İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MEVCUT BİR KÖPRÜNÜN DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLER İLE BELİRLENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Abdülkadir GÜLEÇ

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği

HAZİRAN 2010

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MEVCUT BİR KÖPRÜNÜN DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLER İLE BELİRLENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
Abdülkadir GÜLEÇ
(501071002)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 07 Mayıs 2010
Tezin Savunulduğu Tarih : 09 Haziran 2010

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Metin AYDOĞAN (İTÜ)
Diğer Jüri Üyeleri : Doç. Dr. Kutlu DARILMAZ (İTÜ)
Yrd. Doç. Dr. Z. Canan GİRGİN (YTÜ)

HAZİRAN 2010

ÖNSÖZ

Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum çalışmamda büyük yardımları bulunan, maddi ve manevi tüm desteklerini eksik etmeyen bütün mesai arkadaşlarıma, Aydın UTAR, Adnan UTAR, Selim KARAMAN, Adil AGUS, Zeki GÜVENÇ, Aykut DİREKÇİ, Şahin DEMİRDAĞ, Ali İhsan DAĞYAR, Kürşad Arpacıoğlu, Serkan YAŞARKURT ve Hürrem ERDEMLİ' ye teşekkürlerimi sunarım. Tez Çalışması için fikir veren ve yol gösteren Tez Hocam Sayın Prof. Dr. Metin AYDOĞAN' a teşekkürü bir borç bilirim. Yanımda olmasalar da her zaman desteklerini hissettiğim aileme şükranlarımı sunarım.

Mayıs, 2010 Abdülkadir GÜLEÇ

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ…… iii
KISALTMALAR……... vii
ÇİZELGE LİSTESİ……ix
ŞEKİL LİSTESİ……..xi
SEMBOL LİSTESİ……... xv
ÖZET……..xix
SUMMARY……... xxi
1. GİRİŞ…… 1
2. KÖPRÜNÜN TANITILMASI…… 3
2.1 Mimari ve Geometri…….. 3
2.1.1 Üstyapının tanıtılması……... 3
2.1.2 Kiriş açıklamaları……...5
2.1.3 Ayak ve temel açıklamaları……...6
2.2 Malzeme…….. 7
2.2.1 Beton sınıfı……7
2.2.2 Betonarme donatısı …….. 7
2.2.3 Paspayları ……7
3. HESAPTA İZLENEN YOL……9
4. MODELLEMEYE ESAS OLAN HAZIRLIK ÇALIŞMALARI…….. 11
4.1 Yük Analizi……11
4.1.1 Kirişlerin yük analizi……...11
4.2 Üstyapı Zati Yük Analizi……... 13
4.3 Model Elemanları……...13
4.3.1 Tabliye çubuk elemanı…… 13
4.3.2 Ayak çubuk elemanı……14
4.3.3 Malzeme bilgileri…… 15
5. HESAP MODELİ……...17
6. KÖPRÜNÜN DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİNDE KULLANILAN YÖNTEMLER……... 19
6.1 Değerlendirmede Kullanılacak Performans Düzeyleri…….. 20
7. DOĞRUSAL ELASTİK ANALİZ……23
7.1 Doğrusal Elastik Analiz ile İlgili Açıklamalar…….. 23
7.2 Doğrusal Elastik Analiz Hesapları…… 26
7.3 Doğrusal Elastik Analiz Sonuçları…… 28
8. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ…… 37
8.1 Doğrusal Olmayan Davranış…… 37
8.1.1 Doğrusal olmayan elemanların modellenmesi……38
8.1.2 Plastik mafsal hipotezi…… 40
8.1.3 Plastik mafsal boyu……40
8.1.4 Doğrusal olmayan yöntemde kullanılan beton modeli - mander beton modeli…… 42
8.1.5 Moment eğrilik ilişkisi ve çatlamış kesit rijitlikleri……46

8.1.6 Akma yüzeyleri……...48
8.2 Statik İtme Analizi……49
8.2.1 Artımsal eşdeğer deprem yükü ile hesap…… 49
8.2.2 Statik itme analizi sonuçları……52
9. KÖPRÜNÜN TAŞIYICI ELEMANLARININ DEĞERLENDİRİLMELERİ……... 63
9.1 Ayak Kesme Dayanımlarının Değerlendirilmesi……...63
9.2 Orta ayak Yüzeysel Temellerin Değerlendirilmesi……65
10. GÜÇLENDİRİLMİŞ KÖPRÜNÜN DOĞRUSAL OLMAYAN HESABI... 69
10.1 Güçlendirme Kavramı…… 69
10.2 Güçlendirme Yöntemleri……...70
10.2.1 Mantolama……70
10.3 Güçlendirilmiş Köprünün Doğrusal olmayan hesabı…….. 71
10.3.1 2 ve 5 Numaralı Akslarda Bulunan Ayakların Mantolama Önerisi ……71
10.3.2 Tüm Akslarda Bulunan Ayakların Mantolama Önerisi ……...81
11. SONUÇLAR……85
KAYNAKLAR……87
ÖZGEÇMİŞ……89

KISALTMALAR

AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation Officials
CALTRANS	: California Transportation
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
ZTAH	: Zaman Tanım Alanında Hesap
SAP	: Structural Analysis Program
SIA	: Statik İtme Analizi
KYKTS	: Karayolları Yol Köprüleri için Teknik Şartname

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1: Ayak yükseklikleri, temel tip ve boyutları 6
Çizelge 7.1: Çatlamış kesit rijitlikleri 27
Çizelge 7.2 : Köprü periyotları ve modal kütle katılım oranları 30
Çizelge 7.3: Köprü ayaklarının en elverişsiz kesit tesirleri 32
Çizelge 7.4: Köprü ayak Etki / Kapasite oranları 35
Çizelge 7.5 : DBYBHY Tablo 7.3 35
Çizelge 8.1 : Plastik mafsal boyları 41
Çizelge 8.2: Donatı çeliği karakteristik özellikleri 45
Çizelge 8.3: Plastik moment oluşması muhtemel kesitlerde okunan normal kuvvetler 47
Çizelge 8.4 : Tepe Yerdeğiştirmeleri ve Spektral Yerdeğiştirmeler 53
Çizelge 8.5 : Betonarme kesitler için birim şekil değiştirme sınırları 58
Çizelge 8.6 : S1 Deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri 59
Çizelge 8.7 : S1 Deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri 60
Çizelge 8.8 : S2 Deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri 60
Çizelge 8.9 : S2 Deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri 62
Çizelge 8.10 : S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma çizelgesi 63
Çizelge 9.1 : Ayak kapasitesi hesabı 64
Çizelge 9.2 : En büyük kesme kuvveti değerleri 64
Çizelge 9.3 : Üst yapıdan temellere etki eden en elverişsiz kesit tesirleri 66
Çizelge 9.4 : Temel altında oluşan gerilmelerin dağılımı ve donatı hesabı 67
Çizelge 10.1 : Sabit yükler altında 2 ve 5 aksı ayaklarında mantolu halde normal kuvvet değerleri 72
Çizelge 10.2 : Ayak çatlamış kesit rijitlikleri 72
Çizelge 10.3 : S1 Deprem düzeyinde boyuna spektral ivme – yerdeğiştirme diyagramı 78
Çizelge 10.4 : S1 Deprem düzeyinde enine spektral ivme – yerdeğiştirme diyagramı 79
Çizelge 10.5 : S2 Deprem düzeyinde boyuna spektral ivme – yerdeğiştirme diyagramı 79
Çizelge 10.6 : S2 Deprem düzeyinde enine spektral ivme – yerdeğiştirme diyagramı 80
Çizelge 10.7 : S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma çizelgeleri 81
Çizelge 10.8 : S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma çizelgesi 84

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Köprü uydu görünüşü 3
Şekil 2.2 : Köprü aks numaraları 4
Şekil 2.3 : Köprünün yapım aşamasındaki görüntüsü 4
Şekil 2.4 : Köprü boykesiti 5
Şekil 2.5 : Kiriş enkesiti 5
Şekil 2.6 : Yüzeysel temel planı 6
Şekil 4.1 : Öngerilmeli kiriş boykesitleri 11
Şekil 4.2 : Öngerilmeli kiriş enkesitleri 12
Şekil 4.3 : Tabliye kesiti ve tanımlanan atalet eksenleri.. 14
Şekil 4.4 : Ayak enkesit özellikleri ve AUTOCAD okumaları 14
Şekil 4.5 : SAP2000 beton malzeme tanımlaması 15
Şekil 5.1 : SAP2000 hesap modeli 18
Şekil 6.1 : Spektral ivme- spektral deplasman grafiği 20
Şekil 6.2 : Yer hareketi – Yapı performans seviyesi grafiği 22
Şekil 7.1 : Köprü modeli 23
Şekil 7.2 : Tasarım depremi için benzeştirilerek oluşturulmuş "spektral ivme–periyot spektrumu" 25
Şekil 7.3 : ASSHTO 2002; Tablo 3.22.1A dan alınan tablo 25
Şekil 7.4 : Köprü modelinde uygulanan deprem doğrultuları 26
Şekil 7.5 : Köprü 1. mod şekli 31
Şekil 7.6 : Köprü 2. mod şekli 31
Şekil 7.7 : Köprü 3. mod şekli 31
Şekil 7.8 : 2 Aksı 8400 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı 33
Şekil 7.9 : 3 Aksı 9310 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı. 33
Şekil 7.10 : 4 Aksı 8610 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı. .. 34
Şekil 7.11 : 5 Aksı 9351kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı 34
Şekil 8.1 : Pot mesnet genel görünümü 37
Şekil 8.2 : Elastomer mesnet detayı 39
Şekil 8.3 : Elastomer mesnet tanımlaması 39
Şekil 8.4 : Sargılama etkisi 43
Şekil 8.5 : DBYBHY 2007'ye göre sargılı ve sargısız beton dayanımlarının değişimleri 44
Şekil 8.6 : Mander Modeline göre tanımlanmış sargılı C25 ayak dayanımı 44
Şekil 8.7 : Beton ve donatı çeliği gerilme – şekil değiştirme diyagramları 44
Şekil 8.8 : XTRACT Programıda tanımlanan ayak kesitleri 45
Şekil 8.9 : XTRACT Programıda tanımlanan tabliye kesiti 45
Şekil 8.10 : Moment-eğrilik bağıntılarının bilineer hale getirilmesi 46
Şekil 8.11 : Çatlamış kesitlerin programa girilmesi 48
Şekil 8.12 : Kesit akma yüzeyi 49

Şekil 8.13 : İvme ile yerdeğiştirme ve spektral ivme ile spektral yerdeğiştirme ilişkileri, yapı davranışı 51
Şekil 8.14 : S1 Depremi Spektral İvme – Periyot Eğrisi 52
Şekil 8.15 : S2 Depremi Spektral İvme – Periyot Eğrisi 53
Şekil 8.16 : S1 Depremi boyuna spektral ivme- spektral yerdeğiştirme diyagramı .. 54
Şekil 8.17 : S1 Depremi enine spektral ivme- spektral yerdeğiştirme diyagramıı 54
Şekil 8.18 : S2 Depremi boyuna spektral ivme- spektral yerdeğiştirme diyagramıı . 55
Şekil 8.19 : S2 Depremi enine spektral ivme- spektral yerdeğiştirme diyagramıı 55
Şekil 8.20 : S1 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi 56
Şekil 8.21 : S1 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi 56
Şekil 8.22 : S2 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi 57
Şekil 8.23 : S2 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi 57
Şekil 8.24 : S1 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsal oluşumu 58
Şekil 8.25 : S1 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik mafsal oluşumu 59
Şekil 8.26 : S2 Deprem Senaryosu köprünün boyuna doğrultusunda moment – eğrilik diyagramları 60
Şekil 8.27 : S2 Deprem Senaryosu köprünün enine doğrultusunda moment – eğrilik diyagramları 60
Şekil 8.28 : 2 ve 5 Aksı Ayaklarının Moment-Eğrilik Diyagramları 61
Şekil 8.29 : Tabliyenin Enine ve Boyuna Moment-Eğrilik Diyagramları 62
Şekil 9.1 : 2 ve 5 no'lu akslarda bulunan temeller 65
Şekil 9.2 : 3 ve 4 no'lu akslarda bulunan temeller 65
Şekil 9.3 : Temel altında oluşan gerilmelerin dağılımı 66
Şekil 10.1 : XTRACT Programında tanımlanan ayak manto kesiti 72
Şekil 10.2 : 2 ve 5 ayak manto kesitlerinin moment eğrilik diyagramları 73
Şekil 10.3 : S1 depremi köprü boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı 74
Şekil 10.4 : S1 depremi köprü enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı 74
Şekil 10.5 : S2 depremi köprü boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı 75
Şekil 10.6 : S2 depremi köprü spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı ... 75
Şekil 10.7 : S1 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi 76
Şekil 10.8 : S1 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi 76
Şekil 10.9 : S2 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi 77
Şekil 10.10 : S2 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi 77
Şekil 10.11 : S1 Deprem düzeyi statik itme son adımında güçlendirilmiş köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsal oluşumu 78
Şekil 10.12 : S1 Deprem düzeyi statik itme son adım da güçlendirilmiş köprünün enine doğrultusunda plastik mafsal oluşumu 78

Şekil 10.13 : S2 Deprem düzeyi statik itme son adım da güçlendirilmiş köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsal oluşumu 79
Şekil 10.14 : S2 Deprem düzeyi statik itme son adım da güçlendirilmiş köprünün enine doğrultusunda plastik mafsal oluşumu 80
Şekil 10.15 : S1 depremi köprü enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı..... 82
Şekil 10.16 : S2 depremi köprü boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı..... 83
Şekil 10.17 : S2 depremi köprü enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı..... 83

SEMBOL LİSTESİ

A_c : Ayak brüt kesit alanı
$A_{elastomer}$: Elastomer mesnet yüzey alanı
A_s : Boyuna donatı alanı
A_{sw} : Sargı donatısı incelenen doğrultuda enkesit alanı
A_{wf} : Kesme sürtünme donatısının toplam kesit alanı
a_i : Düşey donatıların eksenleri arasındaki mesafe
$a_1^{(i)}$: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
b_o, h_o : Betonarme eleman boyutları
b_w : Ayak hesap genişliği
C_{R1} : Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
d : Ayak, kiriş faydalı kesit yüksekliği
d_{bl} : Boyuna donatı çapı
d_{maks} : Spektral yerdeğiştirme
d_{tepe} : Tepe yerdeğiştirmesi
$d_1^{(i)}$: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(p)}$: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
E_c : Betonun elastisite modülü
E_{sec} : Beton sekant modülü
EI_{eff} : Çatlamış kesit rijitliği
f_c : Sargılı beton basınç gerilmesi
f_{su} : Çelik kopma gerilmesi
f_{yw} : Sargı donatı akma dayanımı
f_{ywd} : Sargı donatı tasarım (azaltılmış) akma dayanımı
f_{sy} : Çelik akma gerilmesi
f_{cc} : Sargılı beton dayanımı
f_{ck} : Betonun karakteristik dayanımı
f_{cm} : Mevcut betonun dayanımı
f_{ctm} : Mevcut betonun çekme dayanımı
f_{co} : Sargısız beton dayanımı
f_e : Etkili sargılama basıncı
f_{ex} , f_{ey} : Belirlenen x ve ye doğrultularında etkili sargılama basınçları
f_{yk} : Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı
f_{ye} : Donatı çeliği akma dayanımı (Caltrans)
G : Elastomer kayma modülü
H : Ayakların ortalama yüksekliği
$h_{net,elastomer}$: Çelik levhalar hariç Elastomer net yüksekliği
I_x : Tabliye Yatay eksende atalet momenti
I_y : Tabliye Düşey eksende atalet momenti
k_e : Sargılama etkinlik katsayısı

$k_{elastomer}$: Elastomer yanal ötelenme rijitliği
$k_{eşd}$: Eşdeğer yanal ötelenme rijitliği
k_{ayak} : Konsol ayak yanal ötelenme rijitliği
L : Ayak boyu
L_ℓ : Derzlerle ayrılmış tabliye uzunluğu
L_p : Plastik mafsal boyu
L_{x1} : x doğrultusundaki etkin kütlenin o doğrultudaki modal yerdeğiştirmeleriyle çarpımları toplamı
m : Yapının kütlesi
m_i : Yapının i'inci katının kütlesi
M_{dep} : Depremli durum moment değerleri
M_{maks} : Okunan en büyük moment değeri
M_u : Moment taşıma gücü
M_{x1} : x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle
M_{zati} : Zati yüklemelerde oluşan moment
M_1 : n'inci doğal titreşim moduna ait modal kütle
M_2 : Köprü enine eğilme Momenti
M_3 : Köprü boyuna eğilme momenti
N : Kiriş oturma mesafesi
N_K : Kesit moment kapasitesine karşı gelen eksenel kuvvet
P : Normal Kuvvet
r : Beton elastisite modülü ile sekant modulu arasında bağıntı
$r_{e/k}$: Etki kapasite oranı
S : Köprü verevlilik açısı
s : Sargı donatısı boyuna etriye aralığı
S_a : Spektral ivme
S_{ae1} : İtme analizinin birinci moda ait doğrusal elastik spektral ivme
S_{de1} : İtme analizinin ilk adımında n'inci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
S_{di1} : Birinci moda ait doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme
T : Burulma momenti
T_A, T_B : Spektrum karakteristik periyotları
T_p : Doğal titreşim periyodu
$u_{xN1}^{(i)}$: Yapının tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda i'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
$u_{xN1}^{(p)}$: Yapının tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi
V_e : Ayak kiriş ve perdede esas alınan tasarım kesme kuvveti
V_r : Sürtünme kesmesi dayanımı
V_w : Sargı donatısı ile karşılanan kesme kuvveti
V_2 : Köprü boyuna doğrultuda kesme kuvveti
V_3 : Köprü enine doğrultuda kesme kuvveti
$V_{x1}^{(i)}$: x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci(hakim) moda ait taban kesme kuvveti
ε_c : Beton basınç birim şekil değiştirmesi

ε_{cc} : Maksimum beton basınç gerilmesi değerinde basınç birim şekil değiştirmesi

ε_{cu} : Sargılı beton maksimum basınç şekil değiştirme kapasitesi

ε_{su} : Enine donatı çeliğinin en büyük gerilme altında yapabileceği en büyük uzama şekil değiştirmesi

ε_{sy} : Çelik akma uzama şekil değiştirmesi

ε_{sh} : Çelik pekleşmeli uzama şekil değiştirmesi

ε_{su} : Çelik kopma uzama şekil değiştirmesi

Φ : Ayak kesit dayanım katsayısı

Φ_{xN1} : Yapının tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği

Φ_{x1n} : Kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, n'inci mod şeklinin i'inci katta ekseni doğrultusunda yatay bileşeni

Γ_{x1} : x deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı

ρ_s : Hacımsal donatı oranı

ρ_x, ρ_y : Belirlenen x ve y doğrultularındaki hacımsal donatı oranları

x : Beton basınç birim şekil değiştirme değerinin maksimum beton basınç gerilmesindeki beton basınç şekil değiştirmesine oranı

$\omega_1^{(1)}$: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans

ω_B : İvme spektrumunda karakteristik periyoda karşı gelen doğal açısal frekans

K : Eğrilik

ϕ : Dönme (radyan)

MEVCUT BİR KÖPRÜNÜN DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLER İLE BELİRLENMESİ

ÖZET

Bu çalışmada Levent – Mecidiyeköy istikametinde bulunan "PS 305 Geçiti" nin deprem performansı incelenmiştir.

Köprünün analizi sonlu elemanlar deplasman yöntemini kullanan genel bir bilgisayar yazılımı ile yapılmıştır. Köprünün eldeki veriler ışığında üç boyutlu modeli kurulmuş, köprünün geometrik ve fiziksel özellikleri aynen modellenmiş ve doğrusal ve doğrusal olmayan analizi yapılarak deprem performansı belirlenmiştir.

Doğrusal elastik yöntem olarak dayanım esaslı performans analizi uygulanmıştır. Bu yöntem çerçevesinde yapının tasarım depremi olarak ifade edilen deprem altındaki davranışı incelenmiştir. Etki/kapasite oranları hesaplanıp yönetmelikteki sınır değerler ile karşılaştırılmıştır.

Doğrusal olmayan yöntem olarak şekil değiştirme esaslı performans analizi yapılmış ve bu amaçla statik itme analizi uygulanmıştır. Bu yapı için özel olarak yönetmelikteki deprem spektrumlarına benzeştirilmiş spektrumlar ve deprem kayıtları kullanılmıştır. Performans analizinde deprem esnasında plastik mafsallarda oluşan şekil değiştirmeler S1 ve S2 depremleri altında sırasıyla minumum hasar performans düzeyi ve kontrollü hasar performans düzeyine karşılık gelen şekil değiştirmeler ile karşılaştırılmıştır.

Doğrusal elastik hesap ve doğrusal olmayan hesap sonuçları karşılaştırılarak mevcut köprü için bir performans esaslı bir değerlendirme yapılmış olup beklenen performans durumunun sağlanamaması durumunda yapılacak olan güçlendirme için önerilerde bulunulmuştur.

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF AN EXISTING BRİGDE WİTH LINEAR AND NONLINEAR ANALYSIS METHODS

SUMMARY

In this study, the seismic performance of "PS 305 Bridge", which located on Levent-Mecidiyeköy route is evaluated.

In this study a general finite element analysis program is used to calculate of the seismic performance of the bridge. Three – dimensional model is prepared and all geometrical and physical properties are determined by using the existing drawings and analyzed with linear and non-linear methods.

Firstly, the linear performance analysis is performed for strength based evaluation under the seismic effect of design earthquake. All effects and capacity is figured and compared with boundary condition.

Same viaduct is evaluated by deformation based – nonlinear methods. At this phase; "Pushover Analysis" is used. In this analysis the simulated spectrums are used developed for this bridge zone. Deformation based performance evaluation is considered for S1 and S2 earthquake levels. Deformations are compared with controlled and minumum damage peformance levels.

In conclusion linear and non-linear performance evaluation of this existing bridge is clarified by comparing the results and some suggestions are given to improve for inadequate elements.

1. GİRİŞ

Zaman içinde yaşadığımız acı tecrübeler Türkiye'nin bir deprem ülkesi olduğu gerçeğini kanıtlamıştır. Bu bilinç, depreme dayanıklı yapı tasarımı ve buna mukabil yapı imalatının kalitesini ön plana çıkarmıştır. Tasarım tekniklerinin gelişmesi yeni yapıların taşıyıcı sistem tasarımında da daha efektif ve gerçekçi çözümlerin oluşmasında önemli rol oynamıştır. Mevcut yapılarda ise yapı tasarımı için kullanılan tekniklerden ziyade, mevcut yapının taşıyıcı sistemini değerlendirme yöntemleri daha uygun olmaktadır. Bu teknik, mevcut yapının performansını yeterli ve güvenli sınırlar içerinde kalacak şekilde değerlendirmesini mümkün kılmaktadır. Yapı sistemlerinin mevcut yükler altındaki analizlerinde genellikle büyük kolaylıklar sağlayan elastik yöntem uygulanmaktadır. Bu yöntem yapının deprem performansı hakkında ciddi bir fikir vermekle birlikte, sistemin gerçek göçme mekanizmasının tam olarak belirlenmesinde yetersiz kalabilmektedir. Bu sebepten malzeme ve taşıyıcı sisteminin elastik sınır ötesindeki kapasitesinin daha etkin bir biçimde modellenebildiği hesap teknikleri son yıllarda önem kazanmıştır.

Bu bilgiler ışığında PS 305 Köprüsünün deprem performansının belirlenmek için "Doğrusal Elastik Analizi" ve köprünün doğrusal elastik sınır ötesindeki performansını belirlemek amacıyla "Statik İtme Analizi" uygulanarak köprüde ortaya çıkması muhtemel hasar sınırları hesaplanmış ve kabul edilebilir sınır değerlerle karşılaştırılmıştır. Hesaplarda sonlu elemanlar deplasman yöntemi ile hesap yapan SAP2000 yapısal analiz programı kullanılmıştır.

Sonuçta her bir yönteme ait performans değerleri karşılaştırmalı olarak irdelenmiş ve yetersiz durumlar için önerilerde bulunulmuştur.

2. KÖPRÜNÜN TANITILMASI

2.1. Mimari ve Geometri

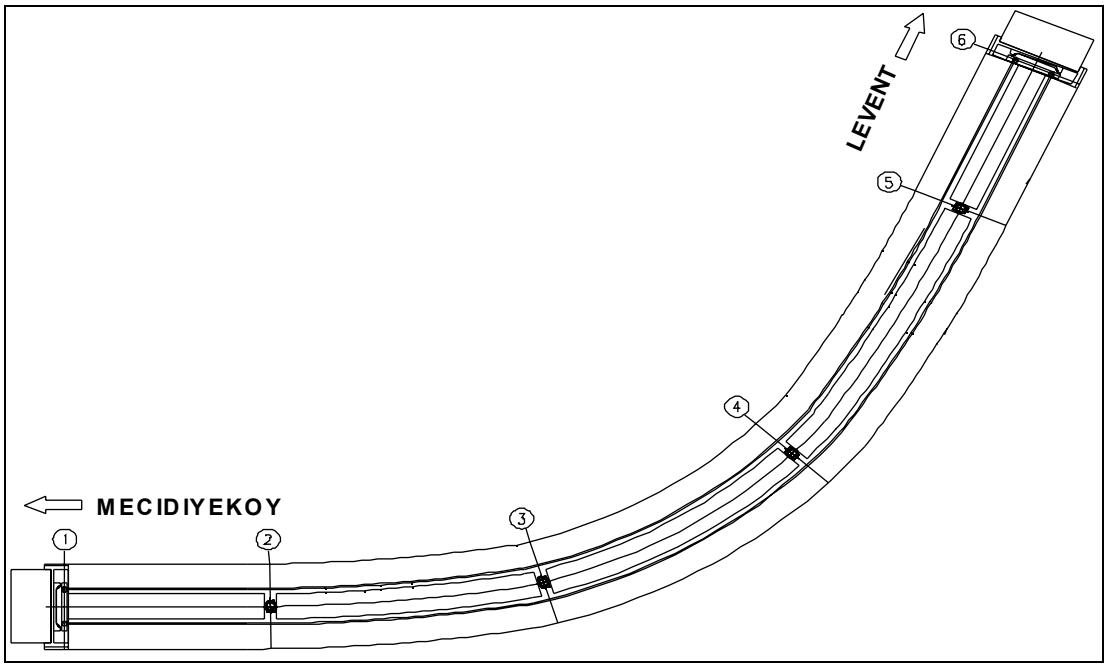
Köprünün Genel Özellikleri	
Açıklık sayısı	5
Mevcut akslar ve isimleri	1, 2, 3, 4, 5, 6
Ayak eksenleri ara mesafeleri	26.5 m, 34,048 m, 36,985 m, 36,435 m, 28.3 m
Kurb yarıçapı	1700 m.
Köprü genişliği	A-A Kesitinde 12.50 m B-B Kesitinde 10.5m
Yürüme yolu genişliği	A-A Kesitinde 1 m + 3 m, B-B Kesiti 1 m+1 m
Kiriş Sayısı	Köprü boyunca sürekli kiriş devam etmektedir.

2.1.1. Üstyapının tanıtılması

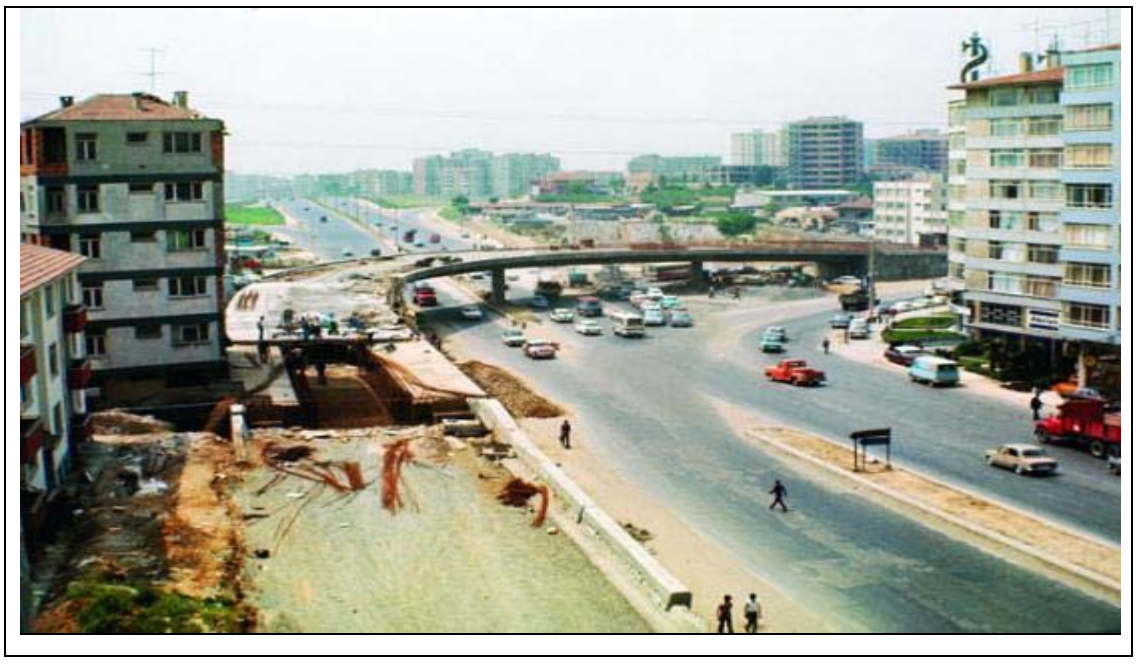
Köprü, 162.268 m uzunluğundadır ve güzergahı kurba bağlıyan bir klotoid ve devamında 1700 m yarıçaplı bir kurba üzerinde yer almaktadır. Köprü Mecidiyeköy-Levent istikametinde yer almakta olup Şekil 2.1 ve Şekil 2.2' de plan görünüşleri ve aks numaraları yer almaktadır. Şekil 2.3' de ise köprünün yapım sırasındaki görüntüsü mevcuttur.



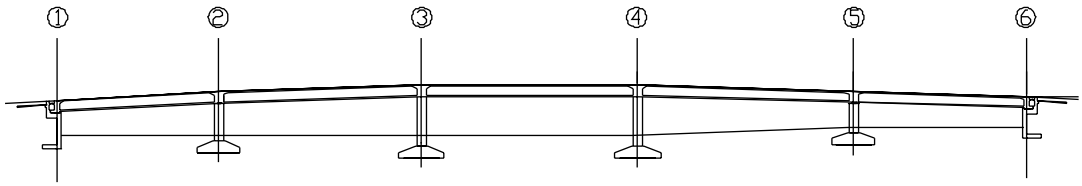
Şekil 2.1 : Köprü uydu görünüşü



Şekil 2.2 : Köprü aks numaraları



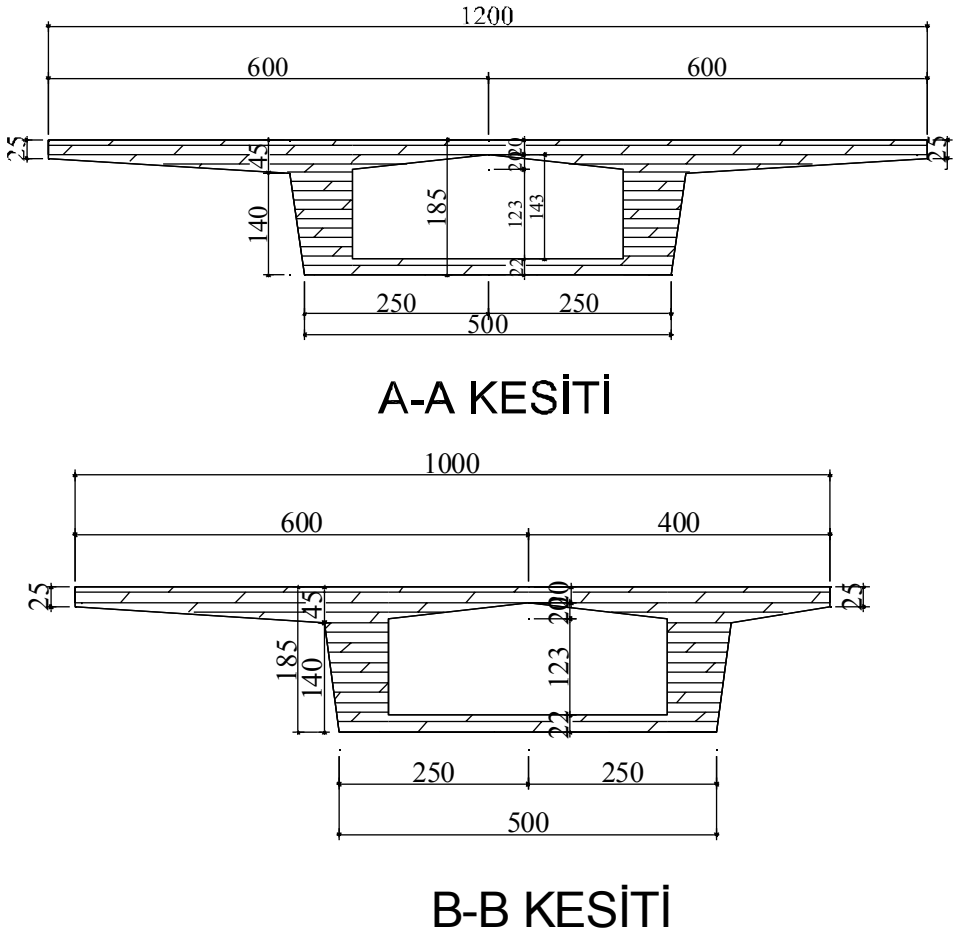
Şekil 2.3 : Köprünün yapım aşamasındaki görüntüsü



Şekil 2.4 : Köprü Boykesiti

En genel haliyle köprü boy kesiti 2.4' de verilmiştir. Ayaklar üzerine oturan kirişler tabliye görevi görerek taşıt yükü altında çalışmaktadır. (H_{30}–S_{24} – Karayolları Yol Köprüleri için Teknik Şartname) Taşıt yükü 12.50 m genişliğinde 2 şerit olarak akmaktadır. Karayolları teknik şartnamesinde bu genişlik için 4 şerit araç yükünün alınabileceği belirtilmiştir.

2.1.2. Kiriş açıklamaları

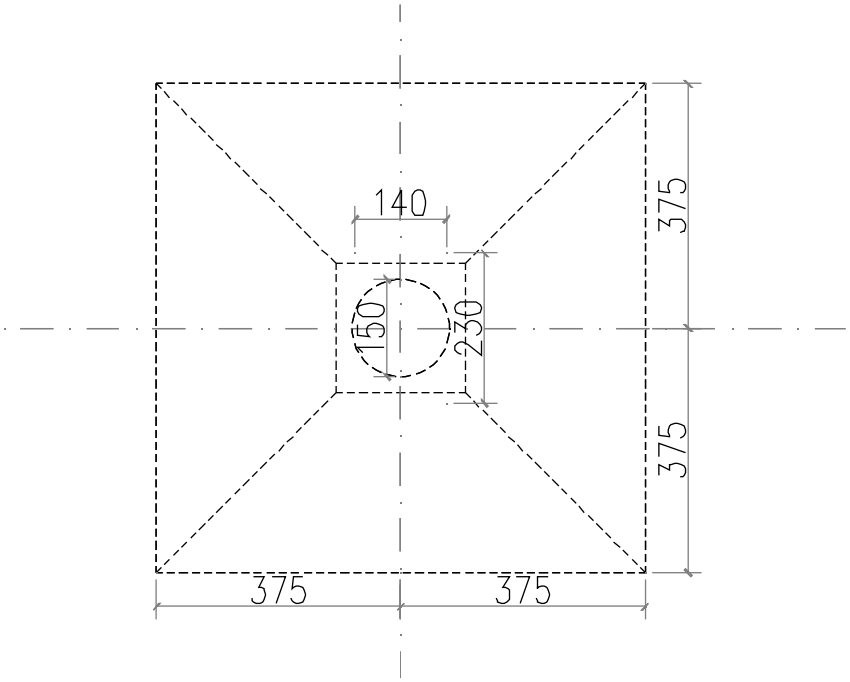


Şekil 2.5 : Öngerilmeli kiriş enkesitleri

Kirişler şekil 2.5'te görüldüğü üzere iki kesitten oluşan kapalı enkesitli kutu kirişlerdir. Kesitler tabliye görevi üstlenip üzerinde asfalt kaplama ve izolasyon mevcuttur. B-B Kesitli kiriş 13 m boyunca A-A Kesitli kiriş 149.268 m olup köprü boyunca devam etmektedirler. Kirişler herhangi bir başlık kirişine oturmayıp direkt olarak ayaklara oturmaktadırlar.

2.1.3. Ayaklar ve temeller

Ayaklar 1.50 m çapında olup daire kesitlidir. Temeller yüzeysel tekil temeldir (Şekil 2.6). Çizelge 2.1'de aks numaralarına göre ayakların ve her ayağın oturduğu temellerin özellikleri ayrı ayrı verilmiştir.



Şekil 2.6 :Yüzeysel temel planı

Çizelge 2.1 : Ayak yükseklikleri, temel tip ve boyutları

Aks No	Ayak Boyu	Temel Kalınlığı	Ayak Alanı	Temel Boyutları	Temel Tipi
	(m)	(m)	(m2)	(m)	
1		2,000	1,76		Kenarayak
2	5,890	2,000	1,76	7x7	Yüzeysel Temel
3	9,010	2,000	1,76	7.5x7.5	Yüzeysel Temel
4	9,010	2,000	1,76	7.5x7.5	Yüzeysel Temel
5	5,540	2,000	1,76	7x7	Yüzeysel Temel
6		2,000	1,76		Kenarayak

2.2. Malzeme

Köprü modellenirken kullanılan malzeme özellikleri paftalarda verildiği değerlerle aynı alınmıştır. Bilgi düzeyinin tam olduğu kabulü yapılmıştır. Bilgi düzeyi katsayısı "1.00"dir, (DBYBHY, 2007).

2.2.1. Beton sınıfı

- Ayak ve Temellerde : C25 (f_{ck} = 25 MPa)

2.2.2. Betonarme donatısı

- Tüm yapı elemanlarında : S420 (f_{yk} = 420 MPa)

2.2.3. Paspayları

- Ayaklarda : 3.0 cm
- Temel : 5 cm

3. HESAPTA İZLENEN YOL

- Köprünün bilgisayar modelinin oluşturulmasında doğrusal analizde yapı hem düşey hem de yatay kurba dikkate alınarak modellenmiştir. Statik itme analizinde ise yapı doğrusal olarak modellenmiştir.

- Sürekli kiriş tabliye elemanı ile ayaklar, eşdeğer kütleye ve eğilme rijitliğine sahip bir çubuk eleman olarak tanımlanmıştır.

- Köprüde ayaklar üzerine oturan tabliye üst yapısının yük analizleri yapılarak birim ağırlığı ve birim kütlesi yeterli yaklaşımla modele aktarılmıştır. Yapının kütlesi Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yapı Analizlerinin karşılaştırılması için her iki modelde de eşit olarak alınmıştır.

- Köprü boyunca uzanan sürekli kirişin ayaklara oturduğu yerlerde elemanlar, gerçeğe yakın bir şekilde ağırlık merkezlerinden, eğilme ve kesme rijitliği yüksek fiktif çubuklar ile birbirlerine bağlanmıştır. Bu elemanların kütlesi ve ağırlığı hesaba katılmamıştır.

- Ayakların alt noktalarına ve kirişlerin plastik mafsal oluşması muhtemel kesimlerinde çubuk plastik mafsal boyunda parçalara ayrılmıştır.

- 2 ve 5 akslarında orta ayaklar üzerinde bulunan elastomer mesnet olarak modellenen yastık elemanları yalnız boyuna yönde deplasman yapmaktadır. Analizlerde bu elemanların deplasmanları en fazla 5 cm olacak şekilde sınırlandırılmıştır.

- Yapı kütlesinin yeterli oranda (en az % 90) modal analize katılması sağlanmalıdır. (AASHTO, 2002)

4. MODELLEMEYE ESAS OLAN HAZIRLIK ÇALIŞMALARI

4.1. Yük Analizi

Köprüde yük analizi yapılırken sırasıyla kirişlerin yük analizi, üst yapı sabit yük analizi ve tabliye çubuk eleman analizi yapılacaktır.

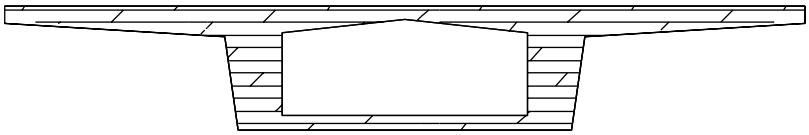
4.1.1. Kirişlerin Yük Analizi

Köprü, tek bir kiriş üzerinde sürekli olarak devam etmektedir. Kiriş enkesitleri arasında kesit değişimi sadece 1 numaralı akstan 13 m sonra ani olarak değişmekte olup, köprü boyunca kiriş en kesitleri ayak birleşimleri hariç sabit devam etmektedir. Kiriş ağırlıkları hesaplanırken, ayak kiriş birleşimlerinde kirişlerin enkesit değişimleri dikkate alınmıştır. Yük analizinde kiriş ağırlığının kiriş boyunca eşdeğer olarak dağıldığı kabulü yapılmıştır. Üstyapı hesaplarında eğilme rijitliği için eşdeğer kiriş kesiti kullanılmıştır. Ağırlığı kesin olarak hesaplanmış ve bu ağırlığın köprü uzunluğu boyunca homojen olarak dağıldığı varsayılmıştır.



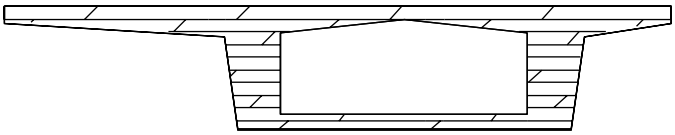
Şekil 4.1 : Öngerilmeli kiriş boykesiti

Şekil 4.1 de 3 ve 4 numaralı akslar arasında köprünün boykesiti gösterilmiştir. Şekil 4.2 de A-A ve B-B kesit alanlarıyla birlikte gösterilmiştir. Kiriş ağırlıkları hesaplanırken bu alanlardan ve uzunluklarından faydalanılacaktır. Hesap hassasiyeti için ayak kiriş birleşimlerindeki kiriş kesitleri tam dolu olarak alınmıştır.



A-A KESİTİ

7.099m2



B-B KESİTİ

6.399m2

Şekil 4.2 : Öngerilmeli kiriş enkesitleri

A – A Kesiti; 135.984 m boyunca

B – B Kesiti; 6.399 m boyunca

Buna göre kiriş hacmi:

$$Alan_{A-A} \times 135.984m + Alan_{B-B} \times 13m + Alan_{dolu} \times 4 \times 1.5 \times 12.02 + \left[\frac{Alan_{A-A} + Alan_{tedrici}}{2} \right] \times 8m$$

$$= 135.984 \times 7.099 + 6.399 \times 12.02 \times 4 \times 1.5 + (7.46 + 7.099)/2 \times 8 = 1178.92 m^3$$

şeklinde hesaplanmıştır.

Buna göre Kiriş ağırlığı = 1178.92 x 25 kN/m^3 =*29473.23 kN*

Birim ağırlık = 1332.02*kN* / 162.268 *m* =181.63 *kN*/*m*

4.2. Üstyapı Zati Yük Analizi

Yürüme Yolu

$$(1m+3m)\times 0.15m\times 149.268\times 25kN/m^3+(1m+1m)\times 0.15\times 25\times 13=2336.52/162.265=14.39kN/m$$

Asfalt Kaplama	$: 8\times 0.135\times 23\times 23kN/m^3$	= 24.84kN/m
Korkuluk	$: 2\text{ adet}\times(1.00kN/m+0.50kN/m)$	$=3.00kN/m$
Öngerilmeli Kiriş	$: 1\text{ adet}\times 181{,}63kN/m$	$=181.63kN/m$
Toplam birim üstyapı ağırlığı :		$=223.86kN/m$

4.3. Model Elemanları:

4.3.1. Tabliye çubuk elemanı

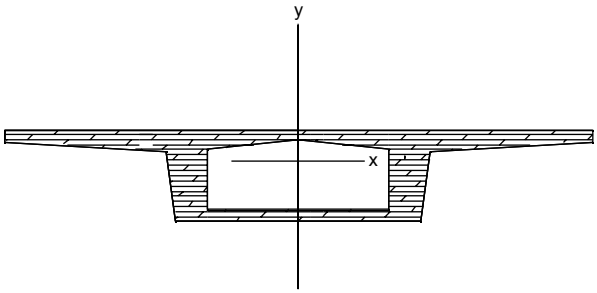
Kiriş enkesit alanı : 7.099 m^2 (A-A Kesiti eşdeğer kesit olarak alınmıştır.)

Tabliyeyi temsil ederken kullanılacak çubuk elemanın özkütlesi ve özağırlığı;

$\frac{223.89kN/m}{7.099m^2}=31.53kN/m^3$ birim ağırlıklı,

$\frac{31.53kN/m^3}{9.81m/s^2}=3.21kNs^2/m^3$ birim kütleye sahip,

ve enkesiti 7.099 m^2 olan bir çubuk tanımlanmıştır. Tabliyeyi temsil ederken kullanılacak çubuk eleman Şekil 4.3' deki kesite sahiptir. Ayrıca tabliyeyi temsil edecek elemanın atalet momentleri de aşağıda verilmiştir.



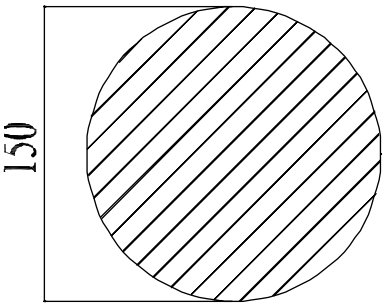
---------- REGIONS ----------

Area: 70990.0000
Perimeter: 3682.2096
Bounding box: X: -600.0000 -- 600.0000
Y: 0.0000 -- 185.0000
Centroid: X: 0.0000
Y: 121.2436
Moments of inertia: X: 1317827003.3333
Y: 5957964666.6668
Product of inertia: XY: 0.0000
Radii of gyration: X: 136.2481
Y: 289.7013
Principal moments and X-Y directions about centroid:
I: 274273618.1147 along [1.0000 0.0000]
J: 5957964666.6668 along [0.0000 1.0000]

Şekil 4.3 : Tabliye kesiti ve tanımlanan atalet eksenleri

4.3.2. Ayak çubuk elemani

Ayak çubuk elemanı enkesiti atalet momenti değerleri AutoCAD yardımıyla hesaplanmıştır. (Şekil 4.4)



---------- REGIONS ----------

Area: 1767145.8676
Perimeter: 4712.3890
Bounding box: X: -750.0000 -- 750.0000
Y: -750.0000 -- 750.0000
Centroid: X: 0.0000
Y: 0.0000
Moments of inertia: X: 2.4850E+11
Y: 2.4850E+11
Product of inertia: XY: 0.0000
Radii of gyration: X: 375.0000
Y: 375.0000
Principal moments and X-Y directions about centroid:
I: 2.4850E+11 along [0.7071 0.7071]
J: 2.4850E+11 along [-0.7071 0.7071]

Şekil 4.4 : Ayak enkesit özellikleri ve AUTOCAD okumaları

Buna göre ayak elemanlarının;

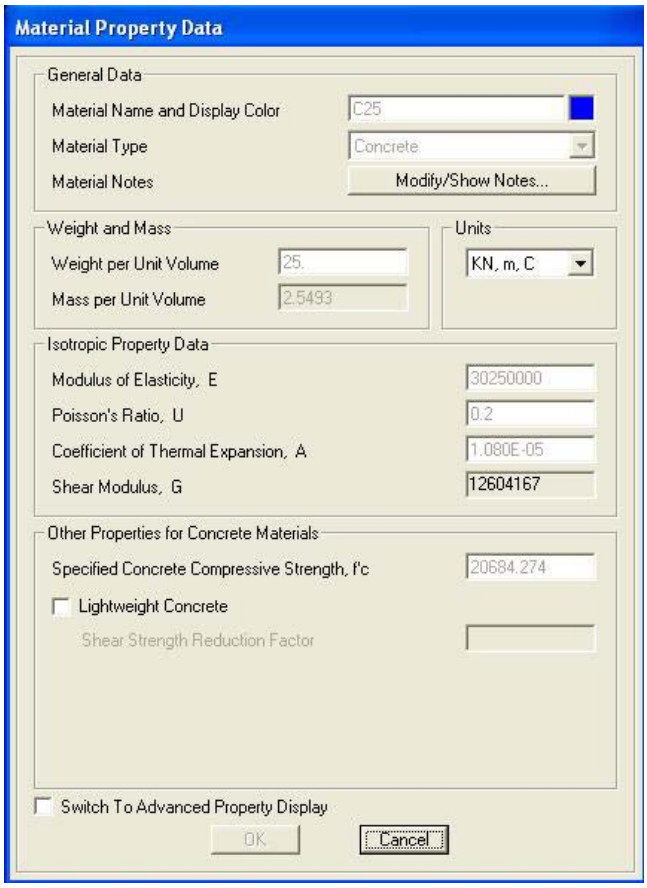
Ayak enkesit alanı : 1.7671 m^2

Ayak elemanlarının enine ve boyuna yönde atalet momenti : 0.2485 m^4

olacak şekilde, tabliye ve döşeme kesitleri gibi SAP2000 programında "general section" olarak yani genel özellikleri dışarıdan girilen kesit olarak tanımlanmıştır.

4.3.3. Malzeme bilgileri

Betonun elastisite modülü TS 500 birim hacim ağırlığı TS 498 de verildiği şekilde hesaplanmış ve SAP2000 Programına aşağıdaki gibi girilmiştir. Ayak için bu malzeme kullanılmış tabliye kesitleri için ise hesapları yapılan kendi malzemeleri tanımlanmış ve bu malzemeler kullanılmıştır. C25 sınıfı beton için Elastisite Modülü 30250 MPa, Poisson oranı 0.2 ve sıcaklık katsayısı 1.08 E-8 olarak alınmıştır (Şekil 4.5).



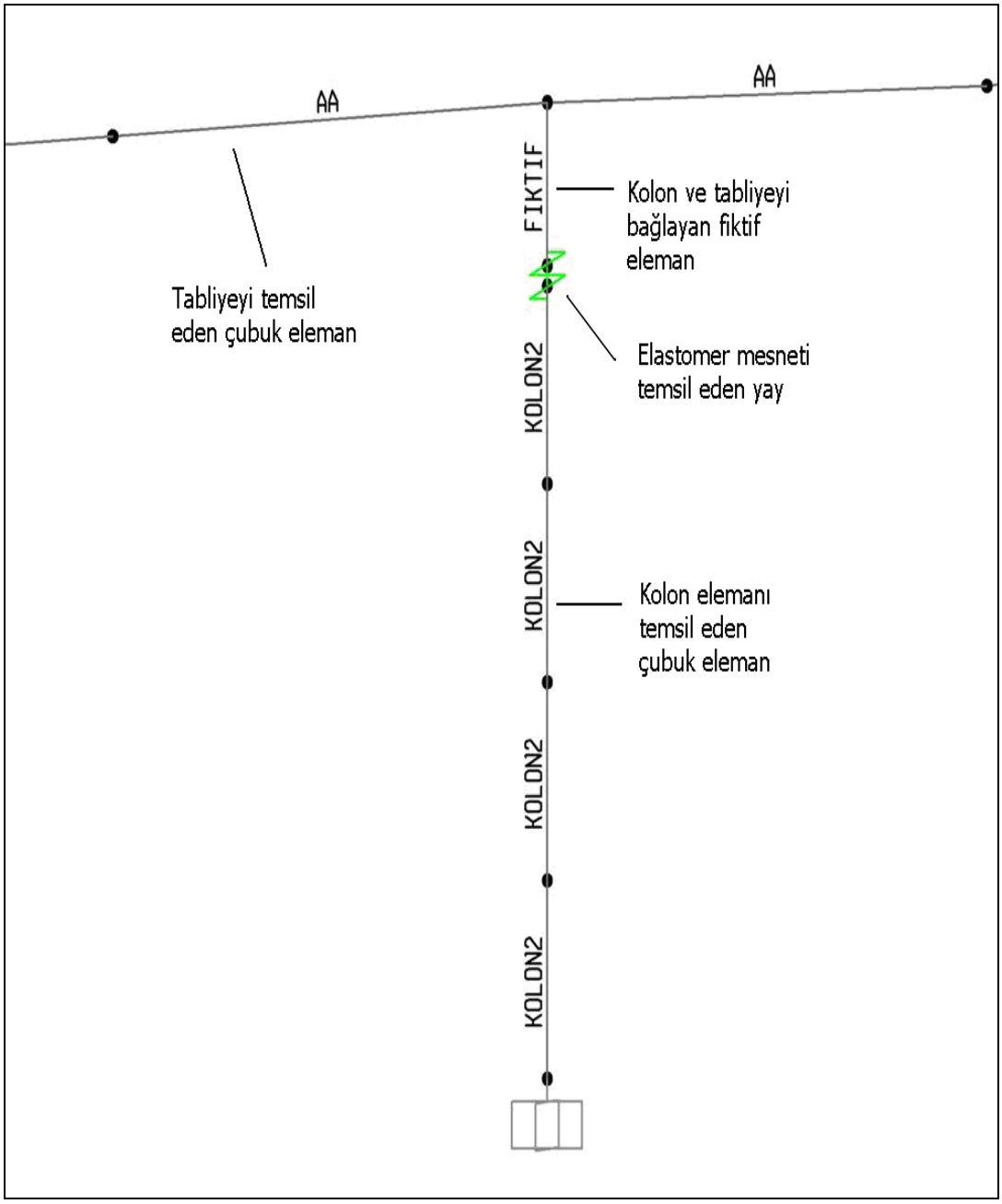
Şekil 4.5 : SAP 2000 beton malzeme tanımlaması

Köprünün davranışının incelenmesinde kullanılmak üzere bir betonarme kesit modeli kurulmuştur. Ayrıca yapının doğrusal olmayan analizi için beton modeli olarak Mander modeli benimsenmiştir. Ayak kesitlerinin analizi için ise yine Mander modelini esas alan XTRACT programı kullanılmıştır.

5. HESAP MODELİ

Bölüm 4.de belirtilen özelliklere sahip kurulan hesap modelinde ayaklar ve üstyapıyı oluşturan kiriş çubuk eleman olarak modellenmiştir. Ayrıca elastomer mesnetler; doğrusal elastik yaylar olarak köprü modelinde gerçekte varolduğu şekliyle kullanılmıştır. İncelenen köprü ikisi kenar ayak olmak üzere toplam altı ayağa sahiptir. Aynı zamanda tabliye görevi gören sürekli kiriş ayaklara yaklaşan yerler hariç tutulmak üzere, kesit değişimine maruz kalmaksızın köprü boyunca sürekli olarak devam etmektedir. Ayaklardan ikisi sürekli kirişe elastomerler ile basit olarak oturmuş olup diğer ayaklar kirişe ankastre olarak bağlanmıştır. Kurulan modelde bu elastomerler uygun rijitlikteki fiktif elemanlar ile tabliyeye ağırlık merkezinden bağlanmıştır. Orta ayaklarda 2 ve 5 numaralı akslarda bulunan elastomerler boyuna yönde hareketlidir. 6mm uzama 40 mm kısalma şartlarını yerine getirebilecek bir mesnet tasarımcı tarafından uygun görülmüştür. Ancak imalat sırasında hangi üretici firmaya ait mesnetin kullanıldığı hakkında bir bilgi mevcut değildir. Maurer, Tralleborg, Techstar gibi üretici firmaların kataloglarından elde edilen bilgiler doğrultusunda boyuna yönde 5 cm hareket serbestliği olan mesnetler seçilmiştir.

Eldeki veriler ışığında köprü boyunca devam eden sürekli kiriş üzerinde bir tabliye betonu yoktur. Bu sebepten ayrıca bir tabliye betonu modelde tanımlanmamıştır.

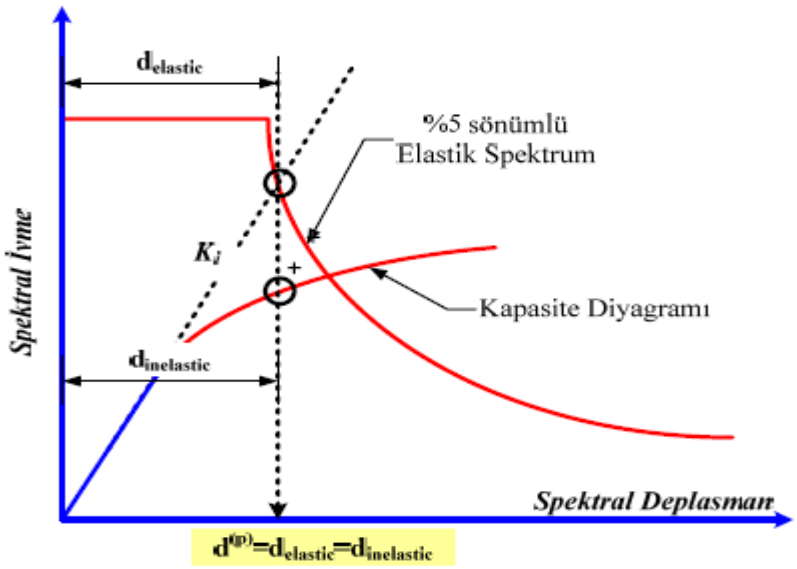


Şekil 5.1 : SAP2000 hesap modeli

6. KÖPRÜNÜN DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİNDE KULLANILAN YÖNTEMLER

Depreme dayanıklı yapı tasarımında ve mevcut yapıların deprem güvenliğinin belirlenmesine yönelik çalışmalarda performansa dayalı tasarım ve değerlendirme yöntemleri önemli bir yer tutmaktadır. Performansa dayalı deprem mühendisliğinin amacı, tahmin edilebilen deprem performansına göre yapı sistemleri üretmektir. Verilen bir yapının deprem performansı, belirli bir deprem etkisi altında, yapıyı oluşturan taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlarının performans seviyeleri ile tanımlanmaktadır. Performans seviyeleri ise, yapının verilen bir deprem etkisi altında öngörülen hasar miktarının sınır durumlarıdır. Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin iki temel parametresi talep ve kapasitedir. Talep yapıya etkiyen deprem yer hareketini, kapasite ise yapının bu deprem etkisi altındaki davranışını temsil etmektedir. Yapının kapasitesini belirlemek için çizilen kapasite eğrisi, sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay yükler altında yapı sisteminin analizi yapılarak elde edilmektedir. Kapasite eğrisinin çizilmesinde ya doğrusal olmayan bir hesaplama yöntemi kullanılarak statik itme analizi yapılmakta ya da doğrusal elastik yöntem kullanılmaktadır. Talep diyagramı ise tasarım spektrumu veya deprem ivme kayıtları kullanılarak elde edilmektedir. Spektral ivme ve spektral yer değiştirme eksen takımında çizilen kapasite ve talep diyagramlarının kesiştirilmesi yöntemler ile performans noktası bulunabilmektedir. Dayanıma göre performans altında incelenebilecek bu yöntem doğrusal elastik yöntem kullanılarak analizi yapılmış yapıların incelenmesinde kullanılabilmektedir.

Şekil değiştirme esaslı performans değerlendirmesinde ise yapıda deprem yükleri altında oluşacak şekil değiştirmeler, yapı elemanlarının şekil değiştirme kapasiteleriyle karşılaştırılır. Yani elemanlarda deprem yükleri altında plastik şekil değiştirmeler oluşup oluşmadığı ve bunların ne düzeylerde kaldığı incelenmektedir. Dolayısıyla daha gerçekçi ve değerlendirilmesi daha anlamlı olmaktadır. (Öncü, Celayır, 2007)



Şekil 6.1 : Spektral ivme- spektral deplasman grafiği

6.1. Değerlendirmede Kullanılacak Performans Düzeyleri

Performans düzeyleri, deprem etkisi altında meydana gelmesi beklenen hasarlara bağlı olarak aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır. Bu performans düzeyleri için kabul edilebilir hasar limitleri, her bir yapı tipi veya elemanı için ayrı ayrı ve sayısal olarak tanımlanmıştır.

Buna göre deprem büyüklükleri tanımlanmış, bu büyüklükteki yüklerin altında yapının davranışının da minimum veya kontrollü hasar düzeylerinde kalması hedeflenmiştir.

Tanımlanan bu performans düzeyleri;

- Minimum Hasar Performans Düzeyi (MH); Minimum Hasar Performans Düzeyi, ilgili yapılarda ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi ile hiç hasar meydana gelmemesi veya meydana gelecek yapısal hasarın çok sınırlı olması durumunu tanımlayan performans düzeyidir.

- Kontrollü Hasar Performans Düzeyi (KH); Kontrollü Hasar Performans Düzeyi, ilgili yapılarda ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında çok ağır olmayan ve onarılabilir hasarın meydana gelmesine izin verilen performans düzeyi olarak tanımlanır.

- İleri Hasar Performans Düzeyi (ĐH); İleri Hasar Performans Düzeyi, ilgili yapılarda ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında göçme öncesinde meydana gelen ileri derecedeki yaygın hasarı temsil etmektedir.

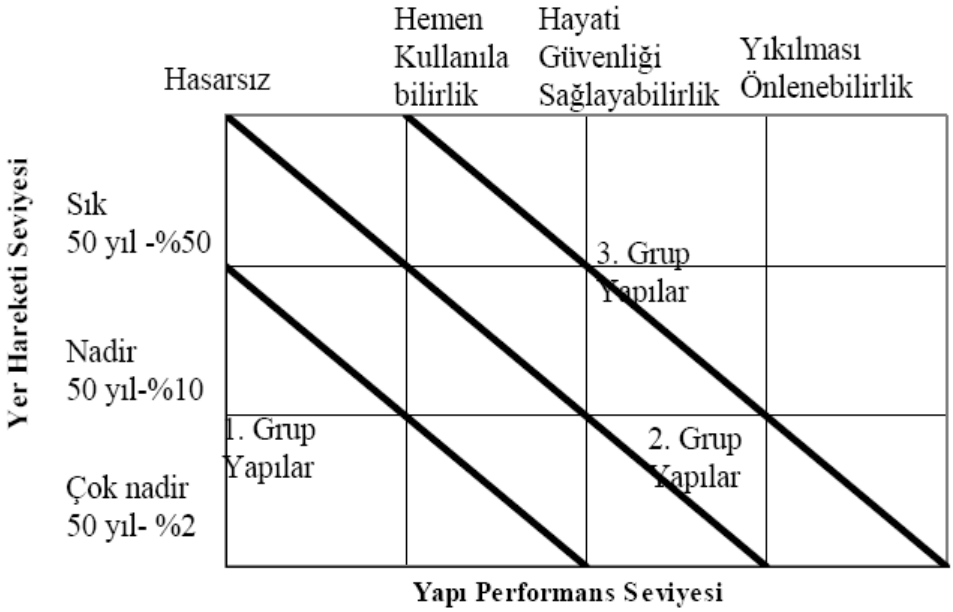
- Göçme Hasarı Durumu (GH); Bu durumda, ilgili yapılarda ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında tam göçme hasarı meydana gelir. İlgili yapı veya elemana ilişkin operasyona devam edilemez.

Mevcut binaların deprem güvenlik ve performansının değerlendirilmesinde göz önüne alınmak üzere üç farklı deprem etkisi tanımlanmıştır.

- S1 Depremi; Bu deprem düzeyi, yönetmelik kapsamındaki yapıların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı fazla olan, göreli olarak sık ancak şiddeti çok yüksek olmayan deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. Bu düzeyindeki depremin 50 yılda asılma olasılığı %50, buna karsı gelen dönüş periyodu ise 72 yıldır. S1 depremi altında yapıda minimum ya da ihmal edilebilecek düzeyde hasar oluşması beklenir.

- Tasarım depremi; Bu deprem düzeyi, yönetmelik kapsamındaki yapıların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı çok fazla olmayan, seyrek ancak şiddetli deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. Bu düzeydeki depremin 50 yılda asılma olasılığı %10, buna karsı gelen dönüş periyodu ise 475 yıldır.

- S2 Depremi; Bu deprem düzeyi, yönetmelik kapsamındaki yapıların maruz kalabileceği en şiddetli deprem yer hareketini ifade etmektedir. Bu düzeydeki depremin 50 yılda asılma olasılığı %2, buna karsı gelen dönüş periyodu ise 2475 yıldır. Spektrumu Tasarım depreminin yaklaşık 1.5 katı kadardır. Bu depreme maruz kalmış yapıda belirli düzeyde hasar görülmesi beklenir. Ancak yapı elemanlarında görülecek plastik şekil değiştirmelerin belirli sınırlar içinde kalması beklenir. Yapının göçmesi kesinlikle istenmez, yapıda görülecek hasar onarılabilecek düzeyde kalmalıdır. Yapının bu deprem altında kontrollü hasar performans düzeyini göstermesi beklenir. Şekil 6.2'de yer hareketi seviyesi ile yapı performansı arasındaki ilişki gösterilmiştir.(Aydınoğlu, 2005)



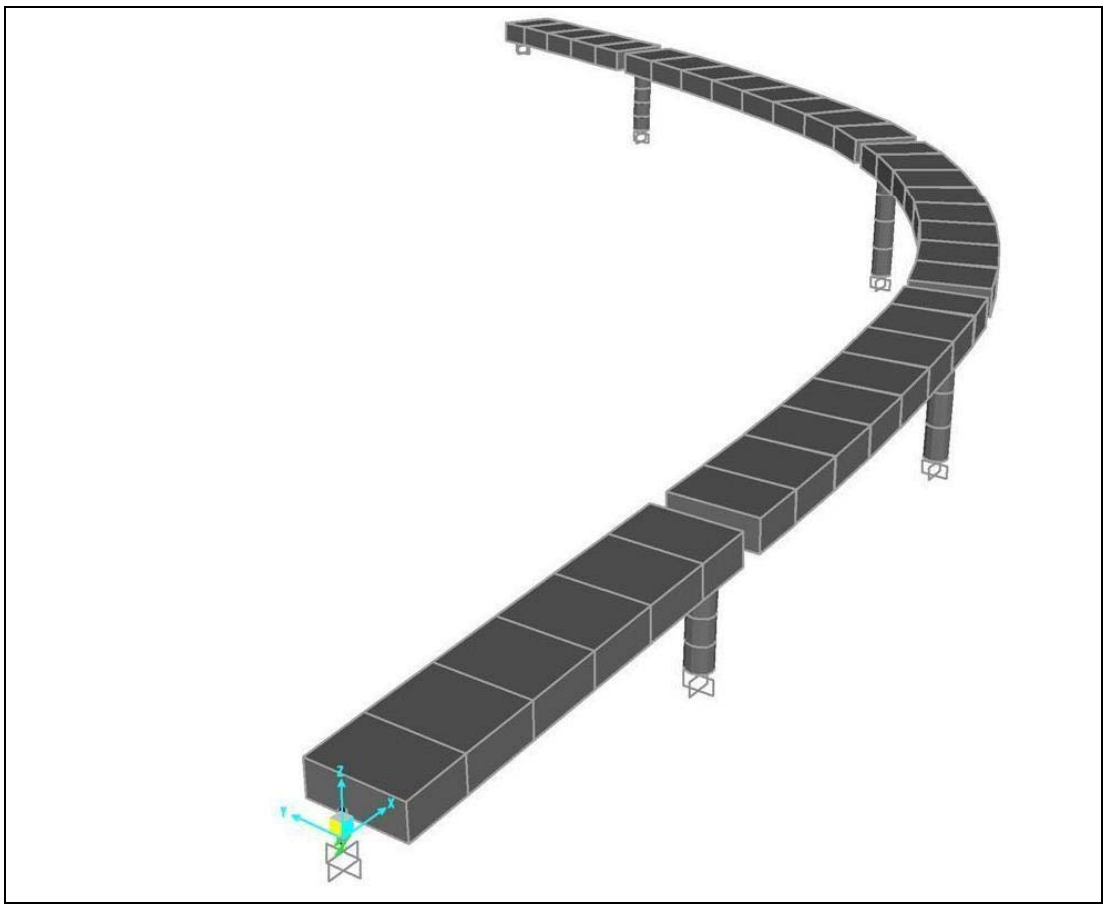
Şekil 6.2 : Yer hareketi – Yapı performans seviyesi grafiği

İncelenen köprünün analizinde kullanılan, S1 ve S2 depremleri için köprü için özel olarak hazırlanan spektrumlar kullanılmıştır. Bu spektrumların elde edilmesi için özel olarak bir çalışma yapılmıştır (İpek ve Pakdamar, 2007).

İncelenen köprü yukarıda belirtilen S1 ve S2 depremleri altında belirtilen performans düzeylerini gösterip göstermediği doğrusal olmayan yöntemler ile de incelenmiştir.

7. DOĞRUSAL ELASTİK ANALİZ

7.1. Doğrusal Elastik Analiz ile İlgili Açıklamalar



Şekil 7.1 : Köprü modeli

Tasarlanan model, gerçekte var olduğu gibi, daha önceden hesaplanan geometrik ve fiziksel özelliklere sahip üst yapı ve ayaklar ile aks açıklıkları boykesit ve plandan okunarak, yatay ve düşey kurba paftadaki vaziyet planındaki kotlar da dikkate alınmak suretiyle birebir alınmıştır. Köprüde kiriş köprü boyunca sürekli olarak devam etmekte olup ayaklar aynı zamanda da tabliye görevi gören bu kirişe herhangi bir başlık kirişi vasıtası olmaksızın bağlanmıştır. 2 ve 5 numaralı akslarda bulunan ayaklar neotoph elastomerler ile bağlanmıştır. Bu elastomerler Bölüm 4'de anlatılan

özelliklere göre fiktif yaylar olarak modellenmiştir. Sadece üst yapıda oluşan kesit tesirlerini görmek amacıyla ayaklar temel üstüne kadar modellenmiştir. Bu tesirler temellerin kontrolü yapılırken temele etkiletilecektir. Ayaklar temele bağlandıkları yerde ankastre olarak tanımlanmışlardır. Temel ile üst yapının beraber modellenmesi sırasında köprü periyodunun çok yüksek olduğu saptanmıştır. Bu sebepten gerçekçi bir sonuca varmak amacıyla temel ile üst yapı ayrı modellenmiştir. Böylece kesit tesirlerinde ve köprünün rijitliğinde oluşabilecek bir azalmanın önüne geçilmiştir.

Ayaklar ve kiriş sonlu elemanlar metodu gereği yeterli hassasiyetin sağlanması amacıyla birbirine yakın uzunlukta yeterli parçalara ayrılmıştır. Böylece düğüm noktası sayısı artmış olup hesabın gerçekçiliği artmıştır.

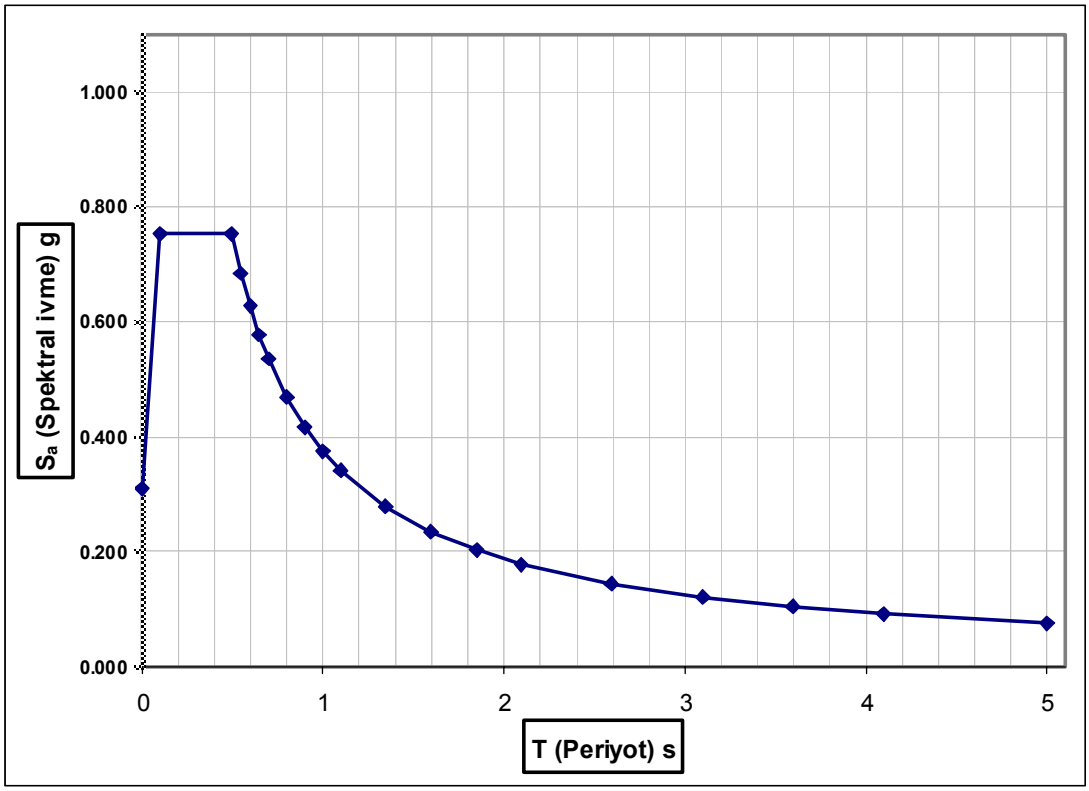
Doğrusal analiz hesap yönteminde Tasarım depremi için benzeştirilerek oluşturulmuş, aşılma olasılığı 50 yılda %10 olan ve dönüş periyodu 475 yıl olan depremin ivme değerleri kullanılmıştır. Zemin sınıfına bağlı olarak kullanılacak spektrumlar elde edilmiştir. Kesit tesirleri bu deprem yükleri altında okunmuştur ve kesit dayanımları ile karşılaştırılmıştır.

Köprü ayaklarının çatlamış kesit rijitlikleriyle çalışılmıştır. Bu rijitlikler daha sonra doğrusal olmayan analiz için de kullanılacağından, sadece düşey yük etkilerine bağlı olarak hesaplanmıştır.

Yapı elemanlarının kuvvete dayalı analizi tasarım depremi olarak tanımlanan deprem spektrumu altında yapılmıştır. Spektrum spektral ivme – periyot grafiği olarak Şekil 7.2.'de tariflenmiştir.

Kurbta modellenen köprü modellerinde belirtilen bu spektrum deprem spektrumu olarak girilmiş ve kesit tesirleri bu deprem yükleri altında okunmuştur ve kesit dayanımları ile karşılaştırılmıştır.

Bu yöntemde deprem etkisini tanımlayan spektrum eğrisinin azaltılması şeklinde yapılır. Mevcut yapıların değerlendirilmesinde tasarım için kullanılan verilerin kullanılmasının gerçekçi çözümlere ulaşılamadığı sonucuna varılmıştır. Bu sebepten tasarım için deprem spektrumuna benzeştirilmiş yeni deprem spektrumu kullanılmıştır.



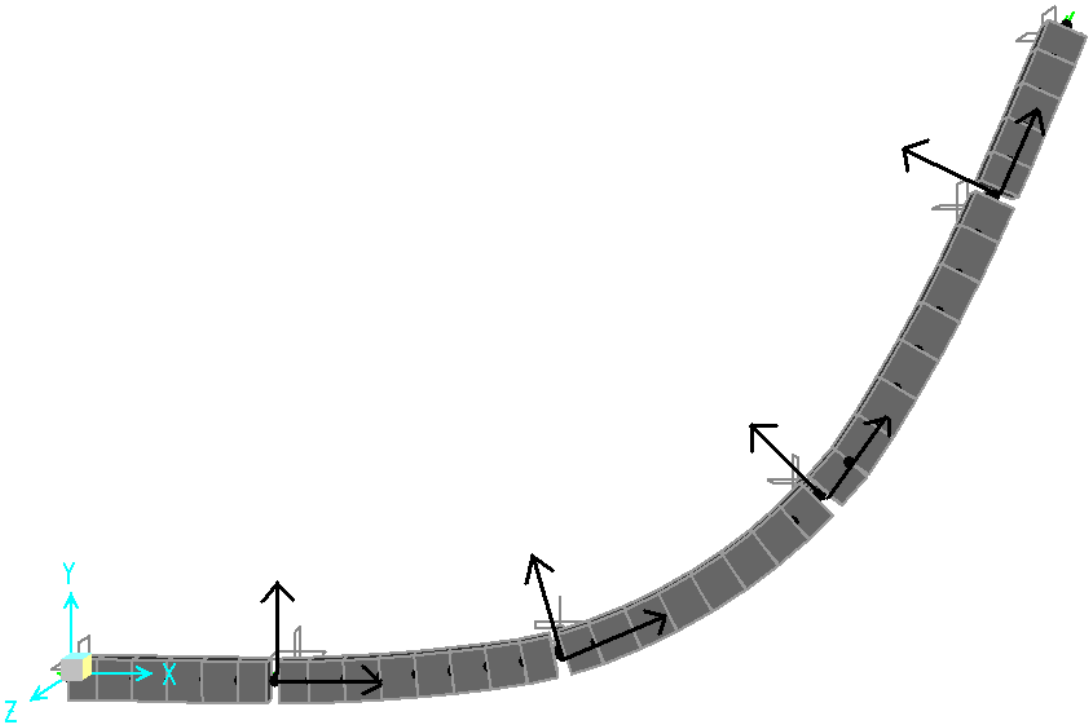
Şekil 7.2 : Tasarım depremi için benzeştirilerek oluşturulmuş "spektral ivme–periyot spektrumu"

Col. No.		1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
			β FACTORS														
GROUP		γ	D	$(L+I)_n$	$(L+I)_p$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	%	
SERVICE LOAD	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100	
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150	
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**	
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125	
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125	
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125	
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140	
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140	
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133	
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140	
	IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150	
	X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100	Culvert
LOAD FACTOR DESIGN	I	1.3	β_D	1.67*	0	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	Not Applicable	
	IA	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	IB	1.3	β_D	0	1	1.0	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0		
	II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0		
	III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0		
	IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0		
	V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0		
	VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0		
	VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	0		
	VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1		
	IX	1.20	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1		
	X	1.30	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0		Culvert

Şekil 7.3 : AASHTO 2002; Tablo 3.22.1A dan alınan tablo

7.2. Doğrusal Elastik Analiz Hesapları

Köprü modeli çubuk elemanlarla modellenmiştir. Köprü kurblu olduğu için yapıya belirtilen aks noktalarından köprü istikameti doğrultusunda ve bu istikamete dik doğrultularda, Şekil 7.4'te görüldüğü gibi 5 noktadan deprem yükü etkiletilmiştir.



Şekil 7.4 : Köprü modelinde uygulanan deprem doğrultuları

Analiz olarak modların birleştirilmesi yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntem birden fazla mod göz önüne aldığı için diğer yöntemlere nazaran daha etkilidir. Modal kütle katılımının %90'ın altında kalmaması için köprü doğal titreşim periyotları SAP2000 kullanılarak RITZ yöntemiyle belirlenmiştir. En büyük kesit tesirleri çizelgede kurbtaki köprü modeli için yer almaktadır.

Kesit rijitlikleri olarak çatlamış kesit rijitlikleri modelde hesaba katılmıştır (DBYBHY, 2007). Bunun için XTRACT programından yararlanılarak, düşey yükler altında yapılan bir ön çözüm sonucu elde edilen normal kuvvetler ayak kesitleri üzerine etki ettirilerek moment – eğrilik bağıntıları elde edilmiş, bunlara bağlı olarak çatlamış kesit rijitlikleri okunmuştur ve çizelge 7.1' da gösterilmiştir.

Çizelge 7.1 : Çatlamış kesit rijitlikleri

AYAK ÇATLAMIŞ KESİT RİJİTLİKLERİ				
AKS NO	NORMAL KUVVET	BOYUNA YONDE	ENİNE YONDE	SAP2000'e girilecek çatlamış kesit katsayıları
	kN	Nm2	Nm2	
2	-7723.63	3.17E+09	3.17E+09	0.421704
3	-8212.6	5.54E+09	5.54E+09	0.736984
4	-9547.5	5.68E+09	5.68E+09	0.755608
5	-8616.29	3.17E+09	3.17E+09	0.421704
3 ÜST	-7814.55	5.50E+09	5.50E+09	0.731663
4 ÜST	-9149.45	5.64E+09	5.64E+09	0.750287

Buna göre ayak enine ve boyuna atalet momenti = 0.249 m^4 olmak üzere ve Elastisite modülü E = 30250 MPa alınarak Sap2000'e girilecek katsayılar elde edilmiştir.

Eldeki paftalara bakılarak dairesel kesitli ayaklarda belirli bir yerde donatının veya kesitin azalmadığı, sargı donatısının ise sabit aralıklarla devam ettiği görülmüştür. Buna dayanarak kesit tesirlerinin en olumsuzları ayak alt uçlarında meydana gelmektedir denilebilir.

Bu elemanlara karşılık kesit tesirleri okunmuş ve olumsuz olan kesit tesirleri çizelge halinde verilmiştir. Kurbta modellenen köprüde ayak çubuk elemanlarının kesit tesirlerinden en elverişsiz olanları belirlenmiştir.

Ayak kesitlerinin kapasitesi, kesitin plastik şekil değiştirme kapasitesi dâhil taşıyabileceği en büyük moment değeridir. Ayak kesitlerinin kapasitelerinin belirlenmesinde XTRACT adlı Programa girilmiş ayak kesitleri üzerinde çizilen moment etkileşim diyagramlarından yararlanılmıştır. Buna göre, deprem etkisi altında zorlanan kiriş ve ayak kesitlerinde, ortaya çıkan normal kuvvet değerlerinden en olumsuz normal kuvvet değerleri altında ayak kesit kapasiteleri hesaplanmış ve bu değerler kesitlerde meydana gelen tesirler ile karşılaştırılmıştır. Fakat elde edilen kesit kapasiteleri hesaplanırken etkileşim diyagramlarından okunan kapasite değerleri AASHTO' ya göre %30 arttırılmıştır, (Φ=1.3).

Ayak kesitlerinin etki/kapasite oranları, sadece deprem etkisi altında hesaplanan kesit eğilme momentinin kesit artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilir. Kesitin artık eğilme momenti kapasitesi, kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan, eğilme momentinin farkıdır. Etki/kapasite oranlarının hesaplanmasında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınacaktır. (DBYBHY, 2007).

$$M_A = M_K - M_D \tag{7.1}$$

$$r_{e/k} = \frac{M_E}{M_A} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{M_E}{M_K - M_{G+Q}} \tag{7.2}$$

Burada azaltılmamış deprem yükünün mevcut kapasite ile karşılanması söz konusu olsaydı $r \leq 1$ olması gerekirdi. Bu durumda elemanlarda hiç hasar beklemezdi. Ancak, deprem etkisinin elastik ötesi davranış ile karşılanması ve sınırlı hasara izin verilmesi söz konusu olduğu için, doğrudan sünekliğe bağlı olan ‘’r‘’ katsayısının sınır değeri birden büyük olarak; kesitte kabul edilebilecek hasar seviyesine, sünekliği olumsuz etkileyen kesme kuvveti ve normal kuvvetin değerlerine ve sünekliği olumlu etkileyen sargı donatısının yönetmelikte öngörülen düzeyde bulunmasına bağlı olarak verilir.Dolayısıyla amaca yönelik olarak çalışmak gerekirse makul bir hasar bölgesi sınırının seçilmesi ve ayak kesitlerinde meydana gelen hasarın hangi hasar bölgesinde kaldığının belirlenmesi daha uygundur. Bir etki kapasite oranı seçilir, bu oran ile ayak dayanımlarının hangi hasar bölgesinde kaldıkları belirlenir. Daha sonra ardışık yaklaşımla etki kapasite oranının birkaç kez değiştirilmesiyle hangi hasar bölgesinde kaldıkları tespit edilebilir. (Celep,2008)

7.3. Doğrusal Elastik Analiz Sonuçları

Doğrusal analizi yapılan yapının periyotları ve modal kütle katılımları Çizelge 7.2’ de verilmiştir. Köprünün ilk üç periyoduna ait mod şekilleri Şekil 7.6, Şekil 7.7 ve Şekil 7.8’ de gösterilmiştir. Köprünün 1. ve 2. mod şekilleri yapının enine doğrultularında, 3. mod ise yapıda boyuna doğrultuda etkilidir.

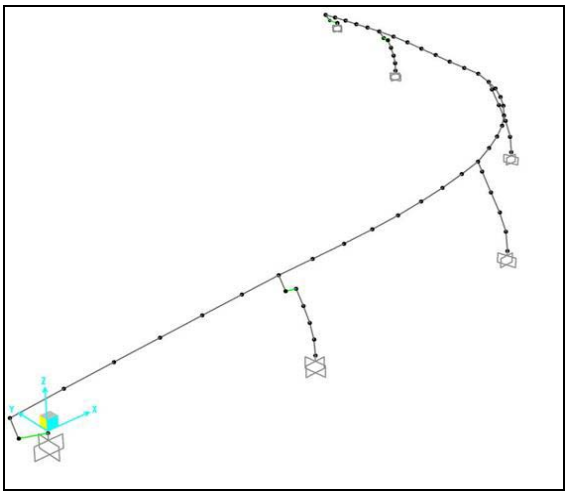
Köprü modelinin tasarım depremi olarak tariflenen deprem yükleri altında davranışı ve bu davranışı sergilerken köprü elemanlarında oluşan iç kuvvetler özet olarak Çizelge 7.2' de verilmiştir.

Sonuç olarak yöntemin adımları aşağıdaki biçimde özetlenebilir.

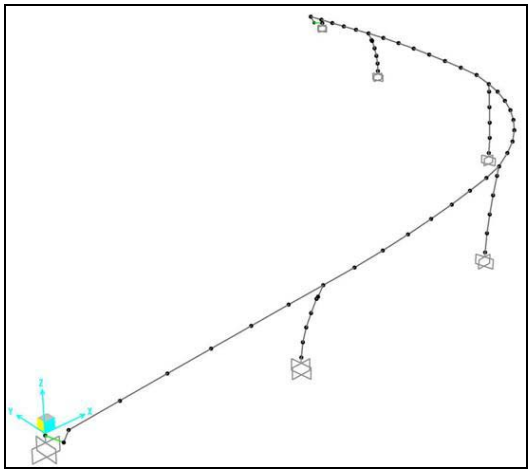
- Taşıyıcı sistem mevcut yükler altında çözülerek Md ve Nd etkileri bulunur.
- Taşıyıcı sistem öngörülen azaltılmamış deprem etkisi altında çözülerek Me ve Ne kesit etkileri hesaplanır
- Taşıyıcı sistem ayaklarının eğilme momenti kapasiteleri hesaplanır
- Etki\kapasite oranları bulunur ve tablodan hasar bölgesi belirlenir
- Sistem için belirlenen performansın istenen düzeyde olup olmadığına karar verilir

Çizelge 7.2 : Köprü periyotları ve modal kütle katılım oranları

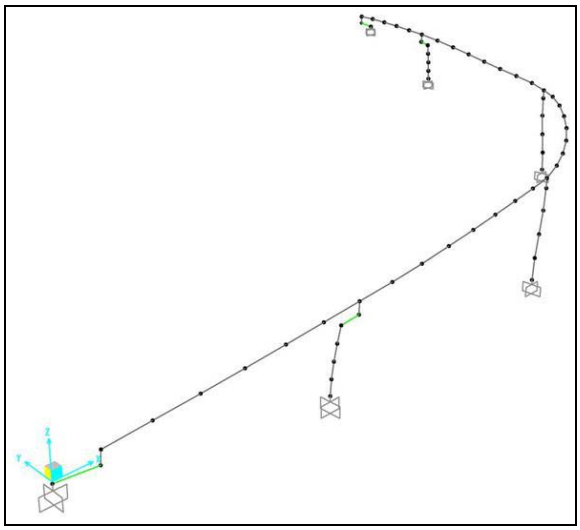
TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Output Case	Step Type	Step Num	Period	SumUX	SumUY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.054	0.251	0.703	0.685	0.009	0.000	0.685
MODAL	Mode	2	0.866	0.380	0.753	0.128	0.009	0.000	0.812
MODAL	Mode	3	0.780	0.975	0.959	0.147	0.013	0.002	0.959
MODAL	Mode	4	0.573	0.981	0.981	0.023	0.013	0.003	0.982
MODAL	Mode	5	0.408	0.982	0.983	0.001	0.074	0.052	0.984
MODAL	Mode	6	0.310	0.983	0.983	0.001	0.122	0.123	0.984
MODAL	Mode	7	0.304	0.985	0.984	0.001	0.136	0.143	0.985
MODAL	Mode	8	0.241	0.985	0.984	0.000	0.164	0.340	0.985
MODAL	Mode	9	0.182	0.985	0.985	0.000	0.164	0.340	0.985
MODAL	Mode	10	0.168	0.985	0.985	0.000	0.164	0.366	0.985
MODAL	Mode	11	0.152	0.985	0.985	0.000	0.471	0.626	0.986
MODAL	Mode	12	0.123	0.985	0.985	0.000	0.471	0.626	0.986
MODAL	Mode	13	0.119	0.986	0.985	0.000	0.693	0.699	0.986
MODAL	Mode	14	0.103	0.986	0.985	0.000	0.696	0.700	0.986
MODAL	Mode	15	0.092	0.986	0.985	0.000	0.696	0.700	0.986
MODAL	Mode	16	0.089	0.986	0.985	0.000	0.696	0.703	0.986
MODAL	Mode	17	0.084	0.986	0.985	0.000	0.697	0.704	0.986
MODAL	Mode	18	0.074	0.986	0.985	0.000	0.697	0.704	0.986
MODAL	Mode	19	0.068	0.986	0.985	0.000	0.785	0.790	0.986
MODAL	Mode	20	0.063	0.988	0.985	0.000	0.785	0.790	0.986
MODAL	Mode	21	0.062	0.988	0.985	0.000	0.785	0.790	0.986
MODAL	Mode	22	0.060	0.988	0.985	0.000	0.785	0.791	0.986
MODAL	Mode	23	0.058	0.988	0.985	0.000	0.795	0.843	0.986
MODAL	Mode	24	0.057	0.989	0.987	0.002	0.795	0.843	0.988
MODAL	Mode	25	0.053	0.989	0.987	0.000	0.795	0.843	0.988
MODAL	Mode	26	0.051	0.989	0.987	0.000	0.795	0.853	0.988
MODAL	Mode	27	0.049	0.989	0.987	0.000	0.795	0.855	0.988
MODAL	Mode	28	0.048	0.989	0.987	0.000	0.798	0.859	0.988
MODAL	Mode	29	0.047	0.989	0.987	0.000	0.800	0.859	0.988
MODAL	Mode	30	0.043	0.989	0.987	0.000	0.807	0.861	0.988
MODAL	Mode	31	0.039	0.989	0.988	0.000	0.807	0.861	0.988
MODAL	Mode	32	0.037	0.990	0.988	0.000	0.809	0.863	0.989
MODAL	Mode	33	0.037	0.991	0.992	0.004	0.811	0.867	0.992
MODAL	Mode	34	0.035	0.992	0.992	0.001	0.818	0.875	0.993
MODAL	Mode	35	0.034	0.992	0.993	0.000	0.826	0.882	0.993
MODAL	Mode	36	0.029	0.992	0.993	0.000	0.826	0.882	0.994
MODAL	Mode	37	0.028	0.992	0.993	0.000	0.827	0.883	0.994
MODAL	Mode	38	0.023	0.994	0.994	0.000	0.827	0.883	0.994
MODAL	Mode	39	0.023	0.995	0.994	0.001	0.828	0.883	0.994
MODAL	Mode	40	0.016	0.995	0.995	0.000	0.828	0.883	0.994
MODAL	Mode	41	0.015	0.995	0.995	0.000	0.828	0.884	0.994
MODAL	Mode	42	0.012	0.996	0.998	0.003	0.828	0.884	0.997
MODAL	Mode	43	0.012	0.998	0.998	0.000	0.829	0.884	0.997
MODAL	Mode	44	0.006	1.000	0.999	0.000	0.829	0.884	0.997
MODAL	Mode	45	0.006	1.000	1.000	0.001	0.829	0.884	0.999



Şekil 7.5 : Köprü 1. Mod Şekli



Şekil 7.6 : Köprü 2. Mod Şekli



Şekil 7.7 : Köprü 3. Mod Şekli

Hasar düzeyinin belirlenmesinde yapıdaki "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Çizelge 7.4'de belirtilen etki\kapasite oranları dikkate alınmıştır. Bununla beraber sabit yükler altında ayaklarda moment oluşması beklenmez. Dolayısıyla ayak momentlerinin bir etki/kapasite katsayısının belirlenmesinde zati yükler altında bir tesir oluşmamaktadır. Buna göre ayakların etki kapasite oranları belirlenmiş ve belirtilen etki kapasite tablosunun neresinde kaldığı tespit edilmiştir. Yapıda meydana gelebilecek hasar düzeyine bu şekilde karar verilebilir.

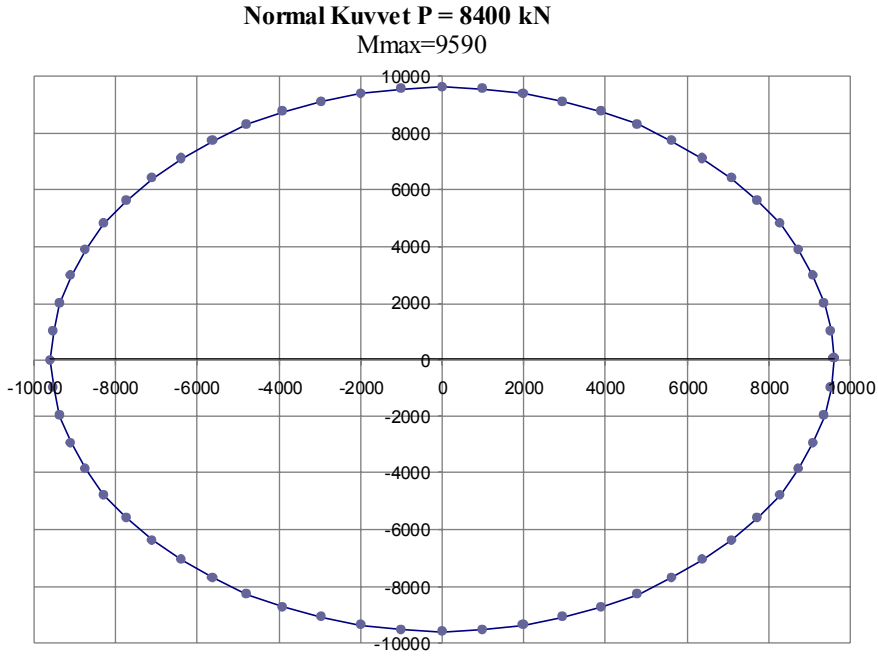
Bu bilgiler ışığında köprü modelinden okunan en elverişsiz kesit tesirleri Çizelge 7.3' de ve bu kesit tesirlerinin oluştuğu normal kuvvetler altındaki moment etkileşim diyagramları ile ayak kapasiteleri aşağıda yer almaktadır.

Çizelge 7.3 : Köprü ayaklarının en elverişsiz kesit tesirleri

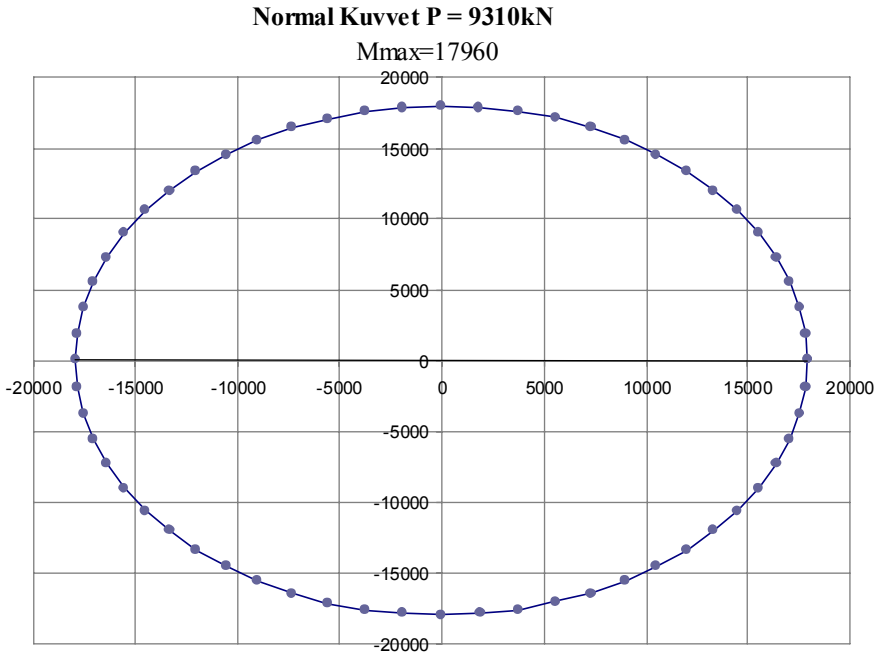
TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	kN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
17	0	ENVEEN	Combinati	Min	**-8400.09**	-1020.4	-2156.73	0	-12834.1	-6064.83
50	0	ENVEBOY	Combinati	Min	**-9310.5**	**-5173.1**	-2144.31	**-541.022**	-13166.9	**-24219**
54	0	ENVEBOY	Combinati	Min	**-10775.2**	-3740.65	**-3917.52**	-539.397	-19185	-19129.7
54	0	ENVEEN	Combinati	Max	**-8609.65**	2671.652	3579.959	321.6402	**22180.01**	14216.45
58	0	ENVEBOY	Combinati	Min	**-9351.45**	-1903.23	-1160.52	0	-6452.62	-10586.2

Ayak kesitlerinin belirtilen normal kuvvetler altında pekleşmeli kapasitelerinin belirlenmesinde ayak kapasitesinin çizdirilen moment etkileşim diyagramının %30 daha fazlasının alınabileceği belirtilmiştir (AASHTO, 2002). Buna göre moment etkileşim diyagramları ve ayak pekleşmeli kapasite değerleri belirlenmiştir.

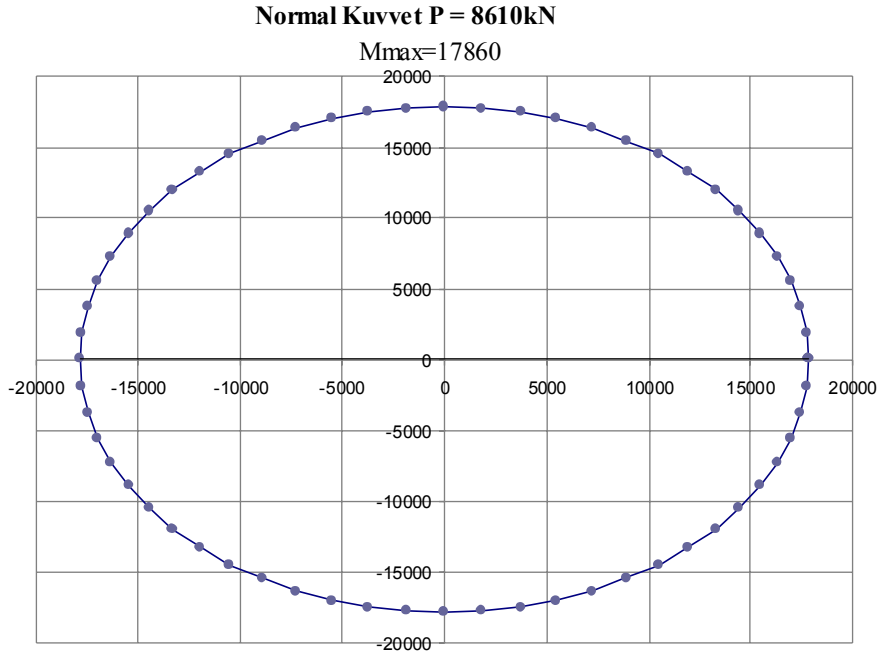
Ayaklara gelen normal kuvvet etkileri altında moment etkileşim diyagramları belirlenmiş olup ayakların kapasiteleri bulunmuştur.



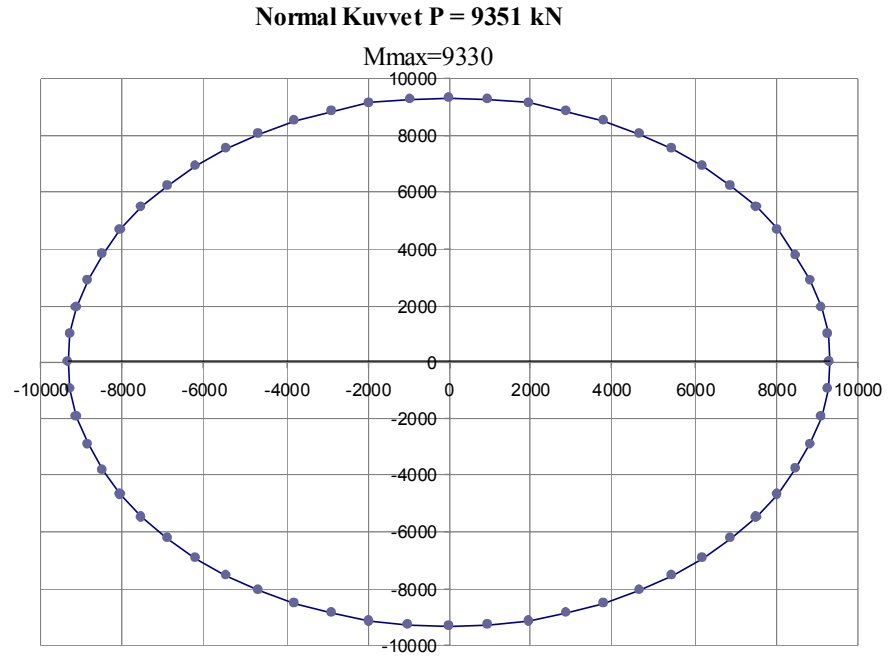
Şekil 7.8 : 2 Aksı 8400 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı



Şekil 7.9 : 3 Aksı 9310 kN normal kuvvet altında moment etkileşim diyagramı



Şekil 7.10 : 4 Aksı 8610 kN normal kuvvet altında moment etkileşimi



Şekil 7.11 : 5 Aksı 9351 kN normal kuvvet altında moment etkileşimi

Diyagramlar kapasite değerlerinin bulunması ve değerlerin tablolarda işlenmesiyle oluşturulmuştur. Yapılan hesaplarda ayakların pekleşmeli kapasiteleri dikkate alınmıştır. En olumsuz kesit tesirlerinin karşılıklarında yeralan bütün kesit tesirleri dikkate alınmış ve çizelgede gösterilmiştir

Ayak etki kapasite oranları DBYBHY Çizelge 7.5'e göre düzenlenmiş ayak kesit tesirlerinin minimum hasar düzeyinin altında kaldıkları görülmüştür. Etki / kapasite oranları Çizelge 7.4' de gösterilmiştir.

Çizelge 7.4 : Ayak Etki / Kapasite oranları (Kapasiteler %30 artırılmış)

Ayak	Ayak Enine Kapasitesi	Ayak Boyuna Kapasitesi	$\frac{N_K}{A_c f_{cm}}$	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	Etki Kapasite Oranları		Sınır değer
	kNm	kNm			Enine	Boyuna	
2	12463.1	12463.1	0.19	0.36	1.03	0.49	1.50
3	23335	23335	0.21	0.76	0.56	1.04	1.50
4	23543	23543	0.24	1.33	0.81	0.81	1.27
4	23218	23218	0.20	1.27	0.96	0.61	1.50
5	12129	12129	0.21	0.41	0.53	0.87	1.82

Çizelge 7.5: DBYBHY Tablo 7.3

Sünek Kolonlar			**Hasar Sınırı**		
$\frac{N_K}{A_c f_{cm}}$ (1)	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d\ f_{ctm}}$ (2)	**MN**	**GV**	**GÇ**
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≤ 0.65	1.5	2	3
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≥ 1.30	1	1.5	2
≥ 0.7	–	–	1	1	1

Etki/kapasite oranları hesaplanmış olup ayakların uç kesitleri için hasar bölgelerinden eleman hasar bölgeleri tespit edilmiş olup, en olumsuz kesit tesirlerinde dahi tasarım depremi altında köprü ayakları minimum hasar sınırının altında minimum hasar bölgesinde yer almaktadır.

Dayanım esaslı inceleme sonucunda belirlenen performans durumu için hasarın kabul edilip edilemeyeceğine karar verilmiştir. Köprü ayaklarının "DBYBHY 2007 dahilinde Çizelge 7.5 ile belirtilen değerler ile karşılaştırılmaları yapılmıştır. Dayanım esaslı analiz sonucunda köprü ayaklarının tümünün tasarım depremi altında

minimum hasar sınırının altında kaldığı görülmektedir. Buna göre incelenen köprünün ayaklarının güvenli durumda olduğu, güçlendirmeye gerek duyulmadığı söylenebilir.

8. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ

8.1. Doğrusal Olmayan Davranış

Köprü modeli için statik itme analizi yapılırken köprü doğru eksenli olarak modellenmiştir; çünkü kurbta oluşturulan köprü modelinin statik itme analizi ile incelenmesi istendiği takdirde belirlenen bir kaç doğrultuda yapının itme analizi yapılmalıdır. Hatta tepe yer değiştirmelerinin incelenmesi için her ayakta ayak eksenlerine dik doğrultularda kuvvet uygulanması gerekebilir.

Doğrusal olmayan davranış, taşıyıcı sistemin daha gerçekçi bir biçimde ele alınmasına olanak sağlar. Hassasiyetin sağlanması için taşıyıcı sisteme ait daha çok bilgi ve parametreye ihtiyaç duyulur. Doğrusal yönteme göre hesap sonucu taşıyıcı sistem düzensizliğinden daha çok etkilenir. Şekil değiştirme ve yer değiştirme esaslı değerlendirmenin göz önüne alındığı bu yöntemde belirli bir yatay deprem yükü dağılımı için yapıdaki yer değiştirme talebine ulaşıldığında binanın beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmiştir. Taşıyıcı sistemin kapasitesi ile deprem etkisi talebi çakıştırılarak performans durumu belirlenir. Bunun için aşağıdaki adımlar sırasıyla uygulanacaktır.

- Kapasite eğrisinin belirlenmesi
- Deprem etkisinin talep eğrisinin belirlenmesi
- İki eğrinin kesiştirilerek taşıyıcı sistemde dengenin oluşturduğu yapı performansının tespit edilmesi
- Performans durumunda iç kuvvetler ve şekil değiştirme durumu incelenerek sağlanan performans durumunun istenen düzeyde olup olmadığının tespiti yapılır

Daha önce de belirtildiği gibi doğrusal olmayan analiz için daha çok parametre ve bilginin programa tanıtılması gerekmektedir. yapıda bazı doğrusal olmayan özelliklerin tanımlanması ve veri olarak programa girilmesi gereklidir. Bu özellikler özet olarak ;

- Köprüdeki elastomer (neopren) mesnetlerin tanıtılması
- Çatlamış kesit rijitliklerinin bulunması
- Oluşması muhtemel plastik mafsal yerlerinin ve plastik mafsal boylarının tespit edilmesi
- Plastik mafsal oluşan bölgelerde moment-eğrilik ilişkisinin tanımlanmasıdır.

8.1.1. Doğrusal olmayan elemanların modellenmesi

Tabliyenin oturduğu yastık mesnetlerle ilgili elde hiçbir veri bulunmamaktadır; ancak eldeki paftalardan görüldüğü üzere, sismik eleman olarak köprüde, orta ayaklarda neotoph (neotop) mesnetler kullanılmıştır; ancak imalat sırasında hangi firmaya ait mesnedin kullanıldığı bilinmemektedir. Buna göre. 1000 mm olarak ölçülmüş olan mesnet için Maurer firmasının kataloglarından hareketle 50 mm boyuna yönde hareket serbestliği sağladığı öngörülmüştür. Kenar ayaklarda ise boyutları 200mm x 200mm x 150mm olan, enine ve boyuna hareketli, elastomer mesnetler bulunmaktadır. Katalogdan alınan detay Şekil 8.2'de gösterilmiştir.

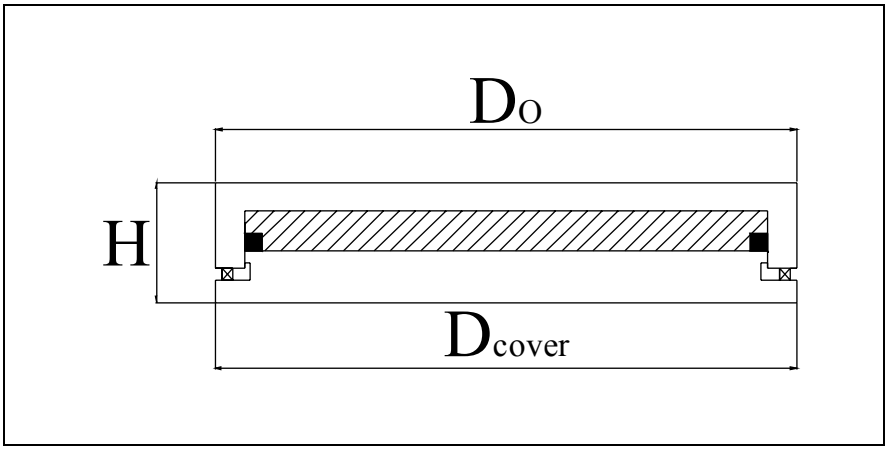
Boyuna yönde Fx = 23790 kN/m, enine yönde Fy = 22880 kN/m alınmıştır.



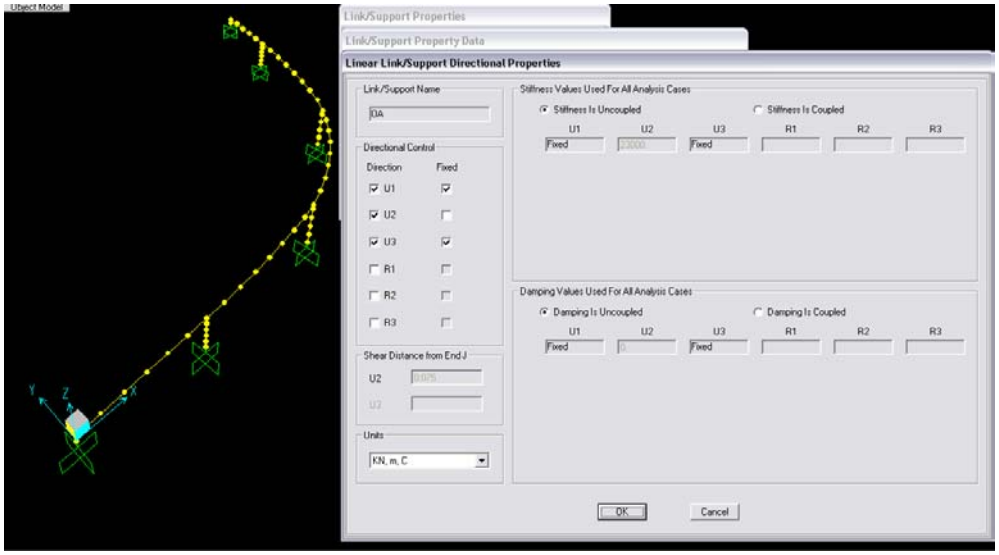
Şekil 8.1 : Pot mesnet genel görünümü

Modele elastomer mesnet tanımlarken kullanılan pencereler Şekil 8.3 de gösterilmiştir.

U1 – eleman yerel eksenlerine göre rijitliği diğer yönlerdekine göre, sonucu etkilemeyecek şekilde yüksek girilmiştir. Diğer yerel eksenler için (U2 – Köprünün boyuna yönde, U3 Köprünün enine yönde) ve Şekil 8.3' deki pencerelerde belirtilen yerlere girilmiştir.



Şekil 8.2 : Elastomer mesnet detayı



Şekil 8.3 : Elastomer mesnet tanımlaması

Bu mesnet özellikleri doğrultusunda orta ayaklarda boyuna yöndeki deplasman 5 cm ile sınırlandırılmıştır. Programın kurduğu matrislerin de etkisi göz önüne alınarak bu mesnet rijitlikleri iterasyonla ayarlanarak deplasman 5 cm'de sınırlandırılmıştır..

8.1.2. Plastik mafsal hipotezi

Doğrusal olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan dış yüklerle birlikte iç kuvvetlerde artarak bazı kesitlerde doğrusal elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler dolayında doğrusal olmayan (plastik) şekil değiştirmeler meydana gelmektedir. Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler genel olarak sistem üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Buna karşılık, kopma sırasındaki toplam şekil değiştirmelerin doğrusal 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. Bu hipoteze göre bazı kabuller yapılır. Bu kabuller;

- Plastik şekil değiştirmelerin sadece belirli kesitlerde toplandığı kabul edilerek hesap yapılır
- Plastik mafsal boyu kesit yüksekliğinin yarısı kabul edilebilir.

$$L_p = 0.5h \qquad \textbf{(8.1)}$$

- Plastik mafsalların deprem etkisinde en çok zorlanan ayak ve kiriş uçlarında oluşacağı kabulü yapıldı.
- Eğilme momenti yanında normal kuvvet de bulunan ayak kesitlerinde plastik mafsal kesitlerinin güç tükenmesi çizgileri mevcut malzeme dayanımları kullanılarak belirlenir ve bunların eğrisel değişiminin yeterli yaklaşıklıkla doğrularla ifade edilebileceği kabul edilir.

8.1.3. Plastik mafsal boyu

Plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiği kesitlerin uzunlukları plastik mafsal boyu olarak tanımlanır. Genel olarak plastik mafsal boyu hesaplanan en büyük plastik eğriliğin toplam dönmeye bölünmesiyle elde edilebilir. Bu uzunluklar genelde deneyler sonucu amprik bağıntılarla elde edilen değerlerdir. Caltrans Seismic Design Criteria 7.6.2 numaralı maddede köprü ayakları için plastik mafsal boyu aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

$$Lp = 0.08L + 0.022 f_{ye} d_{bl} \geq 0.044 f_{ye} d_{bl} (mm, MPa) \quad \textbf{(8.2)}$$

Lp : Plastik mafsal boyu

d_{bl} : Boyuna donatı çapı

f_{ye} : Donatı çeliği akma dayanımı

L : Ayak boyu

Bu formül ile elde edilen plastik mafsal boyları yapının doğrusal olmayan analizlerinde kullanılmıştır.

Tabliyenin kirişlerle ankastre olduğu yerlerde ayaklara oturduğu yerlerin sağ ve sol kesitlerinde de aynı şekilde plastik mafsal yerleri tanımlanmıştır, ancak burada mafsal boyu olarak;

h = tabliyenin yüksekliği olmak üzere

Lp= 0.5 h = 0.5 x 1850 = 925 mm olarak alınmıştır, (DBYBHY, 2007).

Plastik mafsalların oluşabileceği kesitler olarak ayak alt uç noktaları ile kirişlerin ankastre olduğu yerlerdeki noktalar belirlenmiştir; ayrıca kirişin ankastre olarak ayaklara oturduğu yerlerde ayak üst ucunda da plastik mafsal tanımı yapılmıştır. Plastik mafsal yükseklikleri Çizelge 8.1' de gösterilmiştir.

Çizelge 8.1 : Plastik mafsal boyları

Ayaklardaki Plastik Mafsal Boylarının Hesabı						
Aks	**L**	**Fye**	**Dbl**	**Lp**		
	(mm)	(MPa)	(mm)	(mm)		
2	5890	420	26	**711.44**	>=	480.48
3	9010	420	26	**961.04**	>=	480.48
4	9010	420	26	**961.04**	>=	480.48
5	5540	420	26	**683.44**	>=	480.48

Daha önce de belirtildiği gibi modelleme aşamasında bu kesimlerde plastik mafsal yerlerini dikkate alarak düğüm noktaları oluşturmak, moment – eğrilik ilişkisi incelenirken kullanılacak normal kuvvetlerin modelden okunmasında kolaylık sağlar. Normal kuvvetler sabit yükler altında okunmuştur

Ayaklarında hesaplanan plastik mafsal boyları Çizelge 8.1' de her aks için hesap değerleriyle verilmiştir. Belirtilen değerler SAP2000 hesap programına plastik mafsal değerleri olarak girilmiştir.

8.1.4. Doğrusal olmayan elastik yöntemde kullanılan beton modeli – mander beton modeli

Doğrusal olmayan çözümlemede sargılama etkisinin elemanların sünekliği üzerinde olumlu bir etkisi olduğu bilinen bir gerçektir. Kanca donatısı ve etriye sıkılaştırması uygulamaları elemanların yük taşıma kapasitelerinde önemli bir artışa sebep olmamakla birlikte süneklik seviyelerinde önemli bir artışa sebep olmaktadır. Plastik şekil değiştirmelerin elde edilmesinde kullanılacak olan XTRACT en kesit analiz programında kullanılacak sargılı ve sargısız betonun gerilme şekil değiştirme bağıntıları, DBYBHY' de tanımlandığı gibi Mander beton malzeme modelleri kullanılarak tanımlanmıştır. Buna göre beton modelleri aşağıdaki bağıntılar kullanılarak oluşturulmaktadır.

Sargılı betonda basınç gerilmesi f_c olarak ve basınç birim şekil değiştirmesi ε_c olarak tariflenmiş; aralarındaki ilişki aşağıda gösterilmiştir.

$$f_c = \frac{f_{cc} x r}{r - 1 + x^r} \qquad \textbf{(8.3)}$$

f_{cc} sargılı beton dayanımını göstermektedir. Sargısız beton dayanımı f_{co} ile gösterilmektedir.

Aralarında λ_c ile tanımlanmış bir ilişki mevcuttur. λ_c etkili sargılama basıncını ifade eden f_e ile f_{co}'a bağlı bir ifadedir.

$$f_{cc} = \lambda_c f_{co}; \qquad \lambda_c = 2.254\sqrt{1 + 7.94\frac{f_e}{f_{co}}} - 2\frac{f_e}{f_{co}} - 1.254 \qquad \textbf{(8.4)}$$

f_e; etkili sargılama basıncının dikdörtgen kesitlerde birbirine dik iki doğrultu için denklem (8.5) ve denklem (8.6) ile hesaplanan değerlerin ortalaması olarak alınabileceği belirtilmiştir.

$$f_{ex} = k_e \rho_x f_{yw} \qquad \textbf{(8.5)}$$

$$f_{ey} = k_e \rho_y f_{yw} \tag{8.6}$$

Yukarıdaki ifadelerde geçen ke katsayısı aşağıda ifadeyle hesaplanmaktadır.

$$k_e = \left(1 - \frac{\sum a_i^2}{6 b_o h_o}\right)\left(1 - \frac{s}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{s}{2h_o}\right)\left(1 - \frac{A_s}{b_o h_o}\right)^{-1} \tag{8.7}$$

ρ_x ve ρ_x; x ve y doğrultularındaki hacımsal donatı oranlarını, k_e ise sargılama etkinlik katsayısını göstermektedir. a_i düşey donatıların eksenleri arasındaki mesafeyi, s etriye aralığını, A_s ise boyuna donatı alanını temsil etmektedir. b_o ve h_o ile de betonarme elemanın boyutları belirtilmektedir. k_e sargılama etkinlik katsayısı kesit boyutlarına, boyuna donatıya A_s, s ve a_i ile sargı donatısının düzenine bağlıdır.

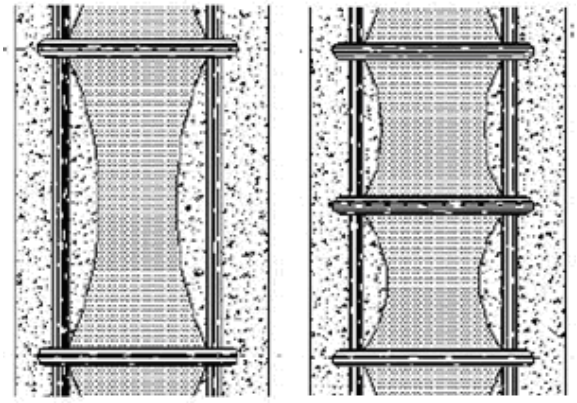
Beton birim şekil değiştirmesinin gerilme ile ilişkisini göstermek için kullanılacak bağıntılar aşağıda verilmektedir.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}; \qquad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5\left(\lambda_c - 1\right)\right]; \qquad \varepsilon_{co} \cong 0.002 \tag{8.8}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{\sec}}; \qquad E_c \cong 5000\sqrt{f_{co}}\ \text{[MPa]}; \qquad E_{\sec} = \frac{f_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \tag{8.9}$$

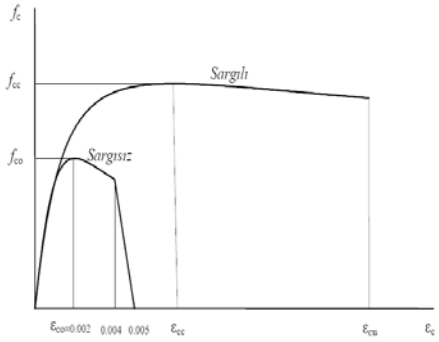
Sargılı beton maksimum şekil değiştirme kapasitesi ε_{cu} ile gösterilmiş ve aşağıdaki ifadeyle tanımlanmıştır.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yw} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \tag{8.10}$$



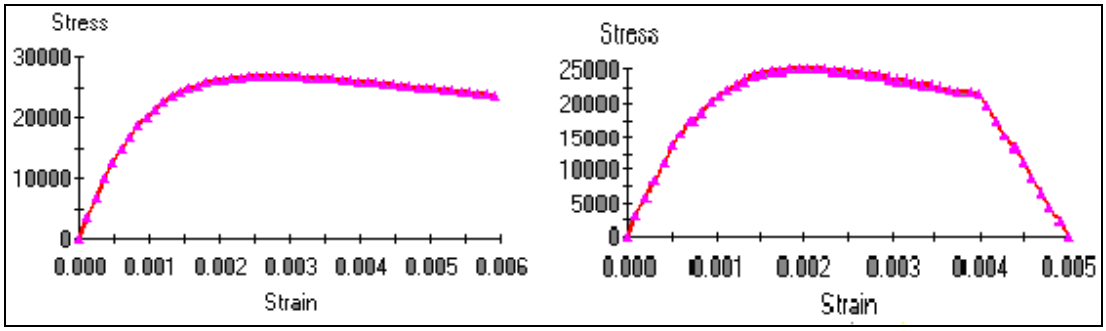
Şekil 8.4 : Sargılama etkisi

Bu bağıntıdaki ρ_s hacımsal donatı oranını ve ε_{su} enine donatı çeliğinin en büyük gerilme altında yapabileceği en büyük uzama şekil değiştirmesini ifade etmektedir. ε_{su} değerinin 0.02 den büyük elde edildiği durumlara özellikle dikkat edilmelidir. Bu durum gerçeği yansıtmamaktadır. Bu yüzden $\varepsilon_{su} \leq 0.02$ olarak önerilebilir. Sargılama etkisi Şekil 8.4' de gösterilmiştir.



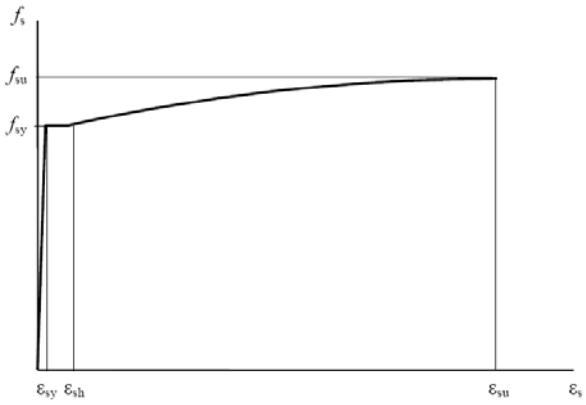
Şekil 8.5 : DBYBHY 2007'ye göre sargılı, sargısız beton dayanım değişimleri

XTRACT programına girilmek üzere, donatının pekleşmeli durumu, çekirdek betonu ve paspayı için sargılı ve sargısız beton bilgileri dikkate alınarak beton modelleri kurulmuştur. Moment eğrilik analizleri normal kuvvet altında yapılmıştır. Ayak alt ucunda kurulan model için gerilme – şekil değiştirme grafiği Şekil 8.6 gibi elde edilmiştir. Betonarme Ayak kesitinde plastik mafsal oluşması muhtemel kesitlerdeki sargı donatısına, boyuna donatıya ve malzemeye bağlı değişkenler dikkate alınmış ve beton dayanımı belirlenmiştir.



Şekil 8.6 : Mander Modeline göre tanımlanmış sargılı ve sargısız beton modelleri

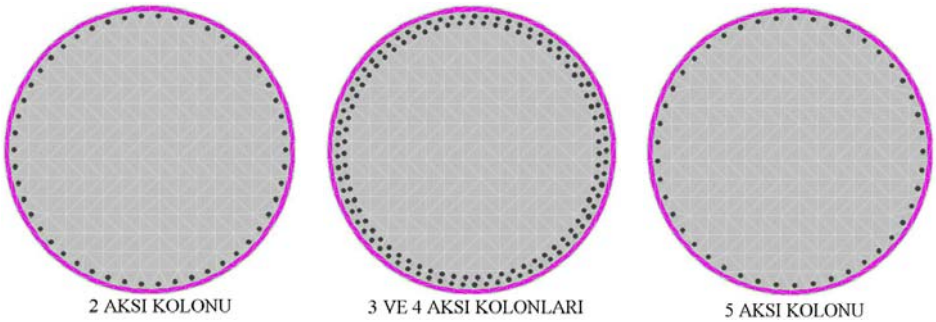
Donatı çeliği için de pekleşmeli durum gözönüne alınmıştır. DBYBHY Bölüm 7. de verilen çizelge aşağıdaki gibidir, (Çizelge 8.2). St-III için akma dayanımı 420 Mpa ve kopma dayanımı 550 Mpa olarak değerlendirilmiştir. Akma uzama ve kopma değerleri deprem yönetmeliğinde tanımladığı şekilde alınmıştır.



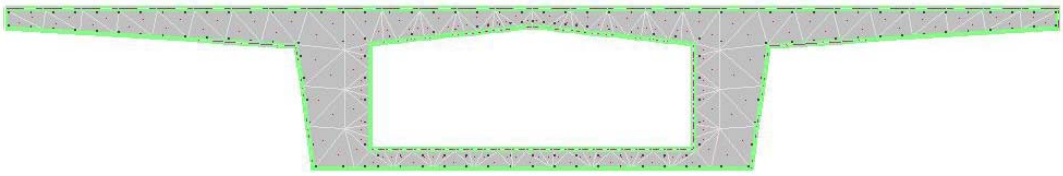
Şekil 8.7 : DBYBHY 2007'ye göre çeliğin gerilme – şekil değiştirme diyagramları da aşağıdaki gibidir.

Çizelge 8.2 : Donatı çeliği karakteristik 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 8.8 : XTRACT Programında tanımlanan Ayak kesitleri

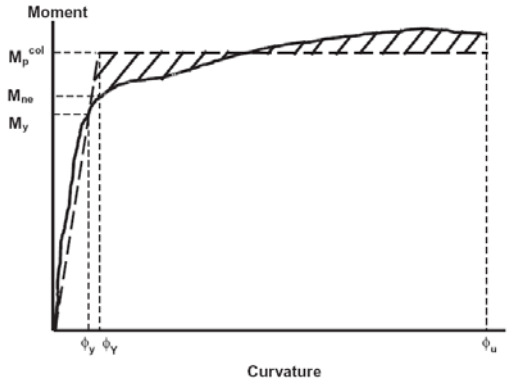


Şekil 8.9 : XTRACT Programında tanımlanan tabliye kesiti

Plastik mafsal oluşacak düğüm noktalarındaki normal kuvvetler doğrusal analiz sonucunda tespit edilmiş olup bu kuvvetler altındaki moment eğrilik ilişkileri, çatlamış kesit rijitlikleri gibi değerler XTRACT programıyla hesaplanmıştır, (Şekil 8.7).

8.1.5. Moment – Eğrilik ilişkisi ve çatlamış kesit rijitlikleri

Çatlamış kesit rijitliklerinin elde edilmesi amacıyla pekleşmeli durum göz önüne alınarak Ayak ve tabliye kesitlerinin moment eğrilik ilişkileri tanımlanacaktır. Bunun için XTRACT programından yararlanılmıştır. Kullanılan programda moment eğrilik ilişkisi idealleştirilerek, eğri eşit alanlar ilkesiyle elde edilmektedir, (Şekil 8.10) Bağıntıların elde edilmesinde köprü zati ağırlığı altında Çizelge 8.3' de gösterilen, plastik mafsal oluşması muhtemel kesitlerden okunmuş normal kuvvetler kullanılarak Moment – Eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. Analizlerde kiriş elemanında bu bağıntılar yardımıyla oluşturulan, enine ve boyuna yönlerde M2 ve M3 plastik mafsalları çubuk elemanlara atanmıştır



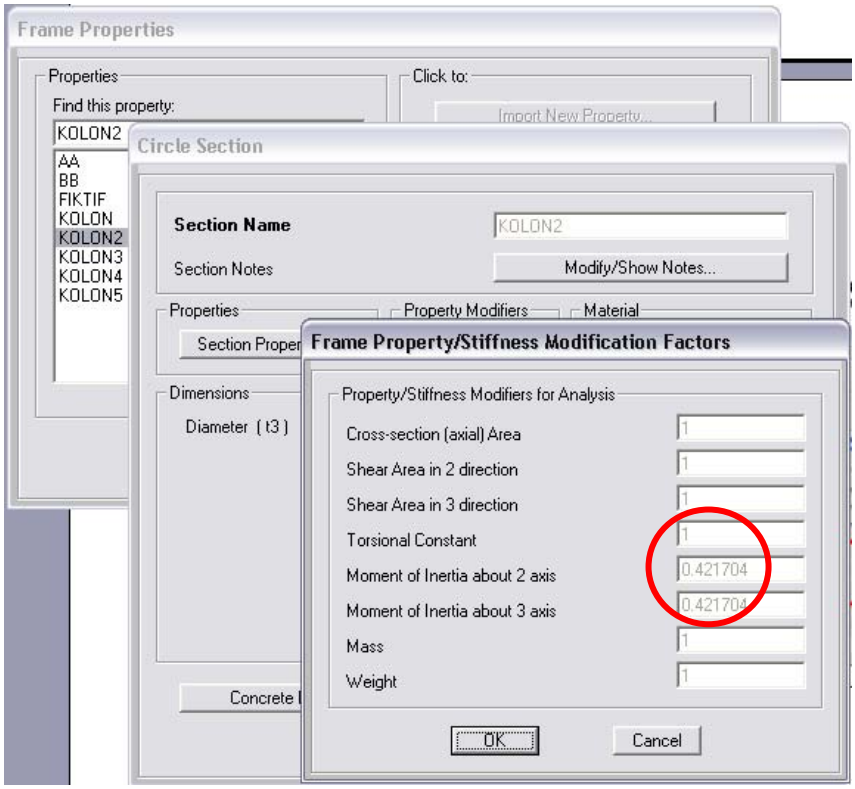
Şekil 8.10 : Moment – eğrilik bağıntılarının bilineer hale getirilmesi

Çizelge 8.3: Plastik moment oluşması muhtemel kesitlerde okunan normal kuvvetler

Plastik Mafsal Yeri	P (kN)
Ayak 2	-7723.633
Kiriş 1 (3 aksı sol kesiti)	-122.946
Kiriş 2 (3 aksı sağ kesiti)	-301.406
Kiriş 3 (4 aksı sol kesiti)	-308.632
Kiriş 4 (4 aksı sağ kesiti)	-231.327
Ayak 3	-8212.604
Ayak 3 üst kesiti	-7814.554
Ayak 4	-9547.501
Ayak 4 üst kesiti	-9149.452
Ayak 5	-8616.294

Doğrusal analizde kullanıldığı gibi, doğrusal olmayan analizde de kesitlerin çatlamamış kesit rijitliklerinin yerine çatlamış rijitliklerinin kullanılması daha gerçekçi olduğu için, sabit yüklere karşı gelen belirli normal kuvvetler altındaki moment – eğrilik ilişkilerinden faydalanılarak çatlamış kesit rijitlikleri elde edilmiştir ve Bölüm 7.2'de Çizelge 7.1'de gösterilmiştir.

Bu sonuçlara göre kurulan modelde atalet katsayıları olarak her aksta tanımlanacak ayak kesitlerine Denklem 8.11'den yaralanarak çatlamış kesit rijitliğinin, çatlamamış kesit rijitliğine oranları bilgisayar programında kesit özelliği olarak Ayak yerel eksenlerinde rijitlik azaltması olarak Şekil 8.11'deki gibi girilmiştir. Kirişlerde ise DBYBHY 2007'de tanımlandığı gibi rijitliklerinin %40'ı alınarak programa girilmiştir.



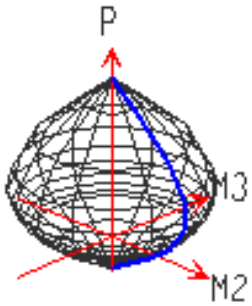
Şekil 8.11 : Çatlamış kesit rijitliklerinin programa girilmesi

$$\frac{EI_{eff}}{EI} \qquad \textbf{(8.11)}$$

Analiz sonucunda elde edilen plastik dönmelere elastik dönme değerleri de eklenerek, bu dönmeyi yapmış olan köprü elemanındaki şekil değiştirmelerin limit şekil değiştirmeler ile karşılıklı büyüklük ilişkisi incelenecektir.

8.1.6. Akma yüzeyleri

Analizde Ayaklar için moment-eğrilik ilişkilerinin yanında plastik mafsal özelliği olarak akma yüzeyleri de tanımlanacaktır. Akma yüzeyi, akma (kırılma) koşullarını karşılıklı etki diyagramlarının bir araya getirilmesi ile oluşturulan yüzeylerdir. Doğrusal olmayan davranışın modellenmesinde en doğru ve en etkili sonuçları verdiği bilinen akma yüzeylerinin tanımlanması gerekmektedir. Bunun için XTRACT programı yardımıyla Ayak kesitinin üzerinde belirli açılara bağlı olarak Moment – Normal Kuvvet etkileşim diyagramları elde edilmiştir. Bu diyagramlar kullanılarak (P-M2-M3) akma yüzeyleri olarak programda plastik mafsallarda tanımlanmıştır. Akma yüzeylerinin normal kuvvet ile değişen plastik mafsal özellikleri bu şekilde tanımlanmıştır.



Şekil 8.12 : Kesit akma yüzeyleri

8.2. Statik İtme Analizi

8.2.1. Artımsal eşdeğer deprem yükü ile hesap

Doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri temel olarak, yapının yatay kuvvet dayanımını temsil eden yatay kuvvet- deplasman ilişkisinin malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan teoriye göre elde edilmesine ve bunun çeşitli parametrelere göre değerlendirilmesine dayanmaktadır. Kapasite eğrisi (Pushover Eğrisi) olarak isimlendirilen yatay kuvvet-deplasman ilişkisinin elde edilmesi sayesinde, yapının zayıf elemanları ve bu elemanların zayıf bölgeleri, olabilecek kısmi mekanizma veya toptan göçme mekanizması durumları, tüm yapının ve elemanların deformasyon talepleri belirlenebilmektedir. Böylece, belirli bir deprem seviyesi için yapıdan istenen performans (deprem güvenliği) hedefinin gerçekleşip gerçekleşmeyeceği kontrol edilebilmektedir. Bu yöntemde taşıyıcı sistemin yatay yük kapasitesi ile deprem etkisinin talebi buluşturarak performans durumunun belirlenmesi hedeflenmektedir. Bu yöntemin uygulanabilmesi için kapasite eğrisinin tespiti, deprem talep eğrisinin tespiti ve bulunan bu iki eğrinin çakıştırılarak performansın belirlenmesi gerekir.

Yatay yük kapasitesi eğrisi bulunurken taşıyıcı sistem geometrisi, kesit ve malzeme özellikleri ve taşıyıcı sistem elastik ötesi davranışı göz önüne alınarak sistem adım adım artan yüklerle yüklenir ve toplam yatay yükle en üst noktanın yer değiştirmesi arasındaki ilişki elde edilir. Yatay yükün değişimi deprem etkisinde olduğu gibi birinci titreşim modu ve kütleler orantılı kabul edilir. Statik itme analizinde plastik mafsal hipotezinde daha önceden bahsedilen kabuller uygulanır. Statik itme eğrisi, tamamen sistemin özelliklerine bağlı olup taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışla karşıladığı yatay kuvvet altında oluşan yatay yer değiştirme arasındaki

ilişkiyi gösterir. Bu eğrinin dinamik elasto-plastik davranışta oluşan kuvvet-yerdeğiştirme eğrisinin iskelet eğrisi olduğu kabul edilir. Statik itme eğrisinde yatay kuvvet arttıkça plastik şekil değiştirmeler ve yatay yerdeğiştirmeler büyümekte ve sistemde hasar artarak ortaya çıkmaktadır. Bu eğrinin adımlarında kesitlerde plastik mafsalların ortaya çıkış sırasının izlenmesi, sistemin davranışının değerlendirilmesi bakımından önemli bilgiler içerir. Statik itme eğrisini ile bir araya getirebilmek için bir eksen değişimi uygulanır. Toplam kuvvet, modal ivmeye dönüştürülür ve herhangi bir itme adımında moda ait modal yer değiştirmenin hesabı aşağıdaki bağlantılar yardımıyla yapılabilir.

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \qquad \textbf{(8.12)}$$

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1}\Gamma_{x1}} \qquad \textbf{(8.13)}$$

Deprem etkisi talep eğrisi ise bulunurken yönetmelikte tanımlı spektrum eğrisi ile bulunur. Ancak incelenen köprüde yönetmelikteki tanımlı spektrum eğrisi yerine benzeştirilmiş spektrum eğrisi kullanılmaktadır. Bu talep eğrisinin kapasite eğrisi ile aynı eksene getirmek için yatay eksende dönüşüm uygulanır. S_a - T eksenlerinde tanımlı olan bu eğriyi S_a - S_d ekseninde ifade etmek ve kapasite eğrisi ile aynı eksene getirmek için aşağıdaki gibi yatay eksende

$$S_a = \frac{S_d}{w^2} = S_d \frac{T^2}{4\pi^2} \qquad \textbf{(8.14)}$$

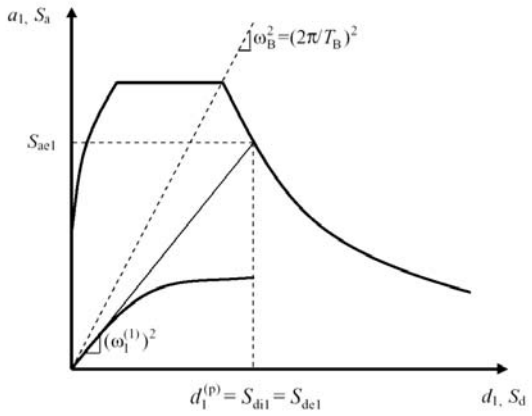
Kapasite ve talep eğrilerinin kesiştirilmesi ise bu iki eğrinin kesiştirilmesi ile deprem talebine sistemin verdiği cevap yani karşı gelen denge konumunun bulunmasıyla sağlanır. Ancak bu işlemin yapılabilmesi için iki eğrinin aynı türden olması gerekmektedir. Bu durumda ATC40'da önerildiği gibi, depremin elastik talep eğrisi sistemin doğrusal olmayan davranışı göz önüne alınarak azaltıldıktan sonra kesişme noktası bulunabilir. Ancak bu azaltma sistemin doğrusal olmayan davranışına bağlı olarak ortaya çıkar. Büyük elasto-plastik yerdeğiştirmeler daha büyük sönüme sebep olacağı için elastik spektrum eğrisinin azaltılması da daha büyük olur. Ancak talep eğrisinin bu tür azaltılması değişik parametrelere bağlı olduğu için, seçilecek basit bir azaltma katsayısı ile bunun yapılması mümkün olmaz. Bu sebepten yönetmelikte

de belirtildiği üzere kapasite eğrisinin talep eğrisi gibi bir elastik duruma çevrilmesi ile bu dönüşümün yapılması önerilir. Bu işlem kapasite eğrisinin başlangıç teğetinin çizilmesiyle kolayca yapılır. Bu teğetle elastik eğrisinin kesimi ile hem göz önüne alınan deprem talebi hem de sistemin ona verdiği yatay yerdeğiştirme elde edilir. Buna göre periyodu büyük yapılarda elastik ve elasto-plastik yerdeğiştirmenin yaklaşık olarak eşit olduğu kabul edilirken, periyodu küçük olan yapılarda elasto-plastik yerdeğiştirme elastik yerdeğiştimenin bir katsayı ile büyültülmesi uygun olur.(Celep, 2008)

$$d_{\max} = C_{R1} d^{e}{}_{\max} \qquad \textbf{(8.15)}$$

Statik itme çözümünün adımlarında elemanların güç tükenmesi durumlarının kontrolü gerekir. Yapılan herhangi bir hesap adımında adım depremin talep yerdeğiştirmesinden küçük kalıyorsa, deprem etkisi karşılanmıyor demektir.

Performans noktasının belirlenmesinden sonra, deprem talebine karşı sistemin elasto-plastik davranışla yapacağı yerdeğiştirme, plastik mafsal yerleri, plastik mafsal dönmeleri ve dolayısıyla plastik eğrilikler bulunur. Bulunan bu değerler sınır değerlerle karşılaştırılarak hasar tespiti yapılır.



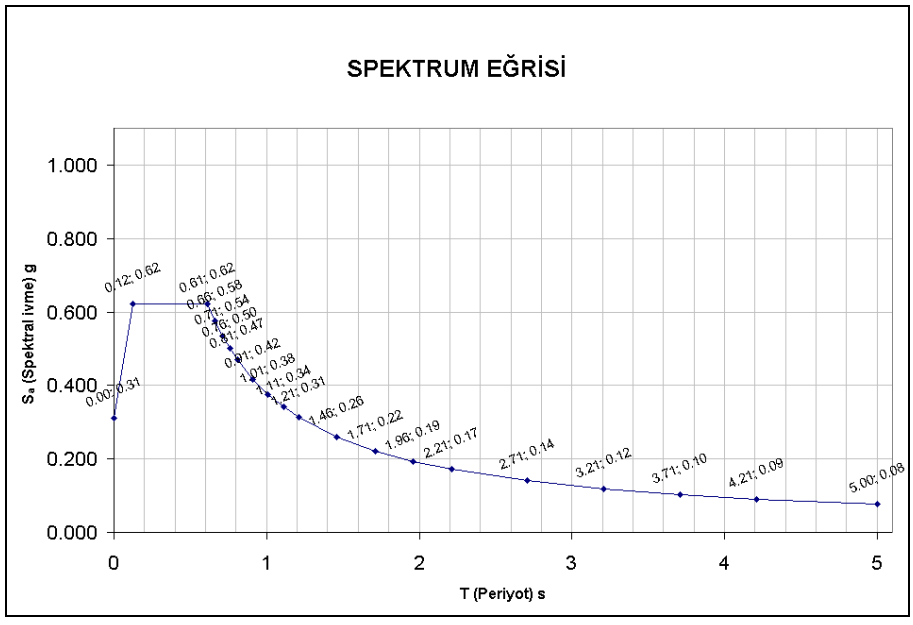
Şekil 8.13 : İvme ile yerdeğiştirme ve spektral ivme ile spektral yerdeğiştirme ilişkileri, yapı davranışı

8.2.2. Statik itme analizi sonuçları

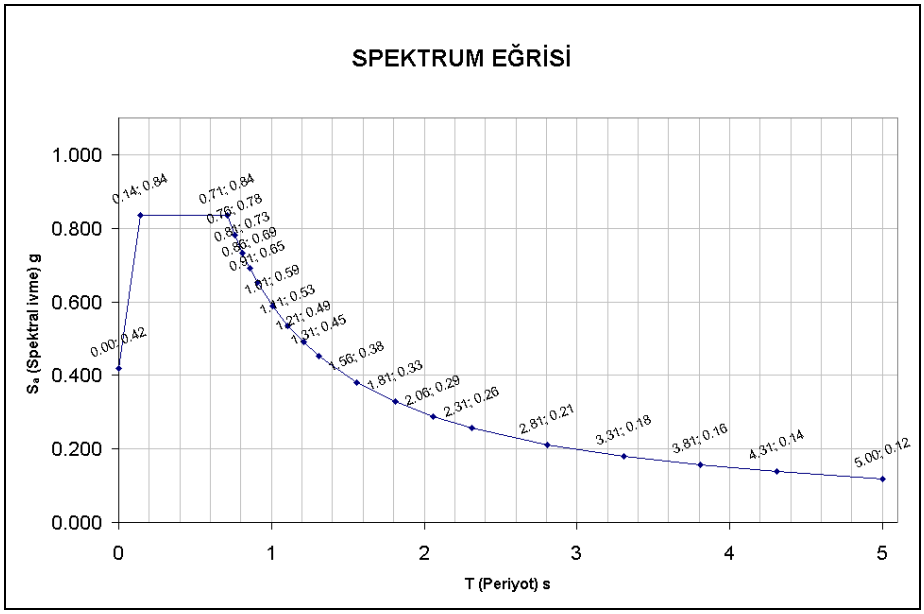
Statik itme analizi yapılırken köprü doğru eksenli olarak modellenmiştir. Doğrusal analiz sonuçlarından da anlaşılacağı gibi yapı davranışında doğru eksenli veya kurbta modellenmesinde köprü için etkin bir davranış farklılığı yoktur. Kurbta oluşturulan köprü modelinin statik itme analizi ile incelenmesi istendiği takdirde belirlenen bir kaç doğrultuda yapının itme analizi yapılmalıdır. Hatta tepe yerdeğiştirmelerinin incelenmesi için her ayakta ayak eksenlerine dik doğrultularda kuvvet uygulanması gerekebilir.

Köprü modelinin S1 ve S2 deprem spektrumlarında, taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ile spektral ivme – spektral yerdeğiştirme eğrileri SAP 2000 analiz sonuçlarından okunmuştur.

Şekil 8.14 ve Şekil 8.15 ile gösterilen spektrum eğrileri köprü için özel olarak oluşturulmuştur. (İpek ve Pakdamar, 2007) tarafından oluşturulmuştur. Köprü için oluşturulan spektral ivme – spektral yerdeğiştirme grafikleri Şekil 8.16, Şekil 8.17, Şekil 8.18 ve Şekil 8.19' da yer alan spektral ivme – periyot eğrilerinin dönüştürülmesiyle elde edilmiştir. Bu dönüşümün nasıl yapıldığı Bölüm 8.2.1 de açıklanmıştır.



Şekil 8.14 : S1 Depremi Spektral İvme – Periyot Eğrisi

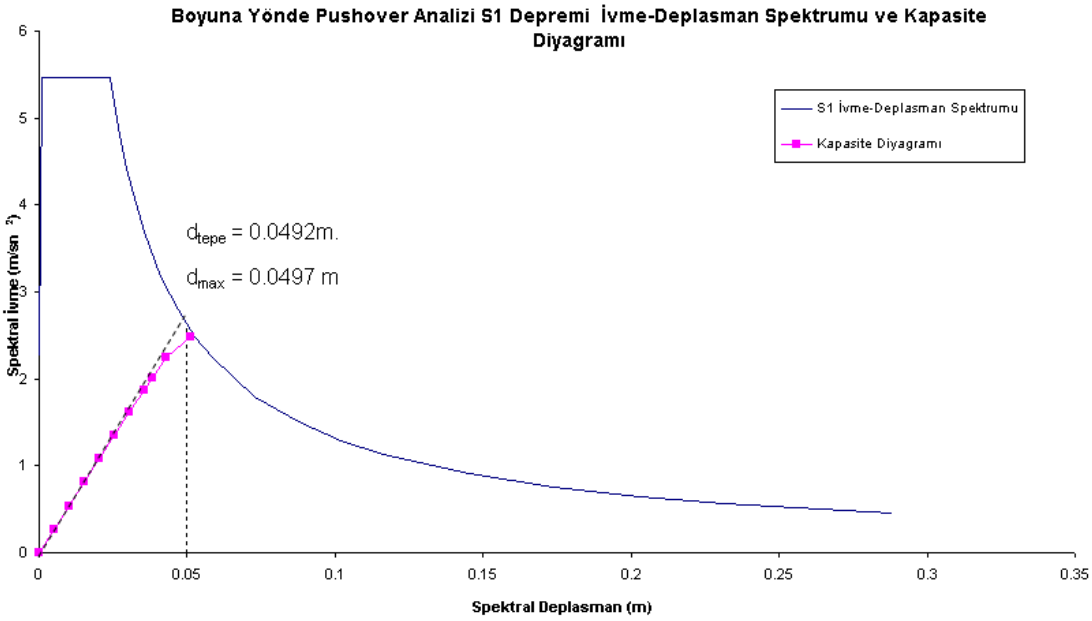


Şekil 8.15 : S2 Depremi Spektral İvme – Periyot Eğrisi

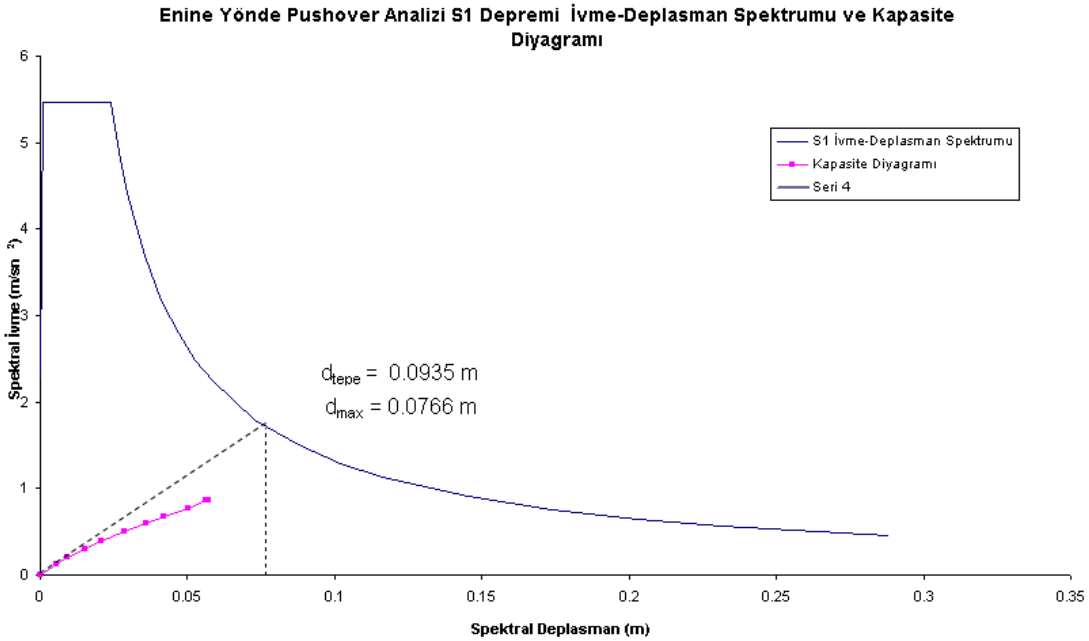
Bu spektrumlar incelendiğinde yapının spektral hareketi ve artan yükler altında davranışı adım adım izlenebilmektedir. Bu sayede her adımdaki orta ayak Ayaklarında plastik mafsal tanımlanan kesitlerdeki plastik şekil değiştirmeler gözlenebilmektedir. S1 ve S2 depremlerine ait spektrumlarda yapının tepe yerdeğiştirmeleri ile spektral yerdeğiştirmeler arasındaki ilişki Çizelge 8.4 ile verilmiştir.

Çizelge 8.4 : Tepe Yerdeğiştirmeleri ve Spektral Yerdeğiştirmeler

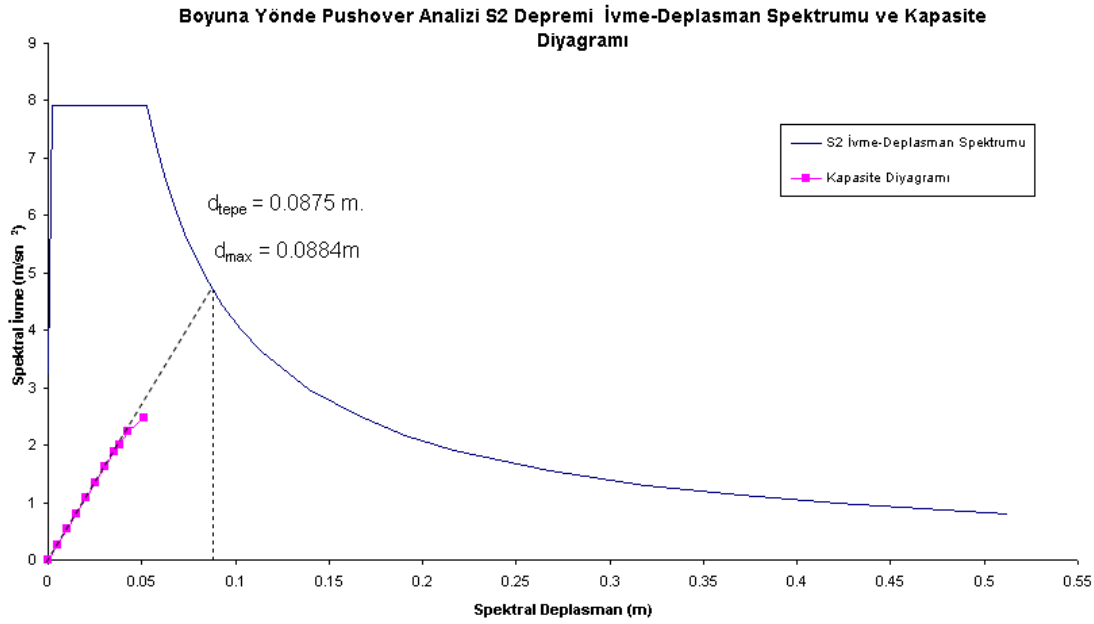
Deprem Spektrumu ve Yönü	d_{tepe} (Tepe Yerdeğiştirmesi)	d_{maks} (Spektral Yerdeğiştirme)
S1 Köprü Boyuna	0.0492	0.0497
S1 Köprü Enine	0.0935	0.0776
S2 Köprü Boyuna	0.0875	0.0884
S2 Köprü Enine	0.1665	0.136



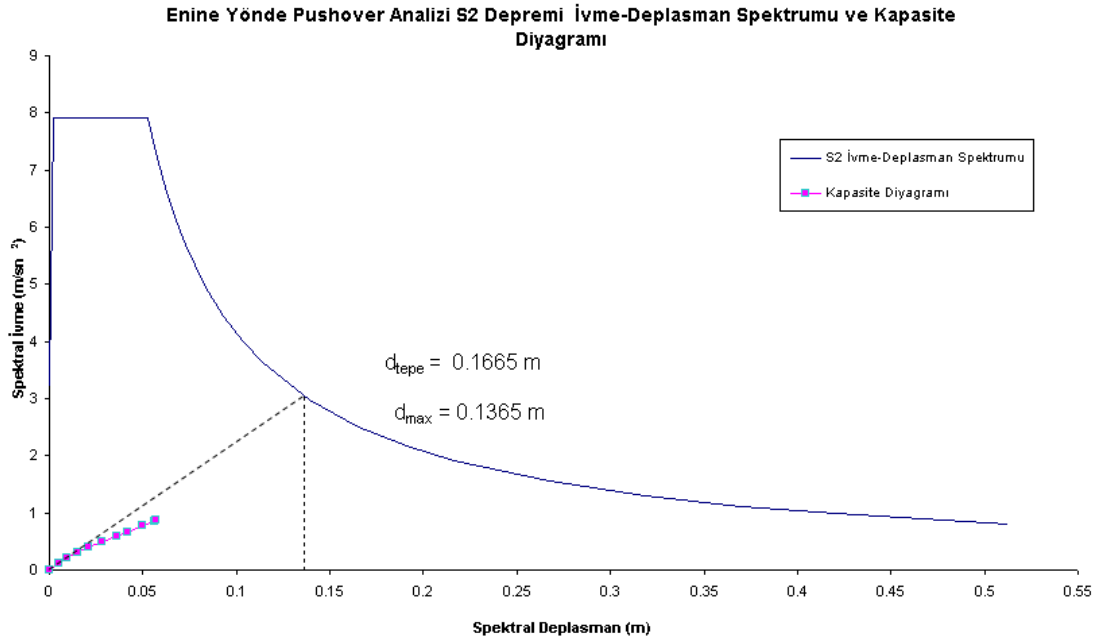
Şekil 8.16 : S1 depremi köprü boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı



Şekil 8.17 : S1 depremi köprü enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı



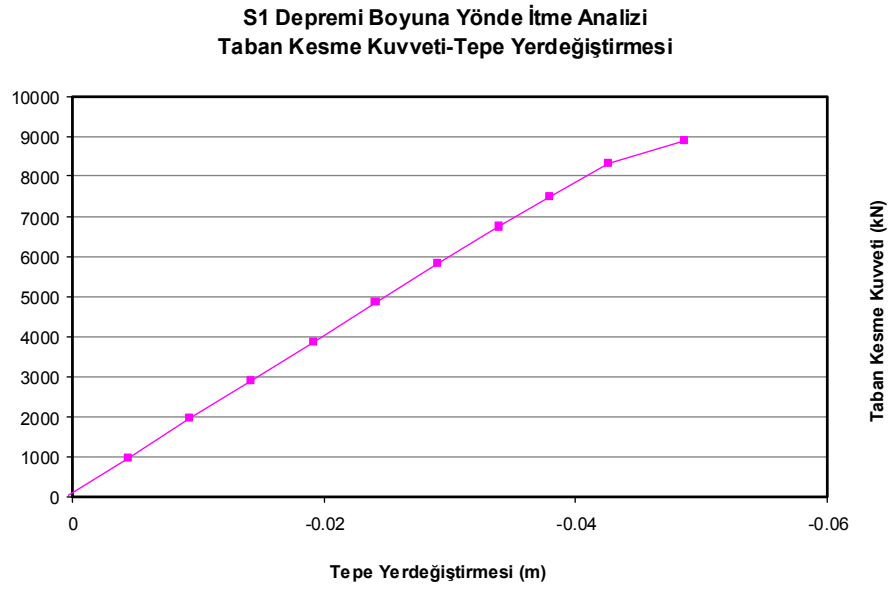
Şekil 8.18 : S2 depremi köprü boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı



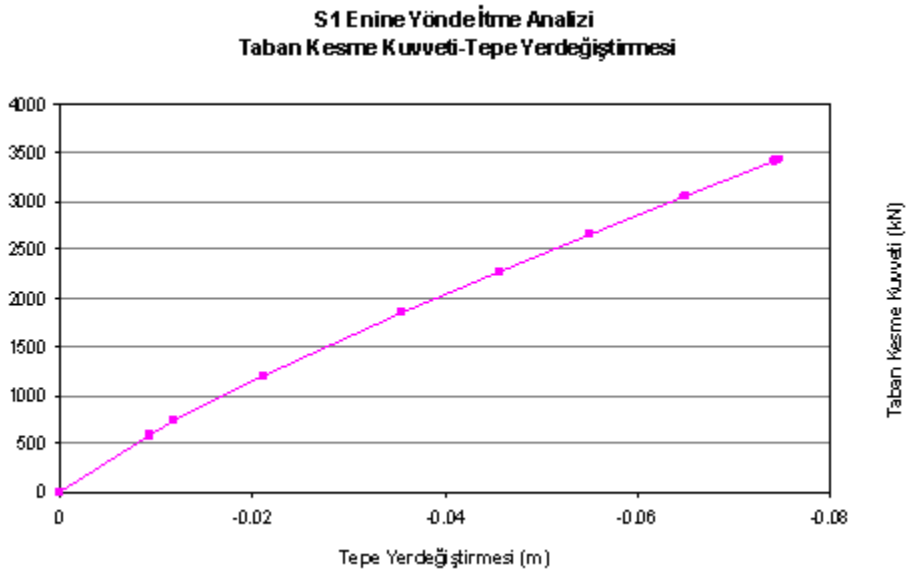
Şekil 8.19 : S2 depremi köprü enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı

Yeni modelde, doğrusal olmayan analizde de orta ayakların elastomer mesnet deplasmanlarının boyuna yönde 5cm yi geçmemesine dikkat edilmiştir.

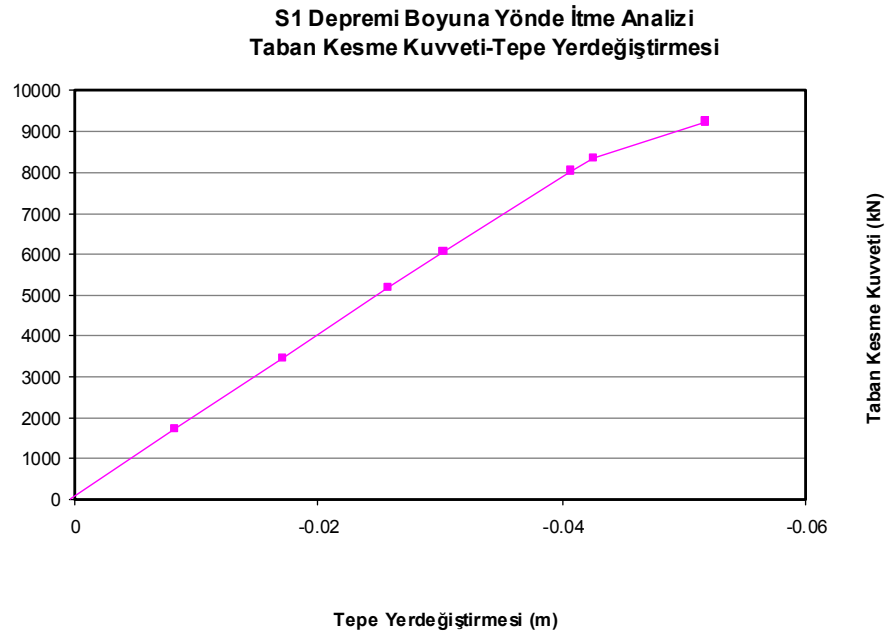
Taban kesme kuvveti ile tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi yukarıda belirtilen itme analizi sonucunda aşağıdaki gibi elde edilmiştir. Son adımdaki iç kuvvetler yapı analizinde dikkate alınması gereken iç kuvvetlerdir. Hasar durumunun belirlenmesinde bu iç kuvvetlere karşılık elde edilen beton ve çelikteki şekil değiştirme durumları yapılan analizler sonucunda belirlenmiştir.



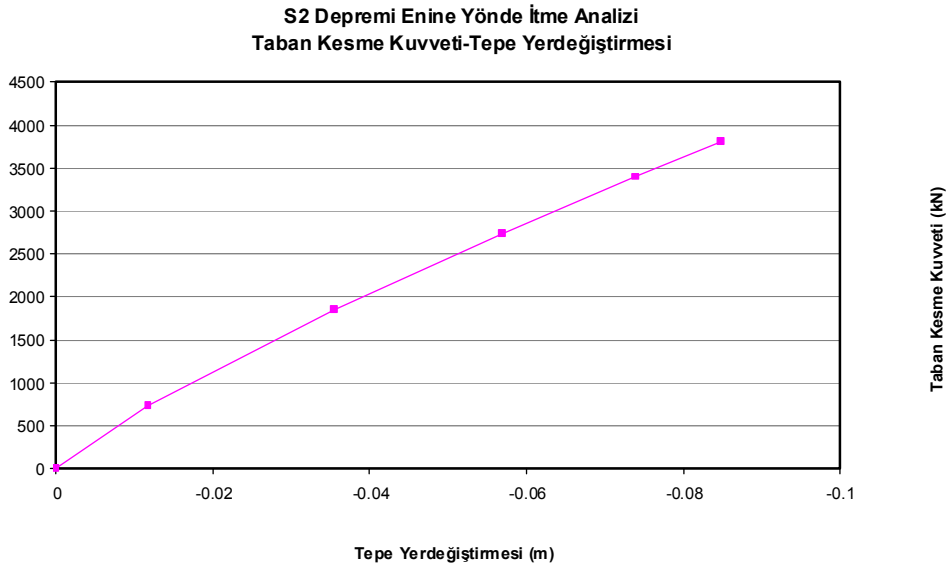
Şekil 8.20 : S1 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi



Şekil 8.21: S1 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi



Şekil 8.22: S2 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi



Şekil 8.23: S2 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi

Yukarıdaki spektral yerdeğiştirmeler ve tepe yerdeğiştirmelerini belirtilen yükler altında yapmış olan Ayaklardaki plastik şekil değiştirmeler okunmuştur. Ayaklarda okunan elastik ve plastik toplam şekil değiştirmeler betonarme kesitler için şekil değiştirme sınırları ile karşılaştırılmıştır. Köprü Ayakları için minimum hasar ve kontrollü hasar düzeylerinde beton ve çelik için verilen şekil değiştirmeler her hasar

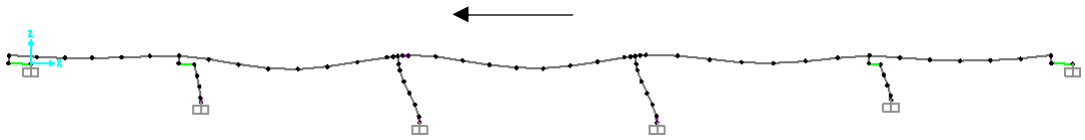
düzeyi için ayrıca değerlendirilmelidir. Sözü edilen betonarme kesitler için şekil değiştirme sınırları Çizelge 8.5' de verilmiştir.

Çizelge 8.5 : Betonarme kesitler için birim şekil değiştirme sınırları

Performans Düzeyi / Deprem Düzeyi	Sargısız betonarme kesit için birim şekil değiştirme sınırları		Sargılı betonarme kesit için birim şekil değiştirme sınırları	
	Beton (Basınç)	Çelik	Beton (Basınç)	Çelik
Minimum Hasar / S1 Depremi	0.004	0.015	0.004	0.015
Kontrollü Hasar / S2 Depremi	0.004	0.060	0.018	0.060

Plastik mafsal boyları ile Ayaklarında meydana gelen toplam elastik ve elastik olmayan dönmeler çarpılarak toplam eğrilikler bulunmuştur. Bulunan değerler XTRACT programı vasıtasıyla çelik ve betonda ne kadar şekil değiştirmeye sebep oldukları incelenmiştir.

S1 Deprem düzeyinde köprünün boyuna yönünde, Ayaklarda meydana gelen statik itme analizi en son adımındaki şekil değiştirmeler Şekil 8.24' deki gibi gösterilmiştir. Bu şekil değiştirmeler çizelge 8.6' dan ayrıntılı olarak izlenebilir.

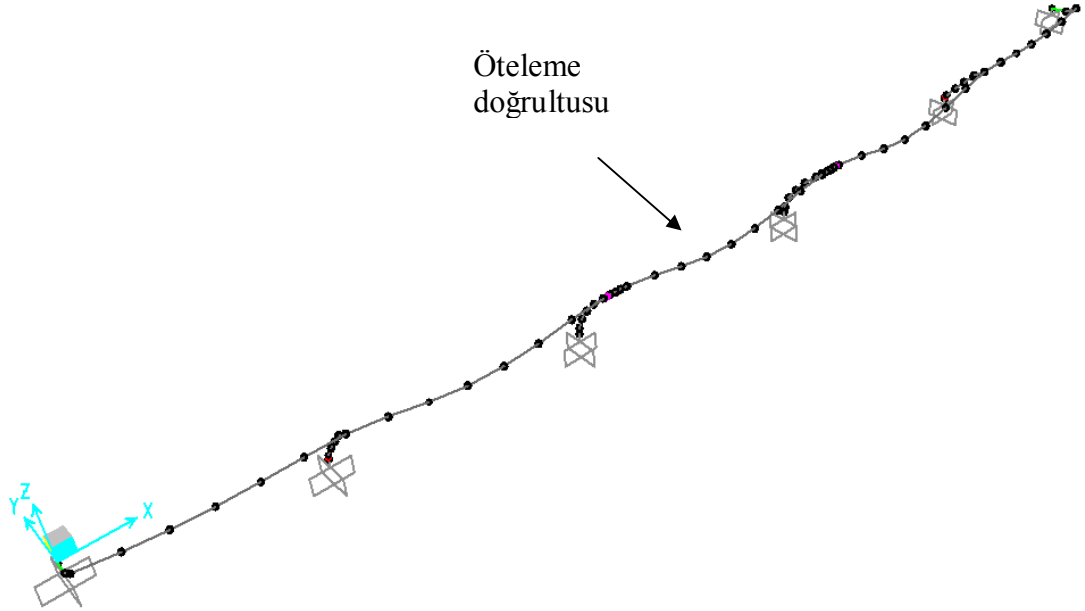


Şekil 8.24 : S1 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsal oluşumu

Çizelge 8.6 : S1 Deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

Aks	Analiz	Plastik Mafsal	Plastik Mafsal Boyu	P	M2	R2 Plastic	M3	R3 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians	KN-m	Radians			
KİRİŞ1	PUSHX	2H1	0.925	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ1	PUSHX	2H2	0.925	0.000	0.000	0.000	-21166.134	0.00000	0.000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ2	PUSHX	9H1	0.925	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ2	PUSHX	9H2	0.925	0.000	0.000	0.000	-31561.934	-0.00015	0.000	0.00166	0.00181
2	PUSHX	13H1	0.711	-7870.399	0.000	0.000	-2015.480	-0.00115	0.002	0.00303	0.00464
KİRİŞ3	PUSHX	19H1	0.925	0.000	-150.702	0.000	0.000	0.00000	0.000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ3	PUSHX	19H2	0.925	0.000	0.000	0.000	-23118.946	0.00000	0.000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	PUSHX	20H1	0.961	-8891.014	0.000	0.000	-12777.477	-0.00096	0.001	0.00325	0.00424
4	PUSHX	22H1	0.961	-8793.199	-141.407	0.000	-12972.675	-0.00085	0.001	0.00321	0.00410
5	PUSHX	24H1	0.683	-8135.433	-2.708	0.000	-1324.014	-0.00370	0.005	0.00296	0.00837
3ÜST	PUSHX	29H1	0.961	-8589.956	0.000	0.000	219.944	0.00000	0.000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4ÜST	PUSHX	33H1	0.961	-8492.177	-26.840	0.000	36.275	0.00000	0.000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ4	PUSHX	37H1	0.925	0.000	-147.213	0.000	0.000	0.00000	0.000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ4	PUSHX	37H2	0.925	0.000	0.000	0.000	-28766.343	0.00000	0.000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

S1 Deprem düzeyinde köprünün enine doğrultusunda, Ayaklarda meydana gelen statik itme analizi en son adımındaki şekil değiştirmeler Şekil 8.25' deki gibi gösterilmiştir. Bu şekil değiştirmeler Çizelge 8.7' den ayrıntılı olarak izlenebilir.

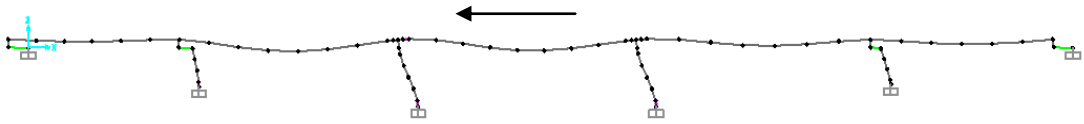


Şekil 8.25 : S1 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik mafsal oluşumu

Çizelge 8.7 : S1 Deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

Aks	Analiz	Plastik Mafsal	Plastik Mafsal Boyu	P	M2	R2 Plastic	M3	R3 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians	KN-m	Radians			
KİRİŞ1	PUSHY	2H1	0.92500	0.000	0.0000	-0.00004	0.0000	0.00000	0.00004	0.00037	0.00041
KİRİŞ1	PUSHY	2H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-21161.3519	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ2	PUSHY	9H1	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ2	PUSHY	9H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-21390.6584	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
2	PUSHY	13H1	0.71144	-7485.928	2348.3449	0.00485	38.6129	0.00019	0.00682	0.00303	0.00984
KİRİŞ3	PUSHY	19H1	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ3	PUSHY	19H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-23110.0864	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	PUSHY	20H1	0.96104	-8474.877	9827.4096	0.00000	-41.7329	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4	PUSHY	22H1	0.96104	-8792.827	10926.6600	0.00000	91.0607	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
5	PUSHY	24H1	0.68344	-8135.122	1225.3483	0.00884	54.0825	0.00024	0.01293	0.00296	0.01589
3ÜST	PUSHY	29H1	0.96104	-8173.856	3863.6557	0.00000	226.1969	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4ÜST	PUSHY	33H1	0.96104	-8491.805	3900.6899	0.00000	42.4575	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ4	PUSHY	37H1	0.92500	0.000	0.0000	-0.00008	0.0000	0.00000	0.00009	0.00037	0.00046
KİRİŞ4	PUSHY	37H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-23091.9539	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

S2 Deprem düzeyinde köprünün boyuna doğrultusunda, Ayaklarda meydana gelen statik itme analizi en son adımındaki şekil değiştirmeler Şekil 8.26' deki gibi gösterilmiştir. Bu şekil değiştirmeler Çizelge 8.8 den ayrıntılı olaran izlenebilir.

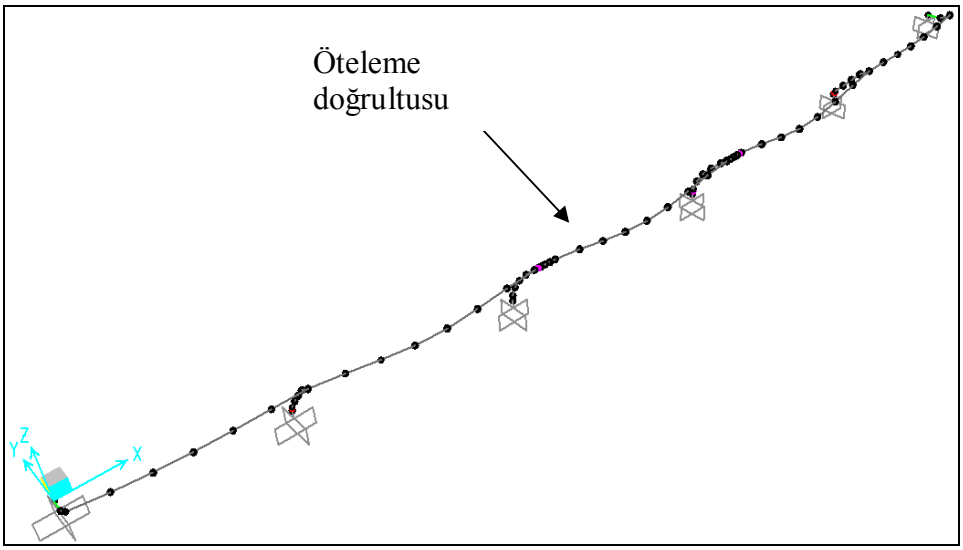


Şekil 8.26 : S2 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsal oluşumu

Çizelge 8.8 : S2 Deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

Aks	Analiz	Plastik Mafsal	Plastik Mafsal Boyu	P	M2	R2 Plastic	M3	R3 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians	KN-m	Radians			
KİRİŞ1	PUSHX	2H1	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ1	PUSHX	2H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-21166.1339	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ2	PUSHX	9H1	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ2	PUSHX	9H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-31893.6077	-0.00018	0.00019	0.00166	0.00185
2	PUSHX	13H1	0.71144	-7886.159	0.0000	-0.00010	-1980.3151	-0.00167	0.00235	0.00303	0.00537
KİRİŞ3	PUSHX	19H1	0.92500	0.000	-196.6126	0.00000	0.0000	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ3	PUSHX	19H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-23118.9464	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	PUSHX	20H1	0.96104	-8903.159	0.0000	-0.00009	-12838.5596	-0.00139	0.00145	0.00325	0.00469
4	PUSHX	22H1	0.96104	-8793.199	-187.1494	0.00000	-13082.0840	-0.00128	0.00133	0.00321	0.00454
5	PUSHX	24H1	0.68344	-8135.433	-2.7076	-0.00020	-1387.9768	-0.00402	0.00589	0.00296	0.00884
3ÜST	PUSHX	29H1	0.96104	-8602.099	0.0000	0.00000	219.9437	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4ÜST	PUSHX	33H1	0.96104	-8492.177	-34.4880	0.00000	36.2745	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ4	PUSHX	37H1	0.92500	0.000	-190.9644	0.00000	0.0000	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ4	PUSHX	37H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-29012.2937	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

S2 Deprem düzeyinde köprünün enine doğrultusunda, Ayaklarda meydana gelen statik itme analizi en son adımındaki şekil değiştirmeler Şekil 8.27' deki gibi gösterilmiştir. Bu şekil değiştirmeler Çizelge 8.9' den ayrıntılı olaran izlenebilir.



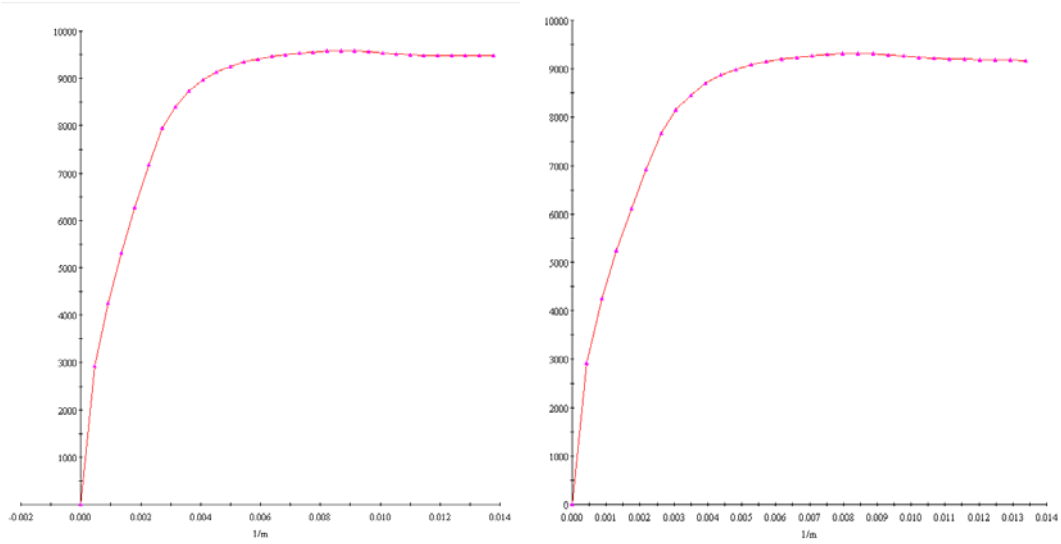
Şekil 8.27 : S2 Deprem düzeyi statik itme son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik mafsal oluşumu

Çizelge 8.9 : S2 Deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

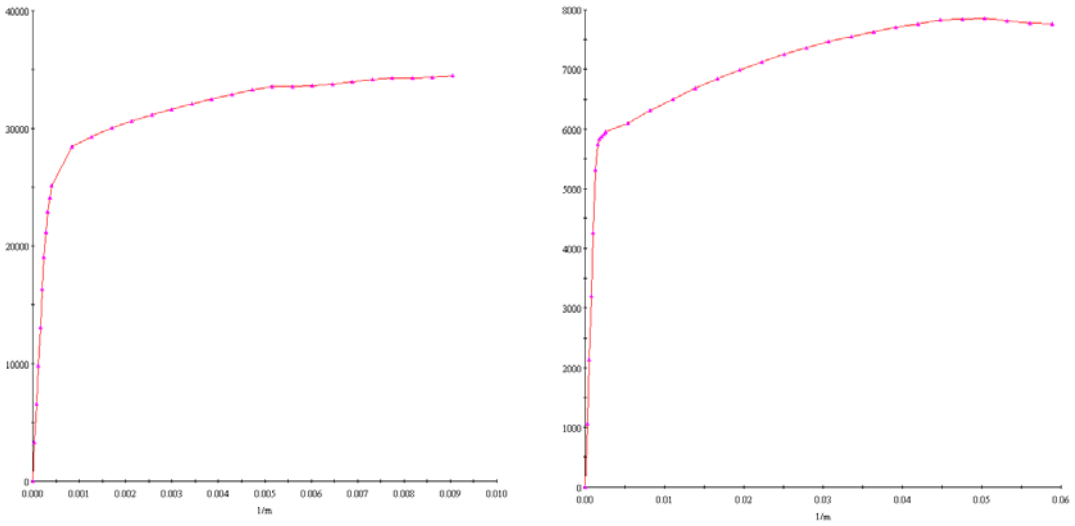
Aks	Analiz	Plastik Mafsal	Plastik Mafsal Boyu	P	M2	R2 Plastic	M3	R3 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians	KN-m	Radians			
KİRİŞ1	PUSHY	2H1	0.92500	0.000	0.0000	-0.00008	0.0000	0.00000	0.00009	0.00037	0.00046
KİRİŞ1	PUSHY	2H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-21161.3519	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ2	PUSHY	9H1	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ2	PUSHY	9H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-21385.1292	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
2	PUSHY	13H1	0.71144	-7485.781	2334.8232	0.00591	84.1190	-0.00011	0.00831	0.00303	0.01133
KİRİŞ3	PUSHY	19H1	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ3	PUSHY	19H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-23110.0864	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	PUSHY	20H1	0.96104	-8474.685	11231.4307	0.00000	-34.3182	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4	PUSHY	22H1	0.96104	-8792.827	12411.7677	0.00000	98.5461	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
5	PUSHY	24H1	0.68344	-8135.122	1243.9674	0.01166	54.0825	0.00017	0.01706	0.00296	0.02002
3ÜST	PUSHY	29H1	0.96104	-8173.663	4347.5588	0.00000	226.1969	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4ÜST	PUSHY	33H1	0.96104	-8491.805	4396.3986	0.00000	42.4575	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ4	PUSHY	37H1	0.92500	0.000	0.0000	-0.00012	0.0000	0.00000	0.00013	0.00037	0.00051
KİRİŞ4	PUSHY	37H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-23089.1489	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

Yukarıda verilen dönme ve eğrilik değerleri Çizelge 8.10' da özet olarak verilmiştir. Buna göre Ayaklarda meydana gelen en büyük plastik şekil değiştirmeler S1 ve S2 depremlerinde beklenen hasar düzeylerindeki en büyük şekil değiştirme değerleriyle karşılaştırılmıştır.

Şekil değiştirme değerleri XTRACT programından belirlenen eğrilik değerleri altındaki malzeme şekil değiştirmelerinin okunmasıyla elde edilmiştir.



Şekil 8.28 : 2 ve 5 Aksı Ayaklarının Moment-Eğrilik Diyagramları



Şekil 8.29 : Tabliyenin Enine ve Boyuna Moment-Eğrilik Diyagramları

Deprem senaryoları altında köprünün her iki doğrultusunda itme analizi sonucunda köprünün elemanlarında meydana gelen plastik dönmeler bu kesitlerin plastik mafsal boylarıyla çarpılarak plastik eğrilik değerleri elde edilmiş ve XTRACT programından alınan elastik eğrilik değerleri de dikkate alınarak Çizelge 8.10 hazırlanmıştır.

Çizelge 8.10 : S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma tablosu

Orta Ayak Kolonlarının ve Kirişlerin Değerlendirilmesi		**Tüm Orta Ayaklar**						**Kirişler**			
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Boyuna	S2 Depremi Boyuna	S1 Depremi Ekine		S2 Depremi Ekine		S1 Depremi Boyuna	S2 Depremi Boyuna	S1 Depremi Ekine	S2 Depremi Ekine
				5 aksı kolonu	2 aksı kolonu	5 aksı kolonu	2 aksı kolonu				
Plastik Dönme	θ_p	0.003696	0.004028	0.008747	0.000186	0.011492	0.008345	0.000146	0.000180	0.000081	-0.000123
Plastik Mafsal Boyu	L_p	0.683440	0.683440	0.683440	0.711440	0.683440	0.711440	0.925000	0.925000	0.925000	0.925000
Plastik Eğrilik	k_p	0.005408	0.005894	0.012798	0.006805	0.016815	0.008345	0.000158	0.000195	0.000088	0.000133
Elastik Eğrilik	k_e	0.002957	0.002957	0.002957	0.003025	0.002957	0.003025	0.001655	0.001655	0.000375	0.000375
Toplam Eğrilik	k	0.008365	0.008851	0.015755	0.009830	0.019772	0.011370	0.001813	0.001850	0.000462	0.000508
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	e_c	**0.0037**	0.0039	**0.0070**	**0.0042**	0.0087	0.0049	0.0029	0.0029	0.0006	0.0006
Çelik Birim Şekil Değiştirme	e_{st}	0.0078	0.0083	**0.0149**	0.0094	0.0187	0.0108	0.0002	0.0002	0.0048	0.0053
Sınır Değerler :		S1 Depremi	S2 Depremi	S1 Depremi		S2 Depremi		S1 Depremi	S2 Depremi	S1 Depremi	S2 Depremi
Beton için	e_c	0.004	0.018	0.004		0.018		0.004	0.018	0.004	0.018
Çelik için	e_{st}	0.015	0.060	0.015		0.060		0.015	0.060	0.015	0.060

Şekil değiştirme esaslı yapı performansının belirlenmesinde kontrol edilen değerler yukarıdaki gibi özetlendikten sonra köprü Ayaklarından 2 ve 5 aksı Ayaklarının boyuna doğrultuda sınır değerleri aştığı görülmüştür. Deprem senaryoları altında 2 ve 5 aksı Ayaklarının güçlendirilmesi gerektiği sonucuna ulaşılmıştır.

9. KÖPRÜ TAŞIYICI ELEMANLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

9.1. Ayak Kesme Dayanımlarının Değerlendirilmesi

Köprü ayaklarının kesme dayanımlarının incelenmesi için ayaklarda meydana gelen en olumsuz kesit tesirleri için AASHTO'ya göre tahkikler yapılmıştır. Buna göre köprü ayaklarında oluşan kesme kuvvetleri belirlenmiş ve bu kesme kuvvetleri ayak kesitlerinin kesme kuvveti kapasiteleri ile karşılaştırılmıştır. Toplam kesme kapasitesinin belirleyen, betonun ve donatının kesme kuvveti taşıma kapasitelerinin toplamı olarak ortaya çıkar.

AASTHO 8.16.6 no'lu bölümde "Basınca maruz elemanlardaki kesme kuvveti'' dayanımı aşağıda verilmiştir.

$$V_c = 2\left(1+\frac{N_u}{2000A_g}\right)\sqrt{f'_c}(b_w.d) \tag{9.1}$$

$$V_s = \frac{Av\ \text{fy}\ \text{d}}{s} \tag{9.2}$$

$$V_r = V_c + V_s \tag{9.3}$$

Ag : kesitin brüt alanı

f'c : betonun karakteristik basınç mukavemeti

bw : kesit genişliği

d : basınç bölgesindeki beton lifinden çekme bölgesindeki donatı merkezine kadar olan mesafe

Av : kesme donatısı alanı

fy : kesme donatısı karakteristik akma mukavemeti

V_c : betonun karşılayacağı kesme kuvveti,

V_s : kesme donatısının karşılayacağı kesme kuvveti

Vr : ise kesitteki toplam kesme kapasitesini ifade etmektedir.

Yapılan hesaplarda Denklem 9.1 'deki N_u/A_g ifadesi psi cinsinden olmalıdır, (psi : pound per square inch).

Ayaklarda enine donatılar ϕ10/20 çapında halka olarak teşkil edilmiştir. Ayak çapı bütün akslarda 150 cm'dir. Yukarıdaki formüller dikkate alınarak kesme kapasitesi hesaplanmış olup Çizelge 9.1 ile gösterilmiştir.

Çizelge 9. 1 : Ayak kapasitesinin hesabı

Beton Tarafından Karşılanan Kesme Kuvveti		
AASTHO (8.16.6.2.2)'de verilen formüle göre;		
Eksenel Basınç Etkisi Altındaki Elemanlarda		
Vc=	756688.79	pound-force
Vc=	3365.92	kN
Donatı Tarafından Karşılanan Kesme Kuvveti		
AASTHO (8.16.6.2.3)'de verilen formüle göre;		
1.Formul'e göre		
Vs=	179153.22	pound
Vs=	796.91	kN
Toplam Kesme Kuvveti Kapasitesi		
Vr = Vc+Vs =	4162.832656	kN

Doğrusal analiz hesaplarından elde edilen en büyük kesme kuvveti değerleri Çizelge 9.2 ile verilmiştir.

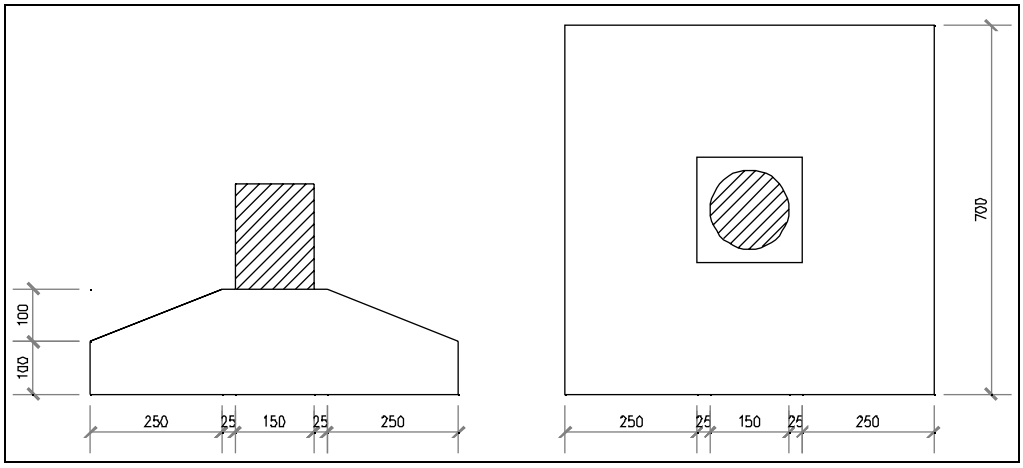
Çizelge 9. 2 : En büyük kesme kuvveti değerleri

TABLE: Element Forces - Frames				
Frame	**OutputCase**	**P**	**V2**	**V3**
Text	Text	KN	KN	KN
17	ENVEBOY	-8295.490	-1067.507	-1845.383
17	ENVEEN	-8400.086	-1020.397	**-2156.732**
50	ENVEBOY	**-9310.504**	**-5173.104**	-2144.311
50	ENVEEN	-9128.662	**-4119.721**	-2074.817
54	ENVEBOY	-10775.189	-3740.648	**-3917.523**
54	ENVEEN	-10474.818	-2406.576	-3831.668
58	ENVEBOY	-9351.448	-1903.228	-1160.521
58	ENVEEN	-9333.313	-1878.406	-1634.301

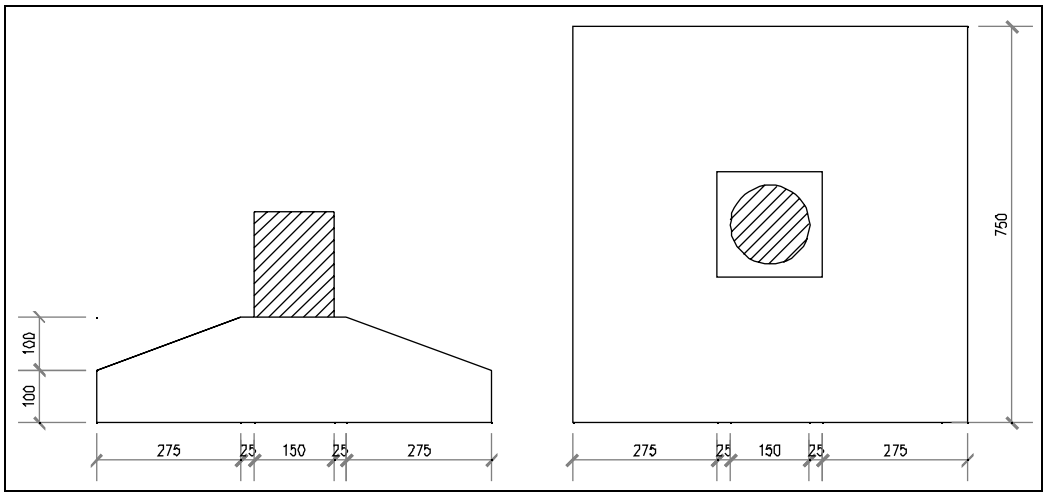
Bu hesaba göre Ayakların kesme kuvveti kapasitelerinin yeterli olduğu görülmüştür.

9.2. Orta Ayak Yüzeysel Temellerinin Değerlendirilmesi

Köprüde 2 ve 5 no'lu akslarda 7x7m'lik, 3 ve 4 no'lu akslarda 7.5x7.5m'lik orta ayak yüzeysel temelleri bulunmaktadır, (Şekil 9.1 ve Şekil 9.2). Temellerde kullanılan malzeme C25/S420 alınmış olup alt donatıları olarak 2 ve 5 akslarında 35Ø26/20, 3 ve 4 akslarında ise 42Ø26/20 donatı kullanıldığı paftalardan görülmektedir.



Şekil 9.1 : 2 ve 5 No'lu akslarındaki temeller



Şekil 9.2 : 3 ve 4 No'lu akslarındaki temeller

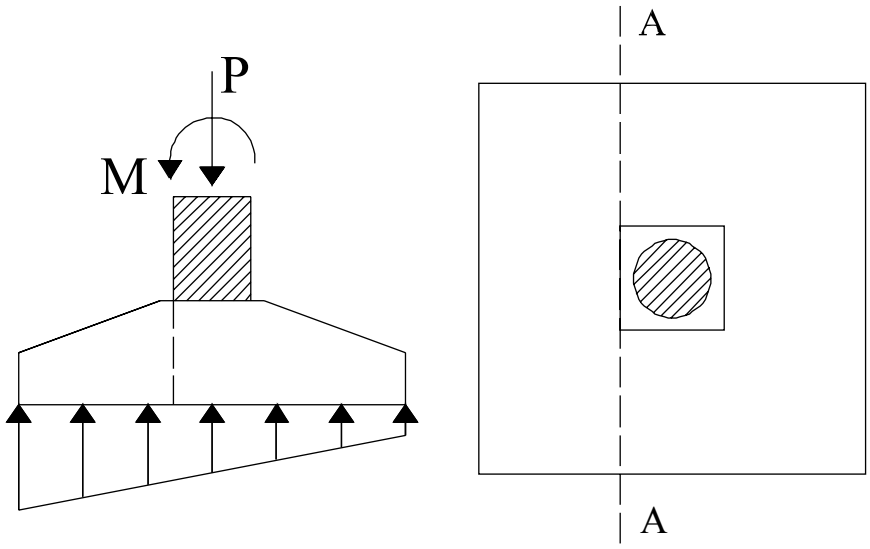
PS 305 Köprüsü'nün doğrusal olmayan analiz deprem performansının değerlendirilmesi sonuçlanmıştır. Buna göre köprünün altyapı elemanları olan yüzeysel temellerin değerlendirilmesi, elde edilen en elverişsiz kesit tesirlerine göre incelenmiştir.

Her akstaki temel için Ayak alt uç en elverişsiz kesit tesirleri Çizelge 9.1'de özetlenmiştir.

Çizelge 9.3 : Üstyapıdan temellere etki eden en elverişsiz Ayak alt uç kesit tesirleri

Doğrultu	Aks	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3
Boyuna	2	PUSHX-S2	-7901.87	-3.15	-7.35	0.00	-2106.36
	3	PUSHX-S2	-8924.39	41.94	-6.86	0.00	-14341.60
	4	PUSHX-S2	-8814.43	-4.44	0.00	-197.92	-14590.09
	5	PUSHX-S2	-8150.53	-5.59	-24.73	-2.88	-1478.28
Enine	2	PUSHY-S2	-7501.50	8.63	0.00	2483.26	89.45
	3	PUSHY-S2	-8495.91	44.52	0.00	11717.97	-51.03
	4	PUSHY-S2	-8814.06	-1.85	0.00	12978.10	104.17
	5	PUSHY-S2	-8150.22	2.84	0.00	1324.80	57.59

$q_{s,\min,\max} = \frac{N_d}{b_s^2} \pm 6\frac{M_d}{b_s^3}$ olmak üzere: Temel altında A-A kesitinde meydana gelen kesit tesirleri zemin emniyet gerilmesi σz_{emn}=400 kN/m^2 alınarak ve paspayı 5cm, d = 195cm olmak üzere altında aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.



Şekil 9.3 : Temel altında oluşan gerilmelerin dağılımı

Çizelge 9.2'de yapılan donatı tahkikleri neticesinde 2 ve 5 no'lu akslarda bulunan temellerin donatı miktarlarının hesap sonucunda olması gereken donatı miktarlarından az olduğu tespit edilmiştir. Buna karşılık 3 ve 4 aksı temellerinin donatılarının üstyapıdan gelen tesirlere göre yeterli olduğu görülmüştür.

Çizelge 9.4 : Temel altında oluşan gerilmelerin dağılımı ve donatı hesabı

Doğrultu	Temel Altı			A-A Kesiti			kd	ks	$As_{,gerekli}$	$As_{,mevcut}$
	bs	$q_{s,max}$	$q_{s,min}$	Gerilme	V_{da}(kN)	M_{da}(kN)			cm^2/m	$cm^{2/}m$
Boyuna	7.0	124.42	198.11	153.37	2673.67	3548.58	3.11	2.87	**52.23**	26.53
	7.5	-45.31	362.63	117.86	816.17	306.39	10.57	2.8	4.40	24.76
	7.5	-50.80	364.20	115.20	724.47	152.94	14.96	2.8	2.20	24.76
	7.0	140.48	192.20	160.80	2899.77	3897.55	2.96	2.89	**57.76**	26.53
Enine	7.0	109.65	196.53	162.40	2618.51	3367.76	3.19	2.86	**49.39**	26.53
	7.5	-15.62	317.69	117.71	1148.52	972.82	5.93	2.78	13.87	24.76
	7.5	-27.88	341.27	119.78	1033.83	720.14	6.89	2.8	10.34	24.76
	7.0	143.16	189.51	171.30	3026.62	4037.46	2.91	2.88	**59.63**	26.53

10. GÜÇLENDİRİLMİŞ KÖPRÜNÜN DOĞRUSAL OLMAYAN HESABI

Bölüm 7'de yapılan doğrusal analiz hesapları sonucunda istenilen performansı sağlayan köprü taşıyıcı elemanlarının, Bölüm 9'da doğrusal olmayan analiz sonucunda istenilen performans kriterlerini sağlamadığı görülmüştür. Dolayısıyla köprüde bir güçlendirme çalışması gerektiği sonucu bulunmuştur. Bu noktada güçlendirme yöntemine karar vermek gerekir.

10.1. Güçlendirme Kavramı

Güçlendirme bir yapının yük taşıma kapasitesini, rijitliğini, sünekliğini ve stabilitesini veya bunlardan bazılarını önceki veya mevcut durumunun üzerine çıkarmak amacı ile yapılan değişikliklerdir. Güçlendirme işlemi hasarsız yapı elemanlarının performansını artırmak, mukavemet ve buna benzer özelliklerin önceki seviyesinin üzerine çıkarmak maksadıyla yapılır. Doğru şekilde güçlendirilmiş bir yapı yeni yapılmış bir yapının dayanımına sahip olabilir. Eski şartnamelerdeki deprem yüklerinin de günümüz şartnamelerinden çok daha az olması çoğu mevcut yapıda güçlendirmenin yapılmasını kaçınılmaz hale getirmektedir.

Bu bilgiler ışığında yapıya hangi tip güçlendirme uygulanacağına karar vermek gerekir. Çeşitli güçlendirme metotları mevcuttur. Bu metotlardan hangisinin yapıya uygulanacağına karar verirken çeşitli parametreleri göz önünde bulundurmak gerekir. Ekonomik, teknik, sosyal ve kültürel parametrelerin irdelenmesi ve en mantıklı kararın verilmesi gerekir. Bazı yapı türleri için ise yapının yeniden inşa edilmesi ise güçlendirme yapmaktan daha mantıklı olabilir. Çoğu durumda ise büyük bir maliyet getirmeden mevcut yapının dayanımı önemli bir biçimde arttırılabilir. Bu sebepten güçlendirme tiplerinin incelenmesi gerekmektedir.

10.2. Güçlendirme Yöntemleri

Çeşitli güçlendirme yöntemleri mevcuttur. Bunlar arasında en yaygın olanlar aşağıda sıralanmıştır.

- Betonarme mantolama
- Çelik levhalar ile mantolama
- Sismik izolasyon
- Karbon lifleriye güçlendirilmiş polimer şerilerle güçlendirme (CFRP)
- Öngerme verme yöntemi
- Epoksi enjeksiyonu

Bu güçlendirme tiplerinden hangisinin seçileceğine karar verilmelidir. İncelenen köprüdeki hasar sınırı, köprünün işlevi ve ekonomik parametreler güçlendirme yöntemini seçmek açısından göz ardı edilmemesi gereken özelliklerdir. Ayrıca uygulanabilirlik, ekonomiklik ve istenen çözümün karşılanması da güçlendirme tipi seçilmesinde önemli özelliklerdir. Bu bilgiler ışığında güçlendirme yöntemi olarak Betonarme mantolama yapılmasına karar verilmiştir.

10.2.1. Mantolama

Betonarme ayağın betonarme elemanlarla onarımı ya da güçlendirilmesi ayağın beton en kesitinin ve boyuna donatısının artırılmasıdır. Mantolamada üzerinde durulacak bazı noktalar mevcuttur. Bunlar; eski ve yeni betonun kaynaştırılması, yeni boyuna donatı ile eski boyuna donatının ankrajı olarak sıralanabilir. Güçlendirmede en önemli nokta Ayaka eklenen bölüme eski var olan bölümden yük aktarılmasıdır. Mantolamanın temel amacı ayağın düşey yük taşıma kapasitesini artırarak düşey yüklere karşı güvenlik payını yükseltmektir.

Betonarme taşıyıcı yapı elemanlarından kirişler, Ayaklar, perdeler ile yapıların taşıyıcı sistemleri yeni deprem yönetmeliğine ve güçlendirme tekniklerine göre yapıya kullanılabilirlik sağlaması amacıyla önemlidir. ayağın eğilme dayanımı, kesit alanının büyütülmesiyle, yeni boyuna donatılar ilave edilerek sağlanır. Kesme kuvveti dayanımı ve süneklik ise enine donatı (Etriye) sıklaştırılmasıyla gerçekleşir.

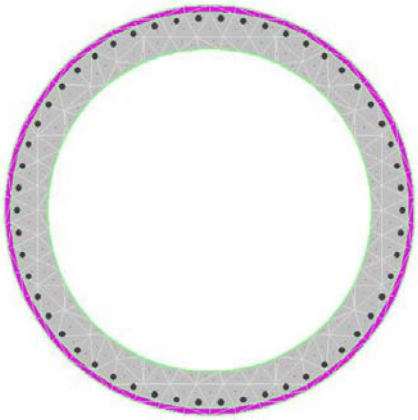
10.3. Güçlendirilmiş Köprünün Doğrusal Olmayan Hesabı

Bölüm 7'de yapılan doğrusal analiz sonuçlarına göre yapının tüm taşıyıcı sistem elemanlarının performansının yönetmelikte belirlenen sınır değerleri aşmadığı görülmüştür. Etki\kapasite oranları (Çizelge 7.4) hesaplanmış olup Ayakların uç kesitleri için hasar bölgelerinden eleman hasar bölgeleri tespit edilmiş, en olumsuz kesit tesirlerinde dahi tasarım depremi altında köprü Ayakları minimum hasar sınırının altında, minimum hasar bölgesinde yer aldığı görülmüştür. Bölüm 8'de yapılan doğrusal olmayan analiz sonuçlarına göre ise 2 ve 5 numaralı akslarda bulunan Ayaklarda, incelenen deprem senaryosuna göre, boyuna yönde doğrusal olmayan itme analizinde plastik mafsal oluşan kesitlerden bazıları normal kuvvet – toplam eğrilik değerlerinin hedef deprem düzeylerine göre izin verilen beton ve çelik birim şekil değiştirme sınırlarını aştığı görülmektedir. Yani plastik olmayan şekil değiştirmeler bazı bölgelerde belirtilen sınır değerlerini aşmıştır. (Çizelge 8.10)

10.3.1. 2 ve 5 Numaralı akslarda bulunan ayakların mantolama önerisi

Hesap aşamasında mevcut hesap modelinde, *2 ve 5 numaralı akslardaki Ayaklara dairesel kesitli betonarme mantolama yapılmıştır.* Buna göre moment-eğrilik bağıntıları ve akma yüzeylerinin elde edilmesinde kullanılacak olan manto kesiti donatıları ile XTRACT programına girilmiş ve çözüm yapılmıştır. Modelde mevcut malzeme dayanımı ile manto kesitinin malzeme dayanımları eşit alınmıştır (C25). Bu şekilde sadece iki ayağın kesitleri artırılarak analiz tekrarlanmıştır.

Mantolama kesiti 20 cm olarak teşkil edilmiştir ve 54 adet Φ26 donatı kullanılmıştır. Moment-eğrilik bağıntıları için kullanılmak üzere zati yüklerin bulunabilmesi için Doğrusal Analiz yeni Ayak kesitleriyle tekrarlanmıştır. Temel hesapları Ayak performansına göre yapıldığından ayağın büyütülmesi ile temel boyutlarının da büyütülmesi gerekecektir.



Şekil 10.1 : XTRACT Programında tanımlanan Ayak manto kesiti

Köprünün mantolanan Ayaklarında, zati yükler altındaki normal kuvvet değerleri değiştiği için plastik mafsal oluşması beklenen kesitler için doğrusal analizden okunan normal kuvvet değerleri Çizelge 10.1 de gösterilmiştir.

Çizelge 10.1 : Sabit yükler altında 2 ve 5 aksı Ayaklarında mantolu halde elde edilen normal kuvvet değerleri

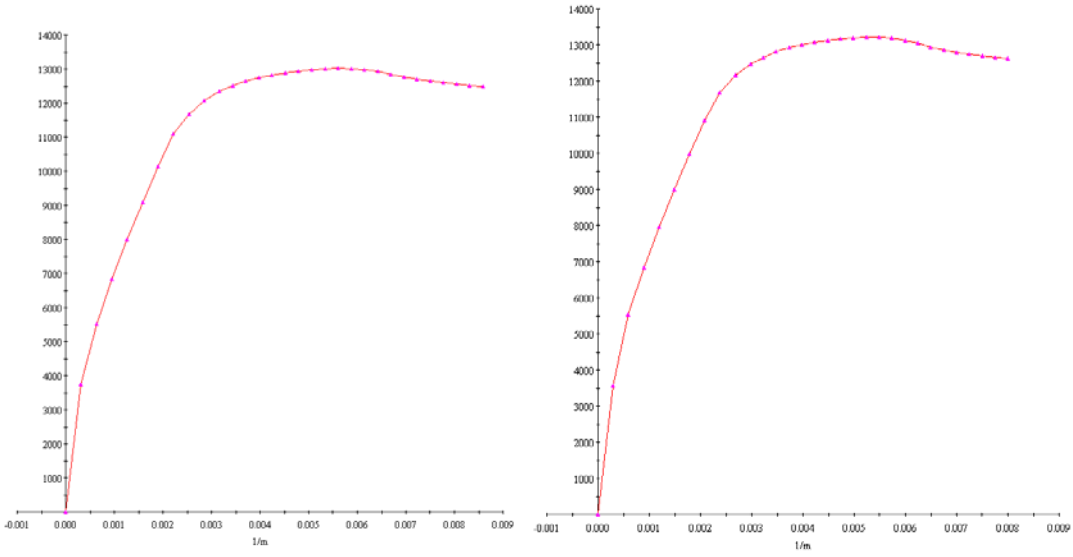
TABLE: Element Forces - Frames				
Ayak Aks	Frame	OutputCase	CaseType	P
	Text	Text	Text	KN
2	**17**	**DEAD**	**LinStatic**	**-7886.35**
5	**58**	**DEAD**	**LinStatic**	**-8767.28**

Daha önceki analizlerde de kullanıldığı üzere Ayaklarda ve tabliyede çatlamış kesit rijitlikleri ile çalışılmıştır. Buna göre; yeni kurulan modelde mantolanmış Ayakların yeni çatlamış kesit rijitlikleri Çizelge 10.2'de gösterilmiştir. Ayrıca yeni kurulan modelde mantolanmış Ayakların plastik mafsallarına atanacak yeni akma yüzeyleri de elde edilmiş ve plastik mafsal kesitlerine atanmıştır.

Çizelge 10.2: Ayak çatlamış kesit rijitlikleri

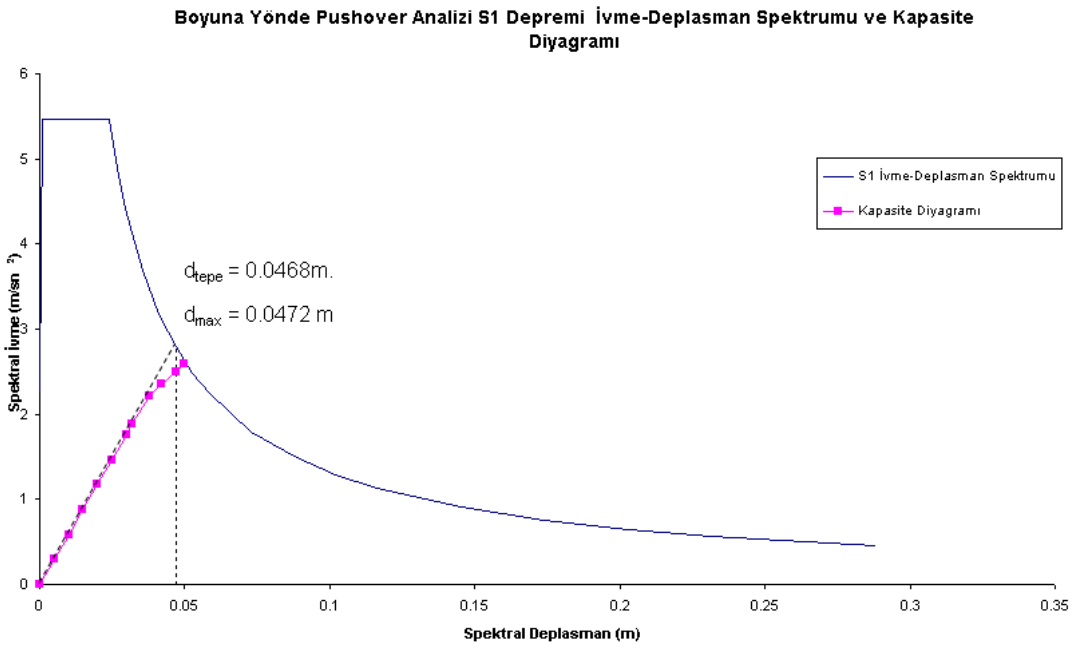
AYAK ÇATLAMIŞ KESİT RİJİTLİKLERİ				
AKS NO	NORMAL KUVVET	BOYUNA YONDE	ENİNE YONDE	SAP2000'e girilecek çatlamış kesit katsayıları
	kN	Nm2	Nm2	
2	-7886.35	5.74E+09	5.74E+09	0.418879
5	-8767.28	6.04E+09	6.04E+09	0.440771

Mantolanmış 2 ve 5 numaralı akslarda bulunan Ayaklar için plastikleşmesi beklenen kesitlerin moment – eğrilik ilişkisi XTRACT programında tanımlanmış ve Şekil 10.2'de gösterilmiştir.

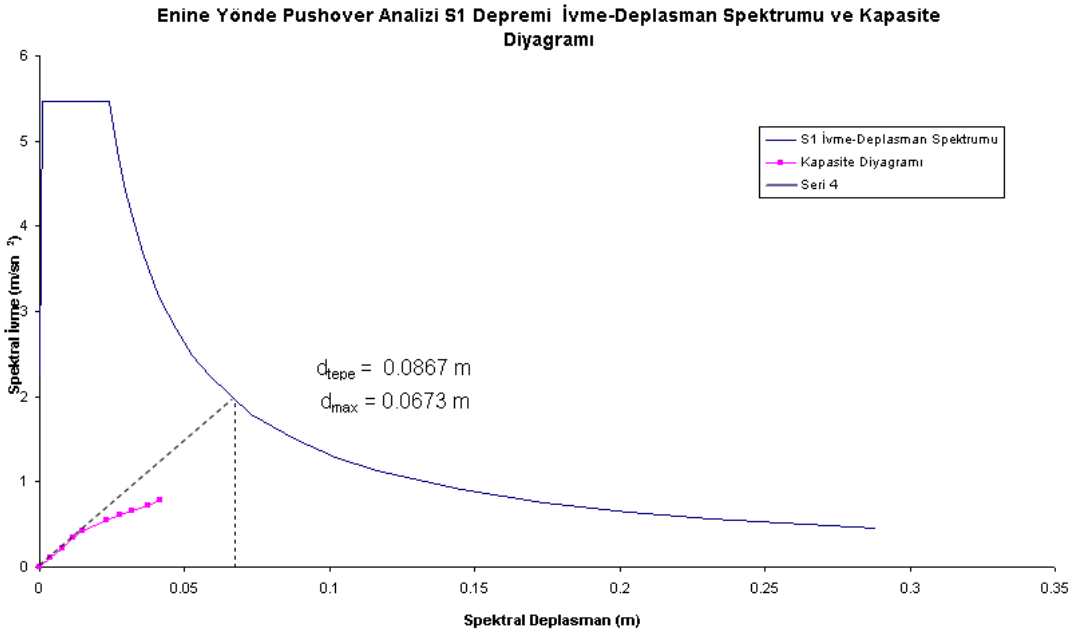


Şekil 10.2 : 2 ve 5 ayaklarının manto kesitlerinin moment eğrilik diyagramları

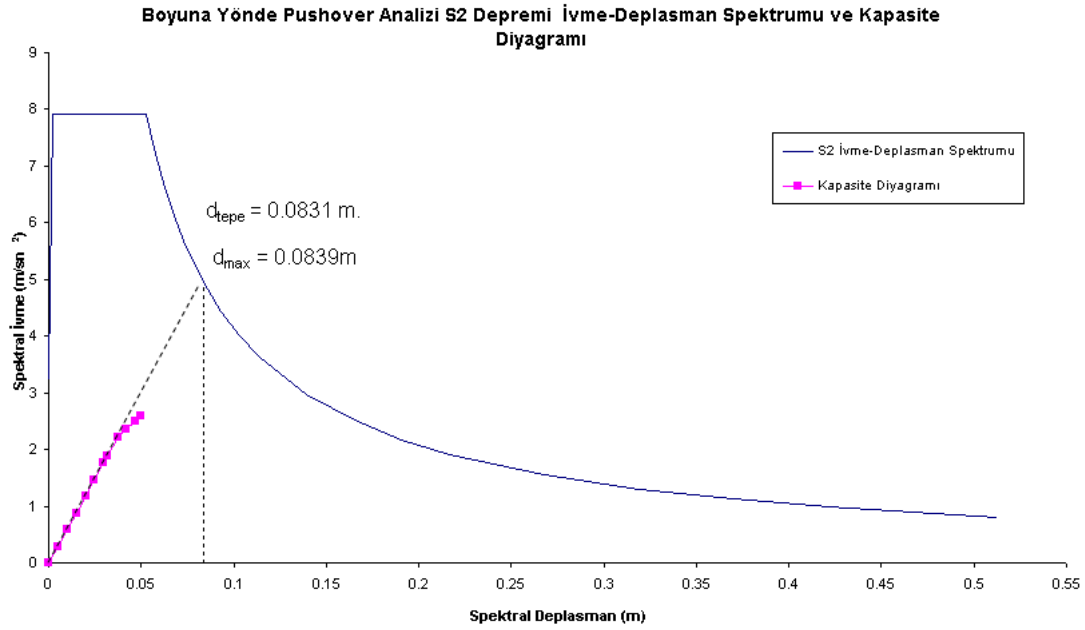
Köprünün güçlendirilme modeli programa girildikten sonra S1 ve S2 deprem senaryolarına göre hedeflenen performans düzeylerini gösterip göstermediklerine karar verilmiştir Bu spektrumlar, deprem istemin belirlenmesi için spektral ivme-spektral yer değiştirme dönüşümleri yapılarak köprünün kapasitesini belirleyen taban kesme kuvveti – tepe yer değiştirmesi grafiği ile üst üste çakıştırılmış ve Şekil 10.3, Şekil 10.4, Şekil 10.5 ve Şekil 10.6'da gösterilmiştir.



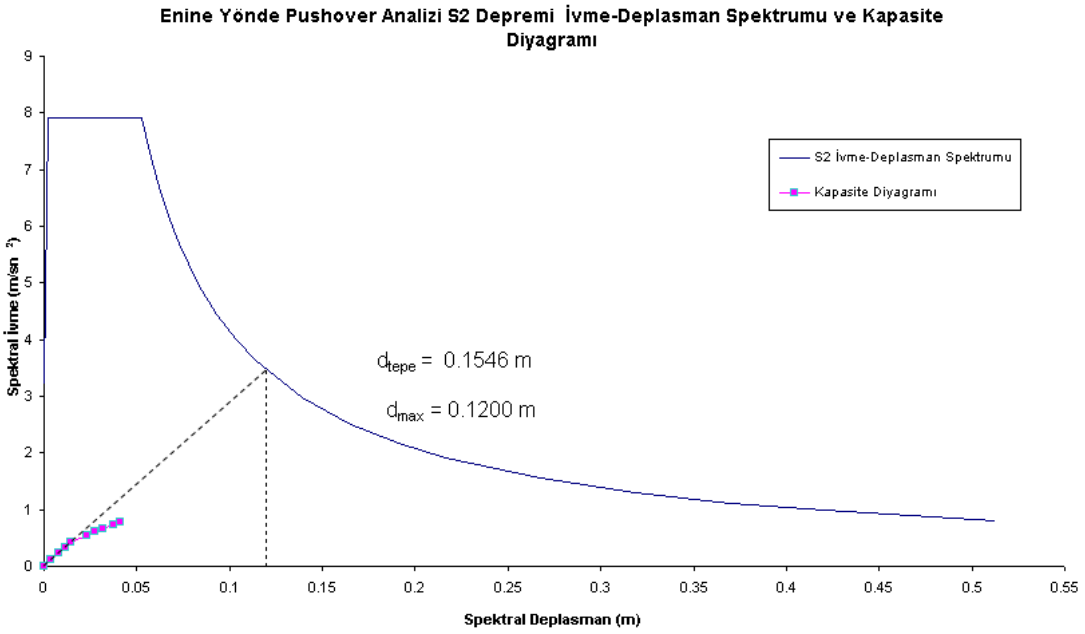
Şekil 10.3 : S1 depremi köprü boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı



Şekil 10.4 : S1 depremi köprü enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı

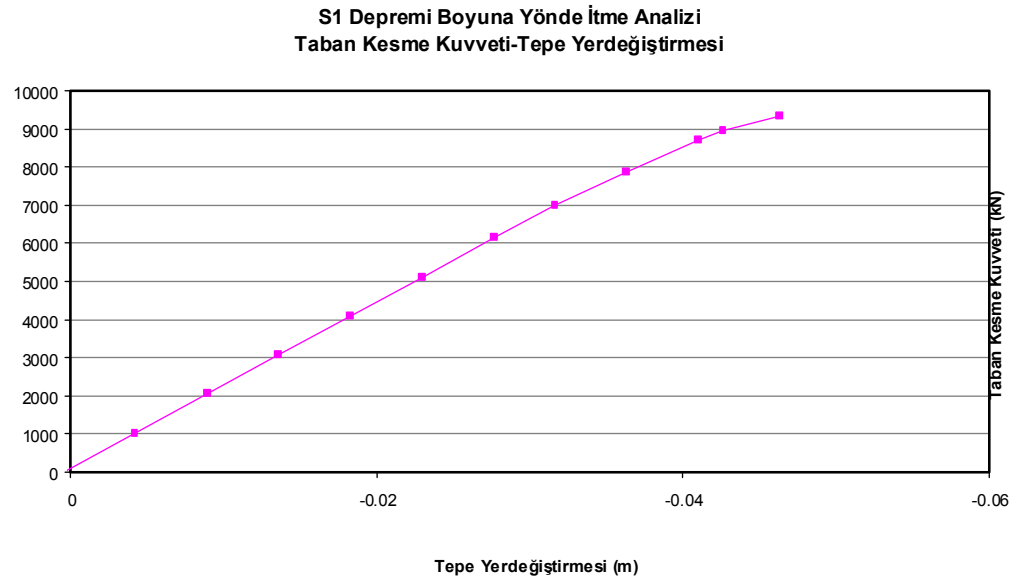


Şekil 10.5 : S2 depremi köprü boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı

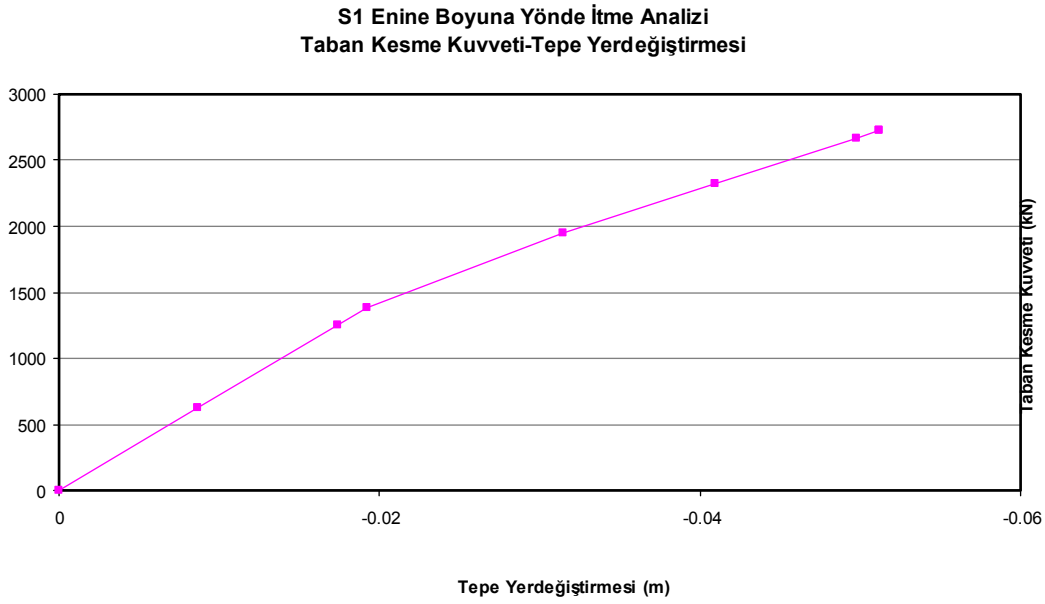


Şekil 10.6 : S2 depremi köprü spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı

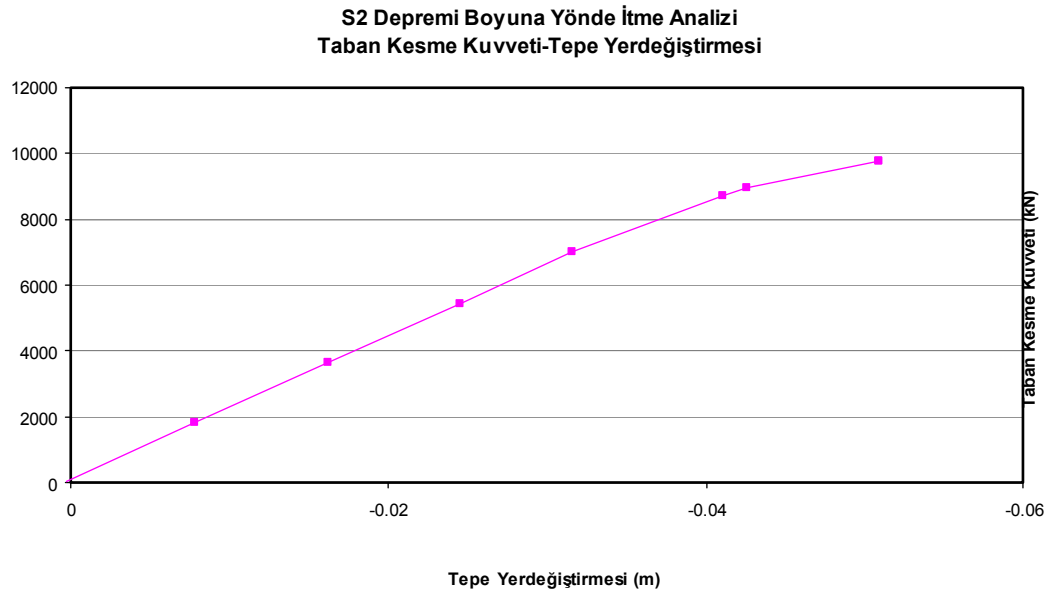
Şekil 10.7, Şekil 10.8, Şekil 10.9 ve Şekil 10.10'da görüldüğü gibi Taban kesme kuvveti – Tepe yerdeğiştirme diyagramlarına bakılarak Ayakların rijitliklerinin artmasına bağlı olarak taban kesme kuvveti değerleri de artmıştır.



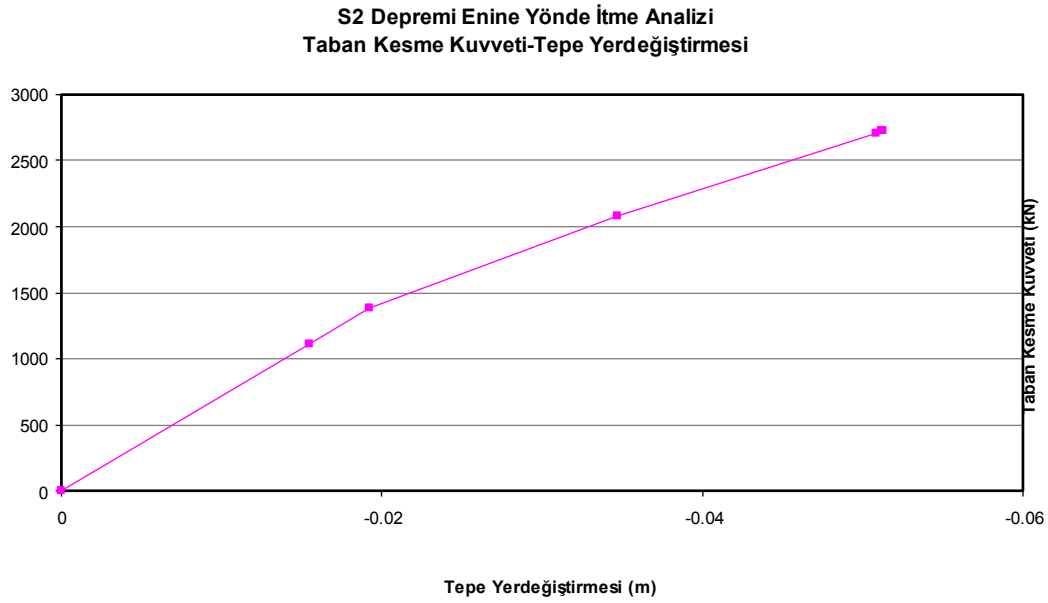
Şekil 10.7 : S1 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi



Şekil 10.8 : S1 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi



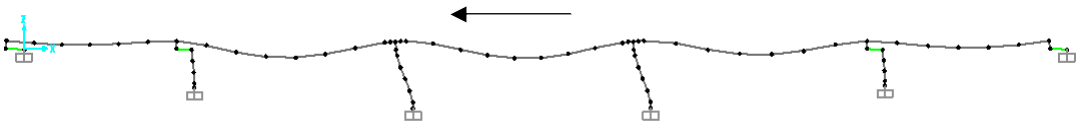
Şekil 10.9 : S2 depremi köprünün boyuna doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi



Şekil 10.10 : S2 depremi köprünün enine doğrultusunda itme analizi taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi ilişkisi

Yapılan güçlendirme analizi neticesinde Bölüm 8'de yapılan hesap aşamaları tekrar edilerek köprünün plastik mafsal oluşumları gözlenmiş, köprü elemanlarında şekil değiştirme sınırları için ayrı ayrı okunan elastik ve plastik şekildeğiştirmeler toplanarak toplam şekildeğiştirmeler bulunarak AYDINOĞLU'nun raporunda belirtilen betonarme kesitler için şekil değiştirme sınırları ile karşılaştırılmıştır. Güçlendirilmiş köprüde S1 ve S2 derprem düzeyleri için enine ve boyuna

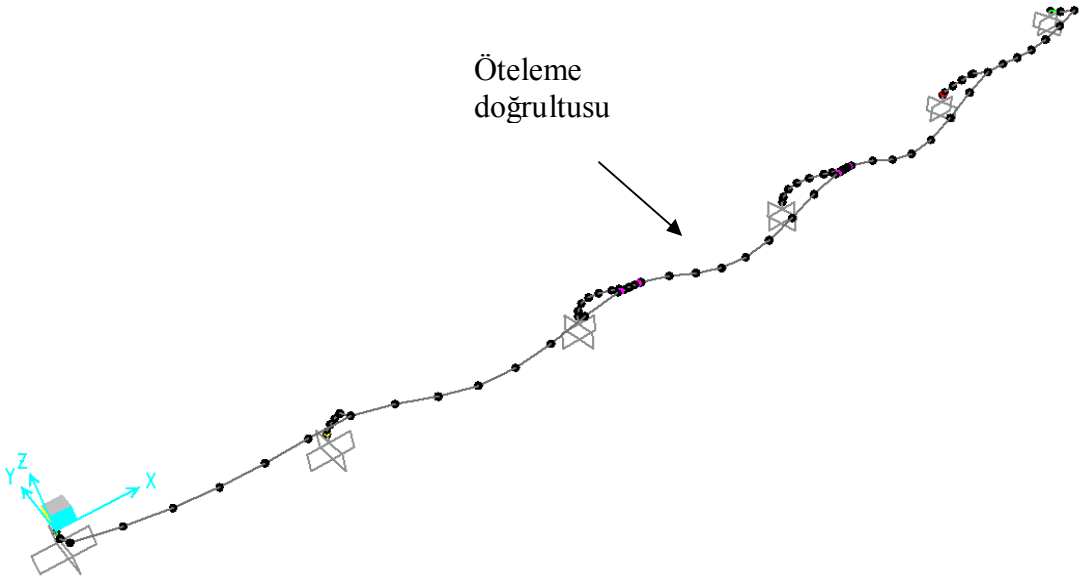
doğultularda yenilenen analizler için meydana gelen plastik mafsal oluşumları ile şekildeğiştirme miktarları aşağıdaki şekilde gösterilmiştir.



Şekil 10.11 : S1 Deprem düzeyi statik itme son adımında güçlendirilmiş köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsal oluşumu

Çizelge 10.3 : S1 Deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

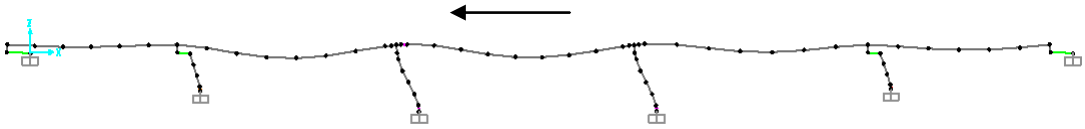
Aks	Analiz	Plastik Mafsal	Plastik Mafsal Boyu	P	M2	R2 Plastic	M3	R3 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians	KN-m	Radians			
KİRİŞ1	PUSHX	2H1	0.92500	0.000	-90.8855	0.00000	0.0000	0.00000	0.000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ1	PUSHX	2H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-21122.4163	0.00000	0.000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ2	PUSHX	9H1	0.92500	0.000	-104.9364	0.00000	0.0000	0.00000	0.000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ2	PUSHX	9H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-31282.6216	-0.00012	0.000128	0.00166	0.00178
2	PUSHX	13H1	0.71144	-8012.367	-8.3042	-0.00016	-3406.9369	-0.00250	0.003514	0.00230	0.00581
KİRİŞ3	PUSHX	19H1	0.92500	0.000	-111.1940	0.00000	0.0000	0.00000	0.000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ3	PUSHX	19H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-23093.4520	0.00000	0.000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	PUSHX	20H1	0.96104	-8877.251	-106.2095	-0.00002	-12714.7156	-0.00062	0.000646	0.00325	0.00389
4	PUSHX	22H1	0.96104	-8790.147	-111.2488	-0.00004	-12880.8240	-0.00054	0.000561	0.00321	0.00377
5	PUSHX	24H1	0.68344	-8278.589	-1.7818	-0.00017	-3276.0573	-0.00269	0.003935	0.00221	0.00615
3ÜST	PUSHX	29H1	0.96104	-8576.192	-22.3664	0.00000	241.9236	0.00000	0.000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4ÜST	PUSHX	33H1	0.96104	-8489.125	-22.8906	0.00000	30.9842	0.00000	0.000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ4	PUSHX	37H1	0.92500	0.000	-97.7360	0.00000	0.0000	0.00000	0.000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ4	PUSHX	37H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-28570.0636	0.00000	0.000000	Elastik değerleri geçmemiştir.	



Şekil 10.12 : S1 Deprem düzeyi statik itme son adım da güçlendirilmiş köprünün enine doğrultusunda plastik mafsal oluşumu

Çizelge 10.4 : S1 Deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

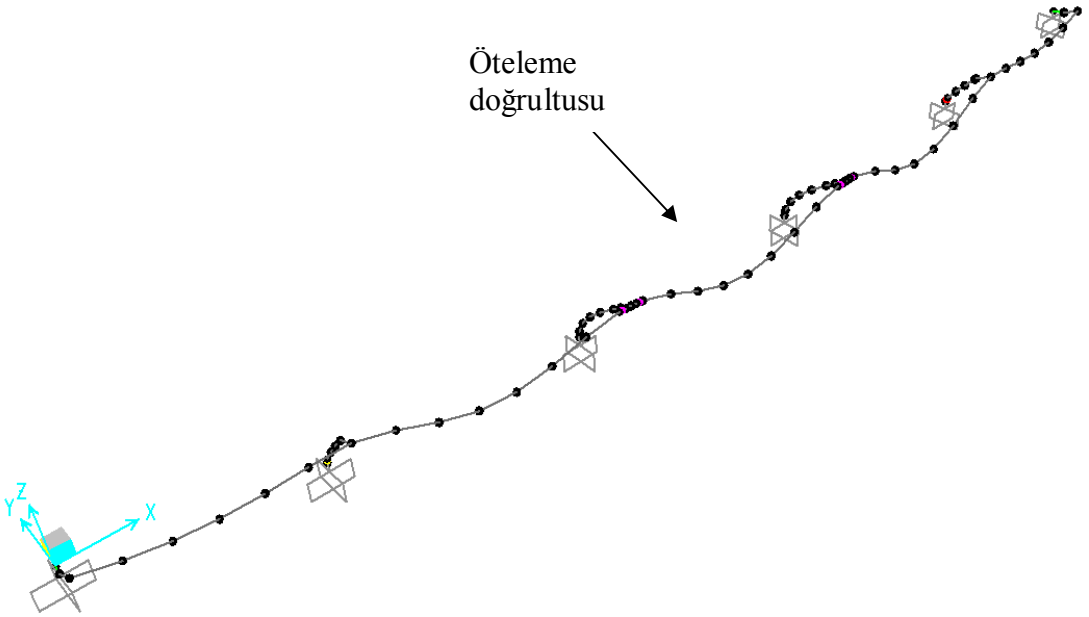
Aks	Analiz	Plastik Mafsal	Plastik Mafsal Boyu	P	M2	R2 Plastic	M3	R3 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians	KN-m	Radians			
KİRİŞ1	PUSHY	2H1	0.92500	0.000	-6654.8731	-0.00001	0.0000	0.00000	0.00001	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ1	PUSHY	2H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-21130.6534	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ2	PUSHY	9H1	0.92500	0.000	-6770.2028	-0.00009	0.0000	0.00000	0.00009	0.00037	0.00047
KİRİŞ2	PUSHY	9H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-21405.1713	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
2	PUSHY	13H1	0.71144	-7640.484	0.0000	0.00252	-48.8241	-0.00003	0.00354	0.00230	0.00584
KİRİŞ3	PUSHY	19H1	0.92500	0.000	-6766.2842	-0.00010	0.0000	0.00000	0.00011	0.00037	0.00048
KİRİŞ3	PUSHY	19H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-23107.9104	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	PUSHY	20H1	0.96104	-8472.952	0.0000	0.00000	-92.0636	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4	PUSHY	22H1	0.96104	-8790.833	0.0000	0.00000	59.4636	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
5	PUSHY	24H1	0.68344	-8279.242	0.0000	0.00352	-19.2320	-0.00004	0.00515	0.00221	0.00736
3ÜST	PUSHY	29H1	0.96104	-8171.931	0.0000	0.00000	231.7843	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4ÜST	PUSHY	33H1	0.96104	-8489.811	0.0000	0.00000	21.4378	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ4	PUSHY	37H1	0.92500	0.000	-6672.9415	-0.00001	0.0000	0.00000	0.00001	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ4	PUSHY	37H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-23074.4702	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	



Şekil 10.13 : S2 Deprem düzeyi statik itme son adım da güçlendirilmiş köprünün boyuna doğrultusunda plastik mafsal oluşumu

Çizelge 10.5 : S2 Deprem düzeyi boyuna itme analizi son adımı köprünün boyuna doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

Aks	Analiz	Plastik Mafsal	Plastik Mafsal Boyu	P	M2	R2 Plastic	M3	R3 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians	KN-m	Radians			
KİRİŞ1	PUSHX	2H1	0.92500	0.000	-68.0906	0.00000	0.0000	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ1	PUSHX	2H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-21122.4163	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ2	PUSHX	9H1	0.92500	0.000	-78.6130	-0.00009	0.0000	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ2	PUSHX	9H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-31798.9973	-0.00017	0.00018	0.00166	0.00184
2	PUSHX	13H1	0.71144	-8036.032	0.0000	-0.00016	-3452.5858	-0.00327	0.00460	0.00230	0.00690
KİRİŞ3	PUSHX	19H1	0.92500	0.000	-83.2771	0.00000	0.0000	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ3	PUSHX	19H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-23093.4520	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	PUSHX	20H1	0.96104	-8895.547	-168.7012	-0.00002	-12851.1463	-0.00129	0.00134	0.00325	0.00458
4	PUSHX	22H1	0.96104	-8790.147	-83.3453	-0.00014	-13046.7709	-0.00119	0.00124	0.00321	0.00445
5	PUSHX	24H1	0.68344	-8278.589	-148.9786	-0.00013	-3322.3663	-0.00397	0.00581	0.00221	0.00802
3ÜST	PUSHX	29H1	0.96104	-8594.487	-17.9838	0.00000	241.9236	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4ÜST	PUSHX	33H1	0.96104	-8489.125	-17.1434	0.00000	30.9842	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ4	PUSHX	37H1	0.92500	0.000	-73.1945	0.00000	0.0000	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ4	PUSHX	37H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-28943.7797	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	



Şekil 10.14 : S2 Deprem düzeyi statik itme son adım da güçlendirilmiş köprünün enine doğrultusunda plastik mafsal oluşumu

Çizelge 10.6 : S2 Deprem düzeyi enine itme analizi son adımı köprünün enine doğrultusunda plastik eğrilik değerleri

Aks	Analiz	Plastik Mafsal	Plastik Mafsal Boyu	P	M2	R2 Plastic	M3	R3 Plastic	Plastik Eğrilik	Elastik Eğrilik	Toplam Eğrilik
	Text	Text	m	KN	KN-m	Radians	KN-m	Radians			
KİRİŞ1	PUSHY	2H1	0.92500	0.000	-6662.8934	0.00000	0.0000	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ1	PUSHY	2H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-21128.9516	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ2	PUSHY	9H1	0.92500	0.000	-6774.4669	-0.00009	0.0000	0.00000	0.00010	0.00037	0.00048
KİRİŞ2	PUSHY	9H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-21405.1713	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
2	PUSHY	13H1	0.71144	-7640.484	0.0000	0.00253	-52.4760	0.00016	0.00355	0.00230	0.00585
KİRİŞ3	PUSHY	19H1	0.92500	0.000	-6769.9691	-0.00011	0.0000	0.00000	0.00011	0.00037	0.00049
KİRİŞ3	PUSHY	19H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-23106.0717	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
3	PUSHY	20H1	0.96104	-8472.952	0.0000	0.00000	-92.0636	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4	PUSHY	22H1	0.96104	-8790.624	0.0000	0.00000	59.4636	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
5	PUSHY	24H1	0.68344	-8278.938	0.0000	0.00353	51.7625	-0.00004	0.00516	0.00221	0.00738
3ÜST	PUSHY	29H1	0.96104	-8171.931	0.0000	0.00000	232.9716	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
4ÜST	PUSHY	33H1	0.96104	-8489.603	0.0000	0.00000	21.8212	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ4	PUSHY	37H1	0.92500	0.000	-6680.8147	0.00000	0.0000	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	
KİRİŞ4	PUSHY	37H2	0.92500	0.000	0.0000	0.00000	-23074.4702	0.00000	0.00000	Elastik değerleri geçmemiştir.	

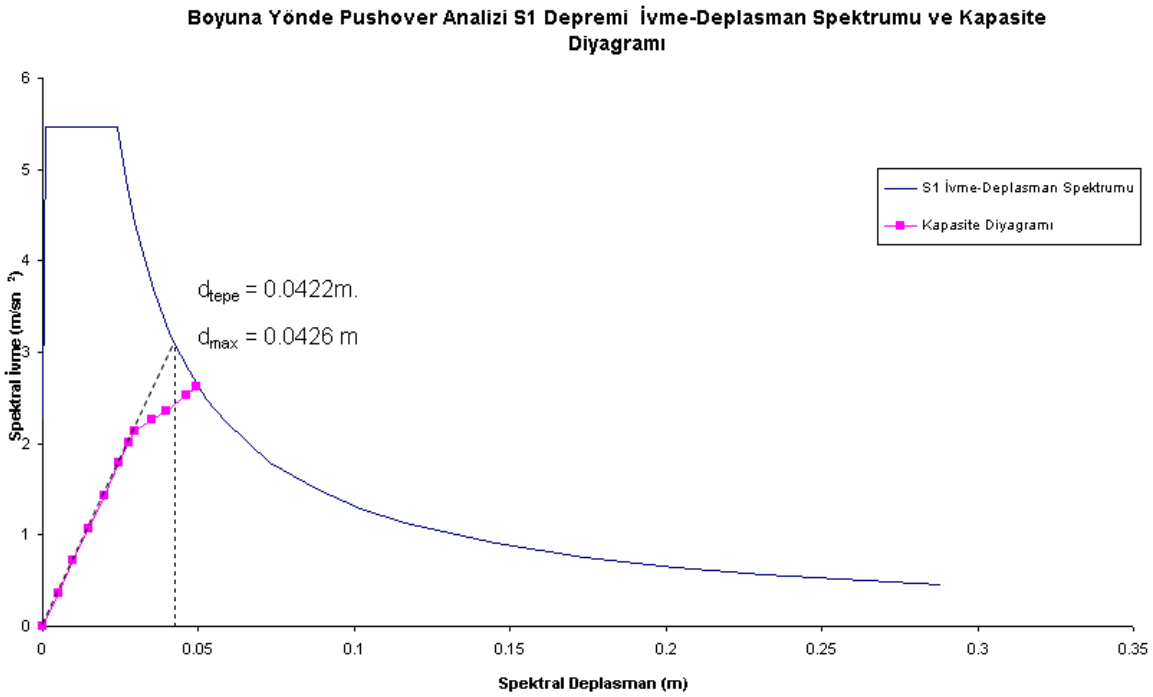
Çizelge 10.7 : S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma çizelgesi

Orta Ayak Kolonlarının ve Kirişlerin Değerlendirilmesi		Tüm Orta Ayaklar						Kirişler			
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Boyuna	S2 Depremi Boyuna	S1 Depremi Enine		S2 Depremi Enine		S1 Depremi Boyuna	S2 Depremi Boyuna	S1 Depremi Enine	S2 Depremi Enine
				5 aksı kolonu	2 aksı kolonu	5 aksı kolonu	2 aksı kolonu				
Plastik Dönme	q_p	0.002689	0.003972	0.000035	0.000025	0.003529	0.002526	0.000144	0.000170	0.000102	0.000102
Plastik Mafsal Boyu	L_p	0.683440	0.683440	0.683440	0.711440	0.683440	0.711440	0.925000	0.925000	0.925000	0.925000
Plastik Eğrilik	k_p	0.003935	0.005812	0.005149	0.003545	0.005164	0.003551	0.000156	0.000184	0.000110	0.000110
Elastik Eğrilik	k_e	0.002212	0.002212	0.002212	0.002297	0.002212	0.002297	0.001655	0.001655	0.000375	0.000375
Toplam Eğrilik	k	0.006147	0.008024	0.007361	0.005842	0.007376	0.005848	0.001811	0.001839	0.000485	0.000485
S: Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	e_c	0.0029	0.0039	0.0033	0.0027	0.0033	0.0027	0.0002	0.0002	0.0006	0.0006
Çelik Birim Şekil Değiştirme	e_{st}	0.0056	0.0083	0.0068	0.0054	0.0069	0.0054	0.0029	0.0029	0.0048	0.0053
Sınır Değerler :		S1 Depremi	S2 Depremi	S1 Depremi		S2 Depremi		S1 Depremi	S2 Depremi	S1 Depremi	S2 Depremi
Beton için	e_c	0.004	0.018	0.004		0.018		0.004	0.018	0.004	0.018
Çelik için	e_{st}	0.015	0.060	0.015		0.060		0.015	0.060	0.015	0.060

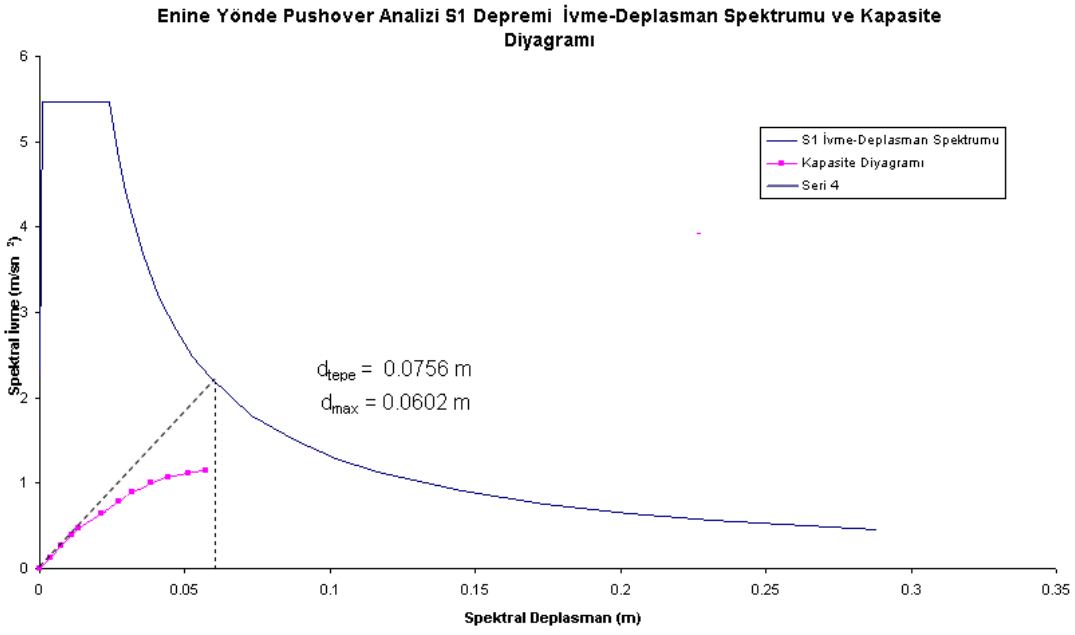
Yapılan güçlendirme neticesinde ortaya konan karşılaştırma çizelgesine incelendiğinde güçlendirmeden önce yapılan doğrusal olmayan analizde meydana gelen plastik şekildeğiştirmelerin, güçlendirme sonrasında beton ve çelik malzemeler için sınır değerlerin altında kaldığı belirlenmiştir.

10.3.2 Tüm akslarda bulunan ayakların mantolama önerisi

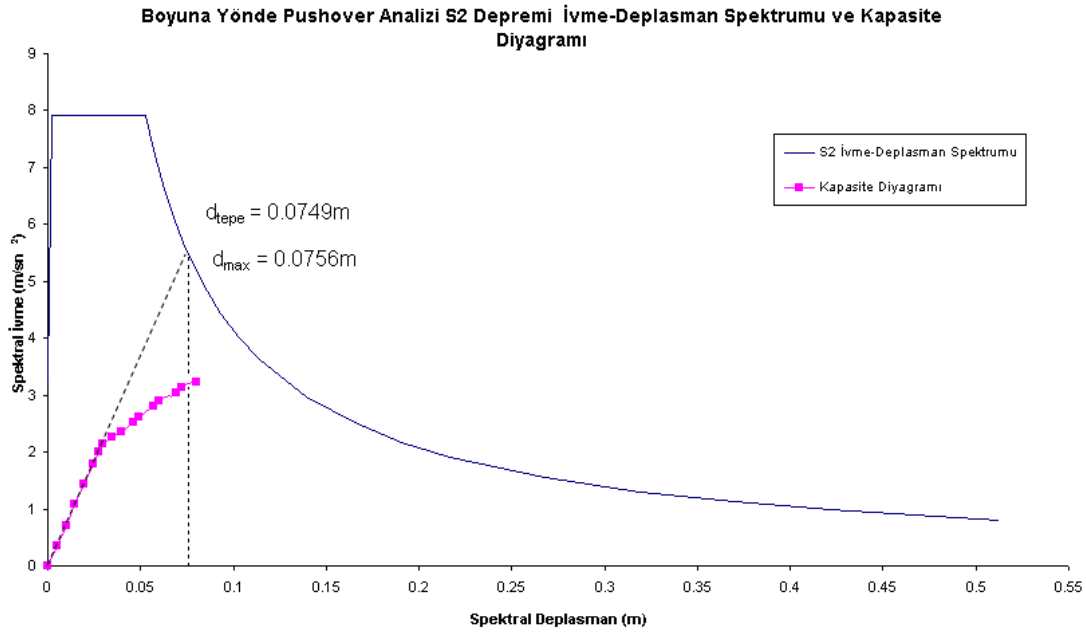
Diğer bir güçlendirme önerisi olarak tüm ayaklarda dairesel kesitli betonarme mantolama yapılması uygun görülmüştür. Buna göre tüm akslarda bulunan ayaklarda mantolama kesiti 20 cm olarak belirlenmiş ve 54 adet Φ26 donatı kullanılmıştır. Beton malzemesi olarak C25 betonu kullanılmıştır. Daha önceki güçlendirme önerisinde olduğu gibi hesap aşamaları aynen tekrar edilmiş, moment-eğrilik bağıntıları ve akma yüzeylerinin elde edilmesinde kullanılacak manto kesiti donatıları XTRACT programına girilmiş ve çözüm yapılmıştır. Gerekli dönüşümler yapıldıktan sonra kapasite ve talep eğrileri spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramında kesiştirilmiştir.



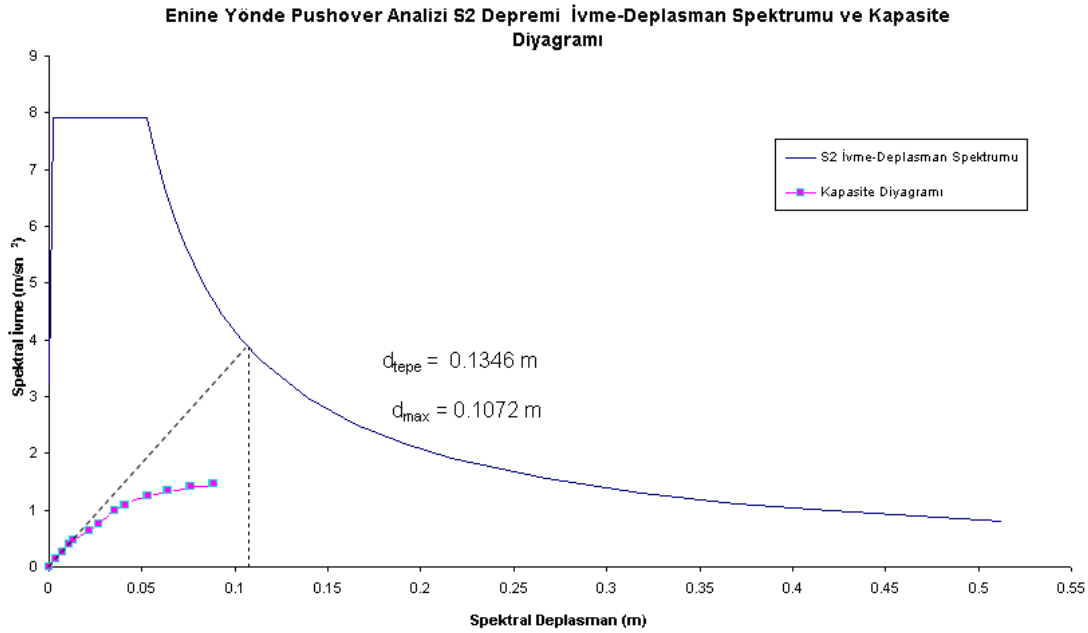
Şekil 10.14 : S1 depremi köprü boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı



Şekil 10.15 : S1 depremi köprü enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı



Şekil 10.16 : S2 depremi köprü boyuna spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı



Şekil 10.17 : S2 depremi köprü enine spektral ivme – spektral yerdeğiştirme diyagramı

Çizelge 10.8: S1 ve S2 Deprem düzeyleri beton ve çelik şekil değiştirme karşılaştırma çizelgesi

Orta Ayak Kolonlarının ve Kirişlerin Değerlendirilmesi		Tüm Orta Ayaklar				Kirişler			
Deprem Senaryosu	S1 ve S2	S1 Depremi Boyuna	S2 Depremi Boyuna	S1 Depremi Enine	S2 Depremi Enine	S1 Depremi Boyuna	S2 Depremi Boyuna	S1 Depremi Enine	S2 Depremi Enine
Plastik Dönme	θ_p	0.0021890	0.0034720	0.0000295	0.0000195	0.0001240	0.0001500	0.0000820	0.0000820
Plastik Mafsal Boyu	L_p	0.68344	0.68344	0.68344	0.71144	0.92500	0.92500	0.92500	0.92500
Plastik Eğrilik	κ_p	0.0032135	0.0050908	0.0044280	0.0028239	0.0001139	0.0001421	0.0000685	0.0000685
Elastik Eğrilik	κ_e	0.0022120	0.0022120	0.0022120	0.0022970	0.0016550	0.0016550	0.0003747	0.0003747
Toplam Eğrilik	κ	0.0054	0.0073	0.0066	0.0051	0.0018	0.0018	0.0004	0.0004
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ε_c	0.0025	0.0034	0.0030	0.0025	0.0002	0.0002	0.0006	0.0006
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ε_{st}	0.0050	0.0070	0.0064	0.0047	0.0029	0.0029	0.0048	0.0053
Sınır Değerler :		S1 Depremi	S2 Depremi	S1 Depremi		S1 Depremi	S2 Depremi	S1 Depremi	S2 Depremi
Beton için	ε_c	0.004	0.018	0.004		0.004	0.018	0.004	0.018
Çelik için	ε_{st}	0.015	0.060	0.015		0.015	0.060	0.015	0.060

Tüm akslardaki ayaklara yapılan mantolama sonucunda yalnız iki akstaki ayağın mantolanmasından elde edilen sonuçlardan daha elverişli sonuçlar elde edilmiştir. Ayak kapasitelerinin ciddi bir biçimde arttığı, plastik şekil değiştirmelerin bir önceki güçlendirme önerisine göre sınır değerlerin çok daha altında kaldığı görülmüştür.

11. SONUÇLAR

Bu çalışmada İstanbul'da bulunan PS305 köprüsünün performans analizi iki farklı yöntem ile yapılmıştır. Köprünün sismik performansı maruz kaldığı deprem etkileri altında dayanım bazlı doğrusal elastik analiz yöntemi ve şekil değiştirme bazlı doğrusal olmayan statik itme analiz yöntemi ile değerlendirilmiştir.

Mevcut köprünün dayanım bazlı değerlendirilmesinde önce köprünün doğrusal analizi yapılmıştır. Doğrusal analizde köprüdeki yatay ve düşey kurba dikkate alınmış olup köprü gerçek geometrisi ile modellenmiştir. Hesap sonucunda Ayaklara gelen deprem etkilerleri ile kapasiteleri bulunarak etki/kapasite oranları elde edilmiş ve yönetmelikteki sınır değerler ile karşılaştırılmış, sonuçta taşıyıcı sistemin tasarım depremi altında minumum hasar düzeyinde kaldığı görülmüştür.

Daha sonra S1 servis depremi ve S2 en büyük depremi altında şekil değiştirme esaslı statik itme analizi uygulanmıştır. Bu analiz sonucunda meydana gelen plastik şekil değiştirmeler Aydınoğlu'nun raporu dikkate alınarak sınır değerlerle karşılaştırılmıştır. Enine doğrultu için yapılan itme analizi sonucunda köprünün bazı taşıyıcı elemanlarının S1 servis depremi altında belirlenen hasar sınırlarını aştığı görülmüştür. S2 depremi etkisinde ise köprünün göçme sınırına gelmeyeceği ve onarımına imkân verecek düzeyde belirli bir hasar oluşabileceği görülmüştür. Bu sonuçlara göre doğrusal elastik sınır ötesindeki davranışı hesaba katan ve doğrusal analize göre daha çok parametreyi değerlendiren doğrusal olmayan değerlendirme yönteminin deprem performansının değerlendirilmesinde daha gerçekçi sonuçlar verdiği bir gerçektir. Bu bilgiler ışığında köprünün güçlendirilmesi gerektiği sonucuna varılmıştır.

Güçlendirme için betonarme mantolamaya karar verilmiştir. Bu amaçla 2 farklı güçlendirme önerisi yapılmıştır. İlk öneri olarak 2 ve 5 numaralı akslarda bulunan ayaklar mantolandıktan sonra itme analizi tekrarlanmış ve S1 ve S2 depremlerine göre köprüde hasarların minimumda kalacak düzeye indiği görülmüştür.

Diğer bir güçlendirme önerisi olarak tüm ayakların mantolaması önerilmiştir. Yapılan analizler sonucunda diğer mantolama önerisine göre ayak kapasitelerinde ciddi bir artış gözlemlenmiş olup plastik şekil değiştirmelerin belirlenen hasar sınırının çok daha altında kaldığı görülmüştür. Bu sebepten tüm ayakların mantolanmasının, yalnız iki aksta bulunan ayakların mantolmasından daha uygun olduğu sonucuna varılmıştır.

Köprünün ayakları için AASHTO'ya göre yapılan kesme güvenliği tahkikine göre ise Ayaklarda meydana gelen kesme kuvveti etkilerinin kesme güvenliğini aşmadığı, güvenli tarafta kaldığı belirlenmiştir.

Tüm akslardaki yüzeysel temeller için donatı tahkiki yapılarak mevcut donatı miktarının yeterli olup olmadığı incelenmiştir. Mevcut donatıların 2 ve 5 no'lu temellerde yetersiz kaldığı görülmüş, 3 ve 4 no'lu akslarda ise yeterli olduğu tespit edilmiştir. Bu sebepten ayakların oturduğu yüzeysel temel taban boyutlarının büyütülmesi ve kalınlığının artırılması gerektiği sonucuna varılmıştır.

KAYNAKLAR

AASHTO, 2002. Standard Specifications for Highway Bridges, *American Association of Highway and Transportation Officials.*

Aydoğan,M., 2008. Prefabrike Kirişli Köprülerin Tasarımı, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi 2008 İlkbahar-Yaz Dönemi Meslekiçi Eğitim semineri.

Aydınoğlu, M. N., 2005. Mevcut veya Güçlendirilen Köprü ve Viyadüklerinin Deprem Performanslarının Nonlineer Analiz Yöntemleri ile Değerlendirilmesi, *TC Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Karayolları Genel Müdürlüğü Raporu,* İstanbul.

CALTRANS Ver.1.2, 2001. Seismic Design Criteria Version *1.2*, *California Transportation,* California.

Celep Z., 2008. Betonarme Doğrusal olmayan Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Yayıncılık, İstanbul

DBYBHY, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık Ve İskan Bakanlığı,* Ankara.

Özer,E., 2009. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları

Priestly, N. ve Calvi, M., 1995. Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley and Sons, New York.

SAP2000 v11 NL, 2000. Static & Dynamic Finite Element Analysis of Structures Nonlinear v 11, *Computers and Structures Inc.*, California.

XTRACT, 2007. Cross Sectional Analysis of Components, Imbsen Software System, Sacramento.

Yayın No: 207, 1973. Yol Köprüleri için Teknik Şartname, *Karayolları Genel Müdürlüğü***,** Ankara.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: Abdülkadir GÜLEÇ

Doğum Yeri ve Tarihi: İSTANBUL 29.05.1984

Adres: GAZİANTEP

Lisans Üniversite: YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ