İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÖNGERME KİRİŞLİ BETONARME DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNÜN ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

C. Baran GÜNDÜZ

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği

HAZİRAN 2010

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÖNGERME KİRİŞLİ BETONARME DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNÜN ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
C. Baran GÜNDÜZ
(501061021)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 07 Mayıs 2010
Tezin Savunulduğu Tarih : 08 Haziran 2010

Tez Danışmanı : Doç. Dr. Turgut ÖZTÜRK(İTÜ)
Diğer Jüri Üyeleri : Doç. Dr. Kutlu DARILMAZ (İTÜ)
Yrd. Doç. Dr. Nilgün AKTAN (YTÜ)

HAZİRAN 2010

Anne karnındaki çocuğuma,

ÖNSÖZ

Değerli tez hocam Doç. Dr. Turgut ÖZTÜRK'e, lisans ve yüksek lisans öğrenimim boyunca gerek derslerim, gerekse yaşamımda yapacaklarım konusunda yeni ufuklar açmamı sağladığı ve hedeflerime ulaşabilmem konusunda beni daima yüreklendirdiği için; ömrüm boyunca her zamanda yanımda olan ve sevgilerini hiçbir zaman esirgemeyen; anneme, babama, kardeşlerime, eşime ve daha anne karnında olan biricik yavruma, onlar ve biz olduğumuz için, aile olduğumuz için, geleceğim için, şimdi için ve her şey için; nazik ve en içten teşekkürlerimi sunarım.

Haziran 2010

C. Baran GÜNDÜZ

(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ ..... **v**
İÇİNDEKİLER ..... **vii**
KISALTMALAR ..... **xi**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **xiii**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xv**
SEMBOL LİSTESİ ..... **xvii**
ÖZET ..... **xxi**
SUMMARY ..... **xxiii**
1. GİRİŞ **1**
2. HESAP ESASLARI **3**
2.1 Şartnameler 3
2.2 Kullanılan Birim Sistemleri 4
2.3 Hesaplarda Kullanılan Elemanların Birim Ağırlıkları 4
2.4 Kullanılan Malzemelerin Özellikleri 5
2.4.1 Beton 5
2.4.2 Betonarme donatı 5
2.4.3 Öngerme kabloları 5
2.4.4 Paspayları 5
2.4.5 Grobeton kalınlıkları 5
2.5 Sınır Durum Prensipleri 6
2.5.1 Sınır durumu tasarım değerleri 6
2.5.2 Sınır değerlerin kontrol edileceği yüklemeler 7
2.6 Trafik Güvenliği İçin Kriterler 7
2.7 Üstyapı Düşey İvme Kontrolü 7
2.8 Üstyapı Bükülme Kontrolü 7
2.9 Üstyapı Düşey Deplasman Kontrolü 8
2.10 Üstyapı Enine Yön Deplasman ve Titreşim Kontrolü 8
2.11 Yolcu Rahatlığı İçin Kriterler 9
2.12 Köprü Kenar ve Orta Ayaklarında Minimum Mesnet Uzunluğu Tahkiki 10
2.13 Yükleme Durumları 11
2.13.1 Zati ve kalıcı yükler 11
2.13.2 Hareketli yükler 13
2.13.3 Düşey yükler 14
2.13.3.1 Merkezkaç kuvvetleri 16
2.13.3.2 Fren ve demeraj kuvvetleri 19
2.13.3.3 Sürşarj yükü 20
2.13.3.4 Rüzgâr etkileri 20
2.13.4 Sıcaklık değişimi 21
2.13.5 Deprem kuvvetleri 22
3. KÖPRÜ ÜSTYAPI ANALİZİ **31**
3.1 Üstyapının Modellenmesi 31

3.2 Öngermeli Kiriş Hesapları 39
3.2.1 Genel bilgiler 39
3.2.1.1 Prekast kiriş 39
3.2.1.2 Yerinde dökme döşeme 40
3.2.1.3 Öngerme çeliği 40
3.2.1.4 Emniyet gerilmeleri 40
3.2.1.5 Kesit özellikleri 41
3.2.2 Kesit tesirleri 41
3.2.2.1 Kiriş zati yükü yüklemesi 42
3.2.2.2 Döşeme zati yükü yüklemesi 42
3.2.2.3 İlave zati yükler yüklemesi 43
3.2.2.4 Hareketli yükler 43
3.2.3 Gerilme hesabı 44
3.2.3.1 Öngerilim kuvvetlerinin hesabı 44
3.2.3.2 Gerilme tahkikleri 44
3.2.4 Gerilme kayıpları 46
3.2.4.1 Rötre kaybı 46
3.2.4.2 Elastik kısalma kaybı 46
3.2.4.3 Sünme kaybı 46
3.2.4.4 Rölaksiyon kaybı 47
3.2.5 Kılıflamalardan sonraki kesit gerilmeleri 47
3.2.5.1 Ara kesitdeki gerilmeler 48
3.2.5.2 Döşemede oluşan gerilmeler 49
3.2.6 Betonarme donatısı hesabı 50
3.2.6.1 Kiriş üstünde gereken yumuşak donatı 50
3.2.6.2 Açıklıkta kiriş altında son durumda gereken yumuşak donatı 50
3.2.7 Kesit taşıma kapasitesi kontrolü 51
3.2.7.1 Maksimum donatı oranı kontrolü 52
3.2.7.2 Minimum donatı oranı kontrolü 52
3.2.8 Kesme donatısı hesabı 52
3.2.9 Yatay kesme mukavemeti kontrolü 54
3.2.9.1 Mesnet bölgesinde 54
3.2.9.2 Kirişteki mevcut kesme donatısı 54
3.2.10 Kiriş burulma tasarımı 54
3.2.10.1 Minimum etriye kontrolü 55
3.2.11 Elastomeric mesnet hesabı 56
3.2.11.1 Düşey deplasman 57
3.2.11.2 Yatay deplasman 57
3.2.11.3 Dönme kontrolu 58
3.2.11.4 Stabilite kontrolu 58
3.2.12 Sehim hesapları 58
3.2.13 Çatlak genişliği kontrolü 59
3.2.14 SAP2000 programında tanmlanan elastomer mesnet değerleri 60
3.3 Döşeme Hesabı 60
4. DİNAMİK ETKİLER 63
4.1 Yapısal Sönüm 66
4.2 Dinamik Yükler 67
4.3 Maksimum Hız Dalga Boyunun Belirlenmesi 69
4.4 Kritik Dalga Boyunun Belirlenmesi 69
4.5 Kritik Dalga Boyuna Göre HSLM Trenin Belirlenmesi 70

4.6 Tren Hızı ... 71
4.7 Seçilen HSLM Yüklemesinin Uygulanması ... 71
4.8 Trafik Güvenliği Kontrolleri ... 73
4.8.1 Üstyapı düşey ivme kontrolü ... 73
4.8.2 Üstyapı burulma kontrolü ... 73
4.8.3 Üstyapı düşey deplasman kontrolü ... 74
4.8.4 Üstyapı enine yön deplasman ve titreşim kontrolü ... 74
4.8.4.1 Maksimum yatay deplasman kontrolü 74
4.8.4.2 Maksimum yatay dönme kontrolü 74
4.8.4.3 Minumu yatay titreşim frekansı kontrolü 74
5. KÖPRÜNÜN DİNAMİK ANALİZİ ... 77
5.1 Hareketli Yüklerin Tanımlanması ... 78
5.2 Kombinasyonların Gösterimi ... 79
5.3 Analiz Sonuçları ... 81
5.3.1 Köprü boyuna yönde oluşan sonuçlar ... 82
5.3.2 Köprü enine yönde oluşan sonuçlar ... 85
5.4 Köprü Ayaklarının Betonarme Hesabı ... 88
6. KÖPRÜ VE HATTIN ETKİLEŞİMİ ... 93
6.1 Dikkate Alınacak Etkiler ... 93
6.2 Hat ve Yapı Sistemin Modellenmesi ... 94
6.3 Ray-Köprü Etkileşimi ... 94
6.3.1 Raylarda gerilme tahkiki ... 96
6.3.2 Göreceli yatay deplasman tahkiki ... 97
6.3.3 Köprü üstyapısı yatay deplasman tahkiki ... 97
6.4 Ray Deformasyonu ... 97
6.5 Analiz Sonuçları ... 98
6.5.1 Rayın yüklü olması durumu ... 98
6.5.1.1 Fren, ivmelenme ve sıcaklık yükleri etkisindeki durum 98
6.5.1.2 Deprem yükleri etkisindeki durum 100
6.5.2 Rayın yüklü olmaması durumu ... 101
6.5.2.1 Sıcaklık etkisindeki durum 101
6.5.2.2 Deprem yükleri etkisindeki durum 101
SONUÇLAR ... 103
KAYNAKLAR ... 107
ÖZGEÇMİŞ ... 109

KISALTMALAR

AASHTO : Standart Specifications for Highway Bridges
ACI : American Concrete Institute
CRc : Sünme Kayıbı
CRs : Rölaksasyon Kayıbı
DLH : Demiryolları Limanlar ve Hava Meydanları
DY **:** Doğrusal Yöntem
DOY **:** Doğrusal Olmayan Yöntem
ES : Elastik Kısalma
HSLM : High Speed Load Model
LM : Load Model
PSA : Pseudo Spectral Acceleration
QX **:** X Doğrultusu Deprem Etkisi
QY **:** Y Doğrultusu Deprem Etkisi
RST(+) **:** Pozitif Isı Etkisi
RST(-) **:** Negatif Isı Etkisi
SD : Spektral Yerdeğiştirme
SH : Rötre Kayıbı
UBC : Uniform Building Code
UIC **:** International Union of Railways
TS : Türk Standartları
PGA **:** Pik Yer İvmesi, Peak Ground Acceleration

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Sehim ve titreşim sınırlarının kontrolü için seçilecek hatların sayısı..... 6
Çizelge 2.2 : Hıza göre maksimum bükülme değeri..... 8
Çizelge 2.3 : Yatay dönme ve eğrilik yarıçapının maksimum değişimi..... 9
Çizelge 2.4 : Tavsiye edilen rahatlık seviyeleri (EN 1990-A2)..... 9
Çizelge 2.5: Zati ve kalıcı yük değerleri..... 13
Çizelge 2.6 : Tavsiye edilen rahatlık seviyeleri..... 15
Çizelge 2.7 : Yük modeli LM 71 ve SW/0 için f katsayısı..... 18
Çizelge 2.8 : Kısa periyod zemin katsayısı, Fa..... 23
Çizelge 2.9 : 1.0 sn periyodu zemin katsayısı, Fv. 23
Çizelge 2.10 : Etkin yer ivme katsayısı (Ao)..... 24
Çizelge 2.11 : Erzincan, Kocaeli ve Düzce depremlerinin özellikleri..... 26
Çizelge 3.1 : Kiriş zati yükleme tesirleri. 42
Çizelge 3.2 : Kiriş döşeme zati yükleme tesirleri. 42
Çizelge 3.3 : Kiriş ilave zati yükleme tesirleri. 43
Çizelge 3.4 : Kiriş hareketli yükleme tesirleri. 43
Çizelge 3.5 : Halat yerleşim tablosu. 44
Çizelge 3.6 : Kiriş ortasında gerilme sonunda gerilme tahkiki. 44
Çizelge 3.7 : Kiriş ortasında tabliye döküldükten sonra gerilme tahkiki. 45
Çizelge 3.8 : Kiriş ortasında nihai durumda gerilme tahkiki. 45
Çizelge 3.9 : Öngermeli kirişin gerilme kayıp oranları. 47
Çizelge 3.10 : Prekast kirişin öngermeli halat kılıflama lokasyonları. 47
Çizelge 3.11 : Aktarma sırasındaki prekast kirişin ara kesit gerilmeleri. 48
Çizelge 3.12 : Tabliye prizini almadan prekast kirişin ara kesit gerilmeleri. 49
Çizelge 3.13 : Nihai durumda prekast kirişin ara kesit gerilmeleri. 49
Çizelge 3.14 : Kiriş üstünde oluşan çekme alanı. 50
Çizelge 3.15 : Kiriş üstünde oluşan çekme kuvveti. 50
Çizelge 3.16 : Açıklıkta kiriş altında oluşan çekme alanı. 50
Çizelge 3.17 : Açıklıkta kiriş altında oluşan çekme kuvveti. 51
Çizelge 3.18 : Kesme donatısı hesap özet tablosu. 53
Çizelge 3.19 : Prekast kiriş burulma tasarım bölgesi değerleri. 55
Çizelge 3.20 : Sabit yüklerden dolayı oluşan dönme değerleri. 58
Çizelge 4.1 : Köprü açıklığına göre köprü doğal frekansının sınırları. 65
Çizelge 4.2 : Tasarım amacı ile kullanılacak sönüm değerleri. 66
Çizelge 4.3 : HSLM-A ve HSLM-B'nin uygulanması. 67
Çizelge 4.4 : HSLM-A değerleri. 68
Çizelge 5.1 : Köprü boyuna yöndeki deprem durumları kombinasyon listesi. 79
Çizelge 5.2 : Asal eksende kütle katılım oranı. 80

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Köprü döşemesinde burulma t'nin tanımı. 8
Şekil 2.2 : Köprü döşemesinde düşey deplasmanın gösterimi. 8
Şekil 2.3 : Açıklık ve tren hızları için en büyük düşey δ sehimi 10
Şekil 2.4 : Tipik köprü enkesiti (mm cinsinden). 12
Şekil 2.5 : Öngerme kiriş kesiti (mm). 13
Şekil 2.6 : Hareketli yükler LM 71, SW/0, SW/2, LM2000..... 15
Şekil 2.7 : Yük modeli LM 71 ve SW/0 için f katsayısı..... 18
Şekil 2.8 : Fren ve ivmelenme kuvvetlerinin gösterimi..... 19
Şekil 2.9 : Rüzgar kuvvetinin köprüye etkimesi..... 20
Şekil 2.10 : Rüzgar kuvvetinin trene etkimesi..... 21
Şekil 2.11 : Spektrum eğrisi. 23
Şekil 2.12 : Spektrum fonksiyonun SAP2000 programında gösterimi..... 25
Şekil 2.13 : SAP2000'de X ve Y yönündeki depremin uygulanması. 25
Şekil 2.14 : Yaşanmış depremlerin sözde ivme spektrum değerleri..... 28
Şekil 3.1 : SAP2000'de kurulan model. 31
Şekil 3.2 : SAP2000'de kurulan modelin 3 boyutlu görünümü..... 32
Şekil 3.3 : Üstyapının 1. modu T=0.28911 sn. 32
Şekil 3.4 : Üstyapının 2. modu T=0.22962 sn. 33
Şekil 3.5 : Üstyapının 3. modu T=0.14361 sn. 33
Şekil 3.6 : LM71 yüklemesi altında maksimum deplasman. 34
Şekil 3.7 : Kirişlerin numaralandırılması..... 34
Şekil 3.8 : Tren sınıflarına göre moment grafiği. 35
Şekil 3.9 : Tren sınıflarına göre moment grafiği; (4 numaralı kiriş için). 35
Şekil 3.10 : Tren sınıflarına göre kesme kuvveti tablosu. 35
Şekil 3.11 : Tren sınıflarına göre maksimum kesme kuvveti grafiği. 36
Şekil 3.12 : Tren yükleri altında maksimum düşey deplasman tablosu. 36
Şekil 3.13 : Açıklık ortasında kirişlerin moment değerlerinin karşılaştırması. 37
Şekil 3.14 : Açıklık ortasında kirişlerin kesme kuvveti değerinin karşılaştırması. ... 37
Şekil 3.15 : Φ*α*LM71 yüklemesinin maksimum moment değerleri. 38
Şekil 3.16 : Φ*α*LM71 yüklemesinin maksimum kesme kuvveti değerleri. 38
Şekil 3.17 : Φ*α*LM71 göre moment ve kesme kuvvetinin kirişlere dağılımı. 39
Şekil 3.18 : Kiriş boyutlarının harflendirilmesi. 41
Şekil 3.19 : Kiriş zati yüklemesi. 42
Şekil 3.20 : Kiriş döşeme zati yüklemesi. 42
Şekil 3.21 : Kiriş ilave zati yüklemesi. 43
Şekil 3.22 : Tipik elastomerik mesnet şekli. 56
Şekil 3.23 : Elastomeric mesnetin yükleme altında çökme davranışı. 57
Şekil 4.1 : Dinamik analiz akış şeması. 63
Şekil 4.2 : Köprü açıklığına göre köprü doğal frekansının sınırları. 65
Şekil 4.3 : Açıklık boyunun(Lm)bir fonksiyonu olarak ilave sönümleme oranı(Δζ). 67

Şekil 4.4 : HSLM-A modeli. 68
Şekil 4.5 : HSLM-B modeli. 68
Şekil 4.6 : Yapı açıklığına göre HSLM-B dingil aralıkları 69
Şekil 4.7 : Kritik dalga boyuna belirlenmesi. 70
Şekil 4.8 : Kritik dalga boyuna göre HSLM-A trenin belirlenmesi. 70
Şekil 4.9 : SAP2000 programında HSLM-A6 tren yüklemesi. 72
Şekil 4.10 : SAP2000 programı HSLM-A6 yüklemesi dinamikve statik deplasman 72
Şekil 4.11 : HSLM-A6 yüklemesi düşey ivme değeri. 73
Şekil 4.12 : Seçilen açıklık ve tren hızı için en büyük düşey δ sehimi 74
Şekil 5.1 : SAP2000 programında köprü genel görünüşü. 77
Şekil 5.2 : Hareketli yükler için tanımlanan yollar. 78
Şekil 5.3 : SAP2000 programında LM 71 ve SW/0 tren yüklemesinin gösterimi 78
Şekil 5.4 : SAP2000 programında SW/2 ve LM2000 tren yüklemesinin gösterimi 78
Şekil 5.5 : SAP2000 programında BOS TREN yüklemesinin modellenmesi. 79
Şekil 5.6 : Yapının 1.mod periyodu T = 0.7247 sn. 81
Şekil 5.7 : Yapının 2.mod periyodu T = 0.6632 sn. 81
Şekil 5.8 : Ayakların numaralandırılması. 82
Şekil 5.9 : Kolon moment değerleri. 82
Şekil 5.10 : Kolon kesme kuvveti değerleri. 83
Şekil 5.11 : Kolon normal kuvvet değerleri. 83
Şekil 5.12 : Köprü boyuna yönde ayaklarda oluşan maksimum deplasman. 84
Şekil 5.13 : Kolon moment değerleri. 85
Şekil 5.14 : Kolon kesme kuvveti değerleri. 86
Şekil 5.15 : Kolon normal kuvvet değerleri. 86
Şekil 5.16 : Kolon burulma kuvveti değerleri 87
Şekil 5.17 : Köprü enine yönde ayaklarda oluşan maksimum deplasman. 87
Şekil 5.18 : XTRACT programında hazırlanan modelin görünümü. 88
Şekil 5.19 : Donatı oranı %2.69 olan kolon moment(x)-normal kuvvet diyagramı 89
Şekil 5.20 : Donatı oranı %2.69 olan kolon moment(y)-normal kuvvet diyagramı 89
Şekil 5.21 : Donatı oranı %2.69 olan kolon moment(x)-moment(y) diyagramı 89
Şekil 5.22 : Donatı oranı %1.54 olan kolon moment(x)-normal kuvvet diyagramı 90
Şekil 5.23 : Donatı oranı %1.54 olan kolon moment(y)-normal kuvvet diyagramı 90
Şekil 5.24 : Donatı oranı %1.54 olan kolon moment(x)-moment(y) diyagramı 90
Şekil 6.1 : Hat/yapı sistemi modeline bir örnek 94
Şekil 6.2 :SAP2000 programında köprü genel görünümü. 95
Şekil 6.3 : Kesme kuvvetinin boyuna doğrultudaki hat yer değiştirmesi ile değişimi 95
Şekil 6.4 : Rayda oluşan çekme gerilmeleri. 99
Şekil 6.5 : Rayda oluşan basınç gerilmeleri. 99
Şekil 6.6 : Rayda oluşan çekme gerilmeleri. 100
Şekil 6.7 : Rayda oluşan basınç gerilmeleri. 100
Şekil 6.8 : Rayda oluşan çekme gerilmeleri. 101
Şekil 6.9 : Rayda oluşan basınç gerilmeleri. 102

SEMBOL LİSTESİ

$A(T)$: Spektral ivme katsayısı
A_o : Etkin yer ivme katsayısı
A_c : Kolonun brüt enkesit alanı
$A_{ELASTOMER}$: Elastomerin alanı
A_{ck} : Sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı
A_s : Donatı alanı
A_p : Prekast kirişin alanı
A_k : Kompozit kesitin alanı
A_w : Kolon enkesiti etkin gövde alanı
b_j : Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, birleşim bölgesine saplanan kirişin kolonla aynı genişlikte olması veya kolonun her iki yanından da taşması durumunda kolon genişliği, aksi durumda kirişin düşey orta ekseninden itibaren kolon kenarlarına olan uzaklıklarından küçük olanının iki katı
b_k : Birbirine dik yatay doğrultuların her biri için, kolon enkesit boyutu (en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık)
b_w : Kirişin gövde genişliği
b_v : Düşey ivme
d : Kirişin faydalı yüksekliği
E_c : Betonun elastisite modülü
E_s : Donatı çeliğinin elastisite modülü
fa : Kısa periyot zemin katsayısı
fs : 1 sn. Periyodu zemin katsayısı
fc : Sargılı betonda beton basınç gerilmesi
f_{cc} : Sargılı beton dayanımı
f_{cd} : Betonun tasarım basınç dayanımı
f_{ck} : Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı
f_{ctd} : Betonun tasarım çekme dayanımı
f_{cm} : Mevcut beton dayanımı
f_{ctm} : Mevcut betonun çekme dayanımı
f_s : Donatı çeliğindeki gerilme
f_{yd} : Boyuna donatının tasarım akma dayanımı
f_{yk} : Boyuna donatının karakteristik akma dayanımı
f_{yw} : Enine donatının akma dayanımı
f_{ywd} : Enine donatının tasarım akma dayanımı
f_{ywk} : Enine donatının karakteristik akma dayanımı
f_{top} : Kiriş üstünde oluşan gerilme
f_{bot} : Kiriş altında oluşan gerilme
g : Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s^2)
h_p : Kiriş yüksekliği
h : Çalışan doğrultudaki kesit boyutu
$I_{prekast}$: Prekast kirişin atalet momenti

$I_{kompozit}$: Kompozit kesitin atalet momenti
k : Birim uzunluktaki balast malzemesinin boyuna doğrultuda ötelenmeye karşı direnci
K : Rijitlik
L_t : Transfer mesafesi
L_f : Kurp içindeki köprü uzunluğu
I : Önem katsayısı
M_a : Kolonun serbest yüksekliğinin alt ucunda, kolon kesme kuvvetinin hesabında esas alınan moment
M_{DL} : Düşey yüklerden oluşan moment
M_{LL} : Hareketli yüklerden oluşan moment
M_1 : Kiriş zati yükü altında oluşan moment
M_2 : Döşeme zati yükü altında oluşan moment
M_3 : Diğer zati yükler altında oluşan moment
M_4 : Hareketli yükler altında oluşan moment
M_U : Açıklık ortasında oluşan faktörlü moment
M_{max} : Maksimum moment değeri
M_{cr} : Kritik moment değeri
N : Normal kuvvet
N_d : Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
N_{DL} : Düşey yükler altında kolon oluşan eksenel kuvvet
N_{LL} : Hareketli yükler altında kolon oluşan eksenel kuvvet
N_{EQ} : Deprem yükleri altında oluşan eksenel kuvvet
N_K : Mevcut malzeme dayanımları ile hesaplanan moment kapasitesine karşı gelen eksenel kuvvet
n_o : Düşey eğilme titreşim frekansı
n_t : Burulma titreşim frekansı
P_c : Tahmini öngerilim kaybı
P_i : İlk öngerme kuvveti
P_e : Efektif öngerme kuvveti değeri
R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a(T)$: Deprem yükü azaltma katsayısı
S : Mesnet açısı
S_{MS},S_{M1} : Spektral ivme değerleri
S(T) : Spektrum katsayısı
$S_aR(T_r)$: r'inci doğal titreşim modu için azaltılmış spektral ivme [m/s²]
$S_{1p(alt),1p(üst)}$: Prekast kiriş mukavemet momenti
$S_{1c(alt),1c(üst)}$: Kompozit kesitin mukavemet momenti
Q_{tk} : Merkezkaç kuvveti
T : Doğal titreşim periyodu [s]
T_1 : Birinci doğal titreşim periyodu [s]
T_A ,T_B : Spektrum karakteristik periyotları [s]
T_U : Burulma kuvveti
u_o : Elastik bölgeden plastik bölgeye geçişteki boyuna deplasman değeri
u : Rayın köprüye göre boyuna yöndeki göreceli ötelenmesi
V_c : Betonun kesme dayanımına katkısı
V_s : Donatının kesme dayanımına katkısı
V_S : Kayma dalgası hızı
V_{DL} : Düşey yüklerden oluşan kesme kuvveti

$\mathbf{V_{LL}}$: Hareketli yüklerden oluşan kesme kuvveti
$\mathbf{V_1}$: Kiriş zati yükü altında oluşan kesme kuvveti
$\mathbf{V_2}$: Döşeme zati yükü altında oluşan kesme kuvveti
$\mathbf{V_3}$: Diğer zati yükler altında oluşan kesme kuvveti
$\mathbf{V_4}$: Hareketli yükler altında oluşan kesme kuvveti moment
$\mathbf{V_U}$: Açıklık ortasında oluşan faktörlü kesme kuvveti
$\mathbf{V_d}$: Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
$\mathbf{V_{dy}}$: Kirişin herhangi bir kesitinde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti
$\mathbf{V_e}$: Kolon ve kirişte enine donatı hesabında esas alınan kesme kuvveti
$\mathbf{V_r}$: Kolon veya kiriş kesitinin kesme dayanımı
$\mathbf{Y_{prekast}}$: Prekast kirişin Y eksenine göre eksantirisitesi
$\mathbf{Y_{kompozit}}$: Kompozit kirişin Y eksenine göre eksantirisitesi
Wc : Beton birim hacim ağırlığı
$\mathbf{\Lambda c}$: Kritik dalga boyu
$\mathbf{\Phi}$: Dinamik etki faktörü
Ø : Donatı çapı
$\mathbf{\Phi_{xN1}}$: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği
$\mathbf{\Gamma_{x1}}$: X deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı
ρ : Çekme donatısı oranı
ρ_b : Dengeli donatı oranı
ρ_s : Toplam enine donatının hacimsel oranı (dikdörtgen kesitlerde $\rho_s = \rho_x + \rho_y$)
ρ_{sm} : Kesitte bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı
ρ' : Basınç donatısı oranı
ρ_x, ρy : İlgili doğrultulardaki enine donatı hacimsel oranı
ε_c : Beton basınç birim şekil değiştirme
ε_{cu} : Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekil değiştirme
εs : Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekil değiştirmesi
εsu : Donatı çeliğinin kopma birim sekil değiştirmesi
εsy : Donatı çeliğinin akma birim sekil değiştirmesi
δ : Düşey sehim
σ : Basınç ya da çekme gerilmesi
ζ : Sönümleme oranı
Δ_{akma} : Akma anındaki yer değiştirmesi
Δ_{max} : En büyük yer değiştirme
Δt : Sıcaklık değişimi

ÖNGERME KİRİŞLİ BETONARME DEMİRYOLU KÖPRÜSÜNÜN ANALİZİ

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, üstyapısı öngermeli prefabrik kirişlerden oluşan bir çift hatlı hızlı demiryolu köprüsü, düşey yükler, trafik yükleri ve deprem yükleri altında çözülerek boyutlandırılmış ve gerekli kesit hesapları yapılarak projelendirilmiştir.

Projelendirilen köprü 9 m ve 14 m yüksekliğinde iki adet kenar ayak ile yükseklikleri 18 m ile 34 m arasında değişen orta ayaklardan oluşmaktadır. Orta ayaklar dikdörtgen kesitli olup, 2 x 31,5 m ve 6 x 33 m boyunda toplam 8 adet açıklık mevcuttur. Üst yapı prekast kiriş elemanlardan oluşmaktadır ve kirişler her iki uçta enleme kirişleri ile bağlanmış ve köprü tabliyesi bu elemanların üzerine yerleştirilmiştir.

Köprü L = 261 metre boyunda (kenar ayaklar üzerindeki genleşme derzi arasında kalan toplam uzunluk) ve E = 12 metre genişliğinde olup, üzerinden çift hatlı demiryolu geçeceği düşünülerek projelendirilmiştir. İki hat arasındaki mesafe eksenden eksene 4.50 metredir. Köprünün her iki kenarında köprünün yapımından sonra bakımı için düşünülen 1.50 metre genişliğinde yaya yolu ve kablo kanalını içeren bordürler düzenlenecektir. Ray ve traversler minimum 30 cm. yüksekliğinde balast tabakası üzerine oturmaktadır. Köprü her iki kenarında yaya korkulukları kullanılacak ve bordür dış yüzeylerinde estetik ve koruma amaçlı cephe panelleri yerleştirilecektir.

Köprü üst yapısı H = 190 cm yüksekliğinde prefabrike öngerilmeli kirişler ve yerinde dökme döşeme (minimum 25 cm kalınlığında) ile teşkil edilecektir. Prefabrike kirişlerin mesnetler arasındaki oturma boyları bütün açıklıklarda eşit ve 30 metre olarak düzenlenmiştir. Köprü üstyapısında her iki açıklıkta bir adet genleşme derzi yapılacaktır.

Tezin ilk bölümünde konunun tanımı için giriş yapılarak köprülerden bahsedilmiştir.

İkinci bölümde yapının analizinde anlatılacak olan konunun ve hesapların esasları yer almaktadır. Ayrıca amaç ve kapsam belirtilmiştir.

Üçüncü bölümde üstyapı analizi yapılmıştır. Üstyapı modeli bilgisayar ortamında oluşturulmuş ve sonuçları belirtilmiştir. Bu bölümde ayrıca öngermeli betonarme prekast kirişin ve döşeme hesabı yapılmıştır.

Dördüncü bölümde yapı dinamik etkilere göre incelenerek istenilen değerleri sağladığı belirtilmiştir.

Beşinci bölümde köprü modeli doğrusal olmayan analiz ile çözülmüş ve sonuçlar gösterilmiştir.

Altıncı bölümde ayrı iki köprü modeli kurularak doğrusal olmayan analiz ile çözülmüş ve ray gerilme tahkikleri yapılmıştır.

Köprü elemanlarının analizi için oluşturulan bilgisayar modelleri paket program SAP2000 V.11.0.0'da hazırlanmıştır. Köprü üst yapısı için de SAP2000 programında ayrıca bir model oluşturulmuştur.

Sonuç olarak günümüzde artık önem kazanan hızlı demiryolu hatlarının vazgeçilmezi olan betonarme köprülerin dinamik analizi en son şartnamelere göre incelenerek istenilen şartlar ve dikkat edilmesi gereken hususlar anlatılmaya çalışılmıştır.

ANAYLSIS TO REINFORCED CONCRETE RAILWAY BRIDGE WITH PRETENSION BEAMS

SUMMARY

In this study presented as a M.Sc thesis, a two-track fast train railway bridge with a superstructure composed of prefabricated pretension beams is analyzed and sized under vertical loads, traffic loads and earthquake loads and the necessary section calculations have been performed.

The bridge is designed with two abutments of 9 m and 14 m high and with piers the heights of which are varying between 18 m and 34 m. The piers have a box section and there are 8 spans in total with 2 x 31,5 m and 6 x 33 m lengths. The superstructure is composed of precast beam elements and the beams are connected with diaphragms at both ends and the bridge slab is placed on these elements.

The bridge is L=261 meters long (the total length of expansion joint on top of the two abutments) and E=12 meters wide, and it is designed considering that a two-track railway will pass over it. The distance between the axes of the two tracks is 4,50 meters. A sidewalk 1,50 meters will be designed on both sides of the bridge, including a walkway and cable trough for maintenance purposes. The rails and sleepers shall sit on a ballast layer of minimum 30 cm high. Handrails will be provided on both sides of the bridge and façade panels will be placed for cosmetic and protective purposes.

The bridge's superstructure is composed of prefabricated pretension beams of H= 190 cm high and a cast in-situ slab of minimum 25 cm thick. The distance of prefabricated beams between each span is equal and designed to be 30 meters. The bridge superstructure will include an expansion joint at every other span.

In the first section of the thesis, an introduction of the topic is given and bridges are explained.

In the second section, the principles of the subject and calculations to be utilized in the structure analysis are explained. The purpose and scope is also defined in this section.

In the third section, the superstructure analysis has been conducted. The superstructure model has been prepared on the computer software and the results are given. In this section the calculations of the prefabricated reinforced concrete precast beams and slab has also been provided.

In the fourth section, the structure is analyzed as per the dynamic effects and it is stated that the structure meets the required values.

In the fifth section, the bridge model is solved with a non-linear analysis and the results are shown.

In the sixth section, two different models were formed and solved with a non-linear analysis and the rail stress verification has been made.

The computer models formed for the analysis of bridge elements are prepared in the SAP2000 V.11.0.0 package software. For the bridge superstructure, a separate model was formed with the SAP2000 software.

As a result, the dynamic analysis of reinforced concrete bridges which are essential for the fast railway tracks that are gaining more importance by the day, have been assessed as per the latest technical specifications and the required conditions and points that should be observed are explained.

1. GİRİŞ

Ülkemizde uzun bir süre ihmal edilen demiryolları son dönemlerde yapılan yatırımlarla tekrar hak ettiği öneme kavuşmaktadır. Artan ulaşım talebi, işletme hızları ve taşınan yüklere bağlı olarak yüksek hızlı demiryolu hatlarına ve bunların bir parçası olan köprü ve viyadüklere ihtiyaç her geçen gün artmaktadır. Birçok Avrupa ülkesinde yolcu taşımacılığında maksimum hızlar 250-300 km/saate ulaşmış ve yük taşımacılığında aks yükleri 22,5 tona çıkmıştır.

Demiryolu üstyapısında da, ray ile tekerlek arasındaki temas anında demiryolu üstyapısı bir dış etkiyle titreşime maruz kalmaktadır. Bu tür titreşime zorlanmış titreşim denir (Celep ve Kumbasar, 2001). Zorlanmış titreşimler her üç eksende hem taşıta hem de üstyapıya iletilir. Üstyapıya gelen titreşimler travers ve balast aracılığıyla zemine iletilir. Ortaya çıkan titreşim frekansları demiryolu sisteminin doğal frekanslarına yaklaştıkça dinamik yükler ve deformasyonlar da artmaktadır. Taşıtın tahrik frekanslarından biri veya birkaçı demiryolu sisteminin doğal frekanslarına eşit olduğu zaman meydana gelen büyük titreşime "rezonans" denmektedir (Url-4, 2009). Bu durumda hem taşıtı hem de yolu ciddi ölçüde deforme eden dinamik yükler oluşmaktadır. Bu nedenle, istenmeyen dinamik problemlerin oluşmaması için, taşıt ve yol elemanlarının dinamik karakteristikleri çok iyi tanımlanmalı ve demiryolunun tasarım aşamasında statik analiz ile birlikte dinamik analiz de yapılmalıdır.

Demiryolu köprülerinde artan hız ve dingil ağırlıklarına paralel olarak fren ve demeraj etkilerinden dolay önemli ölçüde yatay kuvvetler etkimektedir. Ayrıca ısı etkileri de yapıda yatay kuvvetler oluşmasına neden olmaktadır. Bu kuvvetler göz ardı edilmeyecek kadar önemli olup, izin verilen sınırlar aştığı zaman ray geometrisinin bozulmasına ve rayın gerekli işlevini yerine getirememesine sebep olarak trenin raydan çıkması gibi çok ciddi sonuçlar doğurabilir.

Fren, demeraj, ısı gibi yatay kuvvetler köprüye (köprü tabliyesine), ray ve köprü arasında bulunan balast tabakası ile iletilmektedir. Dolayısıyla balast tabakasının özelliklerine bağlı olarak bu etkileşim önemli ölçüde değişmektedir. UIC

(International Union of Railways) şartnamesinde ray ve köprü arasındaki etkileşim, bu etkileşimin bağlı olduğu faktörler, gerilme ve deplasmanların sınır değerleri belirtilmiştir.

Depremlerde yapı hasarına etki eden etmenler; zemin, deprem karakteristiği ve yapı özellikleri olarak üç ana gurupta toplanabilir. Geçmiş depremlerde zemin sınıflarının belirlenmesinde yapılan yanlışlıklar, yapılarda meydana gelen hasarların ve can kayıplarının artmasına sebep olmuştur. Zemin sınıflarının ve deprem ivmelerinin yapıya etki eden deprem kuvvetlerini etkilediği bilinmektedir. Yapının deprem analizi çalışmasında 4 adedi geçmişte yaşanmış depremler olmak üzere toplam 5 farklı deprem spektrumu kullanılmıştır. Yaşanmış depremler ülkemizde büyük can ve mal kaybına yol açan 1992 yılındaki Erzincan depremi, 1999 yılındaki İzmit depremi, 1999 yılındaki Düzce depremidir. Tasarım depremi için 1.sınıf deprem bölgesi ve D tipi zemin sınıfı seçilmiştir.

Bu çalışma da UIC, Eurocode, AASHTO gibi şartnameler ile yaralanılan kaynaklara bağlı olarak, köprünün üst ve altyapısının statik ve dinamik analizlerle modellenmiştir. Ayrıca ray ve köprü arasındaki etkileşimde bilgisayarda ayrı bir model kurularak gerekli hesaplamalar/tahkikler yapılmıştır.

2. HESAP ESASLARI

Köprünün dinamik analizi, kullanılacak yükler ve kontrollerinin yapılması için şartname, standart, rapor ve yönetmelikler kullanılmıştır.

2.1 Şartnameler

Hesaplarda köprü elemanlarına etki eden yüklerin belirlenmesinde ve işletme durumlarına ilişkin kriterlerde (deplasmanların kontrolü, ray gerilmelerinin sınırlandırılması, konfor şartları v.s.) temel alınacak ana şartnameler UIC ve Eurocode şartnameleridir. Bu şartnamelere ilişkin ilgili dokümanlar şunlardır.

- UIC 702……Static Loading Diagrams fort he Design of Rail Carrying Structures
- UIC 772-1……..Standart Principles for the Use of Bearings Made From Various Materials
- UIC 774-2……...Distribution of Axle Loads on Ballasted Railway Bridges
- UIC 774-3……...Track / Bridge Interaction
- UIC 776-1……...Loads to be Considered in Railway Bridge
- UIC 776-2……...Bridges for High and Very High Speeds
- UIC 776-3……...Deformation of Bridges
- EN 1991-2……...Eurocode 1 : Actions on Structures – Part 2 Traffic Loads on Bridges
- EN 1990–A1…...Basis of Structures Design. Application for Bridges
- EN 1998-2……...Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures – Part 2: Bridges
- EN 1998-5……..Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 5 : Foundations

- DLH……Demiryolları Köprü Tasarım Esasları Sonuç Raporu – DLH Ankara 2007

Ancak yine bu şartnamelerde öngörüldüğü üzere deprem hesapları yerel şartnamelere göre yapılmak durumundadır. Bu bakımdan ülkemizde genel kabul gören Amerikan Köprü Şartnamesi " AASHTO – Standart Specifications for Highway Bridges " deprem hesaplarında kullanılmak üzere seçilmiştir. Ayrıca betonarme hesapları ve öngerme hesapları da yine " AASHTO – Standart Specifications for Highway Bridges " şartnamesine göre yapılacaktır.

2.2 Kullanılan Birim Sistemleri

Hesaplarda "SI" uluslar arası birim sistemi kullanılacaktır.

Uzunluklar…….....Milimetre, Metre (mm, m)
Kuvvetler……..Newton, Kilonewton, Meganewton (N, kN, MN)
Gerilmeler…….....Kilopascal, Megapascal (kN/m² , N/mm²)
Momentler…….....Kilonewton-metre, Meganewton-metre (kN-m, MN-m)
Birim Ağırlıklar…….Kilonewton/metreküp (kN/m³)
Kütleler……..…Kilogram, Ton (Kg, Ton)

2.3 Hesaplarda Kullanılan Elemanların Birim Ağırlıkları

Öngerme Kiriş Betonu……25 kN/m³
Betonarme Betonu……..25 kN/m³
Demirsiz Beton……...22 kN/m³
Balast, İzolasyon Malzemesi……..20 kN/m³
Ray (UIC 60)…….....……0.6 kN/m
Korkuluk……...….1.5 kN/m
Sıkıştırılmış Granüller Dolgu…...……...20 kN/m³

Değerleri kullanılacaktır. Yukarıda belirtilen malzemeler haricinde kullanılan elemanların birim ağırlıkları hesaplarda ayrıca belirtilecektir.

2.4 Kullanılan Malzemelerin Özellikleri

Köprü hesabında kullanılacak olan beton, betonarme donatı ve öngerme halatları gibi bazı önemli malzemelerin özellikleri belirtilmiştir.

2.4.1 Beton

Kullanılan öngerilmeli beton ve betonarme betonları TS 500 ve TS 3233 de öngörülen sınıflamalara uygun olacaktır. Projede kullanılan beton sınıfları ve 28 günlük basınç dayanımları aşağıda belirtilmiştir.

Prekast Öngerilmeli Kiriş Betonları……..(C 40) f'c = 40 N/mm²
Betonarme Betonları…….....….(C 35) f'c = 35 N/mm²
Tabliye Betonu…….…….....(C 30) f'c = 30 N/mm²
Demirsiz Betonlar (Grobeton)…….....……(C 14) f'c = 14 N/mm²

2.4.2 Betonarme donatı

Kullanılan bütün betonarme donatıları (12 mm – 32 mm) TS 708/1985 veya eşdeğerine göre S 420 sınıfında olacaktır. Bu donatıların akma sınırları fy = 420 N/mm² dir. Emniyet gerilmeleri ile hesap yapılması durumunda emniyetli dayanım 165 N/mm² olarak alınacaktır.

2.4.3 Öngerme kabloları

Önçekim öngermeli kirişlerde 0.6 inch, 270 K düşük gevşemeli öngerme kabloları kullanılacaktır. Öngerme kablolarının akma sınırı 1862 MPa'dır. Kabloların diğer özellikleri ve germe koşulları öngerme kiriş detay projelerinde belirtilecektir.

2.4.4 Paspayları

Köprü temellerinde ve kazıklarda : 7.5 cm
Köprü tabliyesinde : 5.0 cm (dış) , 2.5 cm (iç)
Öngerme kirişlerinde : 3.0 cm

2.4.5 Grobeton kalınlıkları

Köprülerde : 25 cm
Grobeton çıkıntıları gorbeton kalınlığı kadar olacaktır.

2.5 Sınır Durum Prensipleri

Yapının tasarımında kullanılacak olan sınır değerler ve kontroller belirtilmiştir.

2.5.1 Sınır durumu tasarım değerleri

Köprüler; uygulanabilme, güvenli olma ve kullanım için öngörülen kuralları sağlamak üzere belirtilmiş olan sınır durumlara göre ve bunun yanı sıra denetlenebilme, ekonomi ve estetik gibi hususları da göz önüne alacak şekilde tasarlanacaktır.

Kullanım sınır durumu, köprünün olağan kullanım şartları altında güvenli kullanılabilmesi, belli bir rahatlığın sağlanması ve aşırı sehim, geniş çatlak gibi görünümü etkileyen konularla ilgilidir. Güvenli kullanım ve rahatlığın sağlanması için köprüde trenlerin ve/veya rüzgarın sebep olacağı titreşimler de incelenecektir. Yapılacak kontrollerden sehim ve titreşimlerde seçilecek hatların sayısı Çizelge 2.1'de ayrı ayrı belirtilmiştir.

Çizelge 2.1 : Sehim ve titreşim sınırlarının kontrolü için seçilecek hatların sayısı.

Sınır durum ve ilgili uygun kriterler	Köprüdeki hatların sayısı		
	1	2	≥3
Trafik güvenliği kontrolleri:			
Köprü döşemesinde burulma	1	1 veya 2*	1,2,3 veya daha fazla[b]
Köprü döşemesinde düşey sehim	1	1 veya 2*	1,2,3 veya daha fazla[b]
Köprü döşemesinde yanal sehim	1	1 veya 2*	1,2,3 veya daha fazla[b]
Yapının ve hattın,köprü döşemesinin düşey ve			
boyuna yöndeki deplasmanını da içeren değişken	1	1 veya 2*	1 veya 2*
etkilere karşı verdiği birleşik tepki			
Köprü döşemesinin düşey ivmesi	1	1 veya 2*	1
SLS Kontrolleri			
Yolcu rahatlığı kriteri	1	1	1
ULS Kontrolleri			
Mesnetlerde yukarı doğru kaldırma	1	1 veya 2*	1,2,3 veya daha fazla[b]
[a] :Hangisi kritik ise			
[b]:Tren yük grupları kullanıldığında kaç adet hattın yükleneceği ile uyumlu olmalıdır.			

Aşırı köprü şekil değiştirmeleri, kabul edilemeyecek yatay ve düşey güzergah şekil hasarları ve köprü yapılarında aşırı gerilmeler ve titreşimler oluşturarak trafiği tehlikeye sokar. Aşırı titreşimler ağırlık dengesizliklerine ve tekerlek-ray temas kuvvetlerinde kabul edilmeyecek azalmalara neden olur. Aşırı şekil değiştirmeler

ayrıca araç/köprü sisteminde yüklenen yükleri etkiler ve yolcular açısından rahat olmayan durumlar yaratır.

2.5.2 Sınır değerlerin kontrol edileceği yüklemeler

Şekil değiştirmeler ve titreşimlerin doğrulanması için uygulanacak olan düşey yük,

- Yük modeli LM 71 ve gerektiği yerde yük modeli SW/0 ve SW/2 olacaktır.
- Dinamik hesap yapılıyorsa yük modeli HSLM olacaktır.

2.6 Trafik Güvenliği İçin Kriterler

Trafik güvenliği ile ilgili hesaplar EN1990-A1 (2005) Ek A2 bölüm A2.4.4'e göre yapılacaktır.

Bu bölüme göre aşağıdaki kontroller yapılacaktır.

- Üstyapı düşey ivme kontrolü
- Üstyapı bükülme kontrolü
- Üstyapı düşey deplasman kontrolü
- Üstyapı enine yön deplasman ve titreşim kontrolü
- Üstyapı boyuna yön deplasman kontrolü

2.7 Üstyapı Düşey İvme Kontrolü

Her bir hat boyunca hesaplanmış köprü döşemesi maksimum ivmeleri aşağıdaki tasarım değerlerini aşmayacaktır.

- Balastlı hatlarda $a_v \leq 3.5$ m/s²
- Hızlı tren için tasarlanmış balastsız hatlarda $a_v \leq 5$ m/s²

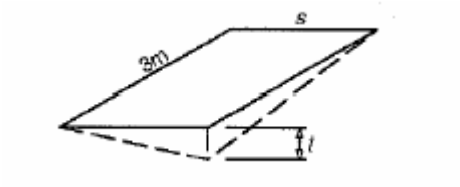
2.8 Üstyapı Bükülme Kontrolü

Üstyapı bükülme kontrolleri LM71*Φ_3*α ve merkezkaç etkilerini içeren yükleme kombinasyonuna göre, trenin köprüye yaklaşması, köprüyü geçişi ve köprüden uzaklaşması durumları tek tek alınarak kontroller yapılacaktır. Ray aralığı s=1.435 metre olan bir hatta 3 metre uzunluk için ölçülen maksimum burulma t (Şekil 1.1.)

EN 1990-A1 (2005) Ek A2.4.4.2.2 Tablo A2.7'den alınan ve Çizelge 2.2'de belirtilen değerler ile sınırlandırılmaktadır.

Çizelge 2.2 : Hıza göre maksimum bükülme değeri.

Hız (km/h)	Maksimum Bükülme Değeri(mm)
V≤120	t≤ 4.5 (mm/3m)
120<V≤200	t≤ 3.0 (mm/3m)
V > 200	t≤ 1.5 (mm/3m)

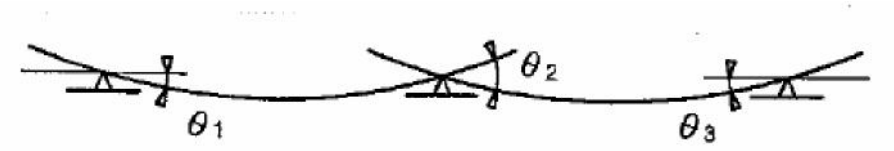


Şekil 2.1 : Köprü döşemesinde burulma t'nin tanımı.

Şartnamede demiryolu trafiği dışındaki etkilerden (geçiş mesafesi etkileri) ve demiryolu trafiğinden oluşacak toplam maksimum bükülme değeri t = 7.5mm/3m olarak sınırlandırılmıştır.

2.9 Üstyapı Düşey Deplasman Kontrolü

EN 1990-A1 (2005) Ek A2 Bölüm A2.4.4.2.3'e göre demiryolu trafik etkileri altında izin verilen maksimum deplasman değeri L / 600 olarak belirtilmiştir.



Şekil 2.2 : Köprü döşemesinde düşey deplasmanın gösterimi.

2.10 Üstyapı Enine Yön Deplasman ve Titreşim Kontrolü

Üstyapı enine yön deplasman ve titreşim kontrolleri LM71*Φ_3*α, rüzgar yükü, merkezkaç kuvveti kombinasyonu ve enine yön ısı etkileri dikkate alınarak hesaplanacaktır.

Üstyapı enine yön deplasman değeri δ_h ;

- Üstyapı enine yön uç dönme değerleri
- Eğrilik yarıçapı değerlerinin uyması ile sınırlandırılmalıdır.

Köprünün yanal titreşimlerinin birinci doğal frekansı f_{h0} = 1,2 Hz'dan az olmamalıdır. Yatay düzlemde köprü döşemesi boyunca hattın eğrilik yarıçapındaki değişim, EN 1990-A1 (2005) Ek A2 Tablo A2.8'den alınan ve Çizelge 2.3'de verilen limitlere uyması için sınırlandırılmalıdır.

Çizelge 2.3 : Yatay dönme ve eğrilik yarıçapının maksimum değişimi.

Hız aralığı V (km/h)	Maksimum yatay dönme açısı (radyan)	Eğrilik açısının maksimum değişimi (m)	
		Tek tabliyeli	Çok tabliyeli köprü
$V \leq 120$	$\alpha_1 = 0.0035$	$R_1 = 1700$	$r_4 = 3500$
$120 < V \leq 200$	$\alpha_2 = 0.0020$	$R_2 = 6000$	$r_5 = 9500$
$V > 200$	$\alpha_3 = 0.0015$	$R_3 = 14000$	$r_6 = 17500$

Eğrilik yarıçapının değişimi Denklem **(2.1)**'deki ifade kullanılarak belirlenebilir.

$$r = L^2 / 8*\delta_h \qquad \textbf{(2.1)}$$

2.11 Yolcu Rahatlığı İçin Kriterler

Yolcu konforu trenin köprüye yaklaşımı, köprü geçişi ve ayrılışı aşamalarında vagonda oluşan düşey ivme değeri Çizelge 2.4'de verilen b_v'ye bağlıdır.

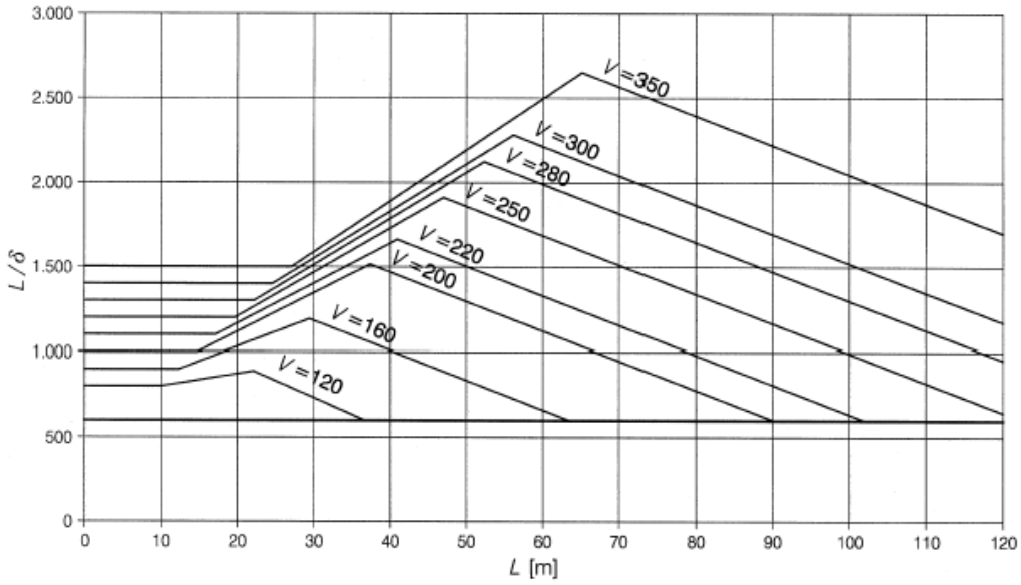
Çizelge 2.4 : Tavsiye edilen rahatlık seviyeleri (EN 1990-A2, 2005).

Konfor Sınıfı	Düşey İvme b_v (m/s²)
Çok iyi	1,00
İyi	1,30
Kabul Edilebilir	2,00

b_v limitlerini karşılaştırmak için LM71*Φ_3*α yükleme altındaki deplasman limitlerinin sağlanıp sağlanmadığının kontrolü yapılmalıdır. İki veya daha fazla hat içeren köprüler için sadece tek hatta yükleme yapılmalıdır.

Deplasman limitleri "çok iyi" rahatlık seviyesini sağlayan b_v= 1 m/sn² değeri için verilmiş değerler olup farklı izin verilen düşey ivme değerleri ($b_{v'}$) için b_v değerine göre bulunan değerler b_v ile bölünecektir.

Üç yada daha fazla açıklıklı köprüler için açıklık ve hıza bağlı olarak değişen deplasman değerleri EN1990-A2 (2005) Ek A2 Fig.A2.3 grafiğinde sınırlanmaktadır. Yolcu vagonunda düşey ivmenin b_v = 1 m/s² alınması halinde üç ve daha fazla basit mesnetli ardışık açıklıklı bir demiryolu köprüsünde değişik tren hızları V (km/saat) için izin verilebilecek en büyük düşey δ sehimi Şekil 2.3'de gösterilmektedir.



Şekil 2.3 : Açıklık ve tren hızları için en büyük düşey δ sehimi.

Tek açıklıklı veya ardışık iki açıklıklı basit kirişten ya da iki açıklıklı sürekli kirişten oluşan köprüler için şekilde verilen L/δ değerleri, 0.7 ile çarpılmalıdır. 3 veya daha fazla açıklıklı sürekli köprüler için, şekilde verilen değerler 0.9 ile çarpılmalıdır.

2.12 Köprü Kenar ve Orta Ayaklarında Minimum Mesnet Uzunluğu Tahkiki

AASHTO (2002) Bölüm I-A, Sismik Dizayn, 7.3.1 uyarınca C ve D sınıfı köprülerde minimum mesnet bölgesi uzunluğu için Denklem **(2.2)**'de ifade verilmiştir.

L = 66,00 m (2 açıklıkta bir adet genleşme derzi), Ayak yüksekliği; H = 40,00 m

Mesnet Açısı; S = 0,92

$$N_{min} = (305 + 2.5L + 10H)*(1 + 0.000125S^2) \text{ mm} = 870.00 \text{ mm} \quad \textbf{(2.2)}$$

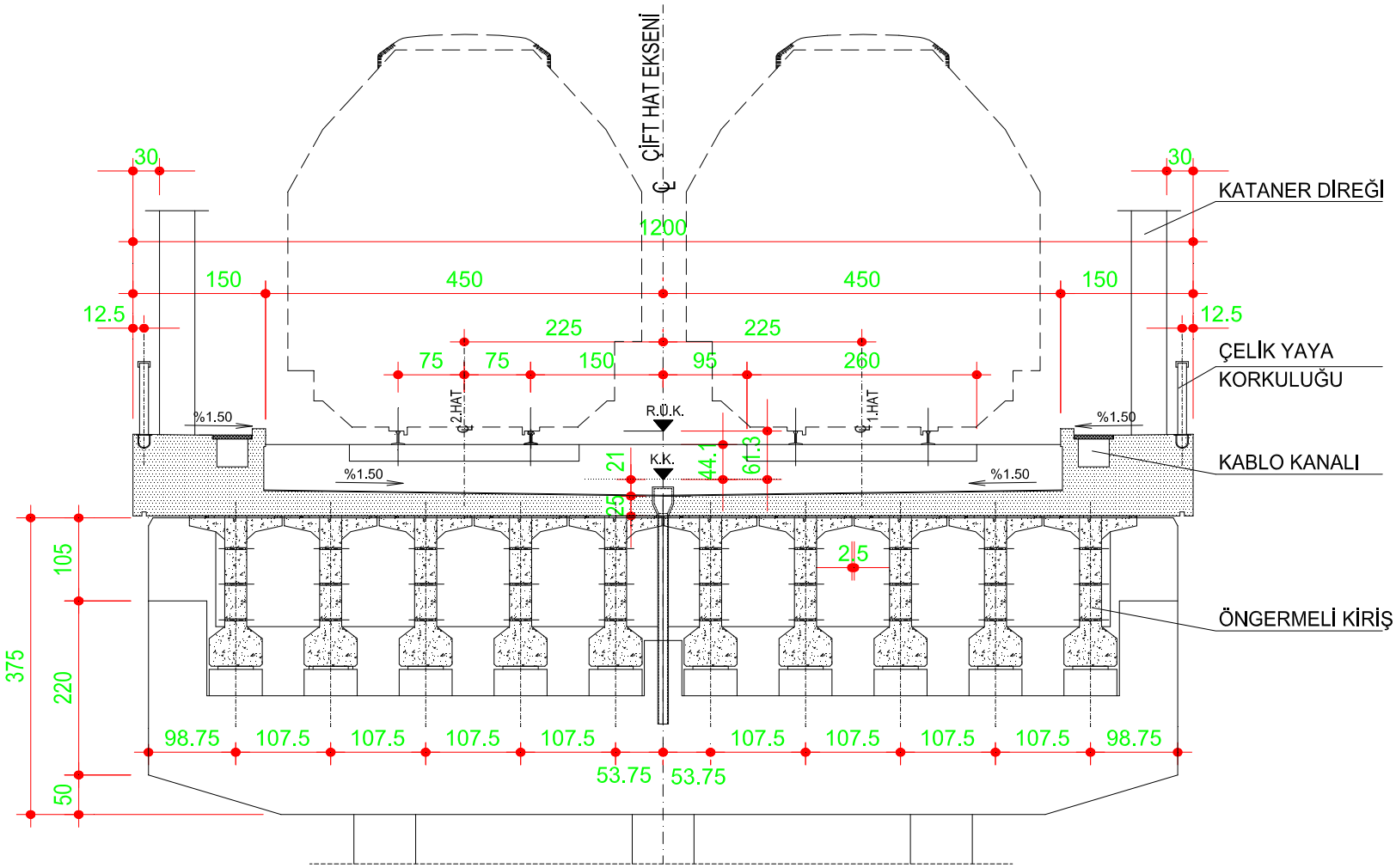
Nmin değeri kullanılacak en kısa mesnet oturma uzunluğudur. N = 1140 mm (Seçilen mesnet uzunluğu) > Nmin= 870 mm olduğu için seçilen uzunluk uygundur.

2.13 Yükleme Durumları

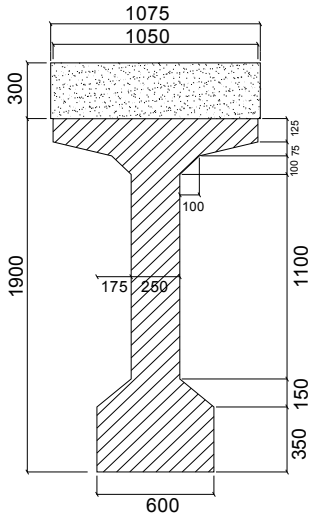
- Zati ve kalıcı yükler
- Hareketli ve düşey yükler
- Rüzgar Kuvvetleri
- Sıcaklık Değişimi ve Rötre Etkisi
- Deprem Kuvvetleri

2.13.1 Zati ve kalıcı yükler

Köprü elemanlarının kendi ağırlıkları ve yapı üzerinde sürekli kalacak malzemelerin ağırlıklarıdır. Temel, başlık kirişi, tabliye, enleme kirişleri, öngerme kirişleri ağırlıkları, zati yük, balast, izolasyon boru, kablo ağırlıkları vb. kalıcı yük olarak tanımlanmış ve Çizelge 2.5'de belirtilmiştir. Şekil 2.4'de yapının üstyapısında örnek bir enkesit alınarak boyutlar belirtilmiştir. Şekil 2.5'de de üstyapıda belirtilen öngermeli betonarme prekast kirişin boyutları belirtilmiştir.



Şekil 2.4 : Tipik köprü enkesiti (mm cinsinden).



Şekil 2.5 : Öngerme kiriş kesiti (mm).

Çizelge 2.5: Zati ve kalıcı yük değerleri.

Açıklama	Kesit Alanı	Birim Ağırlık	Yayılı Yük,kN/m
1) Betonarme Döşeme	3.4215 m2	25,00 kN/m3	85,54
2) Cephe Panelleri	2 x 0.0675 m2	25,00 kN/m3	3,38
3) Bordürler	2 x 0.5660 m2	25,00 kN/m3	28,30
4) Korkuluk	2 Adet	1,50 kN/m	3,00
5) Koruma Betonu	0.4510 m2	22,00 kN/m3	9,92
6) İzolasyon, balast, travers	5.0337 m2	20,00 kN/m3	100,67
7) Raylar	4 Adet	0,60 kN/m	2,40
TOPLAM			**233,21**

2.13.2 Hareketli yükler

Bu bölümde tren geçişi sırasında oluşacak yükler belirtilmiştir.

- Düşey yükler; Yük modelleri LM71, SW/0, LM2000, “yüksüz tren”
- Merkezkaç kuvvetleri
- Fren ve demeraj (ivmelenme) kuvvetleri

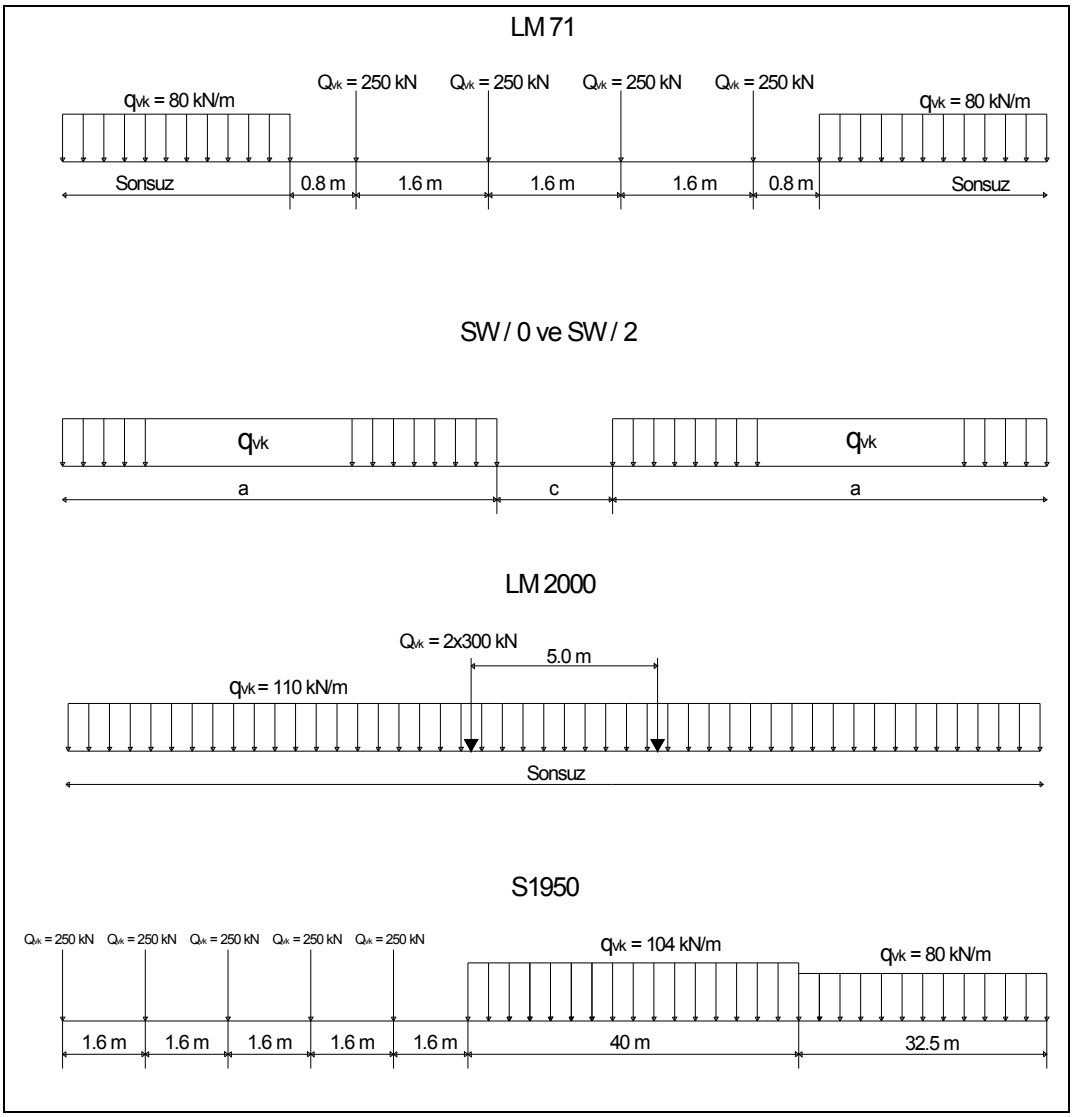
- Burun kuvveti
- Sürşarj Yükleri

2.13.3 Düşey yükler

Ana hat ağı, standart ray aralığı ve geniş ray aralığı üstündeki demiryolu trafiğine uygulanır. Bu bölümde belirtilen yük modelleri gerçek yükleri göstermez. Bunlar, dinamik artırımlar ayrıca dikkate alınmak kaydıyla, trafik etkisini temsil edecek şekilde seçilmişlerdir.

Tasarım hesaplarında trafik yüklemesi olarak UIC 702 (2001) şartnamesinde tarif edilen "Load Models 71" ve uluslar arası demiryolu ağlarında kullanılmak üzere tasarlanmış olan ve ileride oluşabilecek yük artışlarını da hesaba katan "Load Model 2000" yüklemesi kullanılacaktır. İşletme durumlarına ilişkin kriterlerin kontrolünde LM 2000, taşıyıcı sistem tasarımında (öngermeli ve betonarme elemanlar vs.) ise LM71 yük tipi dikkate alınacaktır. Demiryolu trafik etkileri, 6 yük modeli ile tanımlanmıştır ve Şekil 2.6 ve Çizelge 2.6'da değerleri gösterilmiştir.

- Ana hat demiryollarındaki normal demiryolu trafiği için yük modeli LM71, LM2000, SW/0
- Ana hat demiryollarındaki ağır yük trafiği için yük modeli SW/2
- Yüksüz trenlerin etkisi için yük modeli "boş tren"
- Hızı 200 km/saat'i aşan yolcu trenleri için ayrıca 2.2.1 Dinamik Etkiler bölümünde yük modeli HSLM değerlendirilecektir.



Şekil 2.6 : Hareketli yükler LM 71, SW/0, SW/2, LM2000.

Çizelge 2.6 : Tavsiye edilen rahatlık seviyeleri.

Yük Modeli	q_{vk} (kN/m)	a (m)	c (m)
SW / 0	133	15,00	5,30
SW / 2	150	25,00	7,00

Normal demiryolu trafiği altında düşey yükün statik etkisini temsil eden yük modeli LM 71 gösterilmiştir. Verilen karakteristik değerler, normal demiryolu trafiğinden daha ağır yada daha hafif trafik yükü taşıyan hatlar için α katsayısı ile çarpılmalıdır. α katsayısı ile çarpıldığında bu yüklere "sınıflandırılmış düşey yükler" denir. Bu α katsayısı 0.75 – 0.83 – 0.91 – 1.00 – 1.10 – 1.21 – 1.33 – 1.46 sayılarından biri olacaktır. Aşağıda sayılan etkiler aynı α katsayısı ile çarpılacaktır.

- Toprak basıncının etkisi ve toprak yükleri için eşdeğer düşey yükler,
- Merkezkaç kuvveti
- Burun kuvveti (α <1 için α =1 alınacaktır),
- Fren ve demeraj kuvvetleri,
- Yapı ve hattın değişken etkilere karşı birleştirilmiş tepkisi,
- Raydan çıkma etkisi,
- Sürekli köprüler için yük modeli SW/0,

Bu projede Load model LM2000 i temsil etmek amacıyla α katsayısı 1.33 olarak alınmıştır. Sehim kontrolü α katsayısı ile çarpılmış yüklere yapılacaktır. Boş tren yükü q=10 kN/m şeklinde düzgün yayılı yüktür.

2.13.3.1 Merkezkaç kuvvetleri

Merkezkaç kuvveti hesapları EN1991-2 (2003) bölüm 6.5.1'e ve UIC 776-1 (2006) (R) Bölüm D'ye göre yapılacaktır. Buna göre;

1. Köprünün tamamı veya bir kısmının yatay kurp içinde olması durumunda merkezkaç kuvveti göz önüne alınacaktır.
2. Merkezkaç kuvveti ray üst yüzeyinden 1.80 m yükseklikte, yatay yönde ve dışarıya doğru etki edecek şekilde Denklem **(2.3)**'de belirtilen merkezkaç faktörü ile çarpılacaktır.

   $V^2*f / 127*R$ **(2.3)**

3. Merkezkaç kuvveti her zaman düşey trafik yüküyle birleştirilecektir.
4. Hesaplanan merkezkaç kuvveti, köprü üzerine yatayda döşeme hizasına indirilecek ve indirilen mesafe (1.80 m) ile kuvvet çarpılıp elde edilen moment iki rayda çekme ve basınç olarak etki edilecektir.
5. Yarıçapı değişkenlik gösteren bir kurbda r değeri için uygun ortalama yarıçap değerleri alınabilir.

Formüldeki V maksimum hız (km/saat), f azaltma faktörü, r (m) kurp yarıçapı değerlerine karşılık gelmektedir. Merkezkaç kuvvetinin karakteristik değeri Denklem **(2.4a)** ve **(2.4b)**'ye göre belirlenecektir.

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r}(f \times Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \times r}(f \times Q_{vk}) \qquad \textbf{(2.4a)}$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \times r}(f \times q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \times r}(f \times q_{vk}) \qquad \textbf{(2.4b)}$$

Yük modeli LM 71'de (ve gerektiğinde SW/0'da) f azaltma katsayısı;

- V ≤ 120 km/saat için f = 1.00
- $L_f \leq 2.88$ m ise f = 1.00
- $L_f > 2.88$ m ise

    1. 120 km/saat < V < 300 km/saat için

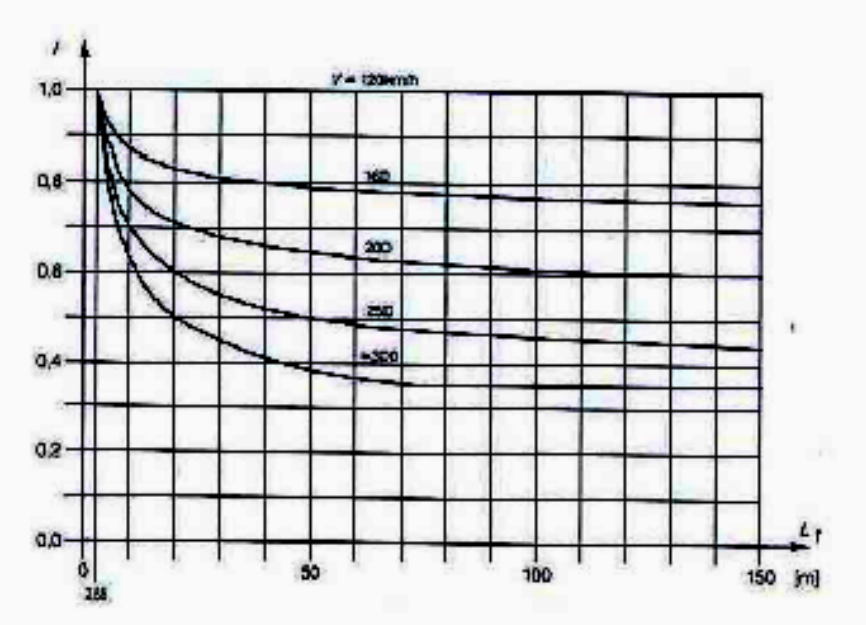
$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000}\left(\frac{814}{V} + 1.75\right)\left(1 - \sqrt{\frac{2.88}{L_f}}\right)\right] \geq 0.35 \qquad \textbf{(2.5)}$$

    2. V > 300 km/saat için f katsayısı, denklemde V yerine 300 km/saat konularak hesaplanacaktır.

SW/2 ve "boş tren" yük modelleri için azaltma katsayısı;

- f = 1.00 alınmalıdır.

LM71 ve SW/0 için azaltma katsayısı Şekil 2.7 veya Çizelge 2.7'den seçilecektir.



Şekil 2.7 : Yük modeli LM 71 ve SW/0 için f katsayısı.

Çizelge 2.7 : Yük modeli LM 71 ve SW/0 için f katsayısı.

L_f [m]	Maksimum hız [km/sa]				
	≤120	160	200	250	≥300
≤ 2,88	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
3	1,00	0,99	0,99	0,99	0,98
4	1,00	0,96	0,93	0,90	0,88
5	1,00	0,93	0,89	0,84	0,81
6	1,00	0,92	0,86	0,80	0,75
7	1,00	0,90	0,83	0,77	0,71
8	1,00	0,89	0,81	0,74	0,688
9	1,00	0,88	0,80	0,72	0,65
10	1,00	0,87	0,78	0,70	0,63
12	1,00	0,86	0,76	0,67	0,59
15	1,00	0,85	0,74	0,63	0,55
20	1,00	0,83	0,71	0,60	0,50
30	1,00	0,81	0,68	0,55	0,45
40	1,00	0,80	0,66	0,52	0,41
50	1,00	0,79	0,65	0,50	0,39
60	1,00	0,79	0,64	0,49	0,37
70	1,00	0,78	0,63	0,48	0,36
80	1,00	0,78	0,62	0,47	0,35
90	1,00	0,78	0,62	0,47	0,35
100	1,00	0,77	0,61	0,46	0,35
≥150	1,00	0,76	0,60	0,44	0,35

Q_{vk} = 1000 kN, Tren yükü (Toplam etki mesafesi 6.4 m)

q_{vk} = 80.00 kN/m, Tren yayılı yükü (Toplam etki mesafesi sonsuz)

L_f = 30.00 m, Kurp içinde kalan köprü uzunluğu

V = 250 km/sa, Belirtilmiş maksimum hat hızı

$L_f \geq 2.88$ m ise, 120 km/sa $\leq V \leq$ 300 km/sa için f = 0.55

SW/2 ve "boş tren" yük modelleri için azaltma katsayısı f = 1.0 alınmalıdır

v = 55 m/s Belirtilmiş maksimum hat hızı, g = 9.81 m/s² Yerçekim ivmesi

r = 3000.00 m Kurb yarıçapı

Q_{tk} = 14.119 kN (Toplam etki mesafesi 6.4 m)

q_{tk} = 7.229 kN/m (Toplam etki mesafesi sonsuz)

2.13.3.2 Fren ve demeraj kuvvetleri

Demeraj (ivmelenme) ve fren kuvveti hesapları EN1991-2 (2003) şartnamesindeki bölüm 6.5.3'e göre yapılacaktır. Demeraj ve fren kuvvetleri Şekil 2.8'de belirtildiği gibi ray üst seviyesinde, hattın boyuna doğrultusunda etki edecek olup α katsayısı ile çarpılacak fakat Φ ile çarpılmayacaktır. Demeraj ve fren kuvvetlerinin yönleri, her bir hattaki izin verilen trafik yönlerine göre belirlenmelidir. Demeraj ve fren kuvvetleri "yüksüz tren" yükleme modeli için hesaba katılmayabilir.

Demeraj kuvveti;

- Yük modelleri LM 71, LM2000, SW/0, SW/2, HSLM için;

  q_{lak}= 33 kN/m/hat, $L_{a,b} \leq 30$ m ve $Q_{lak} \leq 1000$ kN

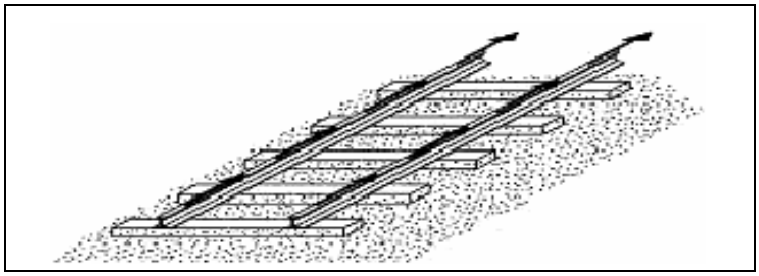
Fren kuvvetleri;

- Yük modelleri LM 71, LM2000, SW/0 ve HSLM için;

  q_{lbk}= 20 kN/m/hat, $L_{a,b} \leq 300$ m ve $Q_{lbk} \leq 6000$ kN

- Yük modeli SW/2 için;

  q_{bk}= 35 kN/m/hat



Şekil 2.8 : Fren ve ivmelenme kuvvetlerinin gösterimi.

İki veya daha fazla hat taşıyan köprülerde, bir hattaki fren kuvvetleri, başka bir hattaki demeraj kuvvetiyle birlikte göz önüne alınacaktır. İki veya daha fazla hatta

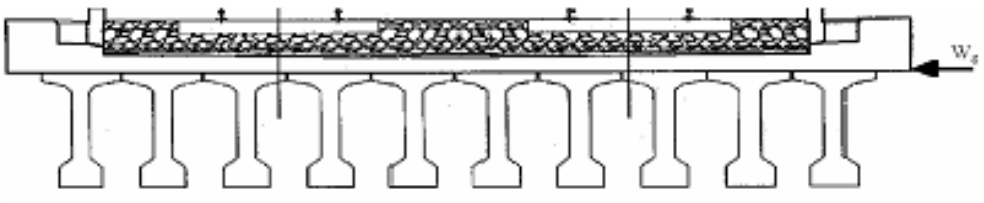
aynı yönde trafiğe izin verildiği durumlarda, iki hattaki demeraj ya da iki hattaki fren kuvveti göz önüne alınacaktır.

2.13.3.3 Sürşarj yükü

UIC 776-1 (2006) (R) şartnamesi Bölüm A'da belirtildiği gibi tren hareketli yükünün sürşarj etkisi olarak köprü kenar ayak ve menfez hesaplarında kullanılmak üzere 1.70 metre yüksekliğinde 18 kN/m³ birim ağırlığında eşdeğer bir zemin tabakası kabul edilecektir.

2.13.3.4 Rüzgâr etkileri

Rüzgâr tesirleri UIC 776-1 (2006) (R) şartnamesi Bölüm K – Rüzgar Yükü bölümüne göre hesaplanacaktır. Rüzgâr yükünün, rüzgâra dönük yüzey üzerine düzgün yayılı olarak etkidiği kabul edilir. Rüzgâra dönük yüzey alanı olarak bütün elemanların, kabul edilen rüzgâr yönüne dik bir düzlem üzerindeki izdüşümü yüzeyleri dikkate alınır. Yapıya ve trene etki eden rüzgar kuvvetleri Denklem **(2.8)** ve **(2.9)**'da verildiği gibi hesaplanmaktadır. Şekil 2.9'da rüzgarın yapıya etkisi ve kuvvetin uygulama yeri gösterilmiştir.



Şekil 2.9 : Rüzgar kuvvetinin köprüye etkimesi.

Tasarım rüzgar hızı; V = s x Vm = 150 km/sa **(2.6)**

Dinamik rüzgar basıncı; q = 1125 N/m²

Üstyapı genişliği B = 4.50(e:hat eksenleri arası mesafe) + 4.00 = 8.50 m

Üstyapı yüksekliği h ;

B/h < 2 için c = 2.5-0.50 x B/h = 1.019 **(2.7a)**

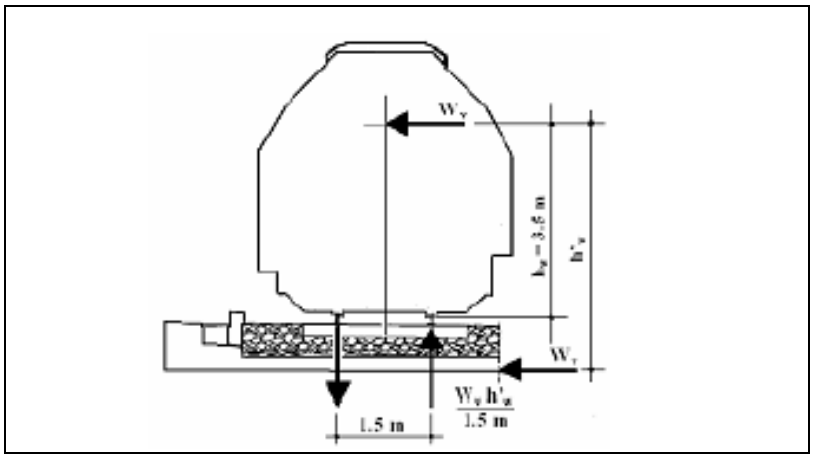
B/h > 2 için c = 1.6-0.05 x B/h = 1.452 **(2.7b)**

h = 2.87 m

Yapıya etki eden rüzgar yükü; W = c x q= 4.69 kN/m **(2.8)**

Yapı elemanları dışında ayrıca hareketli yüke etkiyen rüzgar yükü de hesaplanmalıdır. Bu yük Şekil 2.10'da gösterilen şekilde ray seviyesinden hv = 3.50 metre yukarıda etkir ve değeri de;

Wv = c x q x hv (ortalama tren yüksekliği) = 5.91 kN/m **(2.9)**



Şekil 2.10 : Rüzgar kuvvetinin trene etkimesi.

2.13.4 Sıcaklık değişimi

Düzgün sıcaklık dağılımı, engellenmemiş bir yapıda eleman boylarının değişmesine sebep olur. Gerektiğinde aşağıdaki etkiler dikkate alınmalıdır;

- Konstrüksiyon tipine göre uzama veya kısalma ile bağlantılı engellenmeler (örneğin portal çerçeve, kemer, elastomerik mesnetler);
- Yuvarlanan veya kayan mesnetlerde sürtünme;
- Demiryolu köprülerinde, demiryolu hattı ile köprü arasındaki karşılıklı etkileşim; bu etkileşim mesnetlerde ve raylarda ek yatay kuvvetlerin doğmasına sebep olmaktadır.

Isı değişim tesirleri UIC 776-1 (2006) (R) şartnamesi Bölüm L – Sıcaklık Değişimi Etkisi bölümüne göre hesaplanacaktır. Köprülerin imal edileceği güzergah kesimi için belirlenecek maksimum ve minimum sıcaklık değerlerine göre hesaplanacak maksimum sıcaklık değişimi $\Delta t_ı$ kullanılarak;

Çelik malzeme için : $\Delta t = 1.2 \times \Delta t_ı$, Betonarme malzeme için : $\Delta t = 0.8 \times \Delta t_ı$

Hesaplarda kullanılacak sıcaklık değişimi değerleri hesaplanacaktır. Beton ve çelik için genleşme katsayısı 10.8×10^{-6} / ºC olarak kabul edilmiştir.

2.13.5 Deprem kuvvetleri

Deprem Etkisi DLH (2007) Deprem Teknik Yönetmeliği , EuroCode8 EN 1998-2 (2005) Bölüm 4.2.2. ve AASHTO (2002) Bölüm IA "Siesmic Design" doğrultusunda SAP2000 analiz programı kullanılarak çok modlu spektral analiz yöntemi uygulanarak çözümlenmiştir. Köprü için bilgisayar modeli kurularak spektral analiz yöntemiyle altyapıya gelen deprem yükleri belirlenmiştir.

Deprem yükleri köprü iki ayağını birleştiren doğrultuda ve ona dik doğrultuda yüklenmiştir. Depremli durum kombinasyonlarında, bir doğrultudaki yüklemeye diğer doğrultudaki yüklemenin %30'u ilave edilmiştir. (AASHTO, 2002 Bölüm IA Kısım 3.6)

Deprem bölgesi 1.sınıf deprem bölgesi seçilmiştir. Zemin sınıfı olarak D tipi zemin sınıfı seçilmiştir. Davaranış azaltma katsayısı AASHTO (2002) Bölüm IA, Tablo 3.7'ye göre R = 3 alınmıştır. Yapını önem sınıflaması IC=1 seçilerek önemli köprüler için alınan değer seçilmiştir.

Spektral ivme değerleri;

$$S_{MS} = F_a * S_{s,} \quad \textbf{(2.10)}$$

$$S_{M1} = F_v * S_1, \quad \textbf{(2.11)}$$

şeklinde tanımlanmıştır. F_a ve F_v katsayıları Çizelge 2.8 ve 2.9'da S_s ve S1 e göre belirtilmiştir.

Deprem tasarım spektrumları aşağıdaki şekilde tanımlanmış olup spektrum eğrisi Şekil 2.11'de belirtilmiştir;

$$S_{ae}(T) = 0.4*S_{MS} + 0.6*T*(S_{MS}/T) \qquad (T_o \leq T) \quad \textbf{(2.12a)}$$

$$S_{ae}(T) = S_{MS} \qquad (T_o \leq T \leq T_s) \quad \textbf{(2.12b)}$$

$$S_{ae}(T) = S_{M1}/T \qquad (T_S \leq T \leq T_L) \quad \textbf{(2.12c)}$$

$$S_{ae}(T) = S_{MS}*T_L/T^2 \qquad (T_L \leq T) \quad \textbf{(2.12d)}$$

Spektrum köşe periyotları To ve Ts ise aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır.

$$T_s = S_{M1} / S_{MS,} \quad \textbf{(2.13)}$$

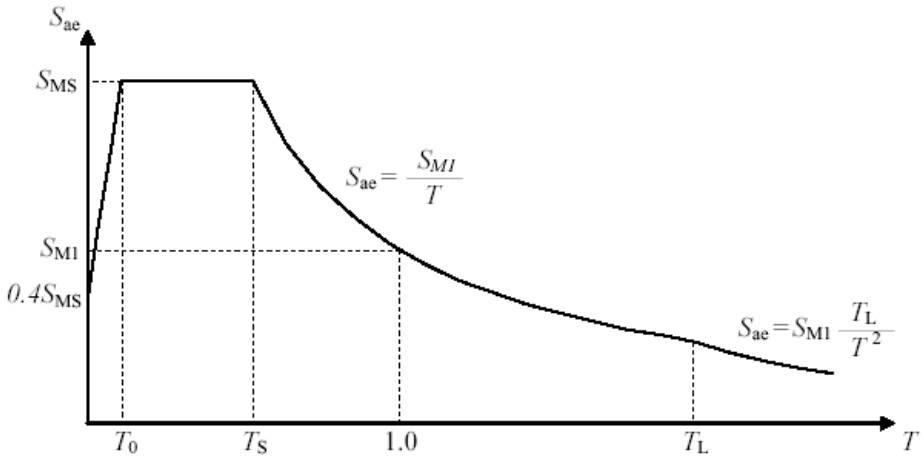
$$T_0 = 0.2*T_S \quad \textbf{(2.14)}$$

Çizelge 2.8 : Kısa periyot zemin katsayısı, Fa.

Zemin Sınıfı	Kısa Periyot Spektral İvmesi(g)[a]				
	Ss≤0.25	Ss=0.50	Ss=0.75	Ss=1.0	Ss≥1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.2	1.2	1.1	1	1
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	_[b]	_[b]	_[b]	_[b]	_[b]

Çizelge 2.9 : 1.0 sn periyodu zemin katsayısı, Fv.

Zemin Sınıfı	1.0 sn periyodunda Spektral İvmesi(g)[a]				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1=0.20$	$S_1=0.3$	$S_1=0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1	1	1	1	1
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	_[b]	_[b]	_[b]	_[b]	_[b]



Şekil 2.11 : Spektrum eğrisi.

İvme Spektrumu'nda esas alınan zemin sınıfları aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır;

A Sınıfı: Sert kaya, kayma dalgası hızı, $V_s > 1500$ m/sn

B Sınıfı: Kaya, (760 m/sn $< V_s \leq 1500$ m/sn)

C Sınıfı: Çok sıkı zeminler ve yumuşak kaya, (360 m/sn $< V_s \leq 760$ m/sn) veya $N > 50$ veya $S_u > 100$ kPa

D Sınıfı: Katı zeminler, (180 m/sn $< V_s \leq 360$ m/sn) veya ($15 \leq N \leq 50$) veya (50 kPa $\leq S_u \leq 100$ kPa)

E sınıfı: V_s < 180 m/sn veya N < 15 veya S_u < 50 kPa olan zemin profili veya 3 metreden kalın yumuşak kil bulunan zemin profili (PI >20, w ≥ %40 ve S_u < 25 kPa)

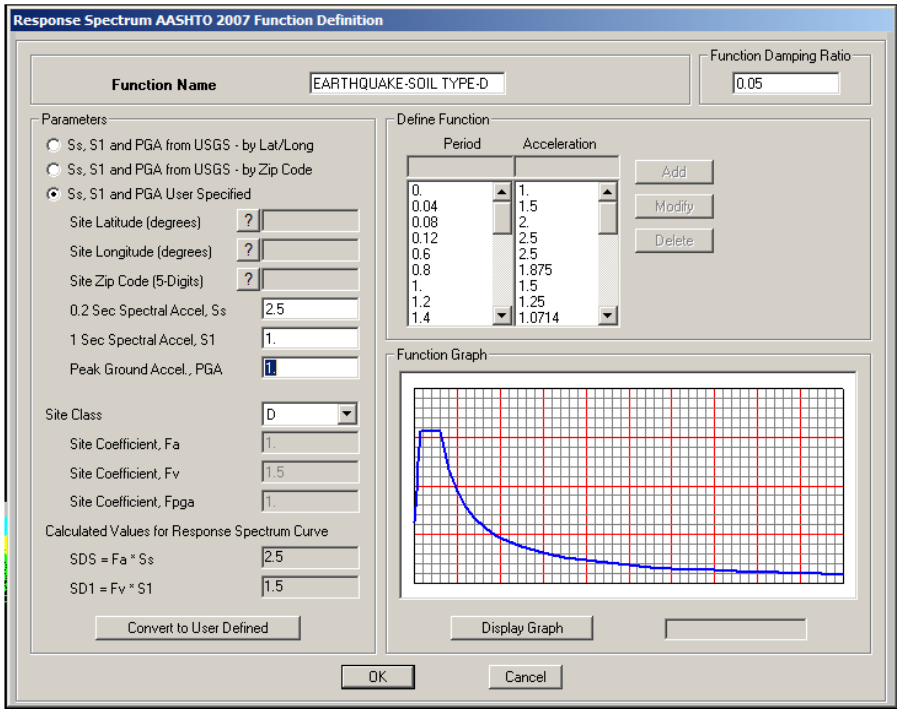
F Sınıfı: Sahaya özel değerlendirme gerektiren zeminler:

- Deprem etkisi altında potansiyel çökme veya göçme duyarlılığı olan zeminler (örneğin sıvılaşabilen zeminler), yüksek derecede hassas killer ve zayıf çimentolanmış zeminler, vb.
- Turbalar ve/veya yüksek derecede organik killer (H > 3 m kalınlığında turba ve/veya organik kil)
- Çok yüksek plastisiteli killer (H > 8 m ve PI > 75)
- (4) Çok kalın yumuşak/orta sert killer (H > 36 m ve S_u < 50 kPa)

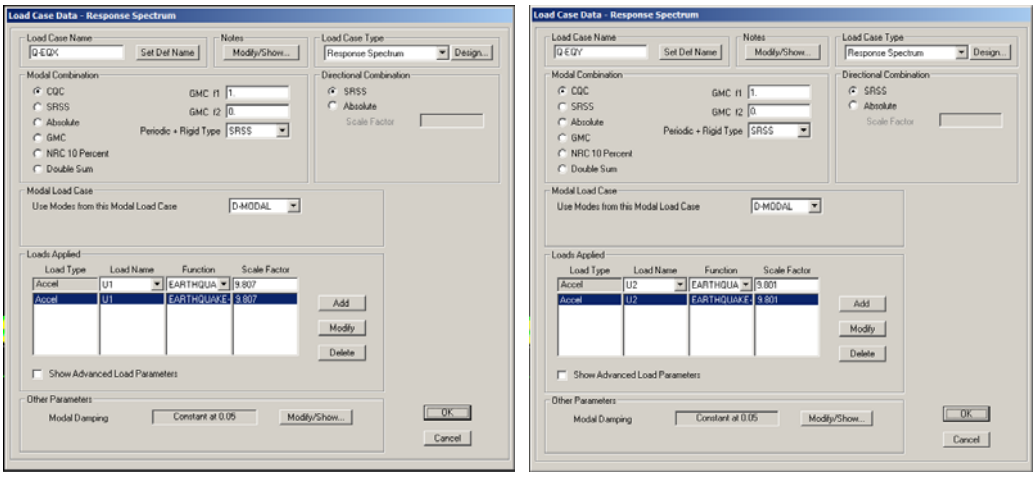
Çizelge 2.10 : Etkin yer ivme katsayısı (A_o).

Deprem Bölgesi	A_o	Ss
1	0.40	2.5
2	0.30	2.5
3	0.20	2.5
4	0.10	2.5

Köprü davranış spektrum eğrisi ve deprem kuvvetleri Şekil 2.13 ve 2.14'de belirtildiği şekilde SAP2000 programında tanımlanmıştır.



Şekil 2.12 : Spektrum fonksiyonun SAP2000 programında gösterimi.



Şekil 2.13 : SAP2000'de X ve Y yönündeki depremin uygulanması.

Köprünün dinamik analizinde geçmişte yaşanmış 4 farklı deprem değerleri ve bunların alındığı istasyonlardan benzer zemin sınıfları olanları seçilmiştir. Erzincan, Kocaeli ve Düzce depremleri ile ilgili değerler Kaliforniya Üniversitesi, Berkeley "Pacific Earthquake Engineering Research Center" tarafından hazırlanan internet sitesinden alınmıştır (Url-1, 2010). Bu siteden alınan değerler Türkiye Deprem Dairesi Başkanlığı, İstanbul Teknik Üniversitesi ve Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü tarafından sağlanan veriler ile oluşturulmuştur.

Çizelge 2.11'de seçilen deprem değerlerinin özellikleri belirtilmiştir.

Çizelge 2.11 : Erzincan, Kocaeli ve Düzce depremlerinin özellikleri.

Deprem İsmi	Erzincan, Türkiye	Kocaeli, Türkiye	Kocaeli, Türkiye	Düzce, Türkiye
Tarih	13-03-1992	17-08-1999	17-08-1999	12/11/1999
İstasyon İsmi	Erzincan	Düzce	Yarımca	Düzce
Deprem Büyüklüğü (M)	6.69	7.51	7.51	7.14
Standart Sapma Değeri	0,199	0.07	0.07	0.053
Deprem büyüklüğüne göre hesaplanan sismik moment; Mo (dyne.cm)	1.22E+26	2.07E+27	2.07E+27	5.75E+26
Deprem Doğrultu Açısı	122	272	272	265
Deprem Eğim Açısı	-164	180	180	-178
Fay Kırılma Uzunluğu (km)	29.0	137.5	137.5	46.8
Fay Kırılma Genişliği (km)	8.0	20.2	20.2	20.3
Fay Kırılma Alanı (km^2)	232.1	2784.0	2784.0	948.9
Ortalama Fay Hareketi (cm)	146.4	207.2	207.2	169.4
Ortalama Fay Kayma Hızı (cm/s)	418.2	79.7	79.7	89.2
Statik Gerilme Boşalımı (bars)	83.8	34.3	34.3	48.0
Deprem Merkez Üssüne Olan Mesafe (km)	8.97	98.22	19.30	1.61
GMX's C3	D	D	D	D
Campbell's GEOCODE'a Göre Zemin Sınıflaması	A	A	A	A
Campbell's GEOCODE'a Göre Kayma Hızı	298±92	298±92	298±92	298±92
Bray and Rodriguez-Marek SGS'a Göre Zemin Sınıflaması	D	D	D	D
NEHRP'e Göre Zemin Sınıflaması	D	D	D	D
Kayma Dalgası Hızı, Vs30 (m/s)	274.5	276.0	297.0	276.0

Erzincan, Kocaeli ve Düzce depremleri ile ilgili değerler Kaliforniya Üniversitesi, Berkeley "Pacifc Earthquake Engineering Research Center" tarafından hazırlanan internet sitesinden alınmıştır(Url-1, 2010). Bu siteden alınan değerler Türkiye Deprem Dairesi Başkanlığı, İstanbul Teknik Üniversitesi ve Boğaziçi Üniversitesi

Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü tarafından sağlanan veriler ile oluşturulmuştur.

- GMX'sC3: Jeoteknik yeraltı özellikleri;

Url-2 (2010)'da GMX'sC3 ile ilgili olarak zemin sınıfları aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır..

  - **A sınıfı :** Kaya. Vs > 600 m/sn olduğu zeminler
  - **B sınıfı :** Sert Zemin. Yapının oturduğu zeminin 20 metre kayanın üstüne yada içine oturması
  - **C sınıfı :** Derin ve dar zemin. Yapının oturduğu zeminin minimum 20 metre yüksekliğinde kaya (dar kanyon ya da vadinin kilometrelerce genişliğinde olmaması) zemine oturması.
  - **D sınıfı :** Derin ve geniş zemin. Yapının oturduğu zeminin minimum 20 metre kaya zemine (geniş vadide) oturması.
  - **E sınıfı :** Yumuşak ve derin zemin. Vs < 150 m/sn olduğu zeminler

- Url-2 (2010)'da bahsedilen Campell ve Bozorgnia (2003)'e göre zemin sınıflandırması;
  - **A sınıfı :** Katı zemin. Vs30 = 298±92 m/sn; NEHRP D sınıfı zemin
  - **B sınıfı :** Çok katı zemin. Vs30 = 368±80 m/sn; NEHRP CD sınıfı zemin
  - **C sınıfı :** Yumuşak kaya. Vs30 = 421±109 m/sn; NEHRP CD sınıfı zemin
  - **D sınıfı :** Sert kaya. Vs30 = 830±339 m/sn; NEHRP BC sınıfı zemin
  - **E sınıfı :** Yüzeysel zemin (≤ 10 m derinlikte)
  - **F sınıfı :** Çok yumuşak zemin.

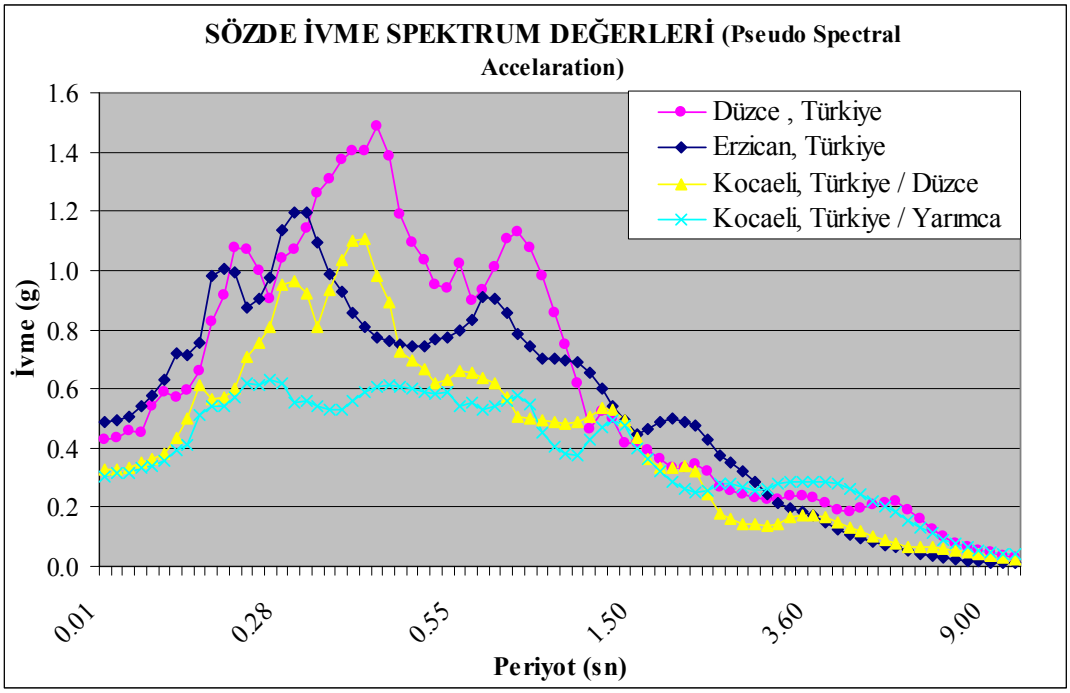
- Url-2 (2010)'da bahsedilen Bray and Rodriguez-Marek (1997)'e göre zemin sınıflandırması;
  - **A sınıfı :** Sert kaya. Vs ≥ 1500 m/sn
  - **B sınıfı :** Kaya. Vs ≥ 760 m/sn
  - **C sınıfı :** Yumuşak kaya. Vs ≥ 360 m/sn

- **D sınıfı :** Derin sert zemin. Zemin derinliği > 60 metre ve < 3 metre yumuşak zemin
- **E sınıfı :** yumuşak kil. Kil kalınlığı > 3 metre
- **F sınıfı :** Özel zemin. Sıvılaşma riski olan kum tipi zemin
- **U sınıfı :** Zemin özellikleri bilinmeyen.

➢ "The United States National Earthquake Hazards Reduction Program" (NEHRP)'a göre zemin sınıflandırması;

- **A sınıfı :** Vs30 > 1500 m/sn
- **B sınıfı :** 760 m/sn < Vs30 < 1500 m/sn
- **C sınıfı :** 360 m/sn < Vs30 < 760 m/sn
- **D sınıfı :** 180 m/sn < Vs30 < 360 m/sn
- **E sınıfı :** Vs30 < 180 m/sn

Şekil 2.14'de Berkeley "Pacifc Earthquake Engineering Research Center" tarafından hazırlanan seçilen depremlere ait periyot süresi 10 saniye olan sözde ivme spektrum değerleri belirtilmiştir.



Şekil 2.14 : Yaşanmış depremlerin sözde ivme spektrum değerleri.

$$F = mw^2 (SD) \qquad \textbf{(2.15)}$$

Denklem **(2.15)**'de belirtilen m yapının kütlesini, k yapının rijitliğini , w açısal frekansı, (SD) yapının spektral yer değiştirmesini ifade etmektedir. Yukarıdaki denklem yer değiştirmenin en büyük değerine ulaştığı anda yapıya geçen kuvvetin, eylemsizlik kuvveti cinsinden ifadesidir. Bir cisme etkiyen yük, Newton kanunu gereği, cismin kütlesiyle ivmesinin çarpımına eşittir. Bu durumda, yukarıda ifade edilen denklemde w^2SD terimleri ivmeyi ifade ederler. Dolayısıyla, spektral yer değiştirmesi belirli bir sistem için ivme değeri, sistemin spektral yer değiştirmesi ile açısal frekansının karesinin çarpımıyla bulunabilir.

İç kuvvetlerin eylemsizlik kuvveti cinsinden hesabında yukarıda ifade edilen denklem, toplam ivmenin en büyük değeri yerine kullanılan bu ivmeye (w^2SD) sözde ivme veya yalancı ivme (pseudo acceleration), periyotları farklı tek serbestlik dereceli sistemlerin sözde ivme değerlerini gösteren spektruma da sözde ivme davranış spektrumu (pseudo acceleration spectra) adı verilir. Yer değiştirme spektrumu elde edildikten sonra, her bir periyot değeri için w^2SD değeri hesaplanarak sözde ivme davranış spektrumu elde edilir. Bu spektrumdan, belirli bir periyot için okunacak ivme değeri de sözde spektral ivme (pseudo spectral acceleration – PSA) olarak adlandırılır. Sözde spektral ivmeyle spektral yer değiştirme arasındaki ilişki aşağıdaki denklemde verilmiştir (Url-5, 2009).

$$PSA = w^2 (SD) \qquad \textbf{(2.16)}$$

3. KÖPRÜ ÜSTYAPI ANALİZİ

Köprü üstyapısı için ayrı bir model kurularak analiz yapılmıştır.

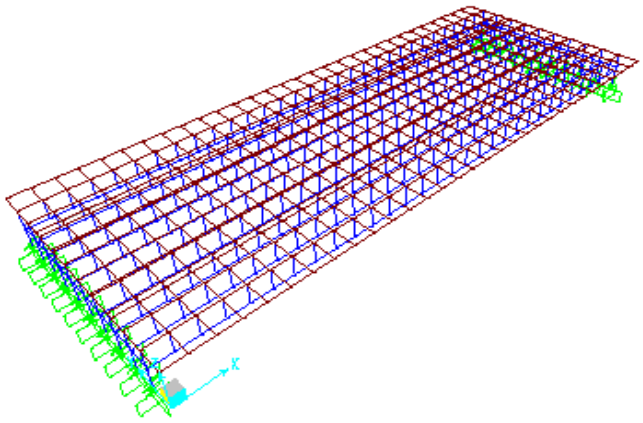
3.1 Üstyapının Modellenmesi

Üstyapı modeli SAP2000 V14 programında modellenmiştir. Prekast kirişler "frame" eleman, döşeme "shell" eleman ve elastomer mesnetler "link" elemanı olarak tanımlanmıştır. Döşeme ile kirişler arasındaki bağlantılar rijit elemanlar olarak tanımlanmıştır. Tren yükleri hareketli yükler olarak tanımlandı ve tanımlanan şeritler üzerinden gezdirilmiştir. Şekil 3.1 ve Şekil 3.2'de SAP2000 programında kurulan modelin 3 boyutlu görünümleri verilmiştir.

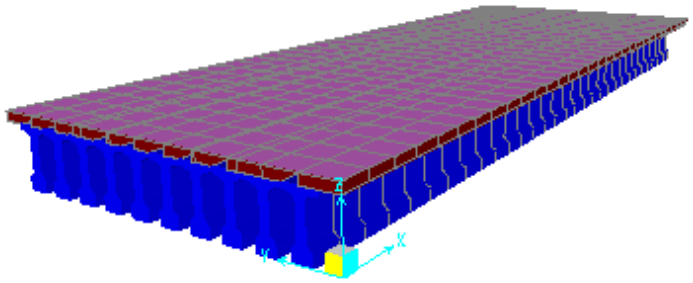
L_Φ = 30 metre için hareketli yükler için dinamik etki katsayısı Φ,

$$\Phi_3 = [2.16 / (-0{,}2+\sqrt{L_\Phi})] + 0.73 = 1.14 \quad \textbf{(3.1)}$$

LM71 ve SW/0 hareketli yükü için kullanılacak α katsayısı 1.33 alınacaktır.

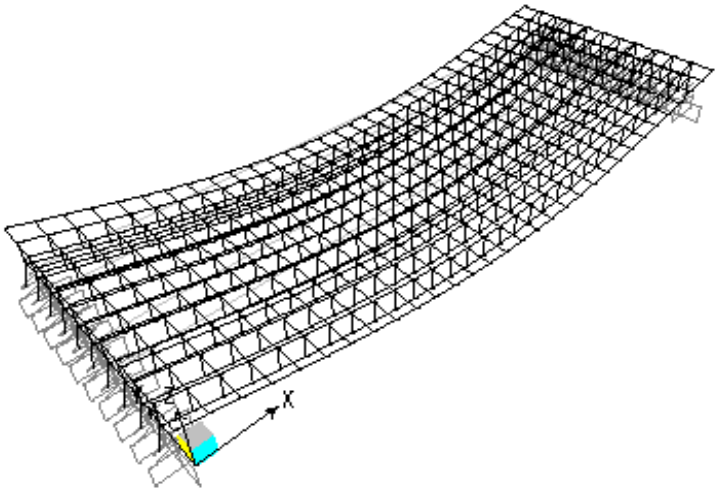


Şekil 3.1 : SAP2000'de kurulan model.

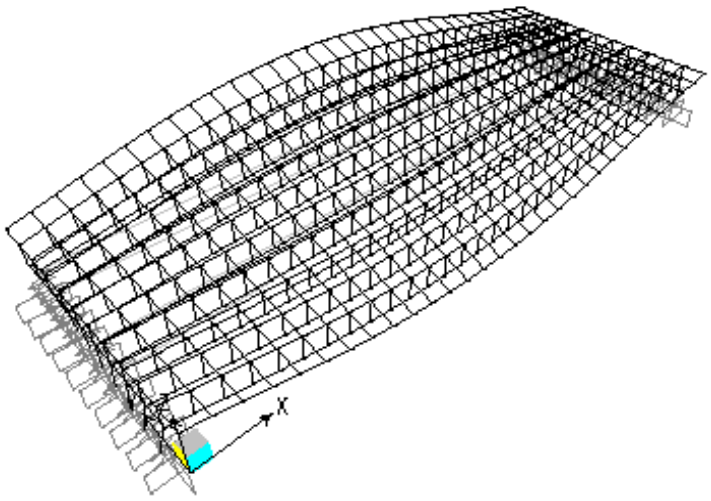


Şekil 3.2 : SAP2000'de kurulan modelin 3 boyutlu görünümü.

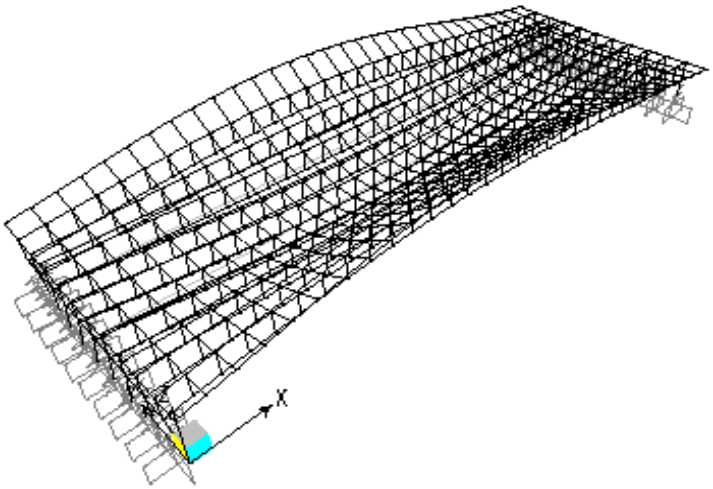
Modların titreşim hareketlerinde, hareketin kendini bir kere tekrarı için geçen zaman periyot ve birim zamanda yapılan periyodik hareket sayısı Frekans olarak tarif edilir (Celep ve Kumbasar, 2001). Aşağıda SAP2000 programında yapılan analiz sonucu üstyapının ilk üç mod şekilleri ve periyot değerleri Şekil 3.3, 3.4 ve 3.5'de belirtilmiştir.



Şekil 3.3 : Üstyapının 1. modu T=0.28911 sn.

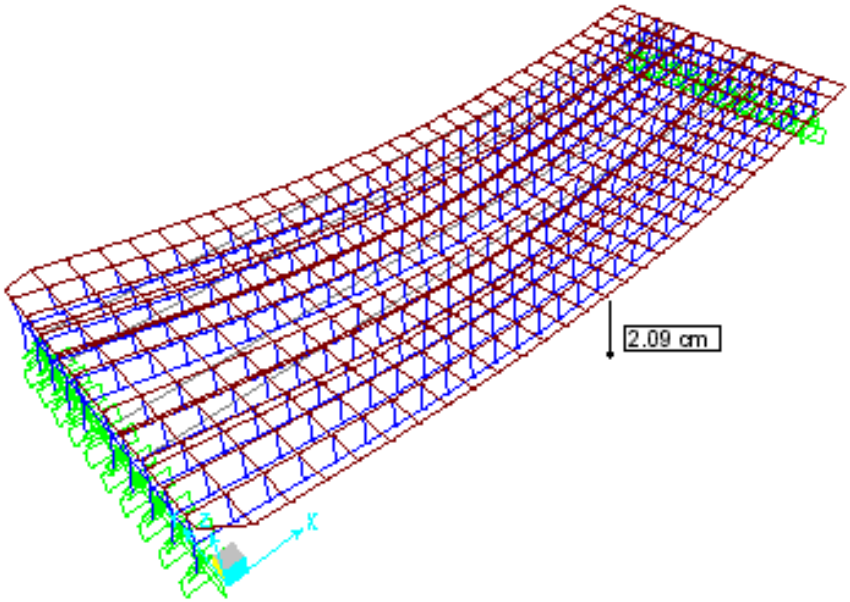


Şekil 3.4 : Üstyapının 2. modu T=0.22962 sn.



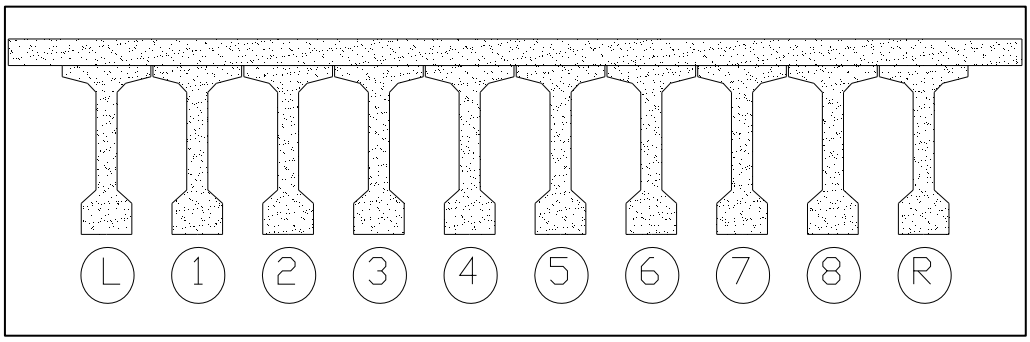
Şekil 3.5 : Üstyapının 3. modu T=0.14361 sn.

Yapılan analizde üstyapının LM71 yüklemesi altında yaptığı maksimum düşey deplasman aşağıdaki Şekil 3.6'da belirtilmiştir.



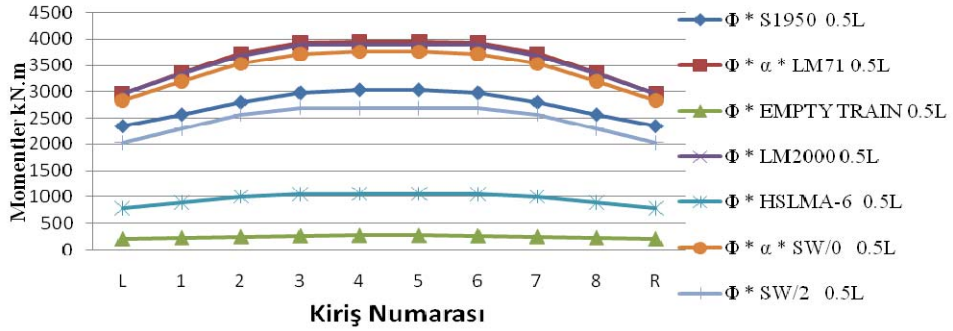
Şekil 3.6 : LM71 yüklemesi altında maksimum deplasman.

Analiz sonuçları verilirken kolaylık sağlaması açısından kirişler numara ile adlandırılmıştır. Kullanılacak kiriş numaraları Şekil 3.7'de gösterilmiştir.

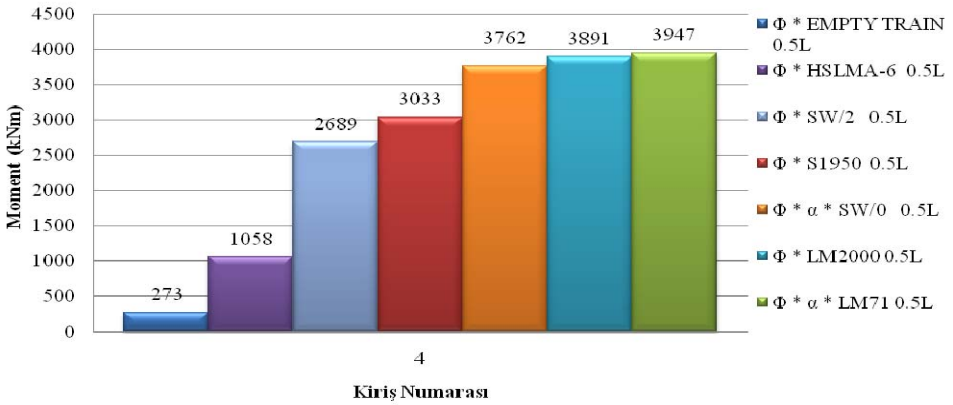


Şekil 3.7 : Kirişlerin numaralandırılması.

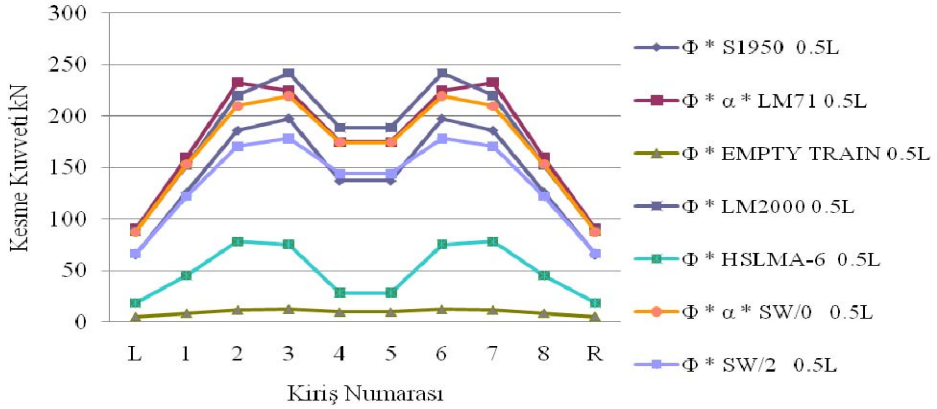
Analiz sonuçlarına göre S1950, LM71, EMPTY TRAIN (boş tren), LM2000, HSLMA-6, SW/0, SW/2 tren sınıfı yüklemeleri sonucunda kirişlerde oluşan moment ve kesme kuvveti değerleri Şekil 3.8, 3.9, 3.10 ve 3.11'de belirtilmiştir.



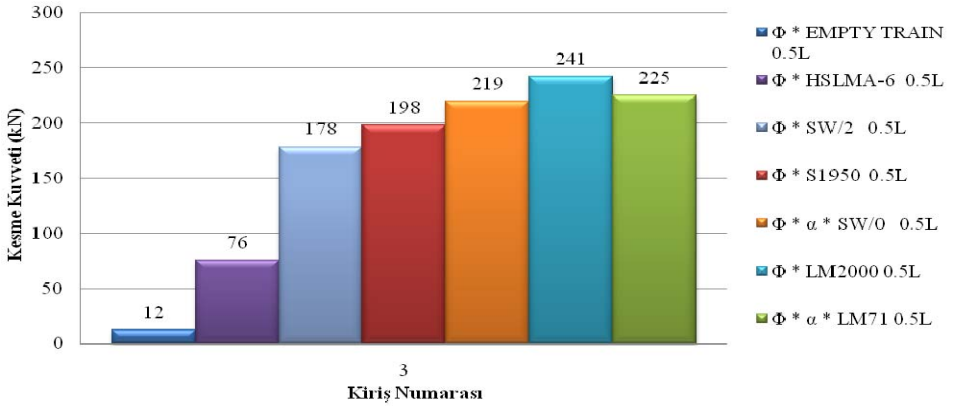
Şekil 3.8 : Tren sınıflarına göre moment grafiği.



Şekil 3.9 : Tren sınıflarına göre moment grafiği; (4 numaralı kiriş için).

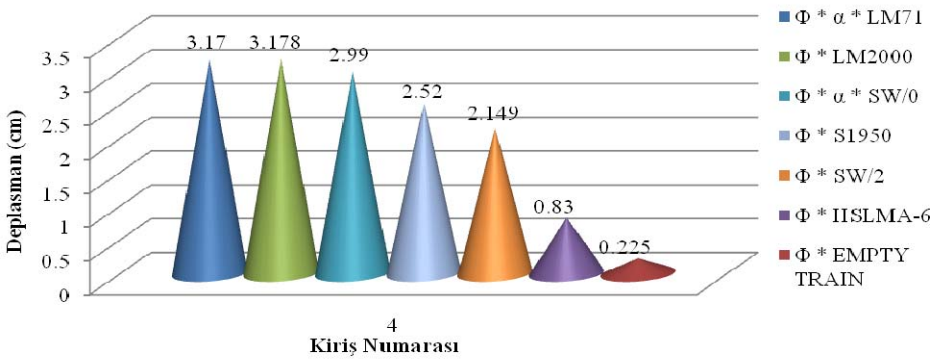


Şekil 3.10 : Tren sınıflarına göre kesme kuvveti tablosu.



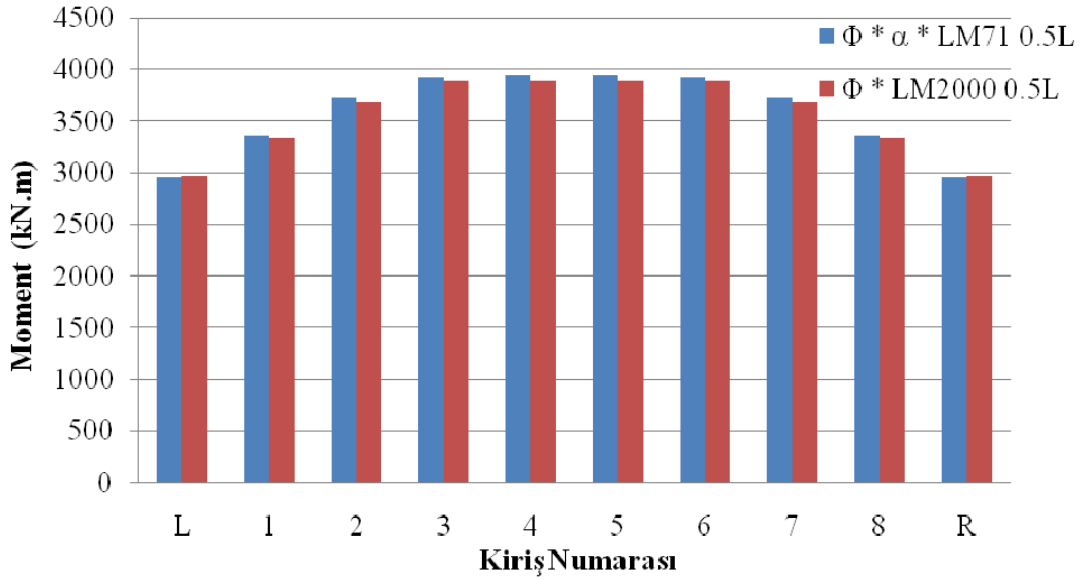
Şekil 3.11 : Tren sınıflarına göre maksimum kesme kuvveti grafiği.

Analiz sonuçlarına göre oluşan maksimum deplasman değeri 4 ve 5 numaralı kirişte oluşmuştur. Şekil 3.12'de 4 numaralı kirişin tren sınıflarına göre oluşan maksimum deplasman değerini göstermektedir.

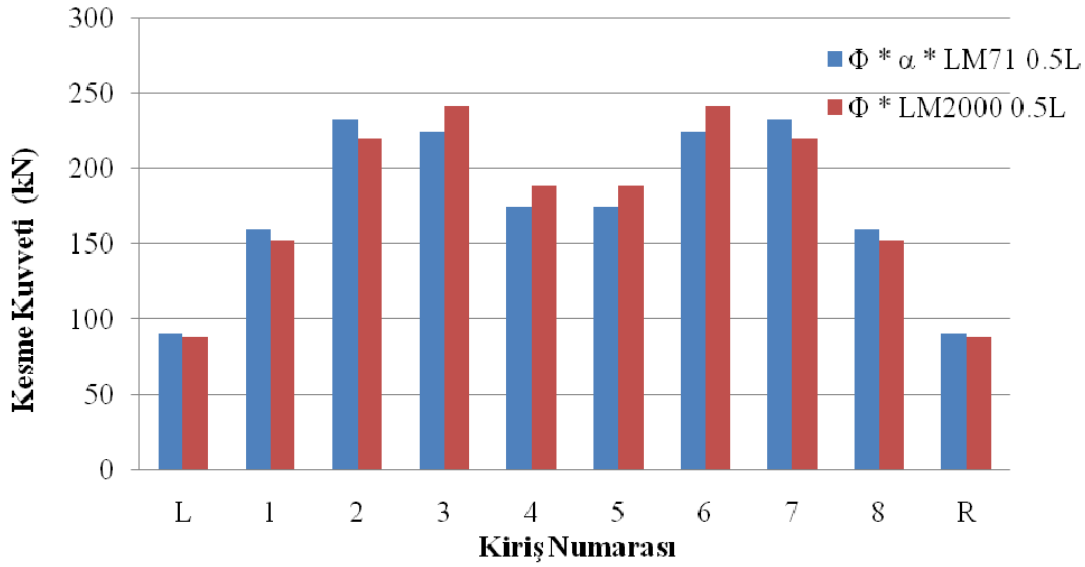


Şekil 3.12 : Tren yükleri altında maksimum düşey deplasman tablosu.

Yapılan analiz sonucu en olumsuz moment ve kesme kuvveti değerlerinin LM71 ve LM2000 tren yüklemelerinde olduğu görülmüştür. Şekil 3.13 ve Şekil 3.14'de bu iki tren yüklemesinin kirişlerde oluşturduğu moment ve kesme kuvveti değerleri karşılaştırmalı olarak gösterilmiştir.

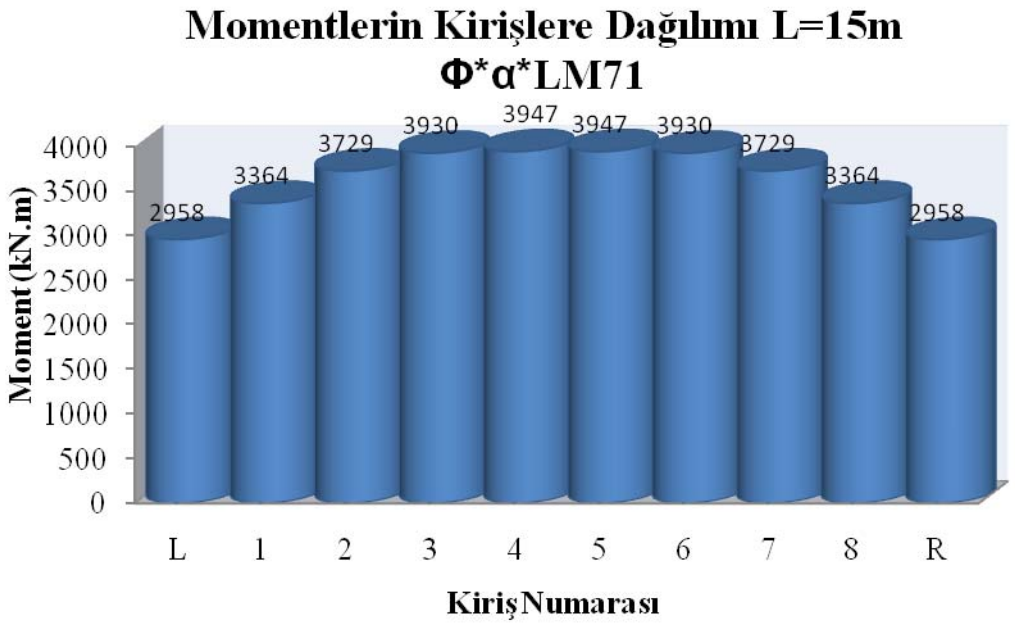


Şekil 3.13 : Açıklık ortasında kirişlerin moment değerlerinin karşılaştırması.

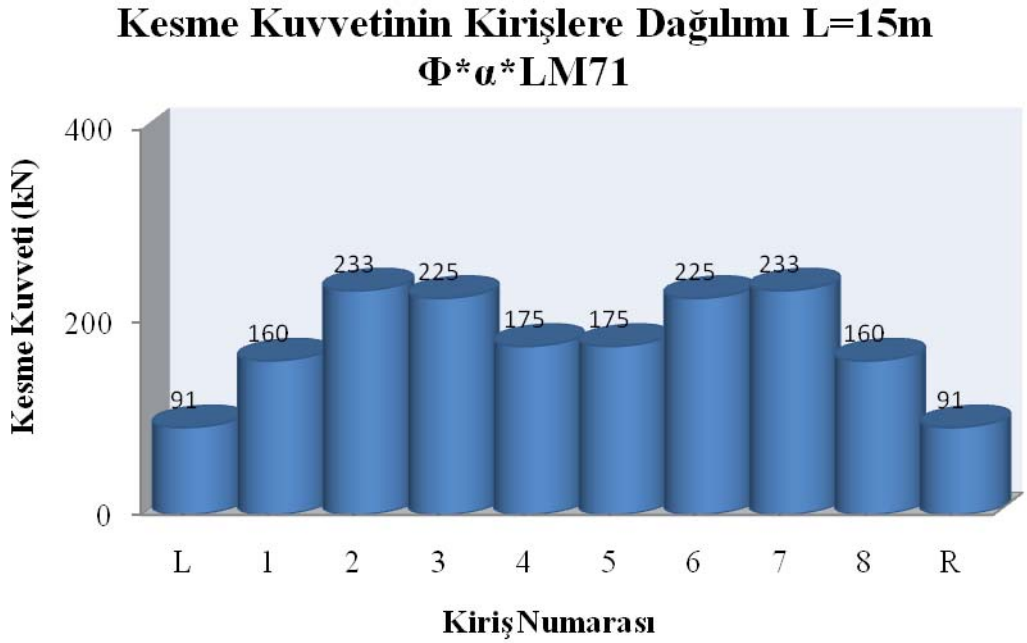


Şekil 3.14 : Açıklık ortasında kirişlerin kesme kuvveti değerinin karşılaştırması.

Yapılan analiz sonucunda en olumsuz yükleme LM71 tren yüklemesidir. Bu yüklemeye göre kirişlerin moment ve kesme kuvveti değerleri Şekil 3.15 ve Şekil 3.16'da gösterilmiştir.

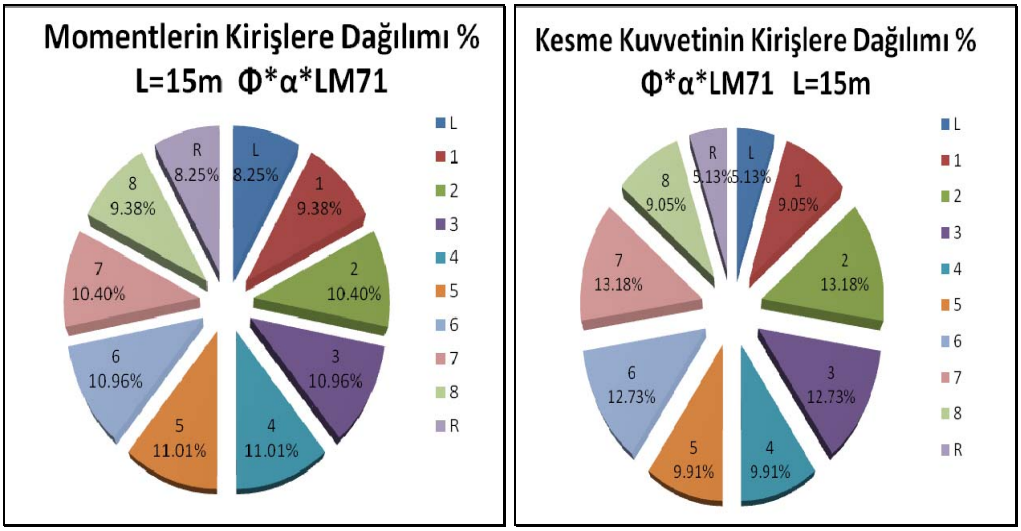


Şekil 3.15 : Φ*α*LM71 yüklemesinin maksimum moment değerleri.



Şekil 3.16 : Φ*α*LM71 yüklemesinin maksimum kesme kuvveti değerleri.

Analiz sonucu kirişlere gelen kuvvetlerin yüzdesel dağılım oranları Şekil 3.17'de belirtilmiştir. Moment grafiğindeki dağılımda görüldüğü üzere kirişlerin üzerine dökülen döşeme sayesinde kesit kompozit olarak çalışmaktadır. Kesitin kompozit olmasından dolayı tüm kirişlerin moment değerleri birbirine yakın olmaktadır. Bu sayede rayların altında kalan kirişlerin fazla zorlanmasının önüne geçilmiştir.



Şekil 3.17 : Φ*α*LM71 göre moment ve kesme kuvvetinin kirişlere dağılımı.

3.2 Öngermeli Kiriş Hesapları

Öngermeli kiriş hesapları AASHTO (2002) Bölüm 9'a göre yapılmıştır.

3.2.1 Genel bilgiler

Üstyapı da kiriş hesap uzunluğu 30 metre, kiriş yüksekliği 1900 mm, döşeme kalınlığı 250 mm olarak seçilmiştir.

Toplam platform genişliği 12 metre ve kiriş sayısı 10 adettir. Kiriş sayısını azaltıp daha ekonomik kirişler kullanmak için kirişler arası boşluk bırakılmamıştır.

Seçilen öngerme halatın sınıf dayanımı 270 ksi, halat çapı 0.6 inch (15.24 mm) halat alanı 140 mm² ve halat aralığı halat merkezinden halat merkezine 60 mm'dir

3.2.1.1 Prekast kiriş

Kirişin 28 günlük beton basınç dayanımı f_c' = 40 MPa seçilmiştir. Öngerme sırasıdaki beton basınç dayanımı f_{ci} = 30 MPa olarak hesaplanmıştır. Paspayı d_p=40mm olarak seçilmiştir.

Beton birim hacim ağırlığı W_c = 25 kN/m³ olarak alınmıştır. Kiriş betonun elastisite modülü AASHTO (2002) 8.7'ye göre hesaplanmıştır;

$$Ep = Ec = 0.0428 * wc^{1.5} * \sqrt{f_c} = 33836 \text{ MPa} \quad \textbf{(3.2a)}$$

$$Ep = Ec = 0.0428 * wc^{1.5} * \sqrt{f_{ci}} = 29303 \text{ MPa} \quad \textbf{(3.2b)}$$

Kirişte kullanılan donatının çekme dayanımı f_{sy} = 420 MPa'dır.

3.2.1.2 Yerinde dökme döşeme

Döşemenin 28 günlük beton basınç dayanımı fc' = 35 MPa ve birim hacim ağırlığı W_c = 25 kN/m olarak alınmıştır.

$Ec = 0.0428 * wc^{1.5} * \sqrt{fc} = 31651$ MPa **(3.2c)**

Modüler Oran = Ec(döşeme) / Ec(prekast) = 0.935

3.2.1.3 Öngerme çeliği

Öngerme halatının kopma dayanımı AASHTO 9.16'ya göre düşük gevşemeli halat için fs' = 270000 psi (270 K) = 1862 MPa'dır.

AASHTO (2002) 9.15.1'e göre öngermeli sistemlerde düşük gevşemeli halat kullanıldığında α = 0.75 katsayısı kullanılacaktır. Bunun sonucunda hesaplarda kullanılan öngerme halatın kopma değeri;

fs' = 1862 * 0.75 = 1397 MPa

Öngerme halatı elastisite modulü, Es = 193053 MPa'dır.

3.2.1.4 Emniyet gerilmeleri

Prekast betonun daha önce belirtilen basınç dayanımları f_c' = 40 MPa , f_{ci} = 30 MPa kullanılarak gerilme sınır değerleri AASHTO (2002) 9.15.2.1'e göre hesaplanmıştır.

Kayıplardan önce gerilme sınır değerleri;

Beton basınç gerilmesi; $0.6 * f_{ci}$ = 18.00 MPa

Beton çekme gerilmesi; $0.62 * \sqrt{f_{ci}}$ = -3.40 MPa

Yumuşak donatı olmayan bölgelerdeki çekme gerilmesi aşağıdaki değerlerden büyük olmamalıdır.

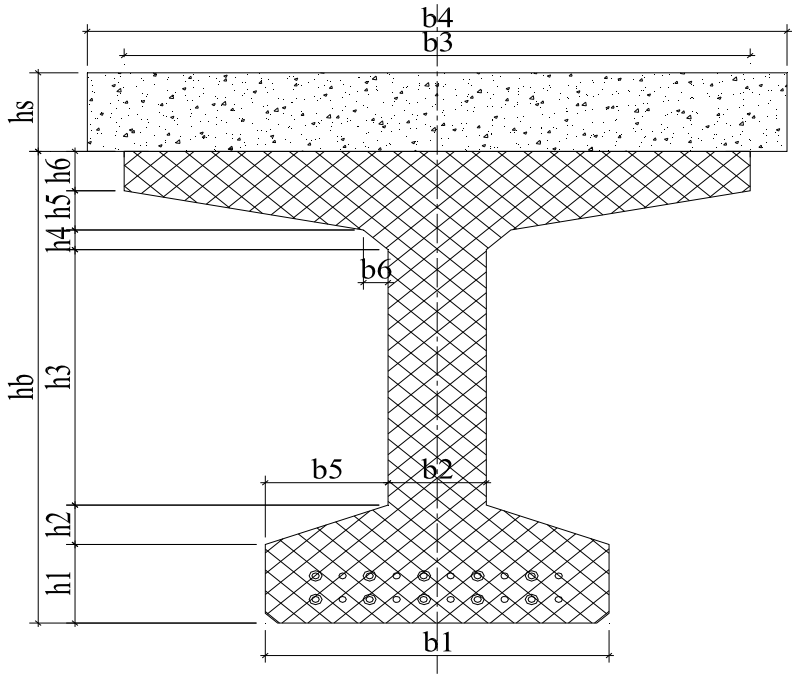
200 (psi) = -1.38 MPa yada $0.25*\sqrt{fci}$ = -1.37 MPa

Kayıplardan sonra gerilme sınır değerleri;

Beton Basınç Gerilmesi; $0.40 * f_c$ = 16 MPa

Beton Çekme Gerilmesi $0.50 * \sqrt{f_c'}$ = -3.16 MPa

3.2.1.5 Kesit özellikleri



Şekil 3.18 : Kiriş boyutlarının harflendirilmesi.

b_1 = 600 mm, b_2 = 250 mm, b_3 = 1050 mm, b_4 = 1075 mm, b_{4hesap} = 1006 mm, b_5 = 175 mm, b_6 = 100 mm, h_1 = 350 mm, h_2 = 150 mm, h_3 = 1100 mm, h_4 = 100 mm, h_5 = 75 mm, h_6 = 125 mm, h_s = 250 mm, h_b = 1900 mm

Prekast Kirişin özellikleri,

$A_{prekast} = A_p$ = 771250 mm², $Y_{prekast} = Y_p$ = 971.205 mm, $I_{prekast} = I_p$= 3.33E+11 mm^4

$S_{1p(alt)}$ = 3.43E+08 mm³, $S_{2p(üst)}$= 3.59E+08 mm³,

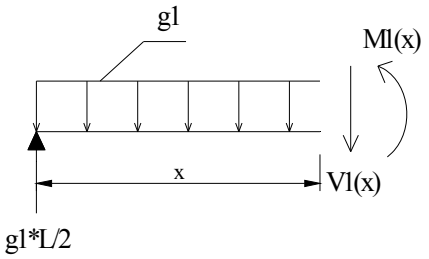
Kompozit kesitin özellikleri,

$A_{kompozit}=A_k$= 1040000 mm², $Y_{kompozit}=Y_k$= 1243.52 mm, $I_{kompozit}=I_k$=5.56E+11 mm^4, $S_{1c(alt)}$ = 4.47E+08 mm³, $S_{2.3c}$ = 8.47E+08 mm³, S_{4c}= 6.13E+08 mm³

3.2.2 Kesit tesirleri

Zati ağırlık, döşeme ağırlığı, ilave yükler ve hareketli yükler sonucu oluşan moment,kesme ve burulma kuvvetleri aşağıda belirtilmiştir.

3.2.2.1 Kiriş zati yükü yüklemesi



Şekil 3.19 : Kiriş zati yüklemesi.

g_1 = 19.281 kN/m

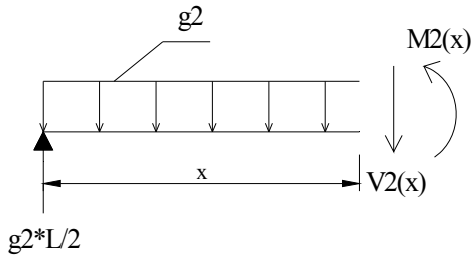
$M_{1\,(x)}=g_1*L/2*x-g_1*x^2/2$ **(3.3a)**

$V_{1\,(x)}=g_1*L/2-g_1*x$ **(3.3b)**

Çizelge 3.1 : Kiriş zati yükleme tesirleri.

	H/2	H/2+Lt	0.1L	0.1L+Lt	0.2L	0.2L+Lt	0.3L	0.3L+Lt	0.4L	0.4L+Lt	0.5L
x (m)	0.95	1.90	3.00	3.95	6.00	6.95	9.00	9.95	12.00	12.95	15.00
M_1 (kNm)	266	515	781	992	1388	1544	1822	1923	2082	2129	2169
V_1 (kN)	271	253	231	213	174	155	116	97	58	40	0

3.2.2.2 Döşeme zati yükü yüklemesi



Şekil 3.20 : Kiriş döşeme zati yüklemesi.

g_2 = 6.72 kN/m

$M_{2\,(x)}=g_2*L/2*x-g_2*x^2/2$ **(3.4a)**

$V_{2\,(x)}=g_2*L/2-g_2*x$ **(3.4b)**

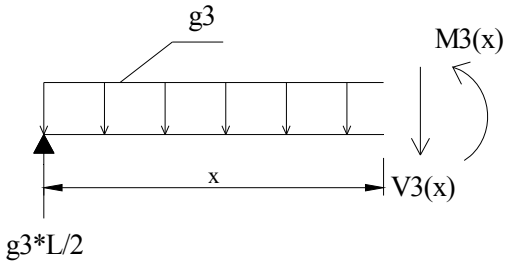
Çizelge 3.2 : Kiriş döşeme zati yükleme tesirleri.

	H/2	H/2+Lt	0.1L	0.1L+Lt	0.2L	0.2L+Lt	0.3L	0.3L+Lt	0.4L	0.4L+Lt	0.5L
x (m)	0.95	1.90	3.00	3.95	6.00	6.95	9.00	9.95	12.00	12.95	15.00
M_2 (kNm)	93	179	272	346	484	538	635	670	726	742	756
V_2 (kN)	94	88	81	74	60	54	40	34	20	14	0

3.2.2.3 İlave zati yükler yüklemesi

İlave zati yüklemelerden cephe panelleri : 3.38 kN/m, bordürler : 28.30 kN/m, korkuluk : 3.00 kN/m, koruma betonu : 9.92 kN/m, raylar : 2.40 kN/m, izolasyon, ballast, travers ve diğer yükler : 100.67 kN/m'dir.

Toplam : 147.67 kN/m, 10 kirişe gelen toplam yük



Şekil 3.21 : Kiriş ilave zati yüklemesi.

g_3 : 14.77 kN/m

$M_{3\,(x)}=g_3*L/2*x-g_3*x^2/2$ **(3.5a)**

$V_{3\,(x)}=g_3*L/2-g_3*x$ **(3.5b)**

Çizelge 3.3 : Kiriş ilave zati yükleme tesirleri.

	H/2	H/2+Lt	0.1L	0.1L+Lt	0.2L	0.2L+Lt	0.3L	0.3L+Lt	0.4L	0.4L+Lt	0.5L
x (m)	0.95	1.90	3.00	3.95	6.00	6.95	9.00	9.95	12.00	12.95	15.00
M3 (kNm)	204	394	598	760	1063	1183	1395	1473	1595	1630	1661
V3 (kN)	207	193	177	163	133	119	89	75	44	30	0
T3tor(kN)	12	12	12	9	6.5	8.75	9.5	11.5	12	14	16.5

3.2.2.4 Hareketli yükler

SAP2000 programında yapılan analiz sonucu LM71 yüklemesinin oluşturduğu 4 numaralı kirişteki maksimum değerler Çizelge 3.4'de verilmiştir.

Çizelge 3.4 : Kiriş hareketli yükleme tesirleri.

	SAP2000 Sonuçları										
	H/2	H/2+Lt	0.1L	0.1L+Lt	0.2L	0.2L+Lt	0.3L	0.3L+Lt	0.4L	0.4L+Lt	0.5L
x (m)	0.95	1.90	3.00	3.95	6.00	6.95	9.00	9.95	12.00	12.95	15.00
M4 (kNm)	541	1012	1528	1937	2701	2994	3509	3690	3968	4043	4094
V4 (kN)	351	336	317	297	257	237	199	182	149	134	103
T4tor (kN)	115	132	140	136	130	125	110	95.3	84	74.2	65.6

3.2.3 Gerilme hesabı

Gerilme hesabında daha önce açıklık ortasında(0.5L) hesaplanan moment değerleri kullanılmıştır. Moment değerleri sonucu oluşan gerilme Denklem **(3.6)**'da, gerilme sonucunda oluşan halat sayısı da Denklem **(3.7)**'de hesaplanmıştır.

Hesaplarda kullanılacak olan, bir halatın kopma mukavemeti = 195.5 kN hesaplanmış, tahmini öngerilim kaybı (P_L) = 0.22 alınmıştır.

$M_{Q1}= (M_1+M_2)/S(p)alt+(M_3+M_4)/S_{(c)alt}$ = 21404.456 kN/m² **(3.6)**

Halat Sayısı = $(M_{Q1}-G_b)/[(1/A_s)+(es/S_{(p)alt})]*(VK*ORN*(1-P_L)$ = 33.241527 **(3.7)**

Seçilen toplam halat adedi : 36

Halatlar kirişin alt flanşına yerleştirilecektir. Ancak halatlar arası minimum 60 mm olması gerektiğinde tek sıraya 36 halat sığmayacaktır. Bunun neticesinde Çizelge 3.5'de kaç sıra halat olacağı ve her sırada bulunan halat sayısı verilmiştir.

Çizelge 3.5 : Halat yerleşim tablosu.

1. Sıra	2. Sıra	3. Sıra	4. Sıra	5. Sıra	6. Sıra	7. Sıra
9	7	7	7	5	1	0
70 mm	130 mm	190 mm	250 mm	310 mm	370 mm	430 mm
6540						
181.7						

Öngerilim ekseninin tabandan mesafesi y(mm)= 0.182 m, öngerilim ekseninin eksantreye olan uzaklığı; e_p= 0.7895 m, e_k= 1.0618 m'dir.

3.2.3.1 Öngerilim kuvvetlerinin hesabı

Germe Kuvveti = 36*195.51= 7038.36 kN

3.2.3.2 Gerilme tahkikleri

Germe sonunda kiriş ortasında oluşan gerilmeler Çizelge 3.6'da verilmiştir.

Çizelge 3.6 : Kiriş ortasında gerilme sonunda gerilme tahkiki.

			TABLİYE ÜSTÜ (kN/m²)	KİRİŞ ÜSTÜ (kN/m²)	KİRİŞ ALTI (kN/m²)
Germe Sonunda	M_1=	2169.1	-	6048	-6324
	Pi=	6596.32	-	8553	8553
	Pi*es=	5208.03	-	-14522	15185
	ARA TOPLAM		-	79	17413

Sınır gerilmeler;

Çekme : -3396 kN/m² < 79 kN/m² ;

Basınç : 18000 kN/m² > 17413 kN/m² ;

Germe sonunda mesnetlenme ekseninde;

Sınır gerilmeler;

Çekme : -3396 kN/m² > -5969 kN/m² ;

Basınç : 18000 kN/m² < 23737 kN/m² ;

Beton gerilmeleri emniyet gerilmelerini aştığı için halatlarda kılıflama yapılması gerekmektedir.

Tabliye döküldükten hemen sonra kiriş ortasında oluşan gerilmeler Çizelge 3.7'de verilmiştir.

Çizelge 3.7 : Kiriş ortasında tabliye döküldükten sonra gerilme tahkiki.

			TABLİYE ÜSTÜ (kN/m²)	KİRİŞ ÜSTÜ (kN/m²)	KİRİŞ ALTI (kN/m²)
Tabliye Döküldükten Sonra	M1+M2=	2925.00	-	8156	-8528
	Pa=	6334.52	-	8213	8213
	Pa*es=	5001.33	-	-13945	14582
	ARA TOPLAM		-	2424	14267
	TOPLAM -1		-	2424	14267

Sınır gerilmeler;

Çekme : -3162 kN/m² < 2424 kN/m²

Basınç : 16000 kN/m² > 14267 kN/m²

Tabliye döküldükten sonra nihai durumda kiriş ortasında oluşan gerilmeler Çizelge 3.8'de verilmiştir.

Çizelge 3.8 : Kiriş ortasında nihai durumda gerilme tahkiki.

			TABLİYE ÜSTÜ (kN/m²)	KİRİŞ ÜSTÜ (kN/m²)	KİRİŞ ALTI (kN/m²)
Nihai Durumda	ΣM=	8680.33	10252	14953	-21404
	Pe=	5630.69	5414	7301	7301
	Pe*es=	4445.63	-5251	-12396	12962
	ARA TOPLAM		10416	9858	-1142
	TOPLAM -2		10416	9858	-1142

Sınır gerilmeler;

Çekme : -3162 kN/m² < -1142 kN/m² ;

Basınç : 16000 kN/m² > 9858 kN/m² ;

Çizelge 3.6, 3.7 ve 3.8'de verilen gerilmeler kiriş ortasında 36 halat için emniyetli yöndedir.

3.2.4 Gerilme kayıpları

Gerilme kayıpları AASHTO (2002) 9.16.2.1'e göre hesaplanmıştır.

3.2.4.1 Rötre kaybı

Rötre kaybı Denklem **(3.8)**'de , oranı da Denklem **(3.9)**'da hesaplanmıştır.
Rutubet Oranı : %65

Rötre Kaybı : SH = 117 - 1.03 * RH = 50.05 MPa **(3.8)**

Kayıp = SH / (α*fs') = %3.58 **(3.9)**

3.2.4.2 Elastik kısalma kaybı

$ES = E_s * f_{cir} / E_{ci}$ **(3.10)**

Öngerme kuvvetinden dolayı halatların ağırlık merkezindeki beton gerilmesi;

$fcir = (Pi / A_p) + (P_i * es^2 / I_p) - (es * M_1 / I_p)$ **(3.11)**

Pi = HS * Ap * 0,69*fs' = 6475.29 kN **(3.12)**

fcir = 15.37 MPa

Elastik kısalmadan oluşan kayıp ES = 87.7061 MPa

Kayıp = ES / (α * fs') = %6.28 **(3.13)**

3.2.4.3 Sünme kaybı

$CRc = 12 * f_{cir} - 7 * f_{cds}$ **(3.14)**

$f_{cds} = M_2 / S_{ep} + M_3 / S_{ec}$ **(3.15)**

$S_{ep} = I_p / es = 421897699$ mm³, $S_{ek} = I_k / ec = 523444931$ mm³

CRc = 149.71 MPa

Kayıp = CRc / (α * fs') = %10.72 **(3.16)**

3.2.4.4 Rölaksiyon kaybı

$$CRs=34-0,10*ES-0,05*(SH+CRc) = 15.24 \text{ MPa} \quad \textbf{(3.17)}$$

$$\text{Kayıp} = CRs / (\alpha * fs') = \%1.09 \quad \textbf{(3.18)}$$

Oluşan tüm öngerme kayıpları Çizelge 3.9'da özetlenmiştir.

Çizelge 3.9 : Öngermeli kirişin gerilme kayıp oranları.

Kayıp Cinsi	Kayıp
Rötre, SH	%3.58
Elastik Kısalma,ES	%6.28
Sünme, CRc	%10.72
Çelik Gevşeme,CRs	%1.09
Toplam Kayıp	**%21.68**

3.2.5 Kılıflamalardan sonraki kesit gerilmeleri

Açıklık momenti karşılayabilmesi için seçilen halat sayısı sonucunda moment değeri fazla olmayan kirişin ilk kısımlarında gerilme değerleri sınırı aşmaktadır. Bunun neticesinde bu bölgelerde Çizelge 3.10'da belirtilen belli sayıdaki halatları kılıflandırıp öngerme halatı ile betonun etkileşimi ortadan kaldırılarak betonda oluşan basınç ve çekme gerilme değerleri azaltılır.

Çizelge 3.10 : Prekast kirişin öngermeli halat kılıflama lokasyonları.

Lokasyon		H/2	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
		0.95 m	3.00 m	6.00 m	9.00 m	12.00 m	15.00 m
1.Sıra	60 mm	4	9	9	9	9	9
2.Sıra	120 mm	3	7	7	7	7	7
3.Sıra	180 mm	4	6	7	7	7	7
4.sıra	240 mm	3	3	5	6	7	7
5.sıra	300 mm	4	4	4	4	5	5
6.sıra	300 mm	1	1	1	1	1	1
Halat Sayısı		19	30	33	34	36	36
		3540mm	4680mm	5340mm	5580mm	6120mm	6120mm
y (mm)		186mm	156mm	162mm	164mm	170mm	170mm
es		0.785	0.815	0.809	0.807	0.801	0.801
ep		1.057	1.088	1.082	1.079	1.074	1.074
İlk Öngerme (kN) Pi		3481	5497	6047	6230	6596	6596
Efektif Öngerme (kN) Pe		2909	4594	5053	5206	5513	5513

AASHTO (2002) Bölüm 9 uyarınca kılıflama yapılan öngerme halatlarda kılıflamanın bittiği yerden halatın etkinliği için Denklem 3.19'da hesaplanan transfer mesafesi kadar bir bölümde kontrol edilir.

$$Lt = 1/6.895(fsu-fse*2/3)d = 949.69 \text{ mm} =\sim 0.95 \text{ m} \quad \textbf{(3.19)}$$

Kayıplardan sonraki efektif çekme dayanımı, fsu = fse = 1289.00 MPa.
Kılıflama bölgesinde yapılacak hesaplar için alınan bindirme boyu 0.95 m'dir.

3.2.5.1 Ara kesitteki gerilmeler

- 1.Durum aktarma sırasında,

Çizelge 3.11 : Aktarma sırasındaki prekast kirişin ara kesit gerilmeleri.

Lokasyon	x	N	M1+M2	Vo	f bot		fcomp	f top		ftension
	m	halat/str	kN-m	kN	kN/m²		kN/m²	kN/m²		kN/m²
H/2	0.95	19	359	2909	9385	<	16000	-1595	>	-3162
H/2+Lt	1.90	19	694	2909	8407	<	16000	-660	>	-3162
0.1L	3.00	30	1053	4594	13805	<	16000	-1550	>	-3162
0.1L+Lt	3.95	30	1338	4594	12976	<	16000	-756	>	-3162
0.2L	6.00	33	1872	5053	13019	<	16000	367	>	-3162
0.2L+Lt	6.95	33	2083	5053	12405	<	16000	954	>	-3162
0.3L	9.00	34	2457	5206	11839	<	16000	1885	>	-3162
0.3L+Lt	9.95	34	2593	5206	11441	<	16000	2265	>	-3162
0.4L	12.00	36	2808	5513	11838	<	16000	2662	>	-3162
0.4L+Lt	12.95	36	2870	5513	11657	<	16000	2836	>	-3162
0.5L	15.00	36	2925	5513	11497	<	16000	2988	>	-3162

Kiriş üstünde oluşan gerilme (f_{top}) ile kiriş altında oluşan gerilme (f_{bot}) hesapları,

$$f_{top}=M/S_{ust}+Vo*Z_2 \quad \textbf{(3.20a)}$$

$$f_{bot}=-M/S_{alt}+Vo*Z_1 \quad \textbf{(3.20b)}$$

$$Z_2=1/A_s-es/S_{2p} \quad \textbf{(3.21a)}$$

$$Z_1=1/A_s+es/S_{1p} \quad \textbf{(3.21b)}$$

- 2.Durum tabliye prizini almadan,

Çizelge 3.12 : Tabliye prizini almadan prekast kirişin ara kesit gerilmeleri.

Lokasyon	x	N	M1+M2	Vo	f bot		fcomp	f top		ftension
	m	halat/str	kN-m	kN	kN/m²		kN/m²	kN/m²		kN/m²
H/2	0.95	19	359	2909	9385	<	16000	-1595	>	-3162
H/2+Lt	1.90	19	694	2909	8407	<	16000	-660	>	-3162
0.1L	3.00	30	1053	4594	13805	<	16000	-1550	>	-3162
0.1L+Lt	3.95	30	1338	4594	12976	<	16000	-756	>	-3162
0.2L	6.00	33	1872	5053	13019	<	16000	367	>	-3162
0.2L+Lt	6.95	33	2083	5053	12405	<	16000	954	>	-3162
0.3L	9.00	34	2457	5206	11839	<	16000	1885	>	-3162
0.3L+Lt	9.95	34	2593	5206	11441	<	16000	2265	>	-3162
0.4L	12.00	36	2808	5513	11838	<	16000	2662	>	-3162
0.4L+Lt	12.95	36	2870	5513	11657	<	16000	2836	>	-3162
0.5L	15.00	36	2925	5513	11497	<	16000	2988	>	-3162

- 3.Durum nihai durumda,

Çizelge 3.13 : Nihai durumda prekast kirişin ara kesit gerilmeleri.

Lokasyon	x	N	ΣM	Vo	f bot		fcomp	f top		ftension
	m	halat/str	kN-m	kN	kN/m²		kN/m²	kN/m²		kN/m²
H/2	0.95	19	1104	2909	7718	<	16000	-715	>	-3162
H/2+Lt	1.90	19	2100	2909	5262	<	16000	1000	>	-3162
0.1L	3.00	30	3179	4594	9048	<	16000	962	>	-3162
0.1L+Lt	3.95	30	4034	4594	6943	<	16000	2429	>	-3162
0.2L	6.00	33	5636	5053	4598	<	16000	4813	>	-3162
0.2L+Lt	6.95	33	6260	5053	3060	<	16000	5888	>	-3162
0.3L	9.00	34	7362	5206	866	<	16000	7678	>	-3162
0.3L+Lt	9.95	34	7756	5206	-110	<	16000	8363	>	-3162
0.4L	12.00	36	8371	5513	-606	<	16000	9232	>	-3162
0.4L+Lt	12.95	36	8543	5513	-1035	<	16000	9536	>	-3162
0.5L	15.00	36	8680	5513	-1379	<	16000	9786	>	-3162

3.2.5.2 Döşemede oluşan gerilmeler

3+4 Yüklemesi durumunda döşeme üzerindeki maksimum basınç gerilmesi kontrol edilecektir. Açıklık momenti (3+4 Yüklemesi) = 5755.33 kNm ve kesit mukavemeti (Döşeme üzeri) = 0.613 m³'dir. Buna göre oluşan;

Max. basınç gerilmesi = 8780 kN/m² < 0.40 * fc = 14000 kN/m²

3.2.6 Betonarme donatısı hesabı

Aktarma sırasında, tabliye prizini almadan ve nihai durumda kiriş altında ve üstünde oluşan çekme gerilmelerini karşılamak amacıyla yumuşak donatı ilavesi yapılması gerekmektedir.

3.2.6.1 Kiriş üstünde gereken yumuşak donatı

Kiriş üstünde oluşan çekme gerilmesinden yola çıkılarak bulunan çekme kuvveti Çizelge 3.14 ve 3.15'de verilmiştir.

Çizelge 3.14 : Kiriş üstünde oluşan çekme alanı.

Lokasyon	x	ftop	fbot	y	Toplam Çekme Alanı (m²)
	m	kN/m²	kN/m²	m	
H/2	0.95	-2327	11560	0.318	0.210

Çizelge 3.15 : Kiriş üstünde oluşan çekme kuvveti.

Bölge	Çekme Alanı	Gerilme	Çekme Kuvveti
	m²	kN/m2	(kN)
1	0.1313	-1870	245
2	0.05	-1231	60
3	0.03	-433	-13
		Toplam Çekme Kuvveti (F)	293
		(kN)	

Gerekli çekme donatısı alanı $A_s = F / f_s = 1742$ mm²

Seçilen donatı;

Konstrüktüf donatı; 4 Φ 22 ; 1521 mm², İlave donatı; 4 Φ 22 ; 1521 mm²

Toplam : 3041 mm² > 1742 mm²

3.2.6.2 Açıklıkta kiriş altında son durumda gereken yumuşak donatı

Kiriş altında oluşan çekme gerilmesinden yola çıkılarak bulunan çekme kuvveti Çizelge 3.16 ve 3.17'de verilmiştir.

Çizelge 3.16 : Açıklıkta kiriş altında oluşan çekme alanı.

Lokasyon	x	ftop	fbot	y	Toplam Çekme Alanı (m²)
	m	kN/m²	kN/m²	m	
H/2	15.00	9786	-1379	0.235	0.189

Çizelge 3.17 : Açıklıkta kiriş altında oluşan çekme kuvveti.

Bölge	Çekme Alanı	Gerilme	Çekme Kuvveti
	m²	kN/m2	(kN)
1	0.0704	-689	49
2	0.0000	0	0
3	0.0000	0	0
		Toplam Çekme Kuvveti (F)	49
		(kN)	

Gerekli çekme donatısı alanı $As = F / f_s = 289$ mm²

Seçilen donatı; Konstrüktüf donatı; 3 Φ 20 ; 942 mm², İlave donatı; 2 Φ 20 ; 628 mm²

Toplam : 1571 mm² > 289 mm²

3.2.7 Kesit taşıma kapasitesi kontrolü

Açıklık ortasında oluşan faktörlü moment Denklem **(3.22)**'de hesaplanmıştır.

$$M_u = 1.3*(M_{DL} + (1.67*M_{LL})) \quad \textbf{(3.22)}$$

Öngerilim ekseninin tabandan mesafesi, y = 0.18167 m olarak hesaplanmıştır. Ayrıca hesaplanan diğer değerler b = 1.01 m, t = 0.25 m, h = 2.15 m, d = h-x = 1.97 m, dp = 40.00 mm, dt = h - dp = 2.11 m'dir.

36 adet halatın toplam alanı As* = 5040 mm², kiriş altında bulunan yumuşak donatı miktarı As = 1571 mm² , kiriş üstünde bulunan yumuşak donatı miktarı As' = 3041 mm²,

$p^* = As^* / b*d = 0.00255$, $p = As / b*dt = 0.00074$, $p' = As' / b*d = 0.00154$ **(3.23)**

γ = 0.28, AASHTO (2002) 9.17'ye göre düşük rölaksasyonlu halat için verilmiştir.
β1 = 0.76 AASHTO (2002) 8.16.2.7'de belirtilmiştir.

$$fsu^* = \{fs * (1-(\gamma / \beta)*[p * fs' / fc' + (dt / d) * (p * fsy / fc')]\} = 1761 \text{ MPa} \quad \textbf{(3.24)}$$

$$(p*fsy /fc')*(dt /d)+(p* fsu* / fc')-(p' * fy' / fc') = 0.1071 < 0.36*\beta1 = 0.2736 \quad \textbf{(3.25)}$$

Basınç bölgesi, döşeme ve üst flanşın içinde kalmaktadır; dikdörtgen kesit olarak kabul edebiliriz. AASHTO (2002) 9.14'e göre Φ = 1.0 seçilerek, AASHTO (2002) 9.17'ye göre kesitin moment kapasitesi Denklem **(3.26)**'da hesaplanmıştır.

$\Phi*Mn = \Phi * \{A_s*.f_{su}*.d * [1-0.6*(p*.f_{su}*/f_c' + (dt/d).p.f_{sy}/f_c')] + A.f_{sy}.dt * [1-0.6 * ((d/dt).p*f_{su}*/f_c'+p.f_{sy}/f_c')]\}=17506$ kNm > M_u = 14850 kNm **(3.26)**

3.2.7.1 Maksimum donatı oranı kontrolü

Maksimum donatı oranı kontrolü AASHTO 9.18'e göre yapılacak olup Denklem **(3.27)**'de hesaplanmıştır.

$0,36*\beta = 0.2736 > (p * fsu*) / fc' = 0.1121$ **(3.27)**

Mu = 14850 < ΦMn = 17506 kNm, kesitin eğilme mukavemeti yeterlidir.

3.2.7.2 Minimum donatı oranı kontrolü

Minimum donatı oranı kontrolü AASHTO (2002) 9.18'e göre yapılacaktır.

Kesitin moment kapasitesi çatlama momentinden 1.2 kat fazla olmalı. Çatlama momenti, Denklem **(3.30)**'de hesaplanmıştır.

$fr = 0.623 * \sqrt{fc} = 3940$ kN/m² **(3.28)**

Efektif öngerme altında betondaki basınç dayanımı Denklem 3.29'de hesaplanmıştır.

$fpe = Pe / Acp + e*Pe / S1p = 20263$ kN/m² **(3.29)**

$M_{cr}* = (f_r + f_{pe})*Sc - M_{dl} * (Sc / Sp - 1) = 9931.1$ kN-m $\geq S_{1c}*fr$ **(3.30)**

$1.2M_{cr}* = 11917.3 < \Phi Mn = 17505.8$ kN-m, kesit minimum donatı oranı yönünden yeterlidir.

3.2.8 Kesme donatısı hesabı

Kesme donatısı hesabı AASHTO (2002) 9.20 uyarınca yapılacaktır.

Kirişe etki eden faktörlü toplam kesme kuvveti, kirişin faktörlü (Φ=0.9) kesme kuvveti kapasitesinden küçük olacaktır.

Kesitin kesme kapasitesi betonun kesme kuvveti V_c ile donatının kesme kuvveti V_s'nin toplamından oluşmaktadır.

Denklem **(3.31)**'de hesaplanan kesme ve momentten dolayı oluşan diyagonal çatlama kuvvetinin sağladığı kesme kuvveti V_{ci} ile üst flanşda aşan prensip çekme gerilmesinden dolayı oluşan diyagonal çatlama kuvvetinin sağladığı Denklem **(3.32)**'de hesaplanan kesme kuvveti V_{cw}'den minimum olanı betonun kesme kuvveti V_c olarak alınır.

Çizelge 3.18 : Kesme donatısı hesap özet tablosu.

Lokasyon	H/2	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	0.95 m	3.00 m	6.00 m	9.00 m	12.00 m	15.00 m
Efektif Öngerme (kN) Pe	2909	4594	5053	5206	5513	5513
Düzeltilmiş efektif öngerme ,Pe'	2909	4594	5053	5206	5513	5513
Md =M1+M2 (kNm)	359	1053	1872	2457	2808	2925
P'e/Ap , (kN/m2)	3772	5956	6552	6751	7148	7148
P'e * ep/Sp , (kN/m2)	1867	3062	3344	3435	3611	3611
Md / Sp , (kN/m2)	293	861	1530	2009	2296	2391
Vd =V1+V2 (kN)	365	312	234	156	78	0
Vsdl = V3 (kN)	207	177	133	89	44	0
VLL = V4 (kN)	351	317	257	182	149	103
$V_i=1.3(V_3+1.67V_4)$	1032	918	730	509	381	223
M3 (kNm)	204	598	1063	1395	1595	1661
M4 (kNm)	541	1528	2701	3509	3968	4094
$M_{max}=1.3(M_3+1.67M_4)$	1440	4095	7246	9432	10687	11048
fpc , (kN/m2)	2199	3756	4739	5324	5833	5928
fpe , (kN/m2)	10431	16875	18477	19002	20026	20026
M1+M2	359	1053	1872	2457	2808	2925
fd = (M1+M2)/S1p	1046	3070	5458	7164	8187	8528
Mcr (kNm)	3220	4736	4466	4061	4061	3944
Vci (kN)	2674	1374	684	376	223	80
Vcw (kN)	1224	1476	1618	1704	1774	1788
Vc (kN)	1224	1374	684	376	223	80
Vdl=V1+V2+V3(kN)	573	489	367	245	122	0
VLL = V4 (kN)	351	317	257	182	149	103
Vu (kN)	1507	1324	1034	712	482	223
s, (mm)	**100**	**100**	**150**	**150**	**150**	**150**
minAv , (mm2)	20.2	20	30	30	30	30
Ø, mm	**12**	**12**	**12**	**12**	**12**	**12**
AV mm2	113.1	113.1	113.1	113.1	113.1	113.1
Vs (kN)	1865.5	1894.3	1259.2	1257.7	1254.0	1254.0
Ø (Vc + Vs) , (kN)	2781	2942	1749	1470	1329	1200
Vu , (kN)	1507	1324	1034	712	482	223

$$V_{ci} = 0.05*\sqrt{f_c'} * b' * d + V_d + Vi * M_{cr} / M_{max} \geq 0.14\sqrt{f_{ci}} * b' * d \quad \textbf{(3.31)}$$

$$V_{cw} = (0.29 \sqrt{} fc' + 0.3 fpc) .b'.d + Vp \quad \textbf{(3.32)}$$

$$M_{cr} =(I / Y_t) * (0.50\sqrt{f_c'} + f_{pe} - f_d) \quad \textbf{(3.33)}$$

$S_p = I_{xp} / (Y_{cgk}-Y_{cgp}) = 1.22323\ m^3$ **(3.34)**

$f_{pc} = P_e / A_p - P_e * e_p / S_p + M_d / Sp$ **(3.35)**

Çizelge 3.18'de de belirtildiği kirişe etkiyen faktörlü kesme kuvveti beton tarafından karşılanan kesme kuvveti geçmiştir. Bundan dolayı aradaki farkı karşılayacak kadar kirişe Denklem **(3.36)** ve Denklem **(3.37)**'de hesaplanarak bulunan kesme donatısı eklenmiştir. Buna göre kirişin yüzünden 6 metreye kadar Φ12/100, devamında Φ12/150 seçilerek kesme kuvveti karşılanmıştır.

$V_s = A_v * f_{sy} * d / s \leq 0.66 * \sqrt{f_c'} * b' * d$ **(3.36)**

$\min A_v\ (mm^2) = 0.34 * b_w * s / f_{sy}$ **(3.37)**

3.2.9 Yatay kesme mukavemeti kontrolü

AASHTO (2002) 9.20.4'e uyarınca kompozit elemanlarda yatay kesme tahkiki yapılıp gerekli ise ek donatı konulması istenmektedir.

3.2.9.1 Mesnet bölgesinde

Kirişe etki eden faktörlü toplam kesme kuvveti, kirişin faktörlü (Φ=0.9) Denklem **(3.38)**'de hesaplanan kesme kuvveti kapasitesinden küçük olacaktır.

$V_{nh} = v_{nh} * b_v * d_p = 4975.28\ kN > V_u = 1920\ kN$ **(3.38)**

AASHTO (2002) 9.20.4.3'e göre v_{nh}= 2413 kN/m^2 dir. $b_v = b_3$ = 1.050 m , d=1.964 m

3.2.9.2 Kirişteki mevcut kesme donatısı

Kirişte bulunan mevcut kesme donatısı Denklem **(3.39)**'da hesaplanan minimum kesme donatısından büyük olmalıdır.

$\min A_v(mm^2) = 0.34*b_v*s/f_{sy} = 85\ mm^2$ <Mevcut kesme donatısı alanı:226 mm^2 **(3.39)**

Kirişteki mevcut kesme donatısı yeterlidir.

3.2.10 Kiriş burulma tasarımı

Kirişe etki eden kuvvet ve momentler SAP2000 programından alınarak burulma tasarımı ACI (2004) 11.6'da belirtilen formüller kullanılarak yapılacaktır.

Faktörlü burulma momentinin Denklem **(3.40)**'da hesaplanan (Tu) ile ACI (2004) 11.6.1'e göre Denklem **(3.41)**'de hesaplanan değerden düşük olması durumunda burulma etkisi dikkate alınmayabilir. Aksi durumda paspayının düşülerek

hesaplandığı çekirdek kesitin donatı ile beraber Denklem **(3.42)**'de hesaplanan değer Denklem **(3.40)**'da hesaplanan Tu dan büyük olması gerekmektedir.

$$Tu = 1.3(Tdead+1.67*Tlive) = 265.2 \text{ kNm} \quad \textbf{(3.40)}$$

Çizelge 3.19 : Prekast kiriş burulma tasarım bölgesi değerleri.

	1	2	3	4	5	6
x (m)	0.250	0.175	0.175	0.400	0.400	1.01
y (m)	1.900	0.425	0.425	0.175	0.175	0.25
xe (m)	0.19	0.12	0.12	0.34	0.34	0.95
ye (m)	1.84	0.37	0.37	0.12	0.12	0.19
Acp (m²)	0.48	0.07	0.07	0.07	0.07	0.25
pcp (m)	4.30	1.20	1.20	1.15	1.15	2.51
A0h (m²)	0.35	0.04	0.04	0.04	0.04	0.18
ph (m)	4.06	0.96	0.96	0.91	0.91	2.27

$$Tu \leq Tcr = ((\Phi*\sqrt{(fc')} / 12)) * (A_{cp}^2 / p_{cp}) * (\sqrt{(1+(3*f_{pc} / \sqrt{f_c'})) \quad \textbf{(3.41)}$$

$Tcr = 34.8 \text{ kNm} < 265.3 \text{ kNm}$, olduğundan burulma etkisi göz önüne alınacaktır.

$$Tn=2*Ao*At*fyv*Cot\theta / s = 657 \text{ kNm} > 265 \text{ kNm} \quad \textbf{(3.42)}$$

Boyuna donatının kontrolü,

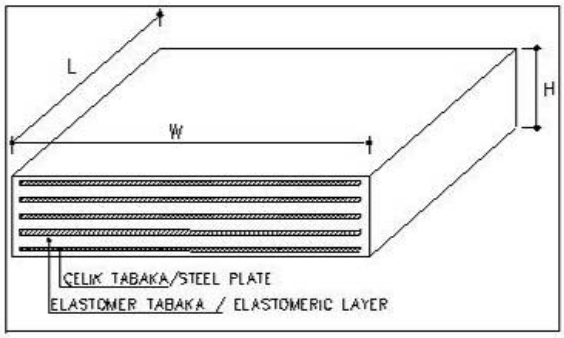
$$A_l = (A_t*p_h/s)*(f_{yv} / f_{yl})*Cot\theta^2 = 4592 \text{ mm}^2 < 4612 \text{ mm}^2 \quad \textbf{(3.43)}$$

3.2.10.1 Minimum etriye kontrolü

Minimum etriye kontrolü ACI (2004) 11.6.5 uyarınca mevcut etriye alanı Denklem **(3.44)**'de hesaplanan minimum etriye alanından fazla olmalı.

$$0.35 * b_w *s / f_y = 20.83 \text{ mm}^2 < A_{sağlanan} = 226.19 \text{ mm}^2 \quad \textbf{(3.44)}$$

3.2.11 Elastomerik mesnet hesabı



Şekil 3.22 : Tipik elastomerik mesnet şekli.

Elastomer mesnedin genişliği W : 500 mm, uzunluğu L : 400 mm, toplam yüksekliği H: 40 mm, her bir elastomer tabaka alınlığı : 8 mm olup toplam elastomer tabaka adedi 3 , elastomerde bulunan çelik tabaka Kalınlığı : 2 mm ve toplam çelik tabaka adedi 4'dür. Elastomerin kaplama kalınlığı : 4 mm altta ve üstte bulunmaktadır.

Elastomer mesnet hesabı AASHTO (2002) Bölüm 14'e göre yapılmıştır.

Elastomer tabakaların toplam kalınlığı hrt: 32 mm'dir.

Kesme modülü ,G : 1000 kN/m²'dir.

σall = 6894.76 kN/m², AASHTO (2002) 14.6.6.3.2'e göre hesaplanmıştır.

Sertlik : 60 durometre

Δs(max) İzin verilen maksimum yatay öteleme elastomer tabakaların yüksekliğinin yarısıdır, Δs(max) < hrt/2 = 16 mm

Maksimum düşey yük kapasitesi izin verilen maksimum gerilme ile alanın çarpımı Denklem **(3.45)**'de hesaplanmıştır.

$$Nmax = \sigma max * W * L = 1379 \text{ kN} \quad \textbf{(3.45)}$$

Maksimum yatay yük kapasitesi Denklem **(3.46)**'da hesaplanmıştır.

$$Hmax = G * A * \Delta s / hrt = 100 \text{ kN} \quad \textbf{(3.46)}$$

Üst yapıdan gelen sabit düşey yükler P_{DL} = 572.8 kN, hareketli düşey yükler P_{LL} = 351.2 kN, $P_{TL} = P_{DL} + P_{TL} = V_{TOTAL}$ = 924 kN. Üstyapıdan gelen düşey yüklere bağlı olarak elastomer mesnetten oluşan gerilmeler izin verilen değerleri geçmemesi gerekmektedir.

$$\sigma_{TL} = P_{TL} * A_{ELASTOMER} = 4620 \text{ kN/m}^2 < \sigma all = 6895 \text{ kN/m}^2 \quad \textbf{(3.47)}$$

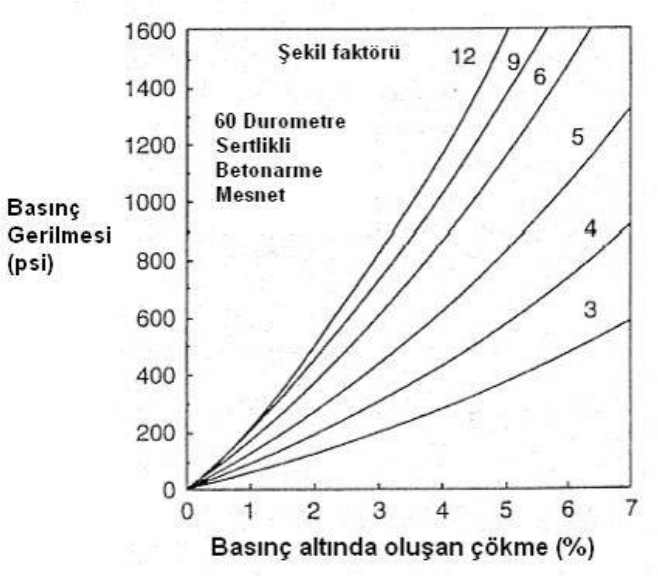
σ_{TL}= 4620 kN/m² < 13889 kN/m²

$\sigma_{C,DL}$= 1379 kN/m² < σ_{DL}= 2864 kN/m²

3.2.11.1 Düşey deplasman

$$\delta = \Sigma \varepsilon i * hri \quad \textbf{(3.48)}$$

AASHTO (2002) Şekil 14.6.5.3.3.1'e göre çökme davranışı Şekil 3.23'de gösterilmiştir.



Şekil 3.23 : Elastomerik mesnedin yükleme altında çökme davranışı.

Şekil 3.23'den elastomerde oluşan basınç gerilmesi ve şekil faktörlerine göre bulunan ani çökme yüzdesi : %3.9'dur.

$\varepsilon_{Sünme}$ = 0.35*Ani Çökme

Sünmeden oluşan düşey deplasman, ΔS_1 = 0.3276 mm

Ani çökmeden oluşan düşey deplasman, ΔS_2 = 0.936 mm

Kirişte yüklemeden oluşan düşey deplasman, ΔS_3 = 0.56667 mm

Toplam düşey deplasman değeri elastomer tabakaların toplam yüksekliğinin %7'si ile sınırlandırılmıştır.

$$\Delta_t = 1.83027 < 0.07*H_{rt} = 2.24 \text{ mm} \quad \textbf{(3.49)}$$

3.2.11.2 Yatay deplasman

Sıcaklık etkisi ile Denklem **(3.50)**'de hesaplanan genleşme ve Denklem **(3.51)**'de hesaplanan büzülmeden dolayı oluşacak maksimum yatay deplasman değeri elastomer yüksekliğinin yarısını geçmemeli.

Beton genleşme katsayısı α_c=1.08E-05 ºC ve beton büzülme katsayısı α_{sh}=0.0002'dir. Sıcaklık farkı Δt = 40 ºC ve genleşme derzi arası mesafenin , L_1 = 64/2 = 32 m'dir.

Bir elastomerin uzama için yatay deplasmanı Denklem **(3.50)**'de hesaplanmıştır.

$(L_1*\alpha_c*\Delta T)/2 = 6.912 \text{ mm} < \Delta s(max) < hrt/2 = 16 \text{ mm}$ **(3.50)**

Bir elastomerin büzülme için yatay deplasmanı Denklem **(3.51)**'de hesaplanmıştır.

$(L_1*\alpha_c*\Delta T + L_1*\alpha_{sh})/2=10.112 \text{ mm} < \Delta s(max) < hrt/2 = 16 \text{ mm}$ **(3.51)**

3.2.11.3 Dönme kontrolü

Sabit yüklerden oluşan dönme değerleri Çizelge 3.20'de, Denklem **(3.53)**'de hesaplanan hareketli yüklerden oluşan dönme değeri ve Denklem **(3.54)**'de hesaplanan öngerme kuvvetinden dolayı oluşan dönme değerleri toplamı Denklem **(3.52)**'den fazla olmamalı.

$\theta_{TOTAL} < 2.\delta c / W = 0.00732$ radyan **(3.52)**

Çizelge 3.20 : Sabit yüklerden dolayı oluşan dönme değerleri.

Yükleme Durumları	Dönme (Radyan) ($g*L^3 / 24EI$)
Kiriş Zati ; g1	0.0022223
Döş.+Filig.+Enleme ; g2	0.0007744
Diğer Sabit Yükler ; g3	0.0017020
TOPLAM	0.0046986

$\theta_{LIVE} = 0.42 * L * M_{LIVE} / (E * I) = 0.004577$ **(3.53)**

$\theta_{ongerme} = 0.42 * L * M_{ongerme} / (E * I) = 0.003890$ **(3.54)**

Toplam Dönme : $0.005385 < \theta_{TOTAL} = 0.00732$

3.2.11.4 Stabilite kontrolü

Elastomer kalınlığı L / 3 veya W / 3 'ten daha küçük olmalıdır.

Net Kalınlık , Hrt =32 mm < W / 3 = 166.66 mm

Hrt =32 mm < L / 3 = 133.33 mm

3.2.12 Sehim hesapları

Sehim hesapları Denklem **(3.55)**'de kirişin ilk öngerme ile kriş zati ağırlığının oluşturduğu sehim, Denklem **(3.56)**'da efektif öngerme ile kirişin zati ağırlığının oluşturduğu sehim, Denklem **(3.57)**'de öngerme ile kiriş ve diğer zati ağırlıkların

oluşturduğu sehim, Denklem **(3.58)**'de hareketli yüklerin oluşturduğu sehim hesaplanmıştır. İlk öngermede oluşan sehim açıklığın 420'ye oranını, efektif öngermede zati ağırlıkların oluşturduğu sehim açıklığın 360'a oranını, sadece hareketli yüklerin oluşturduğu sehim açıklığın 800'e oranını ve nihai durumda oluşan toplam sehim açılığın 800'e oranını geçmemeli.

C = 375 mm , konsol boyu

$$fi = -1.80*(Pi*y*L^2)/(8*Ep * Ip) + 1.85* g1 * L^2 *(5L^2 - 24*C^2) / 384*Ep*Ip) \quad \textbf{(3.55)}$$

fi = -71.13 mm < L/420= 72 mm

$$fe=-1.80*(Pe*y*L^2)/(8*Ep * Ip) + 1.85* g1 * L^2 *(5L^2 - 24*C^2) / 384*Ep*Ip) \quad \textbf{(3.56)}$$

fe = -46 mm < L/360= 83 mm

Kiriş, döşeme ve ilave zati yükler mevcut olduğu durumda;

$$fd =-2.20*(Pe*y*L^2)/(8*Ep*Ip) + 2.40*5.0*g1*L4 / (384*Ep*Ip)+2.30*5.00* g2*L4 / (384*Ep*Ic)+3.00*5.00* g3 * L4 / (384*Ep*Ic) \quad \textbf{(3.57)}$$

fd = -23.30 mm < L/360= 83 mm

Hareketli yüklerin olduğu durumda;

$$fLive = P*L^3 / 48*Ep*Ic + 3*P*(6.4+a)^2 * a^2 / 3*L*Ep*Ic \quad \textbf{(3.58)}$$

fLive = 36.7 mm < L/800= 38 mm

Toplam Sehim ; fd + fLive = 13mm < L/800= 38 mm, olduğundan dolayı kirişte oluşan sehim değerleri sınırlar içinde kalmaktadır.

3.2.13 Çatlak genişliği kontrolü

Toplam Sehim ; fd + fLive = 13mm < L/800= 38 mm, olduğundan dolayı kirişte oluşan sehim değerleri standardın verdiği sınırlar içinde kalmaktadır.

Kirişlerde oluşan çekme gerilmesi için yumuşak donatı kullanıldığı durumda izin verilen sınır 3150 MPa'dır. Açıklıkta bu değeri sağlamak için yeterli miktarda halat yerleştirilmiş, mesnette ise gerekli kılıflamalar yapılarak gerilme izin verilen sınırlar içerisinde tutulmuştur. Bu nedenle kirişlerde çatlak genişliği kontrolü yapılmamıştır.

Kiriş uç bölgelerinde sarma donatısı hesabı AASHTO (2002) 9.22.1.'e göre yapılmıştır.

Toplam öngerme yükünün %4'ünü 20000 psi (137.9 MPa) gerilme ile alacak şekilde kiriş sonundan d/4 mesafeye kadar dik yönde etriye donatısı gereklidir.
n = 19 , kılıflandırılmayan halat sayısı

$As = n * 195 / Fy = 1075\ mm^2$ **(3.58)**

Mevcut Donatı : Φ12 /100 = 1074 mm² < As = Pt' / Fy = 1075 mm² , olduğundan ilave donatı gereklidir.
Kiriş yüzünden (d/4)= 0.475 m mesafeye kadar kullanılacak ilave donatı; Φ12 /100
Toplam donatı alanı; 2149 mm² > As = Pt' / Fy = 1075 mm², olduğundan ilave donatı yeterlidir.

3.2.14 SAP2000 programında tanımlanan elastomer mesnet değerleri

Elastomer mesnetler SAP2000 programında "link" eleman olarak tanımlanmıştır. Programa girilen değerler Denklem **(3.59a)**, **(3.59b)**, **(3.59c)**, **(3.59d)**'de hesaplanmıştır.

Rijitlik, K = E*A / hrt = 7233796.30 kN/m (Düşey) **(3.59a)**

Rijitlik, K = G*A / hrt = 6250.00 kN/m (Yatay) **(3.59b)**

Rijitlik, K = G*A / hrt = 6250.00 kN/m (Yatay) **(3.59c)**

Dönme, K_θ = E*I / hrt= 96450.62 **(3.59d)**

3.3 Döşeme Hesabı

Döşeme kalınlığı t_s: 300 mm, bordür yüksekliği : 0.25 m, yaya yolu genişliği : 1.50 m olarak alınmıştır. Döşeme üstünde seçilen paspayı 50 mm'dir.

İlave yükler olarak cephe elemanı : 0.09 kN/m, yaya korkuluğu : 1.50 kN/m, oto korkuluğu : 1.50 kN/m olarak hesaplanmıştır.

Hareketli yük, P : 250 kN (maksimum tekil yük), efektif hesap açıklığı S = 537.5 mm'dir.

Zati yükün oluşturduğu moment Denklem 3.60'da, hareketli yükten dolayı oluşan moment AASHTO (2002) 3.24.3.1'e göre Denklem 3.61'de hesaplanmştır.

$M_{DL} = W_{dl} * S^2 / 10 = 0.31$ kN/m **(3.60)**

$M_{LL} = (S+610)*P / 9750 = 29.42$ kN/m **(3.61)**

Etki faktörü, I = 15/(L+38) = 1.22 , süreklilik faktörü : 0.8

Toplam moment Mu Denklem **(3.62)**'de hesaplanmıştır.

$$Mu = 1.3(Mdl + 1.67*M_{LL+i+s}) = 62.86 \text{ kNm} \quad \textbf{(3.62)}$$

- Ana donatı için donatı hesabı,

Seçilen donatı Φ14 / 200 olarak belirlenmiştir. Buna göre;

$$a = A_s*f_y/(0.85*f_c'*b) = 10.87 \text{ mm} \quad \textbf{(3.63)}$$

Denklem **(3.64)**'de hesaplanan tasarım moment dayanımı döşemeye etki eden faktörlü moment değerinden büyük olması gerekmektedir.

$$ØMn = Ø[A_s*f_y(d-a/2)] = 71.15 \text{ kNm} > M_u = 62.86 \text{ kNm} \quad \textbf{(3.64)}$$

Denklem **(3.65)**'de hesaplanan minimum donatı kontrolü AASHTO (2002) 8.17.1.1'ye göre; $ØM_n >= 1.2M_{cr}$ olması gerekmektedir.

$$ØM_n = 71.15 \text{ kNm} > 1.2M_{cr} = f_r*I_g/y_t = 38.21 *1.2 = 45,85 \text{ kNm} \quad \textbf{(3.65)}$$

Döşemede seçilen donatı alanı Denklem **(3.67)**'da hesaplanan maksimum donatı alanını geçmemeli.

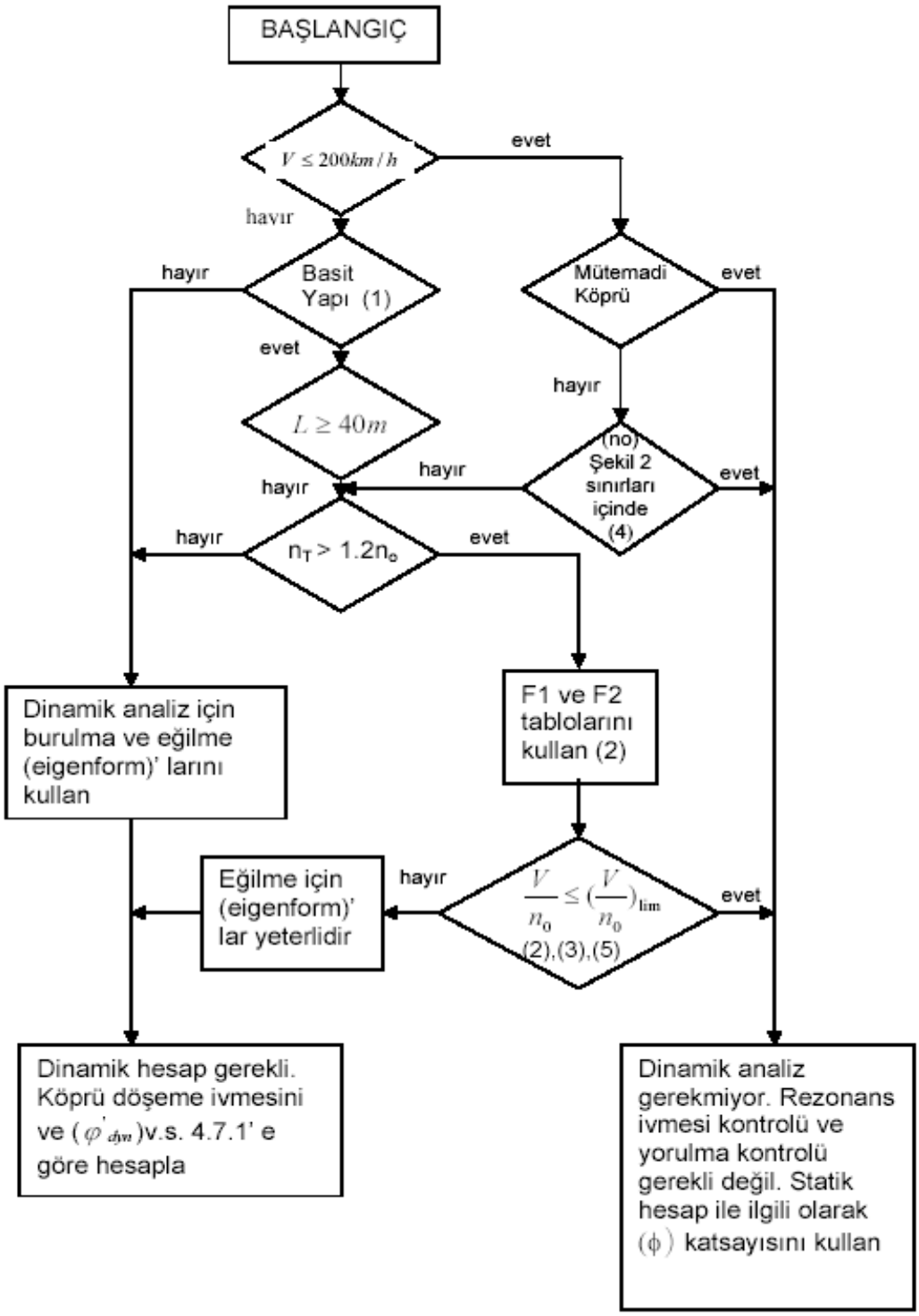
$$\rho_{balanced} = 0.85 * \beta_1 * f_c' * 600 / [f_y * (600+f_y)] = 0.0333 \quad \textbf{(3.66)}$$

$$A_{s,max} = 0.75*(\rho_{balanced})*b*d = 6250 \text{ mm}^2/\text{m} > As = 769.69 \text{ mm}^2/\text{m} \quad \textbf{(3.67)}$$

Döşemede kullanılacak dağıtma donatısı AASHTO (2002) 3.24.10.2 uyarınca %67'yi geçmemeli.

Buna göre seçilen donatı Φ12 / 200'dür.

4. DİNAMİK ETKİLER



Şekil 4.1 : Dinamik analiz akış şeması.

Yapının hesabında dinamik analizin gerekip gerekmediğini belirlemek amacıyla EN1991-2 (2003)'de belirtilen akış şeması Şekil 4.1'de gösterilmiştir.

Demiryolu köprülerinde, taşıt hızlarının 200 km/saat değerinin üstünde olduğu durumlarda hareketli yükün dinamik etkisi önem kazanmaktadır. Özellikle rezonans durumu olarak bilinen yükleme frekansının yapı doğal titreşim frekansına eşit olması durumunda ortaya çıkan ve sistemin mukavemetini tehlikeye sokan durumlardan kaçınılması gerekmektedir.

Eurocode EN-1991-2 (2003)'de tanımlanan dinamik katsayıların (Φ) doğrudan kullanılabilmesi için yine aynı şartname yukarıdaki akış şeması takip edilerek dinamik analizin gerekli olup olmadığı belirlenmelidir. Eğer yapılan hesaplar dinamik analizin gerekli olmadığı sonucunu doğurursa statik yüklemeler neticesi bulunan kuvvetler standart bakım şartları için kullanılması önerilen Denklem **(4.1)**'de hesaplanan Φ_3 değeri ile çarpılarak büyütülecektir. Φ_3 değeri hesap açıklığına (L_Φ) değerine bağlı olarak değişmektedir.

$$\Phi_3 = [2.16 / (-0.2+\sqrt{L_\Phi})] + 0.73 = 1.14 \qquad \textbf{(4.1)}$$

Akış şemasının adım adım ilerleyerek incelenmesi;

Proje hızı V = 250 km/saat'e bağlı olarak maksimum tasarım hızı V = 1.2 x Proje hızı = 1.2 x 250 =300 km/saat > 200 km/saat olduğundan akım şemasında "YAPI TİPİ" belirlenmesi aşamasına geçilecektir

Yapı tipinde açıklık arası verevlilik ihmal edildiğinden ve rijit mesnetlerle desteklenmiş bir sisteme sahip olduğundan akım şeması takip edilerek bir sonraki kiriş açıklığının değerlendirilmesi aşamasına geçilir.

Kiriş açıklığı L = 30 m < 40m olduğu için akım şeması takip edilerek frekans karşılaştırılması aşamasına geçilir.

Yapı düşey eğilme titreşim frekansı n_o = 3.46 Hz

Yapı burulma titreşim frekansı n_t = 6.96 Hz

$n_t > 1.2*n_o$ olduğundan akım şemasına göre Şekil 4.2'de veya Çizelge 4.1'de belirtilen değerler kullanılır.

- Köprü doğal frekans limitleri;

n_o ' ın üst sınırını, hattaki düzensizlikler nedeni ile yapılan artırımlar belirler ve

$n_o = 94{,}76\ L^{-0{,}748}$ ifadesi ile bulunur.

n_o ' ın alt sınırını, hattaki dinamik darbe ölçütü belirler ve aşağıdaki gibi hesaplanır:

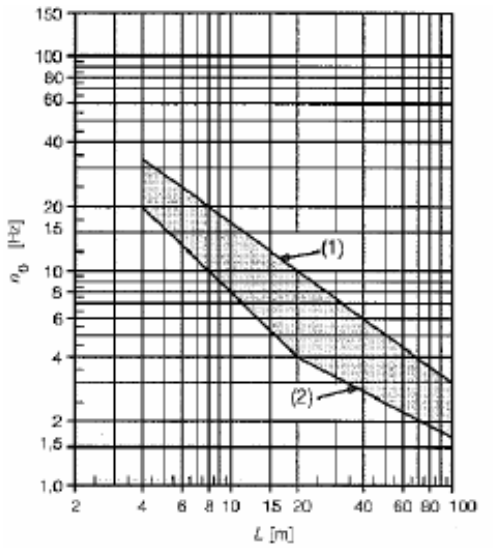
$n_o = 80/L$ $\quad 4\ m \le L \le 20\ m$ için

$n_o = 23{,}58\ L^{-0{,}592}$ $\quad 20\ m < L \le 100\ m$

burada;

n_o , köprünün kalıcı yüklerle ilgili kütlesini dikkate alarak bulunan birinci doğal frekansıdır.

L , basit mesnetli köprüler için açıklık uzunluğudur. Diğer köprü tipleri için ise Tablo 3.5.4.5.3-1' e göre bulunan (L_ϕ) alınır.



(1) : Doğal frekans için üst sınır
(2) : Doğal frekans için alt sınır

Şekil 4.2 : Köprü açıklığına göre köprü doğal frekansının sınırları.

Çizelge 4.1 : Köprü açıklığına göre köprü doğal frekansının sınırları.

Açıklık Boyu(m)	Alt Limit Frekansı(Hz)	Üst Limit Frekansı(Hz)
4	20,00	33,60
8	10,00	20,00
10	8,00	16,93
15	5,33	12,50
20	4,00	10,08
25	3,51	8,53
30	3,15	7,44
35	2,87	6,63
40	2,66	6,00
45	2,48	5,50
50	2,33	5,08
60	2,09	4,43
70	1,91	3,95

Açıklık boyu L = 30 m için n_o değerin alt ve üst limitleri;

Alt limit n_o = 3.15 , üst limit n_o = 7.44'dür. Yapının düşey eğilme frekansı sınır seviyeler içinde kalmaktadır.

4.1 Yapısal Sönüm

Rezonans yükleri seviyesindeki trafik hızlarında yapının davranışı büyük ölçüde yapı sönümüne bağlıdır. Sönüm ile ilgili olarak sadece alt sınır tahminleri kullanılacaktır.

EN1991-2 (2003) Bölüm 6.4.6.3 Tablo 6.6 ya göre Çizelge 4.2'de köprü tipi ve açıklığa bağlı olarak sönümleme oranı değerleri gösterilmiştir.

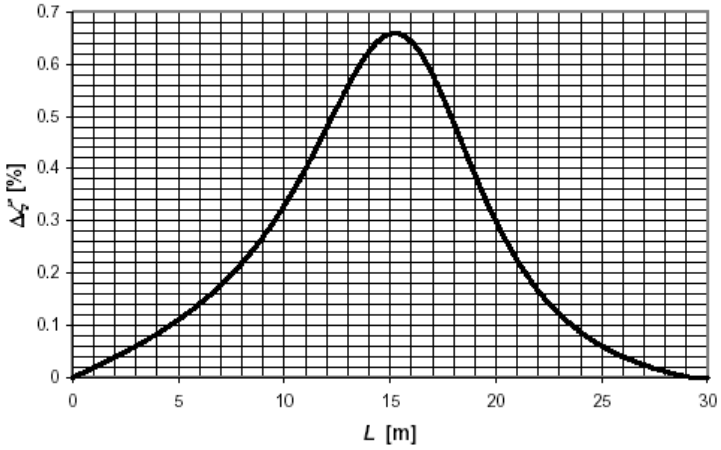
Çizelge 4.2 : Tasarım amacı ile kullanılacak sönüm değerleri.

Köprü Tipi	(ζ) Kritik Sönüm Yüzdesinin Alt Sınırı (%)	
	Açıklık L < 20 m	Açıklık L > 20 m
Çelik ve Kompozit	ζ = 0.5+0.125x(20-L)	ζ = 0.5
Öngerilmeli Beton	ζ = 1.0+0.07x(20-L)	ζ = 1.0
Betonarme	ζ = 1.5+0.07x(20-L)	ζ = 1.5

Not: Yetkili kurumun onayı ile alternatif güvenli alt sınır değerleri kullanılabilir. Açıklık boyu L = 30.0 m, sönümleme oranı ζ = 1.00.

EN1991-2 (2003)'de açıklığa bağlı olarak sönümleme oranın Şekil 4.3'e göre artırabileceği gösterilmiş ve Denklem **(4.2)**'de ilave sönümleme oranı hesabı verilmiştir. 30 metreden daha küçük açıklıklarda dinamik tren-köprü kütle etkileşimi, rezonans durumunda ortaya çıkan etkilerin azalmasına yol açar.

$$\Delta\zeta = \frac{0.0187L - 0.00064L^2}{1 - 0.0441L - 0.0044L^2 + 0.000255L^3}[\%] \qquad \textbf{(4.2)}$$



Şekil 4.3 : Açıklık boyunun (Lm)bir fonksiyonu olarak ilave sönümleme oranı(Δζ).

30 metre açıklık için Şekil 4.3'de Δζ = 0,00 değeri elde edilmiştir. Buna göre toplam sönümleme oranı Denklem **(4.3)**'de hesaplanmıştır.

$$\zeta_T = \zeta + \Delta\zeta = 1.00 \qquad \textbf{(4.3)}$$

4.2 Dinamik Yükler

Avrupa karşılıklı yüksek hız işletmecilik kriterlerinin uygulanabileceği uluslararası hatlar için yapılan köprülerde, HSLM yük modeli de kullanmak suretiyle dinamik analiz yapılacaktır.

Dinamik analizde HSLM-A ve HSLM-B trenlerinin uygulama şartları EN1991-2 (2003) Bölüm 6.4.6'e göre Çizelge 4.3'de gösterilmiştir.

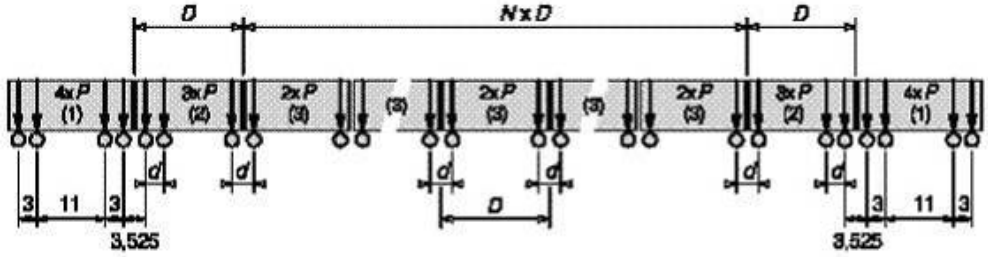
Çizelge 4.3 : HSLM-A ve HSLM-B'nin uygulanması.

Yapısal düzenleme	Açıklık	
	L < 7 m	L ≥ 7 m
Basit mesnetli köprü[a]	HSLM - B[b]	HSLM - A[c]
Sürekli köprü[a] veya Karmaşık köprü[e]	HSLM - A A1' den A10'a kadar trenler dahil[d]	HSLM - A A1' den A10' a kadar trenler dahil[d]

[a] Sadece boyuna yön hat krişleri bulunan veya basit plak davranışı sergileyen, verevlik etkisi ihmal edilebilir düzeyde olan, rijit mesnetlere oturan köprüler için geçerlidir.
[b] 7 m' den küçük basit mesnetli açıklıklar için analizde tek bir kritik universal HSLM-B treni kullanılabilir.
[c] 7 m ve daha büyük basit mesnetli açıklıklar için dinamik analizde TS EN 1991-2 Ek E' ye uygun olarak tek bir kritik Universal HSLM-A treni kullanılabilir. (Alternatif olarak A1 ila A10 arası Universal trenler de kullanılabilir.)
[d] A1 ila A10 arası bütün trenler tasarımda kullanılmalıdır.
[e] Yukardaki Not a' ya uymayan her yapı; örneğin bir verev yapı, önemli burulma davranışı olan bir köprü, önemli döşeme ve ana kiriş titreşim modu vs. sergileyen bir yapı, önemli döşeme titreşim modları sergileyen karmaşık köprüler için HSLM-B de uygulanmalıdır.

HSLM yük modeli HSLM-A ve HSLM-B olmak üzere vagon boyu değişken olan farklı iki Universal Tren'den oluşmaktadır. HSLM-A yük modeli Şekil 4.4'de şematik olarak gösterilmiştir. HSLM-A yük modeline göre farklı dingil mesafesi,

vagon sayıları ve yük değerine sahip 10 adet tren modeli değerleri Çizelge 4.4'de tanımlanmıştır.



(1) Lokomotif (ön ve arka lokomotif mesafeleri eşit)

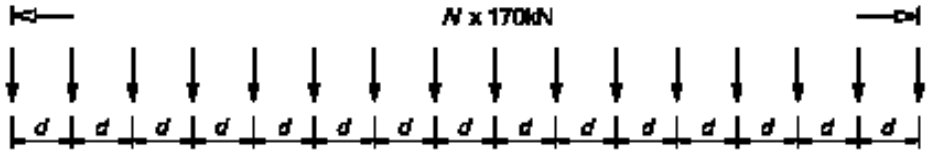
(2) Son vagon (ön ve arka son vagon eşit)

(3) Ara vagonlar

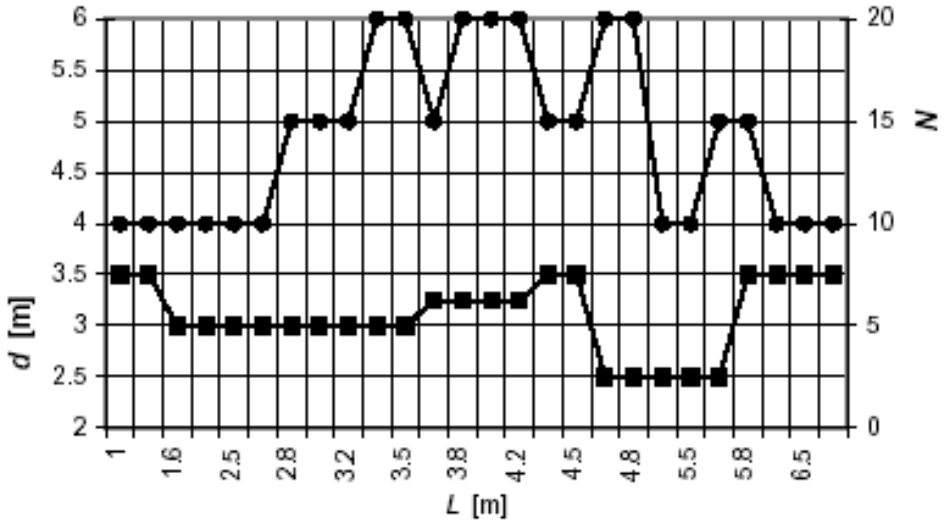
Şekil 4.4 : HSLM-A modeli.

Çizelge 4.4 : HSLM-A değerleri.

Universal Tren	Ara Vagonların Sayısı N	Vagon Boyu D (m)	Bogie Dingil Aralığı d (m)	Nokta Yükü P (kN)
A1	18	18	2,00	170
A2	17	19	3,50	200
A3	16	20	2,00	180
A4	15	21	3,00	190
A5	14	22	2,00	170
A6	13	23	2,00	180
A7	13	24	2,00	190
A8	12	25	2,50	190
A9	11	.26	2,00	210
A10	11	27	2,00	210



Şekil 4.5 : HSLM-B modeli.



Şekil 4.6 : Yapı açıklığına göre HSLM-B dingil aralıkları.

Şekil 4.6'da da belirtildiği üzere 7 m den büyük açıklıklar için HSLM-A treni yüklemesi esas alınmıştır.

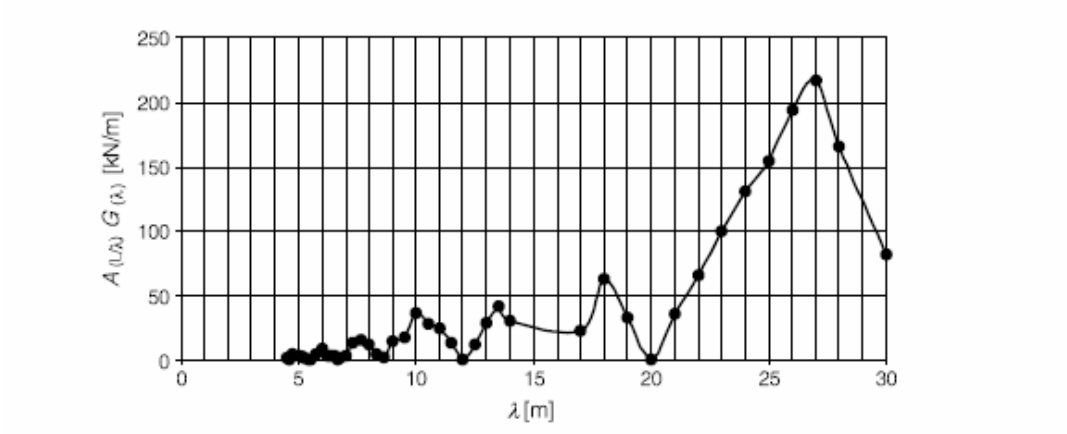
4.3 Maksimum Hız Dalga Boyunun Belirlenmesi

EN 1991-2 (2003) Bölüm E2'de maksimum tasarım hızına ait dalga boyu tanımlanmıştır. Denklem **(4.4)**'de tasarım hızının ilk doğal titreşim frekansına bölümü ile tasarım hızına ait dalga boyu hesaplanmıştır.

Maksimum tasarım hızına ait dalga boyu = 83.33 / 3.50 = 23.65 m **(4.4)**

4.4 Kritik Dalga Boyunun Belirlenmesi

EN 1991-2 (2003) Bölüm E, E2 kısmında sekil E.13'de L = 30 m açıklığa ait değerler kullanılarak kritik dalga boyu λc belirlenecektir.



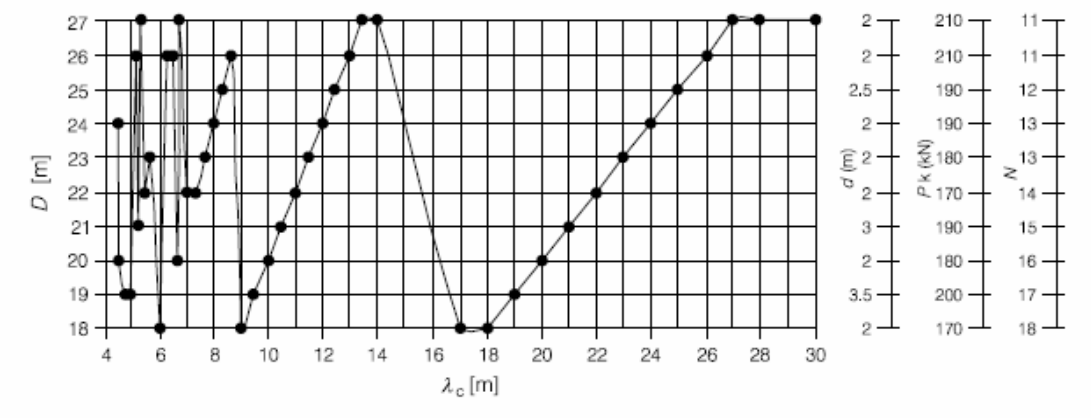
Şekil 4.7 : Kritik dalga boyuna belirlenmesi.

λv = 23.65 m için bulunan değer λc = 23.65 m

Not : λ < λv değerleri için grafik daha büyük değerine ulaşıyorsa A(L/λ)G(λ)değeri olarak ilgili λc değeri kullanılmalıdır.

4.5 Kritik Dalga Boyuna Göre HSLM Trenin Belirlenmesi

EN 1991-2 (2003) Bölüm E'ye göre Şekil 4.8'de kritik dalga boyuna ait tren değerleri (vagon sayısı, yük, vagon aralığı vb.) verilmektedir.



Şekil 4.8 : Kritik dalga boyuna göre HSLM-A trenin belirlenmesi.

λc = 23.05 m değeri için Şekil 4.8'den okunan değerler;

D.....23 m

d .....2 m

P .....180 kN

N.....13 adet

Bu değerler EN 1991-2 (2003) Bolum 6.3'e göre hazırlanan Çizelge 4.4'e göre girildiğinde HSLM-A treni HSLM-A6 olarak seçilmiştir.

4.6 Tren Hızı

Maksimum proje hızı genel olarak köprü yerindeki en büyük hat hızının 1.2 katıdır. Yapılar, rezonans etkileri sebebiyle yüksek düzeyde davranış sergileyebilir. Bir trende aşırı hız yapma veya köprü yeri için geçerli olan veya amaçlanan en büyük hat hızının aşılması ihtimali sezildiğinde bireysel projenin dinamik analiz için kullanılan maksimum proje hızını artırıcı yönde bir ilave katsayısı belirlemesi tavsiye edilir.

Yorulma ve yolcu rahatlığına yönelik kriterler için, en büyük tren işletmeye geçiş hızlarının 1.2 katını kullanılmasına gerek yoktur.

EN1991-2 (2003) Bölüm 6.4.6.2' de öngörüldüğü üzere 40 km/saat ve maksimum tasarım hızı arasında değişik hız değerleri için uygulanacaktır.

Maksimum Tasarım Hızı = 83.3 m/sn
40 m/sn < Vi < 83.3 m/sn
Doğal titreşim frekansı; no = 3.46 Hz
Dingil aks grupları arasındaki mesafe; d = 12.0 m, i = 2.00

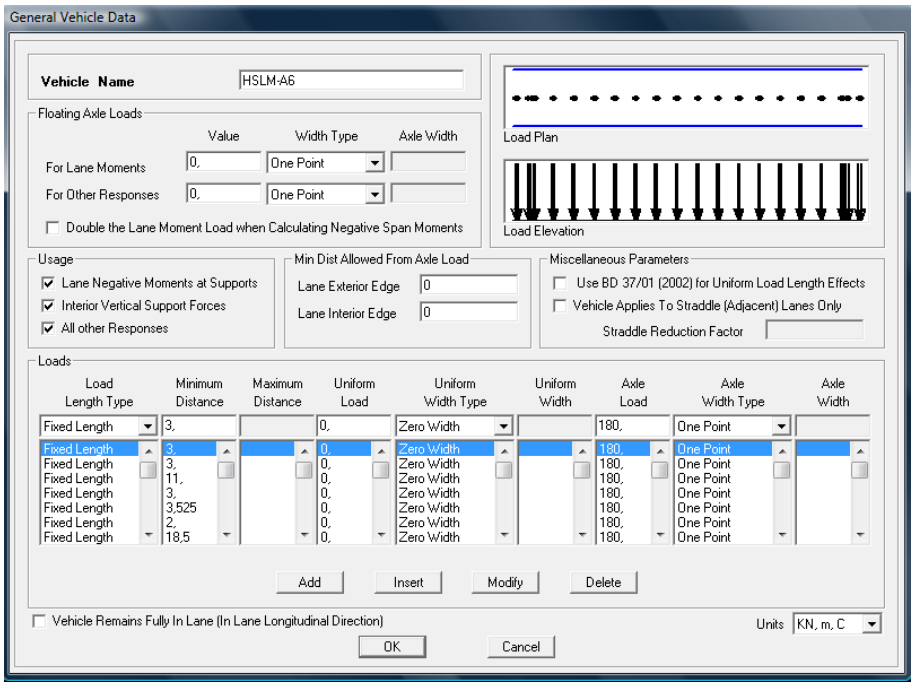
$\lambda i = d / i = 12.0 / 2.0 = 6$ **(4.5)**

Rezonans hızı; $Vi = n_o \times \lambda_i = 3.46 \times 6 = 20.76$ m/saniye **(4.6)**

EN 1991-2 (2003) Bölüm E2 kısımıda maksimum tasarım hızına ait dalga boyu tanımlanmıştır.

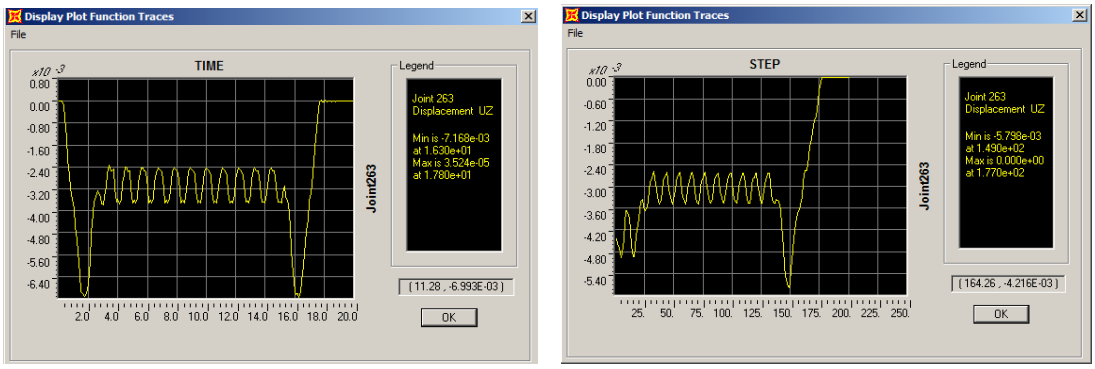
4.7 Seçilen HSLM Yüklemesinin Uygulanması

Dinamik analiz şemasında seçilen HSLM tipi yüklemenin yapıya etkitilip gerekli kontrollerin yapılması gerekmektedir. Bununla ilgili olarak, HSLM-A6 treni SAP2000 programındaki araç yüklemesi menüsü kullanılarak Şekil 4.9'da gösterildiği gibi tanımlanmıştır.



Şekil 4.9 : SAP2000 programında HSLM-A6 tren yüklemesi.

HSLM-A6 treni statik ve dinamik olarak SAP2000 programında yapıya etki ettirilmiştir. Dinamik yüklemede kullanılacak olan, tren hızı 40 m/sn, 84 m/sn ve 20.76 m/sn olarak sisteme uygulanmıştır.



Şekil 4.10 :SAP2000 programı HSLM-A6 yüklemesi dinamik ve statik deplasman.

SAP2000 programında HSLM-A6 treni yüklemesi deplasman sonuçları;

Statik yüklemede maksimum y = 0.5798 cm

Dinamik yüklemede maksimum y = 0.7168 cm

EN 1991-2 (2003) Ek C uyarınca yük modeli HSLM-A6 için statik yük etkilerini arttıran dinamik katsayı 1 + Φ’ + φ’ uygulanacaktır.

Maksimum izin verilen hız; V = 25.00 m/sn

Hız sabiti, V > 22 m/sn için; $\alpha = 1$

EN 1991-2 (2003) Bölüm 6.4.6.5'e göre hat ve araç düzensizliklerinden dolayı dinamik yükleri arttırma faktörü φ'= 0.02'dir.

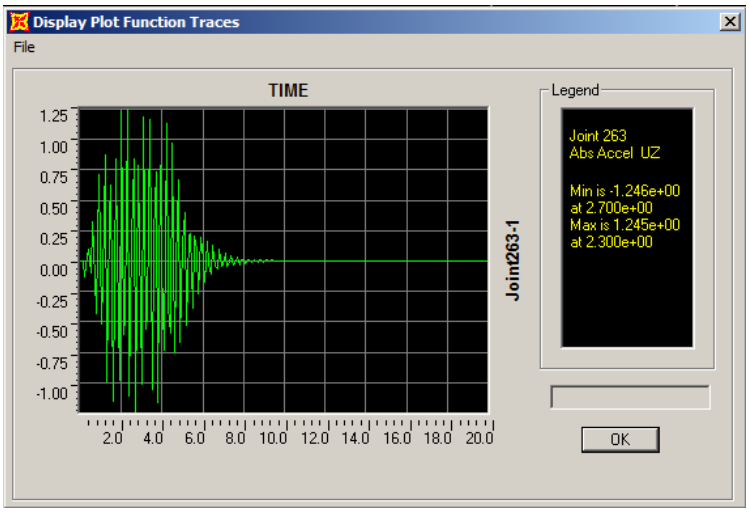
Toplam dinamik etki faktörü Φ_{top}= 1 + Φ dyn + φ' = 2.27 **(4.6)**

HSLM-A6 = 0.5798 * 2.27 = 1.316 < Φ*α*LM71 = 3.17 cm olduğu için hesaplarda LM71 yüklemesi kullanılacak.

4.8 Trafik Güvenliği Kontrolleri

4.8.1 Üstyapı düşey ivme kontrolü

Dinamik analiz sonucunda bulunan Şekil 4.11'de gösterilen düşey ivme değeri , av = 1.246 m/sn2 olduğundan av < 3.5 m/sn^2 koşulu sağlanmaktadır.



Şekil 4.11 : HSLM-A6 yüklemesi düşey ivme değeri.

4.8.2 Üstyapı burulma kontrolü

Analiz sonucu bulunan t' = 1.25 mm/3m V>200 km/saat için t = 1.5 mm/3m t' < t koşulu sağlanmaktadır.

Şartnamede demiryolu trafiği dışındaki etkilerden (geçiş mesafesi etkileri) ve demiryolu trafiğinden oluşacak toplam maksimum bükülme değeri t_g = 1 mm/3m ve demiryolu trafiğinden oluşacak bükülme değeri 1.25 mm/3m olduğundan toplam bükülme değeri;

$t_T = t' + t_g$ = 2.25 mm/3m < 7.5 mm/3m koşulu sağlanmaktadır.

4.8.3 Üstyapı düşey deplasman kontrolü

İzin verilen deplasman değeri δmax = L/600 = 50 mm olarak verilmiştir.

Analiz sonucu bulunan maksimum düşey deplasman değeri;

Φ*α*LM71 = 3.17 cm < δmax = 5 cm olduğundan koşulu sağlamaktadır.

4.8.4 Üstyapı enine yön deplasman ve titreşim kontrolü

$r = L^2 / 8*\delta h$, $\alpha_{max} = \alpha_3 = 0.0015$

V=250 km/saat için r3 = 14000 alınacaktır.

4.8.4.1 Maksimum yatay deplasman kontrolü

L = 30 m için izin verilen maksimum yatay deplasman;

r = L² / 8*δh = 302 / 8*14000 = 8.04*10-3 m

Analiz sonucu bulunan yatay deplasman; $5.12*10^{-4}$ m < $8.04*10^{-3}$ m olduğundan koşulu sağlanmaktadır.

4.8.4.2 Maksimum yatay dönme kontrolü

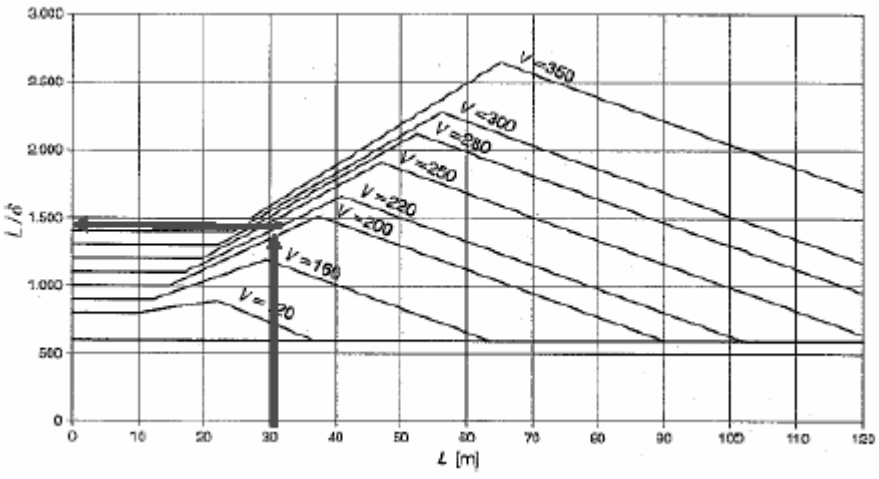
Analiz sonucu bulunan yatay dönme;

$\alpha = 0.6*10^{-5} < \alpha_{max} = \alpha_3 = 0.0015$ olduğundan koşulu sağlanmaktadır.

4.8.4.3 Minumu yatay titreşim frekansı kontrolü

Analiz sonucu bulunan enine yön frekans değeri ;

$f_h = 9.01$ Hz > fh0 = 1.2 Hz olduğundan koşulu sağlanmaktadır.



Şekil 4.12 : Seçilen açıklık ve tren hızı için en büyük düşey δ sehimi.

Tek yada iki açıklıklı köprüler için yukarıdaki grafikten okunan L/ δ değerleri 0.7 ile çarpılacaktır.

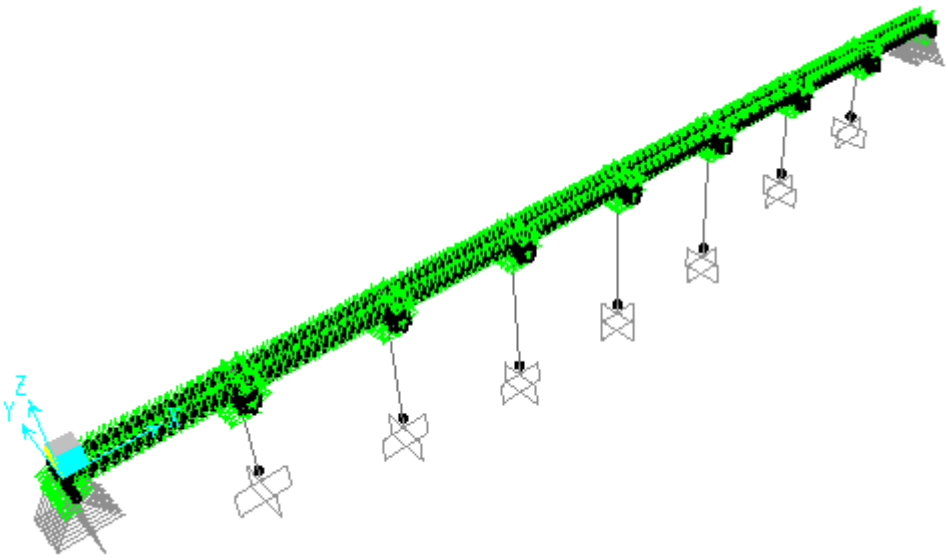
(L / δ)sınırı = 1500*0.7 = 1050 (Tek açıklık için)

Φ*α*LM71 = 2.38 cm

L/ δ = 1261 > (L / δ)sınırı =1050 , olduğundan koşulu sağlanmaktadır.

5. KÖPRÜNÜN DİNAMİK ANALİZİ

Yapının analizi için model bilgisayar ortamında oluşturulmuştur.

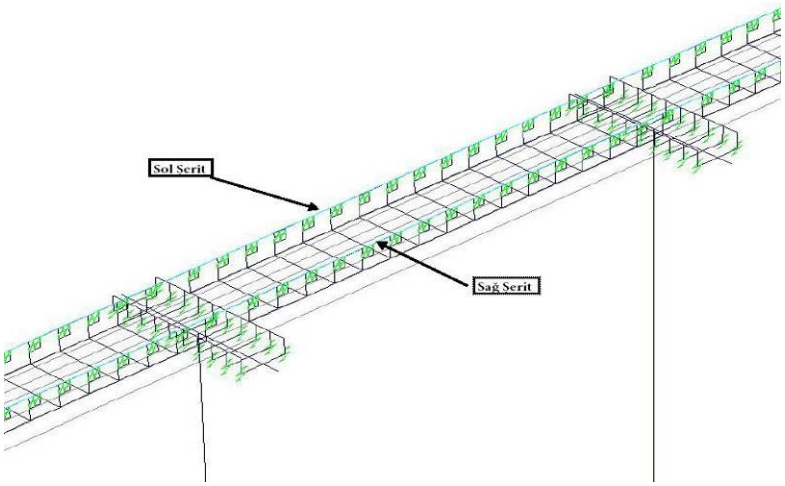


Şekil 5.1 : SAP2000 programında köprü genel görünüşü.

Yapısal model, genel amaçlı bir yapısal analiz programı SAP2000 programında hazırlanmıştır. Mesnet koşulları link elemanlarla tanımlanmıştır. Her açıklıkta bir taraf boyuna yönde sabit diğer taraf ise hareketli mesnet olarak tanımlanmıştır. Köprü başlangıcındaki kenar ayak sabit mesnet, sonundaki kenar ayak ise hareketli mesnet olarak tanımlanmıştır. Ray, tabliye ve başlık kirişi arasındaki ilişkileri tarif etmek için fiktif ve link elemanlar kullanılmıştır. Ayrıca her iki açıklıkta bir 100 mm'lik genleşme derzleri tanımlanmıştır. Şekil 5.1'de yapılan modeli 3 boyutlu görünümü gözükmektedir.

Şekil 5.2'de hareketli yükler için tanımlanan yollar görülmektedir.

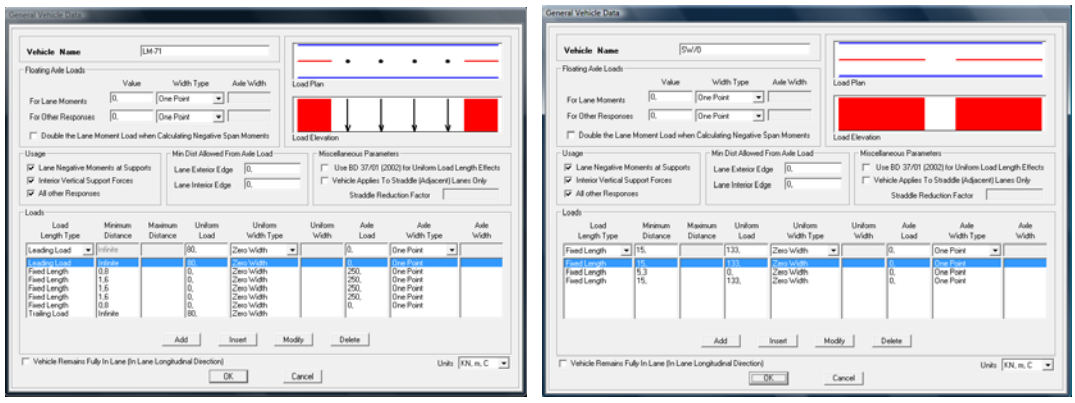
- Sol şerit: Line-1
- Sağ şerit: Line-2



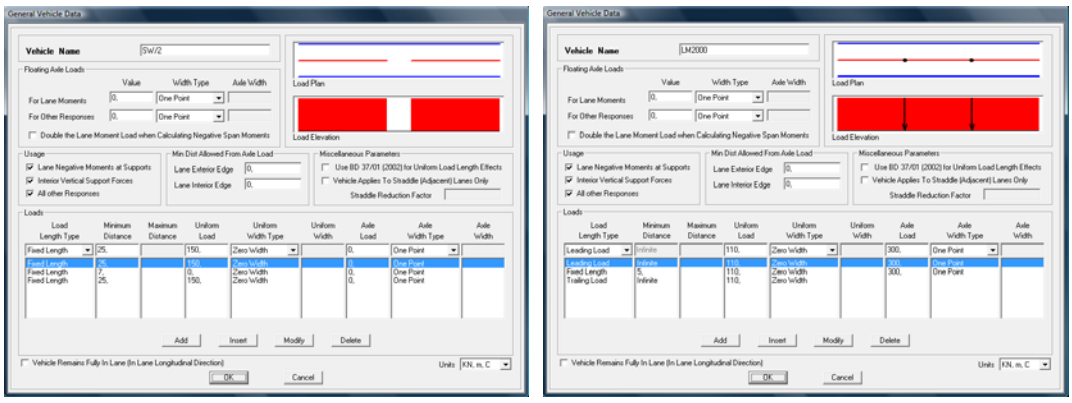
Şekil 5.2 : Hareketli yükler için tanımlanan yollar.

5.1 Hareketli Yüklerin Tanımlanması

Hareketli yükler (LM 71, SW/0, LM2000, HSLM-A, "Boş Tren") SAP2000 programındaki taşıt yükleri kısmında tanımlanmıştır. Analiz ve yük kombinasyonlarında bu yüklemeler ayrıca belirtilmiştir. Şekil 5.3 ve 5.44'de tren yüklemelerin SAP2000 programında tanımlanması gösterilmiştir.



Şekil 5.3 : SAP2000 programında LM 71 ve SW/0 tren yüklemesinin gösterimi.



Şekil 5.4 : SAP2000 programında SW/2 ve LM2000 tren yüklemesinin gösterimi.



Şekil 5.5 : SAP2000 programında BOS TREN yüklemesinin modellenmesi.

5.2 Kombinasyonların Gösterimi

Yapılan analizde birçok yükleme çeşidi bulunmaktadır. AASHTO (2002) Tablo 3.22.1A'da belirtilen yüklemelerin faktörlü olarak toplamı ile elde edilen kombinasyonlar belirtilmiştir. Servis durumunda kombinasyonda bulunan tüm yüklemelerin katsayıları 1'dir. Yük faktörlü tasarımda ise yüklemeler faktörlü olarak girilmiştir. Bu kombinasyonlardan köprü boyuna yöndeki en olumsuzları ve deprem yüklerinin olduğu kombinasyonlar Çizelge 5.2'de verilmiştir.

Çizelge 5.1 : Köprü boyuna yöndeki deprem durumları kombinasyon listesi.

Deprem Durumu Kombinasyon Listesi				
Kombinasyon Adı	Kombinasyon Tipi	Durum Tipi	Durum Adı	Katsayı
ULS7A-01	Lineer Toplam	Lineer Statik	N-DL	1
ULS7A-01		Lineer Statik	N-EL	1
ULS7A-01		Spektrum	Q-EQX	0.33
ULS7A-01		Spektrum	Q-EQY	0.11
ERZINCAN-QX	Lineer Toplam	Lineer Statik	N-DL	1
ERZINCAN-QX		Lineer Statik	N-EL	1
ERZINCAN-QX		Spektrum	ERZINCAN	0.33
DUZCE-QX	Lineer Toplam	Lineer Statik	N-DL	1
DUZCE-QX		Lineer Statik	N-EL	1
DUZCE-QX		Spektrum	DUZCE	0.33
IZMIT-DUZCE-QX	Lineer Toplam	Lineer Statik	N-DL	1
IZMIT-DUZCE-QX		Lineer Statik	N-EL	1
IZMIT-DUZCE-QX		Spektrum	IZMIT-DUZCE	0.33
IZMIT-YARIMCA-QX	Lineer Toplam	Lineer Statik	N-DL	1
IZMIT-YARIMCA-QX		Lineer Statik	N-EL	1
IZMIT-YARIMCA-QX		Spektrum	IZMIT-YARIMCA	0.33

Köprü enine yöndeki en olumsuzları ve deprem yüklerinin olduğu kombinasyonlar boyuna yöndeki kombinasyonlar ile benzer olup sadece deprem spektrumları köprü enine yönünde etkitilmiştir.

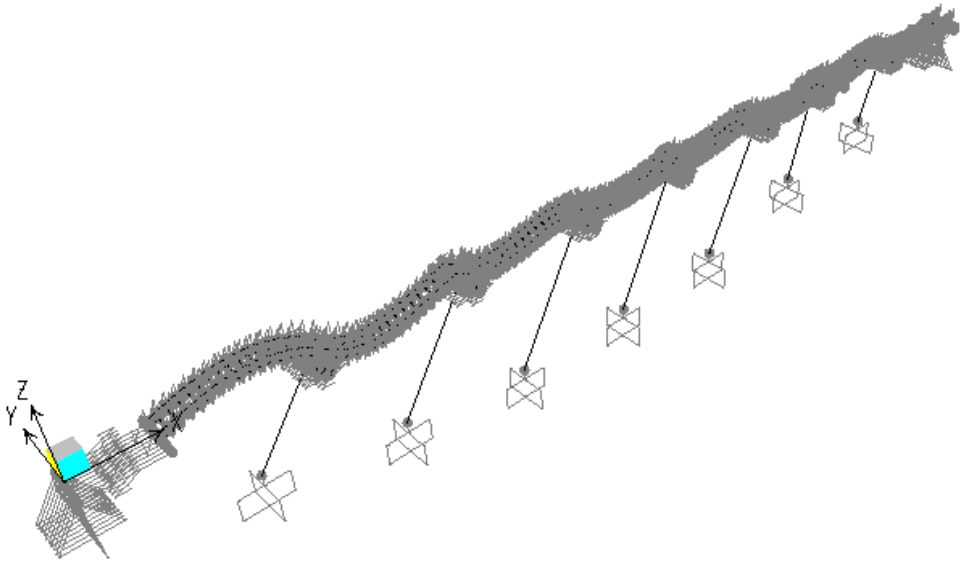
Yapılan analiz sonucunda modal periyotlar ve bu periyotlara ait yanal x, yanal y ve dönel z yönlerindeki (Ux, Uy, Rz) toplam kütle katılım oranı aşağıdaki çizelgede belirtilmiştir. Amerikan yönetmeliği (UBC, 1997) her bir asal eksen yönünde kütle katılım oranı en az %90 olacak şekilde gereken sayıda modun göz önüne alınmasını öngörmektedir.

Çizelge 5.2 : Asal eksende kütle katılım oranı.

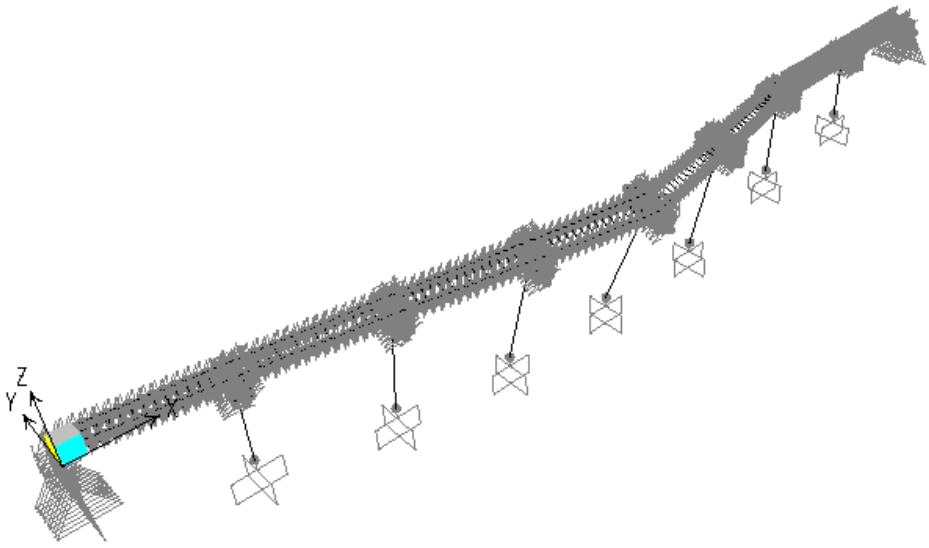
Kütle Katılım Oranı						
Durum Adı	Mod	Mod Numarası	Periyot (sn)	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless
D-MODAL	Mode	1	0.72470	0.96586	0.00000	0.00000
D-MODAL	Mode	2	0.66321	0.96586	0.32636	0.26663
D-MODAL	Mode	3	0.61713	0.96586	0.49472	0.30304
D-MODAL	Mode	4	0.53090	0.96586	0.62426	0.48452
D-MODAL	Mode	5	0.51639	0.98004	0.62426	0.48452
D-MODAL	Mode	6	0.47403	0.98004	0.69126	0.51415
D-MODAL	Mode	7	0.39616	0.98004	0.98832	0.97857
D-MODAL	Mode	8	0.36884	0.99914	0.98832	0.97857
D-MODAL	Mode	9	0.30638	0.99990	0.98832	0.97857
D-MODAL	Mode	10	0.21351	0.99990	0.98927	0.98758
D-MODAL	Mode	11	0.16529	0.99990	0.99474	0.99312
D-MODAL	Mode	12	0.12842	0.99990	0.99479	0.99457
D-MODAL	Mode	13	0.11886	0.99990	0.99541	0.99493
D-MODAL	Mode	14	0.07299	0.99990	0.99541	0.99496
D-MODAL	Mode	15	0.06430	0.99990	0.99546	0.99502
D-MODAL	Mode	16	0.05689	0.99990	0.99547	0.99507
D-MODAL	Mode	17	0.05334	0.99990	0.99550	0.99509
D-MODAL	Mode	18	0.04865	0.99990	0.99550	0.99509
D-MODAL	Mode	19	0.04838	0.99991	0.99550	0.99509
D-MODAL	Mode	20	0.04809	0.99991	0.99550	0.99509
D-MODAL	Mode	21	0.04346	0.99991	0.99550	0.99509
D-MODAL	Mode	22	0.04297	0.99991	0.99550	0.99509
D-MODAL	Mode	23	0.03944	0.99991	0.99554	0.99511
D-MODAL	Mode	24	0.03636	0.99991	0.99571	0.99547
D-MODAL	Mode	25	0.03510	0.99991	0.99634	0.99572
D-MODAL	Mode	26	0.03306	0.99991	0.99776	0.99677
D-MODAL	Mode	27	0.03196	0.99991	0.99776	0.99709
D-MODAL	Mode	28	0.03058	0.99991	0.99884	0.99783
D-MODAL	Mode	29	0.02965	0.99991	0.99888	0.99848
D-MODAL	Mode	30	0.02927	**0.99991**	**0.99888**	**0.99848**

5.3 Analiz Sonuçları

Yapılan analiz sonucunda yapıda Şekil 5.6'da gösterilen 1.modu köprü enine yöndeki en yüksek katılımlı mod, Şekil 5.7'de gösterilen 2.modu köprü boyuna yöndeki en yüksek kütle katılımlı mod olmuştur.

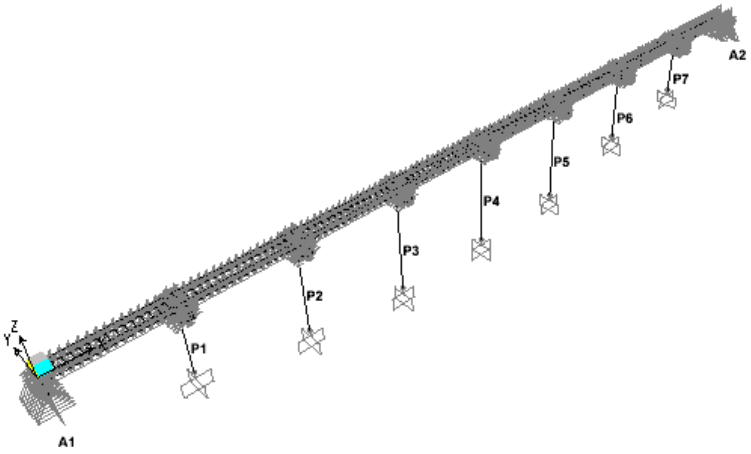


Şekil 5.6 : Yapının 1.mod periyodu T = 0.7247 sn.



Şekil 5.7 : Yapının 2.mod periyodu T = 0.6632 sn.

Yapılan analiz neticesinde kolonlarda oluşan değerleri göstermek amacıyla Şekil 5.8'de kolonlara numaralar verilmiştir.Kolonlar 7metre*3metre'lik iki gözlü kutu kesitten oluşmaktadır.

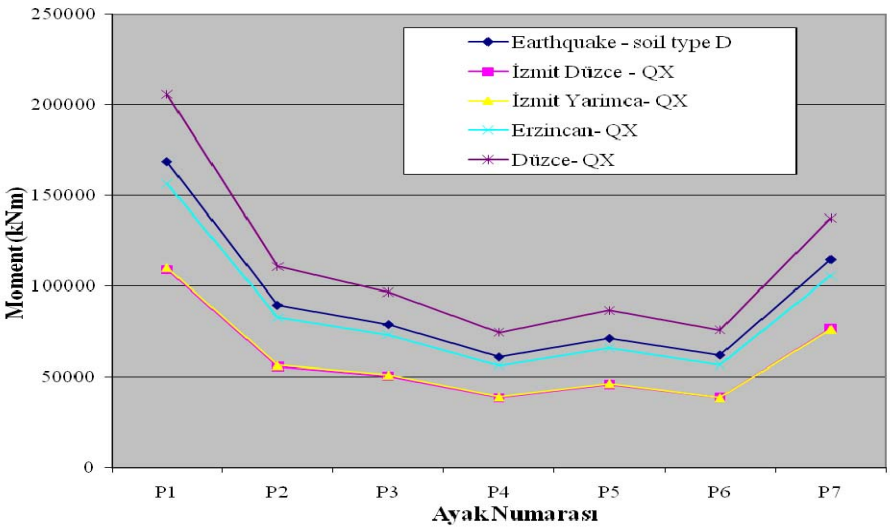


Şekil 5.8 : Ayakların numaralandırılması.

5.3.1 Köprü boyuna yönde oluşan sonuçlar

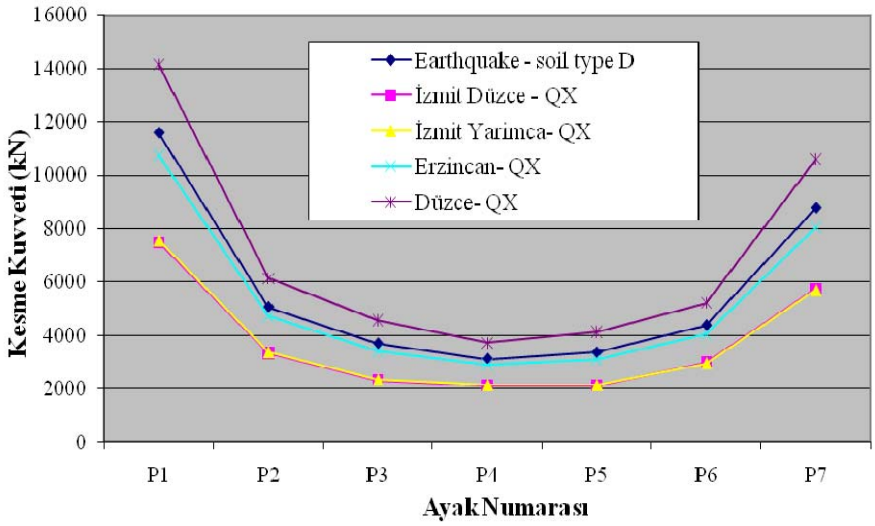
Yapılan analiz sonucu köprü ayaklarında köprü boyuna yönde oluşan en büyük kuvvetler ULS7A-01 (SAP2000, AASHTO 2007 Function Soil type D), İzmit, Düzce, Erzincan depremlerinin olduğu kombinasyonlarda oluşmaktadır.

Köprü ayaklarında oluşan köprü boyuna yöndeki maksimum moment değerleri Şekil 5.9'da gösterilmiştir. Tüm kombinasyonlarda en büyük değer P1 ayağında oluşmuştur.



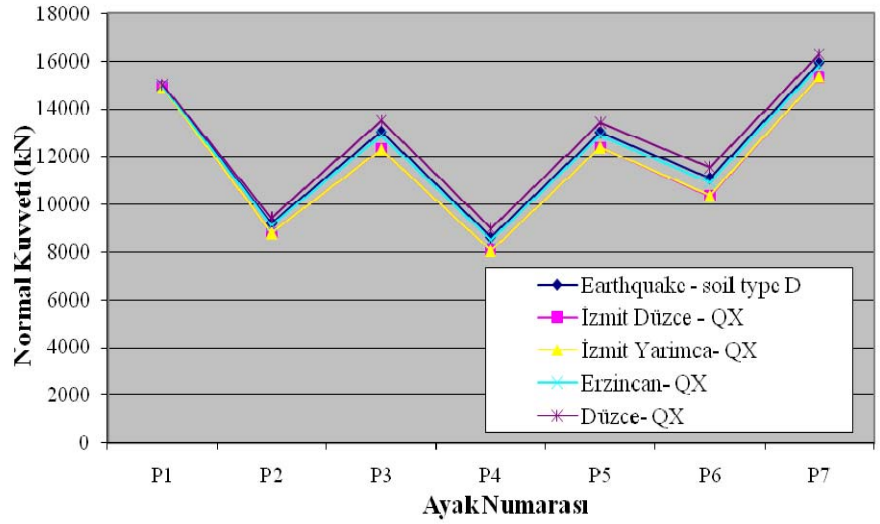
Şekil 5.9 : Kolon moment değerleri.

Köprü ayaklarında oluşan köprü boyuna yöndeki maksimum kesme kuvveti değerleri Şekil 5.10'da gösterilmiştir. Tüm kombinasyonlarda en büyük değer P1 ayağında oluşmuştur.



Şekil 5.10 : Kolon kesme kuvveti değerleri.

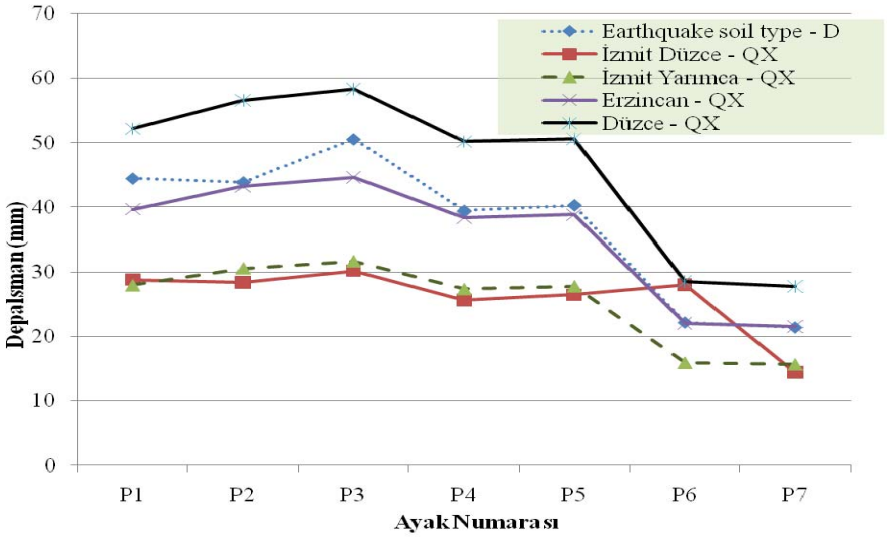
Köprü ayaklarında oluşan köprü boyuna yöndeki maksimum normal kuvvet değerleri Şekil 5.11'da gösterilmiştir. Tüm kombinasyonlarda en büyük değer P7 ayağında oluşmuştur.



Şekil 5.11 : Kolon normal kuvvet değerleri.

Deprem durumlarında bir önemli konuda köprü ayaklarında oluşan deplasmandır. Genel olarak köprü ayaklarında oluşabilecek maksimum deplasman değerleri deprem

durumunda kolon yüsekliğinin 200'e oranının geçmesi istenilmez. Şekil 5.12'de köprü ayakların tepesinde deprem durumlarında köprü boyuna yönde oluşan maksimum deplasmanlar gösterilmiştir.



Şekil 5.12 : Köprü boyuna yönde ayaklarda oluşan maksimum deplasman.

Şekil 5.12'de de görüldüğü gibi maksimum deplasmanlar Düzce depreminin olduğu kombinasyonda oluşmuştur. ;

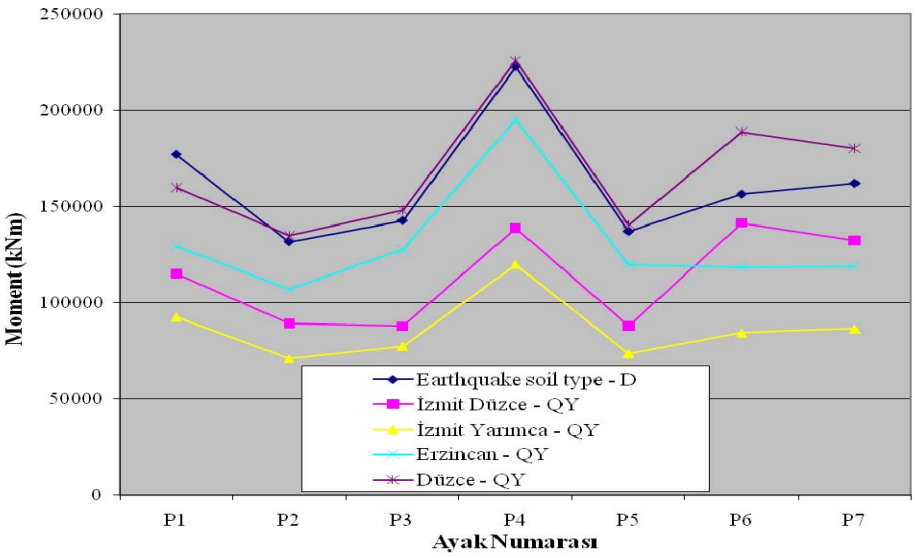
- P1 ayak yüksekliği 19.07metre / 200 = 95.35mm > 52.14 mm olduğundan deplasman koşulu sağlanmıştır.
- P2 ayak yüksekliği 27.67metre / 200 = 138.35mm > 56.59 mm olduğundan deplasman koşulu sağlanmıştır.
- P3 ayak yüksekliği 33.07metre / 200 = 165.35mm > 58.30 mm olduğundan deplasman koşulu sağlanmıştır.
- P4 ayak yüksekliği 33.07metre / 200 = 165.35mm > 50.15 mm olduğundan deplasman koşulu sağlanmıştır.
- P5 ayak yüksekliği 32.07metre / 200 = 160.35mm > 50.57 mm olduğundan deplasman koşulu sağlanmıştır.
- P6 ayak yüksekliği 22.67metre / 200 = 113.35mm > 28.53 mm olduğundan deplasman koşulu sağlanmıştır.
- P7 ayak yüksekliği 16.67metre / 200 = 83.35mm > 27.80 mm olduğundan deplasman koşulu sağlanmıştır.

Köprüde köprü boyuna yönde oluşan maksimum deplasman 58.30 mm, genleşme derzinde ki 100 mm'lik mesafeden küçük olduğu için seçilen genleşme derzi boyutu uygundur.

5.3.2 Köprü enine yönde oluşan sonuçlar

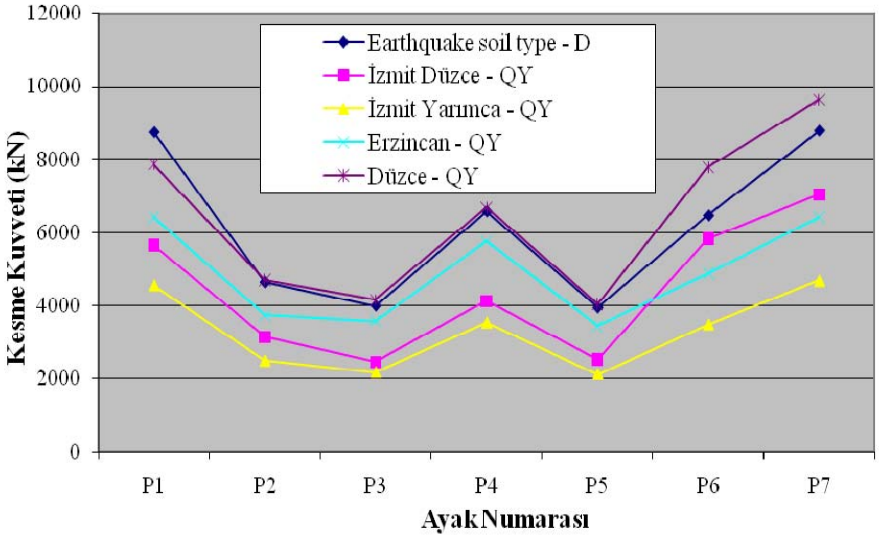
Yapılan analiz sonucu köprü ayaklarında köprü enine yönde oluşan en büyük kuvvetler ULS7B-01(SAP2000, AASHTO 2007 Function Soil type D), İzmit, Düzce, Erzincan depremlerinin olduğu kombinasyonlarda oluşmaktadır.

Köprü ayaklarında oluşan köprü enine yöndeki maksimum moment değerleri Şekil 5.13'de gösterilmiştir. İzmit-Düzce kombinasyonu hariç tüm kombinasyonlarda en büyük değer P4 ayağında oluşmuştur. İzmit-Düzce kombinasyonunda en büyük değer P6 ayağında oluşmuştur.



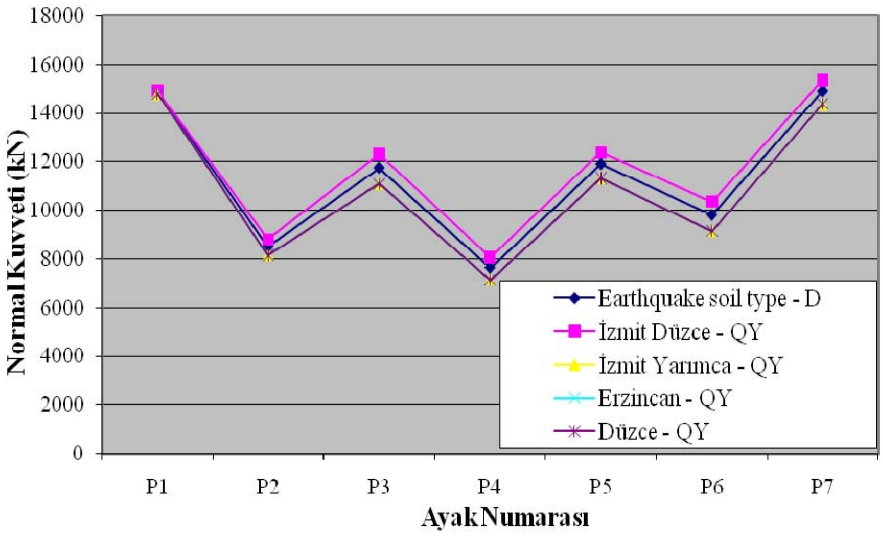
Şekil 5.13 : Kolon moment değerleri.

Köprü ayaklarında oluşan köprü boyuna yöndeki maksimum kesme kuvveti değerleri Şekil 5.14'de gösterilmiştir. Tüm kombinasyonlarda en büyük değer P7 ayağında oluşmuştur.



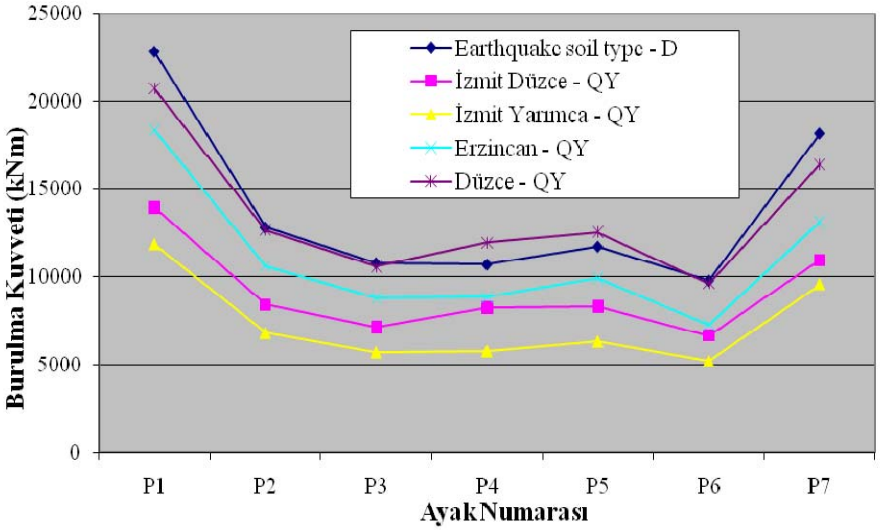
Şekil 5.14 : Kolon kesme kuvveti değerleri.

Köprü ayaklarında oluşan köprü boyuna yöndeki maksimum normal kuvvet değerleri Şekil 5.15'de gösterilmiştir. ULS7B-01 kombinasyonu hariç tüm kombinasyonlarda en büyük değer P1 ayağında oluşmuştur. ULS7B-01 kombinasyonunda en büyük değer P7 ayağında oluşmuştur.



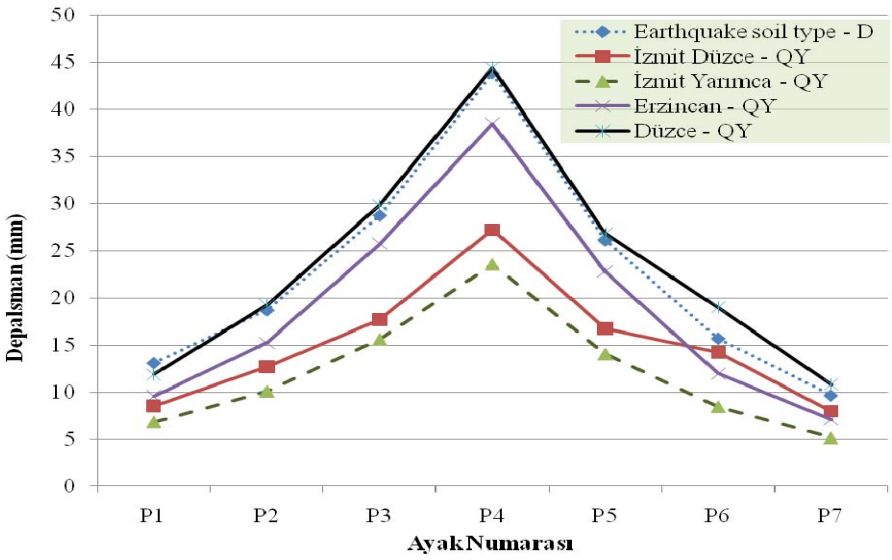
Şekil 5.15 : Kolon normal kuvvet değerleri.

Köprü ayaklarında oluşan maksimum burulma kuvveti değerleri Şekil 5.16'da gösterilmiştir. Tüm kombinasyonlarda en büyük değer P1 ayağında oluşmuştur.



Şekil 5.16 : Kolon burulma kuvveti değerleri.

Şekil 5.17'de köprü ayakların tepesinde deprem durumlarında köprü enine yönde oluşan maksimum deplasmanlar gösterilmiştir.



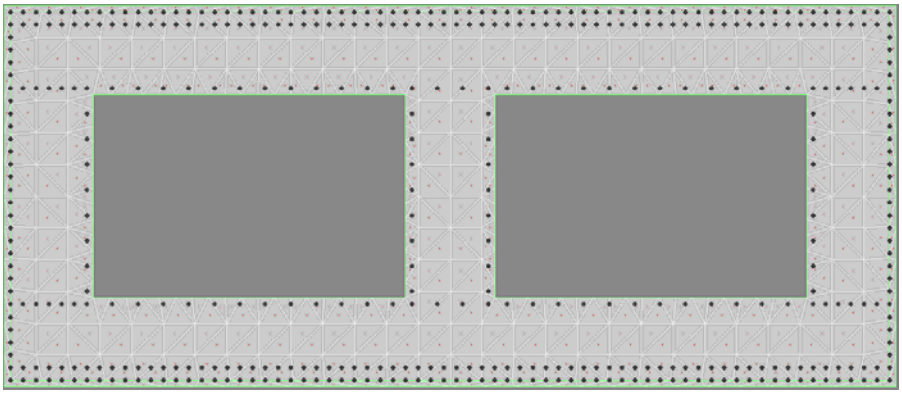
Şekil 5.17 : Köprü enine yönde ayaklarda oluşan maksimum deplasman.

- P1 ayak yüksekliği 19.07metre / 200 = 95.35mm > 13.10 mm olduğundan deplasman koşulu sağlanmıştır.
- P2 ayak yüksekliği 27.67metre / 200 = 138.35mm > 19.23 mm olduğundan deplasman koşulu sağlanmıştır.
- P3 ayak yüksekliği 33.07metre / 200 = 165.35mm > 29.81 mm olduğundan deplasman koşulu sağlanmıştır.

- P4 ayak yüksekliği 33.07metre / 200 = 165.35mm > 44.44 mm olduğundan deplasman koşulu sağlanmıştır.
- P5 ayak yüksekliği 32.07metre / 200 = 160.35mm > 26.80 mm olduğundan deplasman koşulu sağlanmıştır.
- P6 ayak yüksekliği 22.67metre / 200 = 113.35mm > 19.00 mm olduğundan deplasman koşulu sağlanmıştır.
- P7 ayak yüksekliği 16.67metre / 200 = 83.35mm > 10.81 mm olduğundan deplasman koşulu sağlanmıştır.

5.4 Köprü Ayaklarının Betonarme Hesabı

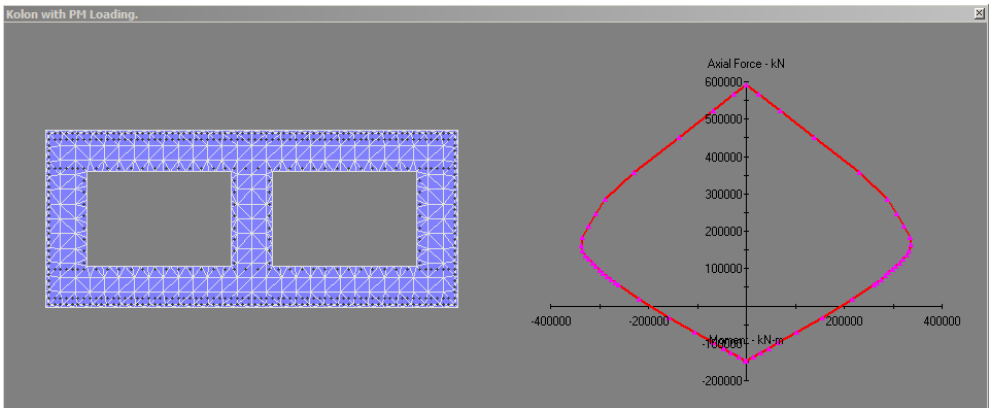
Ayaklarda oluşan moment - normal kuvvet ve moment(x)-moment(y) ilişkisi XTRACT programında incelenmiştir. Programda ayakların beton sınıfı, donatı sınıfı ve ayak boyutları tanımlanmıştır. Şekil 5.18'de hazırlanan model gösterilmiştir. Ayakların köprü boyuna yönde uzunluğu 3.00 metre, köprü enine yönde uzunluğu 7.00 metre olarak girilmiş olup tüm kalınlıklar 0.70 metre olarak tanımlanmıştır.



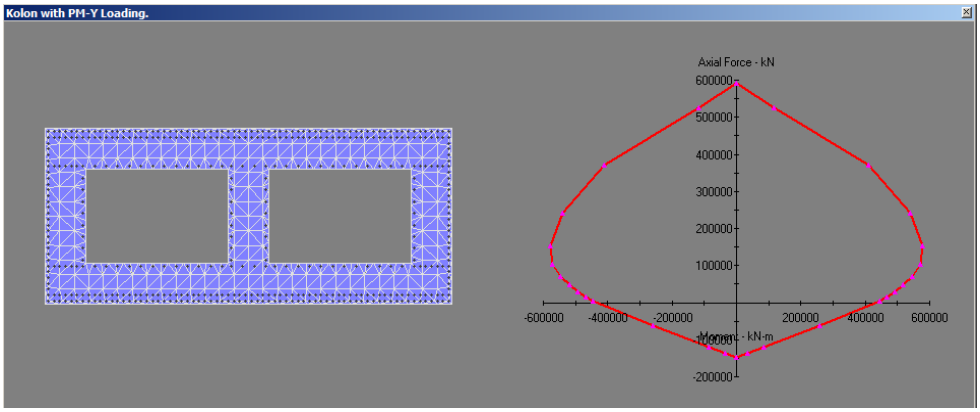
Şekil 5.18 : XTRACT programında hazırlanan modelin görünümü.

XTRACT programında hazırlanan modeller köprü boyuna yönde maksimum moment oluşan P1 ayağı ve köprü enine yönde maksimum moment oluşan P4 ayakları için yapılmıştır. Yapılan analizde P1 ayağı için 448 adet 32 mm çaplı demir kullanılmıştır. Seçilen donatı alanının brüt beton alanına oranı %2.69'dir. Diğer kolonlarda 252 adet 32 mm çaplı demir kullanılmıştır. Bu donatı alanının brüt beton alanına oranı %1.54'dür. Seçilen donatı yüzdeleri AASHTO (2002)'de verilen minimum %1.00 ile maksimum %8.00 arasında kalmaktadır.

Bilgisayar programında yapılan modelde Şekil 5.19'da P1 ayağı için köprü enine yöndeki moment(x) ile normal kuvvet diyagramı ve Şekil 5.20'de P1 ayağı için köprü boyuna yöndeki moment(y) ile normal kuvvet diyagramı gösterilmiştir.

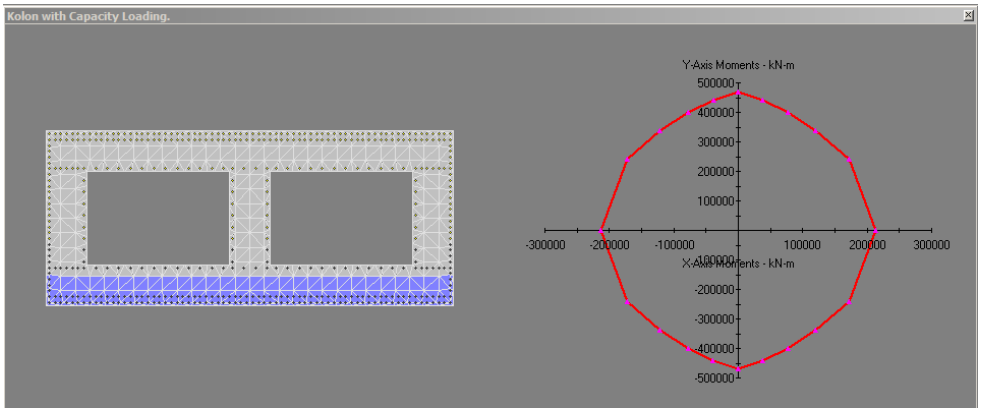


Şekil 5.19 : Donatı oranı %2.69 olan kolon moment(x)-normal kuvvet diyagramı.



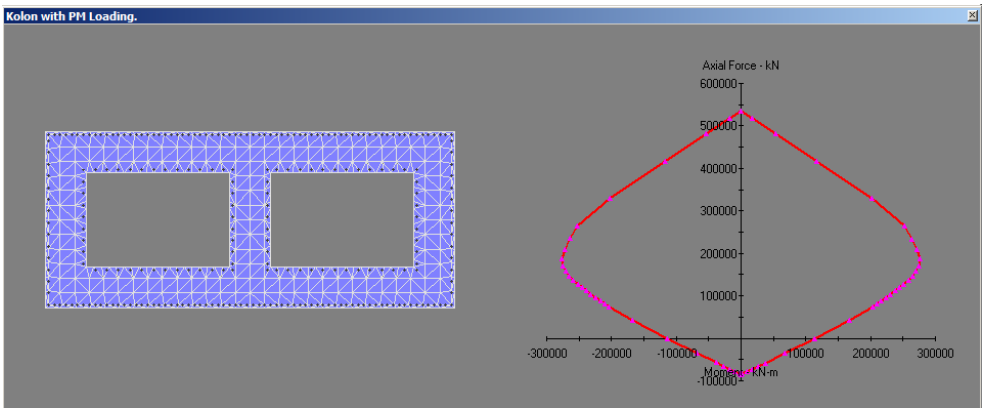
Şekil 5.20 : Donatı oranı %2.69 olan kolon moment(y)-normal kuvvet diyagramı.

Şekil 5.21'de P1 ayağı için köprü enine yöndeki moment ile köprü boyuna yöndeki moment diyagramı incelenerek kapasite kontrolü yapılmıştır.

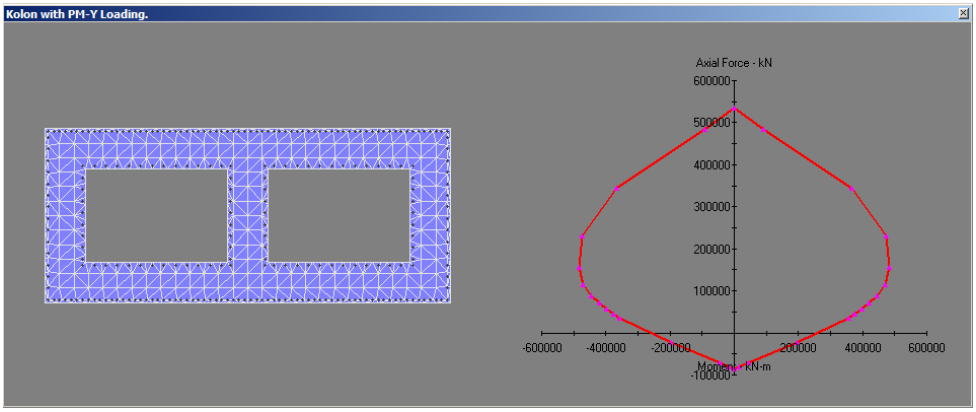


Şekil 5.21 : Donatı oranı %2.69 olan kolon moment(x)-moment(y) diyagramı.

Bilgisayar programında yapılan ikinci modelde Şekil 5.22'de P2, P3, P4, P5, P6, P7 ayakları için köprü enine yöndeki moment(x) ile normal kuvvet diyagramı ve Şekil 5.23'de aynı ayaklar için köprü boyuna yöndeki moment(y) ile normal kuvvet diyagramı gösterilmiştir.

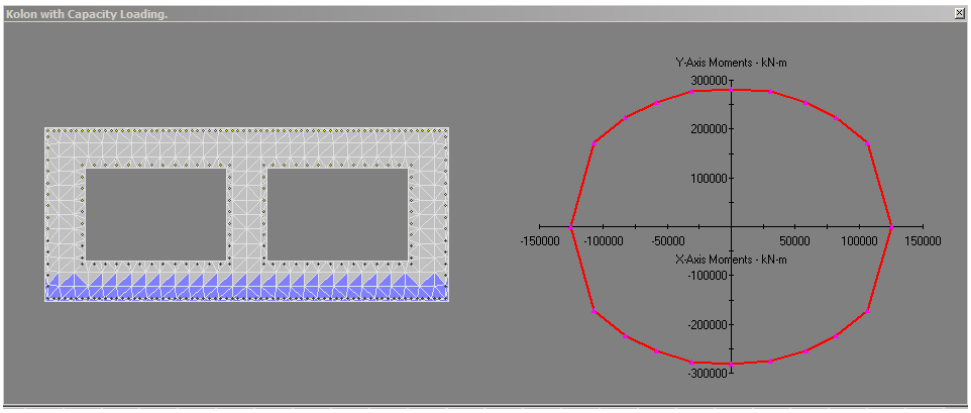


Şekil 5.22 : Donatı oranı %1.54 olan kolon moment(x)-normal kuvvet diyagramı.



Şekil 5.23 : Donatı oranı %1.54 olan kolon moment(y)-normal kuvvet diyagramı.

Şekil 5.24'de bu ayaklar için köprü enine yöndeki moment ile köprü boyuna yöndeki moment diyagramı incelenerek kapasite kontrolü yapılmıştır.



Şekil 5.24 : Donatı oranı %1.54 olan kolon moment(x)-moment(y) diyagramı.

Seçilen donatılara göre hazırlanan iki ayrı modelde

- Moment(x-köprü boyuna yönde)-normal kuvvet
- Moment(y-köprü enine yönde)-normal kuvvet

- Moment(xx-köprü boyuna yönde)-moment(yy-köprü enine yönde) diyagramlarında görüldüğü üzere seçilen donatı sayıları depremlerde meydana gelen kuvvetleri karşılamaktadır.

6. KÖPRÜ VE HATTIN ETKİLEŞİMİ

Raylar sürekli olduğu halde hattın mesnetlenmesinde (köprü kenar ayaklarında olduğu gibi) bir süreksizlik varsa, demeraj ve fren gibi boyuna doğrultuda etkiyen kuvvetlerin taşınması, raylar ve balast ile köprü taşıyıcı sistemi (tabliye, köprü mesnetleri ve köprü ayakları) tarafından birlikte gerçekleştirilir. Boyuna doğrultudaki etkiler, kısmen raylar ile kenar ayak arkasındaki dolguya, kısmen de köprü mesnetleri ve altyapı vasıtasıyla temellere aktarılır.

Diğer taraftan sürekli raylar köprü döşemesinin serbestçe hareket etmesini engellediği zaman sıcaklık değişmesi, sünme ve büzülme etkileri ve düşey yüklerden dolayı köprü döşemesi üst seviyesinde ortaya çıkan uzama veya kısalmalar, raylarda ve sabit köprü mesnetlerinde boyuna yönde kuvvetler oluşmasına sebep olur.

Köprü ve hattın değişken yük etkilerine karşı birlikte tepkisi, köprü üst yapısının, sabit mesnetlerinin, altyapısının tasarımında ve raylardaki yük etkilerinin kontrolünde dikkate alınacaktır.

Köprü ve hattın etkileşimi için SAP2000 programında kurulan modelde UIC 774-3 (2001) standardı esas alınmıştır.

6.1 Dikkate Alınacak Etkiler

Aşağıdaki etkiler göz önüne alınacaktır.

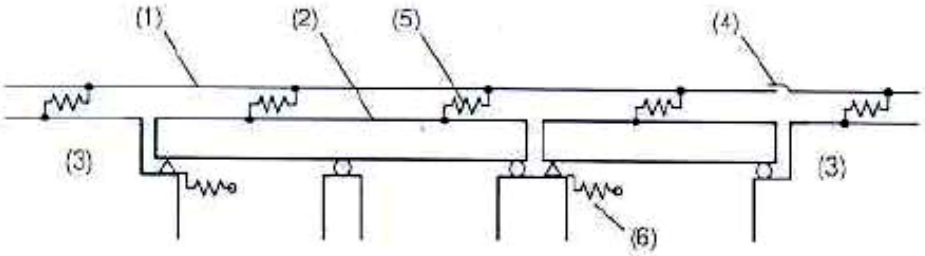
- Demeraj ve fren kuvvetleri,
- Yapı ve hat birleşik sistemindeki ısı etkileri,
- Sınıflandırılmış düşey trafik yükleri (gerekli olan yerde SW/0 ve SW/2 de dahil)
- Sünme, büzülme, ısı farklılıkları vs. gibi diğer etkiler, döşeme uçlarının dönmesinin ve bununla bağlantılı boyuna doğrultudaki yer değiştirmesinin belirlenmesinde göz önüne alınacaktır.

Bunlarla bağlantılı dinamik etkiler ihmal edilebilir. Yapı ve hattın "boş tren" ve HSLM yük modeline karşı birlikte tepkisi ihmal edilebilir.

Köprülerdeki ΔT_N sıcaklık değişimleri bulunacak ve yük katsayısı için $\gamma = 1{,}0$ alınacaktır.

6.2 Hat ve Yapı Sistemin Modellenmesi

Yapısal model, köprüler için uygun olan SAP2000 analiz programında hazırlanmıştır. Hat ve yapı sistemdeki yük etkilerinin hesaplanmasında Şekil 6.1 esas alınarak SAP2000 programında modellenmiştir.



Şekil 6.1 : Hat/yapı sistemi modeline bir örnek.

Şekil 6.1'de gösterilen;

(1) Hat

(2) Üstyapı (İki açıklıklı tek döşeme ve tek açıklıklı tek döşeme gösterilmiştir)

(3) Dolgu

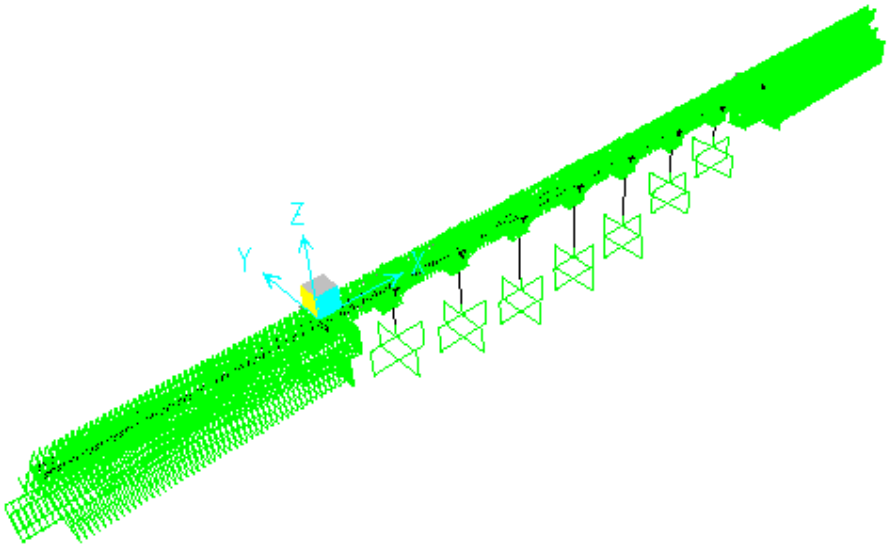
(4) Ray genleşme aygıtı (varsa)

(5) Boyuna doğrultuda balast modellemesi için kullanılan doğrusal-olmayan yaylar

(6) Temel, ayak ve mesnetlerin boyuna yöndeki rijitliklerini modellemek amacıyla sabit mesnetlerde kullanılan yaylara ait rijitlik katsayısı.

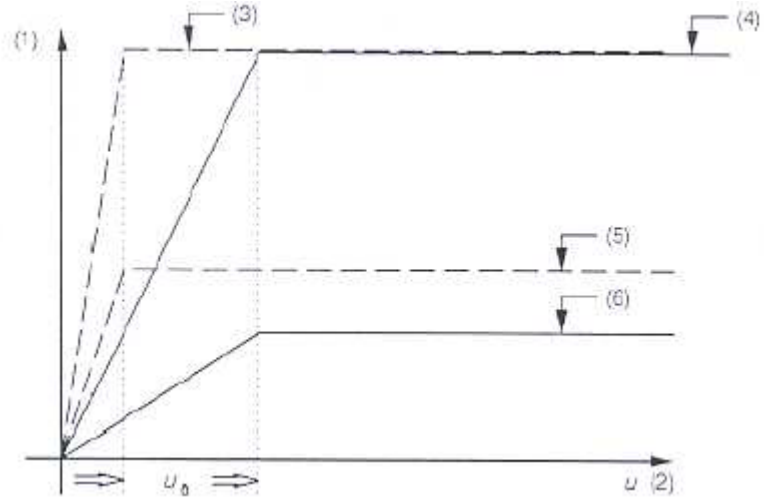
6.3 Ray-Köprü Etkileşimi

Ray-köprü etkileşim analizleri için deprem modelinden ayrı bir yapısal model oluşturulmuştur. Bu modelde, raylarla köprü arasında yer alan balast malzemesi nonlinear yaylarla modellenmiş ve sisteme etki eden yükler altında nonlinear malzeme özelliklerine göre analiz edilmiştir. Şekil 6.2'de SAP2000 programında ray-köprü etkileşimi için kurulan modelin görünüşü mevcuttur.



Şekil 6.2 :SAP2000 programında köprü genel görünümü.

Balast malzemesi için değişik şartlar altında boyuna yöndeki kuvvet-deplasman ilişkisi UIC 774-3 (2001) 1.2.1.2 uyarınca Şekil 6.3'de grafiksel olarak verilmiştir. Burada başlangıç kısmı elastik kesme dayanımını, yatay kısım plastik kesme dayanımını göstermektedir.



Şekil 6.3 : Kesme kuvvetinin boyuna doğrultudaki hat yer değiştirmesi ile değişimi.

Şekil 6.3'de gösterilen;

(1) Hatta birim uzunluk için boyuna doğrultudaki kesme kuvveti

(2) Rayın döşeme üstüne göre yaptığı yerdeğiştirme

(3) Rayın traverslerdeki dayanımı (yüklü hat), (donmuş balast ya da geleneksel bağlantılı balastsız hat)

(4) Traverslerin balasttaki dayanımı (yüklü hat)

(5) Rayın traversteki dayanımı (yüksüz hat), (donmuş balast yada geleneksel bağlantılı balastsız hat)

(6) Traverslerin balasttaki dayanımı (yüksüz hat) göstermektedir.

Grafikte "k, Resistance of the track" terimi, birim uzunluktaki balast malzemesinin boyuna doğrultuda ötelenmeye karşı direncini; "u, Displacement" terimi ise rayın köprüye göre boyuna yöndeki göreceli ötelenmesini ifade etmektedirler. "u_o" terimi elastik bölgeden plastik bölgeye geçişteki boyuna deplasman değeridir. Grafikte de görüldüğü gibi u_o değerinden itibaren malzemenin ötelenmeye karşı direnci sabit kalmaktadır.

Bu bilgiler ışığında, çeşitli yükler altında analizlerde kullanılan parametreler aşağıda verilmiştir.

Maksimum elastik deformasyon değeri; u_o = 2 mm
Rayın yüklü olmaması durumunda k = 20 kN/mm
Rayın yüklü olması durumunda k = 60 kN/mm

Analizlerde iki farklı k değeri için iki ayrı yapısal model kurulmuştur. Fren ve ivmelenme yükleri için k = 60 kN/m, sıcaklık ve deprem etkileri için ise k = 20 kN/m değerleri alınmıştır. Hazırlanan yapısal modelde köprü üst yapısı ve raylar 2 metrelik parçalara bölündüğü için, modeldeki nonlinear tanımında yukarıda birim boy için verilen k değerleri 2 ile çarpılarak modele girilmiştir.

6.3.1 Raylarda gerilme tahkiki

Fren+ivmelenme+sıcaklık ve deprem kuvvetleri altında raylarda oluşacak ilave basınç ve çekme gerilmeleri UIC-774-3 (2001) 1.7.2'de aşağıdaki değerlerce sınırlandırılmıştır.

Basınç durumu; $\sigma_{ray,em}$ = 72 N/mm²
Çekme durumu; $\sigma_{ray,em}$ = 92 N/mm²

Yukarıda belirtilen ray gerilmelerinin ve deplasman sınırlarının aşılması, ray çatlamasına ve balast stabilitesinin bozulmasına sebebiyet vermekte olup, yüksek

hızlı tren köprüleri için titreşim kriterleri ile beraber en önemli tasarım kriterleridir (Url-3, 2010).

6.3.2 Göreceli yatay deplasman tahkiki

Fren ve ivmelenme kuvvetleri altında, üstyapı ve rayların göreceli deplasmanı için UIC-774-3 (2001)'de,

$\delta_{rel,lim}$ = 4,00 mm, limit değeri ile sınırlandırılmıştır.

6.3.3 Köprü üstyapısı yatay deplasman tahkiki

Fren ve ivmelenme kuvvetleri altında, köprü üstyapının yatay deplasmanı için UIC-774-3 (2001)'de

$\delta_{abs,lim}$ = 5.00 mm, limit değeri ile sınırlandırılmıştır.

6.4 Ray Deformasyonu

Demeraj ve frenden dolayı δ_B (Bir döşemenin ucu ile ona bitişik kenar ayak arasında boyuna doğrultudaki göreli yer değiştirme veya birbirini izleyen döşemeler arasında boyuna doğrultudaki göreli yer değiştirme, mm), aşağıda belirtilen değerleri aşmayacaktır.

- Köprünün iki ucunda da ray genleşme elemanlarına sahip olmayan sürekli kaynaklı raylar veya döşemenin bir ucunda ray genleşme elemanlarına sahip olanlar için 5 mm,
- Döşemenin iki ucunda ray genleşme aygıtı olan ve balastın döşeme sonlarında sürekli olduğu durumlarda 30 mm,
- 30 mm'yi aşan hareketlere ancak balast tabakasında bir genleşme derzi oluşturulmuş ise ray genleşme elemanları kullanılmışsa izin verilebilir.

Düşey yöndeki trafik yükleri için (iki hatta kadar LM 71 veya gerektiği zaman SW/0 ile yüklenmiş) δ_H (Bir döşeme sonunda, döşemenin üst yüzeyinin döşeme deformasyonu nedeniyle oluşan boyuna doğrultudaki yer değiştirmesi, mm), aşağıdaki değerleri aşmayacaktır.

- Hat ve yapının değişken yükler altında birleşik davranışının göz önünde bulundurulduğu durumlarda 8 mm (köprüde bir genleşme aygıtı bulunduğu ya da hiç bulunmadığı durumlarda geçerlidir)

- Hat ve yapının birleşik davranışının ihmal edildiği durumlarda 10 mm

Değişik etkilerden ötürü, üstyapı (döşeme) üst yüzeyinin göreli olarak komşu yapılara (kenar ayak ya da başka bir döşemeye) olan δv (mm) düşey yer değiştirmeleri aşağıdaki değerleri aşmayacaktır.

- Sahada 160 km/saat'e kadar olan doğrusal hızlar için; 3 mm
- Sahada 160 km/saat'ten daha fazla doğrusal hızlar için; 2 mm

6.5 Analiz Sonuçları

Rayların maruz kaldığı maksimum gerilme kontrolleri SAP2000 programında oluşturulan modelde rayda oluşan normal kuvvetler okunmuştur. Okunan kuvvetler rayın alanına bölünerek gerilmeler okunmuştur.

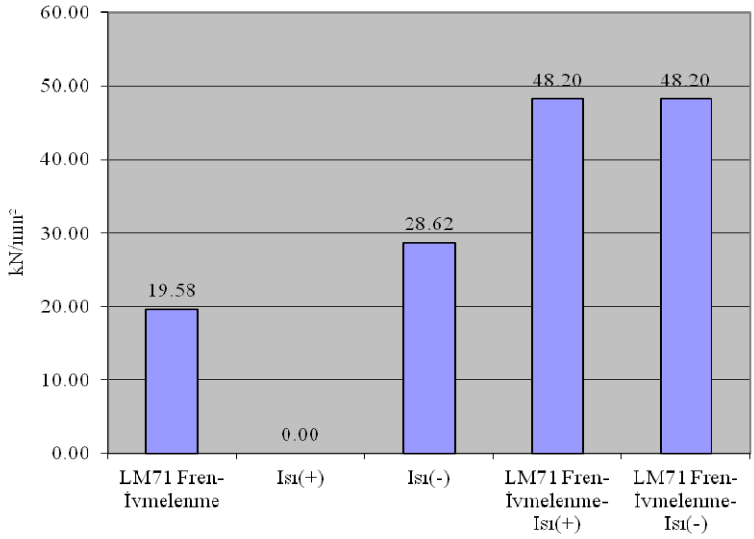
6.5.1 Rayın yüklü olması durumu

Raylarda tren yükünün olması durumunda trenden dolayı oluşan fren-ivmelenme ile sıcaklık etkisi ile köprüde oluşan kısalma ve uzamaların ray üzerindeki etkisi incelenecektir.

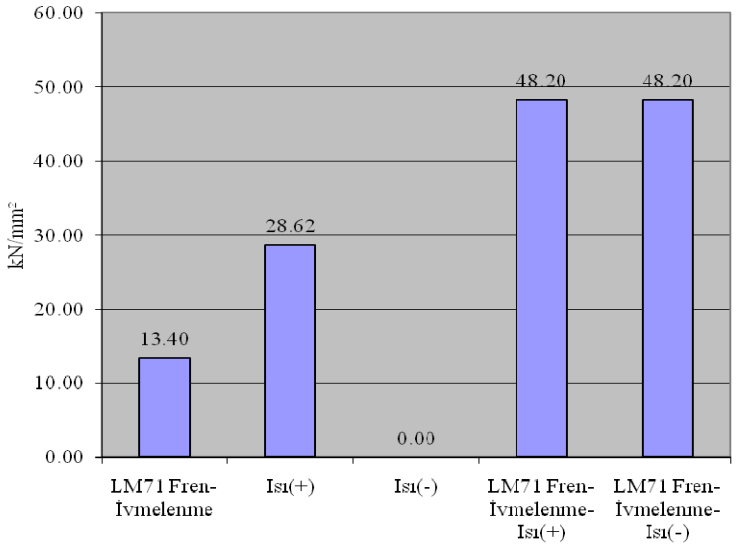
6.5.1.1 Fren, ivmelenme ve sıcaklık yükleri etkisindeki durum

Şekil 6.4 ve Şekil 6.5'de rayın yüklü olması durumunda fren, ivmelenme ve sıcaklık yükleri altında oluşan çekme ve basınç gerilmeleri gösterilmiştir. Yüklemeler;

- LM71 tren yüklemesinin fren ve ivmelenmesinden dolayı oluşan maksimum gerilmeler
- Yapıya etkiyen sıcaklık farkının etkimesiyle oluşan gerilmeler
- LM71 tren yüklemesinin fren-ivmelenme ile sıcaklık etkisinin beraber olduğu durumda oluşan maksimum gerilmeler.



Şekil 6.4 : Rayda oluşan çekme gerilmeleri.



Şekil 6.5 : Rayda oluşan basınç gerilmeleri.

Yapılan yüklemeler sonucunda oluşan maksimum çekme gerilmesi,

- 48.20 MPa < 92.00 MPa olduğundan gerilmeler sınır değerleri içinde kalmaktadır.

Yapılan yüklemeler sonucunda oluşan maksimum basınç gerilmesi,

- 48.20 MPa < 72.00 MPa olduğundan gerilmeler sınır değerleri içinde kalmaktadır.

Fren ve ivmelenme kuvvetleri altında, üstyapı ve rayların göreceli deplasmanı δ=1.17 mm < $\delta_{rel,lim}$ = 4,00 mm, olduğundan koşul sağlanmaktadır.

Fren ve ivmelenme kuvvetleri altında, köprü üstyapının yatay deplasmanı

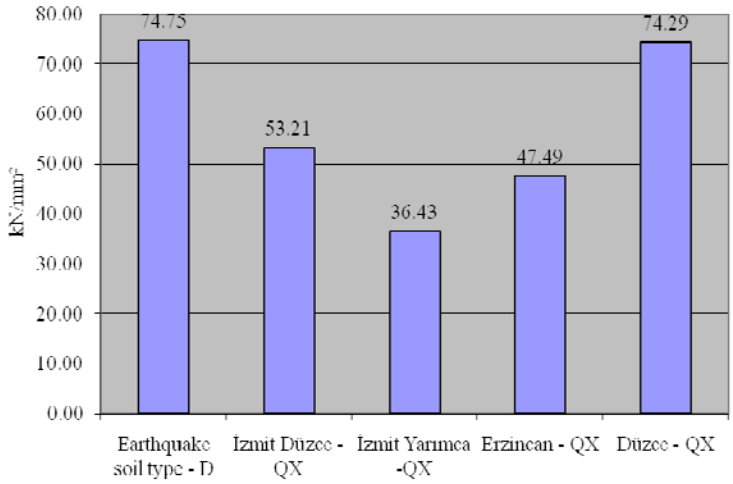
δ=1.99mm < $\delta_{abs,lim}$ = 5.00 mm, olduğundan koşul sağlanmaktadır.

6.5.1.2 Deprem yükleri etkisindeki durum

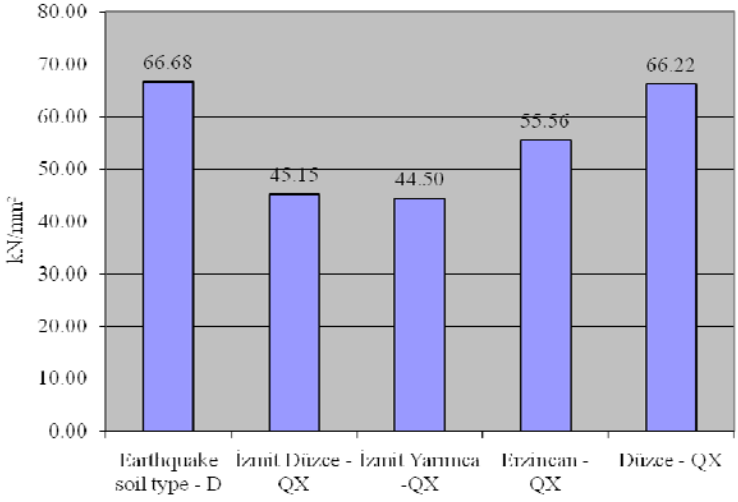
Depremi kuvveti altında ray gerilme tahkikleri için, servis durumu deprem spektrumu kullanılacaktır.

Tipik servis deprem spektrumları genel olarak maksimum 0.13g olup servis depremi altında oluşan maksimum göreceli deplasmanlar 12 mm ve maksimum ray gerilmeleri 80-100 MPa'dır (Calçada ve diğ., 2005). Servis depremi spektrumu için köprü hesabında seçilen spektrumları %33'ü alınmıştır.

Şekil 6.6 ve Şekil 6.7'de rayın yüklü olması durumunda servis depremi altında oluşan çekme ve basınç gerilmeleri gösterilmiştir.



Şekil 6.6 : Rayda oluşan çekme gerilmeleri.



Şekil 6.7 : Rayda oluşan basınç gerilmeleri.

Yapılan yüklemeler sonucunda oluşan maksimum çekme gerilmesi,

- 74.75 MPa < 92.00 MPa olduğundan gerilmeler sınır değerleri içinde kalmaktadır.

Yapılan yüklemeler sonucunda oluşan maksimum basınç gerilmesi,

- 66.68 MPa < 72.00 MPa olduğundan gerilmeler sınır değerleri içinde kalmaktadır.

6.5.2 Rayın yüklü olmaması durumu

Rayın üzerinde tren olmaması durumunda sıcaklıktan dolayı köprüde meydana gelen kısalma ve uzamalar ile servis depreminde rayda meydana gelen çekme ve basınç gerilmeleri incelenecektir.

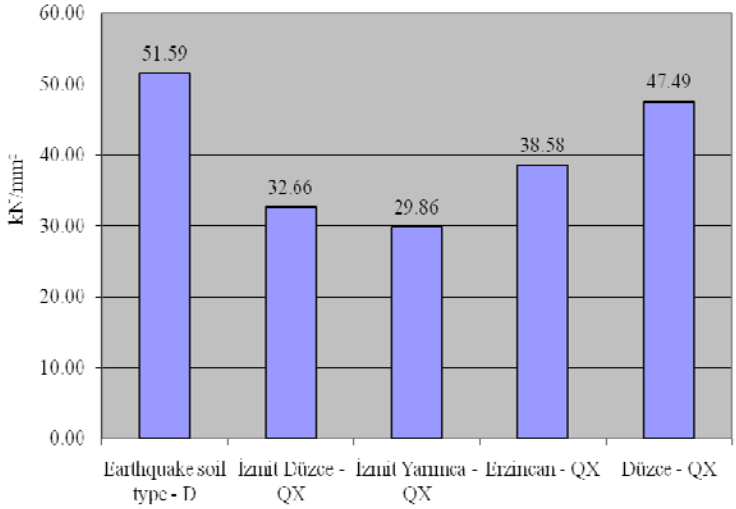
6.5.2.1 Sıcaklık etkisindeki durum

Yapılan analiz sonucunda rayın yüklü olmaması durumunda rayda ısıdan dolayı oluşan gerilmeler;
RST(+) için rayda oluşan çekme gerilmesi $\sigma = 11.32$ MPa $< \sigma_{ray,em} = 92$ MPa

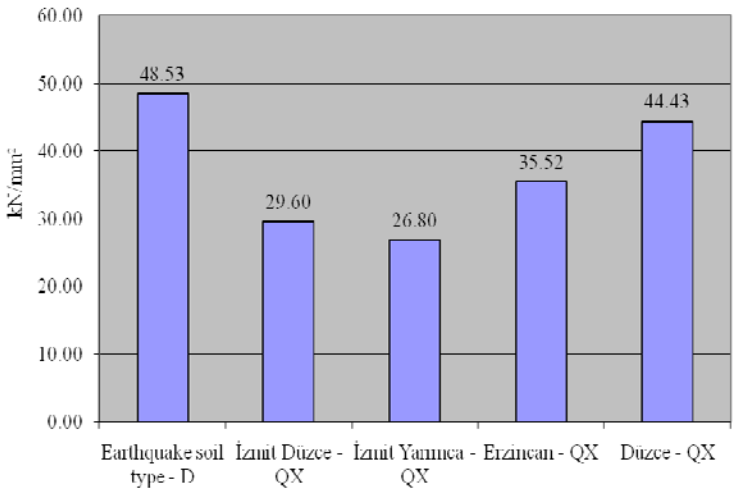
RST(-) için rayda oluşan basınç gerilmesi $\sigma = 14.83$ MPa $< \sigma_{ray,em} = 72$ N/mm² olduğun gerekli koşullar sağlanmaktadır.

6.5.2.2 Deprem yükleri etkisindeki durum

Şekil 6.8 ve Şekil 6.9'da rayın yüklü olmaması durumunda servis depremi altında oluşan çekme ve basınç gerilmeleri gösterilmiştir.



Şekil 6.8 : Rayda oluşan çekme gerilmeleri.



Şekil 6.9 : Rayda oluşan basınç gerilmeleri.

Yapılan yüklemeler sonucunda oluşan maksimum çekme gerilmesi,

- 51.59 MPa < 92.00 MPa olduğundan gerilmeler sınır değerleri içinde kalmaktadır.

Yapılan yüklemeler sonucunda oluşan maksimum basınç gerilmesi,

- 48.53 MPa < 72.00 MPa olduğundan gerilmeler sınır değerleri içinde kalmaktadır.

SONUÇLAR

Bu çalışmada, öngerme kirişli demiryolu köprüsünün analizi bir örnek üzerinde incelenmiştir.

Yapılan incelemede ilk olarak köprünün üstyapı modeli SAP2000 programında oluşturulmuştur. Üstyapı da seçilen açıklık ve buna bağlı olarak seçilen kiriş tipi önem arz etmektedir. Bunun sebebi yüksek hızlı demiryolu köprülerinde üstyapı analizinde bazı hususlara dikkat edilmesi gerekmektedir. Bunlar

- Tren sınıfının ve tren hızının belirlenmeli. Tren hızı 200 km/saat'den büyük ise üstyapının rezonans kontrolü yapılması gerekli.
- Seçilen açıklık ve kiriş tipine bağlı olarak ortaya çıkan üstyapının düşey eğilme ve burulma frekansının limitleri aşmaması gerekli. Aşılması durumunda üstyapıda kiriş tipi ve açıklık boylarında değişikliğe gidilmesi gerekir.
- Tren hızının 200 km/saat'i aşması durumunda, kritik dinamik tren yüklemesi yapılarak gerekli kontroller yapılmalı.
- Trafik güvenliği açısından yüklemelerden dolayı üstyapıda oluşan deformasyonlardan;
    - Düşey ivme,
    - Burulma,
    - Düşey deplasman, enine yön deplasman ve titreşim,
    - Yatay deplasman ve yatay dönme,
    - Yatay titreşim,

  değerlerinin limit değerler içinde kalması gereklidir.
- Seçilen kiriş tipinin yüklemeler altında gerilme ve basınç kontrolleri yapılarak, uygun öngerme halat sayısı ve donatının belirlenmesi gerekir.

Üstyapıda yapılan kontroller tamamlandıktan sonra köprünün dinamik analizi SAP2000 programı ile yapılmıştır. Bu kısımda AASHTO 2007'ye göre zemin sınıfı D ve etkin yer ivme katsayısı 0.40 seçilen deprem ivme spektrumu ile yaşanmış 3 depremden elde edilen 4 adet sözde spektrum eğrileri yapıya etkitilmiştir. Seçilen deprem ivme spektrumların kayıt yapıldığı istasyonların zemin sınıfları AASHTO 2007'de belirtilen D tipi zemin ile benzerlik göstermiştir. Böylece yapıya etkiyen deprem kuvvetini en çok etkileyen iki durumdan biri olan zemin sınıfı benzer seçilerek etkisi ortadan kaldırılmaya çalışılmıştır.

Yapıya etkiyen deprem kuvvetini etkileyen diğer faktör merkez üssüne olan mesafedir. Seçilen spektrumlardan yapıda en fazla kuvvet ve deplasmanı Düzce ivme spektrum kaydı yaratmıştır. Bunun en büyük sebebi kaydı yapan istasyonun deprem merkez üssüne olan mesafesinin diğerlerine göre çok daha az olmasından kaynaklıdır.

Köprü ayaklarının değişken yüksekliklerde olmasından dolayı özellikle kısa olan ayakların yüksek ayaklara oranla daha rijit davranması sebebiyle moment ve kesme kuvveti değerleri diğer ayaklara göre 2-3 kat daha fazla olmaktadır. Köprü orta ayakları rijitlikleri çok fazla değişmemesi sebebiyle 2 gözlü kutu kesit seçilmiştir. Böylece ayakların ağırlığı azaltılarak temellere etkiyen yükler azaltılması ve zemin gerilmelerinde olası sorunların önüne geçilerek daha ekonomik çözüm yapılması sağlanmıştır. Yapılan analiz sonucunda depremlerden dolayı yapıda meydana gelen deplasmanlar limit değerler içinde kalmaktadır.

Deprem kuvvetlerinden dolayı orta ayaklarda meydana gelen momentler ve normal kuvvetler XTRACT programında incelenmiştir. Ayaklarda kuvvetler farklılık gösterdiğinden kesiti değiştirmeden sadece donatı sayısını değiştirerek iki farklı model hazırlanmıştır. Depremden dolayı orta ayaklarda meydana gelen kuvvet değerlerinin bilgisayar programında hazırlanan modellerin moment-normal kuvvet ve moment(x)-moment(y) diyagramlarındaki sınır değerlerin altında kaldığı görülmüştür.

Köprü ve hattın etkileşimi için ayrı iki model kurulmuştur. Yapılan analizde ray ve köprü arasındaki etkileşiminde dikkat edilmesi gereken faktörler, bu faktörlerden dolayı köprü davranışını yansıtacak şekilde nasıl modellenmesi gerektiği irdelenmiştir. Yapılan modelde gerilme ve deplasmanların sınır değerleri aşıp aşmadığı incelenmiştir.

Bu bölümde ray ve köprü arasında bulunan balast tabakasının yüklü olup olmaması durumunda fren, ivmelenme ve ısı etkisi ile oluşan yatay kuvvetler altında nasıl davrandığı yorumlanmıştır. Balast tabakasının belirli bir deplasman yaptıktan sonra yatay yük aktarma kapasitesinin, rijitliğin sabit kaldığı görülmüştür. Balast tabakasının, ray ve köprü arasındaki yük aktarımının sonlu elemanlarla modellenmesinde dikkat edilmesi gereken hususlar incelenmiştir (Güneş, 2009).

Yüksek hızlı demiryolu köprülerinde etkiyen yatay kuvvetlerden dolayı ray ile köprü arasında oluşan etkileşimin ve düşey-yatay yönde göreceli deplasmanların belli değerler içinde kalması gerekmektedir. Bu değerlerin aşılması ile balast tabakasında ve rayda deformasyonlar meydana gelebilir. Bu durumda yapının üzerinde seyreden trenin raydan çıkması gibi ciddi tehlikelere yol açacak sonuçlar doğurabilir.

Yapılan analiz sonucunda köprü ve hattın etkileşiminde fren, ivmelenme, sıcaklık ve servis depremi yükleri altında rayda oluşan maksimum çekme ve basınç gerilme değerleri izin verilen sınırlar içinde kalmaktadır.

KAYNAKLAR

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

AASHTO M 204, 2002. Uncoated Stress-Relieved Wire for Prestressed Concrete, *American Association of Highway and Transportation Officials.*

ACI 318M-05*,* 2004. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, *American Concrete Institute*

ASTM A722 / A722M – 07, 2003. Standard Specification for Uncoated High-Strength Steel Bars for Prestressing Concrete, *American Society for Testing and Materials*

ASTM A709 / A709M - 09a, 2003. Standard Specification for Structural Steel for Bridges, *American Society for Testing and Materials*

Davis S.G., Mott M., 2005 Chapter 4: Controlling track-structure interaction in seismic conditions, Calçada R., Delgado R., Matos A.C., Goicolea J.M., Gabaldon F., Editors, *Track-Bridge İnteraction On High-Speed Railways*, CRC Press

Celep, Z. ve Kumbasar, N., 2001, *Yapı Dinamiği*, Beta Dağıtım, İstanbul

DLH, 2007a. Demiryolları Eki Köprü Tasarım Esasları Sonuç Raporu – *Demiryollar,Limanlar, Havameydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü*

DLH, 2007b. Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Havameydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği, *Demiryollar, Limanlar, Havameydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü*

EN 1991-2, 2003. Eurocode 1 : Actions on Structures – Part 2 Traffic Loads on Bridges , *European Standart*

EN 1990–A1, 2005. Basis of Structures Design. Application for Bridges, *European Standart*

EN 1998-2, 2005. Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures – Part2: Bridges, *European Standart*

EN 1998-5, 2007. Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 5 :Foundations, *European Standart*

Güneş, B., 2009. Yüksek Hızlı Demiryolu Köprülerinde Ray-Köprü Etkileşimi ve Uygulanması*, 5. Uluslararası ileri Teknolojiler Sempozyumu (IATS'09), 13-15 Mayıs 2009, Karabük, Türkiye*

SAP2000, 2006 Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc., Berkeley, California

UBC, 1997. Uniform Building Code, *International Council of Building Officials*

UIC 702, 2001. Static Loading Diagrams fort he Design of Rail Carrying Structures

International Union of Railways

UIC 772-1, 1987. Standart Principles for the Use of Bearings Made From Various Materials*, International Union of Railways*

UIC 774-2, 1994. Distribution of Axle Loads on Ballasted Railway Bridges, *International Union of Railways*

UIC 774-3, 2001. Track / Bridge Interaction, *International Union of Railways*

UIC 776-1, 2006. Loads to be Considered in Railway Bridge, *International Union of Railways*

UIC 776-2, 1989. Bridges for High and Very High Speeds , *International Union of Railways*

UIC 776-3, 1989. Deformation of Bridges, *International Union of Railways*

Url-1 <*http://peer.berkeley.edu/index.html*>, alındığı tarih 15.03.2010.

Url-2 <*http://peer.berkeley.edu/smcat/sites.html*>, alındığı tarih 16.03.2010.

Url-3 <*http://www.e-kutuphane.imo.org.tr/pdf/1479.pdf*>, alındığı tarih 05.02.2010

Url-4 <*http://www.e-kutuphane.imo.org.tr/pdf/1448.pdf* >, alındığı tarih 10.12.2009

Url-5<*http://www.yildiz.edu.tr/~bhanci/belgeler/ddytgi.pdf*>,alındığı tarih10.12.2009

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

ÖZGEÇMİŞ

14 Kasım 1983 tarihinde Ankara'da doğdu. İlk,orta ve lise eğitimini Ankara'da tamamladı. 2001 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi Uzay Mühendisliği lisans eğitimine başladı. 2002 yılında İnşaat Mühendisliği bölümüne yatay geçiş yaptı. 2006 yılında lisans eğitimini tamamlayarak İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yapı Mühendisliği Bölümü'nde Yüksek Lisans eğitimine başladı. Halen Doğuş İnşaat'ta inşaat mühendisi olarak çalışmaktadır.