-17	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	10	0.32	YETERLİ
P1-18	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	10	0.32	YETERLİ
P1-19	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	10	0.30	YETERLİ
P1-20	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	10	0.30	YETERLİ

Çizelge 5.8'de görüldüğü üzere, köprü enine doğrultusunda yapılan S1 depremi itme analizinde; K1 kenarayak elastomer mesnetleri ile P1 ayağının bulunduğu açıklıkta bulunan elastomer mesnetlerin kapasitelerinin yeterli olduğu görülmüştür.

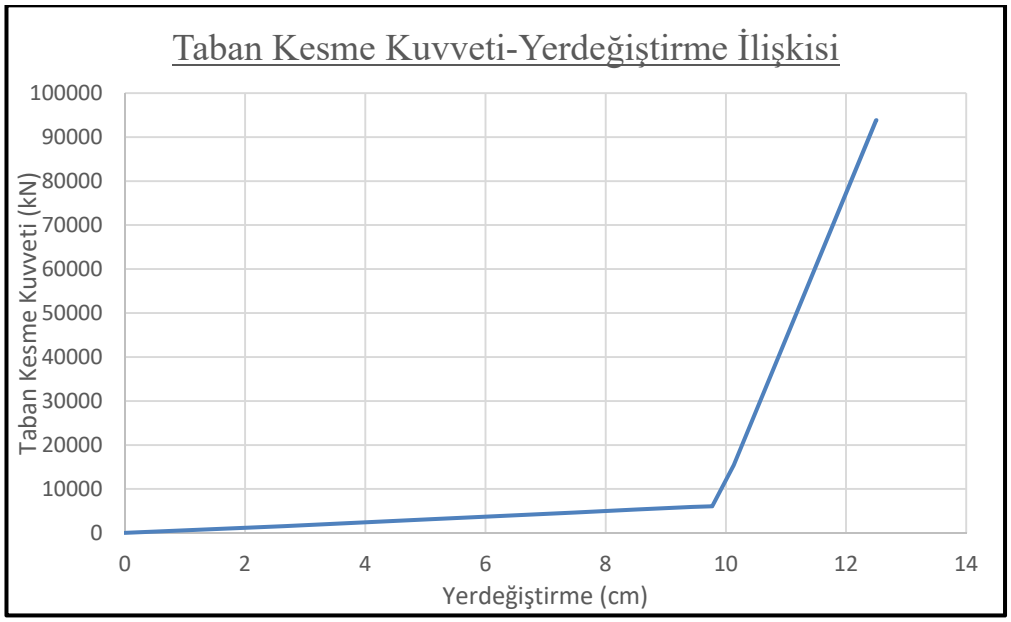
Çizelge 5.9 : S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	2	0.07	YETERLİ
P2-2	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	2	0.07	YETERLİ
P2-3	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	2	0.07	YETERLİ
P2-4	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	2	0.07	YETERLİ
P2-5	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	2	0.08	YETERLİ
P2-6	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	3	0.08	YETERLİ
P2-7	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	3	0.09	YETERLİ
P2-8	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	3	0.09	YETERLİ
P2-9	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	3	0.09	YETERLİ
P2-10	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	1	0.03	YETERLİ
P2-11	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	32	0.99	YETERLİ
P2-12	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	32	1.00	YETERLİ
P2-13	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	32	1.00	YETERLİ
P2-14	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	32	1.00	YETERLİ
P2-15	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	32	1.00	YETERLİ
P2-16	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	32	1.00	YETERLİ
P2-17	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	31	0.98	YETERLİ
P2-18	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	31	0.97	YETERLİ
P2-19	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	31	0.96	YETERLİ
P2-20	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	31	0.96	YETERLİ
K2-1	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	19	0.59	YETERLİ
K2-2	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	19	0.59	YETERLİ
K2-3	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	19	0.59	YETERLİ
K2-4	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	19	0.59	YETERLİ
K2-5	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	19	0.59	YETERLİ
K2-6	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	19	0.59	YETERLİ
K2-7	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	19	0.59	YETERLİ
K2-8	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	19	0.59	YETERLİ
K2-9	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	19	0.59	YETERLİ
K2-10	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S1	19	0.59	YETERLİ

Çizelge 5.9'da görüldüğü üzere köprü enine doğrultusunda yapılan S1 depremi itme analizinde; K2 kenarayak elastomer mesnetleri ile P2 ayağının bulunduğu açıklıkta bulunan elastomer mesnetlerin kapasitelerinin yeterli olduğu görülmüştür.

5.2.2 S2 depremi itme analizleri

S2 deprem düzeyi için köprü boyuna doğrultuda 48.3 cm, enine doğrultuda ise 17.5 cm olan hedef yerdeğiştirme değerlerine ittirilmiştir. Hedef yerdeğiştirme değeri, kirişler ile kenar ayak arasındaki mesafeden büyük olduğundan sistem belli bir yerdeğiştirme değerine ulaşabilmektedir. S1 depreminde ayaklarda plastik mafsal oluşumu gözlenmemiştir. Taban kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 5.32'de gösterilmiştir.



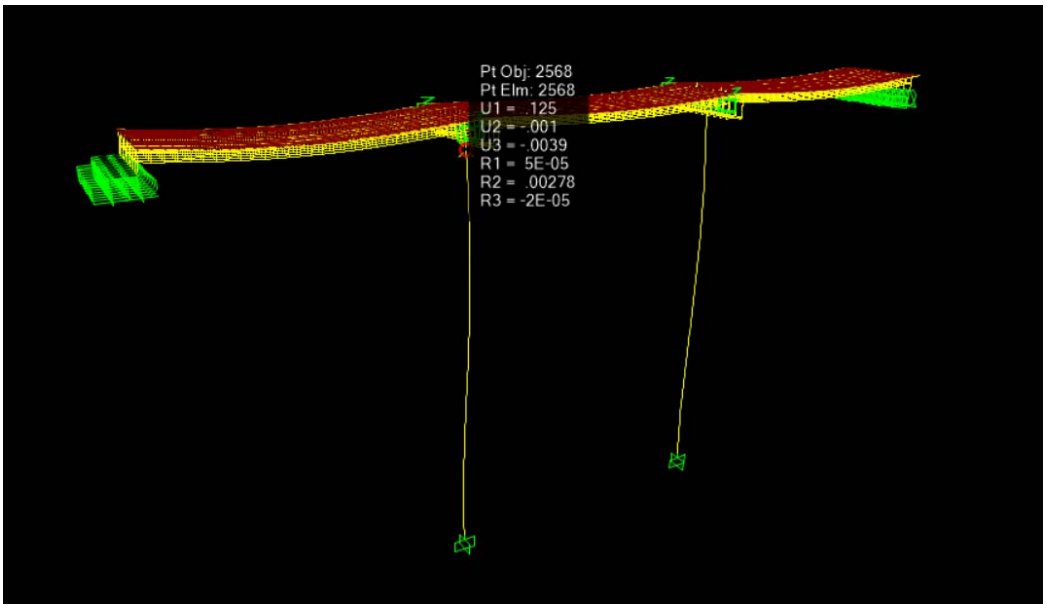
Şekil 5.32 : S2 depremi köprü boyuna doğrultuda itme analizi.

İtme adımının son adımında ayak alt uçlarında uçlarında oluşan moment değerine göre kesitte oluşan beton ve çelik maksimum şekil değiştirmeleri belirlenecektir. Bu değerler Aydınoğlu (2005)'de belirtilen sınır şekil değiştirmeler ile karşılaştırılacaktır. Bu çalışmada köprü ayakları için S2 deprem düzeyinde izin verilen şekil değiştirme sınırları şöyledir (Çizelge 5.10).

Çizelge 5.10 : Betonarme kesit sınır yerdeğiştirmeleri (S2 depremi).

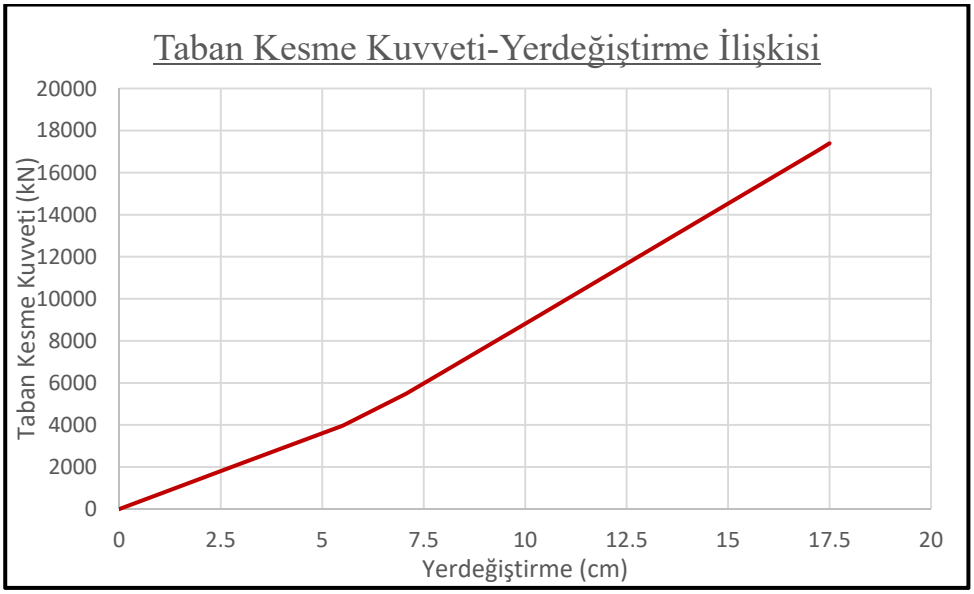
Kontrollü Hasar (S2) depremi için sınır değerler "Sargılı Beton"		**Kontrollü Hasar (S2) depremi için sınır değerler "Sargısız Beton"**	
εc limit (Beton birim deformasyonu)	**εs limit (Çelik birim deformasyonu)**	**εc limit (Beton birim deformasyonu)**	**εs limit (Çelik birim deformasyonu)**
0.018	0.06	0.004	0.06

Şekil 5.33'de, köprü boyuna doğrultuda itme analizi sonucu oluşan model görünümüne yer verilmiştir.



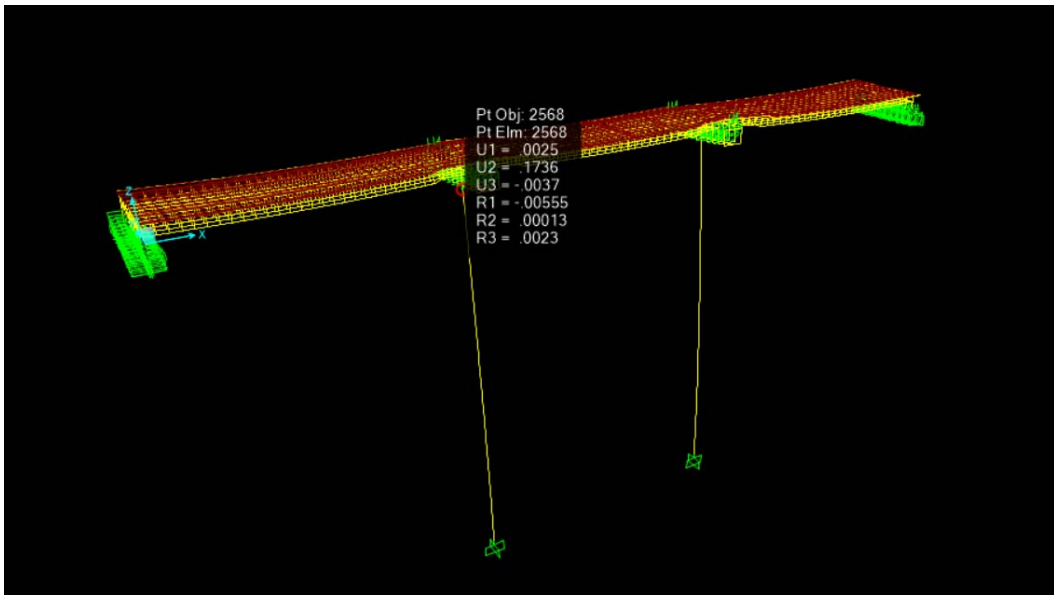
Şekil 5.33 : S2 depremi köprü boyuna doğrultuda itme analizi model görünümü.

Köprü enine doğrultusunda yapılan itme analizinde hedef yerdeğiştirme değeri (17.5 cm) kirişler ile enine deprem takozları arasındaki mesafeden büyük olduğu için takoza çarpma durumu gözlemlenmiştir. İtme adımının son adımında ayaklarda plastik mafsal oluşmadığı için, en son hesaplanan moment değerine göre kesitte oluşan beton ve donatı çeliği maksimumum şekil değiştirmeleri okunacaktır. Taban kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi Şekil 5.34'de gösterilmiştir.



Şekil 5.34 : S2 depremi köprü enine doğrultuda itme analizi.

Şekil 5.35'de köprü boyuna doğrultuda itme analizi sonucu oluşan model görünümüne yer verilmiştir.



Şekil 5.35 : S2 depremi köprü enine doğrultuda itme analizi model görünümü.

S2 depreminde köprü boyuna ve enine doğrultusunda elde edilen sonuçlar Çizelge 5.11 ve Çizelge 5.12'de özet olarak sunulmuştur.

Çizelge 5.11 : Köprü boyuna doğrultuda itme analizinde yapılan kontroller. (S2 depremi)

S2 Depremi için plastik mafsallarda oluşan dönmelerin kontrolü (PUSH_X)								
Ayak No	Plastik dönme (rad)	Lp (Plastik Maf.Boyu)	Plastik eğrilik (rad/m)	Düşey Yük (kN)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	0	3.976	0	39570.6	39562.3	71547.4	0.000610	0.000586
P2	0	3.896	0	37192.1	37179.6	73548.5	0.000919	0.000666

Çizelge 5.12 : Köprü boyuna doğrultuda itme analizinde yapılan kontroller. (S2 depremi)

S2 Depremi için plastik mafsallarda oluşan dönmelerin kontrolü (PUSH_Y)								
Ayak No	Plastik dönme (rad)	Lp (Plastik Maf.Boyu)	Plastik eğrilik (rad/m)	Düşey Yük (kN)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	0	3.976	0	39570.6	39562.1	203721.6	0.000439	0.000443
P2	0	3.896	0	37192.1	37507.2	231210.5	0.000525	0.000530

S2 deprem düzeyi için ayaklarda plastik mafsal oluşmadığı için ayak en alt ucunda okunan moment değerlerine karşılık gelen beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirmeleri belirlenmiştir. Her iki ayağında köprü boyuna ve enine doğrultusunda minimum hasar şartlarını sağladığı görülmüştür.

5.2.2.1 S2 depremi elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü

S2 depremi için maksimum elastomer yerdeğiştirmesi için izin verilen sınır $\tan\gamma_m$ =2.5 olarak belirtilmiştir.

Çizelge 5.13 : S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.24	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.25	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.25	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.25	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.25	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.25	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.25	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.25	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.25	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.25	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-2	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-3	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-4	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-5	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-6	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-7	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-8	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-9	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-10	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-11	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-12	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-13	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-14	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-15	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-16	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-17	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-18	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-19	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-20	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ

Çizelge 5.13'de görüldüğü üzere, köprü boyuna doğrultusunda yapılan S2 depremi itme analizinde; K1 kenarayak elastomer mesnetlerinin yetersiz olduğu görülmüştür. P1 ayağının bulunduğu açıklıktaki elastomer mesnetler sabit mesnet olduğundan boyuna doğrultuda hareketleri kısıtlanmıştır.

Çizelge 5.14 : S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	25	0.77	YETERLİ
P2-2	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	25	0.77	YETERLİ
P2-3	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	25	0.77	YETERLİ
P2-4	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	25	0.79	YETERLİ
P2-5	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	25	0.79	YETERLİ
P2-6	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	25	0.79	YETERLİ
P2-7	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	25	0.78	YETERLİ
P2-8	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	25	0.77	YETERLİ
P2-9	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	24	0.76	YETERLİ
P2-10	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	24	0.75	YETERLİ
P2-11	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-12	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-13	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-14	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-15	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-16	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-17	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-18	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-19	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-20	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	0	0.00	YETERLİ
K2-1	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.26	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.26	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.26	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.26	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.26	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.26	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.26	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.26	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.26	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	PUSHX_S2	104	3.26	YETERSİZ

Çizelge 5.14'de görüldüğü üzere, köprü boyuna doğrultusunda yapılan S2 depremi itme analizinde; K2 kenarayak elastomer mesnetlerinin yetersiz olduğu görülmüştür. P2 ayağının bulunduğu açıklıkta bulunan sabit mesnetlerin boyuna doğrultuda hareketi kısıtlanmıştır. Hareketli mesnetlerin ise kapasiteleri yeterlidir.

Çizelge 5.15 : S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	4	0.14	YETERLİ
P1-2	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	4	0.14	YETERLİ
P1-3	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	4	0.14	YETERLİ
P1-4	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	4	0.13	YETERLİ
P1-5	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	4	0.13	YETERLİ
P1-6	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	4	0.12	YETERLİ
P1-7	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	4	0.11	YETERLİ
P1-8	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	3	0.11	YETERLİ
P1-9	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	3	0.11	YETERLİ
P1-10	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	3	0.11	YETERLİ
P1-11	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	36	1.13	YETERSİZ
P1-12	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	36	1.13	YETERSİZ
P1-13	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	36	1.13	YETERSİZ
P1-14	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	36	1.13	YETERSİZ
P1-15	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	36	1.12	YETERSİZ
P1-16	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	36	1.11	YETERSİZ
P1-17	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	35	1.11	YETERSİZ
P1-18	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	35	1.10	YETERSİZ
P1-19	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	35	1.10	YETERSİZ
P1-20	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	35	1.10	YETERSİZ

Çizelge 5.15'de görüldüğü üzere köprü enine doğrultusunda yapılan S2 depremi itme analizinde; K1 kenarayak elastomer mesnetlerinin ve P1 açıklığında bulunan bazı mesnetlerin kapasitelerinin yetersiz olduğu görülmüştür.

Çizelge 5.16 : S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	39	1.21	YETERSİZ
P2-2	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	39	1.21	YETERSİZ
P2-3	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	39	1.21	YETERSİZ
P2-4	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	39	1.21	YETERSİZ
P2-5	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	38	1.20	YETERSİZ
P2-6	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	38	1.20	YETERSİZ
P2-7	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	38	1.19	YETERSİZ
P2-8	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	38	1.18	YETERSİZ
P2-9	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	38	1.18	YETERSİZ
P2-10	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	38	1.18	YETERSİZ
P2-11	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	5	0.16	YETERLİ
P2-12	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	5	0.16	YETERLİ
P2-13	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	5	0.15	YETERLİ
P2-14	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	5	0.15	YETERLİ
P2-15	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	5	0.14	YETERLİ
P2-16	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	4	0.14	YETERLİ
P2-17	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	4	0.13	YETERLİ
P2-18	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	4	0.13	YETERLİ
P2-19	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	4	0.13	YETERLİ
P2-20	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	4	0.13	YETERLİ
K2-1	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	PUSHY_S2	55	1.72	YETERSİZ

Çizelge 5.16'da görüldüğü üzere, köprü enine doğrultusunda yapılan S2 depremi itme analizinde; K2 kenarayak elastomer mesnetlerinin ve P2 açıklığında bulunan bazı mesnetlerin kapasitelerinin yetersiz olduğu görülmüştür.

5.2.3 Kesme kuvveti kapasitelerinin kontrolü

S1 depremi sonucunda ayaklarda oluşan kesme kuvvetleri düşük değerlerde olduğu için, kesme kuvvetinin kontrolünün sadece S2 depremine göre yapılmasına karar verilmiştir. Kesme kontrolüne ait sonuçlar, Çizelge 5.17 ve Çizelge 5.18'de açıklanmıştır. Sonuçlara göre mevcut kesme kuvveti kapasitesi analiz sonucu elde edilen sonuçlara göre çok yüksek mertebededir.

Çizelge 5.17 : S2 depremi boyuna doğrultuda kesme kuvveti kontrolü.

Ayak No	A_g (m^2)	k_c	V_c (kN)	Vs (kN)	tanα	V_p (kN)	V_e (kN)	V_d (kN)
P1	14.56	0.288	16773.1	19444.0	0.0250	989.1	37206.2	4077.8
P2	14.56	0.288	16773.1	19444.0	0.0256	952.3	37169.4	4368.4

Çizelge 5.17'de görüldüğü üzere, köprü boyuna doğrultusunda yapılan itme analizi sonucu oluşan maksimum kesme kuvveti değerleri, kesitte bulunan enine donatı, betonun kesme kuvvetine katkısı ve normal kuvvetten kaynaklanan kesme kuvveti kapasitesinin toplamı ile karşılanabilmektedir.

Çizelge 5.18 : S2 depremi enine doğrultuda kesme kuvveti kontrolü.

Ayak No	A_g (m^2)	k_c	V_c (kN)	Vs (kN)	tanα	V_p (kN)	V_e (kN)	V_d (kN)
P1	14.56	0.288	16773.1	39069.0	0.0685	2710.0	55552.1	4741.8
P2	14.56	0.288	16773.1	39069.0	0.0700	2625.5	55467.6	5447.3

Çizelge 5.18'de görüldüğü üzere, köprü enine doğrultuda yapılan itme analizi sonucu oluşan maksimum kesme kuvveti değerleri, kesitte bulunan enine donatı, betonun kesme kuvvetine katkısı ve normal kuvvetten kaynaklanan kesme kuvveti kapasitesinin toplamı ile karşılanabilmektedir.

5.3 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz İle İlgili Açıklamalar

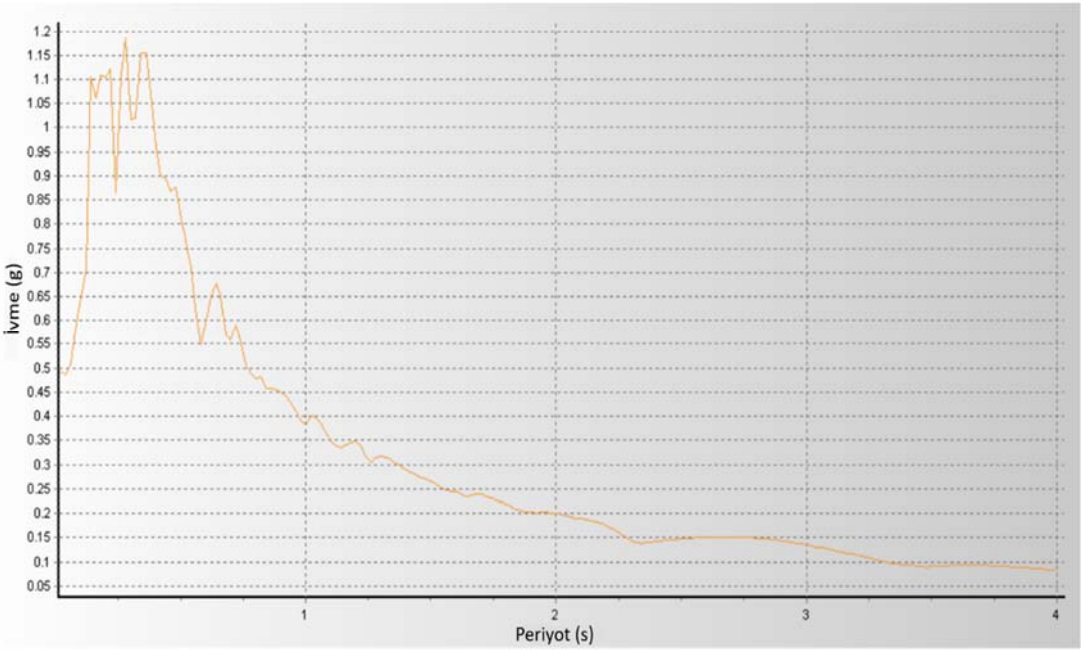
Bu yöntemde taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış gözönüne alınarak kabul edilen bir deprem hareketi altında taşıyıcı sistemin hareket denklemi sayısal olarak çözülerek, doğrusal davranışta olduğu gibi, sistemin bütün elastik ve plastik şekil değiştirmeleri, yerdeğiştirmeleri ve kesit iç etkileri zamana bağlı olarak bulunur. Daha sonra sistemde plastik mafsal dönmesi ile beton ve donatınının birim uzama/kısalma

talepleri belirlenir. Çözümü en kapsamlı olan bu yöntemde, kabullerin çok sayıda olması sonuçların yorumlanmasında özenli olmayı gerektirir. Ayrıca, seçilen deprem kaydının yönetmelikte verilen spektrum eğrisi ile uyuşması ve olabildiğince çok sayıda kayıtla çözüm yapılması önerilir (Celep,2014). Zaman tanım alanında analiz için köprünün bulunduğu yerin zemin ve deprem özelliklerini temsil eden gerçek veya benzeştirilmiş deprem kayıtlarının elde olması veya türetilmiş olması gerekir. Çözümler kullanılan kaydın özelliklerine göre değişim göstereceğinden, bu tür analiz yaklaşımında birden fazla (en az üç veya yedi) kaydın kullanılması öngörülmektedir (Aydınoğlu,2005). DBYBHY 2007 2.9.3'de belirtildiği üzere; doğrusal veya doğrusal hesapta üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi yer hareketi kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması tasarım için esas olarak alınacaktır. Mevcut köprünün zaman tanım alanında olmayan analizinde S1 ve S2 deprem düzeylerini temsilen toplam 6 adet ölçeklenmiş deprem kaydı kullanılmıştır. Deprem kayıtları olarak "PEER kuvvetli yer hareketi" arşivindeki kayıtlar kullanılmıştır. Deprem kayıtlarının ölçeklenmesinde "SEISMOMATCH 2016" programı kullanılmıştır. S1 ve S2 deprem düzeylerine ait spektrum eğrileri esas alınarak seçilen kayıtlar %5 sönüm oranı ile ölçeklenmiş spektrum eğrilerine dönüştürülerek yapay deprem kayıtları üretilmiştir. Seçilen deprem kayıtları ile ilgili bilgiler Çizelge 5.19'da sunulmuştur. Kayıtların köprü boyuna ve enine doğrultusunda uygulanmasında açısal değerlere uygun olarak kaydın ilk açısal değeri köprü boyuna doğrultusunda, ikinci açısal değeri ise köprü enine doğrultusunda kullanılmıştır.

Çizelge 5.19 : Zaman tanım alanında analiz deprem kayıtları.

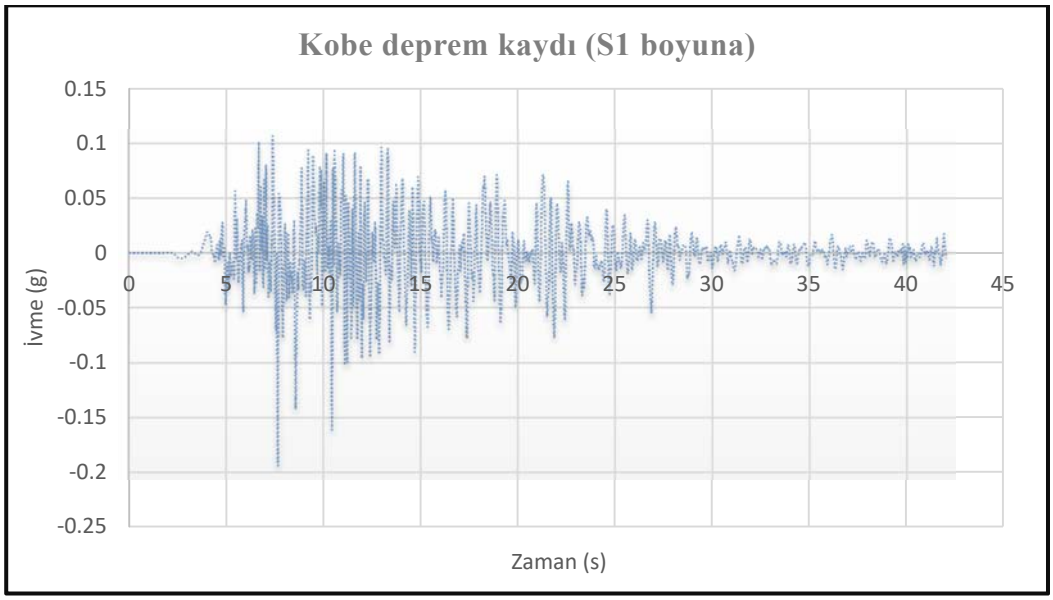
Deprem Kaydı	Aşılma Olasılığı	Maksimum ivme değeri (g)	Kayıt Süresi (s)	Kayıt aralığı (s)
KOBE_0	50 yılda %50	0.194	42.00	0.02
KOBE_0	50 yılda %2	0.484	42.00	0.02
KOBE_90	50 yılda %50	0.160	42.00	0.02
KOBE_90	50 yılda %2	0.454	42.00	0.02
KOCAELI_60	50 yılda %50	0.179	30.00	0.005
KOCAELI_60	50 yılda %2	0.341	35.00	0.005
KOCAELI_150	50 yılda %50	0.176	30.00	0.005
KOCAELI_150	50 yılda %2	0.594	35.00	0.005
ERZINCAN_EW	50 yılda %50	0.138	20.77	0.005
ERZINCAN_EW	50 yılda %2	0.476	20.77	0.005
ERZINCAN_NS	50 yılda %50	0.153	21.30	0.005
ERZINCAN_NS	50 yılda %2	0.458	21.30	0.005

Şekil 5.36'da KOBE depreminin S2 depremi altında dönüştürülmüş ivme-zaman grafiği örnek olarak gösterilmiştir. Dönüştürmede esas, deprem kaydına ait spektrum eğrisinin ilgili deprem düzeyine ait spektrum eğrisine yakınsayacak şekilde davranmasıdır.



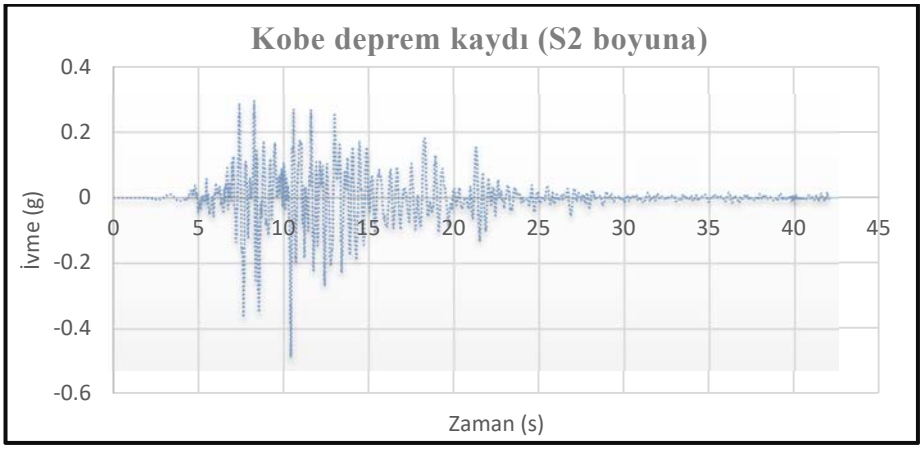
Şekil 5.36 : Kobe S2 depremi dönüştürülmüş spektral ivme-zaman grafiği.

Seçilen ölçeklenmiş kayıtlara ait zaman serilerine ait ivme kayıtları aşağıdaki şekillerde gösterilmiştir. Şekil 5.37'de Kobe S1 depremi boyuna ivme kaydı görülmektedir.



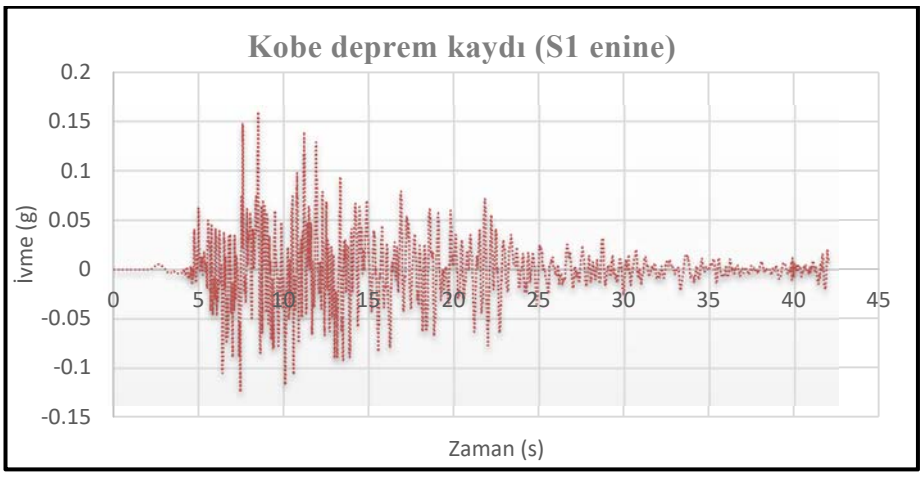
Şekil 5.37 : Kobe S1 depremi (boyuna) ivme kaydı.

Şekil 5.38'de Kobe S2 depremi boyuna ivme kaydı görülmektedir.



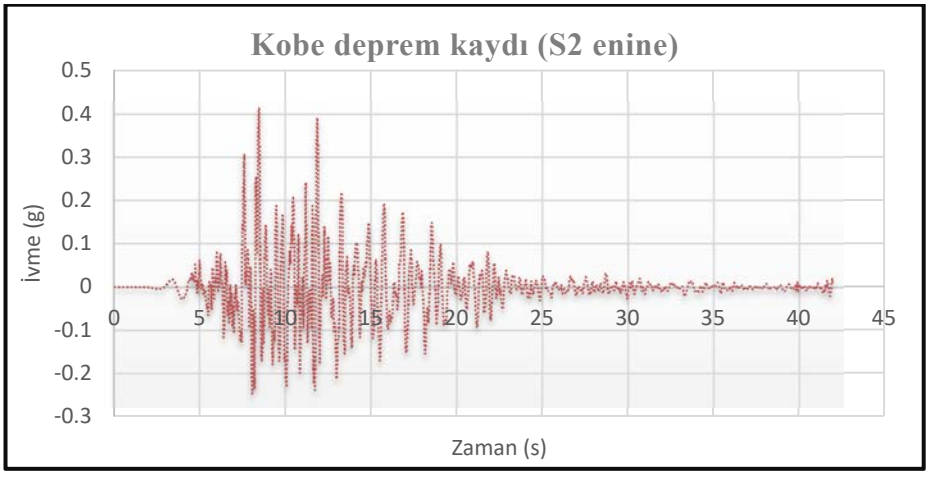
Şekil 5.38 : Kobe S2 depremi (boyuna) ivme kaydı.

Şekil 5.39'da Kobe S1 depremi enine ivme kaydı görülmektedir.



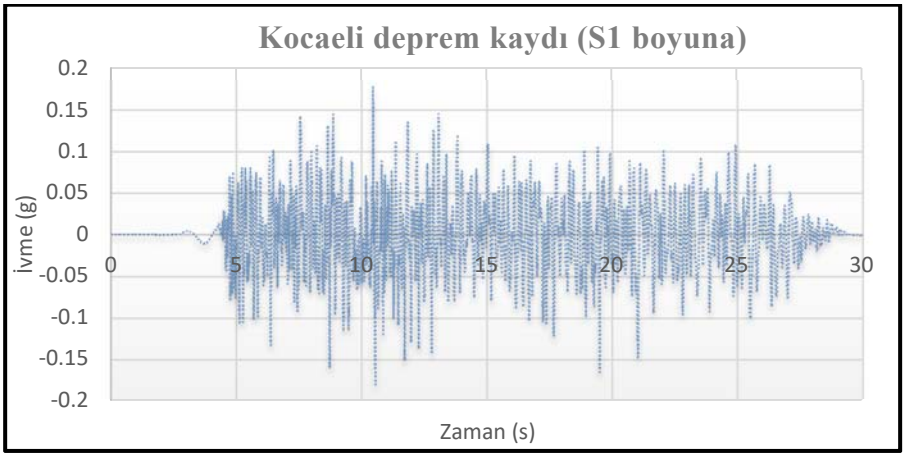
Şekil 5.39 : Kobe S1 depremi (enine) ivme kaydı.

Şekil 5.40'da Kobe S2 depremi enine ivme kaydı görülmektedir.



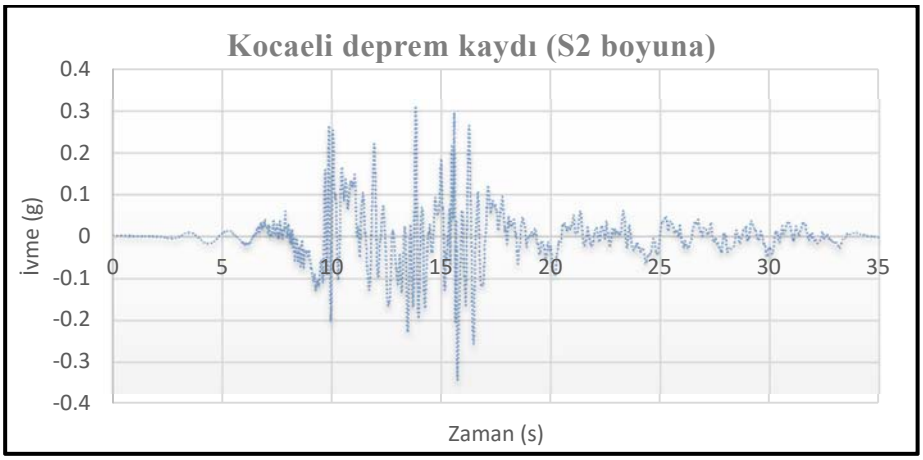
Şekil 5.40 : Kobe S2 depremi (enine) ivme kaydı.

Şekil 5.41'de Kocaeli S1 depremi boyuna ivme kaydı görülmektedir.



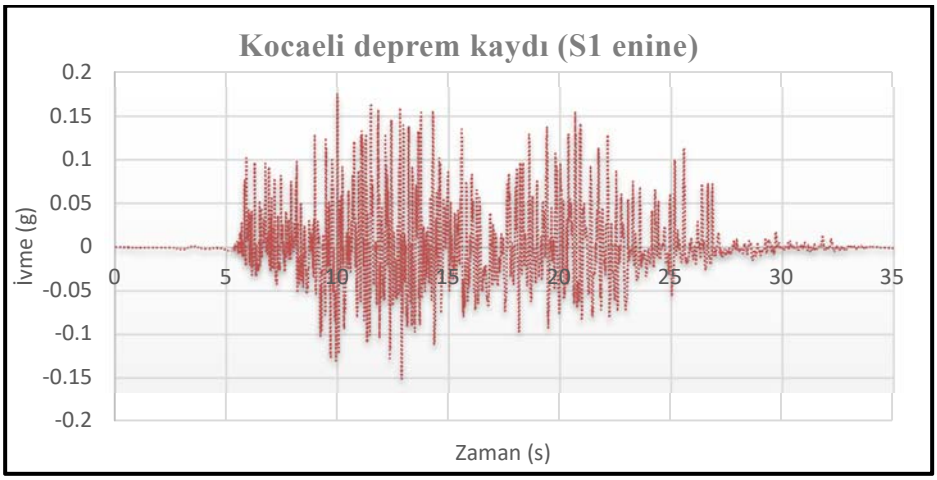
Şekil 5.41 : Kocaeli S1 depremi (boyuna) ivme kaydı.

Şekil 5.42'de Kocaeli S2 depremi boyuna ivme kaydı görülmektedir.



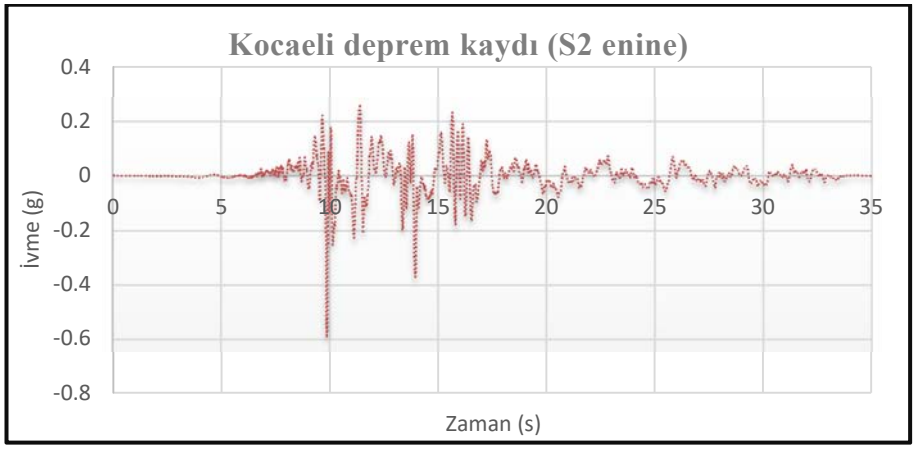
Şekil 5.42 : Kocaeli S2 depremi (boyuna) ivme kaydı.

Şekil 5.43'de Kocaeli S1 depremi enine ivme kaydı görülmektedir.



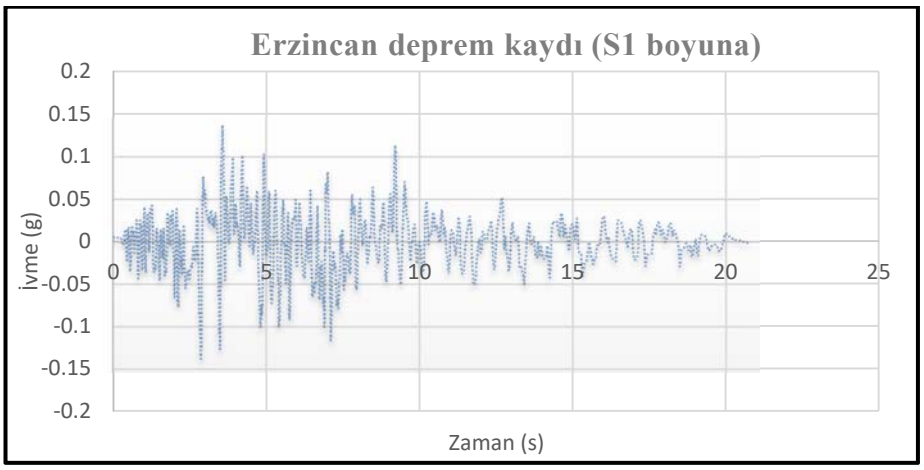
Şekil 5.43 : Kocaeli S1 depremi (enine) ivme kaydı.

Şekil 5.44'de Kocaeli S2 depremi enine ivme kaydı görülmektedir.



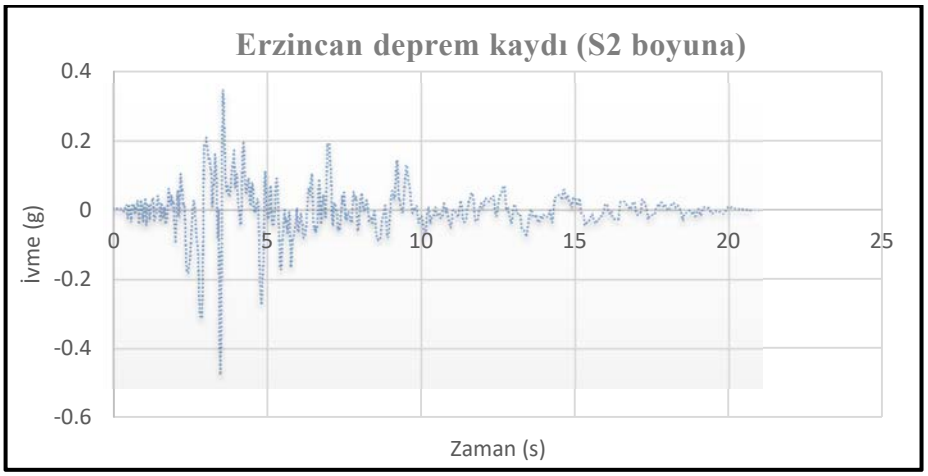
Şekil 5.44 : Kocaeli S2 depremi (enine) ivme kaydı.

Şekil 5.45'de Erzincan S1 depremi boyuna ivme kaydı görülmektedir.



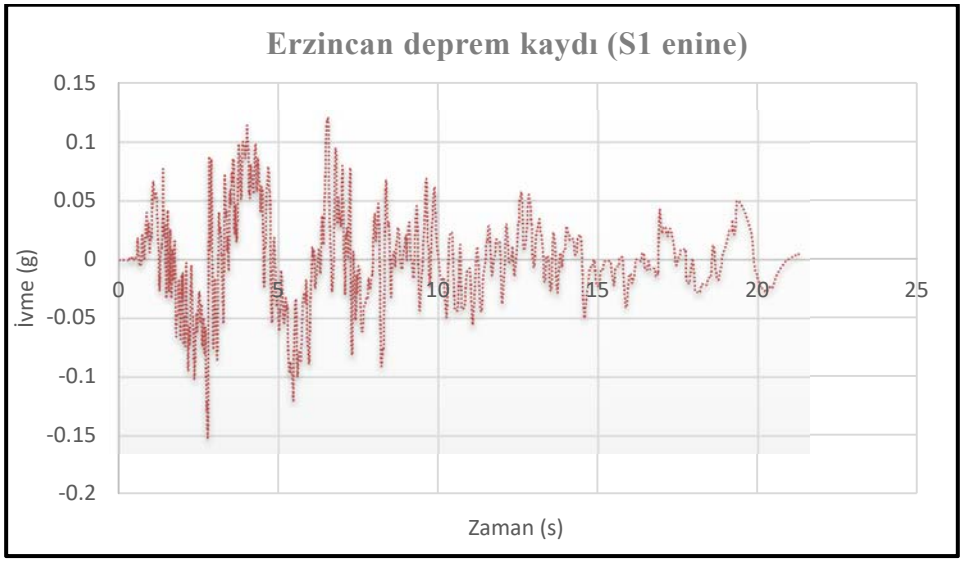
Şekil 5.45 : Erzincan S1 depremi (boyuna) ivme kaydı.

Şekil 5.46'da Erzincan S2 depremi boyuna ivme kaydı görülmektedir.



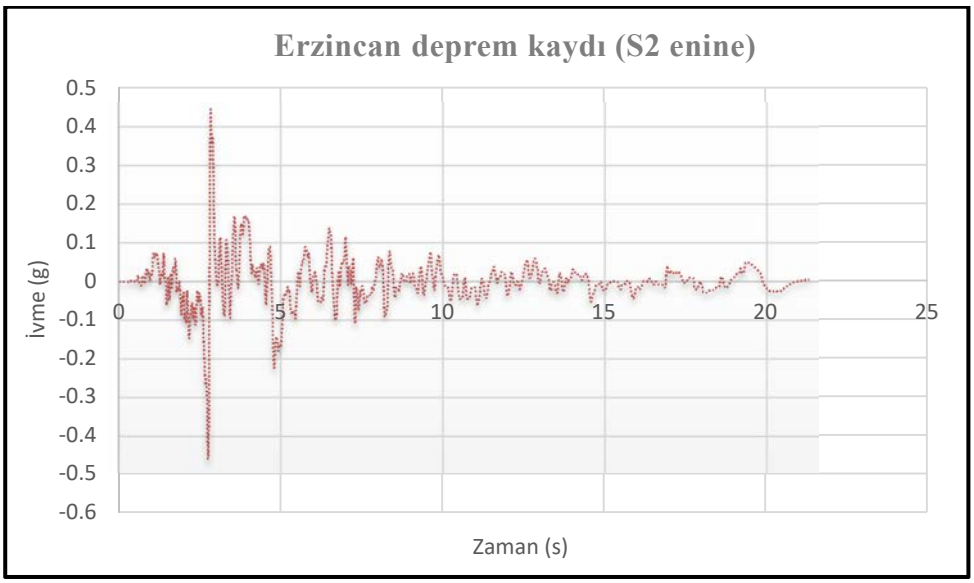
Şekil 5.46 : Erzincan S2 depremi (boyuna) ivme kaydı.

Şekil 5.47'de Erzincan S1 depremi enine ivme kaydı görülmektedir.



Şekil 5.47 : Erzincan S1 depremi (enine) ivme kaydı.

Şekil 5.48'de Erzincan S2 depremi enine ivme kaydı görülmektedir.



Şekil 5.48 : Erzincan S2 depremi (enine) ivme kaydı.

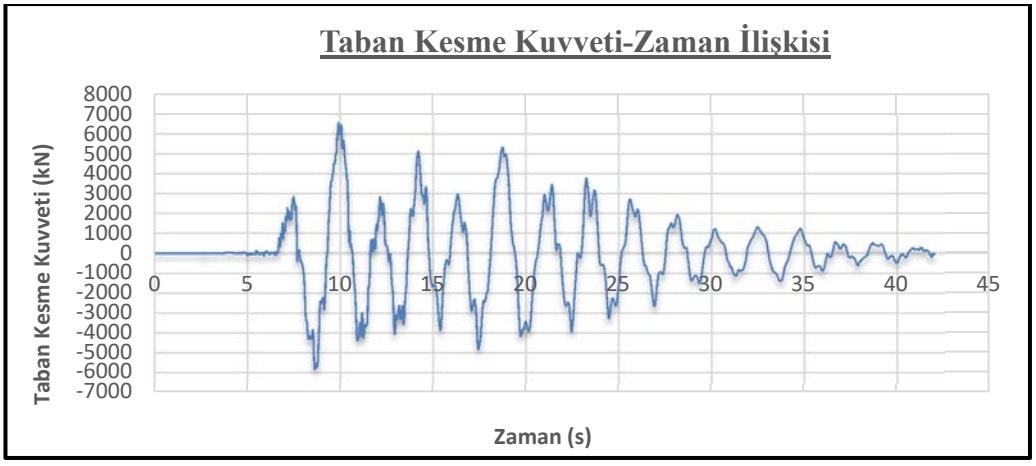
5.4 Mevcut Köprünün Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analizi

Teze konu olan demiryolu köprüsünün, S1 ve S2 depremleri düzeyi için ölçeklenen kayıtlara göre doğrusal olmayan dinamik analizi gerçekleştirilmiştir. Kobe S1 depremi zaman tanım alanında boyuna doğrultuda yapılan analizlerde, ayak alt uçlarında oluşan momentler, itme analizi sonucu elde edilen momentlere göre düşük değerde kalmıştır. Bu durumda ayaklarda plastik mafsal oluşma durumu gerçekleşmemiştir.

Çizelge 5.20 : Kobe S1 depremi köprü boyuna doğrultuda analiz sonuçları.

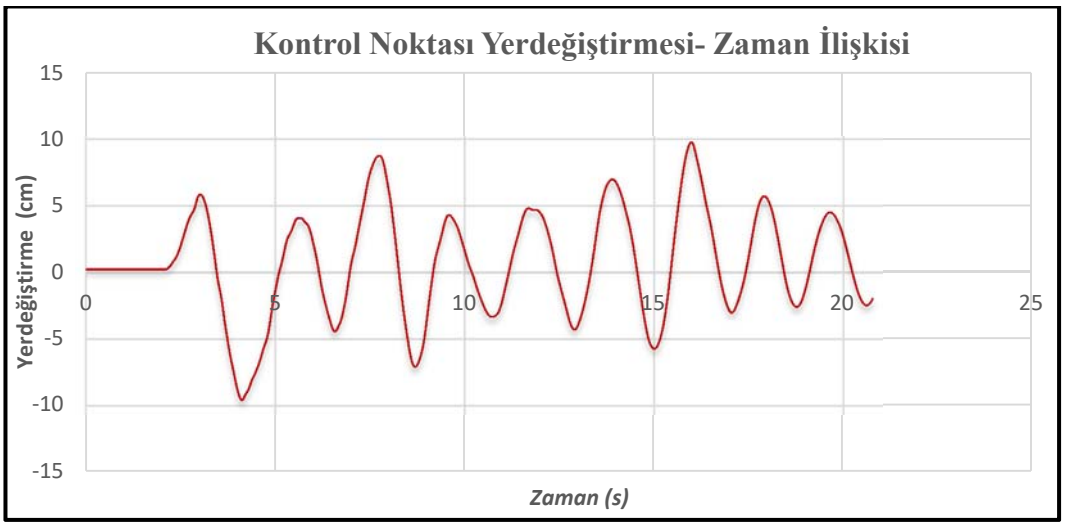
Ayak No	Yükleme	Plastik dönme (rad)	L_p (Plastik Maf.Boyu) (m)	Plastik eğrilik (rad/m)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	KOBE_0	0	3.976	0	39773.1	22975.4	0.000122	0.000116
P2	KOBE_0	0	3.896	0	37646.8	24681.9	0.000129	0.000133

Çizelge 5.20'de görüldüğü üzere ayaklarda oluşan şekildeğiştirmeler elastik sınırlar içerisinde kalmaktadır. Taban kesme kuvveti değerleri de S1 depremi boyuna doğrultuda yapılan itme analizine göre daha düşük değerlerdedir. Kontrol noktası yerdeğiştirmeleri, 10 cm'lik boşluktan küçük olduğu için takoza çarpma durumu oluşmamıştır. Şekil 5.49'da taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi gösterilmiştir.



Şekil 5.49 : Kobe S1 depremi boyuna doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman grafiği.

Şekil 5.50'de kontrol noktası yerdeğiştirme-zaman ilişkisi gösterilmiştir.



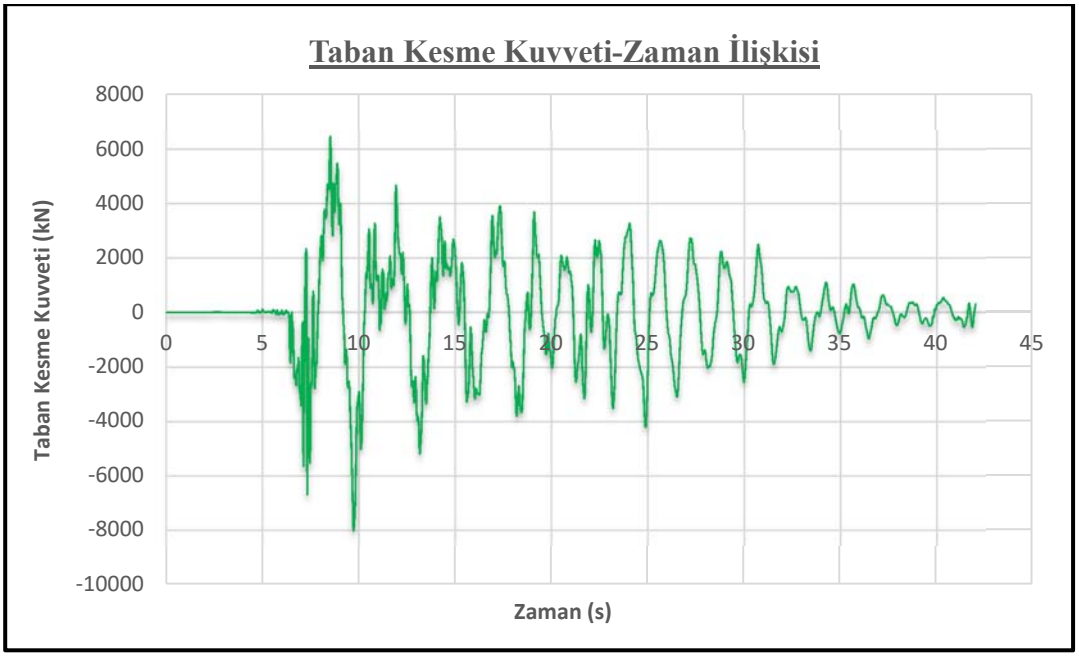
Şekil 5.50 : Kobe S1 depremi boyuna doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi.

Kobe S1 deprem düzeyinde enine doğrultuda yapılan analizlerde oluşan moment değerleri ayaklarda plastik mafsal oluşumuna neden olamamaktadır. Köprü enine doğrultuda da elastik bir davranış göstermektedir. Ancak, S1 depreminde oluşan yerdeğiştirme değerleri itme analizine göre daha yüksek mertebede kaldığı için takoza çarpma durumu oluşmuştur. Bu nedenle moment değerleri ve taban kesme kuvveti S1 depremi itme analizine göre daha fazla çıkmıştır. S1 deprem düzeyinde enine doğrultuda yapılan analiz sonucu elde edilen sonuçlar Çizelge 5.21'de özetlenmiştir.

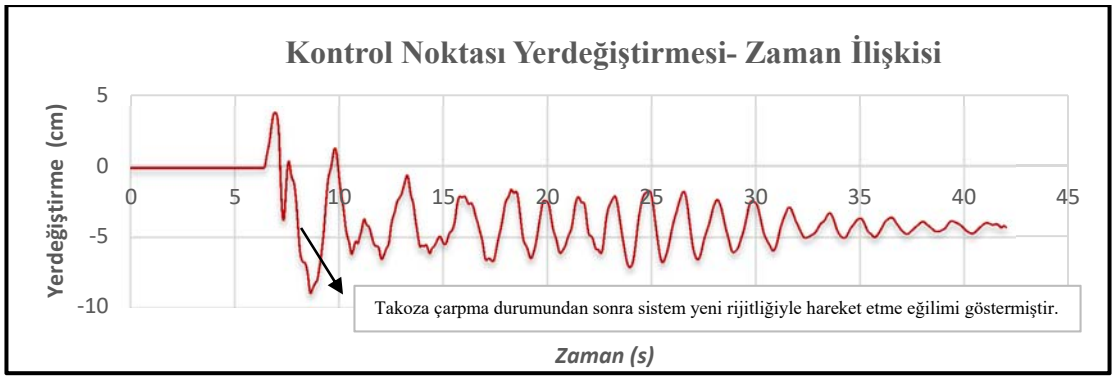
Çizelge 5.21 : Kobe S1 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçları.

Ayak No	Yükleme	Plastik dönme (rad)	Lp (Plastik Maf.Boyu) (m)	Plastik eğrilik (rad/m)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	KOBE_90	0	3.976	0	39707.5	92706.6	0.000200	0.000202
P2	KOBE_90	0	3.896	0	37455.2	75732.5	0.000172	0.000174

Takoza çarpma durumunda, ani rijitlik artışına bağlı olarak taban kesme kuvvetlerinde de yükselme meydana gelmiştir. Yerdeğiştirme değerlerinin kirişler ile enine doğrultuda deprem takozları arasındaki mesafeyi aşması üzerine kirişlerin takozlara dayanması sonucu birlikte hareketleri söz konusu olmuştur. Bu sebeple takozların hasar alma durumu oluşmuştur. Şekil 5.51'de taban kesme kuvveti-zaman ilişkisine yer verilmiştir. Şekil 5.52'de ise kontrol noktasına ait yerdeğiştirme-zaman ilişkisi gösterilmiştir.



Şekil 5.51 : Kobe S1 depremi enine doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.



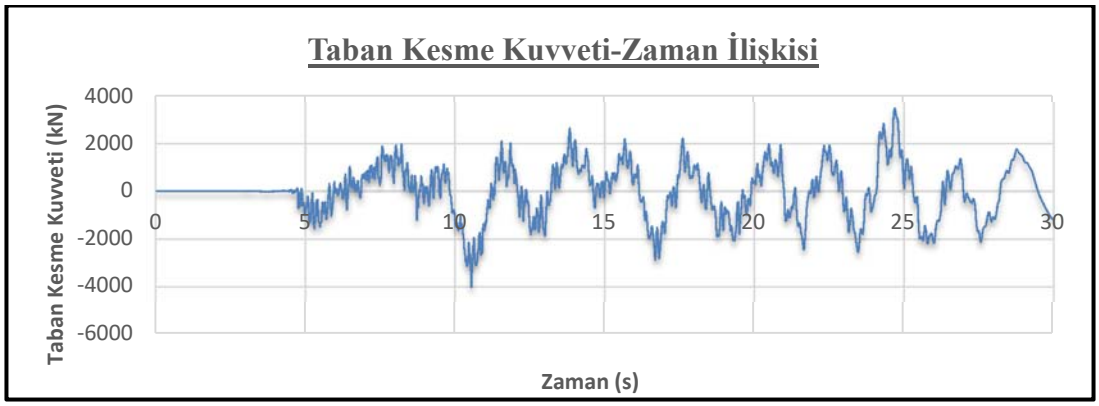
Şekil 5.52 : Kobe S1 depremi enine doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi.

Kocaeli S1 depremi boyuna doğrultuda zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz altında, ayaklarda plastik mafsal oluşma durumu gözlemlenmemiştir. Köprü ayaklarının alt uçlarında oluşan momentler çok düşük değerlerde kaldığı için şekildeğiştirmeler elastik sınırları aşmamaktadır. Bu durumda köprü Kocaeli S1 depreminde de elastik bir davranış göstermiştir. Elde edilen sonuçlar Çizelge 5.22'de özetlenmiştir.

Çizelge 5.22 : Kocaeli S1 depremi köprü boyuna doğrultuda analiz sonuçları.

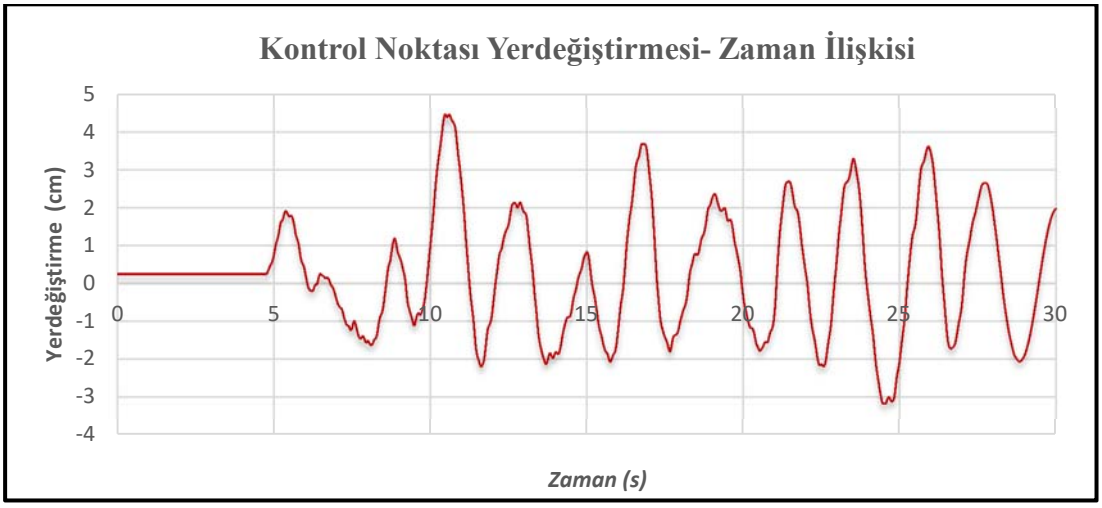
Ayak No	Yükleme	Plastik dönme (rad)	L_p (Plastik Maf.Boyu) (m)	Plastik eğrilik (rad/m)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	KOCAELİ_60	0	3.976	0	39725.7	14125.9	0.000075	0.000071
P2	KOCAELİ_60	0	3.896	0	37412.3	15721.2	0.000082	0.000084

Taban kesme kuvveti değerleri de S1 depremi boyuna doğrultuda yapılan itme analizine göre daha düşük değerlerdedir. Kontrol noktası yerdeğiştirmeleri, 10 cm'lik boşluktan küçük olduğu için takoza çarpma durumu oluşmamıştır. Taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi Şekil 5.53'te görülmektedir.



Şekil 5.53 : Kocaeli S1 depremi boyuna doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.

Şekil 5.54'te kontrol noktasına ait yerdeğiştirme-zaman ilişkisi gösterilmiştir.



Şekil 5.54 : Kocaeli S1 depremi boyuna doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi.

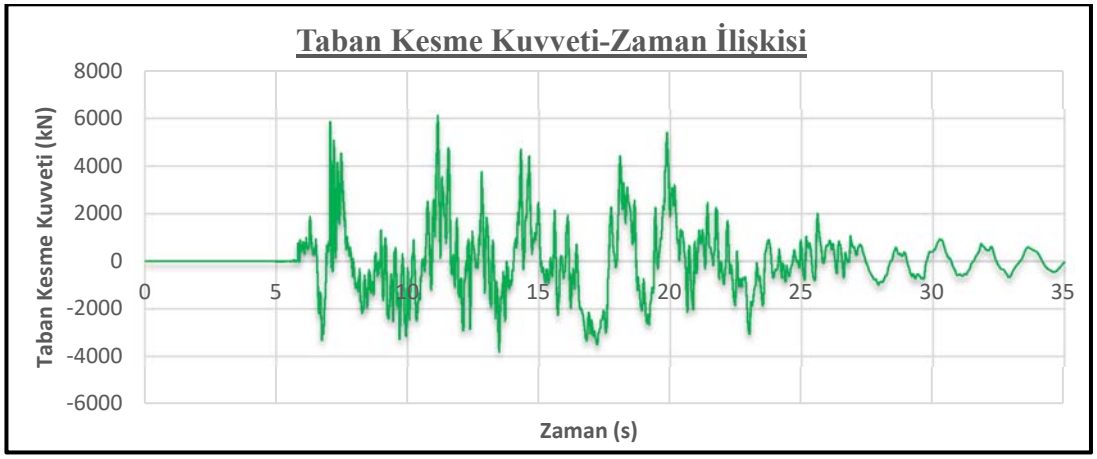
Kocaeli S1 deprem düzeyinde enine doğrultuda yapılan analizlerde oluşan moment değerleri ayaklarda plastik mafsal oluşturma gibi bir duruma neden olamamaktadır. Köprü enine doğrultuda da elastik bir davranış göstermektedir. Ancak, S1 depreminde oluşan yerdeğiştirme değerleri itme analizine göre daha yüksek mertebede kaldığı için takoza çarpma durumu oluşmuştur. Bu nedenle moment değerleri ve taban kesme kuvveti S1 depremi itme analizine göre daha fazla çıkmıştır. Takoza çarpma durumunda kirişlerin deprem takozlarına dayanmasıyla birlikte oluşan yeni rijitliğe bağlı olarak sistem hareketine devam etme eğilimi göstermiştir. Kocaeli S1 deprem kaydının takoza çarpma durumundan sonraki ivmeleri, yeni sistemi hareketsiz durumundaki konumuna getirmek için yeterli olmamıştır. Kocaeli S1 deprem düzeyinde enine doğrultuda yapılan analiz sonuçları Çizelge 5.23'te görülmektedir.

Çizelge 5.23 : Kocaeli S1 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçları.

Ayak No	Yükleme	Plastik dönme (rad)	L_p (Plastik Maf.Boyu) (m)	Plastik eğrilik (rad/m)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	KOCAELİ_150	0	3.976	0	39725.7	77871.1	0.000168	0.000169
P2	KOCAELİ_150	0	3.896	0	37412.3	65567.7	0.000149	0.000150

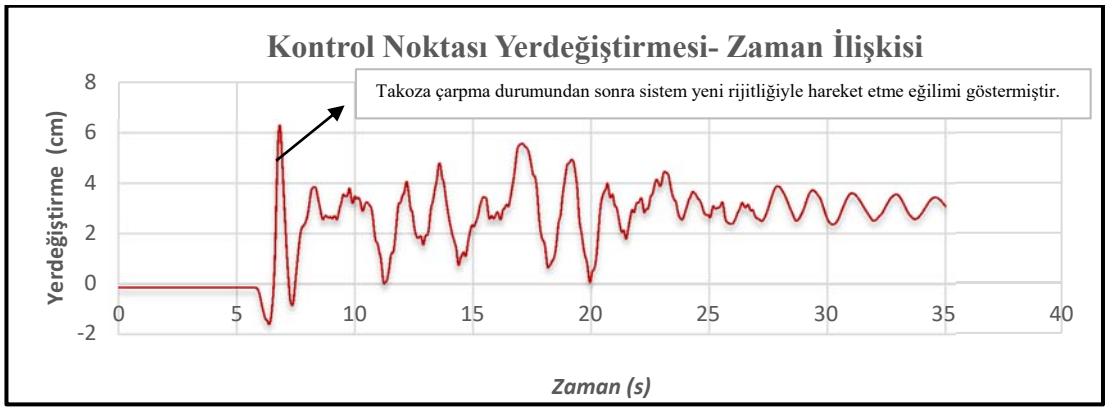
Takoza çarpma durumunda, ani rijitlik artışına bağlı olarak taban kesme kuvvetlerinde de yükselme meydana gelmiştir. Yerdeğiştirme değerlerinin kirişler ile enine doğrultuda deprem takozları arasındaki mesafeyi aşması üzerine kirişlerin takozlara dayanması sonucu birlikte hareketleri söz konusu olmuştur. Bu sebeple takozların hasar alma durumu oluşmuştur.

Şekil 5.55'de taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi gösterilmiştir.



Şekil 5.55 : Kocaeli S1 depremi enine doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.

Şekil 5.56'da kontrol noktasına ait yerdeğiştirme-zaman ilişkisi görülmektedir.



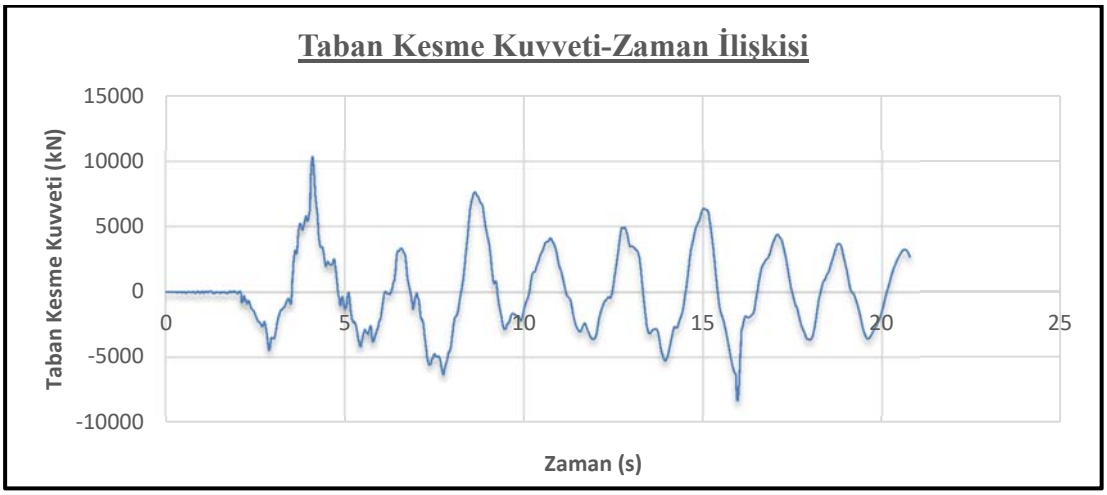
Şekil 5.56 : Kocaeli S1 depremi enine doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi.

Erzincan S1 depremi boyuna doğrultuda zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz altında ayaklarda plastik mafsal oluşmamaktadır. Köprü ayaklarının alt uçlarında oluşan momentler çok düşük değerlerde kaldığı için şekildeğiştirmeler elastik sınırları aşmamaktadır. S1 depremi altında boyuna yapılan itme analiz sonuçlarıyla karşılaştırıldığında, daha güvenli tarafta kaldığı görülmüştür. Elde edilen sonuçlar Çizelge 5.24'te açıklanmıştır.

Çizelge 5.24 : Erzincan S1 depremi köprü boyuna doğrultuda analiz sonuçları.

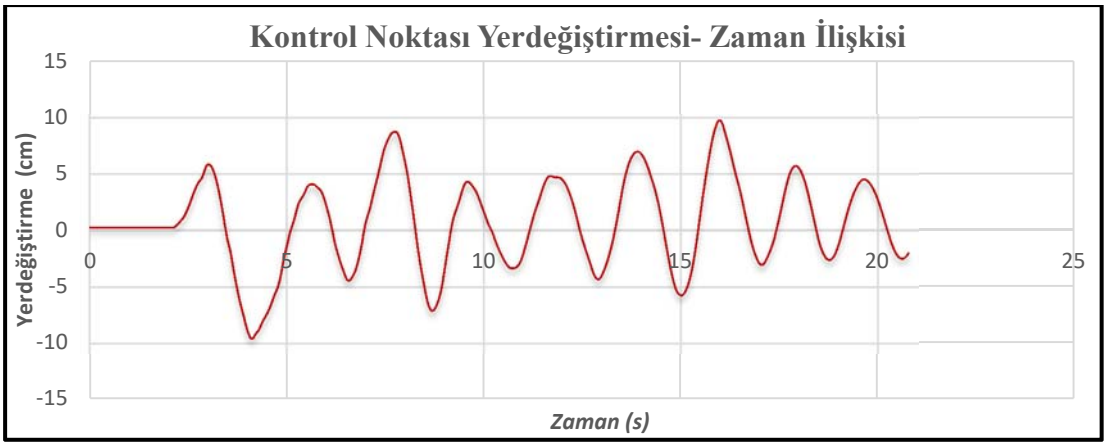
Ayak No	Yükleme	Plastik dönme (rad)	Lp (Plastik Maf.Boyu) (m)	Plastik eğrilik (rad/m)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	ERZINCAN_EW	0	3.976	0	40137.9	26224.8	0.000139	0.000132
P2	ERZINCAN_EW	0	3.896	0	37992.5	28428.7	0.000149	0.000153

Taban kesme kuvveti değerleri de S1 depremi boyuna doğrultuda yapılan itme analizine göre daha düşük değerlerdedir. Kontrol noktası yerdeğiştirmeleri, 10 cm'lik boşluktan küçük olduğu için takoza çarpma durumu oluşmamıştır. Taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi Şekil 5.57'de gösterilmiştir.



Şekil 5.57 : Erzincan S1 depremi boyuna doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.

Şekil 5.58'de kontrol noktası yerdeğiştirmesi-zaman ilişkisi görülmektedir.



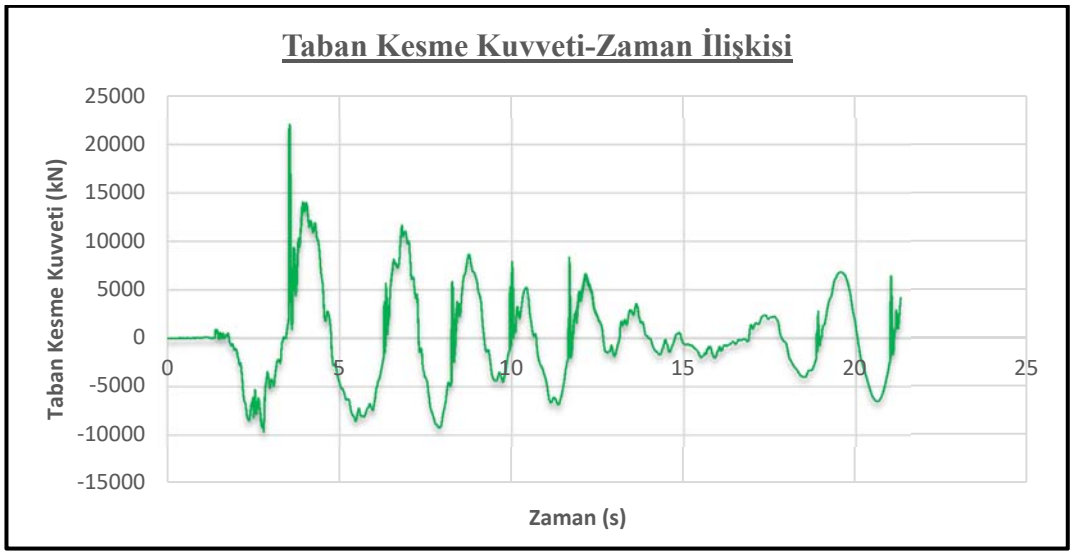
Şekil 5.58 : Erzincan S1 depremi boyuna doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi.

Erzincan S1 deprem düzeyinde enine doğrultuda yapılan analizlerde Kobe ve Kocaeli depremlerinde olduğu gibi oluşan moment değerleri ayaklarda plastik mafsal oluşumuna neden olamamaktadır. Köprü enine doğrultuda da elastik bir davranış göstermektedir. Ancak, S1 depreminde oluşan yerdeğiştirme değerleri itme analizine göre daha yüksek mertebede kaldığı için takoza çarpma durumu oluşmuştur. Bu nedenle moment değerleri ve taban kesme kuvveti S1 depremi itme analizine göre daha fazla çıkmıştır. Analiz sonuçları Çizelge 5.25'de açıklanmıştır.

Çizelge 5.25 : Erzincan S1 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçları.

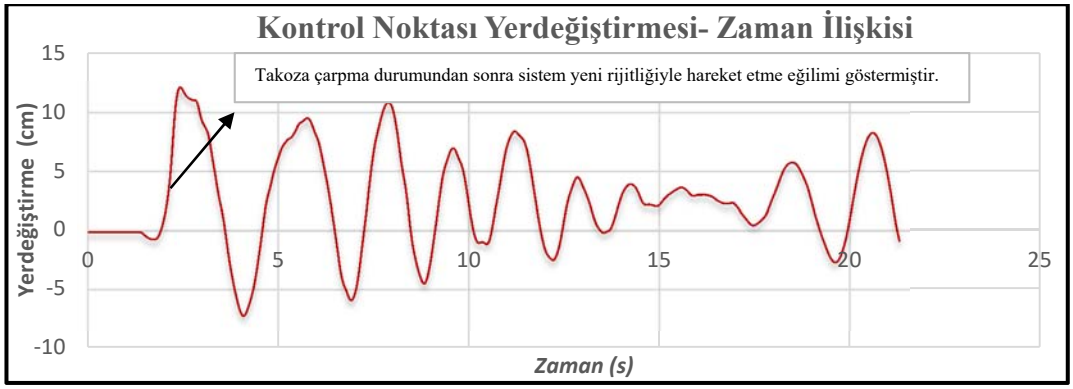
Ayak No	Yükleme	Plastik dönme (rad)	Lp (Plastik Maf.Boyu) (m)	Plastik eğrilik (rad/m)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	**ERZINCAN_NS**	0	3.976	0	39634.1	137099.5	0.000344	0.000348
P2	**ERZINCAN_NS**	0	3.896	0	37706.6	121381.9	0.000276	0.000278

Takoza çarpma durumunda, ani rijitlik artışına bağlı olarak taban kesme kuvvetlerinde de yükselme meydana gelmiştir. Yerdeğiştirme değerlerinin kirişler ile enine doğrultuda deprem takozları arasındaki mesafeyi aşması üzerine kirişlerin takozlara dayanması sonucu birlikte hareketleri söz konusu olmuştur. Bu sebeple takozların hasar alma durumu oluşmuştur. Taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi Şekil 5.59'da görülmektedir.



Şekil 5.59 : Erzincan S1 depremi enine doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.

Şekil 5.60'da kontrol noktasının yerdeğiştirme-zaman ilişkisi gösterilmiştir.



Şekil 5.60 : Erzincan S1 depremi enine doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi.

S2 depremi altında boyuna doğrultuda yapılan zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan analizlerde ayaklarda plastik mafsal oluşmamıştır. Köprü boyuna doğrultuda yapılan analizlerde ayak alt uçlarında oluşan moment değerleri, S2 depremi itme analizinin son adımında oluşan moment değerlerinden daha düşük mertebelerde çıkmıştır. Bu durumda köprünün S2 depremi altında boyuna doğrultuda elastik davranış gösterdiğini söyleyebiliriz. Ancak, köprü boyuna doğrultusunda 10 cm'lik boşluk değerleri aşıldığı için kirişlerin kenarayak alın perdelerine çarpması durumu mevcuttur. Kobe, Kocaeli ve Erzincan kayıtları altında elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir. Çizelge 5.26'da Kobe S2 depremi boyuna doğrultuda analiz sonuçları görülmektedir.

Çizelge 5.26 : Kobe S2 depremi köprü boyuna doğrultuda analiz sonuçları.

Ayak No	Yükleme	Plastik dönme (rad)	Lp (Plastik Maf.Boyu) (m)	Plastik eğrilik (rad/m)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	KOBE_0	0	3.976	0	44489.4	51717.6	0.000274	0.000261
P2	KOBE_0	0	3.896	0	37992.5	55537.3	0.000322	0.000330

Çizelge 5.27'de Kocaeli S2 depremi boyuna doğrultuda analiz sonuçları gösterilmiştir.

Çizelge 5.27 : Kocaeli S2 depremi köprü boyuna doğrultuda analiz sonuçları.

Ayak No	Yükleme	Plastik dönme (rad)	Lp (Plastik Maf.Boyu) (m)	Plastik eğrilik (rad/m)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	KOCAELİ_60	0	3.976	0	44893.3	59882.3	0.000384	0.000368
P2	KOCAELİ_60	0	3.896	0	39527.7	61337.5	0.000430	0.000439

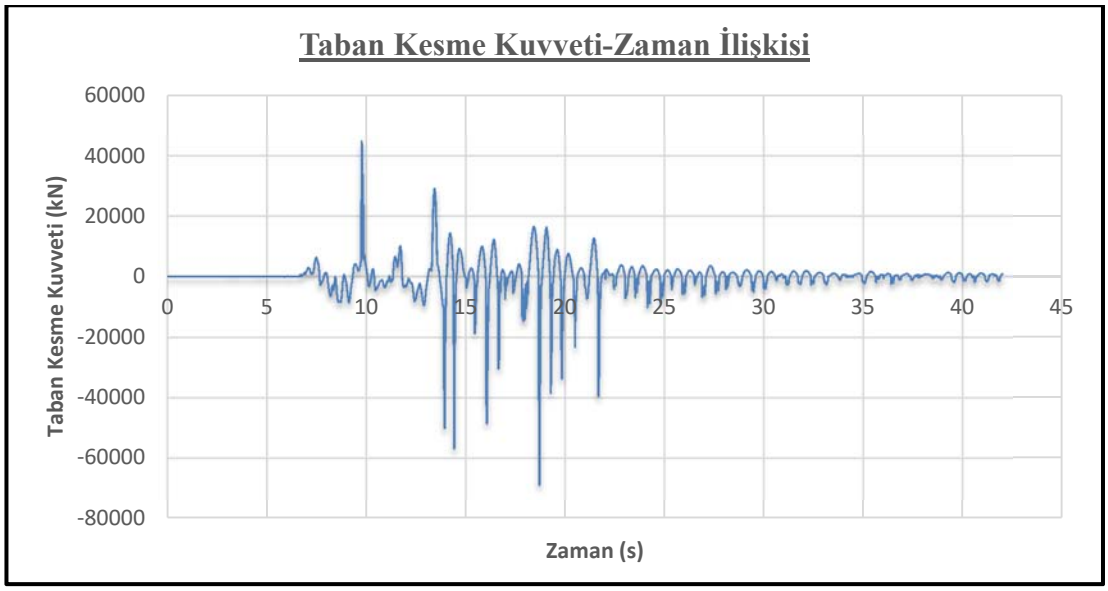
Çizelge 5.28'de Erzincan S2 depremi köprü boyuna doğrultuda analiz sonuçlarına yer verilmiştir.

Çizelge 5.28 : Erzincan S2 depremi köprü boyuna doğrultuda analiz sonuçları.

Ayak No	Yükleme	Plastik dönme (rad)	Lp (Plastik Maf.Boyu) (m)	Plastik eğrilik (rad/m)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	ERZINCAN_EW	0	3.976	0	44594.3	66872.9	0.000519	0.000499
P2	ERZINCAN_EW	0	3.896	0	39257.4	64770.4	0.000493	0.000504

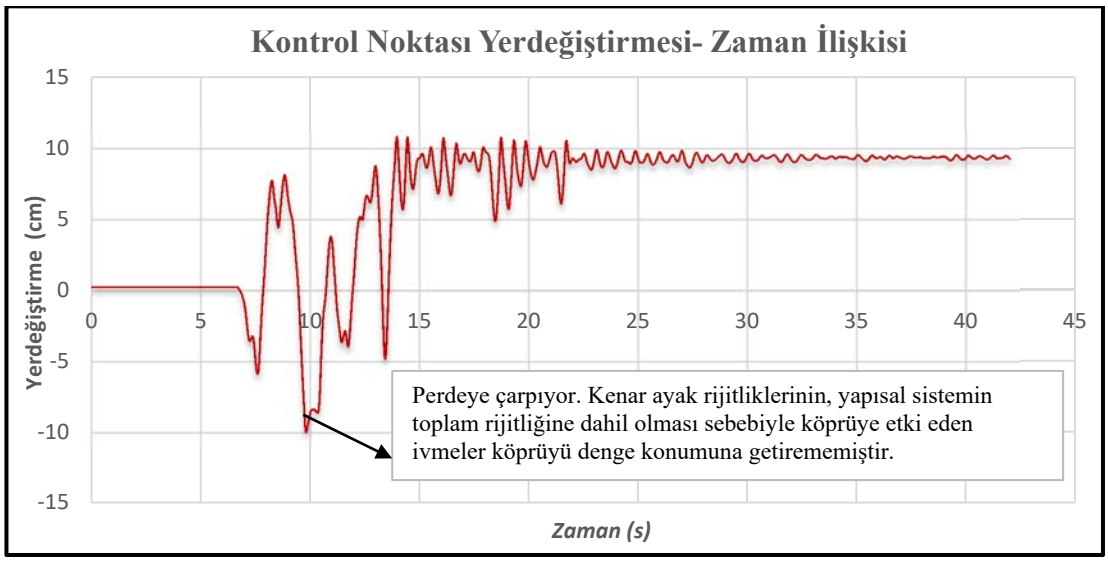
Görüldüğü üzere S2 depremi altında üç kayıt altında da yapılan analizlerde okunan maksimum moment değerlerine karşılık gelen beton ve donatı çeliği birim şekil değiştirmeleri S2 deprem düzeyi için verilen limit değerlerin çok altında kalmıştır. Sonuç olarak, kontrollü hasar düzeyine ait sınır değerler aşılmamaktadır.

Şekil 5.61'de Kobe S2 depremi boyuna doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi gösterilmiştir.



Şekil 5.61 : Kobe S2 depremi boyuna doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.

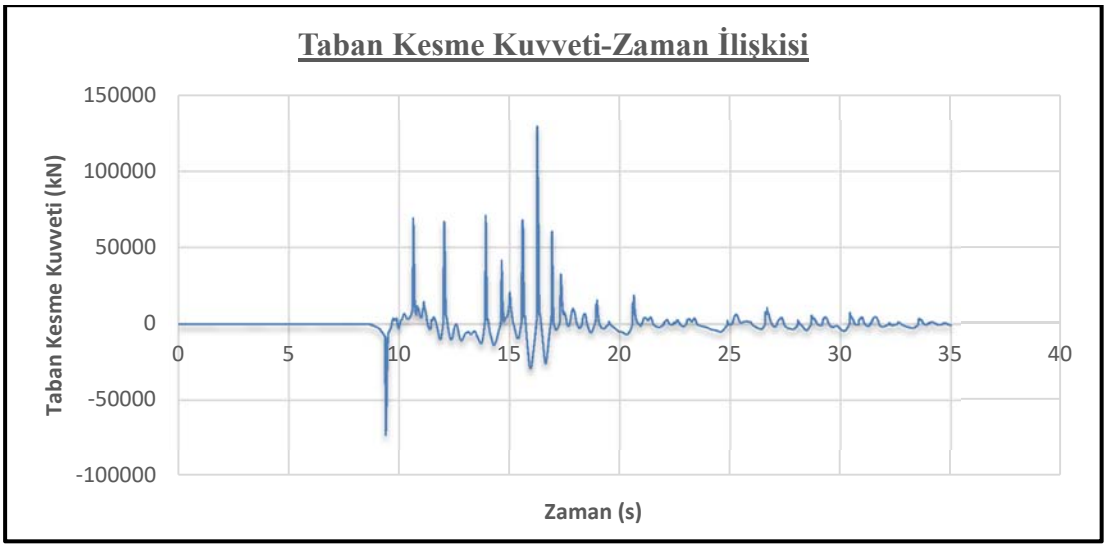
Kobe depremi boyuna doğrultuda S2 depremi altında yapılan analizlerde oluşan maksimum taban kesme kuvveti değerleri, S2 depremi boyuna doğrultuda itme analizi sonucu oluşan değerlerden daha düşük düzeydedir. Kontrol noktasının yerdeğiştirme-zaman grafiği Şekil 5.62'de görülmektedir.



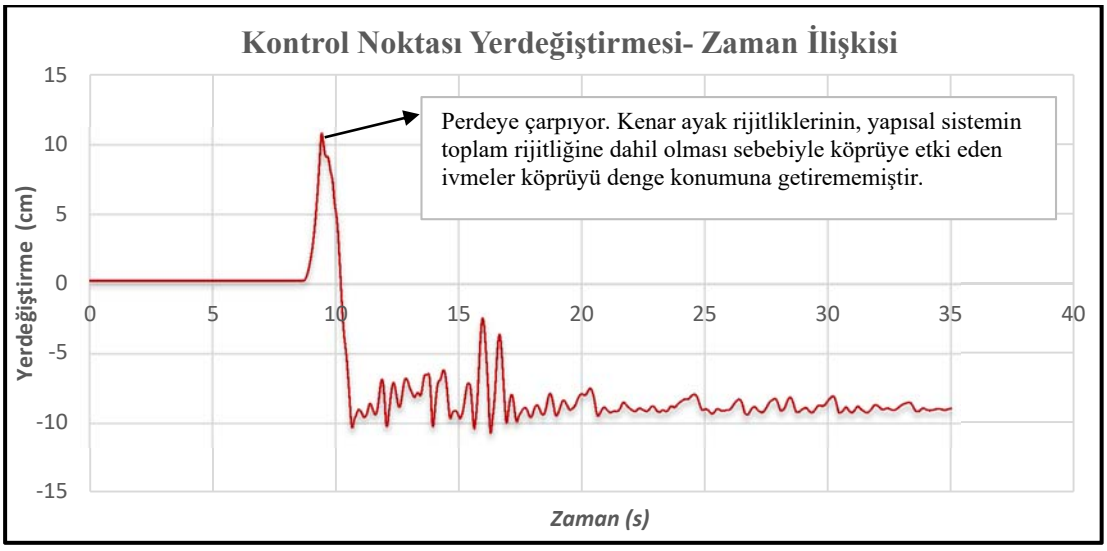
Şekil 5.62 : Kobe S2 depremi boyuna doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi.

Kobe S2 depremi boyuna yapılan analizde, kontrol noktası maksimum yerdeğiştirme değerleri boşluk mesafesini aştığından dolayı, kenarayak alın perdelerine çarpma

durumu oluşmuştur. Kenarayak çok rijit bir davranış gösterdiğinden, sistem bu ataleti yenecek bir davranış gösterememektedir. Kocaeli depremi boyuna doğrultuda S2 depremi altında yapılan analizlerde oluşan maksimum taban kesme kuvveti değerleri, S2 depremi boyuna doğrultuda itme analizi sonucu oluşan değerlerden daha yüksek çıkmıştır. Taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi Şekil 5.63'te açıklanmıştır.



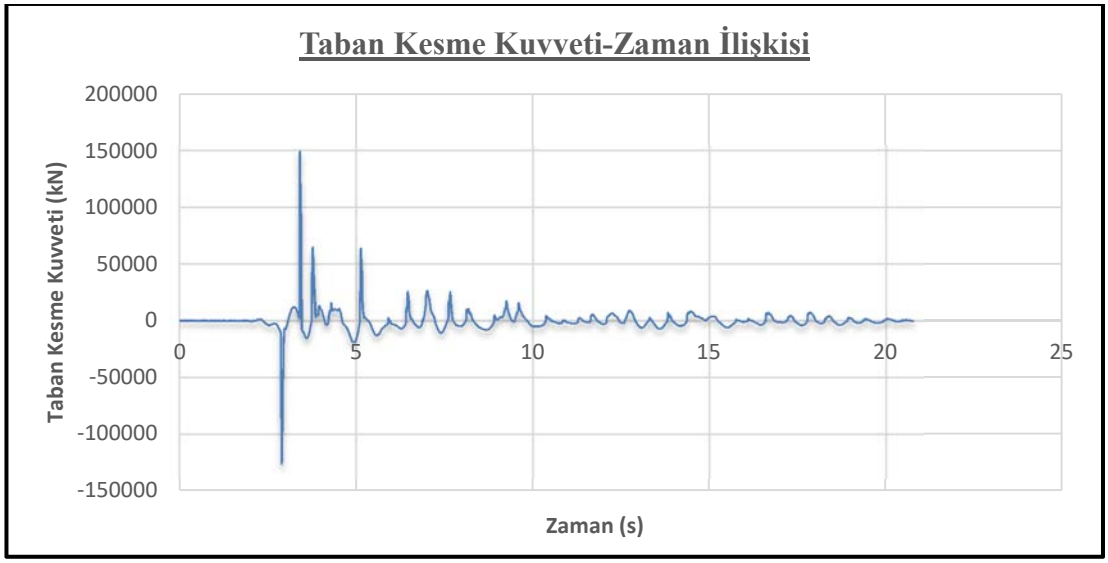
Şekil 5.63 : Kocaeli S2 depremi boyuna doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.



Şekil 5.64 : Kocaeli S2 depremi boyuna doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi.

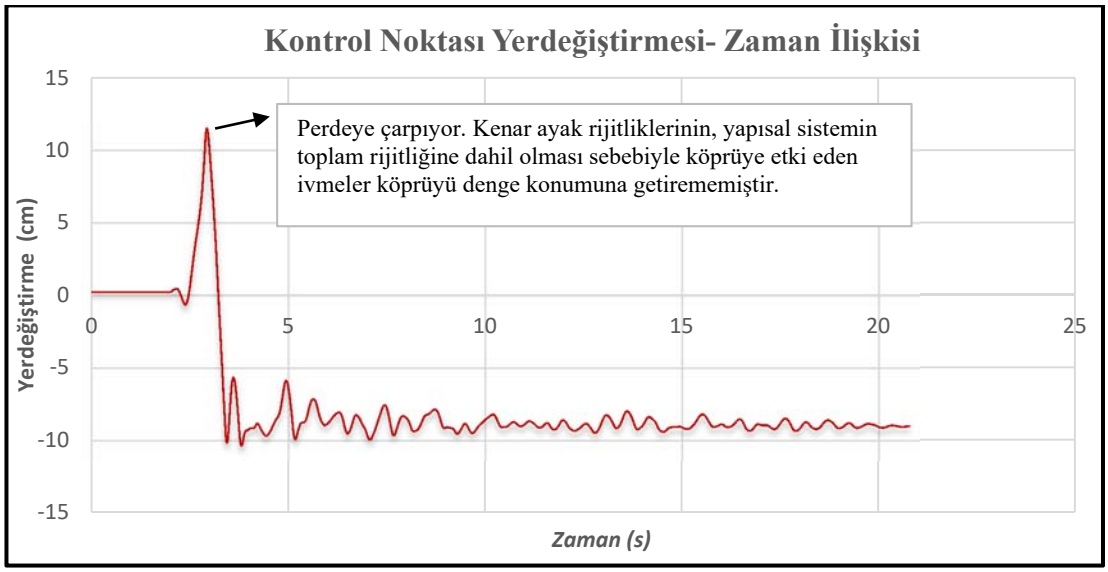
Şekil 5.64'te görüldüğü üzere; Kocaeli S2 depremi boyuna doğrultuda yapılan analizde, kontrol noktası maksimum yerdeğiştirme değerleri boşluk mesafesini aştığından dolayı, kenarayak alın perdelerine çarpma durumu oluşmuştur. Kenarayak çok rijit bir davranış gösterdiğinden, sistem bu ataleti yenecek bir davranış gösterememektedir.

Erzincan depremi boyuna doğrultuda S2 depremi altında yapılan analizlerde oluşan maksimum taban kesme kuvveti değerleri, S2 depremi boyuna doğrultuda itme analizi sonucu oluşan değerlerden daha yüksek çıkmıştır. Taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi Şekil 5.65'te görülmektedir.



Şekil 5.65 : Erzincan S2 depremi boyuna doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.

Şekil 5.66'da kontrol noktası yerdeğiştirmesi-zaman ilişkisi grafiğine yer verilmiştir.



Şekil 5.66 : Erzincan S2 depremi boyuna doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi.

Erzincan S2 depremi boyuna doğrultuda yapılan analizde, kontrol noktası maksimum yerdeğiştirme değerleri boşluk mesafesini aştığından dolayı, kenarayak alın perdelerine çarpma durumu oluşmuştur. Kenarayak çok rijit bir davranış gösterdiğinden, sistem bu ataleti yenecek bir davranış gösterememektedir.

S2 depremi altında enine doğrultuda yapılan zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan analizlerde ayaklarda plastik mafsal oluşmamıştır. Köprü boyuna doğrultusunda yapılan analizlerde ayak alt uçlarında oluşan moment değerlerinin, S2 depremi itme analizinin son adımında oluşan moment değerleriyle yakın mertebede olduğu görülmüştür. Demiryolu köprüsü bu deprem düzeyi için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizde elastik bir davranış göstermiştir. Deprem takozları arasındaki mesafenin aşılmasıyla beraber kirişler, deprem takozlarına dayanmıştır. Ani rijitlik artışı ile beraber, sistem hareketine devam etmiştir. Bu durumda deprem takozlarında hasar oluşması beklenmektedir. Kobe, Kocaeli ve Erzincan kayıtları altında elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir. Çizelge 5.29'da Kobe S2 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçlarına yer verilmiştir.

Çizelge 5.29 : Kobe S2 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçları.

Ayak No	Yükleme	Plastik dönme (rad)	Lp (Plastik Maf.Boyu) (m)	Plastik eğrilik (rad/m)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	**KOBE_90**	0	3.976	0	39185.7	215618.3	0.000942	0.000949
P2	**KOBE_90**	0	3.896	0	37797.7	206870.3	0.000918	0.000925

Çizelge 5.30'da Kocaeli S2 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçları görülmektedir.

Çizelge 5.30 : Kocaeli S2 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçları.

Ayak No	Yükleme	Plastik dönme (rad)	Lp (Plastik Maf.Boyu)	Plastik eğrilik (rad/m)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	**KOCAELİ_150**	0	3.976	0	39293.8	197805.2	0.000793	0.000799
P2	**KOCAELİ_150**	0	3.896	0	37597.3	198624.2	0.000849	0.000855

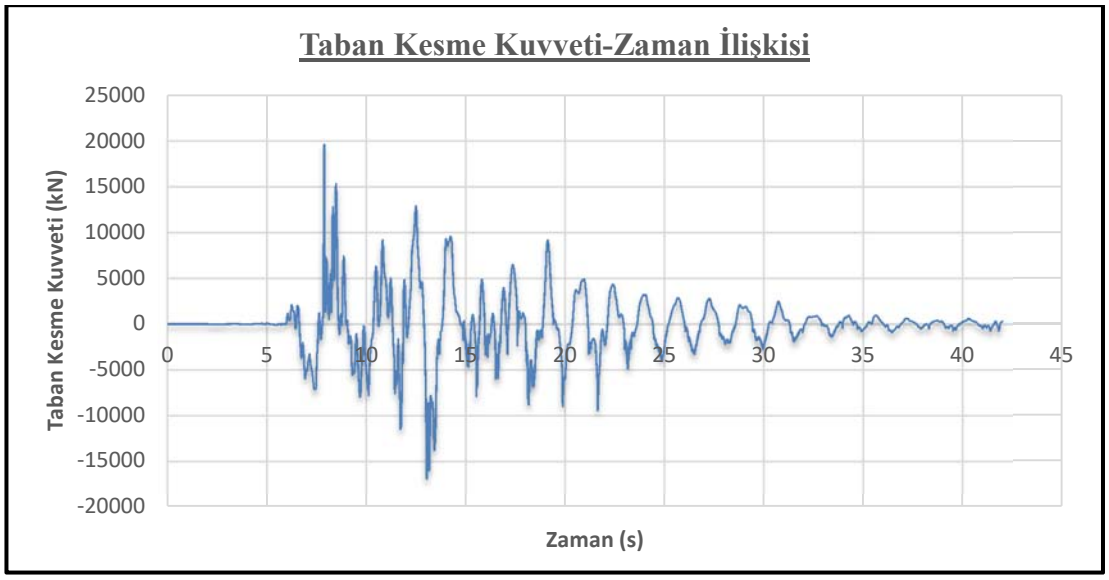
Çizelge 5.31'de Erzincan S2 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçları yer almaktadır.

Çizelge 5.31 : Erzincan S2 depremi köprü enine doğrultuda analiz sonuçları.

Ayak No	Yükleme	Plastik dönme (rad)	Lp (Plastik Maf.Boyu) (m)	Plastik eğrilik (rad/m)	Normal Kuv. (kN)	Moment (kNm)	ε_c	ε_s
P1	**ERZINCAN_NS**	0	3.976	0	39860.5	228817.0	0.001053	0.001060
P2	**ERZINCAN_NS**	0	3.896	0	38040.5	217411.6	0.001006	0.001014

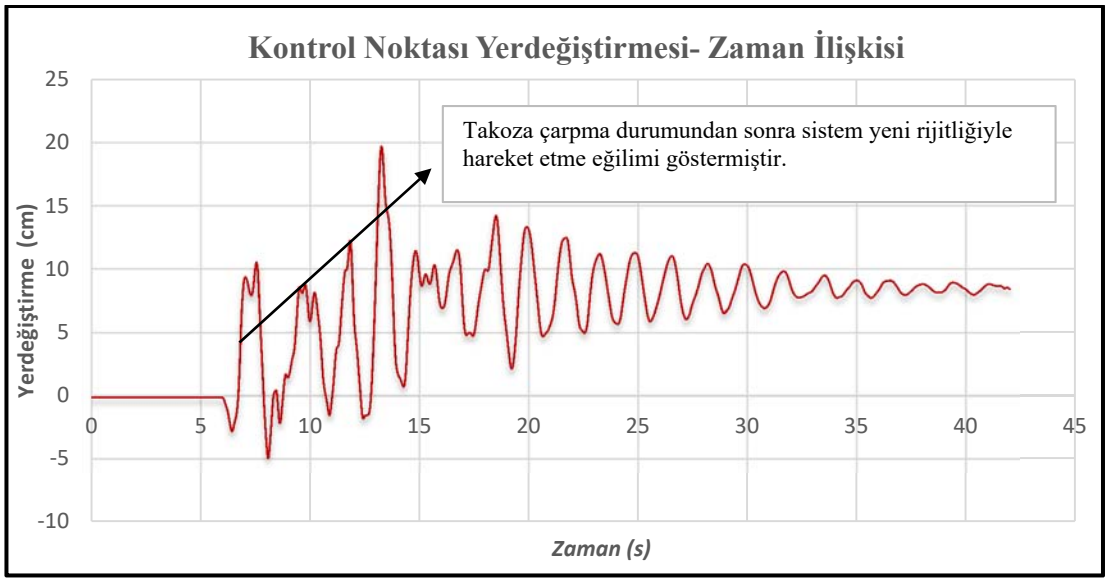
Görüldüğü üzere S2 depremi altında üç kayıt altında da yapılan analizlerde okunan maksimum moment değerlerine karşılık gelen beton ve donatı çeliği birim şekil değiştirmeleri S2 deprem düzeyi için verilen limit değerlerin altında kalmıştır. Sonuç olarak, kontrollü hasar düzeyine ait sınır değerler aşılmamaktadır. S2 deprem

düzeyinde zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizde köprünün elastik bir davranış gösterdiği görülmüştür. Kobe depremi enine doğrultuda S2 depremi altında yapılan analizlerde oluşan maksimum taban kesme kuvveti değerleri, S2 depremi enine doğrultuda itme analizi sonucu oluşan değerlerle orantılı bir davranış göstermiştir. Taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi Şekil 5.67'de görülmektedir.



Şekil 5.67 : Kobe S2 depremi enine doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.

Şekil 5.68'de Kobe S2 depremi enine doğrultuda analiz sonucu oluşan kontrol noktası yerdeğiştirmesi-zaman ilişkisine yer verilmiştir.

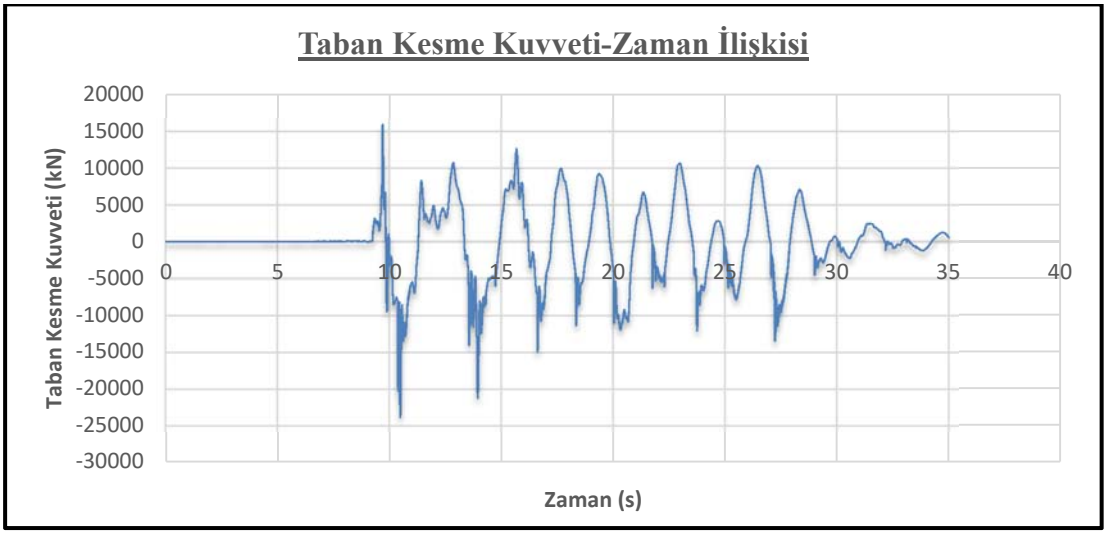


Şekil 5.68 : Kobe S2 depremi enine doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi.

Kobe S2 depremi enine doğrultuda yapılan analizde, kontrol noktası maksimum yerdeğiştirme değerleri boşluk mesafesini aştığından dolayı, kirişler enine doğrultuda

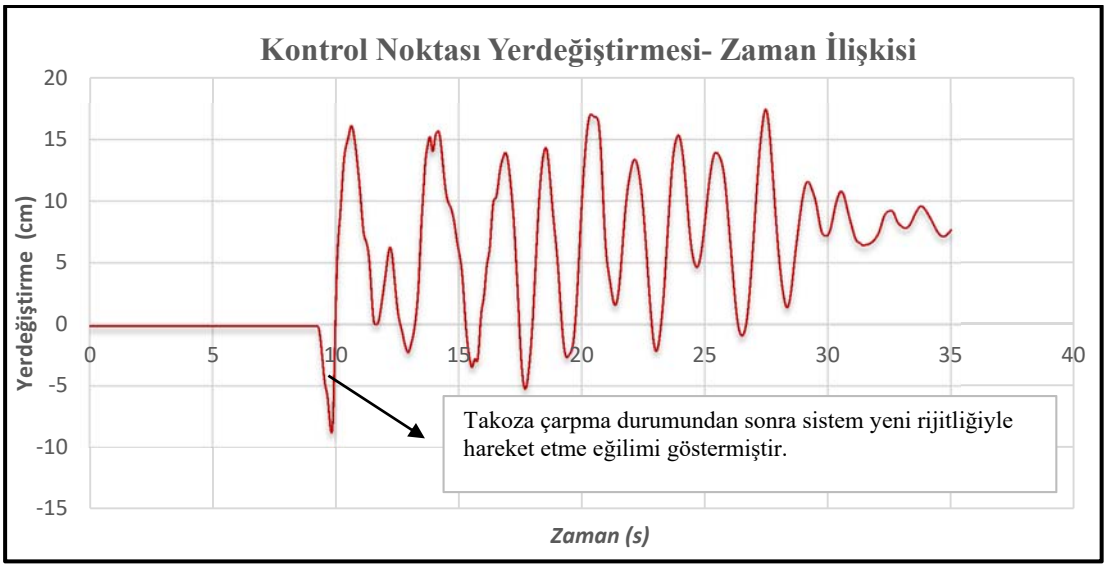
deprem takozlarına çarparak ani rijitlik artışına neden olmuştur. Sistem bu durumda yeni rijitliğiyle hareket etme eğilimi göstermiştir.

Kocaeli depremi enine doğrultuda S2 depremi altında yapılan analizlerde oluşan maksimum taban kesme kuvveti değerleri, S2 depremi enine doğrultuda itme analizi sonucu oluşan değerlerlerden daha yüksek mertebelerde çıkmıştır. Taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi Şekil 5.69'da açıklanmıştır.



Şekil 5.69 : Kocaeli S2 depremi enine doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.

Şekil 5.70'de Kocaeli S2 depremi enine doğrultuda analiz sonucu oluşan kontrol noktası yerdeğiştirmesi-zaman ilişkisine yer verilmiştir.

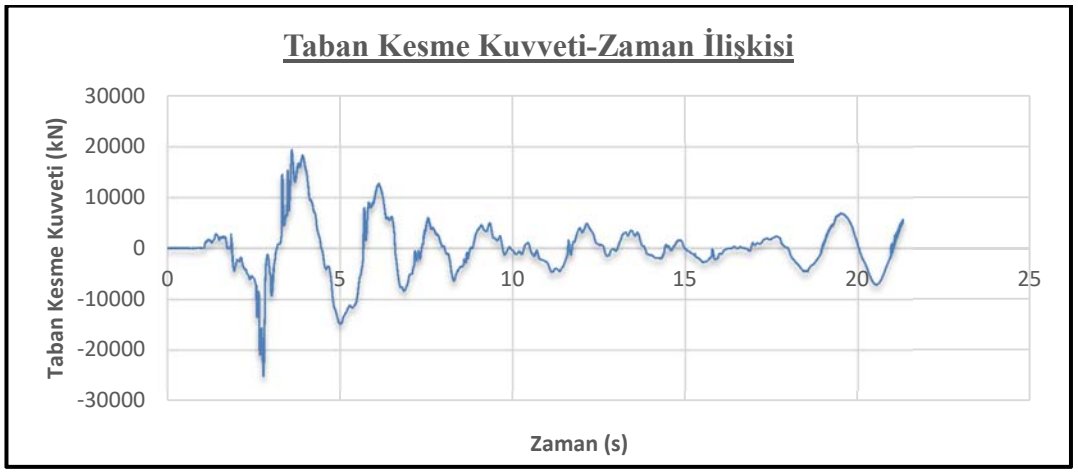


Şekil 5.70 : Kocaeli S2 depremi enine doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi.

Kocaeli S2 depremi enine doğrultuda yapılan analizde, kontrol noktası maksimum yerdeğiştirme değerleri boşluk mesafesini aştığından dolayı, kirişler enine doğrultuda

deprem takozlarına çarparak ani rijitlik artışına neden olmuştur. Sistem bu durumda da Kobe deprem düzeyinde olduğu gibi yeni rijitliğiyle hareket etme eğilimi göstermiştir.

Erzincan depremi enine doğrultuda S2 depremi altında yapılan analizlerde oluşan maksimum taban kesme kuvveti değerleri, S2 depremi enine doğrultuda itme analizi sonucu oluşan değerlerlerden daha yüksek mertebelerde çıkmıştır. Taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi Şekil 5.71'de görülmektedir.



Şekil 5.71 : Erzincan S2 depremi enine doğrultuda taban kesme kuvveti-zaman ilişkisi.

Şekil 5.72'de kontrol noktası yerdeğiştirmesi-zaman ilişkisine yer verilmiştir.



Şekil 5.72 : Erzincan S2 depremi enine doğrultuda yerdeğiştirme-zaman ilişkisi.

Erzincan S2 depremi enine doğrultuda yapılan analizde, kontrol noktası maksimum yerdeğiştirme değerleri boşluk mesafesini aştığından dolayı, kirişler enine doğrultuda deprem takozlarına çarparak ani rijitlik artışına neden olmuştur. Kirişlerin deprem takozlarına dayanmasıyla birlikte, köprü enine doğrultuda hareketine devam etmiştir. Maksimum yerdeğiştirme değeri, S2 depremi itme analizindeki hedef yerdeğiştirme değeriyle çok yakındır.

5.4.1 Elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü

S1 depremi için maksimum elastomer yerdeğiştirmesi için izin verilen sınır $\tan\gamma_m = 1$ olarak belirtilmiştir. Çizelge 5.32'de Kobe S1 depremi boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü gösterilmiştir.

Çizelge 5.32 : Kobe S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	96	3.00	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	96	2.99	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	96	2.99	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	96	2.99	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	95	2.98	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	95	2.98	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	95	2.98	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	95	2.98	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	95	2.98	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	95	2.98	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-11	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-12	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-13	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-14	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-15	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-16	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-17	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-18	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-19	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-20	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ

Kobe S1 depremi boyuna doğrultuda yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlarına göre K1 kenar ayağı elastomer mesnetlerinin kapasitelerinin yetersiz olduğu görülmüştür. P1 ayağının bulunduğu açıklıktaki mesnetlerin boyuna doğrultuda hareketleri kısıtlanmış olduğundan dolayı, çok küçük mertebede yerdeğiştirme yapabilmişlerdir. Çizelge 5.33'e göre, K2 kenar ayağındaki elastomer mesnetlerin kapasiteleri yetersizdir. P2 ayağının bulunduğu açıklıktaki hareketli elastomer mesnetlerin kapasitelerinin yeterli olduğu görülmüştür.

Çizelge 5.33 : Kobe S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	18	0.55	YETERLİ
P2-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	18	0.55	YETERLİ
P2-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	18	0.56	YETERLİ
P2-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	18	0.57	YETERLİ
P2-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	18	0.57	YETERLİ
P2-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	18	0.57	YETERLİ
P2-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	18	0.56	YETERLİ
P2-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	18	0.55	YETERLİ
P2-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	17	0.54	YETERLİ
P2-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	17	0.54	YETERLİ
P2-11	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-12	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-13	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-14	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-15	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-16	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-17	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-18	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-19	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-20	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	0	0.00	YETERLİ
K2-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	89	2.77	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	89	2.77	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	89	2.77	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	89	2.78	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	89	2.78	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	89	2.78	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	89	2.78	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	89	2.78	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	89	2.78	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	89	2.78	YETERSİZ

Çizelge 5.34 : Kobe S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	132	4.14	YETERSİZ
P1-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	132	4.12	YETERSİZ
P1-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	132	4.12	YETERSİZ
P1-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	132	4.13	YETERSİZ
P1-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	133	4.15	YETERSİZ
P1-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	132	4.13	YETERSİZ
P1-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	130	4.07	YETERSİZ
P1-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	129	4.02	YETERSİZ
P1-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	127	3.97	YETERSİZ
P1-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	126	3.93	YETERSİZ
P1-11	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	135	4.23	YETERSİZ
P1-12	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	135	4.21	YETERSİZ
P1-13	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	135	4.22	YETERSİZ
P1-14	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	135	4.23	YETERSİZ
P1-15	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	136	4.26	YETERSİZ
P1-16	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	136	4.24	YETERSİZ
P1-17	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	134	4.18	YETERSİZ
P1-18	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	132	4.12	YETERSİZ
P1-19	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	130	4.07	YETERSİZ
P1-20	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	129	4.03	YETERSİZ

Çizelge 5.34'e göre; Kobe S1 depremi enine doğrultuda yapılan zaman tanım alanında olmayan doğrusal analizde K1 kenarayağında ve P1 ayağında bulunan elastomer mesnetlerin yetersiz olduğu görülmüştür. P1 ayağı elastomer mesnetleri takozlara dayanarak hareketlerine devam etmiştir. Bu durumda, deprem takozlarının hasar alması muhtemeldir.

Çizelge 5.35 : Kobe S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	103	3.21	YETERSİZ
P2-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	103	3.21	YETERSİZ
P2-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	103	3.22	YETERSİZ
P2-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	103	3.22	YETERSİZ
P2-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	103	3.23	YETERSİZ
P2-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	103	3.22	YETERSİZ
P2-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	102	3.19	YETERSİZ
P2-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	101	3.16	YETERSİZ
P2-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	100	3.13	YETERSİZ
P2-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	99	3.11	YETERSİZ
P2-11	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	104	3.25	YETERSİZ
P2-12	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	104	3.24	YETERSİZ
P2-13	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	104	3.24	YETERSİZ
P2-14	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	104	3.25	YETERSİZ
P2-15	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	105	3.27	YETERSİZ
P2-16	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	104	3.25	YETERSİZ
P2-17	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	102	3.20	YETERSİZ
P2-18	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	101	3.17	YETERSİZ
P2-19	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	100	3.13	YETERSİZ
P2-20	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	99	3.11	YETERSİZ
K2-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S1	55	1.72	YETERSİZ

Çizelge 5.35'de görüldüğü üzere; K2 kenarayağı ve P2 ayağının bulunduğu açıklıkta bulunan elastomer mesnet kapasitelerinin yetersiz olduğu görülmüştür. P2 ayağı elastomer mesnetleri takozlara dayanarak hareketlerine devam etmiştir. Bu durumda, deprem takozlarının hasar alması muhtemeldir.

Çizelge 5.36 : Kocaeli S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	41	1.30	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	42	1.30	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	42	1.30	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	42	1.31	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	42	1.31	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	42	1.31	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	42	1.31	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	42	1.31	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	42	1.31	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	42	1.31	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-11	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-12	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-13	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-14	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-15	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-16	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-17	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-18	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-19	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-20	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ

Çizelge 5.36'da görüldüğü üzere; Kocaeli S1 depremi boyuna doğrultuda yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlarına göre K1 kenar ayağı elastomer mesnetlerinin kapasitelerinin yetersiz olduğu görülmüştür. P1 ayağının bulunduğu açıklıktaki mesnetlerin boyuna doğrultuda hareketleri kısıtlanmış olduğundan dolayı, çok küçük mertebede yerdeğiştirme yapabilmişlerdir.

Çizelge 5.37 : Kocaeli S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	17	0.54	YETERLİ
P2-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	17	0.54	YETERLİ
P2-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	18	0.55	YETERLİ
P2-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	18	0.56	YETERLİ
P2-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	18	0.56	YETERLİ
P2-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	18	0.56	YETERLİ
P2-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	18	0.55	YETERLİ
P2-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	17	0.54	YETERLİ
P2-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	17	0.53	YETERLİ
P2-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	17	0.53	YETERLİ
P2-11	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-12	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-13	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-14	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-15	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-16	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-17	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-18	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-19	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-20	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	0	0.00	YETERLİ
K2-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	48	1.51	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	48	1.50	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	48	1.50	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	48	1.50	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	48	1.49	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	48	1.49	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	48	1.49	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	48	1.49	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	48	1.49	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	48	1.49	YETERSİZ

Çizelge 5.37'ye göre; K2 kenar ayağındaki elastomer mesnetlerin kapasiteleri yetersizdir. P2 ayağının bulunduğu açıklıktaki hareketli elastomer mesnetlerin kapasitelerinin yeterli olduğu görülmüştür.

Çizelge 5.38 : Kocaeli S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	116	3.61	YETERSİZ
P1-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	117	3.65	YETERSİZ
P1-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	118	3.70	YETERSİZ
P1-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	120	3.74	YETERSİZ
P1-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	121	3.79	YETERSİZ
P1-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	122	3.81	YETERSİZ
P1-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	121	3.78	YETERSİZ
P1-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	120	3.76	YETERSİZ
P1-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	120	3.76	YETERSİZ
P1-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	120	3.76	YETERSİZ
P1-11	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	117	3.66	YETERSİZ
P1-12	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	119	3.71	YETERSİZ
P1-13	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	120	3.76	YETERSİZ
P1-14	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	122	3.80	YETERSİZ
P1-15	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	124	3.86	YETERSİZ
P1-16	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	124	3.87	YETERSİZ
P1-17	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	123	3.84	YETERSİZ
P1-18	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	122	3.83	YETERSİZ
P1-19	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	122	3.82	YETERSİZ
P1-20	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	123	3.84	YETERSİZ

Çizelge 5.38'de görüldüğü üzere; Kocaeli S1 depremi enine doğrultuda yapılan zaman tanım alanında olmayan doğrusal analizde K1 kenar ayağında ve P1 ayağında bulunan elastomer mesnetlerin yetersiz olduğu görülmüştür. P1 ayağı elastomer mesnetleri takozlara dayanarak hareketlerine devam etmiştir. Bu durumda, deprem takozlarının hasar alması muhtemeldir.

Çizelge 5.39 : Kocaeli S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	97	3.04	YETERSİZ
P2-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	98	3.06	YETERSİZ
P2-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	99	3.09	YETERSİZ
P2-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	100	3.11	YETERSİZ
P2-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	100	3.14	YETERSİZ
P2-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	101	3.14	YETERSİZ
P2-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	100	3.12	YETERSİZ
P2-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	99	3.10	YETERSİZ
P2-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	99	3.09	YETERSİZ
P2-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	98	3.07	YETERSİZ
P2-11	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	93	2.89	YETERSİZ
P2-12	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	93	2.92	YETERSİZ
P2-13	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	94	2.95	YETERSİZ
P2-14	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	95	2.98	YETERSİZ
P2-15	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	97	3.02	YETERSİZ
P2-16	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	97	3.03	YETERSİZ
P2-17	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	96	3.01	YETERSİZ
P2-18	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	96	2.99	YETERSİZ
P2-19	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	96	2.99	YETERSİZ
P2-20	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	96	2.99	YETERSİZ
K2-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S1	55	1.72	YETERSİZ

Çizelge 5.39'da görüldüğü üzere; K2 kenar ayağı ve P2 ayağının bulunduğu açıklıkta bulunan elastomer mesnet kapasitelerinin yetersiz olduğu görülmüştür. P2 ayağı elastomer mesnetleri takozlara dayanarak hareketlerine devam etmiştir. Bu durumda, deprem takozlarının hasar alması muhtemeldir.

Çizelge 5.40 : Erzincan S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	97	3.03	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	97	3.03	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	97	3.04	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	97	3.04	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	97	3.04	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	97	3.05	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	98	3.05	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	98	3.05	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	98	3.05	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	98	3.05	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-11	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-12	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-13	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-14	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-15	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-16	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-17	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-18	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-19	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P1-20	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ

Çizelge 5.40'a göre; Erzincan S1 depremi boyuna doğrultuda yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlarına göre K1 kenar ayağı elastomer mesnetlerinin kapasitelerinin yetersiz olduğu görülmüştür. P1 ayağının bulunduğu açıklıktaki mesnetlerin boyuna doğrultuda hareketleri kısıtlanmış olduğundan dolayı, çok küçük mertebede yerdeğiştirme yapabilmişlerdir.

Çizelge 5.41 : Erzincan S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	18	0.58	YETERLİ
P2-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	19	0.58	YETERLİ
P2-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	19	0.59	YETERLİ
P2-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	19	0.59	YETERLİ
P2-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	19	0.60	YETERLİ
P2-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	19	0.60	YETERLİ
P2-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	19	0.59	YETERLİ
P2-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	19	0.58	YETERLİ
P2-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	18	0.57	YETERLİ
P2-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	18	0.57	YETERLİ
P2-11	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-12	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-13	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-14	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-15	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-16	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-17	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-18	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-19	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
P2-20	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	0	0.00	YETERLİ
K2-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	99	3.09	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	99	3.09	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	99	3.10	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	99	3.10	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	99	3.10	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	99	3.11	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	99	3.11	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	99	3.11	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	99	3.11	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	99	3.11	YETERSİZ

Çizelge 5.41'e göre; K2 kenar ayağındaki elastomer mesnetlerin kapasiteleri yetersizdir. P2 ayağının bulunduğu açıklıktaki hareketli elastomer mesnetlerin kapasitelerinin yeterli olduğu görülmüştür.

Çizelge 5.42 : Erzincan S1 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	111	3.47	YETERSİZ
P1-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	113	3.52	YETERSİZ
P1-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	114	3.56	YETERSİZ
P1-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	116	3.61	YETERSİZ
P1-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	117	3.67	YETERSİZ
P1-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	118	3.70	YETERSİZ
P1-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	118	3.69	YETERSİZ
P1-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	118	3.69	YETERSİZ
P1-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	119	3.70	YETERSİZ
P1-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	120	3.74	YETERSİZ
P1-11	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	120	3.75	YETERSİZ
P1-12	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	122	3.80	YETERSİZ
P1-13	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	123	3.85	YETERSİZ
P1-14	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	125	3.90	YETERSİZ
P1-15	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	127	3.96	YETERSİZ
P1-16	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	127	3.97	YETERSİZ
P1-17	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	126	3.93	YETERSİZ
P1-18	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	126	3.92	YETERSİZ
P1-19	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	126	3.93	YETERSİZ
P1-20	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	127	3.96	YETERSİZ

Çizelge 5.42'de görüldüğü üzere; Erzincan S1 depremi enine doğrultuda yapılan zaman tanım alanında olmayan doğrusal analizde K1 kenar ayağında ve P1 ayağında bulunan elastomer mesnetlerin yetersiz olduğu görülmüştür. P1 ayağı elastomer mesnetleri takozlara dayanarak hareketlerine devam etmiştir. Bu durumda, deprem takozlarının hasar alması muhtemeldir.

Çizelge 5.43 : Erzincan S1 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	116	3.61	YETERSİZ
P2-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	117	3.66	YETERSİZ
P2-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	118	3.70	YETERSİZ
P2-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	120	3.74	YETERSİZ
P2-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	121	3.78	YETERSİZ
P2-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	121	3.79	YETERSİZ
P2-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	121	3.77	YETERSİZ
P2-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	120	3.75	YETERSİZ
P2-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	120	3.75	YETERSİZ
P2-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	120	3.76	YETERSİZ
P2-11	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	96	3.01	YETERSİZ
P2-12	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	97	3.04	YETERSİZ
P2-13	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	98	3.07	YETERSİZ
P2-14	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	99	3.10	YETERSİZ
P2-15	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	101	3.14	YETERSİZ
P2-16	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	101	3.16	YETERSİZ
P2-17	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	101	3.15	YETERSİZ
P2-18	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	100	3.14	YETERSİZ
P2-19	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	101	3.15	YETERSİZ
P2-20	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	102	3.18	YETERSİZ
K2-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S1	55	1.72	YETERSİZ

Çizelge 5.43'te açıklandığı üzere; K2 kenar ayağı ve P2 ayağının bulunduğu açıklıkta bulunan elastomer mesnet kapasitelerinin yetersiz olduğu görülmüştür. P2 ayağı elastomer mesnetleri takozlara dayanarak hareketlerine devam etmiştir. Bu durumda, deprem takozlarının hasar alması muhtemeldir.

S2 depremi için maksimum elastomer yerdeğiştirmesi için izin verilen sınır $\tan\gamma_m$ =2.5 olarak belirtilmiştir. Çizelge 5.44'de Kobe S2 depremi boyuna doğrultudaki elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü yapılmıştır.

Çizelge 5.44 : Kobe S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-11	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-12	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-13	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-14	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-15	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-16	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-17	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-18	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-19	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-20	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ

Kobe S2 depremi boyuna doğrultuda yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlarına göre K1 kenar ayağı elastomer mesnetlerinin kapasitelerinin yetersiz olduğu görülmüştür. Kirişler ile kenar ayak arasındaki mesafenin kapanmasıyla, kenar ayaklarda yük almaya başlamıştır. P1 ayağının bulunduğu açıklıktaki mesnetlerin boyuna doğrultuda hareketleri kısıtlanmış olduğundan dolayı, çok küçük mertebede yerdeğiştirme yapabilmişlerdir.

Çizelge 5.45 : Kobe S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	26	0.81	YETERLİ
P2-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	26	0.81	YETERLİ
P2-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	26	0.81	YETERLİ
P2-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	26	0.81	YETERLİ
P2-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	26	0.82	YETERLİ
P2-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	26	0.81	YETERLİ
P2-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	26	0.80	YETERLİ
P2-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	25	0.79	YETERLİ
P2-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	25	0.79	YETERLİ
P2-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	25	0.78	YETERLİ
P2-11	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-12	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-13	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-14	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-15	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-16	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-17	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-18	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-19	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-20	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	0	0.00	YETERLİ
K2-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	100	3.13	YETERSİZ

Çizelge 5.45'e göre; K2 kenar ayağındaki elastomer mesnetlerin kapasiteleri yetersizdir. P2 ayağının bulunduğu açıklıktaki hareketli elastomer mesnetlerin kapastilerinin yeterli olduğu görülmüştür. Kirişler ile kenar ayak arasındaki mesafenin kapanmasıyla, kenar ayaklarda yük almaya başlamıştır.

Çizelge 5.46'da Kobe S2 depremi enine doğrultuda analiz sonucu oluşan elastomer mesnet deformasyonları görülmektedir.

Çizelge 5.46 : Kobe S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	115	3.58	YETERSİZ
P1-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	116	3.62	YETERSİZ
P1-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	117	3.67	YETERSİZ
P1-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	119	3.71	YETERSİZ
P1-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	121	3.77	YETERSİZ
P1-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	121	3.79	YETERSİZ
P1-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	121	3.77	YETERSİZ
P1-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	121	3.78	YETERSİZ
P1-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	122	3.81	YETERSİZ
P1-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	123	3.86	YETERSİZ
P1-11	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	125	3.92	YETERSİZ
P1-12	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	127	3.97	YETERSİZ
P1-13	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	129	4.03	YETERSİZ
P1-14	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	131	4.08	YETERSİZ
P1-15	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	133	4.14	YETERSİZ
P1-16	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	133	4.15	YETERSİZ
P1-17	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	132	4.11	YETERSİZ
P1-18	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	131	4.09	YETERSİZ
P1-19	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	130	4.08	YETERSİZ
P1-20	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	130	4.08	YETERSİZ

Kobe S2 depremi enine doğrultuda yapılan zaman tanım alanında olmayan doğrusal analizde K1 kenar ayağında ve P1 ayağında bulunan elastomer mesnetlerin yetersiz olduğu görülmüştür. P1 ayağı elastomer mesnetleri takozlara dayanarak hareketlerine devam etmiştir. Bu durumda, deprem takozlarının hasar alması muhtemeldir.

Çizelge 5.47 : Kobe S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	112	3.51	YETERSİZ
P2-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	114	3.55	YETERSİZ
P2-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	115	3.59	YETERSİZ
P2-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	116	3.62	YETERSİZ
P2-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	117	3.65	YETERSİZ
P2-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	117	3.66	YETERSİZ
P2-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	116	3.63	YETERSİZ
P2-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	115	3.61	YETERSİZ
P2-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	115	3.59	YETERSİZ
P2-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	116	3.61	YETERSİZ
P2-11	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	116	3.61	YETERSİZ
P2-12	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	116	3.62	YETERSİZ
P2-13	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	116	3.64	YETERSİZ
P2-14	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	117	3.66	YETERSİZ
P2-15	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	118	3.69	YETERSİZ
P2-16	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	118	3.68	YETERSİZ
P2-17	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	116	3.63	YETERSİZ
P2-18	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	115	3.60	YETERSİZ
P2-19	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	114	3.57	YETERSİZ
P2-20	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	113	3.54	YETERSİZ
K2-1	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	KOBE_S2	55	1.72	YETERSİZ

Çizelge 5.47'de görüldüğü üzere; K2 kenar ayağı ve P2 ayağının bulunduğu açıklıkta bulunan elastomer mesnet kapasitelerinin yetersiz olduğu görülmüştür. P2 ayağı elastomer mesnetleri takozlara dayanarak hareketlerine devam etmiştir. Bu durumda, deprem takozlarının hasar alması muhtemeldir.

Çizelge 5.48'de Kocaeli S2 depremi boyuna doğrultuda analiz sonucu oluşan elastomer mesnet deformasyonları görülmektedir.

Çizelge 5.48 : Kocaeli S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-11	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-12	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-13	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-14	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-15	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-16	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-17	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-18	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-19	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-20	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ

Kocaeli S2 depremi boyuna doğrultuda yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlarına göre; K1 kenar ayağı elastomer mesnetlerinin kapasitelerinin yetersiz olduğu görülmüştür. Kirişler ile kenar ayak arasındaki mesafenin kapanmasıyla, kenar ayaklarda yük almaya başlamıştır. P1 ayağının bulunduğu açıklıktaki mesnetlerin boyuna doğrultuda hareketleri kısıtlanmış olduğundan dolayı, çok küçük mertebede yerdeğiştirme yapabilmişlerdir.

Çizelge 5.49 : Kocaeli S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	25	0.78	YETERLİ
P2-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	25	0.78	YETERLİ
P2-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	25	0.79	YETERLİ
P2-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	25	0.79	YETERLİ
P2-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	26	0.80	YETERLİ
P2-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	25	0.80	YETERLİ
P2-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	25	0.79	YETERLİ
P2-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	25	0.78	YETERLİ
P2-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	25	0.77	YETERLİ
P2-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	25	0.77	YETERLİ
P2-11	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-12	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-13	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-14	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-15	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-16	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-17	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-18	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-19	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-20	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	0	0.00	YETERLİ
K2-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	100	3.13	YETERSİZ

Çizelge 5.49'a göre; K2 kenar ayağındaki elastomer mesnetlerin kapasiteleri yetersizdir. P2 ayağının bulunduğu açıklıktaki hareketli elastomer mesnetlerin kapasitelerinin yeterli olduğu görülmüştür. Kirişler ile kenar ayak arasındaki mesafenin kapanmasıyla, kenar ayaklarda yük almaya başlamıştır.

Çizelge 5.50'de Kocaeli S2 depremi enine doğrultuda analiz sonucu oluşan elastomer mesnet deformasyonları görülmektedir.

Çizelge 5.50 : Kocaeli S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	128	4.01	YETERSİZ
P1-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	130	4.05	YETERSİZ
P1-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	131	4.10	YETERSİZ
P1-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	133	4.15	YETERSİZ
P1-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	135	4.22	YETERSİZ
P1-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	136	4.24	YETERSİZ
P1-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	135	4.22	YETERSİZ
P1-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	135	4.23	YETERSİZ
P1-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	131	4.10	YETERSİZ
P1-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	133	4.14	YETERSİZ
P1-11	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	124	3.86	YETERSİZ
P1-12	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	125	3.91	YETERSİZ
P1-13	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	127	3.96	YETERSİZ
P1-14	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	128	4.01	YETERSİZ
P1-15	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	131	4.08	YETERSİZ
P1-16	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	131	4.11	YETERSİZ
P1-17	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	131	4.09	YETERSİZ
P1-18	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	131	4.10	YETERSİZ
P1-19	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	133	4.14	YETERSİZ
P1-20	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	135	4.21	YETERSİZ

Kocaeli S2 depremi enine doğrultuda yapılan zaman tanım alanında olmayan doğrusal analizde K1 kenar ayağında ve P1 ayağında bulunan elastomer mesnetlerin yetersiz olduğu görülmüştür. P1 ayağı elastomer mesnetleri takozlara dayanarak hareketlerine devam etmiştir. Bu durumda, deprem takozlarının hasar alması muhtemeldir.

Çizelge 5.51 : Kocaeli S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	122	3.81	YETERSİZ
P2-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	123	3.84	YETERSİZ
P2-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	124	3.87	YETERSİZ
P2-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	125	3.89	YETERSİZ
P2-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	125	3.92	YETERSİZ
P2-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	125	3.91	YETERSİZ
P2-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	124	3.87	YETERSİZ
P2-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	122	3.82	YETERSİZ
P2-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	121	3.78	YETERSİZ
P2-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	120	3.74	YETERSİZ
P2-11	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	106	3.32	YETERSİZ
P2-12	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	107	3.35	YETERSİZ
P2-13	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	108	3.38	YETERSİZ
P2-14	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	109	3.42	YETERSİZ
P2-15	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	111	3.45	YETERSİZ
P2-16	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	111	3.46	YETERSİZ
P2-17	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	110	3.42	YETERSİZ
P2-18	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	109	3.41	YETERSİZ
P2-19	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	109	3.40	YETERSİZ
P2-20	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	109	3.41	YETERSİZ
K2-1	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	KOCAELİ_S2	55	1.72	YETERSİZ

Çizelge 5.51'de görüldüğü üzere; K2 kenar ayağı ve P2 ayağının bulunduğu açıklıkta bulunan elastomer mesnet kapasitelerinin yetersiz olduğu görülmüştür. P2 ayağı elastomer mesnetleri takozlara dayanarak hareketlerine devam etmiştir. Bu durumda, deprem takozlarının hasar alması muhtemeldir.

Çizelge 5.52'de Erzincan S2 depremi boyuna doğrultuda analiz sonucu oluşan elastomer mesnet deformasyonları görülmektedir.

Çizelge 5.52 : Erzincan S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-11	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-12	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-13	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-14	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-15	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-16	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-17	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-18	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-19	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P1-20	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ

Erzincan S2 depremi boyuna doğrultuda yapılan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlarına göre; K1 kenar ayağı elastomer mesnetlerinin kapasitelerinin yetersiz olduğu görülmüştür. Kirişler ile kenar ayak arasındaki mesafenin kapanmasıyla, kenar ayaklarda yük almaya başlamıştır. P1 ayağının bulunduğu açıklıktaki mesnetlerin boyuna doğrultuda hareketleri kısıtlanmış olduğundan dolayı, çok küçük mertebede yerdeğiştirme yapabilmişlerdir.

Çizelge 5.53 : Erzincan S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü boyuna doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Boyuna Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	27	0.84	YETERLİ
P2-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	27	0.84	YETERLİ
P2-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	27	0.84	YETERLİ
P2-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	27	0.85	YETERLİ
P2-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	27	0.85	YETERLİ
P2-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	27	0.85	YETERLİ
P2-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	27	0.84	YETERLİ
P2-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	27	0.84	YETERLİ
P2-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	27	0.83	YETERLİ
P2-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	26	0.83	YETERLİ
P2-11	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-12	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-13	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-14	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-15	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-16	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-17	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-18	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-19	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
P2-20	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	0	0.00	YETERLİ
K2-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	100	3.13	YETERSİZ

Çizelge 5.53'e göre; K2 kenar ayağındaki elastomer mesnetlerin kapasiteleri yetersizdir. P2 ayağının bulunduğu açıklıktaki hareketli elastomer mesnetlerin kapasitelerinin yeterli olduğu görülmüştür. Kirişler ile kenar ayak arasındaki mesafenin kapanmasıyla, kenar ayaklarda yük almaya başlamıştır.

Çizelge 5.54'de Erzincan S2 depremi enine doğrultuda analiz sonucu oluşan elastomer mesnet deformasyonları görülmektedir.

Çizelge 5.54 : Erzincan S2 depremi K1 kenar ayağı ve P1 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
K-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
P1-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	122	3.81	YETERSİZ
P1-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	123	3.86	YETERSİZ
P1-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	125	3.90	YETERSİZ
P1-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	126	3.95	YETERSİZ
P1-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	128	4.00	YETERSİZ
P1-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	128	4.01	YETERSİZ
P1-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	127	3.98	YETERSİZ
P1-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	127	3.96	YETERSİZ
P1-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	127	3.95	YETERSİZ
P1-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	127	3.96	YETERSİZ
P1-11	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	126	3.93	YETERSİZ
P1-12	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	128	3.99	YETERSİZ
P1-13	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	130	4.05	YETERSİZ
P1-14	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	131	4.10	YETERSİZ
P1-15	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	133	4.16	YETERSİZ
P1-16	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	134	4.17	YETERSİZ
P1-17	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	132	4.14	YETERSİZ
P1-18	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	132	4.12	YETERSİZ
P1-19	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	132	4.11	YETERSİZ
P1-20	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	132	4.12	YETERSİZ

Erzincan S2 depremi enine doğrultuda yapılan zaman tanım alanında olmayan doğrusal analizde K1 kenar ayağında ve P1 ayağında bulunan elastomer mesnetlerin yetersiz olduğu görülmüştür. P1 ayağı elastomer mesnetleri takozlara dayanarak hareketlerine devam etmiştir. Bu durumda, deprem takozlarının hasar alması muhtemeldir.

Çizelge 5.55 : Erzincan S2 depremi K2 kenar ayağı ve P2 ayağı köprü enine doğrultuda elastomer mesnet deformasyonlarının kontrolü.

Link	Elastomer Mesnet (mm)	Net Kauçuk Kalınlığı (mm)	Analiz	Enine Deplasman (mm)	$\tan\gamma_m$ (Δ_m /h_m)	Sonuç
P2-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	126	3.93	YETERSİZ
P2-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	127	3.98	YETERSİZ
P2-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	129	4.02	YETERSİZ
P2-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	130	4.06	YETERSİZ
P2-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	131	4.09	YETERSİZ
P2-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	131	4.09	YETERSİZ
P2-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	130	4.07	YETERSİZ
P2-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	130	4.08	YETERSİZ
P2-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	131	4.11	YETERSİZ
P2-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	133	4.17	YETERSİZ
P2-11	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	114	3.55	YETERSİZ
P2-12	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	115	3.58	YETERSİZ
P2-13	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	116	3.62	YETERSİZ
P2-14	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	117	3.67	YETERSİZ
P2-15	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	119	3.72	YETERSİZ
P2-16	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	120	3.74	YETERSİZ
P2-17	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	119	3.73	YETERSİZ
P2-18	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	120	3.74	YETERSİZ
P2-19	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	121	3.78	YETERSİZ
P2-20	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	123	3.84	YETERSİZ
K2-1	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-2	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-3	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-4	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-5	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-6	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-7	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-8	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-9	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ
K2-10	400 x 500 x 40	32	ERZİNCAN_S2	55	1.72	YETERSİZ

Çizelge 5.55'e göre; K2 kenar ayağı ve P2 ayağının bulunduğu açıklıkta bulunan elastomer mesnet kapasitelerinin yetersiz olduğu görülmüştür. P2 ayağı elastomer mesnetleri takozlara dayanarak hareketlerine devam etmiştir. Bu durumda, deprem takozlarının hasar alması muhtemeldir.

5.4.2 Kesme kuvveti kapasitelerinin kontrolü

S1 depremi sonucu ayaklarda oluşan kesme kuvvetleri düşük mertebelerde kaldığından, kesme kuvveti kapasitelerinin kontrolü sadece S2 depremi analizleri sonuçlarına göre yapılmıştır.

Çizelge 5.56 : S2 depremi boyuna doğrultuda kesme kuvveti kontrolü.

Ayak No	Analiz	A_g (m^2)	k_c	V_c (kN)	Vs (kN)	tanα	V_p (kN)	V_e (kN)	V_d (kN)
P1	Kobe	14.56	0.288	16773.0	19444.0	0.0250	1112.2	37329.4	3354.7
P2	Kobe	14.56	0.288	16773.0	19444.0	0.0256	972.6	37189.7	3674.5
P1	Kocaeli	14.56	0.288	16773.0	19444.0	0.0250	1122.3	37339.5	4132.7
P2	Kocaeli	14.56	0.288	16773.0	19444.0	0.0256	1011.9	37229.0	4130.2
P1	Erzincan	14.56	0.288	16773.0	19444.0	0.0250	996.5	37213.6	4758.7
P2	Erzincan	14.56	0.288	16773.0	19444.0	0.0256	973.8	37191.0	4350.6

Çizelge 5.56'da görüldüğü üzere köprü boyuna doğrultuda kesme kuvveti kapasiteleri oldukça yeterlidir.

Çizelge 5.57 : S2 depremi enine doğrultuda kesme kuvveti kontrolü.

Ayak No	Analiz	A_g (m^2)	k_c	V_c (kN)	Vs (kN)	tanα	V_p (kN)	V_e (kN)	V_d (kN)
P1	Kobe	14.56	0.288	16773.1	19444.0	0.0250	2684.2	55526.3	5121.5
P2	Kobe	14.56	0.288	16773.1	19444.0	0.0256	2645.8	55488.0	5161.8
P1	Kocaeli	14.56	0.288	16773.1	19444.0	0.0250	2691.6	55533.7	6536.9
P2	Kocaeli	14.56	0.288	16773.1	19444.0	0.0256	2631.8	55473.9	6047.4
P1	Erzincan	14.56	0.288	16773.1	19444.0	0.0250	3054.7	55896.8	7693.1
P2	Erzincan	14.56	0.288	16773.1	19444.0	0.0256	2766.9	55609.0	7099.0

Çizelge 5.57'de görüldüğü üzere köprü enine doğrultuda da kesme kuvveti kapasitelerinin yeterli olduğu görülmüştür. Sonuç olarak, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizde, kesme güvenliği gereken şartları sağlamaktadır.

6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Konya-Mersin demiryolu hattı üzerinde Km:298+945'de bulunan demiryolu köprüsünün deprem performansı doğrusal olmayan yöntemlerle incelenmiştir. Köprünün, S1 deprem düzeyi (50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem) ve S2 deprem düzeyleri (50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem) için şekildeğiştirme esaslı analizleri yapılmıştır. S1 deprem düzeyi servis depremini, S2 deprem düzeyi ise yapının servis süresi boyunca maruz kalacağı en büyük depremi temsil etmektedir. Bu düzeylerde yapı taşıyıcı elemanlarının Aydınoğlu (2005)'te belirtilen birim şekil değiştirme sınırlarını sağlaması beklenmektedir. Doğrusal olmayan analizde kullanılan ilk yöntem "Statik İtme Analizi"dir. S1 deprem düzeyinde, boyuna doğrultuda yapılan itme analizi için ayaklarda plastik mafsal oluşmadığı, köprünün elastik bir davranış gösterdiği görülmüştür. Ancak, elastomer mesnet kapasitelerinin kenar ayaklarda yetersiz olduğu gözlemlenmiştir. Hedef yerdeğiştirme değerinin, prekast kirişler ile kenarayaklar arasındaki boşluk mesafesinden fazla olması sebebiyle, kirişlerin kenar ayaklara çarpma durumu oluşmuştur. Bu nedenle ani rijitlik artışına bağlı olarak; taban kesme kuvvetlerinde ve ayaklarda oluşan moment değerlerinde bir artma söz konusudur. Enine doğrultuda yapılan itme analizinde oluşan moment değerleri, ayaklarda plastik mafsal oluşması için gerekli olan moment değerinden çok düşüktür ve elastik bir davranış söz konusudur. Köprü, enine doğrultuda de S1 deprem düzeyi için minimum hasar şartlarını sağlamaktadır. Elastomer mesnet kapasiteleri gereken şartları sağlamaktadır. Kirişlerle enine doğrultudaki deprem takozları arasındaki mesafenin aşılmaması sebebiyle, takoza çarpma gibi bir durum oluşmamaktadır. S2 deprem düzeyinde, boyuna doğrultuda yapılan itme analizi için ayaklarda plastik mafsal oluşma durumu yine söz konusu olmamıştır. Hedef yerdeğiştirme değerinin, boşluk mesafesinden çok büyük olması nedeniyle takoza çarpma durumuna bağlı olarak yapısal sistemde taban kesme kuvvetleri ile ayaklarda oluşan moment değerlerinde artış söz konusu olmuştur. Ancak, kenarayak rijitliği yüksek mertebede olduğundan, sistem bu rijitliği yenememiş, kenar ayakların da devreye girmesiyle artan rijitliğe bağlı olarak bu

kısımlarda yük almaya başlamıştır. Kenar ayak elastomer mesnet kapasitelerinin S2 deprem düzeyi için verilen şartları sağlamadığı gözlemlenmiştir. Enine doğrultuda yapılan itme analizinde, kirişlerin kenar ayak deprem takozlarına çarpmasıyla rijitlikte bir artış olmuş, sistem yeni rijitliğiyle hedef yeğiştirme değerine ulaşmaya çalışmıştır. Buna bağlı olarak taban kesme kuvvetlerinde ve ayak alt noktalarında oluşan moment değelerinde ciddi bir artma söz konusudur. Ancak yine de bu artış ayaklarda plastik mafsal oluşumuna yol açamamıştır. Kenar ayaklarda bulunan elastomer mesnetlerin kapasitelerinin S2 deprem düzeyi için verilen şartları sağlamadığı gözlemlenmiştir. Sonuç olarak, S2 deprem düzeyi için yapılan itme analizlerine göre köprünün elastik bir davranış gösterdiği söylenebilir. Her iki deprem düzeyinde de elastomer mesnet kapasitelerinin bir kısmının çok yetersiz kalması sebebiyle, bu mesnetlerin değiştirilerek yeni deprem hesaplarının yapılması söz konusudur.

Doğrusal olmayan analizde, ikinci bir yöntem olarak "Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz" yöntemi kullanılmıştır. Kobe, Kocaeli ve Erzincan depremlerine ait kayıtlar, köprünün bulunduğu konum ve zemin özellikleri dikkate alınarak oluşturulan spektrum eğrisine uygun olarak S1 ve S2 deprem düzeyleri için ölçeklenmiştir. S1 deprem düzeyinde boyuna doğrultuda yapılan analizlerde, ayak alt uçlarında oluşan momentler plastik mafsal oluşumu için gerekli olan akma momenti değerinden çok düşüktür. Ayrıca, S1 depremi itme analizi değerlerine göre de mertebe olarak daha az kalmıştır. Ancak, kenarayak elastomer mesnetlerinin yetersiz olduğu gözlemlenmiştir. Enine doğrultuda yapılan analizlerde ise orta ayak kısımlarında bulunan elastomer mesnetlerin yerdeğiştirme değerleri, enine doğrultudaki deprem takozları ile kirişler arasındaki mesafeyi aşmasından dolayı; kirişler deprem takozlarına dayanarak hareketlerine devam etme eğilimi göstermişlerdir. Bunun sonucu olarak, rijitlikte ani bir yükselme meydana gelmiştir. Sistemin yeni rijitliğine bağlı olarak ayak alt uçlarında oluşan momentler ve taban kesme kuvvetlerinde artış meydana gelmiştir. Bu değerler, S1 depremi enine doğrultuda yapılan itme analizi sonuçlarına göre daha yüksektir. Ancak yine de ayaklarda plastik mafsal oluşmamış, köprü bu deprem düzeyi için de elastik bir davranış göstermiştir. Bütün elastomer mesnetler gereken maksimum yerdeğiştirme şartlarını sağlamamaktadır. Kirişlerin enine doğrultuda deprem takozlarına çarpması takozlarda hasar oluşturabilir. S2 deprem düzeyi için boyuna doğrultuda yapılan analizlerde, yerdeğiştirme değerleri kirişler ile kenarayaklar arasındaki mesafeyi aşarak deprem takozlarına çarpma

durumu oluşmuştur. Kenarayak rijitliği yüksek mertebede olduğu için, sistem bu rijitliği yenecek bir davranış gösterememektedir. Ani rijitlik artışı ile beraber ayak alt uçlarında ve taban kesme kuvveti değerlerinde artış gözlemlenmiştir. Moment değerleri S2 depremi boyuna doğrultuda yapılan itme analizi sonuçlarına göre düşük mertebededir. Taban kesme kuvvetleri ise her iki analiz için de yakın sonuçlar vermiştir. Kenar ayak elastomer yerdeğiştirmeleri ise bu deprem düzeyi için gereken şartları sağlamamaktadır. Enine doğrultuda yapılan analizlerde, kirişler deprem takozlarına çarparak ani rjitlik artışına sebep olmuştur. Bu zorlanmaya bağlı olarak, ayak alt uçlarında oluşan moment değerleri ile taban kesme kuvvetlerinde ise yükselme meydana gelmiştir. Moment değerleri, S2 depremi enine doğrultuda yapılan itme analizi sonuçlarıyla yakın mertebelerdedir. Taban kesme kuvveti değerleri ise Kocaeli ve Erzincan deprem kayıtları için biraz fazla çıkmıştır. Elastomer mesnet yerdeğiştirmeleri ise gereken şartları sağlamamaktadır. Köprü bu deprem düzeyi için de elastik bir davranış göstermiştir. Sonuç olarak, S1 ve S2 deprem düzeyleri için zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerde köprü elastik bir davranış göstermiştir. Ancak, her iki deprem düzeyinde de elastomer mesnet yerdeğiştirme şartlarını sağlamayan mesnetlerin çokluğu nedeniyle, bu elemanların değiştirilerek deprem hesaplarının yeniden yapılması söz konusu olabilir. Özellikle, kirişlerin deprem takozlarına çarpmaları bu elemanlarda hasar oluşumuna neden olabilir.

İki yöntemle de yapılan köprünün doğrusal olmayan analizinde; köprü boyuna ve enine doğrultuda elastik bir davranış göstermiştir. Bu nedenle ayak alt uçlarında oluşan moment değerlerine göre beton ve donatı çeliği birim şekil değiştirmeleri kontrol edilmiş ve bu değerler ilgili deprem düzeyleri için verilen sınır değerlerden çok düşük mertebede kalmıştır. Bunda köprü ayaklarının hem boyutsal, hem de donatı oranı olarak yüksek değerlere sahip olması önemli bir ayrıntıdır. İncelenen yöntemler ışığında, köprünün deprem performansının yeterli olduğu görülmüş ve güçlendirmeye ihtiyaç olmadığı kanısına varılmıştır.

KAYNAKLAR

AASHTO. (2002). *Standard Specifications for Highway Bridges.* American Association of State Highway and Transportation Officials.

Aydınoğlu, M. N. (2005). *Mevcut veya Güçlendirilen Köprü ve Viyadüklerin Deprem Performanslarının Nonlineer Analiz Yöntemleri ile Değerlendirilmesi.* İstanbul: Karayolları Genel Müdürlüğü 17. Bölge Müdürlüğü.

CALTRANS. (2013). *Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.7.* California: California Department of Transportation.

Celep, Z. (2014). *Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme.* İstanbul.

DBYBHY. (2007). *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik.* Ankara: Bayındırlık ve İskan Bakanlığı.

Demiryollar Limanlar ve Hava Meydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü. (2008). *Kıyı ve Liman Yapıları Demiryolları Hava Meydanları İnşaatlarına İlişkin Deprem Teknik Yönetmeliği.* Ankara.

EN 1991-2. (1991). *Actions on Structures:Traffic Loads on Bridges.* Brussels: European Committee for Standardization.

FEMA356. (2000). *Prestandard and Commentary for Seismic Rehabiliation of Buildings.* Washington D.C: Federal Emergency Manegement Agency .

Ger, J., & Cheng, F. Y. (2012). *Seismic Design Aids for Nonlinear Pushover Analysis of Reinforced Concrete and Steel Bridges.* New York: CRC Press.

Güngör, O. (2010). Mevcut Bir Karayolu Köprüsünün Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemler ile Performans Değerlendirilmesi. *Yüksek Lisans Tezi*. İstanbul: İtü Fen Bilimleri Enstitüsü.

Kappos, A., Saiidi, M., Aydınoğlu, M., & Isakovic, T. (2012). *Seismic Design and Assessment of Bridges.* London: CA:Springer.

Li, Wong, G. (2014). *Theory of Nonlinear Strucrural Analysis.* Singapore: John Wiley & Sons.

Özer, E. (2006). Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları. İstanbul.

Priestly, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement Based Seismic Design of Structures.* Pavia: IUSS Press.

Priestly, M., Seible, F., & Calvi, G. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges.* New York: John Wiley&Sons.

SAP2000. (Version 14.2.4). Finite Element Methods Program. Berkeley, California: Computers and Structures Inc.

SeismoMatch 2016. *Eartquake Engineering Software Solutions.* Pavia, Pavia: Seismosoft.

Wong,L. (2014). *Theory of Nonlinear Structural Analysis.* Singapore: John Wiley&Sons.

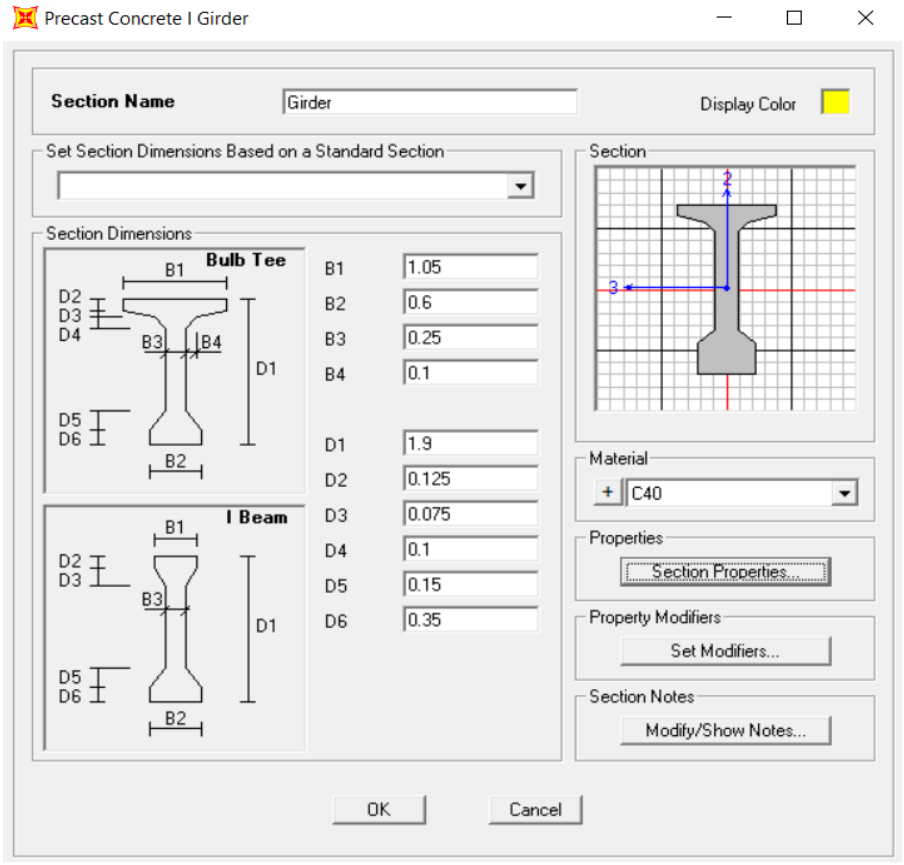
XTRACT. (Verison 3.8). *Cross Sectional Analysis of Components.* Sacremento: Imbsen Software System.

Yalçın, S. (2003). Viyadüklerin Deprem Durumunda AASHTO ,CALTRANS Standartlarına Göre Tahkiki ve Bir Uygulama. *Yüksek Lisans Tezi*. İstanbul: İtü Fen Bilimleri Enstitüsü.

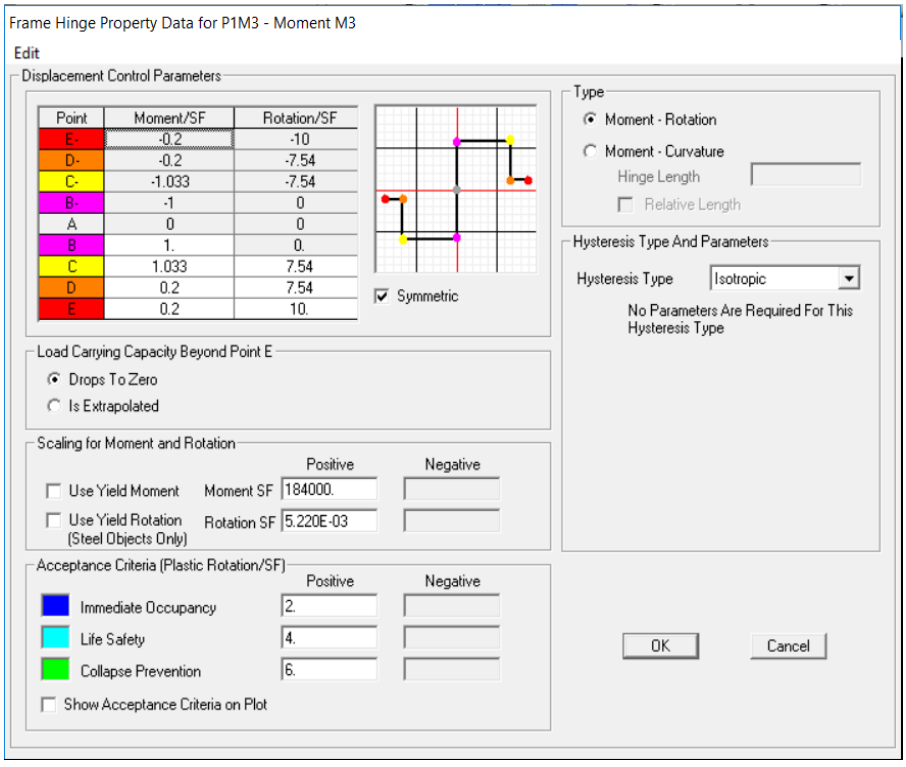
EKLER

EK A: SAP2000 programında yapılan tanımlamalar

EK A : SAP2000 programında yapılan tanımlamalar



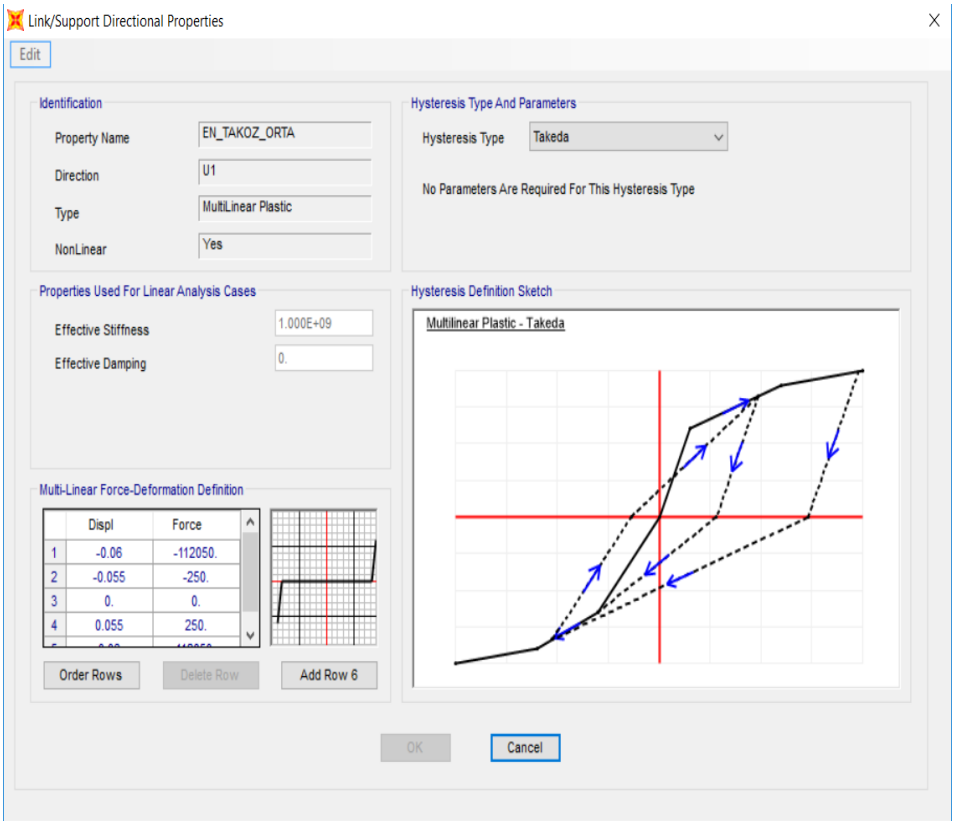
Şekil A.1 : SAP2000 programı öngerilmeli kiriş tanımlanması.



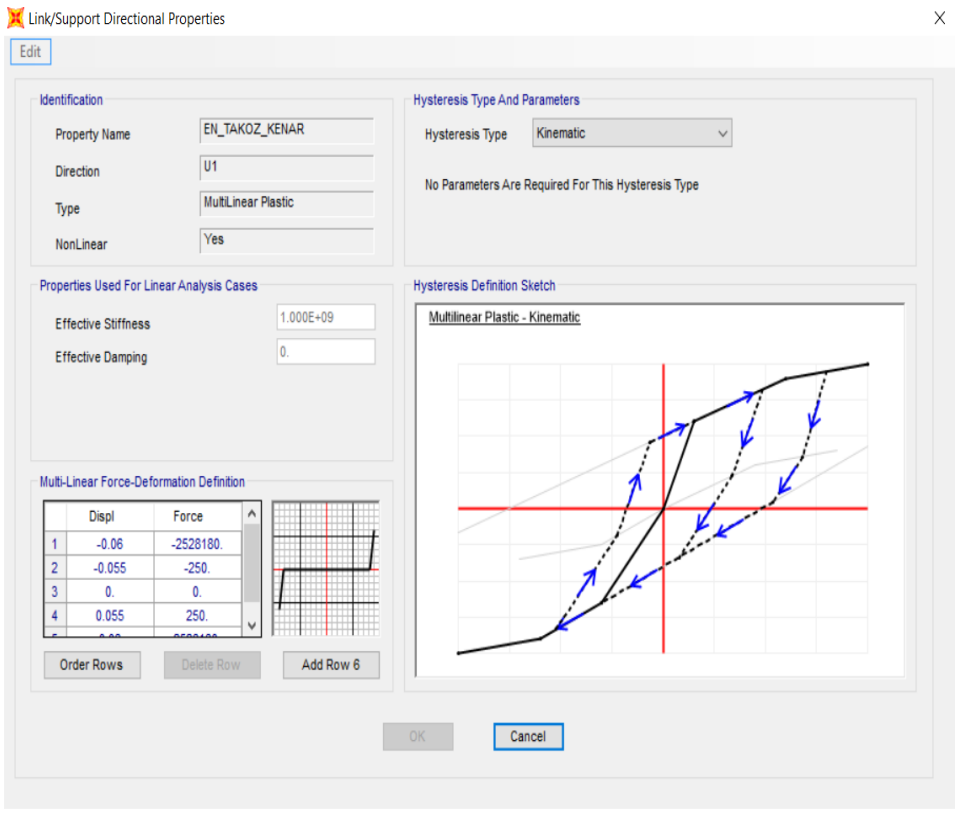
Şekil A.2 : P1 ayağı köprü boyuna doğrultuda plastik mafsal tanımlanması.



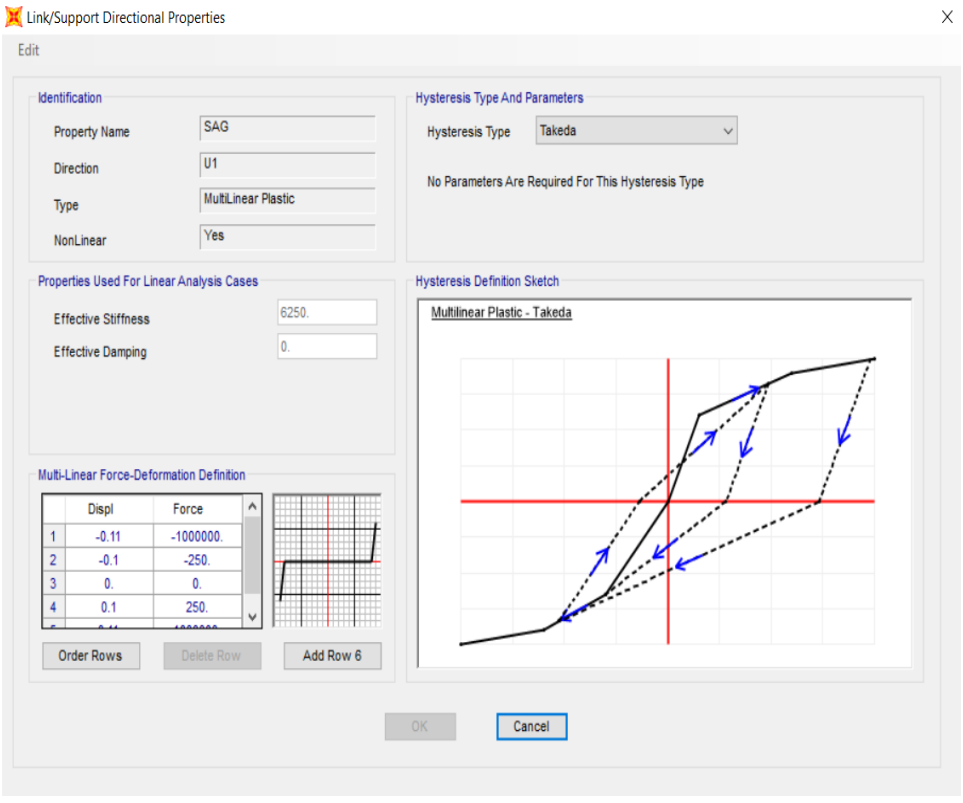
Şekil A.3 : P1 ayağı köprü enine doğrultuda plastik mafsal tanımlanması.



Şekil A.4 : Orta ayak deprem takozlarının modellenmesi.



Şekil A.5 : Kenar ayak deprem takozlarının modellenmesi.



Şekil A.6 : Boyuna doğrultuda çarpma etkisinin modellenmesi.

ÖZGEÇMİŞ



Ad-Soyad : Ogün Erbay ONAY

Doğum Tarihi ve Yeri : 28.06.1991/ESKİŞEHİR

E-posta : ogun.onay26@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2014, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği

MESLEKİ DENEYİM VE ÖDÜLLER:

- 2014-…… Altınok Müşavirlik ve Mühendislik A.Ş'de sanat yapıları proje mühendisi olarak halen çalışmaktadır.