İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

AASHTO LRFD'YE GÖRE BETONARME BİR KÖPRÜNÜN TASARIMI VE DOĞRUSAL OLMAYAN STATİK İTME YÖNTEMİ İLE PERFORMANSININ BELİRLENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Şahin BULUT

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

TEMMUZ 2020

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

AASHTO LRFD'YE GÖRE BETONARME BİR KÖPRÜNÜN TASARIMI VE DOĞRUSAL OLMAYAN STATİK İTME YÖNTEMİ İLE PERFORMANSININ BELİRLENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Şahin BULUT
501181046

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Kutlu DARILMAZ

TEMMUZ 2020

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501181046 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Şahin BULUT, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı "AASHTO LRFD'YE GÖRE BETONARME BİR KÖPRÜNÜN TASARIMI VE DOĞRUSAL OLMAYAN STATİK İTME YÖNTEMİ İLE PERFORMANSININ BELİRLENMESİ" başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Kutlu DARILMAZ** .....
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Konuralp GİRGİN** .....
İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Güray ARSLAN .....
Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : 12 Haziran 2020
Savunma Tarihi : 14 Temmuz 2020

Değerli Aileme ve Sevdiklerime…

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tez çalışmam sırasında bilgi ve birikimleri ile bana yol gösteren ve destek olan danışman hocam Prof. Dr. Kutlu DARILMAZ'a çok teşekkür eder, saygılarımı sunarım.

Bu çalışmam esnasında bana her türlü kolaylığı sağlayan ve yardımlarını esirgemeyen Yapı Merkezi İnşaat ve Sanayi A.Ş. yöneticilerine ve çalışma arkadaşlarıma teşekkür ederim.

Çalışmamı gerçekleştirirken bana katkı sunan ve sıkıntılarıma ortak olan tüm sevdiklerime ayrıca teşekkür ederim.

Özellikle, tüm hayatım boyunca benden desteklerini esirgemeyen ve her zaman yanımda olan değerli aileme sonsuz teşekkürlerimi sunar ve bu çalışmamı onlara adarım.

Haziran 2020

Şahin BULUT
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ vii
İÇİNDEKİLER ix
KISALTMALAR xi
SEMBOLLER xiii
ÇİZELGE LİSTESİ xix
ŞEKİL LİSTESİ xxi
ÖZET xxiii
SUMMARY xxv
1. GİRİŞ 1
1.1 Tezin Amacı ve Kapsamı 1
1.2 Konu İle İlgili Yapılan Çalışmalar 2
2. ASHTO LRFD 2017'YE GÖRE ÖNGERİLMELİ KÖPRÜ TASARIMI 5
2.1 Genel Köprü Bilgileri 5
2.2 Malzemeler 7
2.2.1 Beton 7
2.2.2 Donatı çeliği 7
2.2.3 Öngerme Çeliği 7
2.3 Yükler ve Yük Kombinasyonları 7
2.3.1 Zati yükler 8
2.3.2 İlave zati yükler 8
2.3.3 Trafik araç yükleri 8
2.3.4 Deprem Yükleri 11
2.3.5 Yük kombinasyonları 15
2.4 Prekast Kiriş Tasarımı 15
2.4.1 Sabit yükler 16
2.4.2 Yaya hareketli yükü 17
2.4.3 Standart kamyon yükü 17
2.4.4 Eşdeğer şerit yükleme 19
2.4.5 Öngerilme hesabı 20
2.4.5.1 Malzemelerin emniyet gerilmeleri 20
2.4.5.2 Kablo adedi tayini 22
2.4.5.3 Kesit taşıma kapasitesi kontrolü 23
2.4.5.4 Gerilme kontrolleri 26
2.4.5.5 Kesme donatısının hesabı 30
2.5 Elastomer Mesnet Rijitlik Hesapları 33
2.6 Köprünün Bilgisayar Modeli 36
2.7 Alt Yapı Hesapları 39
2.7.1 Modal analiz sonuçları 39
2.7.2 Orta kolon tasarımı 41
2.7.2.1 Eğilme tasarımı 42

2.7.2.2 Kesme tasarımı 46
2.7.3 Başlık kirişi tasarımı 48
2.7.3.1 Eğilme tasarımı 49
2.7.3.2 Kesme tasarımı 50
3. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ 53
3.1 Plastik Mafsal Boyu 53
3.2 Plastik Mafsal Kesitinde Moment-Eğrilik İlişkisi 54
3.3 Doğrusal Olmayan Analizde Kullanılacak Tasarım Tepki Spektrumu 58
3.4 Köprü performans hedefleri ve elemanların hasar sınırları 60
3.5 İtme Analizi Yöntemi 63
4. KÖPRÜNÜN DOĞRUSAL OLMAYAN STATİK İTME ANALİZİ 67
4.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2 İçin Performans Analizi 67
4.2 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-1 İçin Performans Analizi 73
5. SONUÇLAR 81
KAYNAKLAR 83
ÖZGEÇMİŞ 85

KISALTMALAR

AASHTO	**:** American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM A-416	**:** American Society for Testing and Materials
DC	**:** Dead Load of Structural Components And Nonstructural Attachments
DW	**:** Dead Load of Wearing Surfaces and Utilities
GÖ	**:** Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi
IM	**:** Dinamik Etki Yüzdesi
KGM	**:** Karayolları Genel Müdürlüğü
KH	**:** Kontrollü Hasar Performans Seviyesi
KK	**:** Kesintisiz Kullanım Performans Seviyesi
LFD	**:** Load Factor Design
LL	**:** Live Loads
LRFD	**:** Load and Resistance Factor Design
MH	**:** Minimum Hasar Performans Seviyesi
PGA	**:** Peak Ground Acceleration
PGV	**:** Peak Ground Velocity
PL	**:** Pedestrian Loads
SAP2000	**:** Structural Analysis Program

SEMBOLLER

A : Elastomer mesnetin plandaki alanı

A_c : Kesit alanı

Ag : Kolon kesitin alanı

A_{kc} : Kompozit kesitin alanı

A_S : Saha katsayısı ile çarpılmış en büyük yer ivmesi

A_s : Komposit kesitteki çekme donatısının alanı

A_s' : Komposit kesitteki basınç donatısının alanı

A_s : Boyuna donatıların toplam alanı

A_s^* : Anma çapı

c : Pas payı

b : Kesitin basınç bölgesindeki genişliği

b_e : Etkin tabliye genişliği

b_v : Etkili gövde kalınlığı

b_w : T veya I profili kesitler için gövde kalınlığı

C_{sm} : Spektral ivme katsayısı

d : Etkili derinlik

d_{bl} : Boyuna donatı çapı

d_p : Kompozit kesitin faydalı yüksekliği

d_s : Çekme donatısının ağırlık merkezinin kesitin üstüne olan mesafe

d_s' : Basınç donatısnın kesitin altına olan mesafe

d_v : Etkili kesme derinliği

e : Eksantiriste

E_c : Elastisite modülü

F_a : İvme spektrumunda kısa periyot aralığı için saha katsayısı

f_c : Betonun 28 günlük dayanımı

f_{cc} : Sargılı beton dayanımı

f_{ci}' : Betonun aktarma anındaki dayanımı

f_{co} : Sargısız beton basınç dayanımı

f_d : Faktörsüz sabit yüklerden dolayı kesit altında oluşan beton gerilmesi

f_{ef} : Etkin öngerme gerilmesi

f_{pc} : Kayiplardan ve kılıflamadan sonra efektif öngerme kuvvetinden dolayı beton ağırlık merkezinde oluşan gerilme

f_{pe} : Kayıplardan sonra efektif öngermeden dolayı kesitin altındaki beton gerilme

F_{pga} : İvme spektrumunda sıfır periyot için için saha katsıyısı

f_{pk} : Kopma dayanımı

f_{ps} : Öngerme donatısının ortalama gerilmesi

Fr : Kırılma modülü

f_s' : Kopma dayanımı

f_s : Çekme donatısının akma dayanımı

f_s' : Basınç donatısının akma dayanımı

f_{su} : Donatı çeliğinin kopma dayanımı

f_{sy} : Donatı çeliğinin akma dayanımı

F_v : İvme spektrumunda uzun periyot aralığı için saha katsayısı

f_y^* : Akma gerilmesi

f_{ye} : Donatı çeliğinin akma dayanımı

G_{eff} : Kayma modülü

h : Elastomer mesnetin toplam yüksekliği

h_{bp} : Toplam elastomer tabaka kalınlığı

h_f : T veya I profili kesitler için üst başlık kalınlığı

h_{os} : Dış elastomer kalınlığı

h_{ri} : Elastomer tabaka kalınlığı

h_s : Çelik levha kalınlığı

I : Elastomer mesnetin hareket doğrultusundaki atalet momenti

I_{kxg} : Kompozit kesitin atalet momenti

I_{xg} : Prekast kesitin atalet momenti

k : AASHTO LRFD bölüm 5.7.31.1'de düşük gevşemeli çelikler için 0.28 verilen katsayı

K : Efektif uzunluk faktörü

K_e : Sargılama etkinlik katsayısı

K_h : Elastomer mesnetin yatay rijitliği

K_v : Elastomer mesnetin düşey rijitliği

K_Θ : Elastomer mesnetin dönme rijitliği

L : Elastomer mesnetin uzunluğu

L_p : Plastik mafsal boyu

l_u : Kolon boyu

M_1 : Kirişin kendi zati ağırlığından dolayı oluşan moment

M_1^* : Modal kütle

M_2 : Tabliye ağırlığından dolayı oluşan moment

M_3 : Diğer ilave zati yüklerden dolayı oluşan moment

M_4 : Yaya hareketli yükünden dolayı prekast kirişte oluşacak maksimum moment

M_5 : Standart kamyon yükünden dolayı kiriş başına gelen tasarım momenti

M_{cr} : Çatlama momenti

M_{DL} : Kiriş ve tabliye zati yüklemesinden dolayı meydana gelen moment

M_{DW} : İlave zati yüklemelerden dolayı meydana gelen moment

M_g : Toplam sabit yüklerden dolayı oluşan moment

M_{LL} : Yaya hareketli yükü ve trafik yükünden dolayı meydana gelen moment

M_{max} : Kesme hesabı yapılan kesitteki faktörlü dış yüklerden dolayı oluşan maksimum moment

M_n : Kesitin nominal moment kapasitesi

M_r : Kesitin moment taşıma kapasitesi

M_y : Etkin akma momenti

n_{bp} : Elastomer mesnet adedi

n_{tabaka} : Tabaka adedi

p : Öngerme donatısın faydalı kesitte oluşturduğu gerilme

P_{ef} : Betona verilmesi gereken etkin öngerme kuvveti

r : Kolon çapını

R_{y1} : Tepki spektrumu azaltma katsayısı

s : Enine donatıların aralığı

S : Kiriş aralığı

S : Zemin profil katsayısı

S : Elastomer mesnetin şekil faktörü

S_1 : 1.0 saniyedeki kaya üzerinde bulunan yatay tepki spektrumu katsayısı

S_a : Elastik spektrum katsayısı

S_c : Kesitin mukavemet momenti

S_d : Spektral yer değiştirme

S_{D1} : 1 saniye periyot bölgesi tasarım spektral ivme katsayısı

S_{DS} : Kısa periyot bölgesi tasarım spektral ivme katsayısı

S_S : 0.2 saniyedeki kaya üzerinde bulunan yatay tepki spektrumu

T : Yapının periyodu

T_0 : Spektral şekli belirlemek için kullanılan referans periyodu

T_m : M'inci modda bulunan titeşim periyodunu

T_S : Spektral ivme katsayısının periyotdan bağımsız olarak hesaplandığı en büyük periyot, köşe periyodu

U_{n1} : Maksimum yerdeğiştirme

V_1 : Kirişin kendi zati ağırlığından dolayı oluşan kesme kuvveti

V_2 : Tabliye ağırlığından dolayı oluşan kesme kuvveti

V_3 : Diğer ilave zati yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti

V_4 : Yaya hareketli yükünden dolayı prekast kirişte oluşacak maksimum kesme kuvveti

V_5 : Standart kamyon yükünden dolayı kiriş başına gelen tasarım kesme kuvveti

V_c : Betonun nominal kayma dayanımı

V_{ci} : Eğilme ve kesme kuvvetinden dolayı çekme ucunda oluşacak çatlamayı engelleyen beton kesme dayanımı

V_{cw} : Gövdede asal gerilmelerden dolayı çatlamayı engelleyen beton kesme dayanımı

V_d : Kesme hesabı yapılan kesitteki faktörsüz sabit yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti

V_g : Toplam sabit yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti

V_i : Kesme hesabı yapılan kesitteki faktörlü dış yüklerden dolayı oluşan maksimum kesme kuvveti

V_n : Kesitin nominal kayma dayanımı

V_p : Öngerme halatının, yönünden dolayı kesitte oluşturduğu kesme kuvveti

V_s : Enine donatıların kesme dayanımı

W : Elastomer mesnetin genişliği

W_a : Alt kesitin mukavemet momenti

W_{ka} : Alt kesitin mukavemet momenti

$W_{kü}^{\text{kiriş}}$: Kiriş üst kesitinin mukavemet momenti

$W_{kü}^{\text{tabliye}}$: Tabliye üstünün mukavemet momenti

w_s : Mekanik hacimsek enine donatı oranı

$W_ü$: Üst kesitin mukavemet momenti

y_a : Alt kesitin ağırlık merkezine uzaklığı

y_{ka} : Alt kesitin ağırlık merkezine uzaklığı

$y_{kü}^{\text{kiriş}}$: Kiriş üst kesitin ağırlık merkezine uzaklığı

$y_{kü}^{\text{tabliye}}$: Tabliye üstünün ağırlık merkezine uzaklığı

$y_{ü}$: Üst kesitin ağırlık merkezine uzaklığı

α : Enine donatıların boyuna donatı ile yaptığı açı

β : Gerilme bloğu faktörü

γ_1 : Eğilme çatlağı değişkenliği faktörü

γ_3 : Donatının minimum akma dayanımın kopma dayanımına oranı

δ : Düşey yükler altında kirişteki çökme miktarı

$\delta_{sınır}$:Düşey yükler altında kirişte izin verilen çökme miktarı

ε_{cc} : Sargılı betonun taşıyabileceği en büyük basınç gerilmesi anındaki birim şekil değiştirme

ε_{co} : Sargısız betonun taşıyabileceği en büyük basınç gerilmesi anındaki birim şekil değiştirme

ε_{cu} : Sargılı betondaki maksimum basınç gerilmesi anındaki birim şekil değiştirme

ε_{sh} : Donatı çeliğinin akma platosu sonundaki birim şekil değiştirmesi

ε_{su} : Donatı çeliğinin kopma birim şekil değiştirmesi

ε_{sy} : Donatı çeliğinin akma birim şekil değiştirmesi

$\theta_p^{GÖ}$: Göçmenin önlenmesi performans seviyesi için plastik dönme sınırı

θ_p^{KH} : Kontrollü hasar performans seviyesi için plastik dönme sınırı

θ_p^{KK} : Kesintisiz kullanım performans seviyesi için plastik dönme sınırı

θ_p^{SH} : Sınırlı hasar performans seviyesi için plastik dönme sınırı

λ : AASHTO LRFD bölüm 5.4.2.8'e göre 1 alınan katsayı

σ_{alt} : Prekast kirişin alt lifinde meydana gelen gerilme

$\sigma_{ça}$: Kiriş ortasında maksimum çatlama gerilmesi

σ_{mom} : Kiriş üzerindeki sabit ve hareketli yüklemelerden dolayı oluşacak çekme gerilmesi

$\sigma_{üst}$: Prekast kirişin üst lifinde meydana gelen gerilme

Φ : Dayanım azaltma faktörü

Φ_{n1} : Modal genlik

Φ^{SH} : Sınırlı hasar performans seviyesi için denklem 3.13'de verilen birim şekildeğiştirme kapasiteleri esas alınarak hesaplanan eğrilik

Φ_u : Kesitin göçme öncesi toplam eğriliği

Φ_y : Etkin akma eğriliği

Γ : Modal kütle katılım katsayısı

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Kullanılacak beton sınıfları. 7
Çizelge 2.2 : Ardgerme çeliği özellikleri. 7
Çizelge 2.3 : Köprüye gelecek zati yükler. 8
Çizelge 2.4 : Köprüye gelecek ilave zati yükler. 8
Çizelge 2.5 : Trafik yüklerinde kullanılacak parametreler. 9
Çizelge 2.6 : Çoklu etki faktörü. 10
Çizelge 2.7 : AASHTO LRFD Tablo 3.6.2.1-1. 10
Çizelge 2.8 : Spektral ivme katsayıları, PGA ve PGV değerleri. 13
Çizelge 2.9 : PGA için zemin katsayısı, F_{pga}. 13
Çizelge 2.10 : Kısa periyot bölgesi için zemin etki ivme katsayısı, F_a. 13
Çizelge 2.11 : 1 saniye periyot bölgesi için zemin etki ivme katsayısı, F_v 13
Çizelge 2.12 : AASHTO LRFD yönetmeliğine göre deprem bölgeleri. 14
Çizelge 2.13 : Tasarımda kullanılan yük kombinasyonları. 15
Çizelge 2.14 : Prekast kiriş özellikleri. 16
Çizelge 2.15 : Kompozit kiriş özellikleri. 16
Çizelge 2.16 : Kirişlere gelecek sabit yükler. 16
Çizelge 2.17 : Öngerilme malzemeleri. 20
Çizelge 2.18 : Prefabrik kirişin beton emniyet gerilmeleri. 20
Çizelge 2.19 : Öngerme çeliğin özellikleri ve emniyet gerilmeleri. 21
Çizelge 2.20 : Yüklemelerden dolayı kesitte oluşan momentler. 23
Çizelge 2.21 : Sabit ve hareketli yüklerden dolayı kesitte oluşan gerilmeler. 27
Çizelge 2.22 : Servis durumundaki gerilmeler. 27
Çizelge 2.23 : Aktarma safhasında meydana gelen gerilmeler. 28
Çizelge 2.24 : Kılıflanmadan sonar mesnetteki gerilmeler. 29
Çizelge 2.25 : Yüklemelerden dolayı kesitte oluşan momentler. 31
Çizelge 2.26 : Elastomer mesnet özellikleri. 34
Çizelge 2.27 : Elastomer mesnet rijitlikleri. 35
Çizelge 2.28 : Köprü periyotları ve modal katılım oranları. 40
Çizelge 2.29 : Yan kolon iç kuvvetleri. 41
Çizelge 2.30 : Deprem durumu kolon iç kuvvetleri. 42
Çizelge 2.31 : Karşılıklı etki diyagramı. 45
Çizelge 3.1 : Donatı çeliği modeli özellikleri. 55
Çizelge 3.2 : Spektral ivme katsayıları, PGA ve PGV değerleri. 59
Çizelge 3.3 : Köprü performans hedefleri. 61
Çizelge 3.4 : Beton ve donatı için birim şekil değiştirme sınırları. 61
Çizelge 3.5 : Performans seviyeleri için plastik dönme limitleri. 63
Çizelge 4.1 : DD-2 senaryosu boyuna yönde itme analizi sonuçları. 72
Çizelge 4.2 : DD-2 senaryosu enine yönde itme analizi sonuçları. 72
Çizelge 4.3 : DD-1 senaryosu boyuna yönde itme analizi sonuçları. 78
Çizelge 4.4 : DD-1 senaryosu enine yönde itme analizi sonuçları. 78

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Köprü boykesiti. 5
Şekil 2.2 : Köprü enkesiti. 6
Şekil 2.3 : Kiriş ve kolon en kesiti..... 6
Şekil 2.4 : AASHTO LRFD Tasarım kamyonu. 9
Şekil 2.5 : H30-S24 Tasarım kamyonu..... 9
Şekil 2.6 : Standart kamyon yükünün kirişe etkitilmesi. 11
Şekil 2.7 : Eşdeğer şerit yükünün etkitilmesi. 11
Şekil 2.8 : Yatay elastik tasarım spektrumu. 14
Şekil 2.9 : Prekast kiriş ve kompozit kiriş. 15
Şekil 2.10 : Standart kamyon yükünün modellenmesi. 18
Şekil 2.11 : Standart kamyon yükünden dolayı maksimum iç kuvvetler. 18
Şekil 2.12 : Eşdeğer şerit yükünün etkitilmesi. 19
Şekil 2.13 : Eşdeğer şerit yükü analiz sonucu. 19
Şekil 2.14 : Öngerme halatlarının yerleşimi. 23
Şekil 2.15 : Prekast kirişin donatı gösterimi. 32
Şekil 2.16 : Elastomer mesnet boyutları. 33
Şekil 2.17 : Prekast kirişler ve tabliye kesiti. 36
Şekil 2.18 : Lineer link özellikleri. 36
Şekil 2.19 : Fiktif çubuk özellikleri. 37
Şekil 2.20 : Kolon kesiti. 37
Şekil 2.21 : Köprünün 3 boyutlu modeli. 38
Şekil 2.22 : Köprünün sonlu elemanlar ile modeli. 38
Şekil 2.23 : Orta ayak bağlantı detayı. 38
Şekil 2.24 : Kenar ayak bağlantı detayı. 39
Şekil 2.25 : Modal analiz özellikleri. 39
Şekil 2.26 : Birinci mod hakim periyodu..... 40
Şekil 2.27 : İkinci mod periyodu. 41
Şekil 2.28 : XTRACT programı malzeme bilgisi. 43
Şekil 2.29 : Karşılıklı etki diyagramı. 44
Şekil 2.30 : Kolon donatı planı. 48
Şekil 2.31 : Başlık kirişi donatı planı. 51
Şekil 3.1 : Sargılı ve sargısız beton modeli gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi. . 54
Şekil 3.2 : Donatı çeliği modeli gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi. 55
Şekil 3.3 : Moment-eğrilik ilişkisi. 56
Şekil 3.4 : Bilineer moment-eğrilik ilişkisi..... 56
Şekil 3.5 : Moment-plastik dönme ilişkisi. 57
Şekil 3.6 : Yatay elastik tasarım spektrumu 59
Şekil 3.7 : Performans noktasının belirlenmesi 65
Şekil 4.1 : Plastik mafsal konumları. 67
Şekil 4.2 : DD-2 senaryosu boyuna yönde itme eğrisi. 68

Şekil 4.3 : DD-2 senaryosu enine yönde itme eğrisi..... 68
Şekil 4.4 : DD-2 senaryosu X yönü spektral kapasite diyagramı. 69
Şekil 4.5 : DD-2 senaryosu Y yönü spektral kapasite diyagramı. 69
Şekil 4.6 : DD-2 senaryosu X yönü performans noktası belirleme. 70
Şekil 4.7 : DD-2 senaryosu Y yönü performans noktası belirleme. 70
Şekil 4.8 : DD-2 senaryosu X yönü itme analizi yer değiştirmiş görünümü. 71
Şekil 4.9 : DD-2 senaryosu Y yönü itme analizi yer değiştirmiş görünümü. 71
Şekil 4.10 : DD-1 senaryosu boyuna yönde itme eğrisi. 74
Şekil 4.11 : DD-1 senaryosu enine yönde itme eğrisi..... 74
Şekil 4.12 : DD-1 senaryosu X yönü spektral kapasite diyagramı. 75
Şekil 4.13 : DD-1 senaryosu Y yönü spektral kapasite diyagramı. 75
Şekil 4.14 : DD-1 senaryosu X yönü performans noktası belirleme. 76
Şekil 4.15 : DD-1 senaryosu Y yönü performans noktası belirleme. 76
Şekil 4.16 : DD-1 senaryosu X yönü itme analizi yer değiştirmiş görünümü. 77
Şekil 4.17 : DD-1 senaryosu Y yönü itme analizi yer değiştirmiş görünümü. 77

AASHTO LRFD'YE GÖRE BETONARME BİR KÖPRÜNÜN TASARIMI VE DOĞRUSAL OLMAYAN STATİK İTME YÖNTEMİ İLE PERFORMANSININ BELİRLENMESİ

ÖZET

Bu tez çalışmasında, prefabrik öngerilmeli betonarme bir köprü, AASHTO LRFD 2017 yönetmeliğine göre tasarımı yapılmıştır. Ayrca, doğrusal olmayan statik itme analizi yöntemi ile tasarımı yapılan köprünün, DD-1 ve D-2 depremleri altındaki performansı incelenmiştir.

Çalışmanın birinci bölümünde, konuya giriş yapılarak tezin amacı açıklanmış ve bu tez çalışması esnasında yapılan literatür çalışmalarına değinilmiştir.

Çalışmanın ikinci bölümünde, köprünün betonarme tasarımı AASHTO LRFD 2017 yönetmeliğine göre yapılmıştır. Bu kapsamda, köprü boyutları ve köprüde kullanılacak malzeme özellikleri tanıtılmıştır. Köprüye gelecek sabit ve hareketli yükler belirlenip prefabrik kirişin öngerilme hesabı yapılarak tasarımı yapılmıştır. Ardından, köprünün bilgisayar modeli SAP2000 programında oluşturulmuştur. Programa tüm düşey, yatay ve deprem yükleri ile yönetmeliğin öngördüğü yük kombinasyonları tanımlanıp yapının analizi yapılmıştır. Analiz sonuçlarına göre başlık kirişi ve orta ayaklardaki kolonların betonarme tasarımları yapılmıştır.

Üçüncü bölümde, doğrusal olmayan analiz için genel bilgilendirme verilmiş ve kolonlarda oluşacak plastik mafsal boyu ve kolon kesitinin moment eğrilik ilişkileri açıklanmıştır. Ayrıca, doğrusal olmayan analizde kullanılacak olan DD-1 ve DD-2 depremlerine göre yatay elastik tasarım spektrumları verilmiştir. Ardından, KGM ile beraber Yüksel Proje'nin hazırladığı Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri Mayıs ayı taslak raporuna göre performans hedeflerine göre elemanların plastik dönme sınırları belirlenmiştir. Son olarak, doğrusal olmayan statik itme analizinin adımları verilmiştir.

Dördüncü bölümde, yapının doğrusal olmayan analizi yapılmış ve DD-1 ve DD-2 depremleri altında performansı belirlenmiştir. Bu kapsamda, SAP2000 programı kullanılarak köprünün statik itme ve kapasite eğrileri elde edilmiştir. Elde edilen kapasite eğrileri ile her iki deprem durumu yatay elastik tasarım spektrumları ile beraber incelenip köprünün performans noktası belirlenmiştir. Talep edilen yerdeğiştime miktarına kadar yapılan itme analizi sonucunda yapıda plastik mafsalların oluşmadığı görülmüştür. Plastik mafsalların oluşmamasından dolayı tasarımı yapılan köprü hem DD-1 hem de DD-2 depremi altında elastik davrandığı ve Kesintisiz Kullanım performans seviyesinde olduğu belirlenmiştir.

Beşinci bölümde, elde edilen sonuçlar özetlenmiş ve yorumlanmıştır.

DESIGN OF A REINFORCED CONCRETE BRIDGE AS PER AASHTO LRFD AND DETERMINATION OF ITS PERFORMANCE USING NONLINEAR STATIC PUSHOVER METHOD

SUMMARY

In this study, a precast prestressed concrete bridge has been designed as per AASHTO LRFD 2017 specification. Additionally, performance behaviour under the DD-1 and D-2 earthquake loading cases have been investigated by nonlinear static pushover method for this bridge which was designed.

The performance analysis of this structure has been determined as per relevant criteria stipulated by the May Draft Report for Railroad and Highway viaducts of General Directorate Highways, Head of Superstructures Departments. For the design and performans analysis of the structure SAP2000, and for the moment analysis and interactive influence diagrammes XTRACT programmes have been used.

In the first chapter of this study, the purpose of the thesis was briefed and, literature studies related with the subject matter have been mentioned.

In the second chapter of the study, structural concrete design of the bridge was carried out as per AASHTO LRFD 2017. Within this scope, structural dimensions and materials to be used were introduced. Live and dead bridge loads were determined, and prestressing design of the precast beam completed according to prestressing calculations. The loads which have been considered during the design of the bridge is given below.

1. Self weight of girder and deck
2. Asphalt weight
3. Curbs loads
4. Pedestrian railing loads
5. Guardrails loads
6. Side panel loads
7. H30-S24 Standart truck live load
8. Design lane live load
9. Pedesterian loads
10. Seismic loads

After prestressing calculations, 21 prestressing strands have been determined to be used in the precast beam. As prestressing stress may exceed the alowable stresses, the stresses have been computed for both support section and span section under the all vertical loads with condition both transfer and service stage. After the stresses have been compared with the allowable stresses which are defined in AASHTO LRFD 2017

specification, it has been realized that the tension stress in support section for transfer stage does not satisfy the requirements with the specification. To reach the allowable stress, 4 number of strand have been debonded. After prestressing design, bending moment and shear strength have been calculated. As a result, tension and shear reinforcement have been determined. Thenafter, a computer model of the bridge was formed in the SAP2000 program, and the stiffnesses of the elastomeric bearings have been calculated to define in the software model. The model has been set with the frame elements. All the precast beam and slab have been defined with frame element. Elastomeric bearing has been defined as lineer links. The connection of the superstructure and substructure has been provided with fictive elements. All the vertical, horizontal and earthquake loads together with their combinations as per the related specifications have been introduced and structural analyses completed acordingly. After analyses completed, the design forces have been determined. Reponse modification factor has been taken 3 for longitudinal direction and 5 for transverse direction according to AASHTO LRFD 2017 specification. Structural design of reinforced concrete piers and pier caps has been carried out as per these analyses results. Finally, bending and shear reinforcement have been calculated for piers and pier cap.

In the third chapter, a general information was given for the nonlinear analysis, and plastic hinge height of the columns and moment-curvature relations were explained. Moment curvature analysis has been performed using XTRACT software program. Additionally, horizontal elastic design spectrums of DD-1 and DD-2 earthquakes were given to be used for the nonlinear analysis. The seismic coefficients of bridge are taken from Turkey Earthquake Maps according to chossen DD-1 and DD-2 earthquake level. Thenafter, plastic rotational limits of the structural elements were determined as per the May draft prepared by KGM and Yüksel Proje for Highway and Railroad Bridge and Viaducts. According to this report, four performance levels are defined which are immediate occupancy, limited damage, controlled damage and collapse prevention.

1. Immediate Occupancy Performance Level (KK): This level of performance corresponds to the situation where structural damage does not occur or the damage remains negligible in the bridge main carrier system elements. At this level of performance, the elements are expected to be linear elastic or very close to it.
2. Limited Damage Performance Level (SH): This performance level corresponds to the limited and easily repairable level of bridge main carrier system elements.
3. Controlled Damage Performance Level (KH): This level of performance corresponds to the level of controlled damage in the bridge main carrier system elements, which is not very heavy and often repairable.
4. Collapse Prevention Performance Level (GÖ): This level of performance corresponds to the pre-crash situation where severe damage occurs in the bridge bearing system elements. Partial or complete collapse of the bridge is prevented.

Finally, stages of the nonlinear static pushover analysis were presented.

In the fourth chapter, a nonlinear analysis of the structure was carried out, and its performance determined under DD-1 and DD-2 eartquakes. Before nonlinear analysis,

plastic hinges have been defined at the end od the columns. In this context, static pushover and capacity curves have been obtained using the SAP2000 program. The calculated capacity curves together with both the horizontal earthquakes design spectrums have been examined together, and the performance point of the bridge was determined. Plastic hinges have not been observed as a consequence of static pushover analysis which has been performed until the amount of demand displacement. Therefore, elastic behavior has been observed under both the DD-1 and DD-2 earthquakes conditions, and it has been determined that the bridge is at the immediate occupancy performance level.

At the fifth chapter, the calculation results have been summarized and commented. The results are summarized below.

1. Total length of a two equal span bridge designed as per AASHTO LRFD 2017 specifications is 46 m and pier height 12 m. Central pier of the bridge is composed of 3 piers each 180 cm diameter. Each span is composed of 8 precast prestressed beams each with 23m length. Each beam rests on elastomeric bearings at both ends.
2. 21 numbers of prestressing strands have been used in 23 m long precast beams. 4 number of strands have been debonded in support sections.
3. As per structural analyis of the system 37Ø32 mm reinforcement in the vertical direction and Ø16 stirrups at 10 cm have been found for each pylon of the bridge piers.
4. As per structural analysis of the cross-beam of the bridge 30 numbers of 20 mm diameter reinforcing steel have been used in the longitudinal direction together with triple 12 mm diameter closed stirrups spaced at 10 cm apart.
5. For the nonlinear analysis of the structure, plastic joint length has been calculated and such joints has been formed at the upper and lower sections of columns.
6. At the end of the DD-2 earthquake performance analysis it is witnessed that the horizontal elastic design spectrum has cut the capacity curve of the structure at the elastic zone. As a result of this, it is seen that no plastic joint has been formed. It is witnessed that under DD-2 earthquake loading the behaviour of the structure is totally elastic and behaved in a Uninterrupted Service performance level.
7. At the end of the DD-1 earthquake performance analysis it is witnessed that the horizontal elastic design spectrum has cut the capacity curve of the structure at the elastic zone. As a result of this, it is seen that no plastic joint has been formed. The anlysis showed that under DD-1 earthquake loading the behaviour of the structure is totally elastic and behaved in a Uninterrupted Service performance level.
8. It has been acceptable to stay within Controlled Damage performance level for the DD1 earthquake according to Highway and Railway Bridge and Viaducts Draft Report. For this reason, it has been understood that dimensions of the columns within the structure could be decreased to a certain extent.

1. GİRİŞ

Ulaşım, ülkemizin gelişmekte olan en önemli sektörlerden birisidir. Karayolları, demiryolları, havayolları ve denizyolları ulaşımın sürekliliğini sağlayan en önemli yapılardan bazılarıdır. Ülkemizde, özellikle karayolları ve demir yolları gün geçtikçe gelişmektedir.

Karayollarının ve demiryollarının en önemli sanat yapılarından birisi de köprülerdir. Köprüler, nehir ve vadi gibi engellerin üzerinden geçişi sağlamak için yapılan sanat yapılarıdır. Köprüler yaygın olarak yapısal çelik veya betonarmeden yapılmaktadır. Bu tez kapsamında betonarme köprülerin tasarımı ve performansı irdelenmiştir.

Ülkemizin Doğu Anadolu fay hattı üzerinde olmasından dolayı şiddetli depremler meydana gelmektedir. Bu depremler sonucunda birçok yapı ağır hasarlar görmektedir. Özellikle köprü gibi yapıların aldığı hasarlar nedeniyle zaman zaman ulaşım sekteye uğramıştır. Bu hasarları en az seviyeye indirmek için birçok çalışma yapılmaktadır. Karayolları Genel Müdürlüğü (KGM)'nün yayınladığı kılavuzlar köprü tasarımları için yeterli olmadığı durumlarda tasarımcılar, yabancı yönetmeliklere yönelmiştir. Bu yabancı yönetmeliklerin başında AASHTO LFD ve AASHTO LRFD yönetmelikleri gelmektedir. Bu yönetmelikleri KGM tarafından da uygun görülmüş olup kabul edilmektedir.

AASHTO LRFD yönetmelikleri yük dayanım faktörüne göre, AASHTO LFD ise yük katsayıları yöntemine göre tasarımı esas almakladır. AASHTO LRFD yönetmelikleri, Amerika Birleşik Devletleri'nde, AASHTO LFD yönetmeliğinin yerine yürürlüğe girmiştir. AASHTO LRFD yönetmelikleri, günümüz itibarı ile ülkemizde köprü tasarımı alanında kullanılan en yaygın yönetmeliklerden bir tanesidir.

1.1 Tezin Amacı ve Kapsamı

Bu tez çalışmasının amacı, öngerilmeli prekast kirişli betonarme bir köprünün depreme dayanıklı tasarımının yapılması ve doğrusal olmayan statik itme analizi ile performansının incelenmesidir.

Bu kapsamda, bir adet karayolu köprüsünün tasarımı AASHTO LRFD 2017 yönetmeliğine göre yapılmıştır. Ardından, tasarımı yapılan köprünün, doğrusal olmayan statik itme metodu ile elemanların hasar düzeyleri incelenip Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri taslak raporuna göre performansı belirlenmiştir. Köprünün doğrusal ve doğrusal olmayan analizinde, sonlu elemanlar ile analiz yapan SAP2000 programı kullanılmıştır.

1.2 Konu İle İlgili Yapılan Çalışmalar

Köprülerin tasarımı konusunda Karayolları Genel Müdürlüğü tarafından bazı teknik kılavuzlar ve yönetmelikler yayınlamıştır. Bu teknik kılavuzlar ve yönetmelikler aşağıda listeleniştir.

1. Karayolları Teknik Şartnamesi, 2013
2. Demiryolları, Limanlar ve Havameydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği, 2007
3. Türkiye Köprü Mühendisliğinde Tasarım ve Yapıma İlişkin Teknolojilerin Geliştirilmesi Teknik Kılavuzu, 2015
4. Sanat Yapıları Tasarım Kriter Raporu
5. Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri Taslak Raporu, 2019

Bu çalışma yapılırken yukarıda bahsi geçilen teknik kılavuzlar ve yönetmelikler incelenmiştir.

Ülkemizde, bu yayınların dışında Amerika Birleşik Devletleri tarafından oluşturulan yönetmelikler de kullanılmaktadır. Bunun sebebi ise Amerika'da köprü alanında bir çok çalışmanın olmasıdır. Özellikle, Amerikan Eyalet Karayolları ve Ulaştırma Kurumu(AASHTO), köprü tasarımı için yönetmelik hazırlayan ve yayınlayan bir kurumdur. Bu tez çalışmasında, AASHTO tarafından yayınlanan AASHTO LRFD 2017 ve AASHTO LRFD Sismik Köprü Tasarımı 2011 yönetmeliklerinden yararlanılmıştır.

Köprü tasarımı yapılırken, yönetmeliklerin yanı sıra AASHTO tarafından 2007 yılında yayınlanan ve 2015 yılında revize edilen AASHTO LRFD ile bir köprünün tasarımının yapıldığı sayısal bir örnekten de yararlanılmıştır.

Köprünün doğrusal olmayan analizlerinde ise KGM'nin 2019 Mayıs ayında nihai rapora esas taslak rapor olarak yayınladığı Karayolları ve Demiryolları Köprü ve Viyadükleri raporu kullanılmıştır.

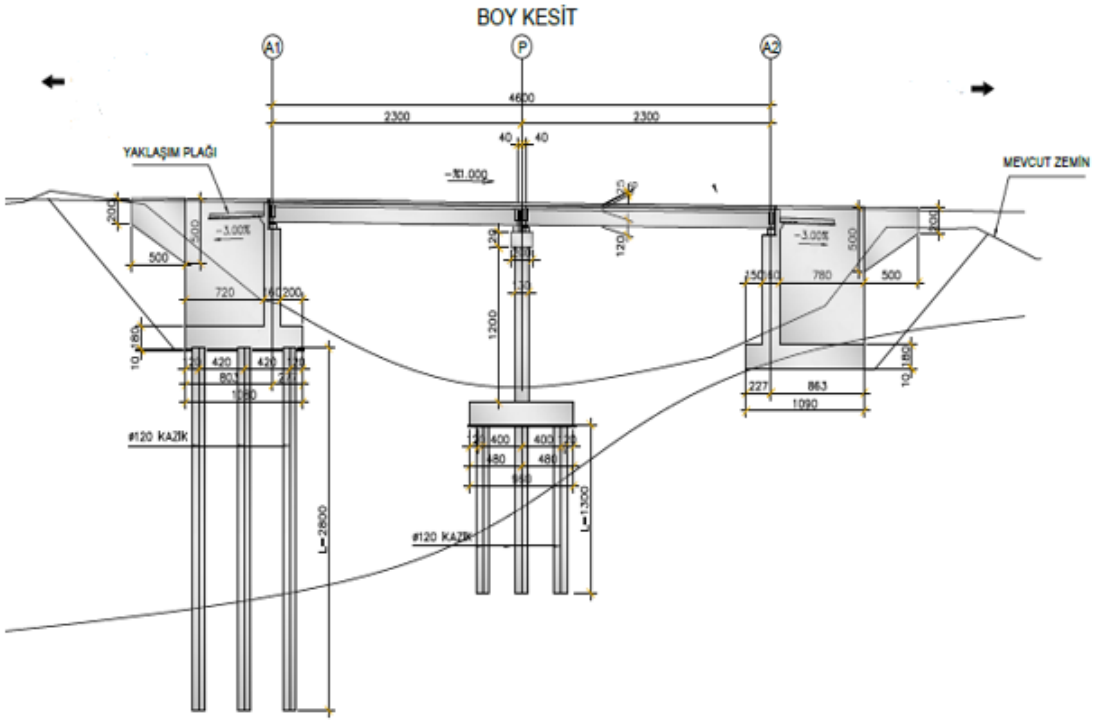
Yönetmeliklere ek olarak, Prof. Dr. Kutlu Darılmaz'ın Betonarme Düzlem Çerçeve Bir Yapının Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle Performans Değerlendirmesi makalesi ve Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi'nin yayınladığı Köprü Yapılarının Doğrusal Olmayan Analizi İçin Kılavuz'undan yararlanılmıştır. Prefabrik kiriş tasarımı yapılırken Prof. Dr. Metin Aydoğan'ın Prefabrike Kirişli Köprülerin Tasarımı seminerinden yararlanılmıştır.

2. ASHTO LRFD 2017'YE GÖRE ÖNGERİLMELİ KÖPRÜ TASARIMI

Bu bölümde, 2 açıklı öngerilmeli bir köprünün, AASHTO LRFD 2017 yönetmeliğine göre tasarımı yapılacaktır. Tasarımda köprünün öngörülen geometrik özellikleri kullanılacaktır.

2.1 Genel Köprü Bilgileri

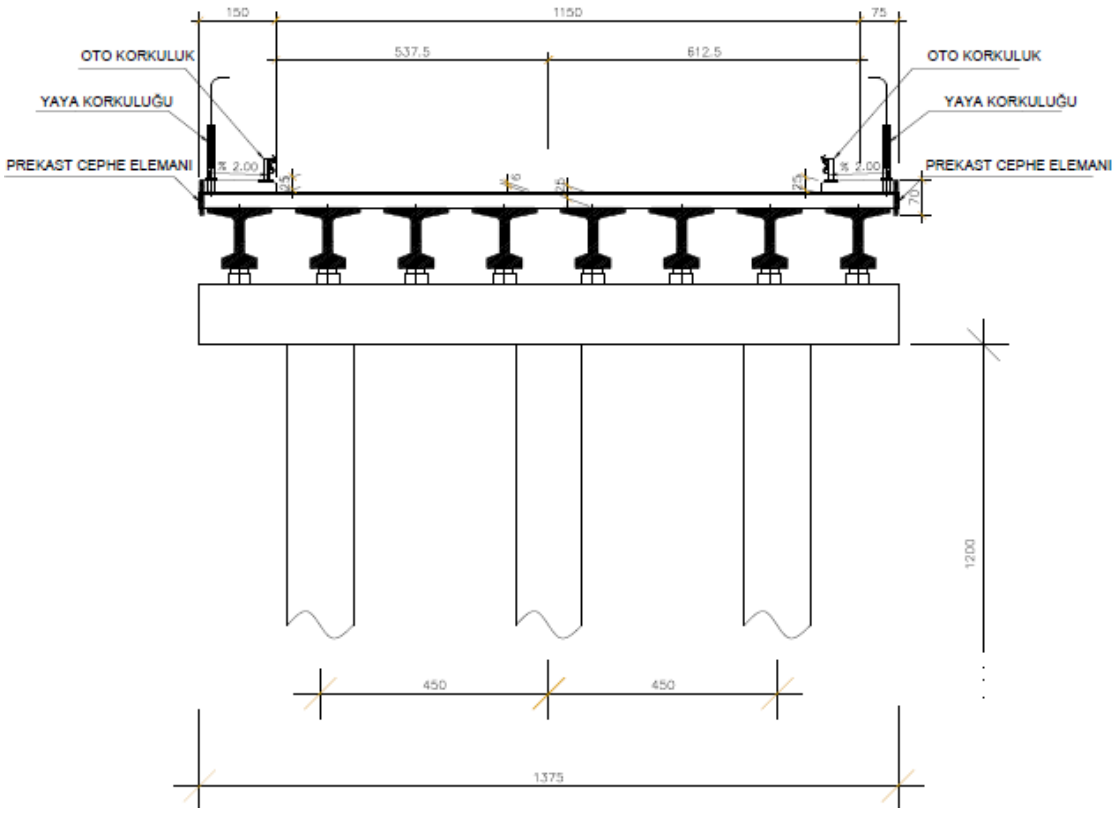
Öngerilmeli prekast kirişli betonarme köprü; 2 açıklı olup, toplam uzunluğu 46 metredir. Köprü aks açıklaları eşit olup, 23'er metredir (Şekil 2.1). Köprü tabliyesi, yüksekliği 120 cm olan öngerilmeli preabrik kirişler ile kalınlığı 25 cm olan yerinde dökme betonarme döşemeden oluşmaktadır. Her bir platform genişliği 13.75 m'dir. Her bir platformda dış tarafta 3 m banket ve 1.5 m kaldırım, iç tarafta 1 m banket ve 0.75 m kaldırım bulunmaktadır. Her bir platform iki şeritli olup, şerit genişliği 3.75 metredir. I tipinde öngerilmeli kirişlerin yüksekliği 120 cm olan ve her platformada toplam 8 adet bulunmaktadır. Öngerilmeli kirişlerin başlık kirişi ile bağlantısı ise elastomer mesnetler ile sağlanmıştır. Köprü boykesiti Şekil 2.1' de verilmiştir.



Şekil 2.1 : Köprü boykesiti.

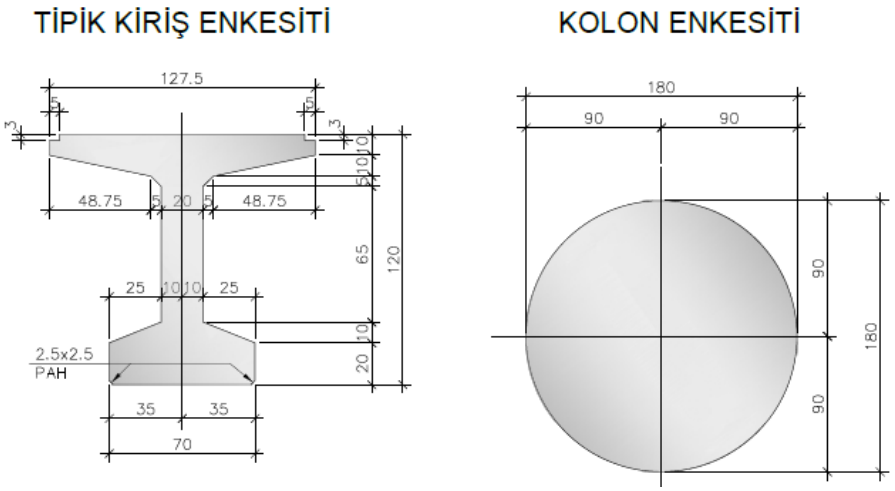
Köprü orta ayakları, çapı 180 cm olan 3 adet dairesel kolondan oluşturulmuştur. Orta ayak tabliyeden gelen yükleri kalınlığı 180 cm olan kazık başlığı ve çapı 120 cm olan toplan 12 adet kazık ile zemine iletmektedir. Kazıkların uzunluğu 13 metredir.

Köprünün kenar ayakları perde tipte olup, gövde kalınlığı 160 cm ve kanat perdesi kalınlığı 150cm'dir. Köprü enkesiti Şekil 2.2' de verilmiştir.



Şekil 2.2 : Köprü enkesiti.

Prefabrik kirişin enkesiti ve orta ayakta kullanılan kolon kesiti Şekil 2.3'de verilmiştir.



Şekil 2.3 : Kiriş ve kolon en kesiti

2.2 Malzemeler

Bu bölümde hesaplarda kullanılacak malzemeler açıklanmıştır.

2.2.1 Beton

Kullanılan öngermeli beton ve betonarme donatıları TS 500 ve TS3233' de öngörülen sınıflandırmalara uygun olacaktır. Kullanılacak betonlar aşağıda Çizelge 2.1' de verilmiştir.

Çizelge 2.1 : Kullanılacak beton sınıfları.

Beton	Beton Sınıfı	f_c
Tabliye betonu	C30	30
Prefabrik öngermeli kiriş betonu	C40	40
Kenar ayak, orta ayak, temel ve yaklaşım plağı betonu	C40	40
Fore kazık betonu	C30	30

2.2.2 Donatı çeliği

Kullanılan donatı çeliği TS708/2016'ya göre S420 sınıfında olacaktır. Donatı çeliğinin akma dayanımı 420 MPa'dan büyük olacaktır. Hesaplarda donatı emniyet gerilmesi AASHTO LRFD Grade60 donatısı ile aynı olacaktır.

2.2.3 Öngerme Çeliği

Prefabrik I kesitli kirişlerde kullanılacak öngerme halatlarının özellikleri Çizelge 2.2' de verilmiştir.

Çizelge 2.2 : Ardgerme çeliği özellikleri.

Tanım	ASTM/A416-2 Grade 1860 Tip 270 ksi
Sınır çekme dayanımı (UTS)	fs=1862 MPa
%1'lik uzamada akma dayanımı	fy=1676 MPa
Germe anındaki çelik çekmesi	0.75*fs=1397 MPa
Anma çapı	15.24 mm
Kesit alanı	0.6 inç (140 mm^2/halat)
Elastisite Modülü	195,000 MPa
Gevşeme özelliği	%2,5 (Düşük gevşemeli)

2.3 Yükler ve Yük Kombinasyonları

Bu bölümde köprüye gelecek sabit ve hareketli yükler ve yük kombinasyonları verilmiştir.

2.3.1 Zati yükler

AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği bölüm 3.5.1'e göre köprüye gelecek zati yük(DC) hesabında kullanılacak birim hacim ağırlıkları aşağıda verilmiştir.

Betonarme betonu için : 25.00 kN/m^3

Öngerme betonu için : 25.00 kN/m^3

Grobeton için : 24.00 kN/m^3

Donatı çeliği için : 78.50 kN/m^3

Asfalt :22.50 kN/m^3

Bu bağlamda köprünün bir metresine gelecek toplam zati yükler Çizelge 2.3'de hesaplanmıştır.

Çizelge 2.3 : Köprüye gelecek zati yükler.

Kiriş zati ağırlığı	0.5531 x 25 x 8	110.6 kN/m
Tabliye zati ağırlığı	13.75 x 0.25 x 25	85.9 kN/m
Toplam zati yük		**196.5 kN/m**

2.3.2 İlave zati yükler

AASHTO LRFD 2017 bölüm 3.5.1'e göre köprüye gelecek ilave zati yükler (DW) Çizelge 2.4' de verilmiştir.

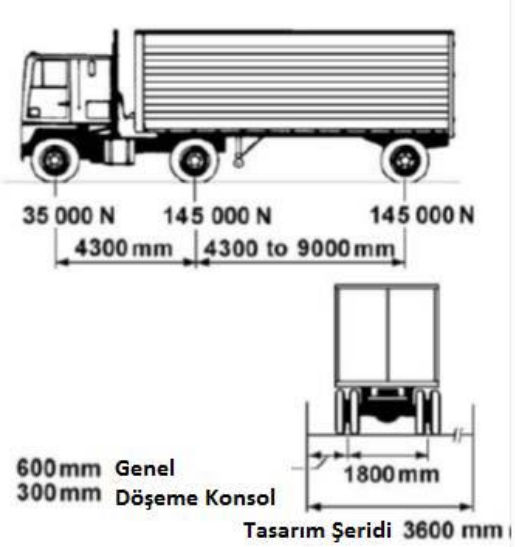
Çizelge 2.4 : Köprüye gelecek ilave zati yükler.

Asfaltan gelecek ilave zati yük	0.08 x 11.5 x 23	21.2 kN/m
Kaldırım ağırlığı	2.25 x 0.28 x 24	15.1 kN/m
Prekast cephe elemanı	2 x 0.08 x 0.7 x 25.00	2.8 kN/m
Yaya korkuluklarından gelecek ilave zati yük	2 x 1.5	3.0 kN/m
Otokorkuluklarından gelecek ilave zati yük	2 x 0.5	1.0 kN/m
Filigranlardan gelecek ilave zati yük	7 x 0.05 x 0.465 x 25.00	4.1 kN/m
Toplam İlave Zati Yük		**47.2 kN/m**

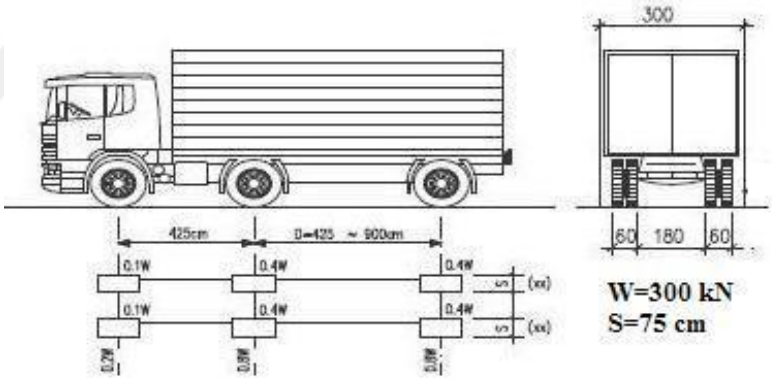
2.3.3 Trafik araç yükleri

Bu bölümde AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği bölüm 3.6.1.1'e göre köprüye gelecek hareketli yüklerden (LL) trafik araç yükleri verilmiştir. Araç yükleri hesabında standart kamyon yükü ve eşdeğer şerit yükü olmak üzere iki farklı seçenek göz önüne alınacak ve daha elverişsiz olan yükleme ile hesaplamalar yapılacaktır. Yapılacak köprü H30 – S24 sınıfında olacaktır. Türkiyede'ki kamyon yükleri, AASHTO LRFD

2017 yönetmeliği bölüm 3.6.1.2.2'de verilen kamyon yüklerinden çok daha fazla olduğu için tasarımda Türkiye'de verilen kamyon yükleri ile tasarım yapılacaktır. Ameran yönetmeliği ve H30-S24 kamyonu Şekil 2.4 ve 2.5'de verilmiştir.



Şekil 2.4 : AASHTO LRFD Tasarım kamyonu.



Şekil 2.5 : H30-S24 Tasarım kamyonu.

Standart Kamyon Yükü

Trafik araç yükleri araç sınıfına, toplam şerit sayısına ve şerit genişliğine bağlıdır. Tafik araç yükleri hesabında kullanlacak bilgiler Çizelge 2.5' de verilmiştir

Çizelge 2.5 : Trafik yüklerinde kullanılacak parametreler.

Araç sınfı	H30 – S24
Dinamik faktör (AASHTO LRFD 3.6.2.1) (1 + IM/100)	1.33
Toplam şerit sayısı	2
Çoklu etki faktorü (AASHTO LRFD 3.6.1.1.2)	1
Şerit genişliği	3.75 m

Çoklu etki faktörü, tüm şeritlerin aynı anda dolu olmamasını göz önüne alarak trafik yükleri ile çarpılan bir çarpandır. Çoklu etki faktörü, AASHTO LRFD yönetmeliğinin bölüm 3.6.1.1.2'de ki tablodan çekilmiştir. Köprü 2 şeritli olmasından dolayı çoklu etki faktörü 1.00 seçilmiştir.Çoklu etki faktörü değerleri Çizelge 2.6'da verilmiştir.

Çizelge 2.6 : Çoklu etki faktörü.

Yüklü şerit sayısı	Çoklu etki faktörü, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

Dinamik faktörü, AASHTO LRFD yönetmeliğinin bölüm 3.6.2.1' de verilen denkleme göre hesaplanmış olup denklem 2.1'de gösterilmiştir.

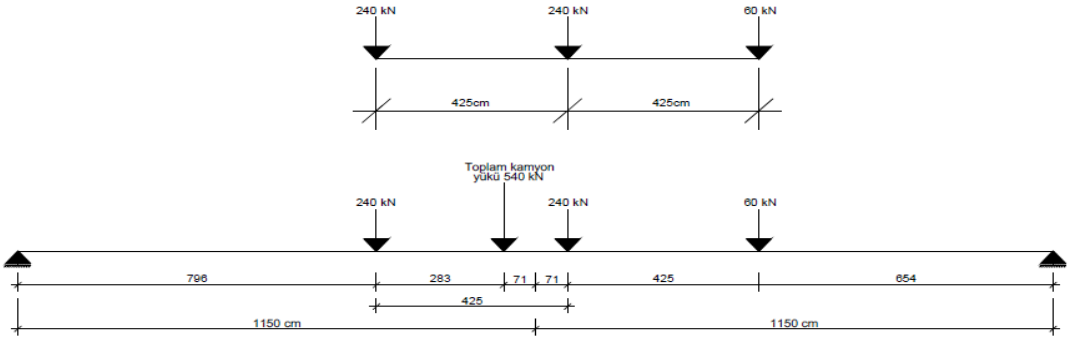
$$1 + \frac{\text{IM}}{100} \tag{2.1}$$

IM, dinamik etki yüzdesi olup, Çizelge 2.7' da görüldüğü gibi AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği Tablo 3.6.2.1-1'e göre % 33 seçilmiştir. Bu etki sadece kamyon yüklemeleri ile çarpılıp diğer hareketli yükler ile çarpılmayacaktır.

Çizelge 2.7 : AASHTO LRFD Tablo 3.6.2.1-1.

Eleman	IM
Döşeme derzleri – Bütün sınır durumlar	75
Bütün diğer elemanlar	
Yorulma ve kırılma sınır durumları	15
Bütün diğer sınır durumları	33

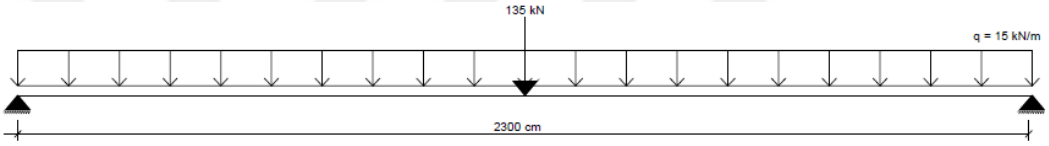
Sonuç olarak, Şekil 2.5'de görüldüğü gibi 54 ton'luk H30-S24 kamyon yükü etkitilerek tasarım yapılacaktır. Bu kamyon yükü açıklıkta en elverişsiz kesit tesirlerini oluşturacak şekilde etkitilecektir veya SAP2000 programı aracılığı ile hareketli, kamyon yükü olarak tanımlanacaktır. En elverişsiz tesirler ise, yüklemenin satik denge noktası ve kendisine en yakın yüklemenin orta noktası ile köprü açıklığının orta noktasını kesiştirerek oluşur. Kamyonun yükleme tipi Şekil 2.6'da verilmiştir.



Şekil 2.6 : Standart kamyon yükünün kirişe etkitilmesi.

Eşdeğer Şerit Yükü

H30 – S24 sınıfı köprülerde, tüm açıklık boyunca Şekil 2.7'de verildiği gibi, şerit başına 15 kN/m düzgün yayılı yük ve açıklığın ortasına şerit başına 135 kN'luk bir yük etkitilecektir.



Şekil 2.7 : Eşdeğer şerit yükünün etkitilmesi.

Yaya yükleri (PL)

AASHTO LRFD 2017 yönetmeliğinin 3.6.1.6 bölümüne göre genişliği 0.6 metreden fazla olan kaldırımlar için, yaya hareketli yükü 3.60 kN/m^2 alınmalıdır. Buradan hareketle yaya yükü aşağıda hesaplanmıştır.

PL = (1.50 + 0.75) x 3.60 = 8.10 kN/m

2.3.4 Deprem Yükleri

Köprü, deprem davranış kategorisi 2 olan, 50 yılda tekralanma olasılığının %10 ve buna karşı gelen tekrarlanma periyodunun 475 yıl olduğu depreme göre tasarım yapılacaktır.

Yatay elastik tasarım spektrum eğrisi, AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği bölüm 3.10.4'de verilen aşağıdaki formüller ile oluşturulmuştur.

$$S_a = A_S + (S_{DS} - A_S)\frac{T_m}{T_0} \qquad 0 \le T_m \le T_0 \qquad (2.2)$$

$$S_a = S_{DS} \qquad T_0 \le T_m \le T_S \qquad (2.3)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T_m} \qquad T_S < T_m \tag{2.4}$$

$$S_{DS} = S_S x F_a \tag{2.5}$$

$$S_1 = S_1 x F_v \tag{2.6}$$

$$A_S = PGA x F_{pga} \tag{2.7}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \tag{2.8}$$

$$T_0 = 0.2 \text{ x } T_S \tag{2.9}$$

Burada,

S_a : Elastik spektrum katsayını,

S_S: 0.2 saniyedeki kaya üzerinde bulunan yatay tepki spektrumu katsayısını,

S_1 : 1.0 saniyedeki kaya üzerinde bulunan yatay tepki spektrumu katsayısını,

S_{DS} : Kısa periyot bölgesi tasarım spektral ivme katsayısını,

S_{D1} : 1 saniye periyot bölgesi tasarım spektral ivme katsayısını,

PGA : En büyük yer ivmesini (g),

A_S : Saha katsayısı ile çarpılmış en büyük yer ivmesini,

T_S : Spektral ivme katsayısının periyotdan bağımsız olarak hesaplandığı en büyük periyot, köşe periyodunu,

T_0 : Spektral şekli belirlemek için kullanılan referans periyodunu,

T_m : M'inci modda bulunan titeşim periyodunu,

F_a : İvme spektrumunda kısa periyot aralığı için saha katsayısını,

F_v : İvme spektrumunda uzun periyot aralığı için saha katsayısını,

F_{pga} : İvme spektrumunda sıfır periyot için için saha katsıyısını,

göstermektedir.

Tasarımı yapılacak köprünün yerel zemin sınıfı ZB olarak verilmiştir. Köprü Çanakkale bölgesinde yapılması planlandığından koordinatları enlem 40.305 ve boylam 26.656 olarak girilmiştir. Türkiye deprem tehlike haritaları uygulamasına ilgili koordinatlar, zemin sınıfı ve deprem yer hareketi düzeyi bilgileri girildikten sonra, elde edilen sonuçlar Çizelge 2.7'de verilmiştir.

Çizelge 2.8 : Spektral ivme katsayıları, PGA ve PGV değerleri.

Kısa periyotta harita spektral ivme katsayısı (Ss)	0.822
1.00 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı	0.250
En büyük yer ivmesi (PGA) (g)	0.341
En büyük yer hızı (PGV) (cm/sn)	22.901

Zemin sınıfı B ve PGA=0.341 için F_{pga}, Çizege 2.9'dan 1.00 seçilmiştir. Zemin sınıfı B ve S_s=0.822 için F_a, Çizelge 2.10'den 1.00 seçilmiştir. Zemin sınıfı B ve S_1=0.250 için F_v, Çizege 2.11'dan 1.00 seçilmiştir. Aşağıdaki çizelgeler sırasıyla AASHTO LRFD 2017 Tablo 3.10.3.2-1, 3.10.3.2-2'den 3.10.3.2-3'den alınmıştır.

Çizelge 2.9 : PGA için zemin katsayısı, F_{pga}.

Zemin Sınıfı	PGA < 0.1	PGA =0.2	PGA =0.3	PGA =0.4	PGA >0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	a	a	a	a	a

Çizelge 2.10 : Kısa periyot bölgesi için zemin etki ivme katsayısı, F_a.

Zemin Sınıfı	Ss ≤ 0.25	Ss = 0.5	Ss = 0.75	Ss = 0.1	Ss ≥ 1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.2	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	a	a	a	a	a

Çizelge 2.11 : 1 saniye periyot bölgesi için zemin etki ivme katsayısı, F_v

Zemin Sınıfı	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	a	a	a	a	a

Zemin ivme katsayıları seçildikten sonra sırasıyla A_S, S_{DS}, S_{D1}, T_S ve T_0 aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$As = PGA \times F_{pga} = 0.341 \times 1.00 = 0.341 \text{ g}$$

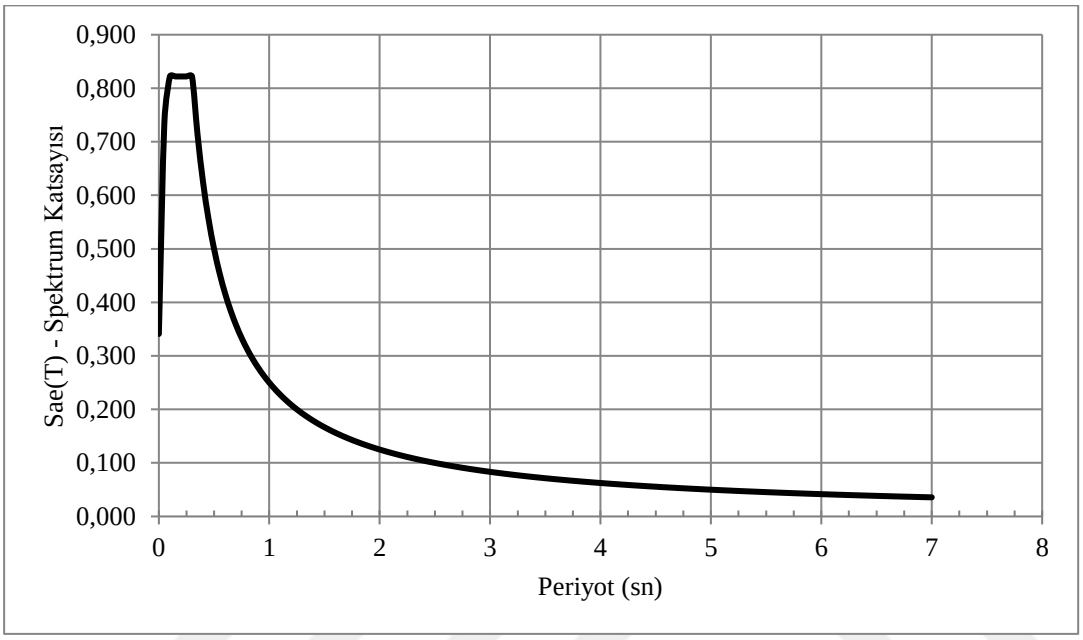
$$S_{DS} = S_s \times F_a = 0.822 \times 1.00 = 0.822$$

$$S_{D1} = S_1 \text{ x } F_v = 0.250 \text{ x } 1.00 = 0.250$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.3041 \text{ s}$$

$$T_0 = 0.2 \text{ x } T_S = 0.0608 \text{ s}$$

Oluşturulan yatay elastik tasarım spektrumu Şekil 2.8'de verilmiştir.



Şekil 2.8 : Yatay elastik tasarım spektrumu.

AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği Tablo 3.10.6-1 ya göre köprünün yapılacağı bölge 2. Deprem bölgesi olarak sınıflandırılmaktadır. Tablo Çizelge 2.12'de verilmiştir.

Çizelge 2.12 : AASHTO LRFD yönetmeliğine göre deprem bölgeleri.

SD1	Deprem bölgesi
SD1 ≤ 0.15	1
0.15 < SD1 ≤ 0.30	2
0.30 < SD1 ≤ 0.50	3
0.50 < SD1	4

Zemin sınıfı ve etkin yer ivmesine bağlı olarak, spektral ivme katsayısı (C_{sm}), denklem 2.10'de verildiği hesaplanmaktadır.

$$C_{sm} = \frac{1.2 \text{ x PGA x S}}{T_m^{2/3}} \leq 2.50 \text{ x A} \qquad (2.10)$$

Burada; S, PGA ve T_m sırasıyla, zemin profil katsayısı, etkin yer ivme katsayısı, m'inci moddaki titreşim periyodunu ifade etmektedir.

2.3.5 Yük kombinasyonları

Köprü tasarımında, AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği Bölüm 3.4'de verilen kombinasyonlar kullanılmıştır. Yönetmeliğe göre kombinasyonlar Çizelge 2.13'de verilmiştir.

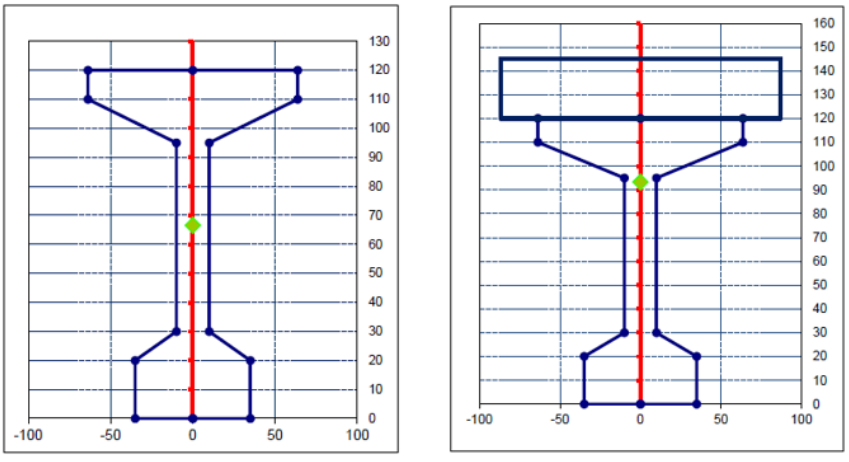
Çizelge 2.13 : Tasarımda kullanılan yük kombinasyonları.

Yük Kombinasyonu	Katsayılar			
	DC	DW	LL/PL	SPEKTRUM
Dayanım 1	1.25	1.5	1.75	0
Dayanım 2	1.25	1.5	1.35	0
Dayanım 3	1.25	1.5	0	0
Dayanım 4	1.5	1.5	0	0
Servis 1	1	1	1	0
Servis 2	1	1	1.3	0
Servis 3	1	1	0.8	0
Servis 4	1	1	0	0
Deprem	1	1	0	1

2.4 Prekast Kiriş Tasarımı

Bu bölümde, prekast ve kompozit kirişe, sabit ve hareketli yükler etkitilerek öngerilme hesabı yapılıp halat sayısı bulunmuştur.

Prekast kiriş ve kompozit kiriş Şekil 2.9'de verilmiştir.



Prekast kiriş

Kompozit kiriş

Şekil 2.9 : Prekast kiriş ve kompozit kiriş.

Prekast kirişin, kesit alanı, atalet momenti, ağırlık merkezinin alt ve üst kesite olan mesafeleri ve alt ve üst kesitin mukavemet momentleri, Çizelge 2.14'de verilmiştir.

Çizelge 2.14 : Prekast kiriş özellikleri.

Kesit Alanı (A_c)	5,531 cm^2
Atalet momenti (I_{xg})	10,416,967 cm^4
Alt kesitin ağırlık merkezine uzaklığı (y_a)	66.55 cm
Üst kesitin ağırlık merkezine uzaklığı ($y_ü$)	53.45 cm
Alt kesitin mukavemet momenti (W_a)	156,528 cm^3
Üst kesitin mukavemet momenti ($W_ü$)	194,898 cm^3

Kompozit kirişin, kesit alanı, atalet momenti, ağırlık merkezinin alt ve üst kesite olan mesafeleri ve alt ve üst kesitin mukavemet momentleri, Çizelge 2.15'de verilmiştir.

Çizelge 2.15 : Kompozit kiriş özellikleri.

C40 Elastisite modolü (Ec)	33,836 MPa
C30 Elastisite modolü (Ec)	29,303 MPa
Malzeme oranı (E_{c30}/E_{c40})	0.866
Etkin tabliye genişliği (b_e)	150.7 cm
Kesit Alanı (A_{kc})	9,298 cm^2
Atalet momenti (I_{kxg})	20,359,440 cm^4
Alt kesitin ağırlık merkezine uzaklığı (y_{ka})	93.27 cm
Tabliye üstünün ağırlık merkezine uzaklığı ($y_{kü}^{tabliye}$)	51.73 cm
Kiriş üst kesitin ağırlık merkezine uzaklığı ($y_{kü}^{kiriş}$)	26.73 cm
Alt kesitin mukavemet momenti (W_{ka})	218,285 cm^3
Tabliye üstünün mukavemet momenti ($W_{kü}^{tabliye}$)	393,572 cm^3
Kiriş üst kesitinin mukavemet momenti ($W_{kü}^{kiriş}$)	761,670 cm^3

2.4.1 Sabit yükler

Bölüm 2.3.1 ve Bölüm 2.3.2'de köprüye gelecek toplam zati ve ilave zati yük hesabı yapılmıştı. Çizelge 2.16'de de toplam sabit yüklerin kiriş sayısına bölünerek kiriş başına gelecek sabit yük hesaplanmıştır.

Çizelge 2.16 : Kirişlere gelecek sabit yükler.

Yük tipi	kN/m	kN/m/kiriş
Kiriş zati ağırlığı	110.6	13.8
Tabliye zati ağırlığı	85.9	10.7
Toplam zati yük	**196.5**	**24.6**
Toplam ilave zati yük	**47.2**	**5.9**

Sabit yüklerden dolayı oluşan maksimum kesit tesiri hesabında kullanılacak momentler ve kesme kuvvetleri aşağıda hesaplanmıştır.

$$M_1 = \frac{13.8x23^2}{8} = 912.5\ \text{kNm/kiriş} \qquad V_1 = 158.7\ \text{kN/kiriş}$$

$$M_2 = \frac{10.7x23^2}{8} = 707.5\ \text{kNm/kiriş} \qquad V_2 = 123.1\ \text{kN/kiriş}$$

$$M_3 = \frac{5.9x23^2}{8} = 390.1\ \text{kNm/kiriş} \qquad V_3 = 67.9\ \text{kN/kiriş}$$

$$M_g = M_1 + M_2 + M_3 = 2010.1\ \text{kNm/kiriş}$$

$$V_g = V_1 + V_2 + V_3 = 349.7\ \text{kN/kiriş}$$

Burada sırasıyla, M_1 ve V_1 kirişin kendi zati ağırlığından dolayı oluşan moment ve kesme kuvvetini, M_2 ve V_2 tabliye ağırlığından dolayı oluşan moment ve kesme kuvvetini, M_3 ve V_3 diğer ilave zati yüklerden dolayı oluşan moment ve kesme kuvvetini, M_g ve V_g toplam sabit yüklerden dolayı oluşan moment ve kesme kuvvetini ifade etmektedir.

2.4.2 Yaya hareketli yükü

Bölüm 2.3.3' de yaya hareketli yükü 8.1 kN/m olarak hesaplanmıştı. Bu bölümde kiriş başına gelecek hareketli yük ve bu yükten dolayı oluşacak iç kuvvetler hesaplanmıştır.

Kiriş başına gelecek hareketli yük: 8.1/8 = 1.013 kN/m/kiriş.

$$M_4 = \frac{1.013x23^2}{8} = 67\ \text{kNm/kiriş} \qquad V_4 = 11.6\ \text{kN/kiriş}$$

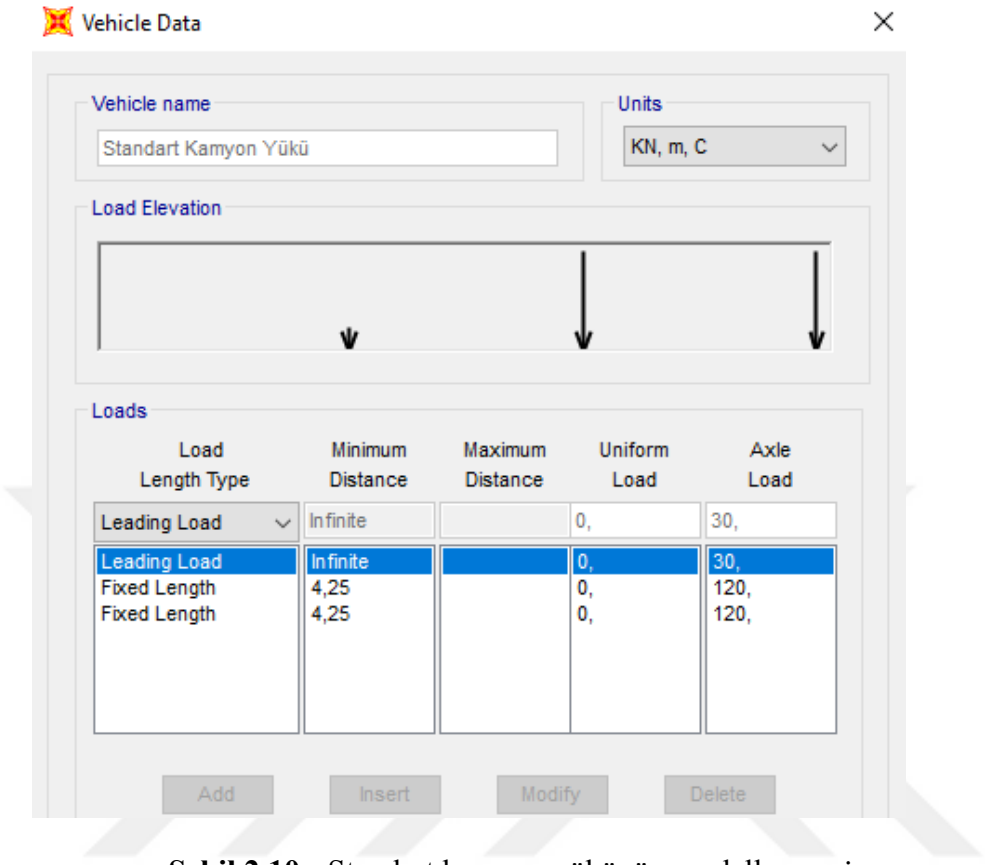
Burada M_4 ve V_4, sırasıyla yaya hareketli yükünden dolayı prekast kirişte oluşacak maksimum moment ve kesme kuvvetini ifade etmektedir.

2.4.3 Standart kamyon yükü

Bölüm 2.3.3'de de belirtildiği gibi H30 – S24 standart kamyon yükü, AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği bölüm 3.6.1.2.2'de verilen kamyon yüklerinden çok daha fazla olduğu için tasarımda H30 – S24 standart kamyon yükü kullanılacaktır.

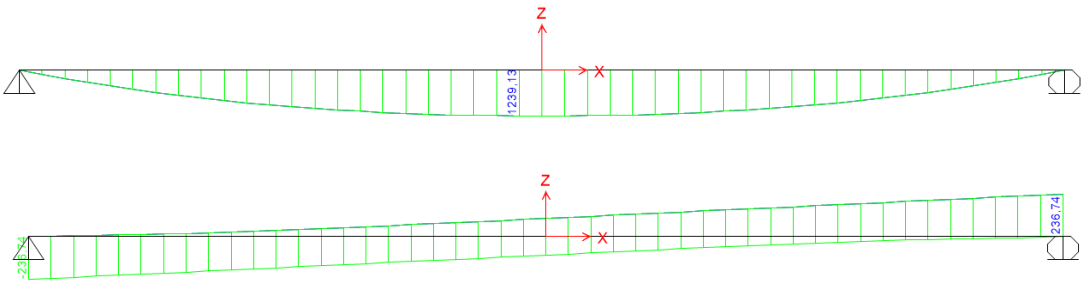
Standart kamyon yükünden dolayı tek bir kirişe gelen maksimum kesit tesirlerini hesaplamak için, SAP2000 programında standart kamyon yükü ve 23 metrelik tek bir

kiriş modellenmiştir. Tekerler yüklerinin tam olarak kirişin üzerine geldiği kabul edilmiştir. Standart kamyon yükü Şekil 2.10'de olduğu gibi modellenmiştir.



Şekil 2.10 : Standart kamyon yükünün modellenmesi.

Standart kamyon yükü modellendikten sonra sistem analizi yapılmış olup Şekil 2.11'de görüldüğü gibi kiriş başına standart kamyon yükünden dolayı maksimum moment **1239.1 kNm**, maksimum kesme kuvveti **236.7 kN** bulunmuştur.



Şekil 2.11 : Standart kamyon yükünden dolayı maksimum iç kuvvetler.

Elde edilen bu değerler, AASHTO LRFD 2017 Bölüm 3.6.2'ye göre dinamik faktörü (IM) ve KGM Yol ve Köprüler için Teknik Şartname (1973) Tablo 9'a göre tekerlek dağılım faktörü(S/1.65) ile çarpılarak tasarım kuvvetleri bulunur. Burada S kiriş aralığı olup 174 santimetredir.

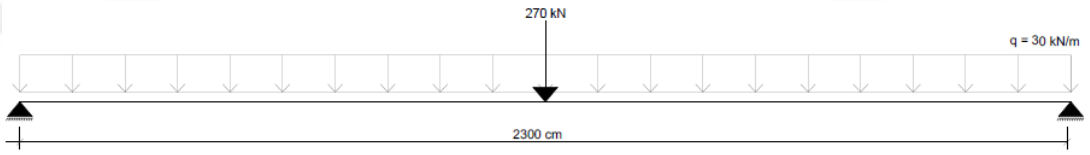
$$M_5 = 1.33x\frac{1.74}{1.65}x1239.1 = 1737.9\ \text{kNm/kiriş}$$

$$V_5 = 1.33x\frac{1.74}{1.65}x236.7 = 332\ \text{kN/kiriş}$$

Burada, M_5 ve V_5 sırasıyla standart kamyon yükünden dolayı kiriş başına gelen tasarım momenti ve kesme kuvvetini ifade etmektedir.

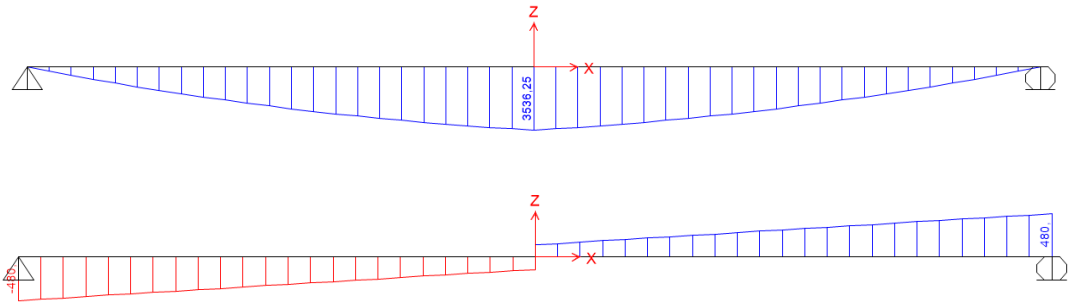
2.4.4 Eşdeğer şerit yükleme

Eşdeğer şerit yükleme, H30 – S24 köprü sınıfına göre Şekil 2.12'da gösterildiği gibi şerit başına kiriş açıklığı boyunca düzgün yayılı 15 kN/m ve kiriş ortasına tekil yük 135 kN etkitilerek iç kuvvetler hesaplanmıştır.



Şekil 2.12 : Eşdeğer şerit yükünün etkitilmesi.

Düzgün yayılı yükleme ve tekil yük SAP2000 programında modellenerek analiz yapılmıştır. Yapılan analiz sonuçları Şekil 2.13'de verilmiştir. Analiz sonuçlarına göre maksimum moment 3536.3 kNm, maksimum kesme kuvvet ise 480 kN olarak bulunmuştur.



Şekil 2.13 : Eşdeğer şerit yükü analiz sonucu.

Elde edilen iç kuvvetler, dinamik etki faktörü ile çarpılıp ve kiriş sayısına bölünerek kiriş başına gelen iç kuvvetler, standart kamyon yüklemesinden dolayı ortaya çıkan iç kuvvetler ile kıyaslama yapılacaktır.

$$M_{maks} = \frac{1.33x3536.3}{8} * \frac{S}{3} = 341\ \text{kNm/kiriş} < \ M_5$$

$$V_{maks} = \frac{1.33x480}{8} * \frac{S}{3} = 46.3\ kN/kiriş < \ V_5$$

Kıyaslama sonucu standart kamyon yükünden dolayı ortaya çıkan iç kuvvetler daha fazla olduğu için öngerilme hesabında standart kamyon yüklemesinden dolayı oluşan iç kuvvetler kullanılacaktır.

2.4.5 Öngerilme hesabı

Bu bölümde, hesaplanan sabit yükler, yay hareketli yükü ve standart kamyon yükü etkisi altındaki prekast kirişin öngerilme hesabı yapılmıştır. Öngerilme de kullanılan malzemeler Çizelge 2.17'de verilmiştir.

Çizelge 2.17 : Öngerilme malzemeleri.

Malzeme	Malzeme sınıfı	Malzeme dayanımı (MPa)
Prefabrik kiriş betonu	C40	40
Tabliye betonu	C30	30
Öngerme çeliği	270K düşük gevşemeli 7 telli halat	1860

2.4.5.1 Malzemelerin emniyet gerilmeleri

Bu bölümde, öngerilme hesabında kullanılacak olan malzemelerin aktarma ve servisteki emniyet gerilmeleri hesaplanmıştır.

Prefabrik kiriş betonunun aktarma ve servisteki emniyet gerilmeleri AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği Bölüm 5.9.2'ye göre Çizelge 2.18'de verildiği gibi hesaplanmıştır .

Çizelge 2.18 : Prefabrik kirişin beton emniyet gerilmeleri.

Malzeme	Aktarma anındaki dayanım(MPa)	Servis anındaki dayanım(MPa)
Betonun basınç dayanımı	$0.6xf'_{ci} = 18$	$0.4xf'_c = 16$
Betonun çekme dayanımı	$0.63x\sqrt{f'_{ci}} = 3.5$	$0.5x\sqrt{f'_c} = 3.2$

Burada,

f_c' : Prefabrik kirişin serviste 28 günlük dayanımını,

f_{ci}' : Prefabrik kirişin aktarma anındaki dayanımını, yani f_c' nin %75'ni ,

göstermektedir.

Öngerme çeliğinin özellikleri ASTM A-416 yönetmeliğinden, akma dayanımı ise AASHTO LRFD 2017 yönetmeliğine göre çekme dayanımın %90'nı alınmıştır. Öngerme çeliğinin özellikleri ve emniyet gerilmeleri ise Çizelge 2.19'da verilmiştir.

Çizelge 2.19 : Öngerme çeliğin özellikleri ve emniyet gerilmeleri.

Anma çapı (A_s^*)	$0.6^{"}$
Anma kesit alanı	140 mm^2
Kopma dayanımı ($f_s^{'}$)	1860 MPa
Minimum kopma yükü	$f_s^{'}$ x A_s^*= 260.4 kN
Akma gerilmesi (f_y^*)	0.9 x $f_s^{'}$ = 1674 MPa
Minimum akma yükü	f_y^* x A_s^* = 234.4 kN

Öngerme çeliğinde elastik kısalma kaybı, betonun büzülmesi, betonun sünmesi, çeliğin gevşemesi, sürtünme kayıpları ve ankraj kayması kaybı olmak üzere toplamda 6 adet öngerilme kaybı oluşmaktadır. AASHTO LRFD 2017 yönetmeliğinin bölüm 5.9.3'de, bunların her birinin ayrı hesabı verilmiştir. Ancak yönetmelik, toplam öngerilme kayıplarından sonra etkin öngerme değerini denklem 2.11 ve denklem 2.12'de verilen denklemden herhangi birisini kullanarak hesaplanmasına izin vermektedir.

$$f_{ef} = 0.75 \text{ x } f_{pk} - \text{Toplam kayıp} = 0.75 \text{ x } f_{pk} - 45K \quad (2.11)$$

$$f_{ef} = 0.7 \text{ x } f_{pk} + 17K - 45K \leq 0.8 \text{ x } f_{pk} \quad (2.12)$$

Burada;

f_{ef}: Etkin öngerme gerilmesini,

f_{pk}: kopma dayanımını,

17K: Elastik kısalma ve aktarma öncesi kablo gevşemesi kayıplarını,

45K: Toplam öngerilme kaybını,

K: Amerikan birim sisteminden dolayı değeri 6.895 olan bir katsayıyı göstermektedir.

Denklem 2.12 kullanılarak öngerme kayıpları aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\text{Başlangıç öngermesi} = 0.7 \text{ x } 1860 + 17\text{x}6.895 = 1419.2 \text{ MPa} \leq 0.8 \text{ x } 1860$$

$$\text{Etkin öngerme } (f_{pe}) = 1419.2 - 45\text{x}6.895 = 1109 \text{ MPa}$$

$$\text{Etkin öngerme kuvveti} = 1109\text{x}140\text{x}10^{-3} = 155.3 \text{ kN}$$

2.4.5.2 Kablo adedi tayini

Servis durumunda kiriş açıklığındaki beton alt lifinde maksimum çekme gerilmesi kablo adedinin belirlenmesinde etkindir. Beton alt lifinde meydana gelen maksimum çekme gerilmesi denklem 2.13'te olduğu gibi hesaplanmaktadır.

$$\sigma_{\text{ça}} = -\sigma_{\text{mom}} + \frac{P_{\text{ef}}}{A_C} + \frac{P_{\text{ef}} \text{ x } e}{W_a} \leq \sigma_{\text{ç,emniyet}} \qquad (2.13)$$

Burada,

$\sigma_{\text{ça}}$: Kiriş ortasında maksimum çatlama gerilmesini

P_{ef}: Betona verilmesi gereken etkin öngerme kuvvetini,

e: eksantiristeyi ($e=y_a$-0.1),

σ_{mom}: Denklem 2.14'te hesaplandığı gibi kiriş üzerindeki sabit ve hareketli yüklemelerden dolayı oluşacak çekme gerilmesini,

göstermektedir.

$$\sigma_{\text{mom}} = \frac{M_1 + M_2}{W_a} + \frac{M_3 + M_4 + M_5}{W_{\text{ka}}} \qquad (2.14)$$

Denklem 2.5'de ilgili değerler yerine konulup sabit ve hareketli yüklerden dolayı oluşan gerilme aşağıda verilmiştir.

$$\sigma_{\text{mom}} = 20.4 \text{ MPa}$$

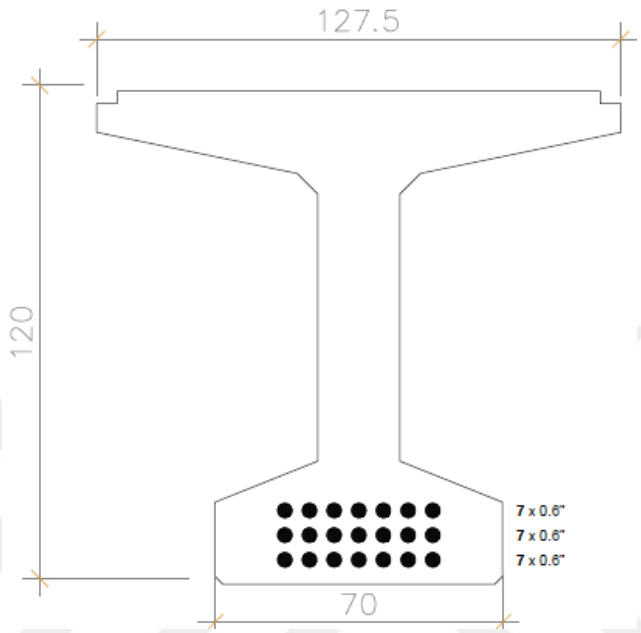
Beton çekme emniyet gerilmesi 3.2 MPa olduğu için yüklemlerden dolayı alt lifte 17.2 MPa fazladan çekme gerilme bulunmaktadır. Yani verilecek olan öngerme kuvveti alt lifte en az 17.2 MPa basınç gerilmesi oluşturması gerekmektedir. İlgili tüm değerler denklem 2.4'te yerine konulduğun verilmesi gereken efektif öngerme kuvveti aşağıda hesaplanmıştır.

$$\sigma_{\text{ça}} = -20.4 + \frac{P_{\text{ef}}}{5531 * 10^2} + \frac{P_{\text{ef}} * (665.5 - 120)}{156528 * 10^3} \leq -3.2$$

$$P_{\text{ef}} \leq 3250 \text{ kN}$$

$$\text{Halat adedi (n)} = \frac{3250}{155.3} = 20.9\text{ , Halat sayısı 21 seçilmiştir.}$$

Toplam verilmesi gereken efektif öngerme kuvvetini, bir halatın etkin öngerme kuvvetine bölünmesi ile toplam halat 21 adet bulunmuştur. Öngerme halatlarının kesite yerleşimi Şekil 2.14'de gösterilmiştir.



Şekil 2.14 : Öngerme halatlarının yerleşimi.

2.4.5.3 Kesit taşıma kapasitesi kontrolü

Taşıma gücü kontrolü, prekast kiriş üzerine yerinde dökme tabliyenin priz almış hali analiz edilecektir. Sabit ve hareketli yüklerden dolayı meydana gelen momentler özetle Çizelge 2.20'de verilmiştir.

Çizelge 2.20 : Yüklemelerden dolayı kesitte oluşan momentler.

Yükler	Moment (kNm)
Kiriş zati yükü	$M_1 = 912.5$
Tabliye zati yükü	$M_2 = 707.5$
Asfalt, kaldırım ve diğer zati yükler	$M_3 = 390.1$
Yaya yükü	$M_4 = 67$
H30-S24 Kamyon yükü	$M_5 = 1737.9$

Kiriş moment kapasitesi hesaplanmadan önce Çizelge 2.20'de verilen yüklemelerden dolayı meydana gelecek nominal moment denklem 2.15'deki gibi hesaplanır.

$$M_u = 1.25 * M_{DL} + 1.5 * M_{DW} + 1.75 * M_{LL} = 5768.7\ \text{kNm} \quad (2.15)$$

Burada,

M_{DL}: Kiriş ve tabliye zati yüklemesinden dolayı meydana gelen momenti,

M_{DW}: İlave zati yüklemelerden dolayı meydana gelen momenti,

M_{LL}: Yaya hareketli yükü ve trafik yükünden dolayı meydana gelen momenti,

göstermektedir.

Kesit taşıma gücü kontrolü, kompozit kesitin dikdörtgen kesit gibi davranış sergileyip sergilemediği irdelenecektir. Kesit basınç bölgesinin uzunluğu eğer tabliye kalınlığının içinde kalıyorsa, dikdörtgen kesit varsayımı ile kontroller yapılabilir.

Kesit taşıma gücü hesabı için öncelikle öngerme donatısının oluşturduğu ortalama gerilme denklem 2.16'de verildiği gibi hesaplanacaktır. Dikdörtgen kesit kontrolü için AASHTO LRFD 2017 şartnamesinin Bölüm 5.6.3.1'de verilen ilgili bağıntıları denklem 2.17 ve denklem 2.18'de verilmiştir.

$$f_{ps} = f_{pk} * (1 - \frac{k}{\beta} * p * \frac{f_{pk}}{f_c'}) \quad (2.16)$$

$$p = \frac{A_{ps}}{b_e * d_p} \quad (2.17)$$

$$c = \frac{A_{ps} * f_{ps} + A_s * f_s - A_s' * f_s'}{0.85 * f_c' * \beta * b_e} \quad (2.18)$$

Burada,

f_{ps}: Öngerme donatısının ortalama gerilmesi,

f_{pk}: Öngerme donatısının kopma mukavemetini,

k: AASHTO LRFD 2017 Bölüm 5.6.3.1.1'de düşük gevşemeli çelikler için 0.28 verilen katsayıyı,

p: Öngerme donatısın faydalı kesitte oluşturduğu gerilmeyi,

b_e: Etkin tabliye genişliğini,

d_p: Kompozit kesitin faydalı yüksekliğini,

A_s: Kompozit kesitteki çekme donatısının alanını,

A_s' : Kompozit kesitteki basınç donatısının alanını,

f_s: Çekme donatısının akma dayanımını,

f_s' : Basınç donatısının akma dayanımını,

β : gerilme bloğu faktörünü (AASHTO LRFD 2017 Bölüm 5.6.2.2'de betonun basınç mukavemetine göre 0.7599),

göstermektedir.

Denklem 2.16'ya göre öngerme donatısının oluşturduğu gerilme ve denklem 2.18'e göre kesitin basınç bölgesi aşağıda hesaplanmıştır.

$$f_{ps} = 1860 * \left(1 - \frac{0.28}{0.7599} * \frac{21 * 140}{1507 * (1450 - 120)} * \frac{1860}{40}\right) = \ 1813.3 \text{ MPa}$$

$$c = \frac{21 * 140 * 1813.3 + 0 - 0}{0.85 * 40 * 0.7599 * 1507} = 136.9 \text{ mm}$$

$$a = \beta * c = 104 \text{ mm} \ \leq 250 \text{ mm}$$

Yukardaki hesaplarda görüldüğü üzere basınç bölgesi tabliye kesitinin içinde kaldığı için kesit moment taşıma gücü hesapları, dikdörtgen kesit varsayımı yapılarak hesaplanabilir. Kompozit kesitin moment taşıma gücü AASHTO LRFD 2017 şartnamesi Bölüm 5.6.3.2'e göre denklem 2.19 ve 2.20'a göre hesaplanmaktadır.

$$M_r = \Phi * M_n \tag{2.19}$$

$$M_n = A_{ps} * f_{ps} * \left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s * f_s * \left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A_s' * f_s' * \left(d_s' - \frac{a}{2}\right) + 0.85 * f_c' * (b - b_w) * h_f * (\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}) \tag{2.20}$$

Burada,

Φ : AASHTO LRFD Bölüm 5.5.4.2'de öngerilmeli betonarme kesitlerde moment taşıma gücü için 1.00 olarak verdiği katsayıyı,

M_r: Kesitin moment taşıma kapasitesini,

M_n: Kesitin nominal moment kapasitesini,

d_s: Çekme donatısının ağırlık merkezinin kesitin üstüne olan mesafesini,

d_s': Basınç donatısnın kesitin altına olan mesafesini,

b: Kesitin basınç bölgesindeki genişliğini,

b_w: T veya I profili kesitler için gövde kalınlığını,

h_f: T veya I profili kesitler için üst başlık kalınlığını,

göstermektedir.

Kesitin, moment taşıma gücü dikdörtgen kesit ve donatı konulmadığı kabulü yapılarak yapıldığı için ilk terim dışındaki diğer terimler sıfır olacaktır. Denklem 2.19 ve denklem 2.20 kullanılarak hesaplanan kesitin moment taşıma gücü, yüklemlerden dolayı meydana gelen moment ile kıyaslanması ve kesitin moment taşıma gücü açısından bir problemin olmadığı aşağıda gösterilmiştir.

$$M_r = 1 * \left(21 * 140 * 1813.3 * \left((1450 - 120) - \frac{104}{2} \right) \right) * 10^{-3} = 6813 \text{ kN}$$

$$M_u = 5768.7 \text{ kNm}$$

$$M_u < M_r$$

Minimum donatı oranı kontrolü

Prekast kirişin eğilme taşıma gücü kontrolünden sonra minimum donatı kontrolü yapılacaktır. AASHTO LRFD 2017 Bölüm 5.6.3.3' göre aşağıda verilen denklemden en az bir tanesinin sağlanması durumunda minimum donatının yeterli olduğunu kabul etmektedir.

$$\Phi M_n \geq M_{cr} \qquad (2.21)$$

$$\Phi M_n \geq 1.33 * M_u \qquad (2.22)$$

Burada, M_{cr}, kesme donatı hesabı bölümünde hesaplanmış olup ve denklem 2.21'in kontrolü aşağıda yapılmıştır.

$$6813\ kNm \geq 2980.9 \text{ kNm } \surd$$

Denklem 2.21 sağladığı için kesit minimum donatı yönünden yeterlidir. Bu yüzden kesitin alt ucuna 6Φ16, üst ucuna ise 8Φ16 montaj donatısı yerleştirilmiştir.

2.4.5.4 Gerilme kontrolleri

Bu bölümde öngerilmeli kirişte, aktarma durumu ve servis durumunda kesitin alt ve üst lifinde meydana gelen gerilmeler kontrol edilecektir. Oluşan gerilmeler izin verilen emniyet gerilmelerini aşıyorsa kılıflanma yapılacaktır.

Sabit ve hareketli yüklerden dolayı kesitin alt ve üst lifinde meydana gelen gerilmeler Çizelge 2.21'de verilmiştir.

Çizelge 2.21 : Sabit ve hareketli yüklerden dolayı kesitte oluşan gerilmeler.

Gerilme etkeni	Moment (kNm)	Kiriş		Döşeme üst lifi
		σ_{alt} (MPa)	$\sigma_{üst}$ (MPa)	
Kirişin kendi ağırlığı	912.5	-5.8	4.6	
Tabliye ağırlığı	707.5	-4.5	3.6	
Asfalt, kaldırım ve diğer sabit yükler	390.1	-1.7	0.5	0.9
Yaya ve trafik yükleri	1804.9	-8.3	2.4	4
Toplam yükler	1737.9	-20.3	11.1	4.9

Burada;

σ_{alt} : Prekast kirişin alt lifinde meydana gelen gerilmeyi,

$\sigma_{üst}$: Prekast kirişin üst lifinde meydana gelen gerilmeyi,

göstermektedir.

Servis safhası

Servis durumu, prekast kiriş yerine montajı yapılmış tabliye betonu prizini almış ve diğer tüm ilave zati yükler ile beraber tüm hareketli yüklerin olma durumdur.

Servis durumunda, öngerme halatında tüm kayıplar meydana geldiği için öngerilmeden dolayı oluşan gerilme hesaplarında efektif öngerilme kuvveti kullanılmıştır.

Servis durumunda prekast kirişin ortası kritik kesit olarak öngörülmektedir. Bu yüzden servis durumunda, açıklık ortasında, öngerilmeden dolayı prekast kirişin alt ve üst lifinde oluşan gerilmeler ve nihai durumda oluşan gerilmeler Çizelge 2.22'de verilmiştir.

Çizelge 2.22 : Servis durumundaki gerilmeler.

Öngerilme kuvveti (kN)		3261.3
Öngerilme momenti (kNm)		2650.5
Öngerilmeden dolayı oluşan gerilmeleri	$\sigma_{üst}$ (MPa)	-7.7
	σ_{alt} (MPa)	22.8
Yüklemlerden oluşan gerilmeler	$\sigma_{üst}$ (MPa)	11.1
	σ_{alt} (MPa)	-20.3
Kesitte oluşan toplam gerilmeler	$\sigma_{üst}$ (MPa)	3.4
	σ_{alt} (MPa)	2.5

Çizelge 2.22'da görüldüğü gibi, servis durumunda kesitin alt lifinde 2.5 MPa, kesitin üst lifinde ise 3.4 MPa basınç gerilmesi oluşmaktadır. Bu durum pratikte istenen

durumdur, çünkü kesit tamamen basınca çalışmaktadır ve nihai basınç gerilmeleri Çizelge 2.18'de verilen betonun servisteki emniyetli basınç gerilmesi olan 16 MPa'dan küçüktür. Kıyaslamalar aşağıda yapılmıştır.

$$3.4 \text{ MPa} < 0.4 x f'_c = 16 \text{ MPa} \surd$$

$$2.5 < 0.4 x f'_c = 16 \text{ MPa} \surd$$

Aktarma safhası

Aktarma safhası, prekast kirişin yerine montajının yapıldığı ve yerinde dökme tabliyenin betonu dökülmüş ancak, diğer ilave zati yükler ve hareketli yüklerin olmadığı durumdur.

Aktarma safhasında, öngerme halatlarında zamana bağlı kayıpların meydana gelmediği için öngerilmeden dolayı oluşan gerilme hesaplarında başlangıç öngermesi kullanılmıştır.

Aktarma safhasında hem kirişin ortası hem de mesnet kesiti kritik kesittir bu yüzden gerilme kontrolleri iki kesitte yapılmış olup Çizelge 2.23'de verilmiştir.

Çizelge 2.23 : Aktarma safhasında meydana gelen gerilmeler.

		0.5L	L
Öngerilme kuvveti (kN)		4172.4	4172.4
Öngerilme momenti (kNm)		2276	2276
Öngerilmeden dolayı oluşan gerilmeleri	$\sigma_{üst}$ (MPa)	-4.1	-4.1
	σ_{alt} (MPa)	22.1	22.1
Kirişin kendi ağırlığından oluşan gerilmeler	$\sigma_{üst}$ (MPa)	4.6	0
	σ_{alt} (MPa)	-5.8	0
Kesitte oluşan toplam gerilmeler	$\sigma_{üst}$ (MPa)	0.5	-4.1
	σ_{alt} (MPa)	16.3	22.1

Çizelge 2.23'de görüldüğü gibi, aktarma safhasında kesit tamamen basınca çalışmaktadır ve nihai basınç gerilmeleri Çizelge 2.18'de verilen betonun aktarmadaki emniyetli basınç gerilmesi olan 18 MPa'dan küçüktür. Bu yüzden kirişin 0.5L'deki kesiti emniyet gerilmelerini sağlamaktadır. Kıyaslamalar aşağıda yapılmıştır.

$$16.3 \text{ MPa} < \ 0.6 x f'_{ci} = 18 \text{ MPa} \ \surd$$

$$0.5 \text{ MPa} < \ 0.6 x f'_{ci} = 18 \text{ MPa} \ \surd$$

Ancak, mesnet bölgesinde kesitin üst lifinde 4.1 MPa'lık bir çekme gerilmesi meydana gelmektedir ve bu çekme gerilmesi Çizelge 2.18'de izin verilen 1.4 MPa çekme gerilmesini aşmaktadır. Aynı zamanda, mesnet bölgesinde kesitin alt lifinde 22.1 MPa

basınç gerilmesi oluşmaktadır ve bu basınç gerilmesi Çizelge 2.18'de izin verilen 18 MPa basınç gerilmesini aşmaktadır.

$$22.1 > \ 0.6 \text{ x } f'_{ci} = 18 \text{ MPa X}$$

$$-4.1\text{MPa} > 0.63\text{x}\sqrt{f'_{ci}} = -3.5 \text{ MPa } \text{ X}$$

Mesnet kesitinde, izin verilen emniyet sınır değerleri aştığı için kılıflanma yapılıp ardından tekrar gerilmeler kontrol edilecektir.

Kılıflanma

Kesitte oluşan gerilmeler, izin verilen emniyet gerilmelerini yaklaşık olarak 3 Mpa aştığı için, öngerme halatlarından 4 tanesini kesitin ucundan 4 metre boyunca kılıflanıp mesnet bölgesinde aktarma safhası için gerilme kontrolleri tekrar yapılacaktır.

AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği, bir sıradaki halatların yarısını ve en dıştaki halatların kılıflanmasına izin vermemektedir. Öngerme donatısının ağırlık merkezini değiştirmemek için en üst ve en alt sırada ikişer halat kılıflanacaktır.

Dört halat kılıflandıktan sonra kesitin mesnet bölgesinde meydana gelen gerilmeler Çizelge 2.24'de verilmiştir.

Çizelge 2.24 : Kılıflanmadan sonar mesnetteki gerilmeler.

Öngerilme kuvveti (kN)		3377.7
Öngerilme momenti (kNm)		1842.5
Öngerilmeden dolayı oluşan gerilmeleri	$\sigma_{üst}$ (MPa)	-3.3
	σ_{alt} (MPa)	17.9
Kirişin kendi ağırlığından oluşan gerilmeler	$\sigma_{üst}$ (MPa)	0
	σ_{alt} (MPa)	0
Kesitte oluşan toplam gerilmeler	$\sigma_{üst}$ (MPa)	-3.3
	σ_{alt} (MPa)	17.9

Kılıflanma sonrası mesnet kesitinde oluşan toplanma gerilmeler izin verilen emniyet gerilmelerinden küçük olduğu aşağıda gösterilmiştir. Bu yüzden 4 halatın, 4 metre boyunca kılıflanması uygundur.

$$17.9 \text{ MPa} < \ 0.6 \text{ x } f'_{ci} = 18 \text{ MPa } \surd$$

$$-3.3 \text{ MPa } < 0.63\text{x}\sqrt{f'_{ci}} = -3.5 \text{ MPa } \surd$$

2.4.5.5 Kesme donatısnın hesabı

Bu bölümde öngerilme hesapları yapılmış olan prekast kirişin kayma dayanımı ve kesme donatılarının hesabı AASHTO LRFD 2017 Bölüm 5.7'ye göre yapılacaktır. Kirişin kesme dayanımı, betonun ve etriyenin kesme dayanımlarının toplamıdır.

Kesme dayanımında kullanılacak olan bağıntılar aşağıdaki denklemlerde verilmişti.

$$V_r = \Phi * V_n \tag{2.23}$$

$$V_n = V_c + V_s\,, \quad V_c = \min\left(V_{ci}, V_{cw}\right) \tag{2.24}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot\theta + \cot\alpha) * \sin\alpha}{s} \tag{2.25}$$

$$V_{ci} = 0.0525 * \sqrt{f_c'} * b_v * d_v + V_d + \frac{V_i * M_{cr}}{M_{max}} \geq 0.16 * \sqrt{f_c'} * b_v * d_v \tag{2.26}$$

$$M_{cr} = \frac{I}{y_{ka}} * \left(0.5 * \sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d\right) \tag{2.27}$$

$$V_{cw} = \left(0.16 * \sqrt{f_c'} + 0.3 * f_{pc}\right) * b_v * d_v + V_p \tag{2.28}$$

$$f_{pe} = \frac{P_e}{A_{cp}} + \frac{P_e * e}{w_a} \tag{2.29}$$

Burada,

Φ : Nominal kesme kuvveti dayanım faktörünü,

α : Enine donatıların boyuna donatı ile yaptığı açı,

s : Enine donatıların aralığını,

f_{pc} : Kayıplardan ve kılıflamadan sonra efektif öngerme kuvvetinden dolayı beton ağırlık merkezinde oluşan gerilmeyi,

b_v : Etkili gövde kalınlığı,

d_v : Etkili kesme derinliğini (Yönetmeliğe göre maksimum ($0.9d_e$, $0.72h$)),

V_n : Kesitin nominal kayma dayanımını,

V_c: Betonun nominal kayma dayanımını,

V_{cw}: Gövdede asal gerilmelerden dolayı çatlamayı engelleyen beton kesme dayanımı,

V_{ci}: Eğilme ve kesme kuvvetinden dolayı çekme ucunda oluşacak çatlamayı engelleyen beton kesme dayanımını,

V_s: Enine donatıların kesme dayanımını,

V_p: Öngerme halatının, yönünden dolayı kesitte oluşturduğu kesme kuvvetini,

V_d: Kesme hesabı yapılan kesitteki faktörsüz sabit yüklerden dolayı oluşan kesme kuvvetini,

M_{max}: Kesme hesabı yapılan kesitteki faktörlü dış yüklerden dolayı oluşan maksimum momentini,

V_i: Kesme hesabı yapılan kesitteki faktörlü dış yüklerden dolayı oluşan maksimum kesme kuvvetini,

f_{pe}: Kayıplardan sonra efektif öngermeden dolayı kesitin altındaki beton gerilmesini,

$f_{d:}$ Faktörsüz sabit yüklerden dolayı kesit altında oluşan beton gerilmesini,

göstermektedir.

Yüklemelerden dolayı kesitte oluşan kesme kuvvetleri daha önce hesaplanmış olup Çizelge 2.25'de verilmiştir.

Çizelge 2.25 : Yüklemelerden dolayı kesitte oluşan momentler.

Yükler	Kesme kuvveti (kN)
Kiriş zati yükü	$T_1 = 158.7$
Tabliye zati yükü	$T_2 = 123.1$
Asfalt, kaldırım ve diğer zati yükler	$T_3 = 67.9$
Yaya yükü	$T_4 = 67$
H30-S24 Kamyon yükü	$T_5 = 332$

Betonun kesme dayanımı hesaplanmış olup aşağıda verilmiştir.

$$V_d = 158.7 + 123.1 + 67.9 = 349.7 \text{ kN}$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A_{pc}} = \frac{17 * 155.3 * 10^3}{5531 * 10^2} = 4.8 \text{ MPa}$$

$$V_i = 1.5 * V_{DW} + 1.75 * V_{LL} = 800.1 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 1.5 * M_{DW} + 1.75 * M_{LL} = 3743.7 \text{ kN}$$

$$f_{pe} = \frac{2640.1}{5531} + \frac{2640.1 * 54.55}{156528} = 14 \text{ MPa}$$

$$f_d = 0.66 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{20359440 * 10^4}{93.27 * 10} * \left(0.05 * \sqrt{40} + 14 - 0.66\right) = 2980.9 \text{ kNm}$$

$$V_{ci} = 0.05 * \sqrt{40} * 200 * \ 1044 + 349700 + \frac{800100 * 2980.9 * 10^6}{3743.7 * 10^6} = 1052.8 \text{ kN}$$

$$0.16 * \sqrt{40} * 200 * \ 1044 = 184 \text{ kN}$$

$$V_{ci} \geq 0.16 * \sqrt{f_c'} * b_v * \ d \ \surd$$

$$V_{cw} = \left(0.16 * \sqrt{40} + 0.3 * 4.8 \right) * 200 * 1044 + 0 = 512 \text{ kN}$$

$$V_c = \min(V_{ci}, V_{cw}) = 512 \text{ kN}$$

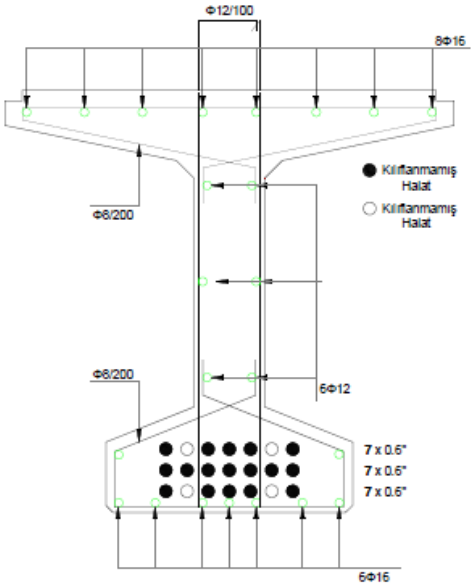
Betonun kesme dayanımı (V_c) 512 kN çıkmıştır. Beton, kesite gelen kesme kuvvetlerini tek başına karşılamayacağı için mesnet bölgesine Φ12/100, açıklığa Φ12/150 olacak şekilde kapalı etriye seçilmiştir. Bu etriyelerin kesme dayanımı ile beraber kesitin toplam kesme dayanımı ve dayanım 1 kombinasyonuna göre gelecek olan kesme kuvvetleri aşağıda hesaplanmış ve seçilen etriyenin yeterli olduğu görülmüştür.

$$V_u = 1.25 * V_{DL} + 1.5 * V_{DW} + 1.75 * V_{LL} = 1152.4 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{2 * 113.1 * 420 * 1044}{100} = 991.8 \text{ kN}$$

$$V_r = 0.9 * (512 + 991.8) = 1353.4 \ \geq V_u \ \surd$$

Kesit kesme dayanımı hesabında iki kollu Φ12 etriyenin yeterli olduğu görülmektedir. Etriyelerin yanı sıra kesitin gövdesine, alt ve üst başlığa montaj donatıları da yerleştirilmiştir. Kesitin donatılmış durumu Şekil 2.15'de verilmiştir.



Şekil 2.15 : Prekast kirişin donatı gösterimi.

Sehim Kontrolü:

Tüm düşey yükler altında kiriş başına 31.5 kN/m'lik bir düzgün yayılı yük gelmektedir. Bu düşey yük altında kirişte meydana gelen çökme değeri aşağıda hesaplanmış olup izin verilen çökme değerlerini sağladığı gösterilmiştir.

$$\delta = \frac{5}{384} * \frac{31.5 * 23^4}{29{,}303{,}000 * 0.204} * 100 = 1.92 \text{ cm}$$

$$\delta_{sınır} = \frac{2300}{360} = 26.4 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{sınır} \surd$$

Burada;

δ : düşey yükler altında kirişteki çökme miktarını,

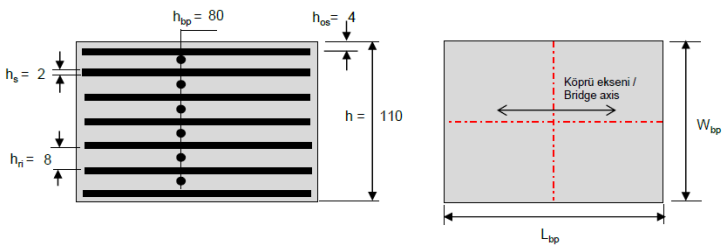
$\delta_{sınır}$:düşey yükler altında kirişte izin verilen çökme miktarını,

göstermektedir.

2.5 Elastomer Mesnet Rijitlik Hesapları

Çelik takviyeli mesnetlerin hesabında AASHTO LRFD 2017 şartnamesinde A ve B yöntemi olmak üzere 2 yöntem önerilmiştir. Bu tez çalışmasında AASHTO LRFD 2017 Bölüm 14.7.5'de verilen B yöntemi kullanılmıştır.

Modellemede elastomer mesnetler lineer link eleman olarak tanımlanacaktır. Link elemanların köprü ekseni ve köprü eksenine dik yöndeki rijitlikleri hesaplanacaktır. Link elemanın diğer yönlerdeki hareketleri ise tutulu olacaktır. Mesnet rijitliklerin hesabı için 10 katmanlı ve boyutları Şekil 2.16'de verilen elastomer mesnet kullanılmıştır. Elastomer mesnetin en önemli özelliklerinden olan efektif kayma modülü(G_{eff}) ise AASHTO LRFD 2017 şartnamesinde tanımlanan değerlerden 1000 kN/m^2 alınmıştır.



Şekil 2.16 : Elastomer mesnet boyutları.

Elastomer mesnetin özellikleri Çizelge 2.26'de verilmiştir.

Çizelge 2.26 : Elastomer mesnet özellikleri.

Elastomer mesnet adedi (n_{bp})	8
Kayma modülü (G_{eff})	1 MPa
Mesnet uzunluğu (L)	350 mm
Mesnet genişliği (W)	350 mm
Mesnet Alanı (A)	122.500 mm^2
Elastomer tabaka kalınlığı (h_{ri})	8 mm
Tabaka adedi (ntabaka)	10 mm
Toplam elastomer kalınlığı (h_{bp})	80 mm
Çelik levha kalınlığı (h_s)	2 mm
Çelik levha adedi	11
Dış elastomer kalınlığı (h_{os})	4 mm
Toplam elastomer yüksekliği (h)	110 mm
Atalet momenti (I)	125.052 cm^4
Şekil katsayısı (S)	10.9
Elastisite modülü (E_c)	712,9 MPa

Elastomer mesnet rijitlik hesaplarında kullanılan denklemler aşağıda verilmiştir. Bu denklemler, Can Akoğul ve Oğuz Cem Çelik'in Prekast Kirişli Betonarme Köprülerin AASHTO'ya Göre Depreme Dayanıklı Tasarımı makalesinden alınmıştır.

$$K_h = \frac{G_{eff} * A}{h_{bp}} \tag{2.30}$$

$$K_v = \frac{E_c * A}{h} \tag{2.31}$$

$$K_\theta = 0.8 * \frac{E_c * I}{h_{bp}} \tag{2.32}$$

$$E_c = 6 * G * S^2 \tag{2.33}$$

$$S = \frac{L * W}{2 * h_{ri} * (L + W)} \tag{2.34}$$

Burada,

K_h: Elastomer mesnetin yatay rijitliğini,

K_v: Elastomer mesnetin düşey rijitliğini,

K_Θ : Elastomer mesnetin dönme rijitliğini,

E_c: Elastomer mesnetin elastisite modülünü,

A: Elastomer mesnetin plandaki alanını,

$h_{bp:}$ Toplam elastomer tabaka kalınlığını,

h: Elastomer esnetin toplam yüksekliğini,

I: Elastomer mesnetin hareket doğrultusundaki atalet momentini,

S: Elastomer mesnetin şekil faktörünü,

L: Elastomer mesnetin uzunluğunu,

W: Elastomer mesnetin genişliğini,

$h_{ri:}$ Elastomer tabaka kalınlığını,

göstermektedir.

Yukarıdaki denklemlere göre her bir elastomer mesnetlerin köprü eksine dik ve köprü eksenindeki rijitlikleri çizelge 2.27'de verilmiştir.

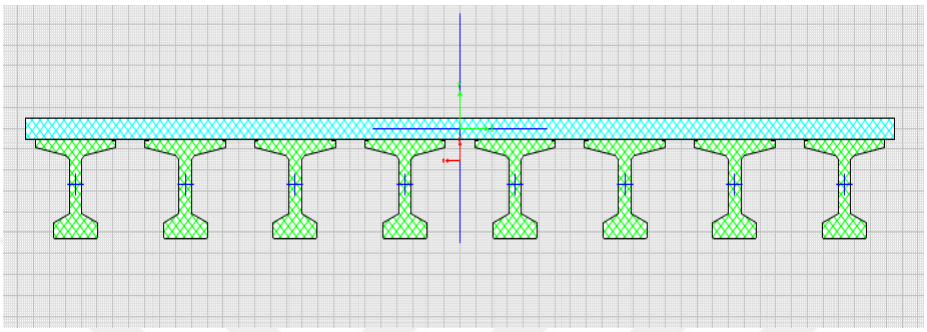
Çizelge 2.27 : Elastomer mesnet rijitlikleri.

Rijitlik yönü	Rijitlik (kN/m)
X yönündeki yatay rijitliği (K_x)	1.531,25
Y yönündeki enine rijitliği (K_y)	1.531,25
Z yönündeki düşey rijitliği (K_v)	793.866,9
Dönme rijitliği (K_Θ)	8.914,5

AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği, elastomer mesnetin yatay yerdeğiştimesini elastomer tabaka kalınlığının yarısına kadar izin vermektedir. Elastomer tabaka kalınlığı 80 mm olduğundan izin verilen yerdeğiştime miktarı 40 mm'dir. Bilgisayar modelinde yapılan analiz sonucunda yerdeğiştirme miktarı 18 mm olarak belirlenmiştir. Böylece elastomer mesnetin yerdeğiştirme kapasitesi yönünden yeterli olduğu belirlenmiştir.

2.6 Köprünün Bilgisayar Modeli

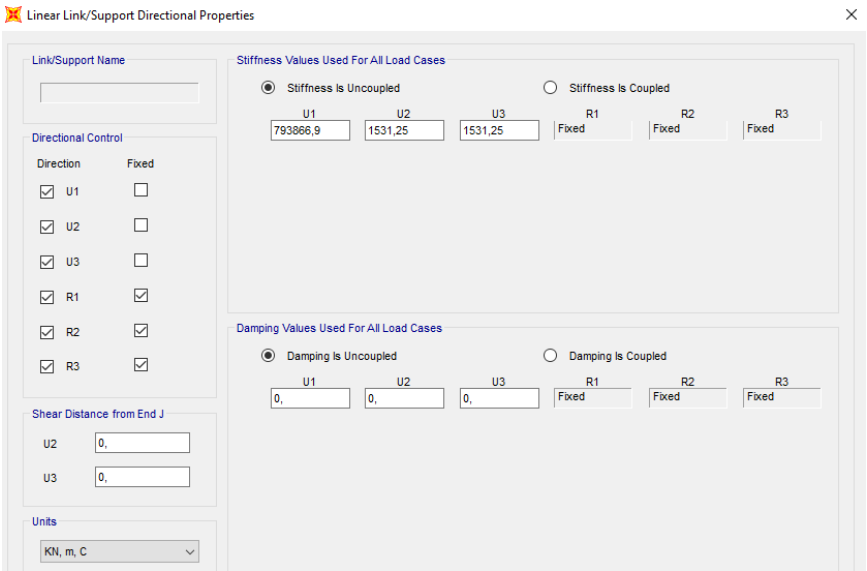
Köprü SAP2000 programı kullanılarak sonlu çubuk elemanlar ile modellenmiştir. Tüm prekast kirişler ve tabliye kesiti Şekil 2.17'de görüldüğü gibi tek bir çubuk eleman olarak modellenmiştir. Modelleme yapılırken, Prof. Dr. Kutlu Darılmaz, Prof. Dr. Engin Orakdöğen ve Prof. Dr. Günay Özmen'in yazarı olduğu Örneklerle SAP2000 V15 kitabından yararlanılmıştır.



Şekil 2.17 : Prekast kirişler ve tabliye kesiti.

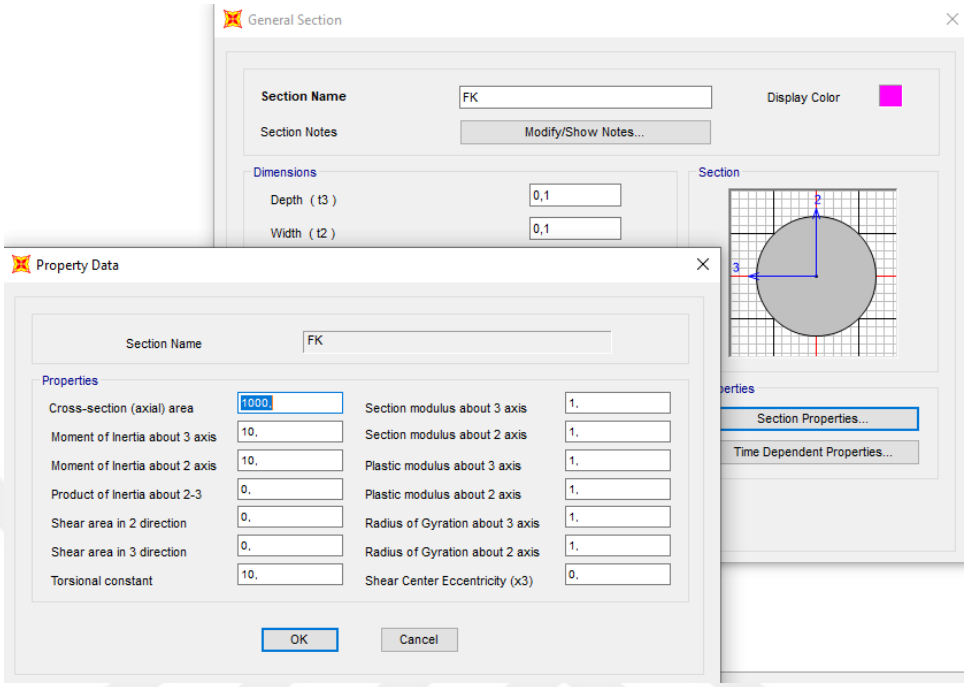
Kenar ayaklar ve orta ayağın temeli ankastre mesnet olarak modellenmiştir. Kompozit kesitin orta ayağa oturduğu ve tabliyenin iki açıklık arasında sürekli olacak şekilde modellenmiştir.

Prefabrik kiriş ile başlık kirişi ve kenar ayak bağlantıları arasında elastomer mesnetler, lineer link olarak modellenmiş, yatay, enine ve düşey doğrultuda hesaplanan rijitlikleri programa girilmiş olup diğer yönlerdeki hareketi ise tutulmuştur. Elastomer mesnet özellikleri Şekil 2.18'de verilmiştir.



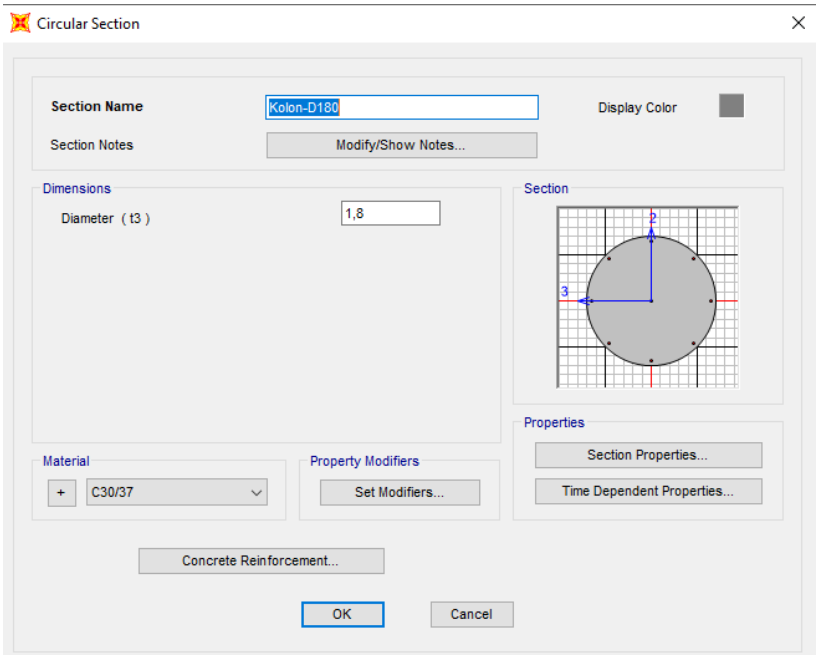
Şekil 2.18 : Lineer link özellikleri.

Tabliye ve kompozit kirişten gelen yükler, ağırlıksız fiktif çubuklar aracılığı ile elastomer mesnetlere aktarılmıştır. Elastomer mesnet ile başlık kirişi bağlantıları yine fiktif elemanlar ile yapılmıştır. Fiktif çubuk özellikleri Şekil 2.19'da görüldüğü gibidir.



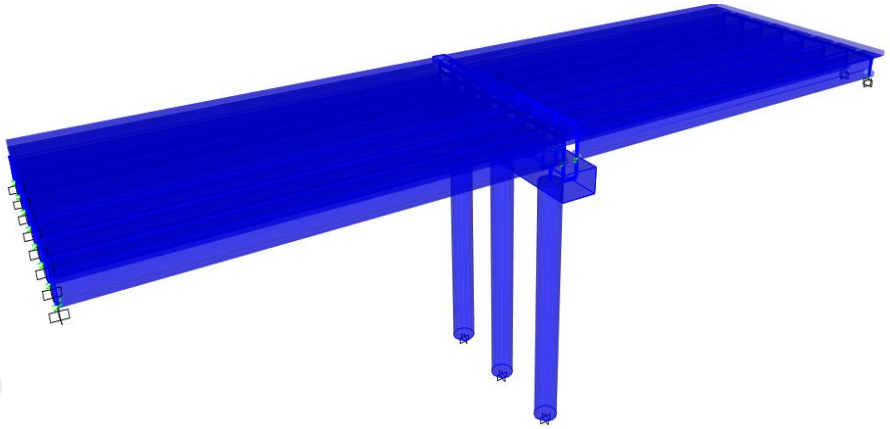
Şekil 2.19 : Fiktif çubuk özellikleri.

Prekast kirişin orta ayak ve kenar ayaklar ile bağlantısı mafsallı olarak modelenmiştir. Köprünün orta ayakları, çapı 180 cm olan 3 adet dairesel kolon olarak çubuk eleman şeklinde modellenmiştir. Kolon kesiti Şekil 2. 20 da gösterilmiştir.

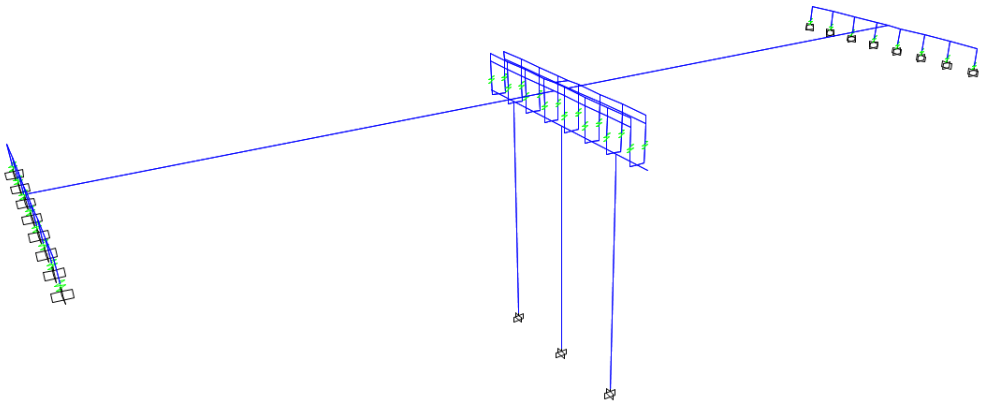


Şekil 2.20 : Kolon kesiti.

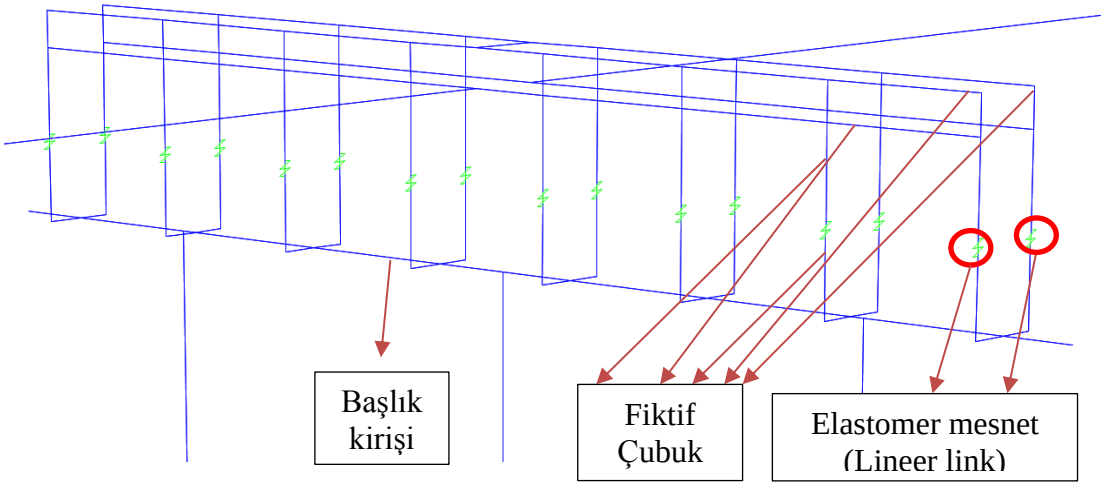
Köprünün sonlu çubuk elemanlar kullanılarak hazırlanan bilgisayar modeli Şekil 2.21'de, prekast kiriş, başlık kirişi ve orta ayak bağlantı modeli Şekil 2.23'de ve prekast kiriş – kenar ayak bağlantı modeli Şekil 2.24'da verilmiştir. Ayrıca köprünün 3 boyutlu modeli ise Şekil 2.21'de verilmiştir.



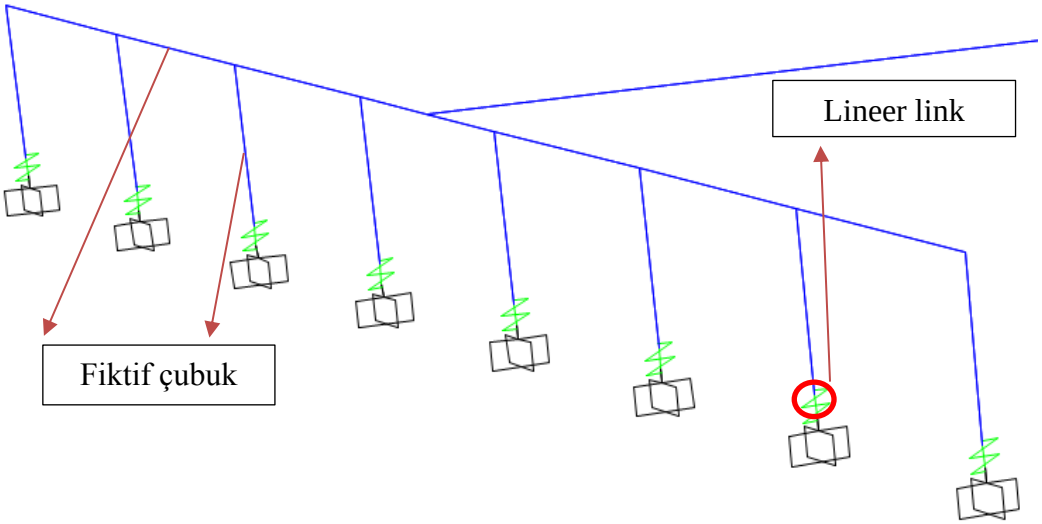
Şekil 2.21 : Köprünün 3 boyutlu modeli.



Şekil 2.22 : Köprünün sonlu elemanlar ile modeli.



Şekil 2.23 : Orta ayak bağlantı detayı.



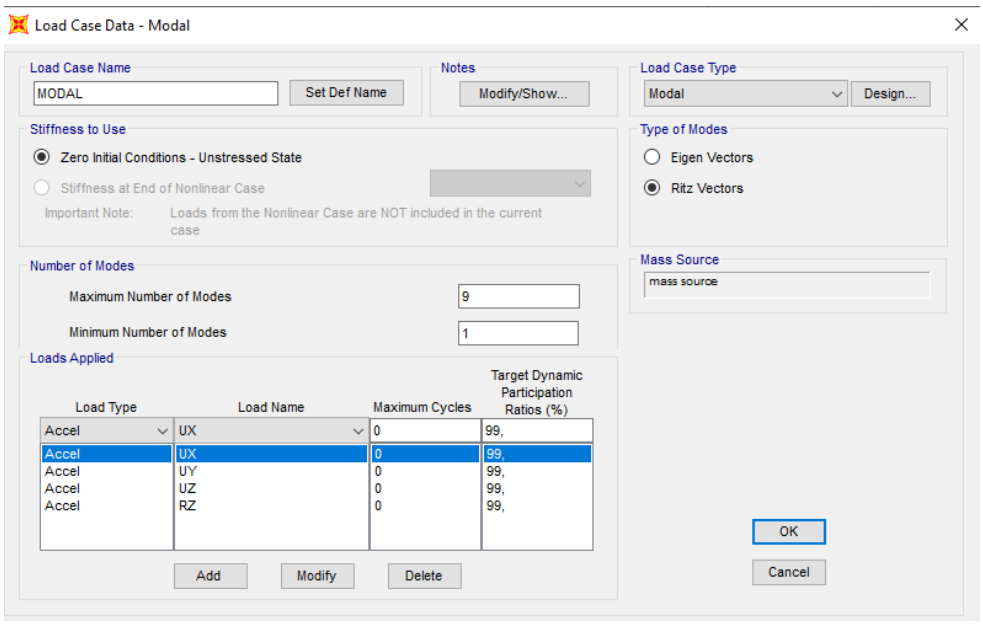
Şekil 2.24 : Kenar ayak bağlantı detayı.

2.7 Alt Yapı Hesapları

Bu bölümde, modeli kurulmuş olan köprünün modal analizi yapılıp, düşey ve deprem yükleri altında başlık kirişi ve orta ayak hesapları yapılacaktır.

2.7.1 Modal analiz sonuçları

Sonlu elemanlar ile modeli yapılmış olan köprüye düşey yüklemeler yapılmış olup modal analizi yapılmıştır. Modal analiz, Şekil 2.25'de görüldüğü gibi Ritz Vektörü yöntemi kullanılarak yapılmıştır.



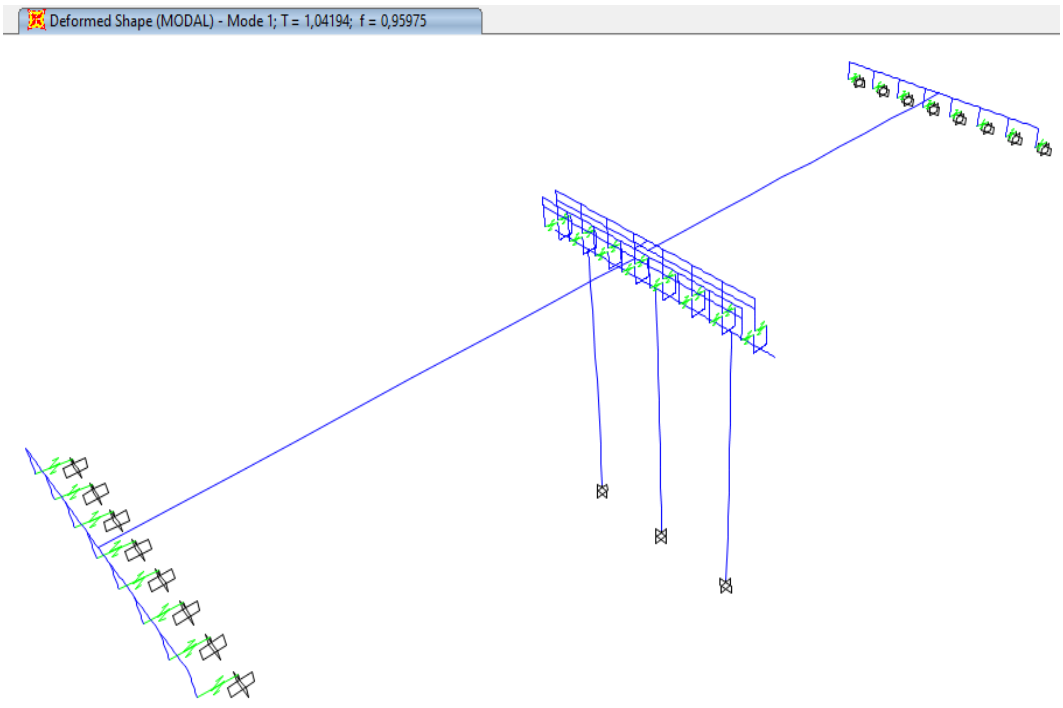
Şekil 2.25 : Modal analiz özellikleri.

Modal analiz sonucunda hâkim periyodu köprü eksenini yönünde çıkmıştır. Modal analiz sonuçları Çizelge 2.28'de verilmiştir.

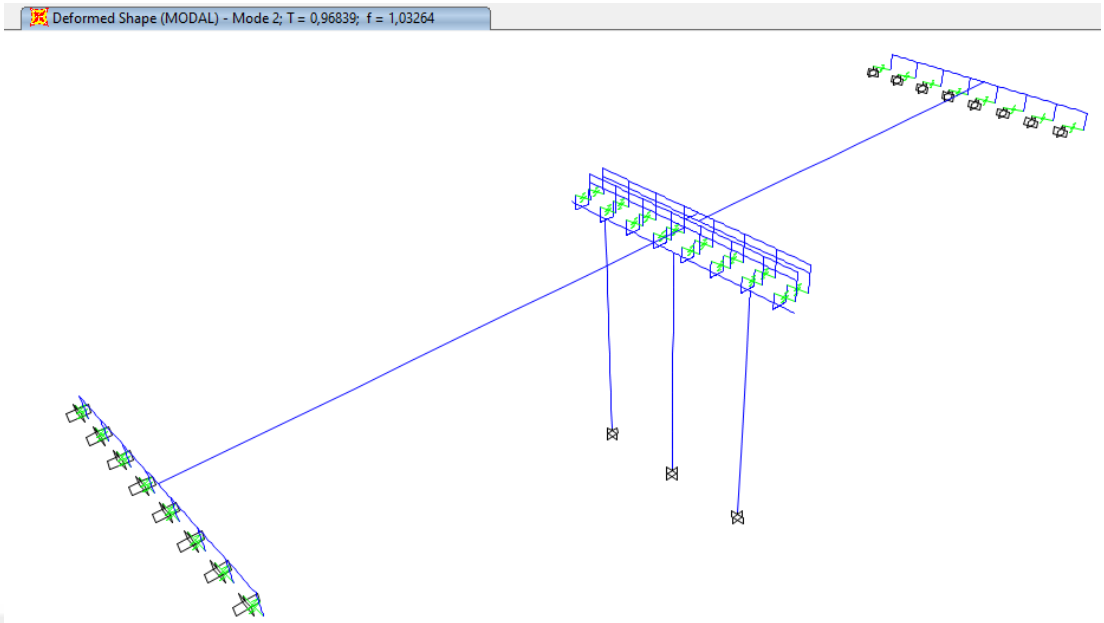
Çizelge 2.28 : Köprü periyotları ve modal katılım oranları.

Mod No.	Periyot (sn)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	SumRZ
1	1,04	0,92	0,00	0,00	0,92	0,00	0,00	0,00
2	0,97	0,00	0,87	0,00	0,92	0,87	0,00	0,00
3	0,26	0,08	0,00	0,00	1,00	0,87	0,00	0,00
4	0,18	0,00	0,00	0,00	1,00	0,87	0,00	1,00
5	0,16	0,00	0,13	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00
6	0,06	0,00	0,00	0,55	1,00	1,00	0,55	1,00
7	0,04	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,55	1,00
8	0,04	0,00	0,00	0,41	1,00	1,00	0,97	1,00
9	0,02	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00	0,97	1,00

Çizelge 2.28 görüldüğü gibi X, Y ve Z yönünde modal kütle katılım oranları sırasıyla %100, %100 ve %97'dir. Bu yüzden minimum koşul olan %90'nı sağladığı için mod sayısı yeterli olduğu görülmektedir. X ve Y yönü hâkim mod şekilleri ve periyotları Şekil 2.26 ve Şekil 2.27'de verilmiştir.



Şekil 2.26 : Birinci mod hakim periyodu.



Şekil 2.27 : İkinci mod periyodu.

2.7.2 Orta kolon tasarımı

Bu bölümde kolon kapasite hesapları yapılmıştır. Kapasite hesapları kritik olan yan kolon için yapılacaktır. Düşey ve deprem yükleri altında oluşan iç kuvvetler, AASHTO LRFD 2017 yönetmeliğinde verilen kombinasyonlara göre birleştirilmiştir.

Kolon iç kuvvetleri, dayanım ve servis kombinasyonlarına göre Çizelge 2.29'de verilmiştir.

Çizelge 2.29 : Yan kolon iç kuvvetleri.

Kombinasyon	Max/Min	P	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Dayanım - 1	Max	-3694.5	3,9	3,7	15,2	107,2
Dayanım - 1	Min	-4095.4	-3,9	3,3	13,6	-107,2
Dayanım - 2	Max	-3669.4	3,0	3,6	14,7	82,7
Dayanım - 2	Min	-3978,6	-3,0	3,3	13,5	-82,7
Dayanım - 3		-3584,5	0,0	3,2	13,1	0,0
Dayanım - 4		-4301,4	0,0	3,8	15,7	0,0
Servis - 1	Max	-2930,5	2,2	2,9	11,7	61,3
Servis - 1	Min	-3159,5	-2,2	2,6	10,7	-61,3
Servis - 2	Max	-2949,3	2,9	2,9	12,1	79,6
Servis - 2	Min	-3247,1	-2,9	2,6	10,8	-79,6
Servis - 3	Max	-2917,9	1,8	2,8	11,5	49,0
Servis - 3	Min	-3101,1	-1,8	2,6	10,7	-49,0
Servis - 4		-2867,6	0,0	2,6	10,5	0,0

Depremli durumda kolon iç kuvvetleri AASHTO LRFD 2017 yönetmeliğinde verilen kombinasyonlara göre hesaplanmış olup Çizelge 2.30'da verilmiştir. Deprem kuvvetleri hesabında, tepki değişim katsayısı(R), AASHTO LRFD 2017 şartnamesi Tablo 3.10.7.1-1'e göre X yönünde 3, Y yönünde 5 alınmıştır.

Çizelge 2.30 : Deprem durumu kolon iç kuvvetleri.

Kombinasyon	Max/Min	P (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
DC + DW + 0.3LL + 0.3PL ± EQX ± 0.3EQY	Max	-2792,8	170,8	44,1	274,5	2305,2
	Min	-3048,8	-170,8	-38,9	-253,0	-2305,2
DC + DW + 0.3LL + 0.3PL ± EQY ± 0.3EQX	Max	-2574,4	51,7	140,9	889,6	704,4
	Min	-3267,2	-51,7	-135,7	-868,1	-704,4

Esas tasarım momenti, yapılan analizler sonucunda, köprü boyuna yönde oluşan deprem hareketinden dolayı, bu yönde oluşmaktadır. Bu nedenle tasarım eksenel yükü, kesme kuvveti ve moment aşağıdaki gibi hesaplanmıştır. Kolon betonarme tasarımında bu iç kuvvetler kullanılacaktır.

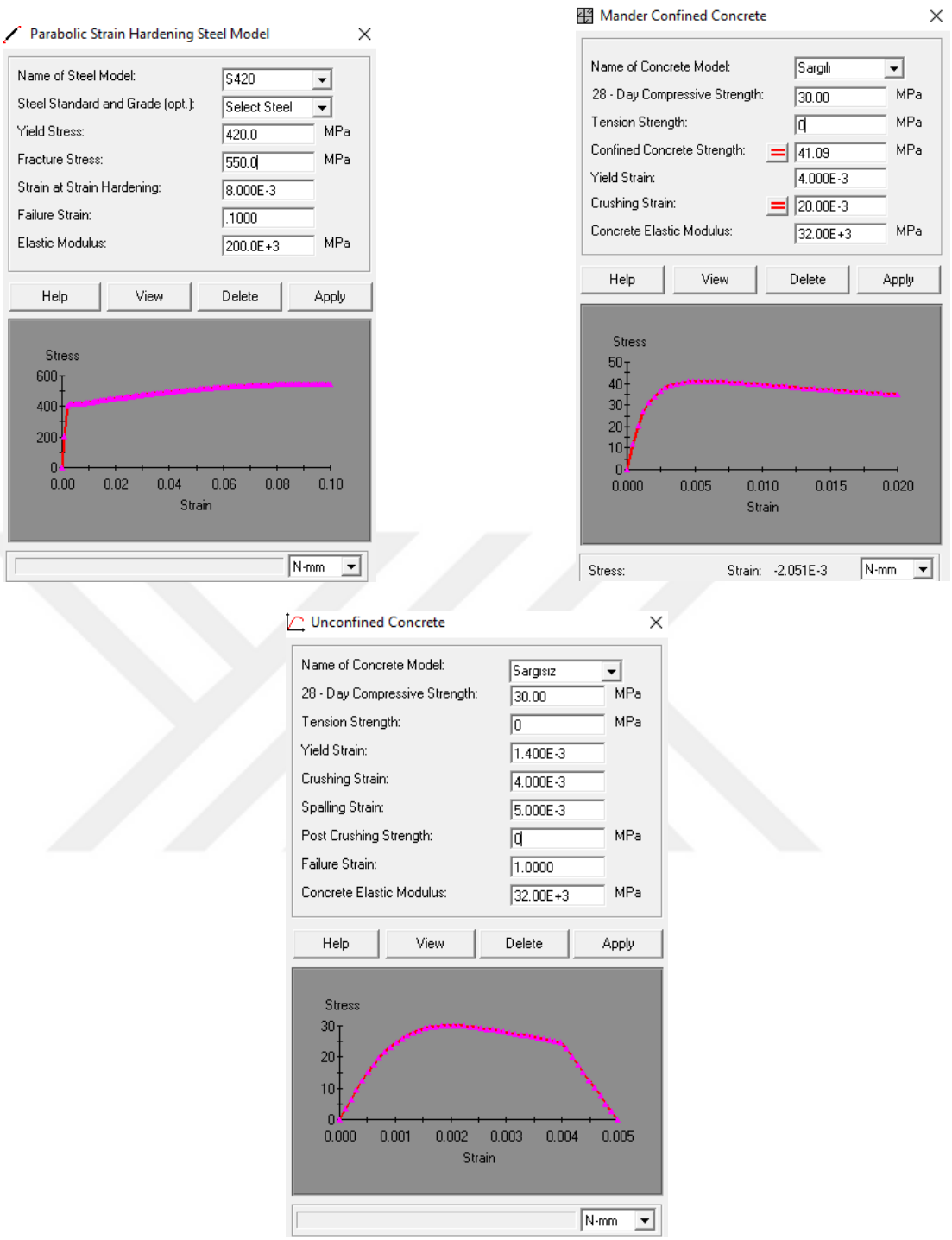
$$M_u = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} = \sqrt{889.6^2 + 2305.2^2} = 2470.9\ kNm$$

$$V_u = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = \sqrt{170.8^2 + 140.9^2} = 221.4\ kN$$

$$P_u = 3267.2\ kN$$

2.7.2.1 Eğilme tasarımı

Moment tasarımı yapabilmek için XTRACT programı kullanılarak, karşılıklı etki diyagramı çizilmiştir. Karşılıklı etki diyagramı %1.17 donatı oranı kullanılarak hesaplanmıştır. Programa girilen malzeme bilgileri Şekil 2.28'de verilmiştir. Kolonlarda C30/37 malzeme sınıfında beton ve S420 sınıfında donatı kullanılmıştır.



Şekil 2.28 : XTRACT programı malzeme bilgisi.

AASHTO LRFD 2017 şartnamesi Bölüm 5.6.4'de izin verilen maksimum ve minimum donatı oranları, sırasıyla denklem 2.35 ve 2.36'da verilmiştir.

$$\frac{A_s}{A_g} \leq 0.08 \tag{2.35}$$

$$\frac{A_s}{A_g} \geq 0.135 \frac{f'_c}{f_y} \tag{2.36}$$

Burada,

A_s: Boyuna donatıların toplam alanını(mm^2),

Ag: Kolon kesitin alanını(mm^2),

göstermektedir.

Kolon kesitine, denklem 2.36'de minimum donatı koşulunu sağlaması için 37 tane 32 mm çaplı S420 donatısı konulmuştur. İlgili kontroller yapılmış olup kolonun minimum ve maksimum donatı oranlarını sağladığı gösterilmiştir. Hesaplamalar aşağıda verilmiştir.

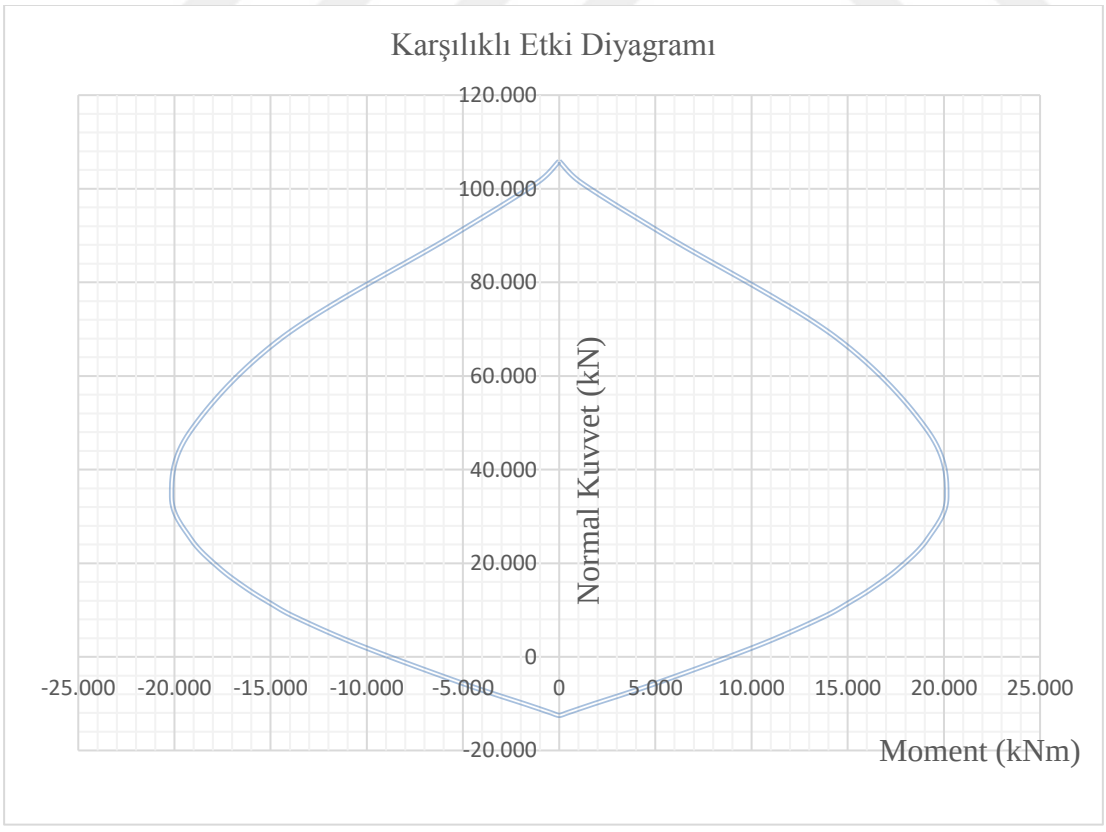
$$A_s = 0.030\ m^2$$

$$A_g = 2.54\ m^2$$

$$0.012 \leq 0.08\ \surd$$

$$0.012 \geq 0.135 * \frac{30}{420} = 0.01\ \surd$$

Bu donatı oranına bağlı olarak karşılıklı etkileşim diyagramı Şekil 2.29'da, tablo halinde ise Çizelge 2.31'de verilmiştir.



Şekil 2.29 : Karşılıklı etki diyagramı.

Çizelge 2.31 : Karşılıklı etki diyagramı.

Normal Kuvvet (kN)	Moment (kNm)	Normal Kuvvet (kN)	Moment (kNm)
105,900	0	-11,910	-456
101,300	1,146	-10,230	-1,663
89,690	5,667	-5,553	-5,097
68,360	14,350	2,515	-10,400
48,110	19,190	8,595	-13,770
34,200	20,150	11,360	-14,980
25,260	19,160	14,640	-16,260
19,120	17,710	19,120	-17,710
14,640	16,260	25,260	-19,160
11,370	14,980	34,200	-20,150
8,596	13,770	48,110	-19,190
2,515	10,400	68,360	-14,350
-5,553	5,097	89,690	-5,667
-10,230	1,663	101,300	-1,146
-11,910	456	105,900	0
-12,500	0		

Narinlik Etkisi

Kolonlardaki en büyük problemlerden biri burkulma problem olduğu için kolonun narin olup olmadığının kontrolü yapılması gerekmektedir. Bunun için kolonların burkulma boyu ve burkulma yükü hesapları yapılacaktır.

Kolonun narin olup olmadığı AASHTO LRFD 2017 şartnamesi Bölüm 5.6.4.3'de verilen aşağıdaki bağıntılar ile kontrol edilecektir. Denklem 2.37'de ki narinlik oranı 22'den büyük olursa kolonun narin olduğu anlaşılacaktır. Narin kolonlarda ise tasarım momenti, kolonun narinlik etkisi göz önüne alınarak tekrar hesabı yapılması gerekmektedir.

$$\frac{K * l_u}{r} \leq 22 \qquad (2.37)$$

Burada,

K: Efektif uzunluk faktörünü (AASHTO LRFD Bölüm 4.6.2.5'e göre düzlem içi 1.2, düzlem dışı 2.1)

l_u: Kolon boyunu(m),

r: Kolon çapını(m),

göstermektedir.

Düzlem içi narinlik oranı;

$$\frac{1.2 * 12}{1.8} = 8 \leq 22 \quad \text{Narin değil.}$$

Düzlem dışı narinlik oranı;

$$\frac{2 * 12}{1.8} = 13.3 \leq 22 \quad \text{Narin değil.}$$

Yukardaki kontrollerden anlaşıldığı gibi, narinlik oranları 22'den küçüktür. AASHTO LRFD 2017 şartnamesi Bölüm 5.6.4.3'e göre, narinlik oranının 22'den küçük olması durumunda narinlik etkisi ihmal edilebilir. Bu durum tasarım momenti olarak deprem kombinasyonlarından hesaplanan moment kullanılabilir. Tasarım momenti ve tasarım eksenel yükü aşağıda verilmiştir.

$$M_u = \sqrt{M_x^2 + M_y^2} = \sqrt{889.6^2 + 2305.2^2} = 2470.9\ kNm$$

$$V_u = \sqrt{V_x^2 + V_y^2} = \sqrt{170.8^2 + 140.9^2} = 221.4\ kN$$

$$P_u = 3267.2\ kN$$

Tasarım yükleri moment etkileşim diyagramı ile beraber analiz edildiğinde, tasarım momenti ve eksenel yükü, kolon kesitinin kapasitesinin sınırları içinde olduğu görülmektedir. Dolayısıyla kolon kesiti ve konulan minimum boyuna donatıları, eğilmeye ve eksenel kuvvete karşı yeterlidir.

2.7.2.2 Kesme tasarımı

Kolona gelen kesme kuvvetini, beton ve spiral şeklinde enine donatılar beraber karşılamaktadır. Bu yüzden, öncelikle kesitin nominal kesme kuvveti kapasitesi hesaplanacak ve ardından ihtiyaç olması halinde enine donatı hesabı yapılacaktır. Kolonun malzeme sınıfı ve hesaplarda kullanılacak ilgili veriler aşağıda verilmiştir.

V_u =221.4 kN

b_v = 180 cm = 70.9 in (kolon çapı)

d_v = 129 cm =50.8 in (kesit etkili derinlik)

c = 5 cm (pas payı)

Beton sınıfı: C30, f_c'= 30 MPa = 4.35 ksi

Donatı sınıfı: S420, f_{yh} = 420 MPa = 60.92 ksi

Kolonun kesme kuvveti kapasitesi AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği Bölüm 5.7.3.3'e göre yapılacaktır. Şartnamede verilen bağıntılar aşağıda verilmiştir.

$$V_{n1} = V_c + V_s \tag{2.38}$$

$$V_{n2} = 0.25 \ * f_c' * \ b_v * d_v \tag{2.39}$$

$$V_n = \min (V_{n1}, V_{n2}) \tag{2.40}$$

$$V_c = 0.0316 * \beta * \lambda * \sqrt{f_c'} * b_v * d_v \tag{2.41}$$

$$V_s = \frac{A_v \ * f_y * d_v}{s} \tag{2.42}$$

Burada,

β : AASHTO LRFD 2017 Bölüm 5.7.3.4'e göre alınan katsayıyı,

λ : AASHTO LRFD 2017 Bölüm 5.4.2.8'e göre 1 alınan katsayıyı,

göstermektedir.

Yukarıda verilen ilgili bağıntılar kullanılarak, kolon kesitinin nominal kayma dayanımı aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$V_c = 0.0316 * 2 * 1 * \sqrt{4.35} * 70.9 * 50.8 = 474.8 \text{ kips} = 2153.5 \text{ kN}$$

$$V_u < V_c \ \text{(Minimum donatı konulacaktır.)}$$

Hesap sonucunda kesitin beton kayma dayanımının tasarım kesme kuvvetinden çok daha büyük olduğu anlaşılmıştır. Bu sebeple, AASHTO LRFD yönetmeliği Bölüm 5.7.2.5'de verilen denklem 2.43'ya göre minimum donatı konulması yeterlidir.

$$A_{vmin} = \frac{0.0316 * \lambda * \sqrt{f_c'} * b_v * s}{f_y} \tag{2.43}$$

$$A_{vmin} = \frac{0.0316 * 1 * \sqrt{4.35} * 70.9 * 3.94}{60.92} * 6.5 = 1.95 \text{ cm}^2 \quad \text{Seçilen } \Phi 16/100$$

$$A_{vmin} = 1.95 \text{ cm}^2 < A_v \ = 2.01 \ \text{cm}^2 \ \surd$$

$$V_s = \frac{2 * (\pi * \frac{16^2}{4}) \ * 420 * 1290}{100} * 10^{-3} \ = 2178.7 \text{ kN}$$

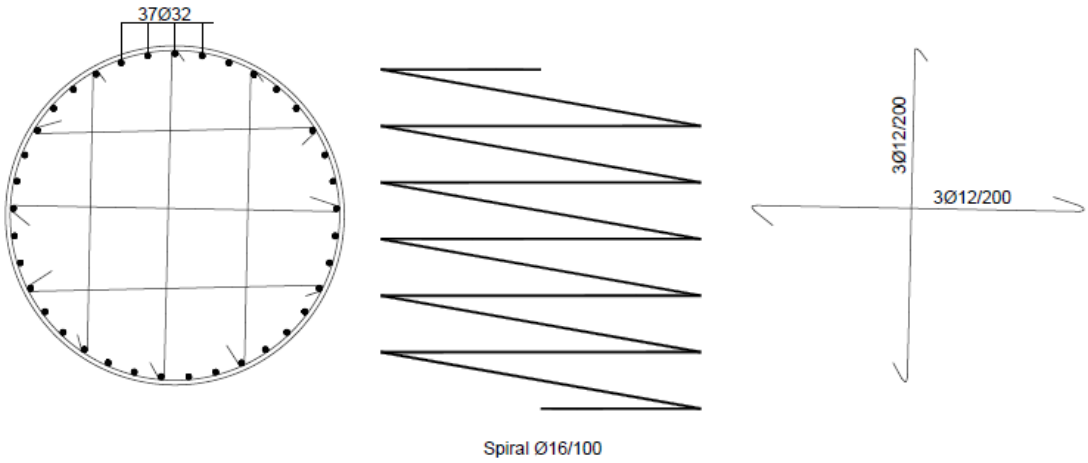
$$V_{n1} = 2153.5 + 2178.7 = 4332.2 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 0.25 \ * 4.35 * \ 70.9 * 50.8 = 3914.6 \text{ kips} = 17476 \text{ kN}$$

$$V_n = \min(V_{n1}, V_{n2}) = \min(4332.2\,, 17476) = 4332.2 \text{ kN}$$

$$\Phi * V_n = 0.9 * 4332.2 = 3899 \text{ kN} > V_u$$

Yukarıdaki hesap sonucunda kesitin minimum donatı ile kayma dayanımı, tasarım kesme kuvvetinden çok büyük olduğu belirlenmiştir. Kolon kesitinin donatı yerleşim planı Şekil 2.30'da gösterilmiştir.



Şekil 2.30 : Kolon donatı planı.

2.7.3 Başlık kirişi tasarımı

Bu bölümde, maksimum iç kuvvetlere göre başlık kirişinin eğilme ve kesme tasarımı yapılacaktır. SAP2000 programında yapılan analiz sonucunda kesitten oluşan maksimum iç kuvvetler ve kesit verileri aşağıda verilmiştir.

Maksimum pozitif moment : 892.1 kNm

Maksimum negatif moment : -1359.6 kNm

Maksimum kesme kuvveti : 1983.4 kNm

Kesit genişliği (b) : 200 cm

Kesit yüksekliği (h) :120 cm

Pas payı (c) :5 cm

Beton malzeme sınıfı :C30

Donatı malzeme sınıfı :S420

Etkili derinlik (d) :115 cm

2.7.3.1 Eğilme tasarımı

Eğilme tasarımı AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği Bölüm 5.6.3'e göre yapılacaktır. Yönetmelikteki ilgili bağıntılar aşağıda verilmiştir.

$$M_n = A_s * f_y * (d - \frac{a}{2}) \quad (2.44)$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (2.45)$$

$$M_r = \Phi * M_n \quad (2.46)$$

$$M_u < M_r \quad (2.47)$$

Kesitin eğilme kapasitesi hesaplanıp, tasarım eğilme momenti ile karşılaştırılacaktır. Eğilme kapasitesinin hesabı için 15 adet 20 mm çaplı boyuna donatı kesitin alt ve üst lifine yerleştirilmesi öngörülmüştür.

$$M_u = -1359.6 \text{ kNm}$$

$$A_s = 15 * \pi * \frac{20^2}{4} = 4712 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{4712 * 420}{0.85 * 30 * 2000} = 38.8 \text{ mm}$$

$$M_n = 4712 * 420 * \left(1150 - \frac{38.8}{2}\right) * 10^{-6} = 2237.5 \text{ kNm}$$

$$M_r = 0.9 * 2237.5 = 2013.8 \text{ kNm}$$

$$M_r > M_u \surd \text{ Kesit eğilme yönünden güvenlidir.}$$

Seçilen donatının minimum donatı şartını sağlayıp sağlamadığı AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği Bölüm 5.6.3.3'e göre kontrolü yapılması gerekmektedir. AASHTO şartnamesi, minimum donatı koşulu olarak, kesitin moment kapasitesinin, tasarım momentinin 1.33 katı ve çatlama momentinden küçük olanından daha büyük olmasını şart koyuyor. Kesitin moment kapasitesinin çatlama momentinden büyük olmasının sağlanmasının asıl amacı kesitte gevrek bir kırılmanın önlenmesidir. AASHTO'ya göre minimum donatı koşulu ile ilgili bağıntılar aşağıda verilmiştir.

$$M_{cr} = \gamma_3 * \gamma_1 * f_r * S_c \quad (2.48)$$

$$f_r = 0.97\sqrt{f'_c} \quad (2.49)$$

$$S_c = \frac{b * h^2}{6} \quad (2.50)$$

$$M_r > \min(M_{cr}, 1.33M_u) \quad (2.51)$$

Burada,

M_{cr}: Çatlama momentini,

S_c: Kesitin mukavemet momentini,

F_r: Kırılma modülünü,

γ_1: Eğilme çatlağı değişkenliği faktörü (1.6),

γ_3: Donatının minimum akma dayanımın kopma dayanımına oranını (0.76),

göstermektedir.

$$M_{cr} = 0.76 * 1.6 * 0.97\sqrt{30} * \frac{2000 * 1200^2}{6} * 10^{-6} = 3101 \text{ kNm}$$

$$1.33 * M_u = 1.33 * 1359.6 = 1808.3 \text{ kNm}$$

$$M_r = 2013.8 \text{ kNm} > \min(M_{cr}, 1.33M_u) = 1808.3 \text{ kNm}$$

Yukardaki hesaplamalarda görüldüğü gibi denklem 2.51 sağlandığı için kesit minimum donatı yönünden yeterlidir.

2.7.3.2 Kesme tasarımı

Kesit kesme tasarımı AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği Bölüm 5.7.3.3'e göre yapılacaktır.

$$V_{n1} = V_c + V_s \quad (2.52)$$

$$V_{n2} = 0.25 * f'_c * b_v * d_v \quad (2.53)$$

$$V_n = \min(V_{n1}, V_{n2}) \quad (2.54)$$

$$V_c = 0.0316 * \beta * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v \quad (2.55)$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{s} \quad (2.56)$$

Burada,

β : AASHTO LRFD 2017 Bölüm 5.7.3.4'e göre alınan katsayıyı,

λ : AASHTO LRFD 2017 Bölüm 5.4.2.8'e göre 1 alınan katsayıyı,

göstermektedir.

Yukarıda verilen ilgili bağıntılar kullanılarak, 10 cm ara ile 6 kollu Φ12 etriyesi için başlık kirişi kesitinin nominal kayma dayanımı aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$V_u = 1983.4 \text{ kNm}$$

$$V_c = 0.0316 * 2 * 1 * \sqrt{4.35} * 78.7 * 45.3 = 470 \text{ kips} = 2091.5 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{6 * (\pi * \frac{12^2}{4}) * 420 * 1150}{100} * 10^{-3} = 3277.6 \text{ kN}$$

$$V_{n1} = 2091.5 + 3277.6 = 5369.1 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = 0.25 * 4.35 * 78.7 * 45.3 = 3877.1 \text{ kips} = 17252.9 \text{ kN}$$

$$V_n = \min(V_{n1}, V_{n2}) = 5369.1 \text{ kN}$$

$$\Phi * V_n = 0.9 * 5369.1 = 4832.2 \text{ kN} < V_u$$

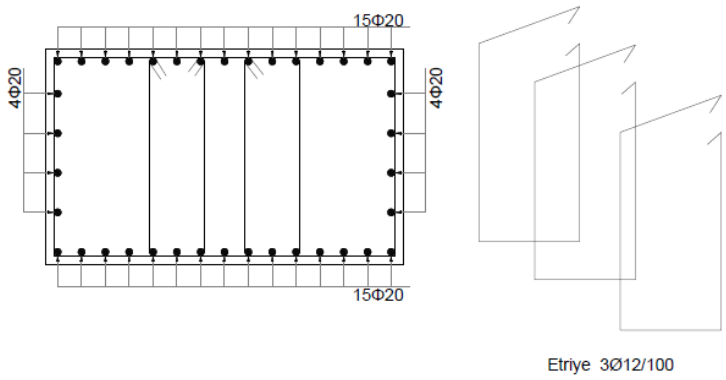
Hesap sonucunda kesitin kayma dayanımının tasarım kesme kuvvetinden çok daha büyük olduğu anlaşılmıştır. Bu sebeple, AASHTO LRFD 2017 yönetmeliği Bölüm 5.7.2.5'de verilen denklem 2.57'ya göre minimum donatı kontrolü yapılmıştır.

$$A_{vmin} = \frac{0.0316 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_v * s}{f_y} \qquad (2.57)$$

$$A_{vmin} = \frac{0.0316 * 1 * \sqrt{4.35} * 78.7 * 3.94}{60.92} * 6.5 = 2.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{vmin} < A_v = 6.8 \text{ cm}^2 \surd$$

Yukarıdaki hesap sonucunda, kesit minimum donatı yönünden yeterlidir. Başlık kirişi donatı planı Şekil 2.31'de gösterilmiştir.



Şekil 2.31 : Başlık kirişi donatı planı.

3. DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ

Bu bölümde tasarımı yapılmış köprünün doğrusal olmayan analizi yapılacaktır. Yapılarda göçme olmadan sınırlı hasarlara izin verilebilir. Bu sınırlı hasarları kontrol etmek için doğrusal olmayan analizin yapılması gerekir. Doğrusal olmayan analizin gerçekleştirilebilmesi için plastik mafsal davranışı yapıda modellenmelidir. Bu nedenle plastik mafsalların oluşması muhtemel yerlerde plastik mafsal boyunun belirlenmesi ve bu kesitler için moment-eğrilik ilişkisinin çizilmesi gerekir. Ayrıca çatlamış kesit rijitliklerinin de hesaplanıp programa girilmesi gerekmektedir.

3.1 Plastik Mafsal Boyu

Plastik mafsal hipotezi, süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgede kaldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekil değiştirmelerinin kesitin bir bölgesinde toplandığı, diğer kesitlerde ise sistemin doğrusal elastik davrandığını varsaymaktadır. Doğrusal olmayan eğilme şekil değiştirmelerin olduğu bölgeye ise plastik mafsal adı verilmektedir.

Bu plastik mafsallaşmanın olduğu bölgeyi programa tanıtmak için plastik mafsal boyunun hesaplanması gerekmektedir. Plastik mafsal boyu AASHTO LRFD 2011 Sismik Köprü Tasarımı yönetmeliği Bölüm 4.11.6'ya göre denklem 3.1 ile hesaplanabilmektedir.

$$L_p = 0.08 * L * + 0.022 * f_{ye} * d_{bl} \geq 0.044 * f_{ye} * d_{bl} \quad (3.1)$$

Burada,

L_p: Plastik mafsal boyunu (mm),

L: Kolon boyunu (mm),

f_{ye}: Donatı çeliğinin akma dayanımını (MPa),

d_{bl}: Boyuna donatı çapını (mm),

göstermektedir.

Bu formül ile orta ayaktaki 3 kolonun plastik mafsal boyları aşağıdaki gibi hesaplanmıştır. Bu mafsal boyları yapının doğrusal olmayan analizinde kullanılacaktır.

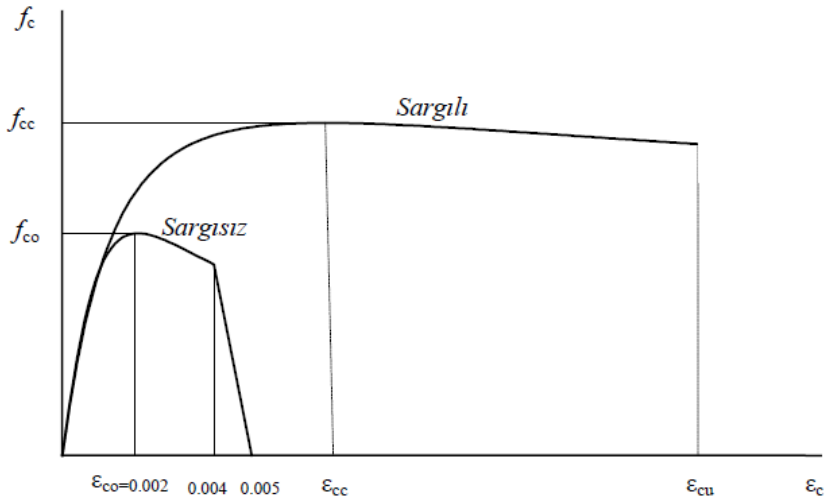
$$L_p = 0.08 * 12000 + 0.022 * 420 * 32 = 1{,}255.7 \text{ mm}$$

$$L_p \geq 0.044 * 420 * 32 = 590.4 \text{ mm}$$

3.2 Plastik Mafsal Kesitinde Moment-Eğrilik İlişkisi

Plastik mafsal kesitlerinde, mander sargılı ve sargısız beton modeli ile donatı çeliğinin gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisinden yararlanılarak eksenel kuvvete bağlı moment-eğrilik ilişkileri XTRACT programı ile çizilmiştir.

XTRACT programına tanımlanan sargılı ve sargısız beton modellerinin gerilme-birim şekil değiştirme diyagramı Şekil 3.1'de verilmiştir.



Şekil 3.1 : Sargılı ve sargısız beton modeli gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi.

Burada,

f_{co}: Sargısız beton basınç dayanımını,

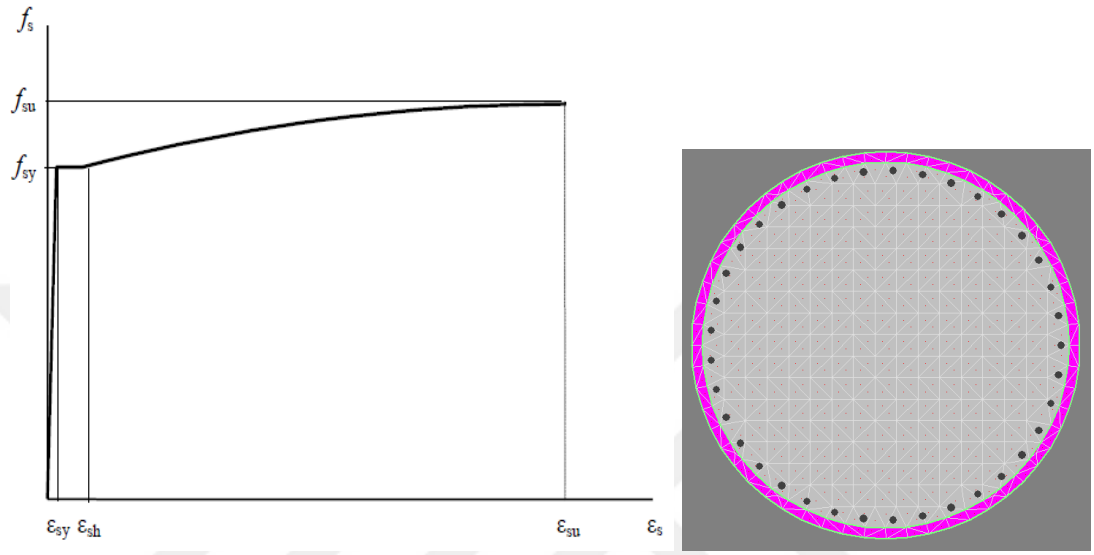
f_{cc}: Sargılı beton dayanımını,

ε_{co}: Sargısız betonun taşıyabileceği en büyük basınç gerilmesi anındaki birim şekil değiştirmeyi,

ε_{cc}: Sargılı betonun taşıyabileceği en büyük basınç gerilmesi anındaki birim şekil değiştirmeyi

ε_{cu}: Sargılı betondaki maksimum basınç gerilmesi anındaki birim şekil değiştirmeyi göstermektedir.

XTRACT programına tanımlanan donatı çeliği modellinin gerilme-birim şekil değiştirme diyagramı ile XTRACT programında modellenen kolon en kesiti Şekil 3.2'de verilmiştir.



Şekil 3.2 : Donatı çeliği modeli gerilme-birim şekil değiştirme ilişkisi.

Grafikte verilen

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

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

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

f_{sy}: Donatı çeliğinin akma dayanımı,

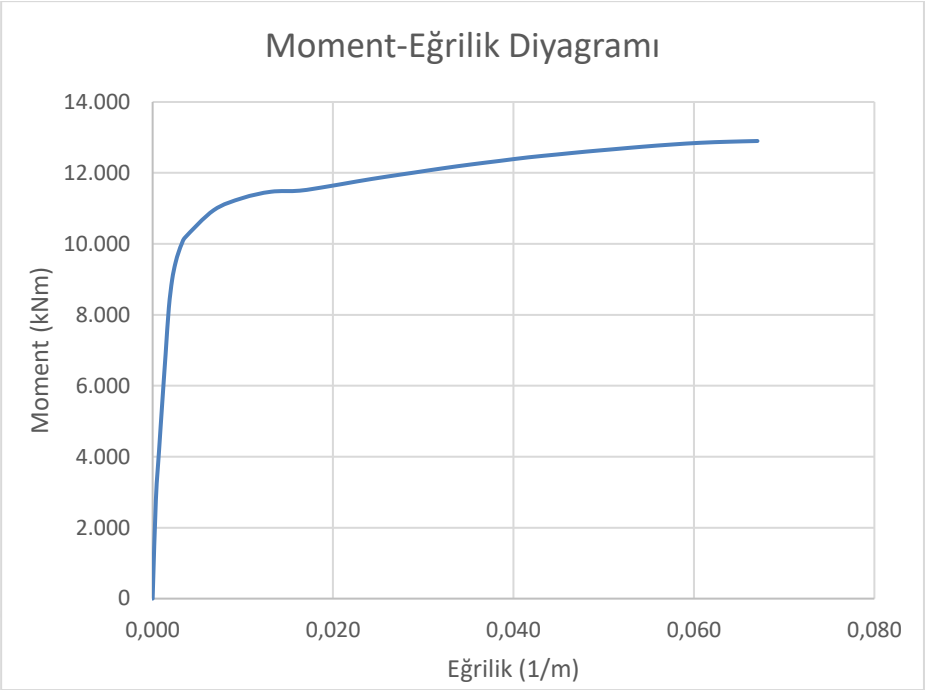
f_{su}: Donatı çeliğinin kopma dayanımını,

göstermektedir.

Çizelge 3.1 : Donatı çeliği modeli özellikleri.

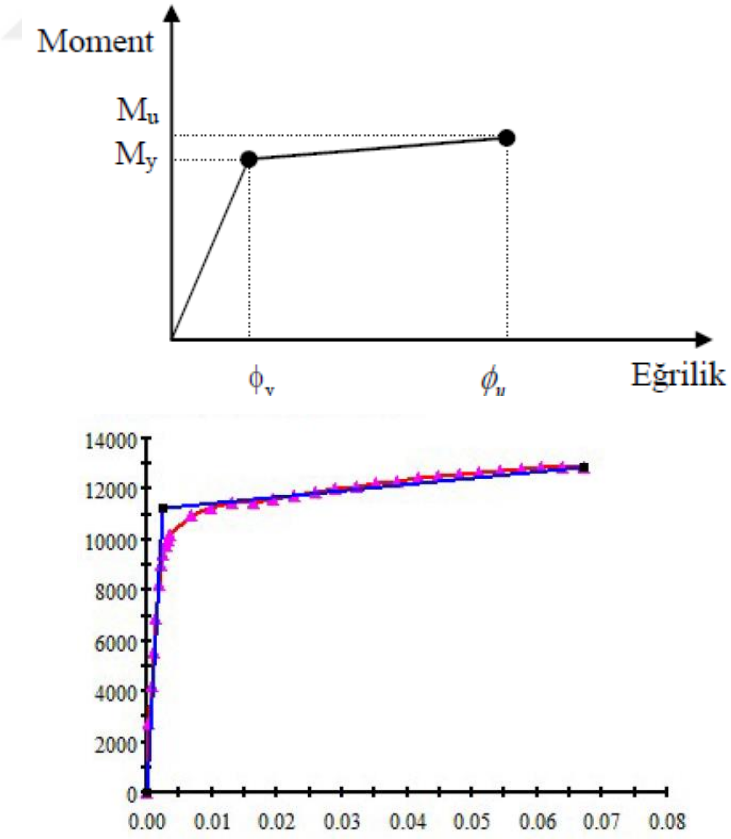
Kalite	f_{sy} (MPa)	ε_{sy}	ε_{sh}	f_{su} (MPa)	ε_{su}
S420	420	0.002	0.008	550	0.1

Yapılan analiz sonucunda moment-eğrilik ilişkisi çizilmiş ve Şekil 3.3'de gösterilmiştir.



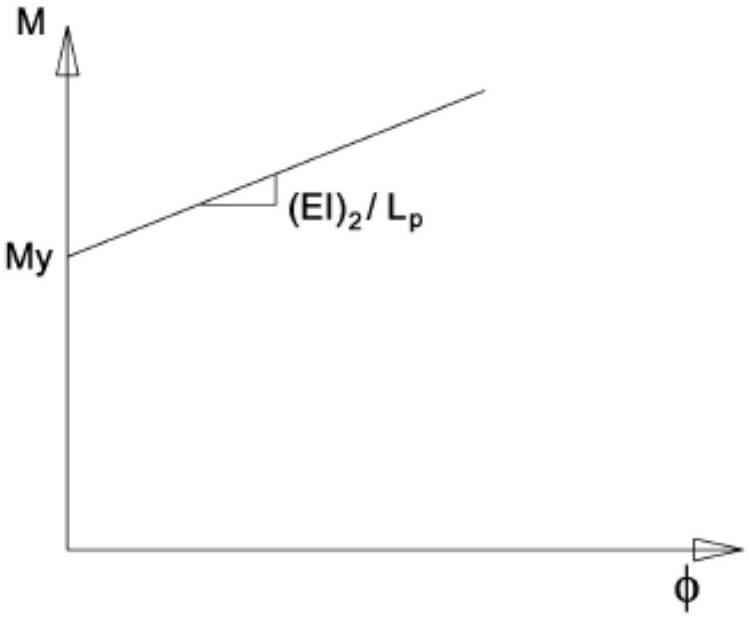
Şekil 3.3 : Moment-eğrilik ilişkisi.

İdealleştirilmiş moment-eğrilik ilişkisi ve bu doğrultuda moment eğrilik ilişkisi uygun biçimde bilineer hale getirilmiş olup Şekil 3.4'de verilmiştir.



Şekil 3.4 : Bilineer moment-eğrilik ilişkisi.

Bilineer eğrideki ilk doğrunun eğimi, çatlamış kesit rijitliğini ifade etmektedir. 2. doğrunun eğimi ise plastik mafsal boyuna bölünerek, plastik mafsalı temsil eden moment-plastik dönme ilişkisi diyagramının eğimi olacaktır. Moment-plastik dönme ilişkisinin diyagramı Şekil 3.5'da verilmiştir.



Şekil 3.5 : Moment-plastik dönme ilişkisi.

Bilineer eğriden anlaşılacağı üzere etkin akma momenti (M_y), etkin akma eğriliği (Φ_y), etkin çatlamış kesit rijitliği ve ikinci doğrunun eğimi aşağıda verilmiştir.

$$M_y = 11260 \text{ kNm}$$

$$\Phi_y = 0.002472 \text{ 1/m}$$

$$(EI)_e = \frac{M_y}{\Phi_y} = 4.55 * 10^9 \text{ Nm}^2$$

$$(EI)_2 = \frac{M_u - M_y}{\Phi_u - \Phi_y} = \frac{12900 - 11260}{0.06704 - 0.002472} = 25.4 * 10^6 \text{ Nm}^2$$

$$\frac{(EI)_2}{L_p} = \frac{25.4 * 10^6}{1.2557} = 20.2 * 10^6 \text{ Nm}$$

Kolonların çatlamış ve çatlamamış kesit rijitlikleri ile beraber rijitlik azaltma oranı aşağıda verilmiştir.

$$(EI)_e = 4.55 * 10^6 \text{ kNm}^2$$

$$(EI)_0 = 17 * 10^6 \text{ kNm}^2$$

$$\text{Rijitlik Azaltma Katsayısı} = \frac{(EI)_e}{(EI)_0} = \frac{4.55 * 10^6}{17 * 10^6} = 0.268$$

3.3 Doğrusal Olmayan Analizde Kullanılacak Tasarım Tepki Spektrumu

Köprünün doğrusal olmayan davranışı, deprem davranış kategorisi 1 (DD-1) ve deprem davranış kategorisi 2 (DD-2) olan, 50 yılda tekralanma olasılığının sırası ile %2 ve %10 ve buna karşı gelen tekralanma periyodunun sırasıyla 2475 ve 475 yıl olduğu depremlere göre yapılacaktır.

Yatay elastik tasarım spektrum eğrisi, AASHTO 2017 yönetmeliği Bölüm 3.10.4'de verilen aşağıdaki formüller ile oluşturulmuştur.

$$S_a = A_S + (S_{DS} - A_S)\frac{T_m}{T_0} \qquad 0 \le T_m \le T_0 \qquad (3.2)$$

$$S_a = S_{DS} \qquad T_0 \le T_m \le T_S \qquad (3.3)$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T_m} \qquad T_S < T_m \qquad (3.4)$$

$$S_{DS} = S_S x F_a \qquad (3.5)$$

$$S_1 = S_1 x F_v \qquad (3.6)$$

$$A_S = PGA x F_{pga} \qquad (3.7)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \qquad (3.8)$$

$$T_0 = 0.2 \text{ x } T_S \qquad (3.9)$$

Burada,

S_a : Elastik spektrum katsayını,

S_S: 0.2 saniyedeki kaya üzerinde bulunan yatay tepki spektrumu katsayısını,

S_1 : 1.0 saniyedeki kaya üzerinde bulunan yatay tepki spektrumu katsayısını,

S_{DS} : Kısa periyot bölgesi tasarım spektral ivme katsayısını,

S_{D1} : 1 saniye periyot bölgesi tasarım spektral ivme katsayısını,

PGA : En büyük yer ivmesini (g),

A_S : Saha katsayısı ile çarpılmış en büyük yer ivmesini,

T_S : Spektral ivme katsayısının periyotdan bağımsız olarak hesaplandığı en büyük periyot, köşe periyodunu,

T_0 : Spektral şekli belirlemek için kullanılan referans periyodunu,

T_m : M'inci modda bulunan titeşim periyodunu,

F_a : İvme spektrumunda kısa periyot aralığı için saha katsayısını,

F_v : İvme spektrumunda uzun periyot aralığı için saha katsayısını,

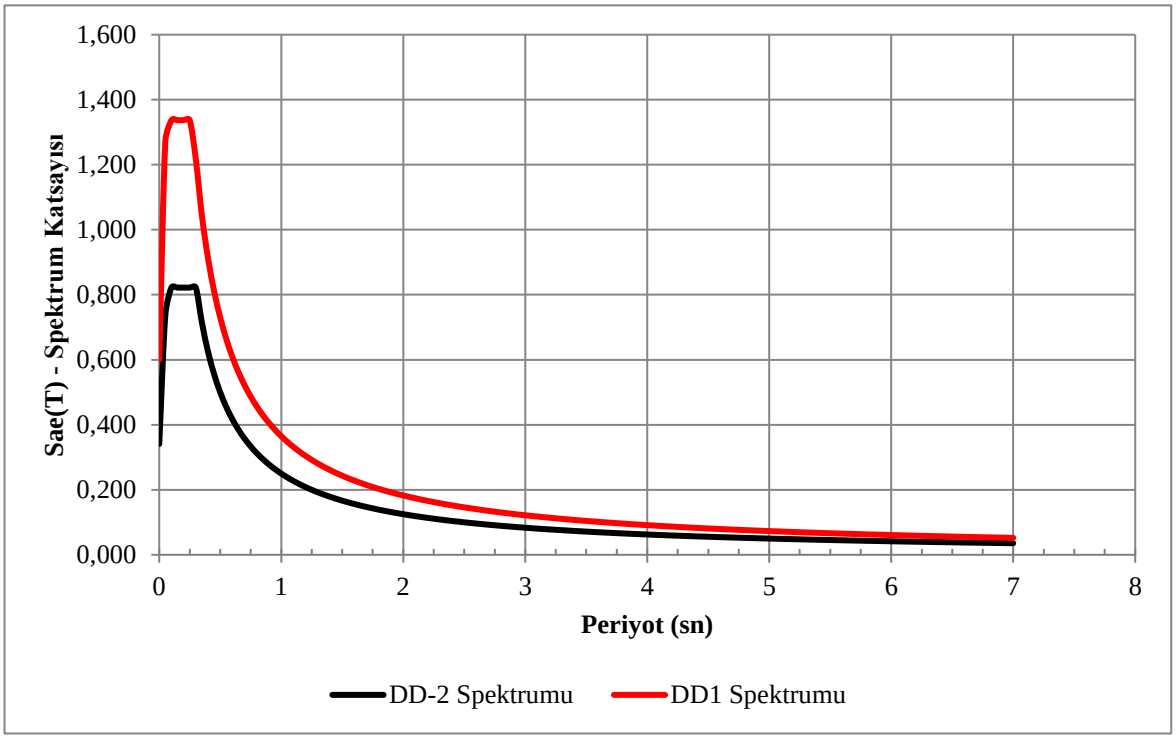
F_{pga} : İvme spektrumunda sıfır periyot için için saha katsıyısını,

göstermektedir.

Tasarımı yapılacak köprünü yerel zemin sınıfı ZB olarak verilmiştir. Türkiye deprem tehlike haritaları uygulamasına ilgili koordinatlar, zemin sınıfı ve deprem yer hareketi düzeyi bilgileri girildikten sonra, elde edilen sonuçlar Çizelge 3.2'de, yatay elastik tasarım spektrumları ise Şekil 3.6'da verilmiştir.

Çizelge 3.2 : Spektral ivme katsayıları, PGA ve PGV değerleri.

	DD-1	DD-2
Kısa periyotta harita spektral ivme katsayısı (S_s)	1.486	0.822
1.00 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı	0.456	0.250
En büyük yer ivmesi (PGA) (g)	0.601	0.341
En büyük yır hızı (PGV) (cm/sn)	41.418	22.901



Şekil 3.6 : Yatay elastik tasarım spektrumu

3.4 Köprü performans hedefleri ve elemanların hasar sınırları

Köprü performans hedefleri, Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri Raporuna göre belirlenmiştir. İlgili rapora göre, standart karayolu köprüleri kullanım, depremde ve deprem sonrasında kendilerinden beklenen performans ve önem dereceleri bakımından aşağıdaki gibi üç ana sınıfa ayrılmıştır.

KÖS = 1: Önemli köprüler

- Güvenlik/savunma bakımından stratejik öneme sahip standart köprüler
- Deprem sonrası acil müdahale bakımından kritik köprüler: Yerleşim bölgelerinde 10 km yarıçaplı daire içindeki hastane, acil müdahale merkezleri, liman ve hava meydanlarına doğrudan erişim sağlayan ve alternatifi olmayan standart köprüler
- Ana ulaşım arterlerinde yer alan ve deprem sonrasında yenilenmesi zor, pahalı ve zaman alacak standart köprüler
- Ayakları su içinde (deniz, göl, baraj gölü, nehir yatağı vb.) olan köprüler

KÖS = 2: Normal köprüler

- KÖS = 1 ve KÖS = 3 dışındaki tüm standart köprüler

KÖS = 3: Basit köprüler

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

Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri Raporuna göre Kesintisiz kullanım, sınırlı hasar, kontrollü hasar ve göçmenin önlenmesi olmak üzere dört adet performans düzeyi tanımlanmıştır.

Kesintisiz Kullanım (KK) Performans Düzeyi: Bu performans düzeyi, köprü ana taşıyıcı sistem elemanlarında yapısal hasarın meydana gelmediği veya hasarın ihmal edilebilir ölçüde kaldığı duruma karşı gelmektedir. Bu performans seviyesinde elemanların doğrusal elastik veya ona çok yakın davranış göstermesi beklenmektedir.

Sınırlı Hasar (SH) Performans Düzeyi: Bu performans düzeyi, köprü ana taşıyıcı sistem elemanlarında sınırlı ve kolayca onarılabilecek hasar düzeyine karşı gelmektedir.

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

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

Köprü sınıfına göre ve deprem davranış kategorisine göre performans seviyeleri, Rapordaki Bölüm 3.7'ye göre Çizelge 3.3'de verilmiştir.

Çizelge 3.3 : Köprü performans hedefleri.

Köprü Sınıfı	DD-1	DD-2a	DD3
Önemli Köprüler	KH	SH	-
Normal Köprüler	GÖ	-	SH
Basit Köprüler	-	-	SH

Çizelge 3.3'e göre, tasarımı yapılan köprü kontrollü hasar performans seviyesinde kalınması hedeflenmektedir.

Kolonlarda oluşacak plastik mafsal kesitlerinde bulunan beton ve donatı için verilen şekil değiştirmeler, ilgili raporun Bölüm 5.6'ya göre Çizelge 3.4'de verilmiştir.

Çizelge 3.4 : Beton ve donatı için birim şekil değiştirme sınırları.

Köprü Sınıfı	GÖ	KH	SH
Beton birim şekil değiştirmesi	$0.5*\varepsilon_{cu} \leq 0.0135$	$0.67*\varepsilon_{cu} \leq 0.018$	0.004
Donatı çeliği birim şekil değiştirmesi	$0.5*\varepsilon_{su} = 0.053$	$0.67*\varepsilon_{su} = 0.040$	0.015

Çizelge 3.4'de verilen birim şekil değiştirmeler denklem 3.10, 3.11 ve 3.12'ye göre hesaplanabilmektedir.

$$\varepsilon_{cu} = 0.035 + 0.04 * \sqrt{k_e * w_s} \quad \text{(Diktörgen kesitler için)} \tag{3.10}$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.035 + 0.07 * \sqrt{k_e * w_s} \quad \text{(Dairesel kesitler için)} \tag{3.11}$$

$$\varepsilon_{su} = 0.08 \quad (3.12)$$

Burada,

ε_{su}: Donatı çeliğinde maksimum dayanıma karşı gelen birim şekil değiştirmesini,

ε_{cu}: Sargılı betonun maksimum basınç birim şekil değiştirmesini,

k_e: Sargılama etkinlik katsayısını

w_s: Mekanik hacimsek enine donatı oranını,

göstermektedir.

Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri Raporuna göre performans hedeflerine göre izin verilen dönme sınırları aşağıda verilen bağıntılar ile hesaplanabilmektedir.

$$\theta_p^{GÖ} = \left(0.67 * \Phi_u - \Phi_y\right) * L_p \quad (3.13)$$

$$\theta_p^{KH} = \left(0.50 * \Phi_u - \Phi_y\right) * L_p \quad (3.14)$$

$$\theta_p^{SH} = \left(\Phi^{SH} - \Phi_y\right) * L_p \quad (3.15)$$

$$\varepsilon_c^{SH} = 0.004 \qquad \varepsilon_s^{SH} = 0.015 \quad (3.16)$$

Burada,

$\theta_p^{GÖ}$: Göçmenin önlenmesi performans seviyesi için verilen plastik dönme sınırını,

θ_p^{KH}: Kontrollü hasar performans seviyesi için verilen plastik dönme sınırını,

θ_p^{SH}: Sınırlı hasar performans seviyesi için verilen plastik dönme sınırını,

θ_p^{KK}: Kesintisiz kullanım performans seviyesi için verilen plastik dönme sınırını,

Φ_u: Kesitin göçme öncesi toplam eğriliğini,

Φ_y: Kesitin akma eğriliğini,

Φ^{SH}: Mevcut boyuna ve enine donatı miktarları ve mevcut dayanımlar ile denklem 3.16'de verilen birim şekil değiştirme kapasiteleri esas alınarak hesaplanan eğriliği

L_p: Plastik mafsal boyunu,

göstermektedir.

Denklem 3.13, 3.14 ve 3.15'den yararlanılarak performans hedefleri için hesaplanan plastik dönme sınırları Çizelge 3.5'da verilmiştir.

Çizelge 3.5 : Performans seviyeleri için plastik dönme limitleri.

Φ_u (1/m)	Φ_y (1/m)	Φ^{SH} (1/m)	L_p (m)	θ_p^{KK} (radyan)	θ_p^{SH} (radyan)	θ_p^{KH} (radyan)	$\theta_p^{GÖ}$ (radyan)
0.067	0.0025	0.011	1.2557	0.00	0.0107	0.0389	0.0532

3.5 İtme Analizi Yöntemi

İtme analizinde aşağıdaki adımlar izlenecektir.

- Köprü modelinin tek serbestlik dereceli sisteme dönüştürülmesi
- Yatay yükün sisteme etkitilmesi: Bu aşamada V-d eğrisinin elde edilmesi için yatay kuvvet ile maksimum yer değiştirme arasındaki ilişki belirlenecektir.
- V-d eğrisinin Sa-Sd eğrisine dönüştürülmesi: Bu aşamada aşağıdaki denklemlerde bulunan formüller kullanılarak spektrum kapasite eğrisi elde edilecektir.

$$S_a = \frac{V_1}{M_1^*} \tag{3.17}$$

$$S_d = \frac{U_{n1}}{\Gamma_1 * \Phi_{n1}} \tag{3.18}$$

$$M_1^* = \frac{[\sum_1^n m_n * \Phi_{n1}]^2}{\sum_1^n m_n * \Phi_{n1}^2} \tag{3.19}$$

$$\Gamma_1^* = \frac{\sum_1^n m_n * \Phi_{n1}}{\sum_1^n m_n * \Phi_{n1}^2} \tag{3.20}$$

Burada;

V_1: Taban kesme kuvvetini,

M_1*: Modal kütleyi,

U_{n1}: Maksimum yer değiştirmeyi,

Φ_{n1}: Modal genliği,

S_a: Spektral ivmeyi,

S_d: Spektral yerdeğştirmeyi,

Γ: Modal kütle katılım katsayısını

göstermektedir.

- Tepki spektrumunun Sa-Sd eğrisine dönüştürülmesi: Tepki spektrumu Sa-T ilişkisini gösterin bir eğridir. Bu eğrinin Sa-Sd eğrisine dönüştürülmesinde aşağıdaki denklemden yararlanılacaktır.

$$S_d = S_a \frac{T^2}{4 * \pi^2} \tag{3.21}$$

- Performans noktasının belirlenmesi: Talep ve kapasite eğrileri belirlendikten sonra, performans noktası bu iki eğrinin kesişim noktası olarak belirlenmektedir. Her iki eğri farklı davranışlar altında elde edildiği için eğrilerin aynı formata getirilmesi gerekmektedir. Eğrilerde Şekil 3.7'de görüldüğü gibi 2 farklı şekilde aynı formata getirilebilir.

1. İkinci bir doğru çizerek elastik olmayan kapasitesi eğrisini elastik eğriye dönüştürülmesi,
2. Elastik talep eğrisini azaltma katsayısı ile çarparak elastik olmayan eğriye dönüştürülmesi,

Yapının doğrusal olmayan davranışı irdelendiği için ikinci seçenekteki yöntem kullanılacaktır. Elastik talep eğrisindeki spektral talep yer değiştirmeleri denklem 3.22 'deki gibi elastik olmayan yer değiştirmelere dönüştürülecektir.

$$d_{plastik} = C_{R1} * d_{elastik} \tag{3.22}$$

$$C_{R1} = \frac{1}{R_{y1}}\left[1 + \frac{(R_{y1} - 1)T_B}{T}\right] \quad T \leq T_B \tag{3.23}$$

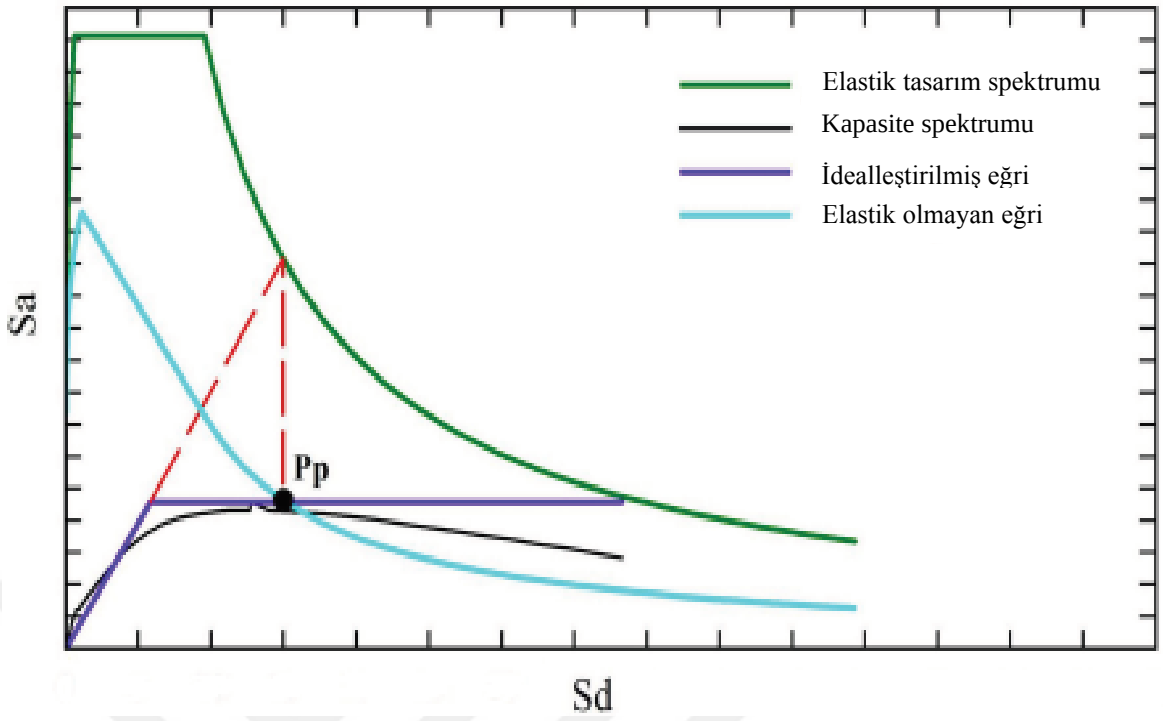
$$C_{R1} = 1 \quad T > T_B \tag{3.24}$$

Burada,

T: Yapının periyodunu,

R_{y1}: Tepki spektrumu azaltma katsayısını,

göstermektedir.

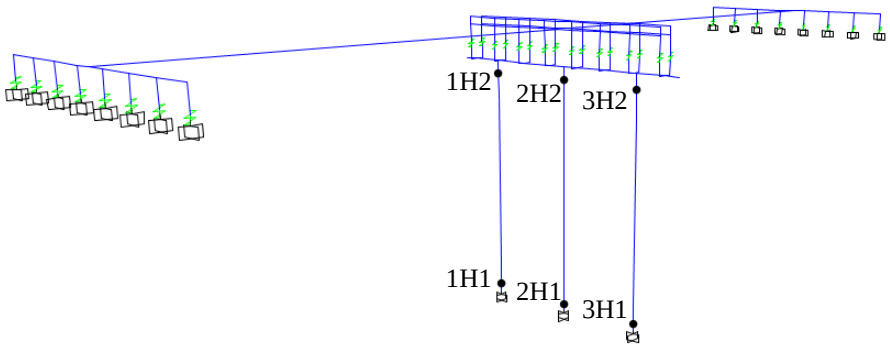


Şekil 3.7 : Performans noktasının belirlenmesi

4. KÖPRÜNÜN DOĞRUSAL OLMAYAN STATİK İTME ANALİZİ

Bu bölümde köprü DD1 ve DD2 deprem düzeyi spektrumu altında enine ve boyuna yönde itme davranışı analiz edilmiş, taban kesme kuvveti ve tepe yer değiştirme eğrileri SAP2000 programı aracılığı ile elde edilmiştir. Ardından, köprünün performans noktası belirlenmiş olup, ayaklardaki plastik dönme değerleri elde edildikten sonra köprü performansı belirlenmiştir.

İtme analizi yapılabilmesi için orta ayak kolonlarının alt ve üst uçlarından plastik mafsal boyu kadar mesafede plastik mafsallar tanımlanmıştır. Plastik mafsal konumları Şekil 4.1'de gösterilmiştir.



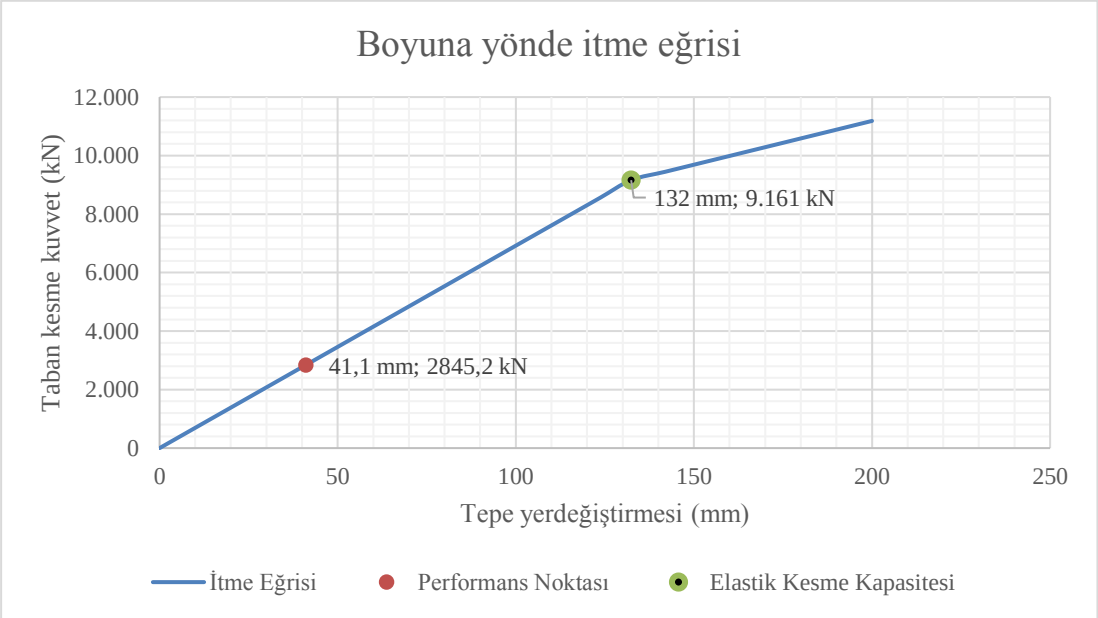
Şekil 4.1 : Plastik mafsal konumları.

4.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2 İçin Performans Analizi

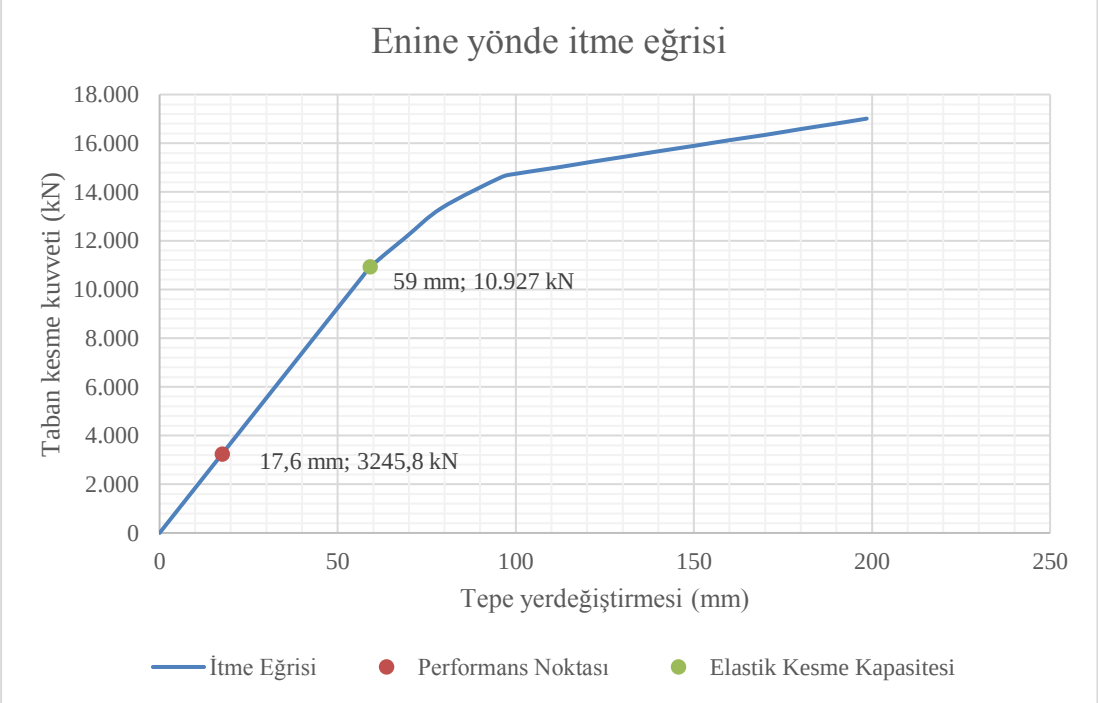
Bu bölümde, deprem yer hareketi düzeyi-2 olan deprem sınıfına göre doğrusal olmayan statik itme analizi yapılmıştır. Yapı, belirlenen performans noktasına kadar itilmiş olup, analiz sonucunda itme eğrisi ve kapasite eğrileri elde edilmiştir. Kapasite eğrisi ve yatay elastik tasarım spektrumunun kesiştiği nokta belirlenmiş olup köprünün davranışı incelenmiştir.

Performans noktasının belirlenmesi için ilk adımda köprü 20 cm'ye kadar itilmiştir. İtme analizi sonucunda, yapının X ve Y yönü talep edilen yer değiştirme miktarı sırasıyla 41.1 mm ve 17.6 mm olarak belirlenmiştir. Bunun sonucunda, yapı X yönünde 5 cm, Y yönünde ise 2 cm itilerek mafsal hasarları incelenmiştir.

İtme analizi yapılan köprünün enine ve boyuna yöndeki statik itme eğrileri Şekil 4.2 ve Şekil 4.3'de gösterilmiştir. Grafikler üzerinde yapının performans noktası ve yapının elastik davranış sergilemesi için kesme kapasitesi de belirlenmiştir.

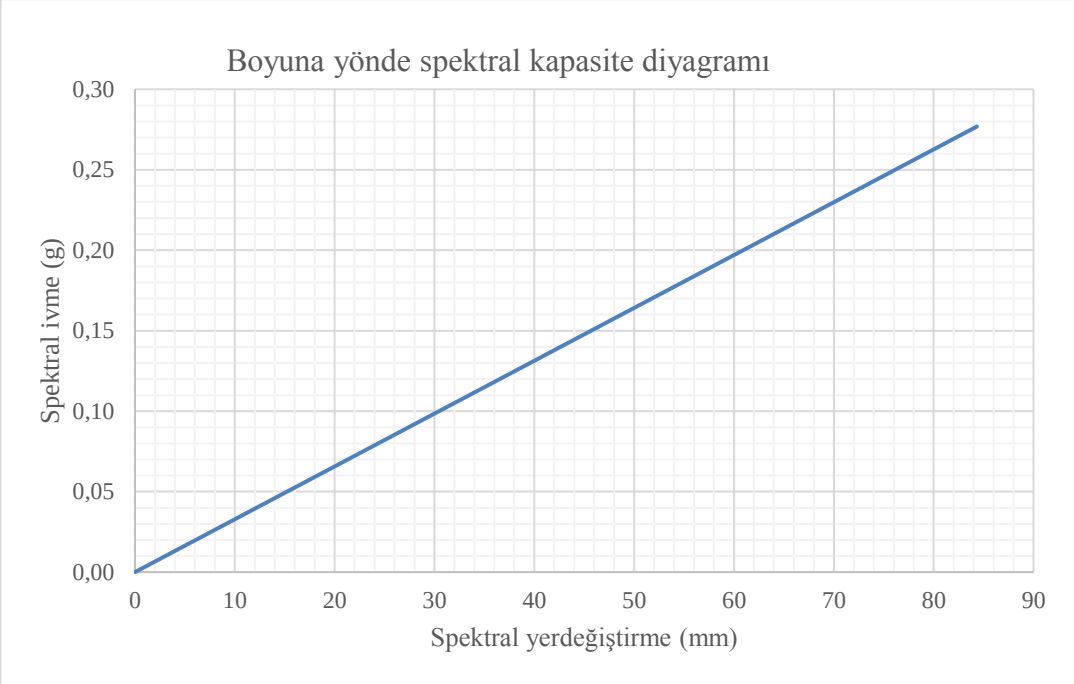


Şekil 4.2 : DD-2 senaryosu boyuna yönde itme eğrisi.

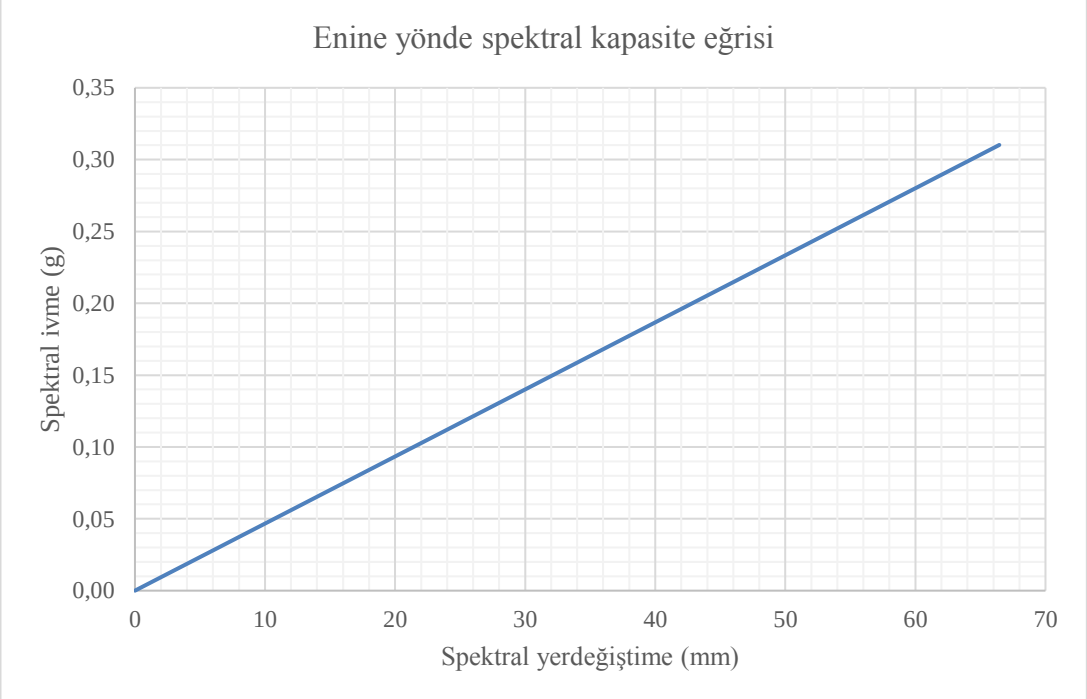


Şekil 4.3 : DD-2 senaryosu enine yönde itme eğrisi.

Elde edilen itme eğrilerinden yararlanılarak spektral ivme ve spektral yerdeğistirme değerleri elde edilmistir. Bu değerler ile modal kapasite eğrileri elde edilmiş olup Şekil 4.4 ve Şekil 4.5'de gösterilmiştir.

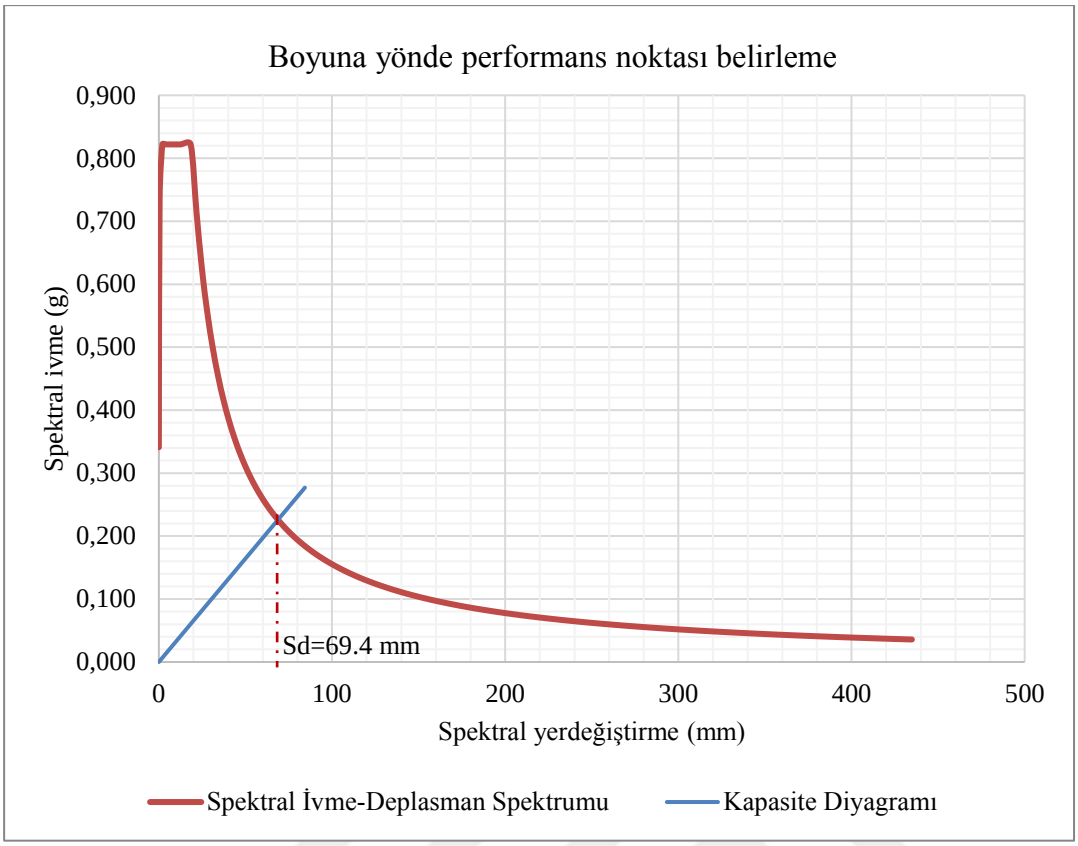


Şekil 4.4 : DD-2 senaryosu X yönü spektral kapasite diyagramı.

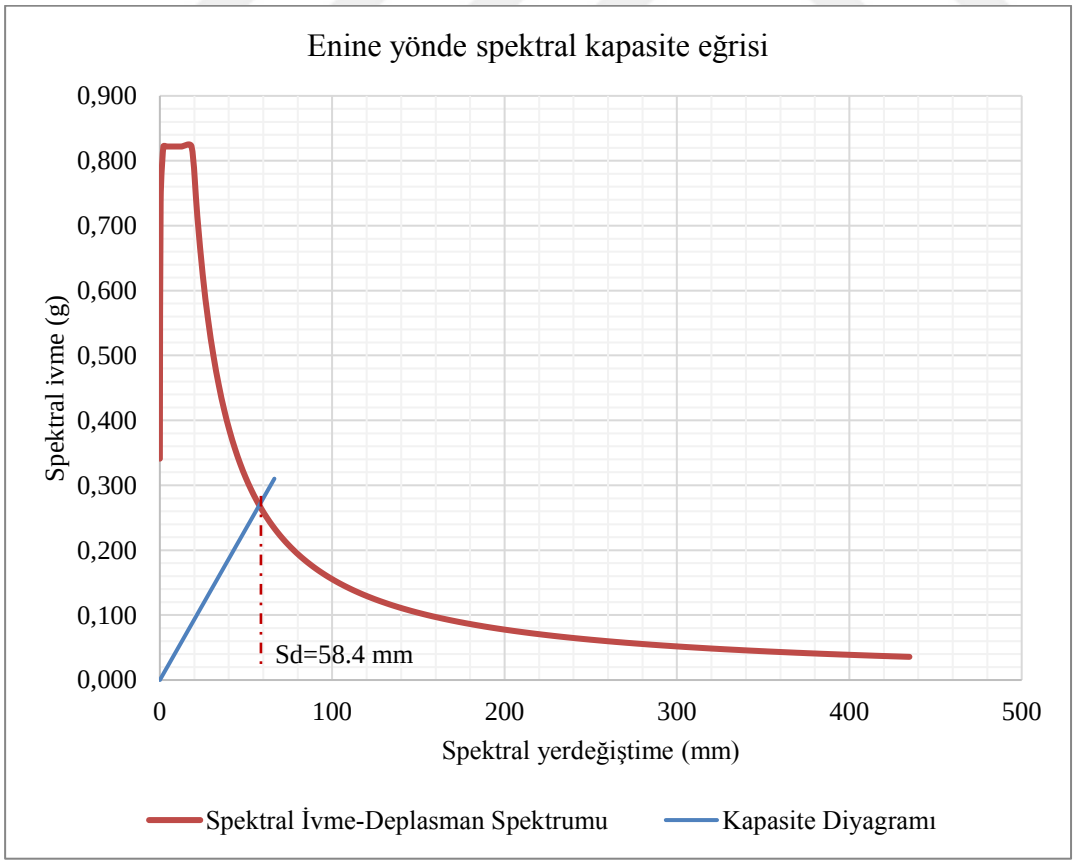


Şekil 4.5 : DD-2 senaryosu Y yönü spektral kapasite diyagramı.

İtme analizleri sonucunda, yan kolon üst uç noktasına göre spektral ivme-yerdeğistime spektrumu ve kapasite diyagramları oluşturulmuştur. Bu eğrilerin kesişimlerinden okunan spektral yerdeğiştirme değerleri belirlenmiştir. Köprünün enine ve boyuna yönde oluşturulan spektral ivme–yerdeğistime spektrumu ve kapasite diyagramları Şekil 4.6 ve Şekil 4.7'de gösterilmiştir.



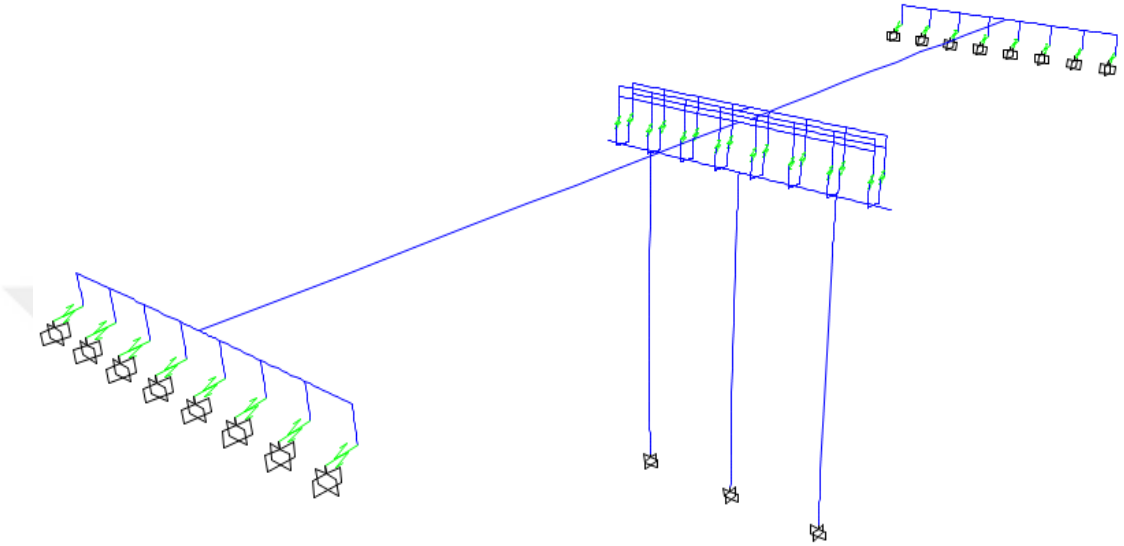
Şekil 4.6 : DD-2 senaryosu X yönü performans noktası belirleme.



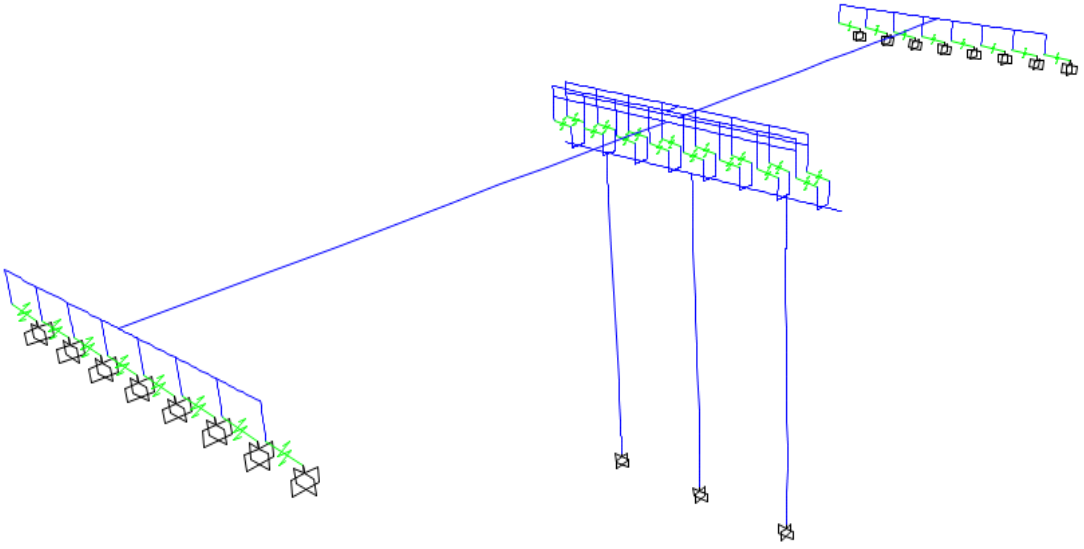
Şekil 4.7 : DD-2 senaryosu Y yönü performans noktası belirleme.

Elde edilen modal kapasite eğrileri ve spektrum eğrilerine göre talep edilen spektral yerdeğiştirmeler, boyuna yönde 69.4 mm, enine yönde ise 58.4 mm olarak belirlenmiştir.

Köprü itme analizi sonucunda yerdeğiştirmiş modelleri Şekil 4.8 ve Şekil 4.9'de gösterilmiştir.



Şekil 4.8 : DD-2 senaryosu X yönü itme analizi yer değiştirmiş görünümü.



Şekil 4.9 : DD-2 senaryosu Y yönü itme analizi yer değiştirmiş görünümü.

Talep edilen performas noktasına kadar boyuna ve enine yönde itme analizi sonucunda yapının elastik davrandığı belirlenmiştir. Şekil 4.16 ve Şekil 4.17'de görüldüğü gibi ayaklarda herhangi bir plastik mafsal oluşmadığı görülmüştür.

Boyuna ve enine yönde itme analizi sonucunda plastik mafsallarda oluşan plastik dönme değerleri ve performans seviyeleri için plastik mafsal dönme sınır değerleri, sırasıyla Çizelge 4.1 ve Çizelge 4.2'de verilmiştir.

Çizelge 4.1 : DD-2 senaryosu boyuna yönde itme analizi sonuçları.

Plastik Mafsal	Plastik dönme (Θp) (radyan)	θ_p^{KH} (radyan)	θ_p^{SH} (radyan)	θ_p^{KH} (radyan)	$\theta_p^{GÖ}$ (radyan)	Davranış Durumu	Performans Seviyesi
1H1	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
1H2	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
2H1	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
2H2	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
3H1	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
3H2	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK

Çizelge 4.2 : DD-2 senaryosu enine yönde itme analizi sonuçları.

Plastik Mafsal	Plastik dönme (Θp) (radyan)	θ_p^{KH} (radyan)	θ_p^{SH} (radyan)	θ_p^{KH} (radyan)	$\theta_p^{GÖ}$ (radyan)	Davranış Durumu	Performans Seviyesi
1H1	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
1H2	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
2H1	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
2H2	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
3H1	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
3H2	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK

Çizelge 4.1 ve 4.2'de anlaşılacağı gibi köprü kolonları elastik davrandığı görülmüştür. Bunun temel sebebi, yapının doğrusal elastik davranış için maksimum kesme kuvveti kapasitesinin, depremden gelen tasarım kesme kuvvetinden büyük olması ile açıklanabilmektedir.

Yapının elastik davranışını kaybettiği noktaya kadar itilmesi sonucunda yapının doğrusal elastik davranış sergileyebileceği kesme kuvveti kapasitesi Şekil 4.2 ve 4.3'de belirlenmişti. Elastik davranış sergilemesi için yapının kesme kuveti kapasitesi X ve Y yönlerinde, Şekil 4.2 ve 4.3'de de görüldüğü gibi sırasıyla 9161 kN ve 10927 kN'dur.

DD-2 depremi sonucunda yapıda meydana gelen tasarım kesme kuvveti ise X ve Y yönlerinde sırasıyla 2868.9 kN ve 3534.9 kN'dur.

Her iki yöndeki etki ve kapasite oranları aşağıda verilmiştir. Aşağıdaki hesaplamalar sonucunda kesme kapasitesinin deprem tasarım kuvvetinin çok üstünde olması sonucunda yapının lineer elastik davrandığı belirlenmiştir.

$$\text{X yönü} : \frac{2868.9}{9161} = 0.31$$

$$\text{Y yönü} : \frac{3534.9}{10927} = 0.32$$

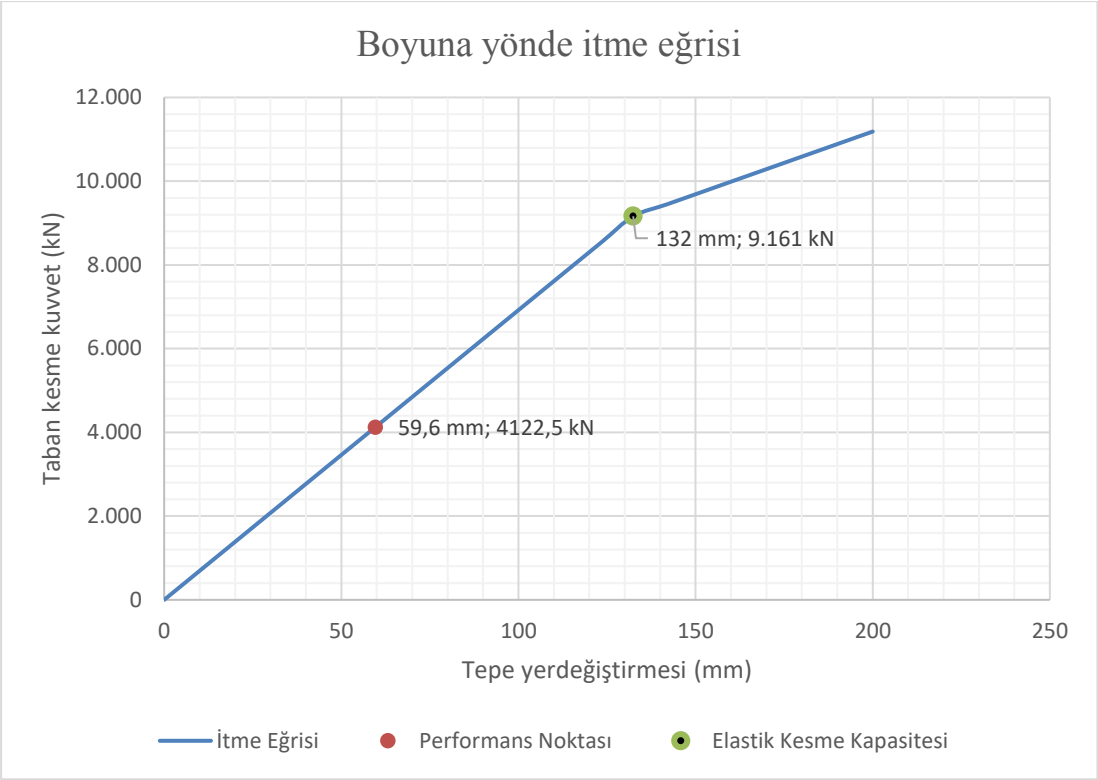
Çizelge 4.1 ve Çizelge 4.2'de görüldüğü gibi yapıda herhangi bir plastik dönme olmadığı için yapı DD-2 deprem senaryosu altında Kesintisiz Kullanım perfomansı sergilemektedir.

4.2 Deprem Yer Hareketi Düzeyi-1 İçin Performans Analizi

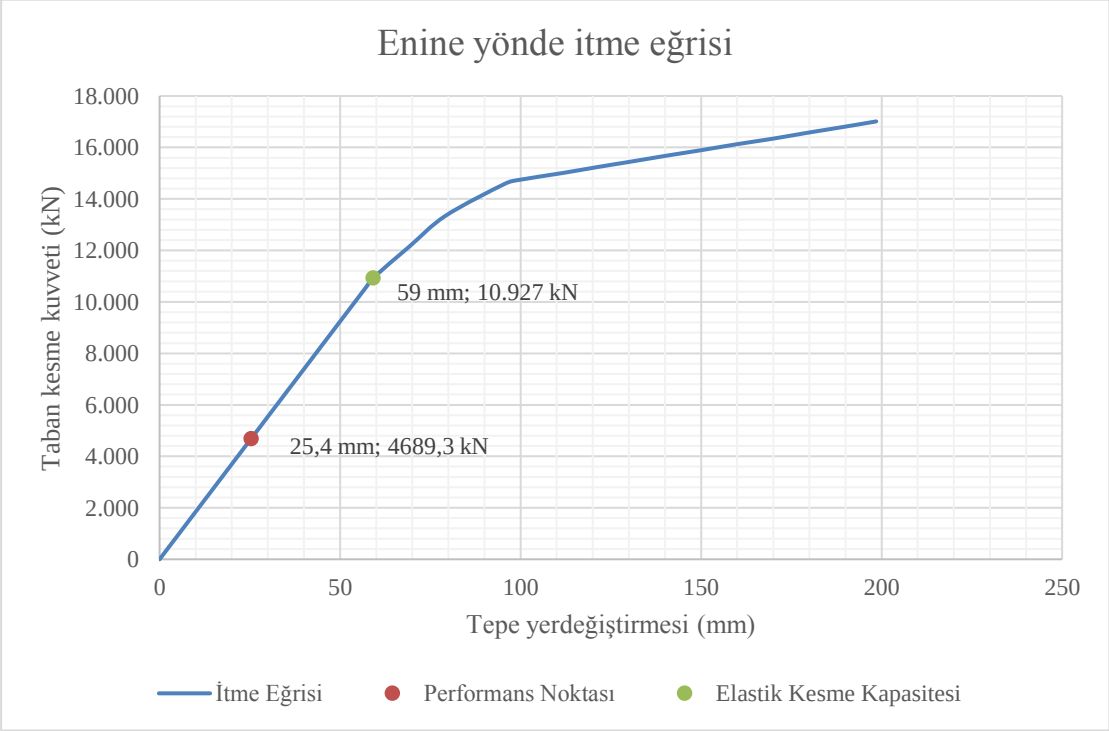
Bölüm 4.1'de DD-2 deprem senaryosuna göre performans analizi yapılmıştı. DD-2 senaryosu altında yapıda herhangi bir plastik mafsal oluşmadığı için DD-1 deprem senaryosuna göre de performans analizi yapılması uygun görülmüştür. Bu bölümde, deprem yer hareketi düzeyi-1 olan deprem sınıfına göre doğrusal olmayan statik itme analizi yapılmıştır.

Performans noktasının belirlenmesi için ilk adımda köprü 20 cm'ye kadar itilmiştir. İtme analizi sonucunda, yapının X ve Y yönü talep edilen yer değiştirme miktarı sırasıyla 59.6 mm ve 25.4 mm olarak belirlenmiştir. Bunun sonucunda, yapı X yönünde 7 cm, Y yönünde ise 3 cm itilerek mafsal hasarları incelenmiştir.

İtme analizi yapılan köprünün enine ve boyuna yöndeki statik itme eğrileri Şekil 4.10 ve Şekil 4.11'de gösterilmiştir. Grafikler üzerinde yapının performans noktası ve yapının elastik davranış sergilemesi için kesme kapasitesi de belirlenmiştir.

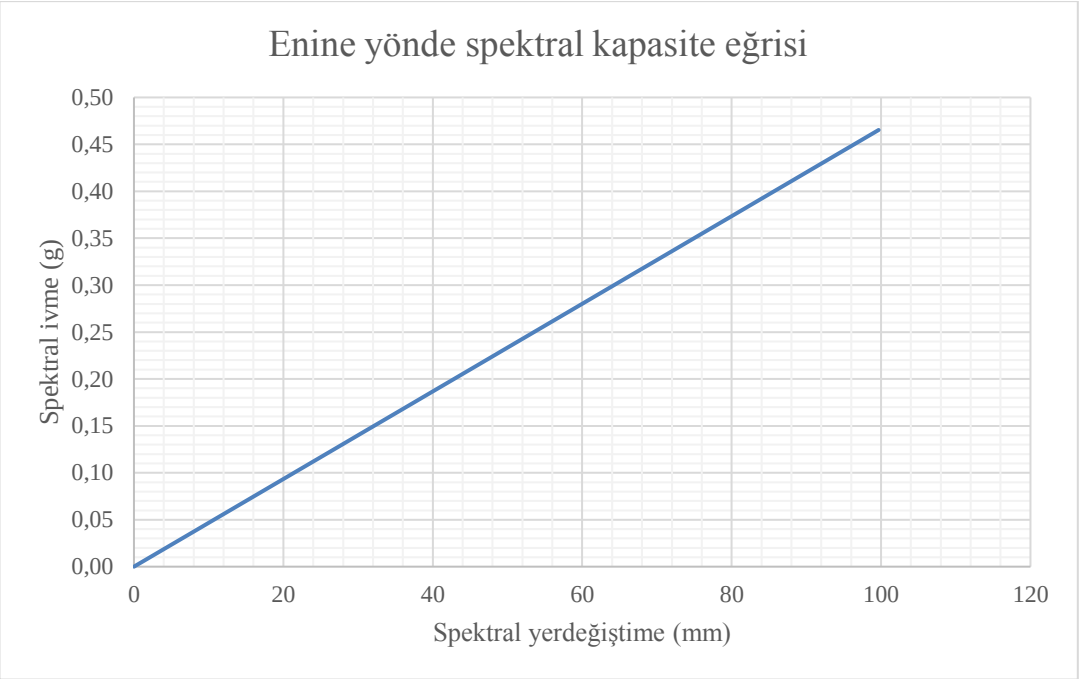


Şekil 4.10 : DD-1 senaryosu boyuna yönde itme eğrisi.

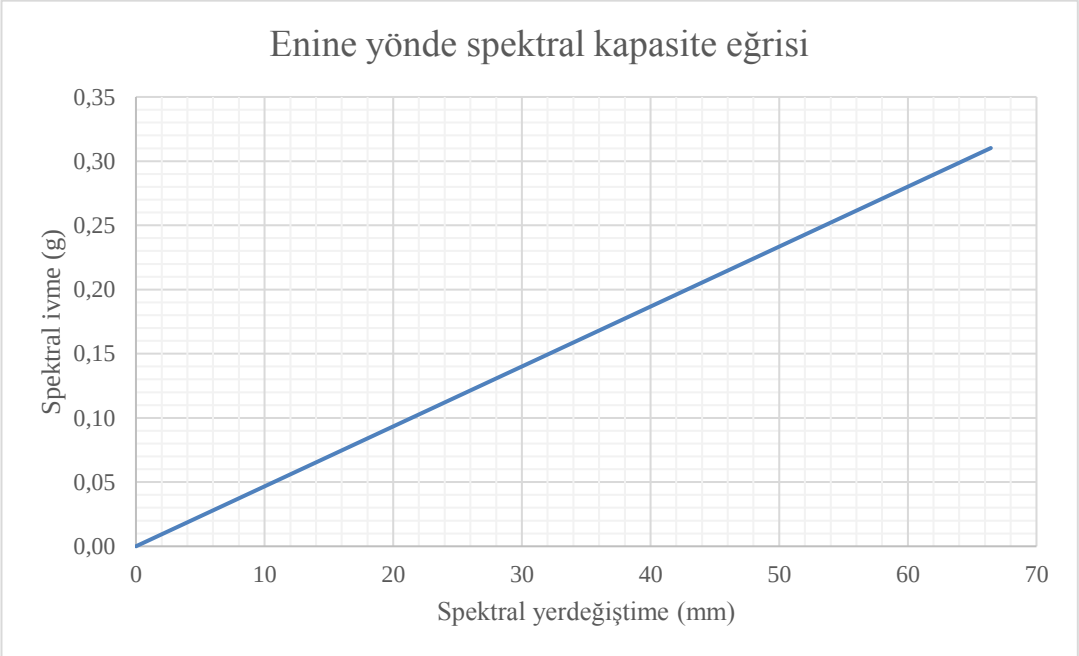


Şekil 4.11 : DD-1 senaryosu enine yönde itme eğrisi.

Elde edilen itme eğrilerinden yararlanılarak spektral ivme ve spektral yerdeğistirme değerleri elde edilmistir. Bu değerler ile modal kapasite eğrileri elde edilmiş olup Şekil 4.12 ve Şekil 4.13'de gösterilmiştir.

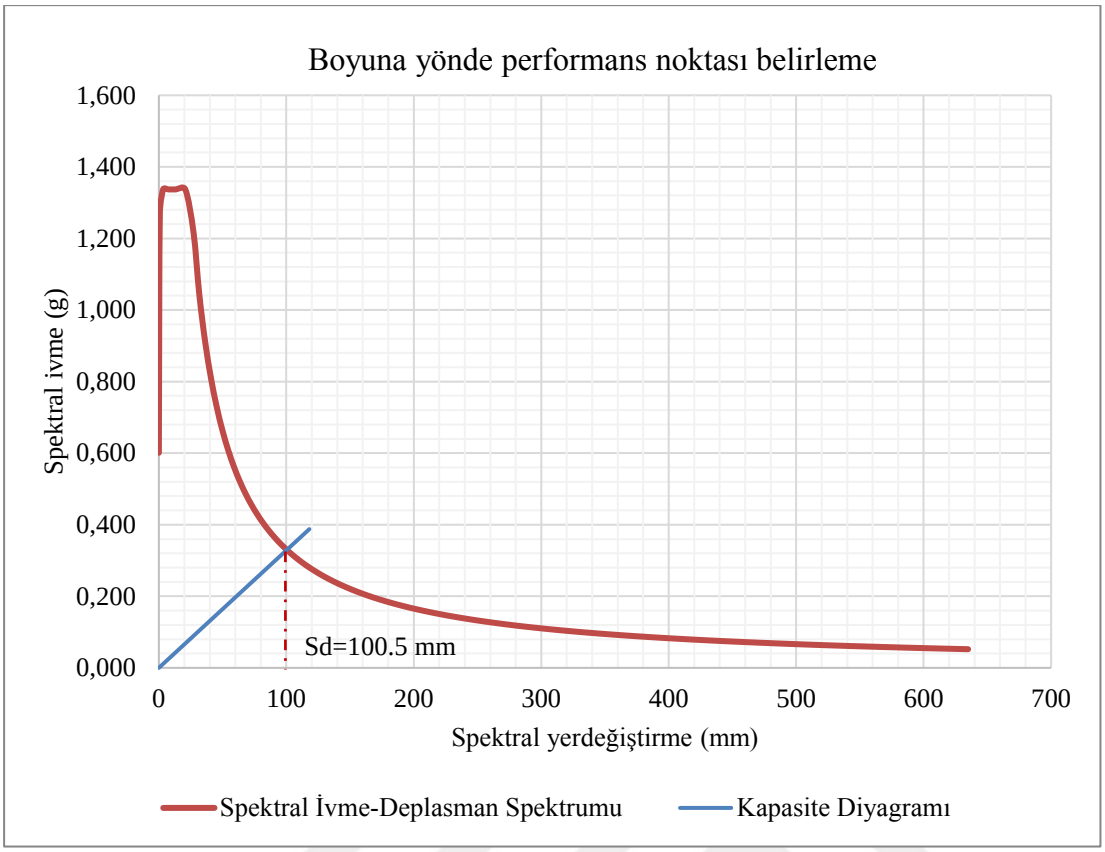


Şekil 4.12 : DD-1 senaryosu X yönü spektral kapasite diyagramı.

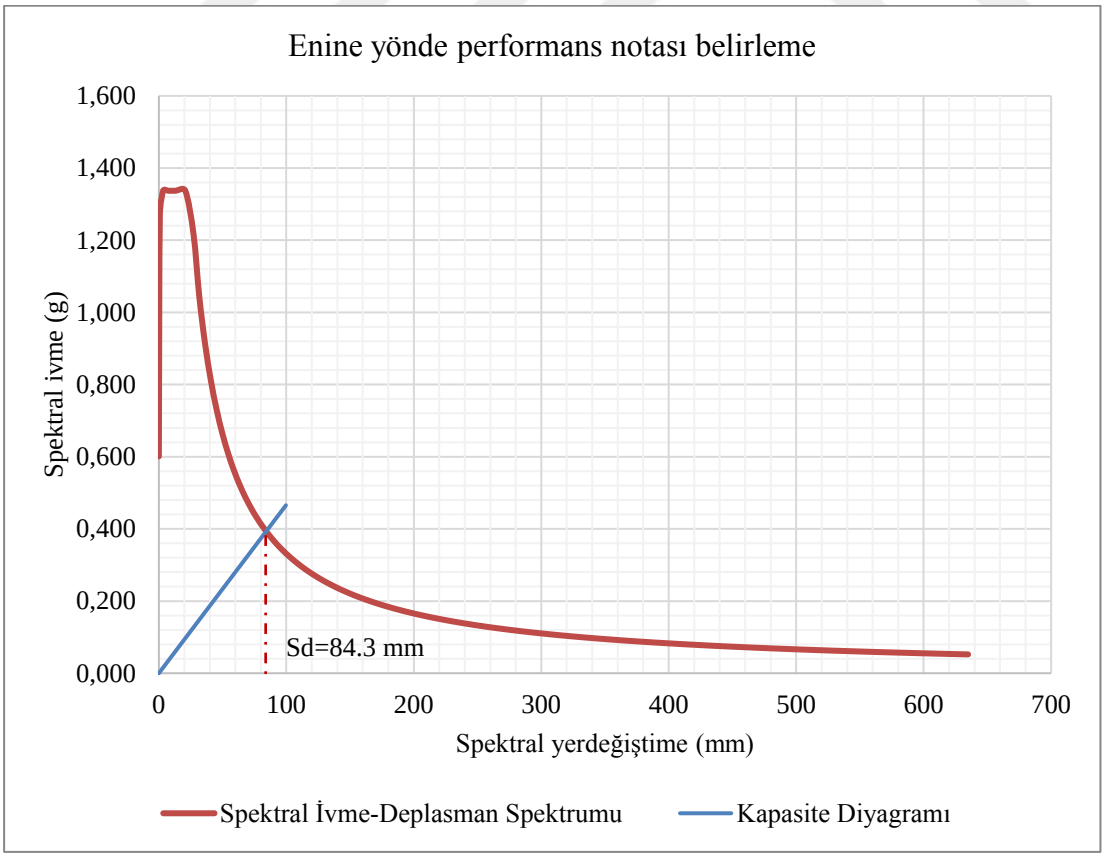


Şekil 4.13 : DD-1 senaryosu Y yönü spektral kapasite diyagramı.

İtme analizleri sonucunda, yan kolon üst uç noktasına göre spektral ivme-yerdeğistime spektrumu ve kapasite diyagramları oluşturulmuştur. Bu eğrilerin kesişimleri performans noktasını simgelemektedir. Bu eğrilerden spektral yerdeğiştirme değerleri belirlenmiştir. Köprünün enine ve boyuna yönde oluşturulan spektral ivme–yerdeğistime spektrumu ve kapasite diyagramları Şekil 4.14 ve Şekil 4.15'de gösterilmiştir.



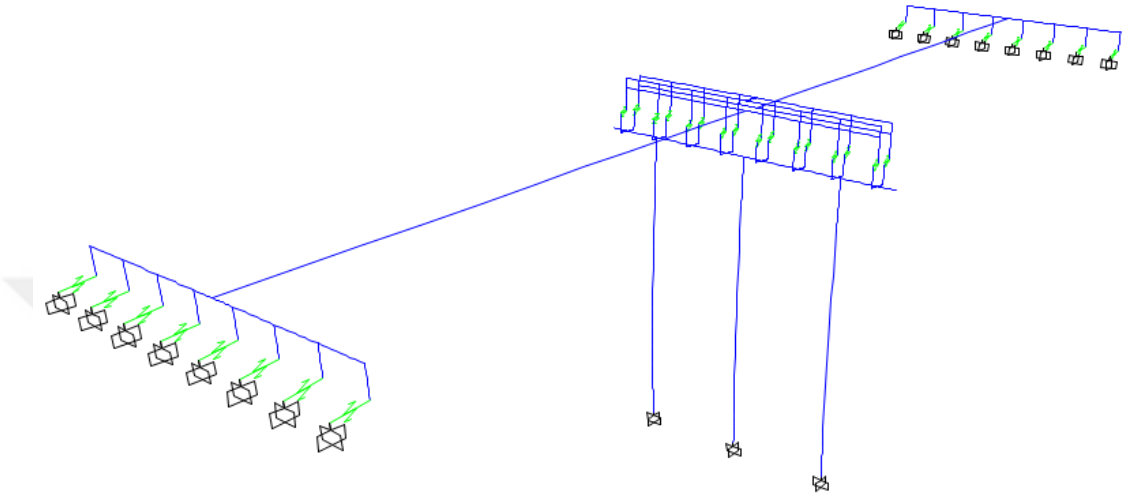
Şekil 4.14 : DD-1 senaryosu X yönü performans noktası belirleme.



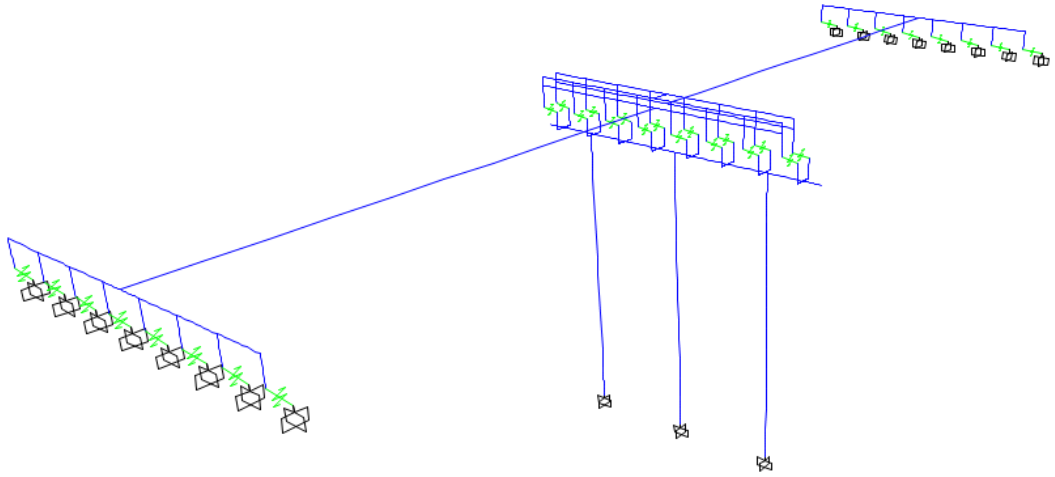
Şekil 4.15 : DD-1 senaryosu Y yönü performans noktası belirleme.

Elde edilen modal kapasite eğrileri ve spektrum eğrilerine göre talep edilen spektral yerdeğiştirmeler, boyuna yönde 100.5 mm, enine yönde ise 84.3 mm olarak belirlenmiştir.

Köprü itme analizi sonucunda yerdeğiştirmiş modelleri Şekil 4.16 ve Şekil 4.17'de gösterilmiştir.



Şekil 4.16 : DD-1 senaryosu X yönü itme analizi yer değiştirmiş görünümü.



Şekil 4.17 : DD-1 senaryosu Y yönü itme analizi yer değiştirmiş görünümü.

Talep edilen performas noktasına kadar boyuna ve enine yönde itme analizi sonucunda yapının elastik davrandığı belirlenmiştir. Şekil 4.16 ve Şekil 4.17'de görüldüğü gibi ayaklarda herhangi bir plastik mafsal oluşmadığı görülmüştür.

Boyuna ve enine yönde itme analizi sonucunda plastik mafsallarda oluşan plastik dönme değerleri ve performans seviyeleri için plastik mafsal dönme sınır değerleri, sırasıyla Çizelge 4.3 ve Çizelge 4.4'de verilmiştir.

Çizelge 4.3 : DD-1 senaryosu boyuna yönde itme analizi sonuçları.

Plastik Mafsal	Plastik dönme (Θp) (radyan)	θ_p^{KH} (radyan)	θ_p^{SH} (radyan)	θ_p^{KH} (radyan)	$\theta_p^{GÖ}$ (radyan)	Davranış Durumu	Performans Seviyesi
1H1	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
1H2	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
2H1	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
2H2	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
3H1	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
3H2	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK

Çizelge 4.4 : DD-1 senaryosu enine yönde itme analizi sonuçları.

Plastik Mafsal	Plastik dönme (Θp) (radyan)	θ_p^{KH} (radyan)	θ_p^{SH} (radyan)	θ_p^{KH} (radyan)	$\theta_p^{GÖ}$ (radyan)	Davranış Durumu	Performans Seviyesi
1H1	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
1H2	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
2H1	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
2H2	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
3H1	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK
3H2	0.00	0.00	0.0107	0.0389	0.0532	Elastik	KK

Çizelge 4.3 ve 4.4'de anlaşılacağı gibi köprü kolonları elastik davrandığı görülmüştür. Bunun temel sebebi, yapının doğrusal elastik davranış için makismum kesme kuvveti kapasitesinin, depremden gelen tasarım kesme kuvvetinden büyük olması ile açıklanabilmektedir.

Yapının elastik davranışını kaybettiği noktaya kadar itilmesi sonucunda yapının doğrusal elastik davranış sergileyebileceği kesme kuvveti kapasitesi Şekil 4.10 ve 4.11'de belirlenmişti. Elastik davranış sergilemesi için yapının kesme kuveti kapasitesi X ve Y yönlerinde, Şekil 4.10 ve 4.11'de de görüldüğü gibi sırasıyla 9161 kN ve 10927 kN'dur.

DD-1 depremi sonucunda yapıda meydana gelen tasarım kesme kuvveti ise X ve Y yönlerinde sırasıyla 4221.8 kN ve 5302.5 kN'dur.

Her iki yöndeki etki ve kapasite oranları aşağıda verilmiştir. Aşağıdaki hesaplamalar sonucunda kesme kapasitesinin deprem tasarım kuvettinin çok üstünde olması sonucunda yapının lineer elastik davrandığı belirlenmiştir.

$$\text{X yönü} : \frac{4221.8}{9161} = 0.46$$

$$\text{Y yönü} : \frac{5302.5}{10927} = 0.49$$

Çizelge 4.3 ve Çizelge 4.4'de görüldüğü gibi yapıda herhangi bir plastik dönme olmadığı için yapı DD-1 deprem senaryosu altında Kesintisiz Kullanım perfomansı sergilemektedir.

Sonuç olarak; Çizelge 3.3'e göre köprü kontrollü hasar performans seviyesinde kalınması hedeflenmektedir. Ama yapılan analizler, köprünün daha iyi performans seviyesi olan kesintisiz kullanım performans seviyesinde olduğunu göstermiştir.

5. SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında, ülkemizde sıklıkla inşa edilen prekast öngerilmeli kirişli betonarme bir köprünün tasarımı, AASHTO LRFD 2017 şartnamesine göre yapılmış olup doğrusal olmayan statik itme analizi ile DD-1 ve DD-2 depremleri altında performansı belirlenmiştir. Yapının performans analizi, Karayolları Genel Müdürlüğü Sanat Yapıları Daire Başkanlığı'nın Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri için Mayıs ayı Taslak raporundaki kriterlere göre belirlenmiştir. Yapının tasarımı ve performans analizi için SAP2000 programı, moment eğrilik analizi ve karşılıklı etki diyagramı için ise XTRACT programı kullanılmıştır. Tasarım ve performans analizi sonuçları aşağıda kısaca özetlenmiştir.

1. AASHTO LRFD 2017 şartnamesine göre tasarlanan iki eşit açıklı köprünün toplam uzunluğu 46 m, ayak yüksekliği 12 metredir. Köprünün orta ayağı, çapı 180 cm olan 3 adet dairesel kolondan oluşmaktadır. Köprüde her bir açıklıkta yükseliği 120 cm, uzunluğu 23 m olan 8 adet öngerilmeli prekast kiriş kullanılmıştır. Her bir prekast kiriş altına 1 adet elastomer mesnet yerleştirilmiştir.
2. AASHTO LRFD 2017 şartnamesine göre tasarlanan köprünün 23 m uzunluğundaki öngerilmeli prekast kirişlerinde , 4'ü mesnetlerde kılıflı olmak üzere toplamda 21 adet öngermeli halat kullanılmıştır.
3. Yapılan analizler sonucunda köprü ayaklarındaki her bir kolona 37 adet Φ32 boyuna donatı ve 10 cm ara ile Φ16 spiral etriye konulmuştur.
4. Yapılan analizler sonucunda, başlık kirişi kesitine toplamda 30 adet Φ20 boyuna donatı ve 10 cm ara ile 6 kolu Φ12 etriye konulmuştur.
5. Yapının doğrusal olmayan analizi için plastik mafsal boyu hesabı yapılmış olup kolonların alt ve uç kesitlerine plastik mafsallar atanmıştır.
6. DD-2 depremi altıntında yapılan performans analizi sonucunda yatay elastik tasarım spektrumu, yapının kapasite eğrisini elastik bölgede kestiği görülmüştür. Bunun sonucunda, yapıda herhangi bir plastik mafsal oluşmadığı

belirlenmiştir. Sonuç olarak, DD-2 depremi altında yapının tamamen elastik davrandığını ve Kesintisiz Kullanım performans seviyesinde kaldığı belirlenmiştir.

7. DD-1 depremi altıntında yapılan performans analizi sonucunda yatay elastik tasarım spektrumu, yapının kapasite eğrisini elastik bölgede kesiği görülmüştür. Bunun sonucunda, yapıda herhangi bir plastik mafsal oluşmadığı belirlenmiştir. Sonuç olarak, DD-1 depremi altında yapının tamamen elastik davrandığını ve Kesintisiz Kullanım performans seviyesinde kaldığı belirlenmiştir.
8. Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri Taslak Raporuna göre yapının DD-1 depremine göre Kontrollü Hasar performans seviyesinde kalmasının yeterli olduğu belirlenmiştir. Bu sebeple maliyetleri düşürmek için yapıdaki kolonların boyutlarının biraz daha küçültülebileceği anlaşılmıştır.

KAYNAKLAR

AASHTO LRFD, (2011). Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington D.C.

AASHTO LRFD, (2015). Load and Resistance Factor Design (LRFD) for Highway Bridge Superstructures, *U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration*.

AASHTO LRFD, (2017). Bridge Design Specifications, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington D.C..

Akoğul, C.,& Çelik O.C., (n.d.). *Prekast Kirişli Betonarme Köprülerin AASHTO'ya Göre Depreme Dayanıklı Tasarımı.*

Aviram, A. & Mackie K.R. & Stojadinović B., (2008). Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures, *Pacific Earthquake Engineering Research Center,* Berkeley.

Aydoğan, M,. (2008). Prefabrike Kirişli Köprülerin Tasarımı, *TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İlkbahar-Yaz Dönemi Meslekiçi Eğitim Semineri,* İstanbul, 28 Haziran.

Darılmaz, K. (2008). Betonarme Düzlem Çerçeve Bir Yapının Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle Performans Değerlendirmesi, *İstanbul Bülten Dergisi, 94,*18-22.

Darılmaz, K. & Orakdöğen E. & Özmen G. (2012). *Örneklerle SAP2000 V15,* İstanbul*:* Birsen Yayınevi.

Karayolları Teknik Şartnamesi, (2013). *Karayolları Genel Müdürlüğü,* Ankara.

SAP2000, Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

Türkiye Köprü Mühendisliğinde Tasarım ve Yapıma İlişkin Teknolojilerin Geliştirilmesi Teknik Kılavuzu, (2015). *Karayolları Genel Müdürlüğü,* Ankara.

XTRACT, (2001). Cross Sectional Analysis of Components, Imbsen Software System, Sacramento.

Yüksel Proje, (2007). *Demiryolları Eki Köprü Tasarım Esasları Sonuç Raporu,* Ankara.

Yüksel Proje, (2007). *Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Havameydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği Sonuç Raporu,* Ankara.

Yüksel Proje, (2019). *Karayolu ve Demiryolu Köprü ve Viyadükleri Nihai Rapora Esas Taslak Rapor,* Ankara.

ÖZGEÇMİŞ



Ad-Soyad **:** Şahin BULUT

Doğum Tarihi ve Yeri **:** 01.10.1997, ERZURUM

E-posta **:** bulut.sah.121@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** **:** 2018, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü (%30 İngilizce)