

**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ÖNGERİLME KİRİŞLİ BİR KÖPRÜ TASARIMI VE PERFORMANSININ  
DEĞERLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ  
Emrah AKTAŞ**

**Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği**

**Programı : Yapı Anabilimdalı**

**Tez Danışmanı: Doç. Dr. Kutlu DARILMAZ**

**OCAK 2010**



**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ÖNGERİLME KİRİŞLİ BİR KÖPRÜ TASARIMI VE PERFORMANSININ  
DEĞERLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ  
Emrah AKTAŞ  
501051039**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 25 Aralık 2009  
Tezin Savunulduğu Tarih : 27 Ocak 2010**

**Tez Danışmanı : Doç. Dr. Kutlu DARILMAZ (İTÜ)  
Diğer Jüri Üyeleri : Doç. Dr. Turgut ÖZTÜRK (İTÜ)  
Yrd. Doç. Dr. Canan GİRGİN (YTÜ)**

**OCAK 2010**



*Eşime ve aileme,*



## ÖNSÖZ

Öngerilme kirişli bir köprü tasarımı ve performansının değerlendirilmesi adı verilen bu yüksek lisans tez çalışması altı bölümden oluşmaktadır. AASHTO–2002 yönetmeliğine göre tasarımı yapılan köprünün deprem performansının değerlendirilmesi ise CALTRANS yönetmeliğine göre yapılmıştır.

Bu tez çalışması süresince, bana değerli vaktini ayıran ve her konuda desteğini aldığım değerli tez danışmanım Sayın Doç. Dr. Kutlu DARILMAZ'a teşekkürlerimi sunarım.

Öğrenim hayatım boyunca desteğini hiçbir zaman esirgemeyen aileme, tez çalışmam boyunca bilgilerinden faydalandığım Sayın İnş. Yük. Müh. Volkan SÜLLÜ'ye ve son olarak desteğini sürekli üzerimde hissettiğim sevgili eşime şükranlarımı sunarım.

Aralık 2009

Emrah AKTAŞ  
İnşaat Mühendisi





## İÇİNDEKİLER

### Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
İÇİNDEKİLER .....	vii
KISALTMALAR .....	xi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xiii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xv
SEMBOL LİSTESİ.....	xvii
ÖZET.....	xxi
SUMMARY .....	xxiii
<b>1. GİRİŞ .....</b>	<b>1</b>
<b>2. YÖNETMELİĞİN İRDELENMESİ VE TASARIM ESASLARI .....</b>	<b>3</b>
2.1 Yükler.....	3
2.1.1 Zati yükler .....	3
2.1.2 Hareketli yükler.....	4
2.1.2.1 Hareketli yüklerin azaltılması	5
2.1.2.2 Hareketli yüklerin kirişlere dağılımı	5
2.1.2.3 Dinamik etki	6
2.1.3 Yaya yükleri.....	6
2.1.4 Boyuna kuvvetler .....	7
2.1.5 Merkezkaç kuvveti.....	7
2.1.6 Rüzgar yükleri.....	7
2.1.6.1 Üst yapıya etkiyen rüzgar yükleri	7
2.1.6.2 Alt yapıya etkiyen rüzgar yükleri	7
2.1.7 Sıcaklık etkileri .....	8
2.1.8 Su akıntısının etkisi.....	8
2.2 Yükleme Kombinasyonları.....	8
2.3 Köprü Üstyapısının Tasarım Esasları.....	10
2.3.1 Kiriş enkesit özelliklerinin belirlenmesi .....	11
2.3.2 Kirişte oluşan kesit tesirlerinin hesaplanması.....	11
2.3.3 Kirişte yapılacak gerilme kontrolleri .....	11
2.3.4 Emniyet gerilmeleri.....	13
2.3.4.1 Öngerilme çeliği	13
2.3.4.2 Öngerilme kayıplarından önceki beton emniyet gerilmeleri	13
2.3.4.3 Öngerilme kayıplarından sonraki beton emniyet gerilmeleri	14
2.3.5 Öngerilme kayıplarının hesaplanması.....	14
2.3.5.1 Büzülme kaybı	14
2.3.5.2 Elastik kısalma kaybı	15
2.3.5.3 Sünme kaybı	15
2.3.5.4 Öngerilme donatısı gevşeme kaybı	15
2.3.6 Eğilme taşıma gücü kontrolü .....	16
2.3.6.1 Dikdörtgen kesitlerin taşıma gücü hesap esasları	16

2.3.6.2 Tablalı kesitlerin taşıma gücü hesap esasları	17
2.3.6.3 Çelik gerilmesi	19
2.3.7 Süneklik sınırları	19
2.3.7.1 Maksimum öngerilme donatısı	19
2.3.7.2 Minimum öngerilme donatısı	20
2.3.8 Kesme taşıma gücü kontrolü	20
2.3.8.1 Betonun sağladığı kesme dayanımı	20
2.3.8.2 Kesme donatısının sağladığı kesme dayanımı	21
2.3.9 Taşıma gücü dayanım azaltma katsayıları	22
2.3.10 Sehim sınırları	22
2.4 Köprü Altyapısının Tasarım Esasları	22
2.4.1 Basınç elemanları	22
2.4.1.1 Narinlik etkisi	23
2.5 Sismik Tasarım	25
2.5.1 Hesap verileri	25
2.5.1.1 Tasarım depremi	25
2.5.1.2 Köprü önem sınıflaması	25
2.5.1.3 Deprem davranış kategorisi (DDK)	25
2.5.1.4 Zemin etkisi	26
2.5.2 Deprem analiz yöntemi ve seçimi	26
2.5.3 Deprem elastik tepki katsayısı	27
2.5.3.1 Tek modlu hesaplamada elastik deprem tepki katsayısı	28
2.5.3.2 Çok modlu hesaplamada elastik deprem tepki katsayısı	28
2.5.4 Taşıyıcı sistem davranış katsayıları	28
2.5.5 Elastik tesirler ve yer değiştirmeler	29
2.5.6 Enine ve boyuna deprem etkilerinin birleştirilmesi	30
2.5.7 Minimum oturma boyları	30
2.5.8 DDK C ve D köprüleri için tasarım kuvvetleri	31
2.5.8.1 Arttırılmış proje kuvvetleri	31
2.5.8.2 Kolon veya orta ayaklarda plastik mafsallaşmadan doğan kuvvetler	32
<b>3. KÖPRÜLERİN DEPREM PERFORMANSLARININ DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLER İLE BELİRLENMESİ</b>	<b>35</b>
3.1 Deprem Etkisi Altında Performans Değerlendirmesi	35
3.1.1 Dayanıma göre performans değerlendirme	35
3.1.2 Şekildeğiştirmeye göre performans değerlendirme	36
3.1.3 Şekildeğiştirmeye göre değerlendirmede hedeflenen performans ve deprem düzeyleri	36
3.2 Nonlineer Davranışın Modellenmesi	37
3.2.1 Plastik mafsalsal hipotezi	37
3.2.2 Plastik mafsalsal boyu	37
3.2.3 Plastik mafsalsal kesitinde moment-eğrilik ve moment-plastik dönme ilişkileri	38
3.2.4 Akma yüzeyleri	39
3.3 Doğrusal Olmayan Deprem Analizi Yöntemleri	39
3.3.1 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz	40
3.3.2 Doğrusal olmayan itme analizi	40
3.4 Köprü Elemanlarında Şekildeğiştirme Hedeflerinin Belirlenmesi	41
3.4.1 Plastik eğrilik ve toplam eğrilik hedeflerinin belirlenmesi	41
3.4.2 Beton ve donatı çeliğinde birim şekildeğiştirme hedeflerinin belirlenmesi	41

3.4.3 Elastomer mesnetlerin şekildeğiştirme hedeflerinin belirlenmesi .....	42
3.5 Şekildeğiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri .....	42
3.5.1 Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme kapasiteleri .....	42
3.5.2 Kesme kuvveti kapasitesi .....	43
3.5.3 Mesnet elemanların şekildeğiştirme kapasitesi .....	44
<b>4. İKİ AÇIKLIKLI ÖNGERİLME KİRİŞLİ BETONARME KÖPRÜ</b>	
<b>HESABI.....</b>	<b>45</b>
4.1 Genel Yerleşim ve Sistem Kesitleri .....	45
4.2 Malzeme Özellikleri .....	46
4.2.1 Beton .....	46
4.2.2 Çelik .....	47
4.3 Üstyapı (Öngerilmeli Kiriş) Hesapları .....	48
4.3.1 Kiriş geometrik özellikleri .....	48
4.3.2 Yük analizi .....	48
4.3.2.1 Zati yükler .....	49
4.3.2.2 Hareketli yükler .....	49
4.3.3 Emniyet gerilmeleri.....	51
4.3.3.1 Rötren ve sünmeden önce geçici emniyet gerilmeleri (Öngerilme uygulama anında) .....	51
4.3.3.2 Kayıplardan sonra emniyet gerilmeleri (Servis yükleri altında) .....	51
4.3.4 Kesit tesirlerinin hesaplanması .....	52
4.3.5 Öngerilme kablosu sayısının belirlenmesi .....	53
4.3.6 Öngerilme kayıplarının hesaplanması.....	54
4.3.6.1 Rötreden oluşan öngerilme kayıplarının hesaplanması .....	54
4.3.6.2 Elastik kısalmadan oluşan öngerilme kayıplarının hesaplanması .....	54
4.3.6.3 Sünme kaybının hesaplanması .....	55
4.3.6.4 Öngerilme donatısı gevşeme kayıplarının hesaplanması .....	56
4.3.6.5 Toplam öngerilme kayıpları .....	56
4.3.7 Kesit gerilmelerin kontrolü .....	56
4.3.7.1 0.5L için kesit gerilme kontrolleri .....	57
4.3.7.2 0.4L için kesit gerilme kontrolleri .....	57
4.3.7.3 0.3L için kesit gerilme kontrolleri .....	58
4.3.7.4 0.2L için kesit gerilme kontrolleri .....	58
4.3.7.5 0.1L için kesit gerilme kontrolleri .....	58
4.3.7.6 H için kesit gerilme kontrolleri .....	59
4.3.7.7 0.0L için kesit gerilme kontrolleri .....	59
4.3.8 Taşıma kapasitesi kontrolü.....	59
4.3.8.1 0.5L için taşıma gücü kontrolü .....	60
4.3.8.2 Diğer kesitler için taşıma gücü kontrolleri .....	61
4.3.9 Düktilite kontrolleri.....	61
4.3.9.1 Minimum öngerilme donatısı kontrolü .....	61
4.3.9.2 Maksimum öngerilme donatısı kontrolü .....	62
4.3.10 Kesme hesabı .....	62
4.3.11 Sehım kontrolleri.....	63
4.3.11.1 Öngerilme uygulama anındaki sehım kontrolü .....	65
4.3.11.2 Servis yükleri anındaki sehım kontrolü .....	66
4.4 Altyapı Hesapları.....	66
4.4.1 Yük analizi .....	66
4.4.1.1 Zati yükler .....	66
4.4.1.2 Hareketli yükler .....	66

4.4.1.3 Dinamik yükler	69
4.4.2 Yükleme kombinasyonları .....	70
4.4.3 Matematik model.....	71
4.4.4 Modal analiz.....	72
4.4.5 Köprü kolonlarının tasarımı .....	75
4.4.5.1 Kesit tesirleri	76
4.4.5.2 Narinlik hesabı	76
4.4.5.3 Kolon eğilme donatısı hesabı	78
4.4.5.4 Kolon kesme donatısı hesabı	80
4.4.6 Köprü başlık kirişi tasarımı .....	81
4.4.6.1 Kesit tesirleri	81
4.4.6.2 Başlık kirişi eğilme donatısı hesabı	82
4.4.6.3 Başlık kirişi kesme donatısı hesabı	83
4.4.7 Köprü orta ayak temelinin tasarımı .....	84
4.4.7.1 Kesit tesirleri	84
4.4.7.2 Temel eğilme donatısı hesabı	84
4.4.7.3 Temel kesme donatısı hesabı	90
4.4.8 Köprü orta ayak kazıklarının tasarımı .....	90
4.4.8.1 Kesit tesirleri	91
4.4.8.2 Kazık eğilme donatısı hesabı	91
4.4.8.3 Kazık kesme donatısı hesabı	93
4.4.8.4 Köprü orta ayak kazıkları taşıma gücü hesabı	93
4.4.9 Köprü kenar ayaklarının tasarımı .....	96
4.4.9.1 Mononobe Okobe analizi ile zemin itkilerinin hesabı	97
4.4.9.2 Kenarayak perdesi kesit tesirleri	98
4.4.9.3 Kenarayak perdesi eğilme donatısı hesabı	99
4.4.9.4 Kenarayak perdesi kesme donatısı hesabı	104
4.4.10 Köprü kenar ayak temelinin tasarımı .....	105
4.4.10.1 Kenarayak temeli kesit tesirleri	105
4.4.10.2 Kenarayak temeli eğilme donatısı hesabı	105
4.4.10.3 Kenarayak temeli kesme donatısı hesabı	111
4.4.11 Köprü kenar ayak kazıklarının tasarımı .....	111
4.4.11.1 Kesit tesirleri	112
4.4.11.2 Kazık eğilme donatısı hesabı	112
4.4.11.3 Kazık kesme donatısı hesabı	114
<b>5. İKİ AÇIKLIKLI ÖNGERİLME KİRİŞLİ BETONARME KÖPRÜNÜN</b>	
<b>PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ.....</b>	<b>115</b>
5.1 Bilgisayar Modelinin Detayları .....	116
5.1.1 Çatlamış kesit özelliklerinin tanımlanması .....	116
5.1.2 Plastik mafsal özelliklerinin tanımlanması .....	117
5.1.2.1 Plastik mafsal boylarının belirlenmesi	117
5.1.2.2 Mafsal boylarının modele tanıtılması	117
5.2 Deprem Spektrumları .....	119
5.3 Performans Noktasının Belirlenmesi.....	120
5.4 Kapasite Eğrilerinin Belirlenmesi .....	123
5.5 Performansın değerlendirilmesi.....	126
<b>6. SONUÇLAR .....</b>	<b>127</b>
<b>KAYNAKLAR.....</b>	<b>129</b>
<b>EKLER.....</b>	<b>131</b>

## KISALTMALAR

<b>AASHTO</b>	: American Associations of State Highway and Transportation Officials
<b>DBYBHY</b>	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
<b>DDK</b>	: Deprem Davranış Kategorisi
<b>DLH</b>	: Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Havameydanları
<b>EDK</b>	: Enine Davranış Katsayısı
<b>EQM</b>	: Deprem Kuvveti
<b>KGM</b>	: Karayolları Genel Müdürlüğü
<b>LRFD</b>	: Load and Resistance Factor Design
<b>OS</b>	: Önem Sınıflandırması
<b>PCI</b>	: Prestressed Concrete Institute
<b>SAP 2000</b>	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
<b>TS-500</b>	: Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları
<b>TS-3233</b>	: Öngerilmeli Beton Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
<b>XTRACT</b>	: Cross-sectional X Structural Analysis of Components



## ÇİZELGE LİSTESİ

### Sayfa

Çizelge 2.1 : Çeşitli malzemelerin birim hacim ağırlıkları.....	3
Çizelge 2.2 : Yol genişliğine bağlı olarak trafik şeridi sayıları.....	4
Çizelge 2.3 : Trafik şeridine göre hareketli yük azaltma katsayıları.....	5
Çizelge 2.4 : K katsayıları.....	6
Çizelge 2.5 : İklim tipine bağlı olarak ısı değişimleri.....	8
Çizelge 2.6 : $\gamma$ ve $\beta$ katsayıları.....	9
Çizelge 2.7 : Köprü önem sınıflaması (OS).....	25
Çizelge 2.8 : Deprem davranış kategorisi (DDK).....	26
Çizelge 2.9 : Zemin etki katsayısı (S).....	26
Çizelge 2.10 : Zemin profil tipleri.....	26
Çizelge 2.11 : Hesap yönteminin seçimi.....	27
Çizelge 2.12 : Düzenli köprü şartları.....	27
Çizelge 2.13 : Taşıyıcı sistem davranış katsayıları (R).....	29
Çizelge 2.14 : Minimum oturma boyları.....	31
Çizelge 3.1 : Betonarme kesitler için birim şekildeğiştirme sınırları.....	42
Çizelge 3.2 : Mesnetler için şekildeğiştirme sınırları.....	44
Çizelge 4.1 : Prekast ve kompozit kirişlere ait geometrik özellikler.....	48
Çizelge 4.2 : Zati yüklerden meydana gelen kesit tesirleri.....	52
Çizelge 4.3 : Hareketli yüklerden meydana gelen kesit tesirleri.....	53
Çizelge 4.4 : Elastik kısılmadan kaynaklanan öngerilme kayıpları.....	55
Çizelge 4.5 : Sünmeden kaynaklanan öngerilme kayıpları.....	56
Çizelge 4.6 : Toplam öngerilme kayıpları.....	56
Çizelge 4.7 : Prekast ve kompozit kirişlere ait geometrik özellikler.....	57
Çizelge 4.8 : Gerilme kontrolleri için hesap verileri.....	57
Çizelge 4.9 : 0.5L için gerilme sonuçları.....	57
Çizelge 4.10 : 0.4L için gerilme sonuçları.....	58
Çizelge 4.11 : 0.3L için gerilme sonuçları.....	58
Çizelge 4.12 : 0.2L için gerilme sonuçları.....	58
Çizelge 4.13 : 0.1L için gerilme sonuçları.....	59
Çizelge 4.14 : H için gerilme sonuçları.....	59
Çizelge 4.15 : 0.0L için gerilme sonuçları.....	59
Çizelge 4.16 : Taşıma gücü sonuçları.....	61
Çizelge 4.17 : Minimum donatı sonuçları.....	62
Çizelge 4.18 : Üstyapıdan aktarılan hareketli yükler.....	67
Çizelge 4.19 : Üstyapıdan aktarılan yaya yükleri.....	68
Çizelge 4.20 : Rötire, sünme ve sıcaklık yükleri.....	68
Çizelge 4.21 : Rüzgar Yükleri.....	69
Çizelge 4.22 : Elastomer mesnet özellikleri.....	72
Çizelge 4.23 : Kütle katılım oranları.....	73
Çizelge 4.24 : Kolon kesit tesirleri.....	76
Çizelge 4.25 : Başlık kirişi kesit tesirleri.....	81
Çizelge 4.26 : Temel kesit tesirleri.....	84

<b>Çizelge 4.27</b> : Kazık kesit tesirleri.....	91
<b>Çizelge 4.28</b> : Kenar ayak perdesi kesit tesirleri .....	99
<b>Çizelge 4.29</b> : Kenar ayak temeli kesit tesirleri .....	105
<b>Çizelge 4.30</b> : Kazık kesit tesirleri.....	112
<b>Çizelge 5.1</b> : Çatlamış kesit atalet katsayıları .....	117
<b>Çizelge 5.2</b> : Plastik mafsal boyları .....	117
<b>Çizelge 5.3</b> : Plastik mafsal tanımlamasında kullanılan katsayılar.....	119
<b>Çizelge 5.4</b> : Tepe ve spektral yerdeğiştirmeler (boyuna yön).....	123
<b>Çizelge 5.5</b> : S2 depremi köprü boyuna yönü plastik mafsal dönme değerleri .....	124
<b>Çizelge 5.6</b> : Tepe ve spektral yerdeğiştirmeler (enine yön).....	125
<b>Çizelge 5.7</b> : S2 depremi köprü enine yönü plastik mafsal dönme değerleri .....	125



## ŞEKİL LİSTESİ

### Sayfa

Şekil 2.1 : Standart kamyon yükünün basit kiriş üzerinde elverişsiz yerleşimi .....	4
Şekil 2.2 : Eşdeğer şerit yükünün basit kiriş üzerinde elverişsiz yerleşimi.....	5
Şekil 3.1 : İki doğrulu moment-eğrilik diyagramı .....	38
Şekil 3.2 : Moment-plastik dönme diyagramı .....	39
Şekil 3.3 : Toplam eğrilik hedefinin elde edilmesi.....	41
Şekil 3.4 : Kolon aksenal kuvvetinin kesme kuvveti kapasitesine katkısı .....	44
Şekil 4.1 : Köprü genel yerleşim planı .....	45
Şekil 4.2 : Köprü boykesiti .....	46
Şekil 4.3 : Köprü en kesiti .....	46
Şekil 4.4 : Prekast ve kompozit kiriş kesitleri .....	48
Şekil 4.5 : Hesapta kullanılan standart kamyon yükünün kiriş üzerinde (a) eğilme etkisi için (b) kesme etkisi için elverişsiz yerleşimi.....	50
Şekil 4.6 : Hesapta kullanılan eşdeğer şerit yüklemesinin kiriş üzerinde (a) eğilme etkisi için (b) kesme etkisi için elverişsiz yerleşimi.....	50
Şekil 4.7 : Açıklık ortasındaki öngerilme kablo düzeni .....	54
Şekil 4.8 : Altyapı hesabında kullanılan standart kamyon yüklemesi .....	66
Şekil 4.9 : Altyapı hesabında kullanılan şerit yüklemesi.....	67
Şekil 4.10 : Tasarım spektrum eğrisi .....	70
Şekil 4.11 : Ortaayak için matematik model detayı.....	71
Şekil 4.12 : Matematik model.....	74
Şekil 4.13 : Mod1- $T_1 = 0.78$ sn .....	74
Şekil 4.14 : Mod2- $T_2 = 0.70$ sn .....	75
Şekil 4.15 : Mod3- $T_3 = 0.52$ sn .....	75
Şekil 4.16 : 1 Aksı normal kuvvet altında etkileşim diyagramı .....	79
Şekil 4.17 : Enine yönde depremlili durum M-N etkileşim diyagramı.....	79
Şekil 4.18 : Boyuna yönde depremlili durum M-N etkileşim diyagramı .....	80
Şekil 4.19 : Başlık kirişi şematik donatı yerleşimi .....	82
Şekil 4.20 : Üst donatı için moment eğrilik diyagramı.....	82
Şekil 4.21 : Alt donatı için moment eğrilik diyagramı .....	83
Şekil 4.22 : 1 Aksı kazıkları normal kuvvet altında etkileşim diyagramı .....	92
Şekil 4.23 : Orta ayak kazıkları M-N etkileşim diyagramı.....	92
Şekil 4.24 : Orta ayak kazıkları zemin profili.....	94
Şekil 4.25 : Kenar ayak matematik modeli.....	97
Şekil 4.26 : Kenar ayak üzerine etkileyen zemin itkileri.....	98
Şekil 4.27 : Kenar ayak kazıkları normal kuvvet altında etkileşim diyagramı.....	113
Şekil 4.28 : Kenar ayak kazıkları M-N etkileşim diyagramı .....	113
Şekil 5.1 : DLH yönetmeliği deprem tasarım spektrumu .....	115
Şekil 5.2 : İdealize edilmiş moment-eğrilik ilişkisi .....	118
Şekil 5.3 : İdealize edilmiş plastik bölge moment-eğrilik ilişkisi .....	118
Şekil 5.4 : Plastik mafsal yerleşimi.....	119

<b>Şekil 5.5</b> : S2 depremi düzeyi spektral ivme periyot grafiği .....	120
<b>Şekil 5.6</b> : S2 depremi düzeyi spektral ivme sprektal deplasman grafiği .....	120
<b>Şekil 5.7</b> : Örnek kapasite talep spektrumu kesişimi .....	122
<b>Şekil 5.8</b> : S2 depremi köprü boyuna doğrultuda talep-davranış spektrumu.....	123
<b>Şekil 5.9</b> : S2 depremi köprü enine doğrultuda talep-davranış spektrumu .....	125

## SEMBOL LİSTESİ

- $A$  : İvme katsayısı  
 $a$  : Dikdörtgen kesitler için eşdeğer basınç bloğu derinliği  
 $A_g$  : Prefabrik kesit alanı  
 $A_s^*$  : Öngerilme donatısı alanı  
 $A_{sf}$  : Flanşlı kesitin basınç dayanımını sağlamak için flanşına konulan donatı alanı  
 $A_{sr}$  : Flanşlı kesitin basınç dayanımını sağlamak için gövdesine konulan donatı alanı  
 $A_{st}$  : Kesitteki toplam donatı alanı  
 $A_v$  : Kesme donatısı alanı  
 $B$  : Suyun kaldırma kuvveti  
 $b$  : Flanşlı elemanın flanş genişliği yada dikdörtgen elemanın kesit genişliği  
 $b'$  : Flanşlı elemanın gövde genişliği  
 $C$  : Merkezkaç kuvveti  
 $C_m$  : Spektral ivme katsayısı  
 $C_s$  : Elastik deprem tepki katsayısı  
 $CR_c$  : Betondaki sünmeden kaynaklanan kayıpları  
 $CR_s$  : Öngerilme donatısının gevşemesinden kaynaklanan kayıpları  
 $D$  : Kurb açısını  
 $DL$  : Zati yükleri  
 $d$  : En uçtaki basınç bölgesinden öngerme kuvvetinin ağırlık merkezine olan mesafe  
 $d_b$  : Donatı çapı  
 $d_t$  : En uçtaki basınç bölgesinden çekme donatısı ağırlık merkezine olan mesafe  
 $e$  : Prefabrik kesitte öngerilme donatısının kesitin ağırlık merkezine olan mesafesi  
 $E_{ci}$  : Betonun aktarma anındaki elastisite modülü  
 $E_s$  : Öngerilme çeliğinin elastisite modülü  
 $EI_1$  : Çatlamamış kesit eğilme rijitliği  
 $EI_2$  : Çatlamış kesit eğilme rijitliği  
 $ES$  : Betonun elastik kısalmasından kaynaklanan kayıplarını  
 $f_c'$  : 28 günlük beton basınç dayanımı  
 $f_{cds}$  : Öngerilme kuvveti uygulandığı andaki diğer zati yüklerden dolayı öngerilme donatılarının ağırlık merkezinde oluşan beton gerilmesi  
 $f_{cir}$  : Aktarma anından hemen sonra zati yük ve öngerilme kuvvetinden dolayı öngerilme donatılarının ağırlık merkezinde meydana gelen beton gerilmesi  
 $f_d$  : Sabit yükler nedeniyle kesit alt ucunda oluşan çekme gerilmesini göstermektedir  
 $f_{pe}$  : Kompozit kesit ağırlık merkezinde tüm kayıplardan sonra dış yükler nedeniyle oluşan beton basınç gerilmesini  
 $f_r$  : Beton kopma modülü  
 $f_s'$  : Öngerilme çeliğinin karakteristik kopma dayanımı  
 $f_{su}$  : Donatı çeliğinin kopma dayanımı  
 $f_{su}^*$  : Nihai yükte öngerilmeli donatıdaki ortalama gerilme  
 $f_{sy}$  : Betonarme çeliği karakteristik akma dayanımı  
 $f_y^*$  : Öngermeli çeliğin akma gerilmesi  
 $f_{yw}$  : Enine donatının akma dayanımı

$g_1$  : Kiriş zati ağırlığı  
 $g_2$  : Döşeme zati ağırlığı  
 $g_3$  : Döşeme üzerindeki diğer zati yükleri  
 $H$  : Konsol ayak boyunu  
 $I$  : Dinamik etki katsayısı  
 $L_u$  : Basınç elemanının uzunluğu  
 $L$  : Boylama kirişlerin hesap boyunu  
 $L_p$  : Plastik mafsal boyu  
 $N_L$  : Trafik şerit sayısı  
 $M_b$  : Dengeli moment dayanımı  
 $M_{cr}^*$  : Kesitin çatlama momenti  
 $M_{g1}$  : Kirişin zati ağırlığından dolayı kesitte oluşan moment  
 $M_{g2}$  : Döşeme ağırlığından kaynaklanan moment  
 $M_{g3}$  : İlave ağırlıklarından kaynaklanan moment  
 $M_h$  : Hareketli yükten kaynaklanan moment  
 $M_n$  : Kesitin moment dayanımı  
 $M_y$  : Kesitteki eşdeğer akma momenti (plastik momenti)  
 $P$  : Öngerilme kuvveti  
 $P_a$  : Statik aktif basınç kuvveti  
 $P_b$  : Dikdörtgen kesit için dengeli yük dayanımı  
 $P_c$  : Kritik burkulma yükü  
 $P_e$  : Euler burkulma yükü  
 $P_u$  : Faktörlü aksenal kuvvet  
 $R$  : Taşıyıcı sistem düzeltme katsayısı  
 $r$  : atalet yarıçapı  
 $RH$  : Yıllık ortalama bağıl nem oranı  
 $S$  : Boylama kirişlerin aks ara mesafesini-Zemin etki katsayısı  
 $SF$  : Akıntı yükü  
 $SH$  : Betondaki büzülmeden dolayı oluşan kayıplarını  
 $T$  : Periyot  
 $t$  : Ortalama flanş kalınlığı  
 $V_{avg}$  : Ortalama su akış hızı  
 $V_c$  : Betonun kesme dayanımı  
 $V_d$  : Zati yüklerden ve katsayısız olarak oluşan kesme kuvvetini göstermektedir  
 $V_p$  : Öngerilme kuvvetinin düşey bileşeni  
 $V_s$  : Çeliğin kesme dayanımı  
 $V_u$  : Tasarım kesme kuvveti  
 $Y_t$  : Kompozit kesit ağırlık merkezinin kesit alt ucuna olan mesafesini  
 $W$  : Prefabrik kesitin mukavemet momenti-Köprü genişliği  
 $W_{cb}$  : Kompozit kesit mukavemet momenti  
 $W_{ct}$  : Kompozit kesit mukavemet momenti  
 $\alpha$  : Minimum kayıp oranı  
 $\beta$  : Maksimum kayıp oranı  
 $\beta_1$  : Beton dayanımı için tanımlanmış katsayı  
 $\beta_d$  : Maksimum zati yük momentinin, maksimum toplam yük momentine oranı  
 $\Delta_m$  : Mesnedin üstü ve altı arasındaki yerdeğiştirme farkı  
 $\varepsilon_{cg}$  : Sargılı bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi  
 $\varepsilon_s$  : Donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi  
 $\varepsilon_c$  : Beton basınç birim şekildeğiştirmesi  
 $\varepsilon_{cu}$  : Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi

$\epsilon_{sy}$ : Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesi  
 $\epsilon_{su}$ : Donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirmesi  
 $\Phi$ : Taşıma gücü azaltma katsayısı  
 $\Phi_y$ : Eşdeğer akma eğriliği  
 $\Phi_p$ : Plastik eğrilik  
 $\Phi_t$ : Toplam eğrilik  
 $\gamma_m$ : Mesnedin kayma şekildeğiştirmesi açısı  
 $\gamma^*$ : Öngerilme çeliğinin türüne bağlı katsayı  
 $\rho^*$ : Öngerilmeli donatı oranı  
 $\sigma_b$ : Kesitin alt lifinde oluşan gerilme  
 $\sigma_t$ : Kesitin üst lifinde oluşan gerilme



## **ÖNGERİLME KİRİŞLİ BİR KÖPRÜ TASARIMI ve PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ**

### **ÖZET**

Dünyada ve ülkemizde yer hareketlerinden meydana gelen hasarların neden olduğu ekonomik kayıplar tasarımcıları yeni arayışlara yöneltmiştir. Bugüne kadar tercih edilen kuvvete dayalı tasarımın yerini yavaş yavaş şekil değiştirme bazlı tasarım almaya başlamıştır. Ülkemizde karayolu yapılarının tasarımı için herhangi bir yönetmelik bulunmamaktadır. Bu nedenle bu çalışmada kuvvet bazlı tasarım için AASHTO–2002, performans bazlı tasarım için ise CALTRANS–2001 yönetmelikleri kullanılmıştır.

Çalışmanın birinci bölümünde, konu hakkında genel bilgiler verilmeye çalışılmıştır.

İkinci bölümde, kuvvet bazlı tasarım için kullanılan AASHTO–2002 yönetmeliğinin ilgili maddeleri incelenmiştir.

Üçüncü bölümde, performans bazlı tasarımın genel ilkeleri anlatılmıştır.

Dördüncü bölümde, örnek bir köprünün AASHTO–2002 yönetmeliğine göre tasarımı SAP 2000 ve XTRACT programları kullanılarak yapılmıştır.

Beşinci bölümde, köprünün taşıyıcı sistemi CALTRANS Seismic Design Criteria kullanılarak doğusal olmayan analiz yapılmıştır. Kolonların moment-eğrilik diyagramlarını elde edebilmek için XTRACT programından yararlanılmıştır. Yapı analizinde SAP2000 kullanarak kolonlarda oluşan plastik dönmeler elde edilmiş, oluşan plastik dönmelere bağlı olarak köprünün performans seviyesi belirlenmeye çalışılmıştır. Analiz sonucunda malzeme şekil değiştirmeleri S1 ve S2 deprem seviyesinde istenen sınırları aşp aşmadığı araştırılmıştır.

Altıncı ve son bölümde ise elde edilen sonuçlar anlatılmış ve yorumlanmıştır.





# **STRUCTURAL DESIGN of BRIDGE WITH PRESTRESSED GIRDER and SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT**

## **SUMMARY**

Economic losses caused by damages resulted from the ground motions in the world and in our country seek the designers to new searches. Strain-based design gradually began to take the place of force-based design which preferred until now. For the design of highway structures in our country does not have any regulations. Therefore, in this study, for the force-based design the AASHTO 2002, for the performance-based design the CALTRANS-2001 regulations are used.

The first part of the study, subjects were attempting to give an overview.

In the second part, the relevant articles of the AASHTO-2002 regulations used for the force-based design were investigated.

In the third section, the general principles of performance-based design is described.

In the fourth chapter, design of a sample bridge according to the 2002 regulations, has been carried out using SAP 2000 and XTRACT programs.

In the fifth section, the structural system of the bridge is solved with nonlinear analysis using CALTRANS Seismic Design Criteria. To obtain the moment-curvature diagrams of the columns XTRACT program has been exploited. Using the SAP2000 in structural analysis plastic rotations in the columns are obtained. Depending on the plastic rotation the level of performance of the bridge was to determine. At the end of the analysis strain of material was investigated whether it does exceed the requested limits at the level of earthquake S2 or not.

The sixth and last section describes the results and interpretations are made.



## 1. GİRİŞ

Karayolu yapılarını boyutlandırmak için dünyada çeşitli yönetmelikler kullanılmaktadır. 2007 yılında yürürlüğe giren AASHTO-LRFD, 2002 yılında yayınlanan AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges, 2001 yılında güncellenen CALTRANS Seismic Design Criteria 2001, 1998 yılında yayınlanan EUROCODE-8 Design Provisions for Earthquake Resistance of Structure Part 2-Bridge ve Japan Road Association Specifications for Highway Bridges bunların en yaygın olarak kullanılanlarıdır. Karayolları Genel Müdürlüğü ise karayolu yapıları için şartname olarak AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges 2002'yi kullanmaktadır. En son KGM tarafından çıkarılan Yol Boyu Mühendislik Yapıları için Deprem Yönetmeliği ve DLH tarafından yayınlanan Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Havameydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği yukarıda yazılan yönetmeliklerin adeta bir çevirisi gibidir.

Hesaplarda sonlu elemanlar ile çözüm yapan SAP 2000 genel yapısal analiz programı, kesitlerin M-N etkileşim diyagramları ve moment-eğrilik diyagramlarını elde etmek için XTRACT programı kullanılmıştır. İncelenen köprünün çözüm aşamaları çizelge ve şekiller ile detaylı şekilde anlatılmaya çalışılmıştır.

Köprünün performansının değerlendirilmesi aşamasında 2007 yılında DLH tarafından yayınlanan Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları Hava Meydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliğinde verilen deprem tasarım spektrumları (50 yılda aşılma olasılığı %50, %10 ve %2 olan) kullanılmıştır.

Projelendirilecek köprünün genişliği 18m.'si taşıt yolu olmak üzere toplam 22.5m.'dir. Köprü tabliyesi bitişik düzende yerleştirilen 120cm'lik 23 adet prefabrik I kiriş, 25cm. betonarme döşeme ve 6cm.'lik asfaltdan meydana gelmiştir. Köprü iki açıklıklı olup toplam boyu 65.16m'dir. Köprü üstyapısı 4 adet 1.00x2.00m'lik eliptik orta ayak, Ø100'lük kazıklar ve 1.75m yüksekliğinde kazık başlığı tarafından taşınacaktır.



## 2. YÖNETMELİĞİN İRDELENMESİ VE TASARIM ESASLARI

Bu bölümde çalışma kapsamında seçilen yönetmelik koşulları ve seçilen köprüye ait tasarım esasları açıklanacaktır. Ülkemizde köprü tasarımına ait kapsamlı bir yönetmelik bulunmamaktadır. Bu nedenle ülkemizde karayolları köprülerinin tasarımında , “American Association of State Highway and Transportation Officials” tarafından yayınlanmış, “Standard Specifications for Highway Bridges” adlı yönetmelik yaygın olarak kullanılmaktadır.

### 2.1 Yükler

Yapıya etkiyen yükler hareketli yükler ve zati yükler olmak üzere iki sınıfta toplanabilir. Yapı taşıyıcı sistemini oluşturan elemanların öz ağırlıkları ile yapının amacına yönelik kullanılan elemanların öz ağırlıkları zati yükler sınıfında değerlendirilebilir. Yapıya dışardan etkiyen yükler, rüzgar yükü, kar yükü, su akıntısının etkisi, buz etkisi, zemin itkisi, sıcaklık değişiminin etkisi, rötre ve sünme etkisi, taşıt yükleri, yaya yükleri, deprem yükleri, hareketli yükler sınıfına dahil edilebilir.

#### 2.1.1 Zati yükler

Yapının taşıyıcı sistemini oluşturan elemanların öz ağırlıkları ile üstyapıyı oluşturan, asfalt, korkuluk, bariyer, tesisat boruları, kablolar ve diğer bileşenlerin kendi ağırlıkları zati yük olarak değerlendirilir. AASHTO 3.3.6’ da verilen bazı malzemelere ait birim hacim ağırlıkları Çizelge2.1’ de verilmiştir.

**Çizelge 2.1 : Çeşitli malzemelerin birim hacim ağırlıkları**

Malzeme	Birim Hacim Ağırlığı (kN/m <sup>3</sup> )
Çelik veya dökme çelik	78.50
Beton (donatılı veya donatısız)	24.00
Sıkıştırılmış kum, toprak, çakıl veya balast	19.20
Gevşek kum, toprak ve çakıl	16.00
Demiryolu rayları ve korkuluklar	32.00
Taş duvar	27.20
1cm. kalınlıkta asfalt tabaka	0.20

## 2.1.2 Hareketli yükler

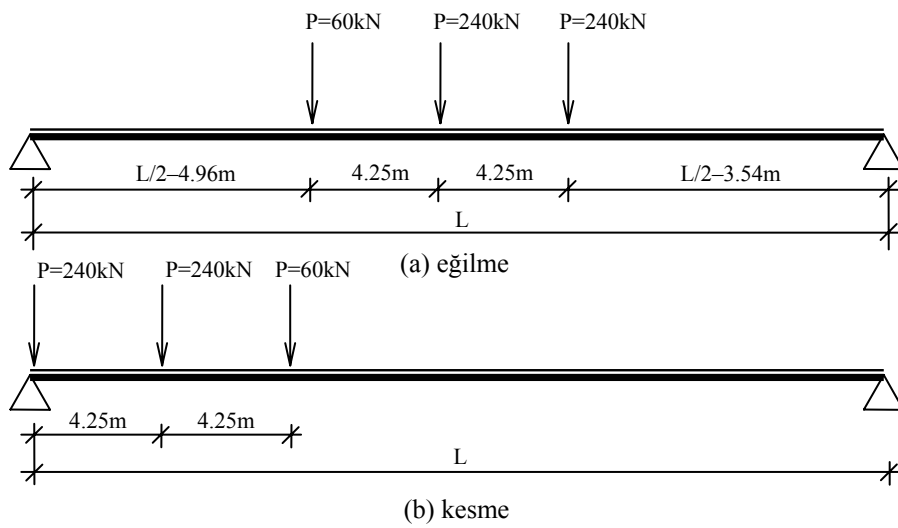
Hareketli yükler, yapının üzerinden geçen standart kamyonlardan veya standart kamyon katarına eşdeğer şerit yüklerinden meydana gelmektedir. Çizelge 2.2’de çeşitli yükleme sınıflarına göre standart kamyon ve şerit yüklemesi için dikkate alınması gereken yük değerleri verilmiştir. Bu çizelgede, yük sınıfını belirten sembollerden H iki dingilli bir kamyon, S ise ona bağlı bir yarım treylere karşı gelmektedir. H harfinden sonra gelen rakam kamyonun iki dingilinden akrarılan W ağırlığını, S harfinden sonra gelen rakam ise yarım treylerin tek dingilinden intikal eden ağırlığı göstermektedir.

Standart kamyon yükü veya şerit yükleri 3.00m’lik bir genişliği kapladığı kabul edilir. Yol genişliğine bağlı olarak kullanılacak trafik şeritlerinin adeti Çizelge 2.2’de verilmiştir.

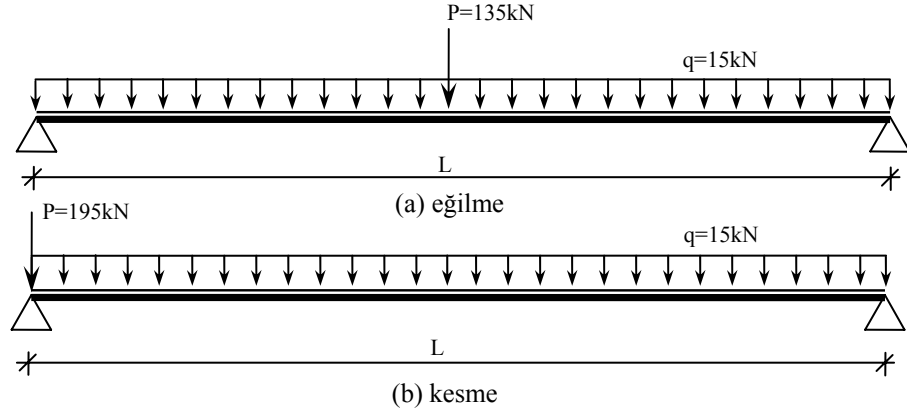
**Çizelge 2.2 : Yol genişliğine bağlı olarak trafik şeridi sayıları**

Malzeme	Birim Hacim Ağırlığı (kN/m <sup>3</sup> )
Çelik veya dökme çelik	78.50
Beton (donatılı veya donatısız)	24.00
Sıkıştırılmış kum, toprak, çakıl veya balast	19.20

Şekil 2.1’de H<sub>30</sub>-S<sub>24</sub> standart kamyon yükünün ve Şekil 2.2’de H<sub>30</sub>-S<sub>24</sub> şerit yüklemesinin basit mesnetli kiriş üzerinde maksimum moment ve maksimum kesme kuvveti değerlerini verecek şekilde yerleştirilmiş hali gösterilmektedir.



**Şekil 2.1 : Standart kamyon yükünün basit kiriş üzerinde elverişsiz yerleşimi**



**Şekil 2.2** : Eşdeğer şerit yükünün basit kiriş üzerinde elverişsiz yerleşimi

Yapı boyutlandırılırken, hareketli yük etkisi, Şekil 2.1 ve Şekil 2.2 de verilen yüklemelerden elde edilen en büyük değerler, kesitte meydana gelen iç tesir olarak kabul edilecektir.

### 2.1.2.1 Hareketli yüklerin azaltılması

AASHTO 3.12'ye göre maksimum etkiler, birçok trafik şeridinin aynı anda yüklenmesi ile elde edildiği hallerde, tam yük ihtimalinin çok zayıf olduğu göz önünde bulundurularak, hareketli yükten doğan etkiler Çizelge 2.3 'de verildiği şekilde azaltılabilir.

**Çizelge 2.3** : Trafik şeridine göre hareketli yük azaltma katsayıları

Trafik Şeridi Sayısı	Azaltma Katsayıları
Bir veya iki şerit için	%100
Üç şerit için	%90
Dört veya daha fazla şerit için	%75

### 2.1.2.2 Hareketli yüklerin kirişlere dağılımı

Boylama kirişlerin hesabında hareketli yüklerin boyuna yönde dağılmadığı kabul edilecektir. Her bir iç ve dış boylama kirişine hareketli yüklerin eşit olarak dağıldığı kabul edilerek, her bir boylama kirişin payına düşen hareketli yük miktarı, AASHTO 3.23.4.3' de

$$\text{Enine dağılım katsayısı} = \frac{S}{D} \quad (2.1)$$

bağıntısı ile verilmiştir. Bu ifade de S boylama kirişlerin aks ara mesafesini, D ise bitişik düzende yerleştirilen I tipi kirişlerde AASHTO 3.23.4.3' de mm cinsinden

$$D = (1750 - 152N_L) + 213N_L(1 - 0.2C)^2 \quad (2.2)$$

bağıntısı ile verilmiştir. Burada  $N_L$  trafik şeridi sayısını göstermektedir. C ise AASHTO 3.23.4.3’de aşağıdaki bağıntı ile ifade edilmiştir.

$$C = K(W/L) \quad , W/L < 1$$

$$C = K \quad , W/L \geq 1 \quad (2.3)$$

Bu bağıntıda W köprü toplam genişliğini, L köprü boylama kirişlerinin hesap boyunu, K ise köprü ve kiriş tipine bağlı olarak AASHTO 3.23.4.3’e göre Çizelge 2.4’ de verilmiştir.

**Çizelge 2.4 : K katsayıları**

Köprü Tipi	Kiriş Tipi	K
Bitişik düzen kirişli	Boşluksuz dikdörtgen kirişler	0.7
	Dairesel boşluklu dikdörtgen kirişler	0.8
	Kutu kesit kirişler	1.0
	U veya tek yada çok kollu T kirişler	2.2

### 2.1.2.3 Dinamik etki

Köprüden geçen taşıtların dinamik etkisini hesaba katmak amacı ile, standart kamyon veya şerit yüklerinden elde edilen gerilmeler, dinamik etki katsayısı ile çarpılırlar. AASHTO 3.8.2.1’de dinamik etki katsayısı aşağıdaki bağıntı ile hesaplanması önerilmiştir.

$$I = 1 + \frac{15}{L + 37} \quad (2.4)$$

Burada hesaplanan dinamik etki katsayısı I, 1.30’a eşit ya da küçük olmalıdır.

### 2.1.3 Yaya yükleri

Yaya köprülerinde, hareketli yük olarak, 4.00 kN/m<sup>2</sup> düzgün yayılı yük alınmalıdır. Taşıt köprülerinin yaya kaldırımlarında, hareketli yük olarak 3.00 kN/m<sup>2</sup> düzgün yayılı bir yük alınmalı ve yapının yalnız bir tarafındaki yaya kaldırımının yüklü olması hali de incelenmelidir. Genişliği 0.60 m. veya daha az olan emniyet bordürü ve bordürlerinde yaya yükü alınmaz. Şehir içinde veya insan kalabalığının fazla olduğu yerlerde, gerekiyorsa yaya yükü artırılabilir.



Köprülerin korkuluklarının üst küpeştesine 1.50 kN/m düşey bir yük ile birlikte 2.25 kN/m yatay bir yükün etkidiği kabul edilmelidir.

#### **2.1.4 Boyuna kuvvetler**

AASHTO 3.9' a göre köprü üzerindeki tüm şeritlerin aynı yönde hareket ettiği düşünülerek, hareketli yükün %5' i yatay olarak, yol yüzeyinden 1.80 m. yükseklikte köprüye etkitilmelidir.

#### **2.1.5 Merkezkaç kuvveti**

AASHTO 3.10'a göre kurbda bulunan köprülerde, hareketli yükün geçişinden ileri gelen merkezkaç kuvvetin etkisi göz önünde bulundurulmalıdır. Bu kuvvet,

$$C = 0.00117S^2 D = \frac{0.79S^2}{R} \quad (2.5)$$

formülü ile hesaplanabilir. Bu ifadede C hareketli yükün yüzdesi olarak merkezkaç kuvvetini, S m/saat olarak proje hızını, D kurb açısını, R ise m olarak kurb yarıçapını göstermektedir. Merkezkaç kuvveti yol yüzeyinden 1.80m yükseklikte uygulanır.

#### **2.1.6 Rüzgar yükleri**

AASHTO 3.15'e göre rüzgar yükünün yatay ve köprü eksenine dik doğrultuda ve sabit şiddetle etkidiği kabul edilir. Rüzgarın etkidiği alan hesaplanırken köprü döşeme sistemi ve korkulukları da dikkate alınmalıdır. Rüzgar hızının 160 km/saat olduğu kabul edilir.

##### **2.1.6.1 Üst yapıya etkiyen rüzgar yükleri**

Köprü üst yapısına etkiyen rüzgar yükü, köprü üzerinde trafik olup olmasına göre iki farklı durumda incelenir. Köprünün boş olduğu durumda, AASHTO 3.15.1'e göre, kirişli köprülerde 2.44 kN/m<sup>2</sup>, köprünün dolu olduğu durumda ise boş durum için hesaplanan kuvvetin %70'i alınmalı ve buna ilaveten araç için 1.50 kN/m' lik kuvvet 1.80m yükseklikten etkitilerek hesaplanmalıdır.

##### **2.1.6.2 Alt yapıya etkiyen rüzgar yükleri**

AASHTO 3.15.2.2'ye 160 km/saat hızında esen rüzgar için, alt yapıya etkiyen rüzgar yükü 1.95 kN/m<sup>2</sup> dir.

### 2.1.7 Sıcaklık etkileri

Sıcaklık etkileri sonucu ortaya çıkan gerilme ve deformasyonlar hesaplarda dikkate alınmalıdır. Sıcaklığın yükselme ve azalma miktarları, yapım sırasında kabul edilen bir sıcaklık derecesine bağlı olarak ve yapının bulunduğu bölgeye göre saptanacaktır. Isı değişim alanı genellikle AASHTO 3.16' ya göre beton yapılarda Çizelge 2.5'de gösterildiği gibi alınmalıdır.

**Çizelge 2.5 : İklim tipine bağlı olarak ısı değişimleri**

İklim Tipi	Sıcaklık Yükselmesi	Sıcaklık Azalması
Ilman iklim	-1.1 °C	4.4 °C
Soğuk iklim	1.7 °C	7.2 °C

### 2.1.8 Su akıntısının etkisi

Su akıntısından dolayı orta ayaklara gelen itki, AASHTO 3.18.1.1'e göre

$$P_{avg} = K(V_{avg})^2 \quad (2.6)$$

ifadesiyle hesaplanır. Burada K orta ayağın şekline bağlı olup, dikdörtgen kesitli ayaklar için 1.4, dairesel kesitli ayaklar için 0.7, diğer kesitler için 0.5 alınan bir sabittir.  $V_{avg}$  ise ortalama su akış hızını göstermektedir.

## 2.2 Yükleme Kombinasyonları

AASHTO 3.22.1'e göre karayolu köprülerinin maruz kalabileceği yük ve kombinasyonları aşağıdaki ifade ile tanımlanır. Yapının her bileşeni bu kuvvetlerin özel bölge ve tiplere uygulanabilecek kombinasyonlara dayanacak şekilde boyutlandırılmalıdır

$$Grup(N) = \gamma[\beta_D D + \beta_L(L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R(R + S + T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE] \quad (2.7)$$

AASHTO 3.22.1'deki hükümleri ifadede yerine konulursa aşağıdaki çizelge elde edilir.

**Çizelge 2.6 :  $\gamma$  ve  $\beta$  katsayıları**

Kol. No	1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
GRUP	$\gamma$	$\beta$ Faktörü													%	
		D	(L+I) <sub>n</sub>	(L+I) <sub>p</sub>	CF	E	B	SF	W	WL	LF	RST	EQ	ICE		
Emniyet Gerilmesi Yöntemi	I	1.00	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.00	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.00	1	0	1	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	2	1.00	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	3	1.00	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	4	1.00	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	5	1.00	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	6	1.00	1	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	7	1.00	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	8	1.00	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
9	1.00	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150	
10	1.00	1	1	0	0	$\beta_E$	0	0	0	0	0	0	0	0	100	
Taşıma Gücü Yöntemi	I	1.30	$\beta_D$	1.67	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	
	IA	1.30	$\beta_D$	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.30	$\beta_D$	0	1	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	
	2	1.30	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	0	0	0	
	3	1.30	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	4	1.30	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	1	0	0	
	5	1.25	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	1	0	0	
	6	1.25	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0.3	1	1	1	1	0	
	7	1.30	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	0	
	8	1.30	$\beta_D$	1	0	1	$\beta_E$	1	1	0	0	0	0	0	1	
9	1.20	$\beta_D$	0	0	0	$\beta_E$	1	1	1	0	0	0	0	1		
10	1.30	1	1.67	0	0	$\beta_E$	0	0	0	0	0	0	0	0		

Uygulanmaz

(L+I)<sub>n</sub>: Dinamik etkili hareketli yük durumunda AASHTO standardına göre H veya HS yüklemelerinde  
(L+I)<sub>p</sub>: Dinamik etkili aşırı hareketli yük durumu bölgenin şartlarına göre tespit edilir

Yukarıdaki çizelgede çeşitli yapı türleri için  $\beta_D$  ve  $\beta_E$  katsayıları aşağıda verilen değerleri almaktadır.

$\beta_D$ : 1.00 Eğilme ve çekme tahkiki yapılan elemanlarda

$\beta_D$ : 1.00 Maksimum aksenal kolon yükü ve minimum moment durumunda

$\beta_D$ : 0.75 Minimum aksenal yük ve maksimum moment veya maksimum dışmerkezlilik durumunda

$\beta_E$ : 1.00 Düşey ve yatay yüklere maruz bütün yapı elemanlarında

$\beta_E$ : 1.00 Düşey toprak basıncı durumunda

$\beta_E$ : 0.50 Yatay basınç etkisi durumunda pozitif momentin kontrol edildiği çubuk elemanlarda

$\beta_E$ : 1.15 Rijit menfezler harici rijit çubuk elemanlarda

$\beta_E$ : 1.30 Yatay etkiye maruz istinat duvarlarında

$\beta_E$ : 1.00 Elastik menfezlerde

$\beta_E$ : 1.50 Rijit menfezlerde

### **2.3 Köprü Üstyapısının Tasarım Esasları**

Köprü üstyapısı, çalışma konusu olan köprü için önerilmeli kirişlerden ve döşemeden oluşmaktadır. Önerilmeli kirişlerin hesap ve tasarım esasları için ülkemizde mevcut olan TS 3233 (1979) ve AASHTO (2002) yönetmelikleri kullanılmaktadır. Önerilmeli kirişlere sahip köprü üstyapısının hesabı birkaç adımı içermektedir.

Önerilmeli elemanlarda oluşan gerilmeler, önerilme anından başlamak üzere tüm kullanım süresi içerisinde etkisi altında kalabileceği bütün elverişsiz durumlarda emniyet sınırları içerisinde kalacak, çatlak ve deformasyon yönünden kullanılabilir olacak ve taşıma güçleri de kırılmaya karşı yeterli emniyeti sağlayacak biçimde projelendirilmesi gerekmektedir. Tasarımda, elemanların yüksekliği boyunca şekil değiştirmenin doğrusal olduğu, kesit çatlama öncesi gerilmenin şekil değiştirmeye lineer orantılı olduğu, kesit çatladıktan sonra betondaki çekme gerilmelerinin ihmal edildiği kabulleri yapılacaktır (AASHTO, 2002)

### 2.3.1 Kiriş enkesit özelliklerinin belirlenmesi

Öngerilmeli beton kirişlerin boyutlandırılması için birçok aşamada kiriş mukavemet momenti, atalet momenti, enkesit alanı, öngerilme donatısı dışmerkezliği gibi bazı kesit özelliklerinin önceden hesaplanması gerekmektedir. Bu çalışmada dikkate alınan köprü üstyapısının ana elemanları, öngerilmeli beton kirişler ve tabliye dir. Yükleme aşamalarına göre bu yükleri öngerilmeli kiriş bazen tek başına bazen de tabliye ile birlikte taşımaktadır. Öngerilmeli kirişin tek başına çalıştığı kesite bundan böyle prefabrike kesit, tabliye betonu ile birlikte çalıştığı kesite ise kompozit kesit olarak adlandırılacaktır. Dolayısıyla kirişlerin boyutlandırılmasına geçilmeden önce prefabrike kesit ve kompozit kesit özelliklerinin ayrı ayrı hesaplanması gerekmektedir.

### 2.3.2 Kirişte oluşan kesit tesirlerinin hesaplanması

İncelenen köprüde öngerilmeli kirişlerin basit mesnet olarak çalıştığı kabul edilmiştir. Buna göre köprü üstyapısına etkiyen tabliye ağırlığı, kaplama ve korkuluk ağırlıkları, kiriş zati ağırlığı düzgün yayılı yük olarak etkilmiştir, hareketli yükler ise Şekil 2.1 ve Şekil 2.2’de gösterildiği gibi etkilmiş ve kesit tesirleri hesaplanmıştır.

### 2.3.3 Kirişte yapılacak gerilme kontrolleri

Öngerilmeli kirişlerin gerilme kontrolleri kirişin yüklenme aşamalarına göre dört aşamada kontrol edilecektir. Dört aşamada da kesitin alt ve üst lifinde oluşacak gerilmeler aşağıda detaylı bir şekilde gösterilmiştir.

- ❖ 1. Kontrol: Birinci aşama öngerilme kuvvetinin verildiği andır. Bu durumda sadece kiriş zati ağırlığı ve öngerilme kuvveti mevcuttur. Öngerilme kayıplarının minimum ve maksimum olması durumlarına göre prefabrike kesitin alt ve üst lifinde oluşacak gerilmeler sırasıyla aşağıda verilmiştir.

$$\sigma_b = \frac{\alpha \cdot P}{A} + \frac{\alpha \cdot P \cdot e}{W_b} - \frac{M_{g1}}{W_b} \quad , \quad \sigma_b = \frac{\beta \cdot P}{A} + \frac{\beta \cdot P \cdot e}{W_b} - \frac{M_{g1}}{W_b} \quad (2.8)$$

$$\sigma_t = \frac{\alpha \cdot P}{A} - \frac{\alpha \cdot P \cdot e}{W_t} + \frac{M_{g1}}{W_t} \quad , \quad \sigma_t = \frac{\beta \cdot P}{A} - \frac{\beta \cdot P \cdot e}{W_b} + \frac{M_{g1}}{W_b} \quad (2.9)$$

Bu bağıntıda  $\sigma_b$  kesitin alt lifinde oluşan gerilmeyi,  $\sigma_t$  kesitin üst lifinde oluşan gerilmeyi,  $\alpha$  minimum kayıp oranını,  $\beta$  maksimum kayıp oranını,  $P$  öngerilme kuvvetini,  $e$  prefabrike kesitte öngerilme donatılarının kesitin ağırlık merkezine olan mesafesini,  $M_{g1}$  kirişin zati ağırlığından dolayı kesitte oluşan momenti,  $A$  prefabrike kesitin alanını,  $W$  ise prefabrike kesitin mukavemet momentini ifade etmektedir.

- ❖ 2. Kontrol: İkinci aşama öngerilmeli kirişin yerine konduğu ve döşeme betonunun döküldüğü andır. Bu durumda kiriş zati ağırlığı ve döşeme betonu ağırlığının prefabrike kesit tarafından taşındığı düşünülmektedir. Öngerilme kayıplarının minimum ve maksimum olması durumlarına göre prefabrike kesitin alt ve üst lifinde oluşacak gerilmeler sırasıyla aşağıda verilmiştir.

$$\sigma_b = \frac{\alpha \cdot P}{A} + \frac{\alpha \cdot P \cdot e}{W_b} - \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_b}, \sigma_b = \frac{\beta \cdot P}{A} + \frac{\beta \cdot P \cdot e}{W_b} - \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_b} \quad (2.10)$$

$$\sigma_t = \frac{\alpha \cdot P}{A} - \frac{\alpha \cdot P \cdot e}{W_t} + \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_t}, \sigma_t = \frac{\beta \cdot P}{A} - \frac{\beta \cdot P \cdot e}{W_b} + \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_b} \quad (2.11)$$

Bu ifadede  $M_{g2}$  döşeme ağırlığından kaynaklanan momenti simgelemiştir.

- ❖ 3. Kontrol: Üçüncü aşama araç yükü dışındaki tüm yüklerin mevcut olduğu, kiriş ve döşeme ağırlıklarının prefabrike kesit, kaplama, korkuluk ve bordür ağırlıklarının kompozit kesit tarafından taşındığı kabul edilmiştir. Bu kontrolde öngerilme kayıpları maksimum düzeyde olup prefabrike kesit alt ve üst ucunda oluşan gerilmeler ile kompozit kesit üst ucunda oluşan gerilme sırasıyla aşağıda verilmiştir.

$$\sigma_b = \frac{\beta \cdot P}{A} + \frac{\beta \cdot P \cdot e}{W_b} - \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_b} - \frac{M_{g3}}{W_{cb}} \quad (2.12)$$

$$\sigma_t = \frac{\beta \cdot P}{A} - \frac{\beta \cdot P \cdot e}{W_t} + \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_t} + \frac{M_{g3}}{W_{ct}} \quad (2.13)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{g3}}{W_{ct}} \quad (2.14)$$

Burada  $W_{cb}$  ve  $W_{ct}$  kompozit kesit mukavemet momentini,  $M_{g3}$  korkuluk, bordür, kaplama vs. ağırlıklarından kaynaklanan momenti göstermektedir.

- ❖ 4. Kontrol: Dördüncü ve son aşamada araç yükü de dahil olmak üzere tüm yüklerin mevcut olduğu, kiriş ve döşeme ağırlıklarının prefabrike kesit, kaplama, korkuluk ve bordür ağırlıklarının ile hareketli yüklerin kompozit kesit tarafından taşındığı kabul edilmiştir. Bu kontrolde öngerilme kayıpları maksimum düzeyde olup prefabrike kesit alt ve üst ucunda oluşan gerilmeler ile kompozit kesit üst ucunda oluşan gerilme sırasıyla aşağıda verilmiştir.

$$\sigma_b = \frac{\beta \cdot P}{A} + \frac{\beta \cdot P \cdot e}{W_b} - \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_b} - \frac{M_{g3} + M_h}{W_{cb}} \quad (2.15)$$

$$\sigma_t = \frac{\beta \cdot P}{A} - \frac{\beta \cdot P \cdot e}{W_t} + \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_t} + \frac{M_{g3} + M_h}{W_{ct}} \quad (2.16)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{g3} + M_h}{W_{ct}} \quad (2.17)$$

Bu ifadede  $M_h$  hareketli yükten kaynaklanan maksimum momenti,  $\sigma_s$  ise döşeme seviyesindeki gerilmeyi simgelemektedir.

### 2.3.4 Emniyet gerilmeleri

Genellikle prekast öngerilmeli elemanlarda betonun basınç dayanımı  $f_c' = 35-45$  MPa arasında değişir. Bu değer özel durumlarda daha yüksek değer alabilir.

#### 2.3.4.1 Öngerilme çeliği

AASHTO 9.15.1'e göre öngerilme çeliği için emniyet gerilmeleri, öngerilmeden dolayı meydana gelecek çekme gerilmesi için,  $f_s'$  öngerilme çeliğinin karakteristik kopma dayanımını göstermek üzere  $0.80 f_s'$  olarak alınabilir. Aktarmadan hemen sonra meydana gelebilecek çekme gerilmesi ise düşük gevşemeli çelikler için  $0.75 f_s'$  ve gerilme azaltılmış çelikler için ise  $0.70 f_s'$  olarak alınmalıdır.

#### 2.3.4.2 Öngerilme kayıplarından önceki beton emniyet gerilmeleri

Aktarma sırasında emniyet gerilmeleri öngerilme kuvvetinin betona aktarıldığı andaki emniyet gerilmeleridir. Zamana bağlı öngerilme kayıpları henüz oluşmamıştır. AASHTO 9.15.2.1'e göre öngerilmeli elemanlar için MPa biriminden olmak üzere beton basınç emniyet gerilmesi  $0.60 f_c'$ , çekme emniyet gerilmesi, kesite

yumuşak donatı konulduğu durumda  $0.25\sqrt{f'_c}$  veya 1.4 MPa, yumuşak donatı konulmadığı durumda ise  $0.62\sqrt{f'_c}$  değerini aşmamalıdır.

### 2.3.4.3 Öngerilme kayıplarından sonraki beton emniyet gerilmeleri

Bu durumda sistemde tüm yükler mevcut ve öngerilme kayıplarının olduğu kabul edilmiştir. AASHTO 9.15.2.2'ye göre kullanım yükleri altında köprü elemanları için betonda basınç emniyet gerilmesi MPa biriminden olmak üzere  $0.40 f'_c$ , çekme emniyet gerilmesi, kesite yumuşak donatı konulduğu durumda  $0.5\sqrt{f'_c}$  veya yapı kısı alanı gibi aşınmaya maruz ise  $0.25\sqrt{f'_c}$  değerini aşmamalıdır.

### 2.3.5 Öngerilme kayıplarının hesaplanması

Sürtünme dışındaki tüm sebeplerden dolayı oluşan öngerilme kayıpları AASHTO 9.16.2.1 de verilen ifade ile hesaplanabilir.

$$\Delta f_s = SH + ES + CR_c + CR_s \quad (2.18)$$

Burada,  $\Delta f_s$  toplam öngerilme kayıplarını, SH betondaki büzülmeden dolayı oluşan öngerilme kayıplarını, ES betonun elastik kısılmasından kaynaklanan öngerilme kayıplarını,  $CR_c$  betondaki sünmeden kaynaklanan öngerilme kayıplarını ve son olarak  $CR_s$  ise öngerilme donatısının gevşemesinden kaynaklanan öngerilme kayıplarını ifade etmektedir.

#### 2.3.5.1 Büzülme kaybı

Kimyasal değişiklikler ve kuruma nedeniyle betonda zamana bağlı olarak oluşan şekil değiştirmeler büzülme olarak adlandırılmaktadır. Betondaki büzülmeden dolayı oluşan kayıp AASHTO 9.16.2.1.1 de MPa biriminden aşağıdaki ifade ile tanımlanmıştır.

$$SH = 117.21 - 1.03RH \quad (2.19)$$

Burada RH yıllık ortalama bağıl nem oranını göstermektedir.



### 2.3.5.2 Elastik kısılma kaybı

Öngerilme kuvvetinden dolayı beton elemanların boylarının kışalmasına elastik kışılma denilmektedir. Elastik kışılmadan dolayı oluşan öngerilme kaybı AASHTO 9.16.2.1.2' ye göre aşağıdaki bağıntı ile verilmiştir.

$$ES = \frac{E_s}{E_{ci}} f_{cir} \quad (2.20)$$

Bu ifadede ES elastik kışılma kaybını,  $E_s$  öngerilme çeliğinin elastisite modülünü,  $E_{ci}$  betonun aktarma anındaki elastisite modülünü,  $f_{cir}$  ise aktarma anından hemen sonra zati yük ve öngerilme kuvvetinden dolayı öngerilme donatılarının ağırlık merkezinde meydana gelen beton gerilmesini göstermektedir.

### 2.3.5.3 Sünme kaybı

Kalıcı yüklerden dolayı betonda zamana bağlı olarak oluşan şekil değiştirmeye sünme denilmektedir. Sünmeden dolayı oluşan öngerilme kaybı AASHTO 9.16.2.1.2 de verilen ifade ile hesaplanabilir.

$$CR_c = 12f_{cir} - 7f_{cds} \quad (2.21)$$

Bu bağıntıda  $CR_c$  sünme kaybını,  $f_{cds}$  öngerilme kuvveti uygulandığı andaki kiriş zati ağırlığı dışındaki diğer zati yüklerden dolayı öngerilme donatılarının ağırlık merkezinde oluşan beton gerilmesini ifade etmektedir.

### 2.3.5.4 Öngerilme donatısı gevşeme kaybı

Zamana bağlı olarak öngerilme donatısındaki gerilmeye oluşan azalma donatının gevşemesi olarak adlandırılmaktadır. Öngerilme donatısındaki gevşeme genel olarak üretici firma tarafından belirlenmektedir. Bu değer bilinmediği durumlarda öngerilme donatısındaki gevşeme kaybı düşük gevşemeli donatı için MPa biriminden AASHTO 9.16.2.1.4 de aşağıdaki şekilde verilmiştir.

$$CR_s = 34 - 0.1ES - 0.05(SH + CR_c) \quad (2.22)$$

Burada  $CR_s$  öngerilme donatısındaki gevşeme kaybını, ES elastik kışılma kaybını SH büzülme kaybını,  $CR_c$  ise sünme kaybını ifade etmektedir.

### 2.3.6 Eğilme taşıma gücü kontrolü

Bir kesit için gerekli görülen taşıma gücü, bütün yükleme kombinasyonlarına karşı koyabilen taşıma gücü olarak tanımlanabilir. Yapının tüm kesitleri bu yüklemelerden oluşabilecek kesit tesirlerini karşılayabilecek taşıma gücüne sahip olmalıdır. Bir kesit için hesaplanan eğilme taşıma gücü, AASHTO 9.14'de belirtilen dayanım azaltma katsayılarıyla çarpılarak elde edilir. Öngerilmeli prefabrik köprü kirişlerinde eğilme taşıma gücü, kompozit kesit ve prefabrik kesit olmak üzere iki durum için hesaplanmalıdır.

#### 2.3.6.1 Dikdörtgen kesitlerin taşıma gücü hesap esasları

AASHTO 9.17.2'ye göre sadece öngerilmeli donatısı içeren dikdörtgen kesitler için eşdeğer basınç bloğu derinliği aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$a = \frac{A_s^* \cdot f_{su}^*}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (2.23)$$

Buna göre  $a < t$  ve AASHTO 9.18.1'de verilen aşağıdaki şartı sağlayan kesitler dikdörtgen kesit olarak adlandırılır.

$$\frac{\rho^* f_{su}^*}{f_c'} < 0.36\beta_1 \quad (2.24)$$

Buna göre dikdörtgen kesitler için, AASHTO 9.17.2'de verilen, aşağıdaki taşıma gücü formülü kullanılmaktadır.

$$\phi M_n = \phi \left[ A_s^* f_{su}^* d \left( 1 - 0.6 \frac{\rho^* f_{su}^*}{f_c'} \right) \right] \quad (2.25)$$

Eğer denklem (2.24) ile verilen ifade sağlanmıyor ise AASHTO 9.18.1'de verilen formül ile kesitin taşıma gücü hesaplanabilir.

$$\phi M_n = \phi \left[ (0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2) f_c' b d^2 \right] \quad (2.26)$$

Kesitte öngerilmeli donatılarına ilave olarak yumuşak donatı da kullanılmış ise eşdeğer basınç bloğu derinliği AASHTO 9.17.2'de aşağıdaki şekilde verilmiştir.

$$a = \frac{A_s^* f_{su}^* + A_s f_{sy}}{0.85 f_c' b} \quad (2.27)$$

Kesitte  $a < t$  ve (2.28) ile verilen şart sağlanmış ise kesit dikdörtgen kesit olarak tasarlanabilir.

$$\left( \frac{\rho f_{sy}}{f_c'} \right) \frac{d_t}{d} + \left( \frac{\rho^* f_{su}^*}{f_c'} \right) - \left( \frac{\rho' f_y'}{f_c'} \right) \leq 0.36 \beta_1 \quad (2.28)$$

Buna göre öngerilme donatısı ile beraber betonarme donatısı konulan dikdörtgen kesitlerin taşıma gücü AASHTO 9.17.2'de aşağıdaki gibi ifade edilmiştir.

$$\begin{aligned} \phi M_n = \phi \left\{ A_s^* f_{su}^* d \left[ 1 - 0.6 \left( \frac{\rho^* f_{su}^*}{f_c'} + \frac{d_t}{d} \frac{\rho f_{sy}}{f_c'} \right) \right] + \right. \\ \left. A_s f_{sy} d_t \left[ 1 - 0.6 \left( \frac{d}{d_t} \frac{\rho^* f_{su}^*}{f_c'} + \frac{\rho f_{sy}}{f_c'} \right) \right] \right\} \quad (2.29) \end{aligned}$$

Eğer denklem (2.28) ile verilen ifade sağlanmıyor ise AASHTO 9.18.1'de verilen formül (2.26) ile kesitin taşıma gücü hesaplanabilir.

### 2.3.6.2 Tablalı kesitlerin taşıma gücü hesap esasları

Sadece öngerilmeli donatı içeren tablalı kesitler için eşdeğer basınç bloğu derinliği aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır. AASHTO 9.17.3'e göre eşdeğer basınç bloğu

$$a = \frac{A_{sr} \cdot f_{su}^*}{0.85 \cdot f_c' \cdot b'} \quad (2.30)$$

ifadesiyle verilmiştir. Buna göre  $t > a$  ve AASHTO 9.18.1'de verilen aşağıdaki şartı sağlayan kesitler tablalı kesit olarak adlandırılır.

$$\frac{A_{sr} \cdot f_{su}^*}{b' \cdot d \cdot f_c'} < 0.36 \beta_1 \quad (2.31)$$

Buna göre tablalı kesitler için, AASHTO 9.17.3'de verilen, aşağıdaki taşıma gücü formülü kullanılmaktadır.

$$\phi M_n = \phi \left\{ A_{sr} \cdot f_{su}^* \cdot d \left[ 1 - 0.6 \left( \frac{A_{sr} \cdot f_{su}^*}{b' \cdot d \cdot f_c'} \right) \right] + 0.85 f_c' (b - b')(t)(d - 0.5t) \right\} \quad (2.32)$$

Eğer denklem (2.30) ile verilen ifade sağlanmıyor ise AASHTO 9.18.1'de verilen formül ile kesitin taşıma gücü hesaplanabilir.

$$\phi M_n = \phi \left[ (0.36\beta_1 - 0.08\beta_1^2) f_c' b' d^2 + 0.85 f_c' (b - b')(t)(d - 0.5t) \right] \quad (2.33)$$

Kesitte öngerilme donatılarına ilave olarak betonarme donatı da kullanılmış ise eşdeğer basınç bloğu derinliği  $t > a$  ve AASHTO 9.19'da verilen aşağıdaki şartı sağlayan kesitler tablalı kesit olarak tasarlanır.

$$\frac{A_s f_{sy}}{b' d f_c'} + \frac{A_{sr} f_{su}^*}{b' d f_c'} - \frac{A_s' f_y'}{b' d f_c'} \leq 0.36\beta_1 \quad (2.34)$$

Buna göre öngerilme donatısı ile beraber betonarme donatı konulan dikdörtgen kesitlerin taşıma gücü AASHTO 9.17.2'de aşağıdaki gibi ifade edilmiştir.

$$\phi M_n = \phi \left\{ A_{sr} \cdot f_{su}^* \cdot d \left[ 1 - 0.6 \left( \frac{A_{sr} \cdot f_{su}^*}{b' \cdot d \cdot f_c'} \right) \right] + A_s f_{sy} (d_t - d) + 0.85 f_c' (b - b')(t)(d - 0.5t) \right\} \quad (2.35)$$

Eğer denklem (2.34) ile verilen ifade sağlanmıyor ise AASHTO 9.18.1'de verilen formül (2.33) ile kesitin taşıma gücü hesaplanabilir. Sadece öngerilmeli donatı kullanılmış tablalı kesitlerde

$$A_{sr} = A_s^* - A_{sf} \quad (2.36)$$

hem öngerilmeli donatı hem de yumuşak donatı kullanılmış tablalı kesitlerde,

$$A_{sr} = A_s^* + \left( \frac{A_s f_{sy}}{f_{su}^*} \right) - A_{sf} \quad (2.37)$$

şeklinde verilmiştir. Bu bağıntıda  $A_{sf}$  kesit başlığının gövde bölümü dışında kalan kesimlerdeki, öngerilmeli donatı miktarının alanını ifade etmektedir.

$$A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b - b') t}{f_{su}^*} \quad (2.38)$$

### 2.3.6.3 Çelik gerilmesi

Öngerilme donatısı için verilen  $f_{su}^*$  değeri, detaylı analiz yaparak belirlenmemişse sadece öngerilmeli donatısı kullanılmış kesitlerde

$$f_{su}^* = f'_s \left[ 1 - \left( \frac{\gamma^*}{\beta} \right) \left( \frac{\rho \cdot f'_s}{f'_c} \right) \right] \quad (2.39)$$

bağıntısı ile, öngerilmeli donatıya ilaveten betonarme donatısı da kullanılan kesitlerde ise

$$f_{su}^* = f'_s \left\{ 1 - \frac{\gamma^*}{\beta} \left[ \frac{\rho^* f'_s}{f'_c} + \frac{d_t}{d} \left( \frac{\rho f_{sy}}{f'_c} \right) \right] \right\} \quad (2.40)$$

şeklinde hesaplanabilir. Yukarıdaki bağıntılarla hesaplanan değerler hiçbir zaman öngerilme çeliği akma dayanımından,  $f_y^*$ , büyük olamaz. Bu bağıntıda verilen  $\gamma^*$ , öngerilme çeliğinin türüne bağlı bir katsayı olup AASHTO 9.1.2'de düşük gevşemeli çelikler için  $\gamma^*=0.28$ , gerilmesi azaltılmış çelikler için  $\gamma^*=0.40$ , donatı için  $\gamma^*=0.55$  olarak alınmalıdır.  $\beta_1$  ise beton kalitesine bağlı bir katsayı olup AASHTO 8.16.2.7'de

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 & , & \quad f'_c \leq 28MPa \\ \beta_1 &= 0.85 - (0.05(f'_c - 28)/7) & , & \quad f'_c \geq 28MPa \end{aligned} \quad (2.41)$$

verilmiştir ve bu değer 0.65 den küçük olamaz.

### 2.3.7 Süneklik sınırları

#### 2.3.7.1 Maksimum öngerilme donatısı

Öngerilmeli beton elemanlar, donatı akma gerilmesine ulaştığı zaman maksimum kapasitede olacak şekilde tasarlanmalıdır. Genel olarak, donatı oranı kesitin dikdörtgen ya da tablalı olması için sırayla aşağıdaki şartları sağlamalıdır.

$$\frac{\rho^* f_{su}^*}{f_c'} < 0.36\beta_1 \quad (2.42)$$

$$\frac{A_{sr} \cdot f_{su}^*}{b' \cdot d \cdot f_c'} < 0.36\beta_1 \quad (2.43)$$

### 2.3.7.2 Minimum öngerilme donatısı

Kesitteki öngerilmeli ve betonarme donatı miktarı, kritik kesitin çatlama momenti değerinin 1.2 kat daha fazlasını sağlayacak şekilde olmalıdır. Kesit çatlama momenti değeri ise kompozit kesit için;

$$M_{cr}^* = S_c (f_r + f_{pe}) - M_{d/nc} (S_c / S_b - 1) \quad (2.44)$$

bağıntısı ile prefabrik kesitler için ise yukarıda verilen ifadede  $S_c$  yerine  $S_b$  yazılarak elde edilen ifadeyle hesaplanabilir.

### 2.3.8 Kesme taşıma gücü kontrolü

Öngerilmeli elemanların kesme taşıma gücü, denklem (2.45) de verilen ifade ile hesaplanır. Burada  $V_u$  kesme kuvvetini,  $V_c$  betonun katkısını,  $V_s$  ise donatının taşıdığı kesme kuvvetini göstermektedir.

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s) \quad (2.45)$$

#### 2.3.8.1 Betonun sağladığı kesme dayanımı

AASHTO 9.20.2.1'e göre betonun sağladığı kesme dayanımı  $V_c$ , hesaplanan  $V_{ci}$  ve  $V_{cw}$  değerlerinden küçük olanı seçilerek elde edilir.

$$V_{ci} = 0.05\sqrt{f_c'} b' d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{\max}} \quad (2.46)$$

bağıntısı ile hesaplanır. Burada  $V_d$  zati yüklerden ve katsayısız olarak oluşan kesme kuvvetini göstermektedir. Bu bağıntı ile hesaplanan değer  $0.142\sqrt{f_c'} b' d$  değerinden küçük olmamalıdır. Burada  $d$  değeri kompozit kesit yüksekliğinin ( $h$ ) 0.8 katından küçük olmayacak şekilde alınacaktır. Kesitte dış yükler nedeniyle oluşan çatlama momenti  $M_{cr}$ ,

$$M_{cr} = \frac{I}{Y_t} \left( 0.5\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d \right) \quad (2.47)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir.  $Y_t$  kompozit kesit ağırlık merkezinin kesit alt ucuna olan mesafesini,  $f_d$  ise sabit yükler nedeniyle kesit alt ucunda oluşan çekme gerilmesini göstermektedir.  $M_{max}$  ve  $V_i$  katsayılı kombinasyonlardan elde edilen maksimum hesap momenti ve kesme kuvveti değerleridir.

$$V_{cw} = \left( 0.292\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} \right) b'd + V_p \quad (2.48)$$

eşitliği ile ifade edilir. Burada da  $d$ ,  $0.8h$  değerinden küçük alınmamalıdır.  $V_p$  öngerilme kuvvetinin düşey bileşenini,  $f_{pe}$  ise kompozit kesit ağırlık merkezinde, tüm kayıplardan sonra, dış yükler nedeniyle oluşan beton basınç gerilmesini ifade etmektedir. Yapılan bu çalışmada öngerilme donatıları düz çekildiğinden düşey bileşen oluşmamaktadır.

### 2.3.8.2 Kesme donatısının sağladığı kesme dayanımı

Kesme donatısının sağladığı kesme dayanımı,

$$V_s = \frac{A_v f_{sy} d}{s} \quad (2.49)$$

AASHTO 9.20.3.1 de yukarıdaki gibi ifade edilmiştir. Bu ifadede  $A_v$  belli bir  $s$  aralığındaki kesme donatısı alanını ve  $f_{sy}$  ise kesme donatısı karakteristik akma dayanımını göstermektedir.  $V_s$  değeri  $0.66\sqrt{f'_c} b'd$  ile hesaplanan değerden,  $d$  değeri ise  $0.8h$  değerinden küçük olmalıdır.

Kesite konulacak minimum kesme donatısı alanı

$$A_v = \frac{0.34b's}{f_{sy}} \quad (2.50)$$

ifadesi ile  $mm^2$  cinsinden hesaplanabilir.

### 2.3.9 Taşıma gücü dayanım azaltma katsayıları

Bir kesit için hesaplanan moment, kesme kuvveti ve normal kuvvete dair taşıma gücü aşağıda belirtilmiş azaltma katsayıları ile çarpılarak boyutlandırmaya esas taşıma gücü elde edilir. Taşıma gücü azaltma katsayısı  $\Phi$ ,

Öngerilmeli elemanların eğilme taşıma gücü hesabında  $\Phi = 1.00$

Öngerilmeli elemanların kesme taşıma gücü hesabında  $\Phi = 0.90$

olarak alınabilir.

### 2.3.10 Sehim sınırları

Sehim hesapları, yapıdaki zati yükler, hareketli yükler, öngerilme kuvveti ve öngerilme kayıpları dikkate alınarak hesaplanmalıdır. AASHTO 9.11.3.1'e göre, hareketli yükler ve bu yüklerin neden olduğu dinamik etki altında, köprü üstyapısında oluşan maksimum sehim, açıklığın 1/800 den küçük olmalıdır. Ayrıca şehir merkezinde bulunan kısmen yayalar tarafından kullanılan köprüler için ise sehim değeri açıklığın 1/1000 den küçük olmalıdır. AASHTO 9.11.3.2'e göre, hareketli yükler ve bu yüklerin neden olduğu dinamik etki altında konsollarda meydana gelen sehim değeri açıklığın 1/300 den küçük olmalıdır. Ayrıca yaya kullanımında olan köprülerde ise bu değer 1/375 olarak genişletilebilir.

## 2.4 Köprü Altyapısının Tasarım Esasları

Çalışma konusu olan köprü için altyapı, kazıklı temel sistemi üzerine inşa edilen eliptik orta ayaklar ve onun üzerinde tabliyenin oturduğu başlık kirişi şeklinde tarif edilebilir. Altyapıyı oluşturan elemanların hesap ve tasarım esasları için AASHTO (2002) yönetmeliği kullanılmaktadır.

### 2.4.1 Basınç elemanları

Eğilme momenti ile birlikte basınç kuvvetine maruz kalan elemanların taşıma kapasitesi üzerine etkileyen normal kuvvetin etkisi dikkate alınarak hesaplanmalıdır. Yük katsayıları kullanılarak bulunan aksenal kuvvet  $P_u$ , tasarım aksenal yükü dayanımı  $\Phi P_{n(max)}$  değerinden küçük olmalıdır. Buna göre spiral donatılı elemanlarda  $\Phi = 0.75$  ve etriyeli elemanlarda  $\Phi = 0.70$  olmak üzere sırayla  $P_u$  aşağıdaki şekilde hesaplanır.



$$P_{n(maz)} = 0.85[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (2.51)$$

$$P_{n(maz)} = 0.80[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (2.52)$$

Burada  $P_u$ , tasarım normal kuvvetini,  $A_g$  brüt kesit alanını,  $A_{st}$  kesitteki toplam donatı alanını,  $f'_c$  betonun basınç dayanımını ve  $f_y$  ise donatı çekme dayanımını ifade etmektedir. Bir tarafında ya da eğilme ekseninden aynı mesafede olan iki yüzde yerleştirilmiş donatılı dikdörtgen kesit için dengeli yük dayanımı  $\Phi P_b$  ve dengeli moment dayanımı  $\Phi M_b$  aşağıda verilen formüllerle hesaplanabilir.

$$\Phi P_b = \Phi[0.85f'_c b a_b + A'_s f'_s - A_s - f_y] \quad (2.53)$$

$$\Phi M_b = \Phi[0.85f'_c b a_b (d - d'' - a_b/2) + A'_s f'_s (d - d' - d'') + A_s f_y d''] \quad (2.54)$$

Burada,

$$a_b = \left( \frac{600 + f_y}{600} \right) \beta_1 d \quad \text{ve} \quad f'_s = 600 \left[ 1 - \left( \frac{d'}{d} \right) \left( \frac{600 + f_y}{600} \right) \right] \leq f_y \quad (2.55)$$

ifadeleriyle hesaplanabilir. Buna göre  $P_u$ ' nun  $P_b$ ' den büyük olması durumunda basınç kırılması aksi halde ise kesitte çekme kırılması meydana gelmektedir.

#### 2.4.1.1 Narinlik etkisi

Basınç elemanının uzunluğu  $l_u$ , kiriş, döşeme ya da diğer yanal mesnet sağlayan eleman arasında kalan kısmın uzunluğu olarak tanımlanır. Yanal yer değiştirmesi önlenmiş basınç elemanlarında  $k$ , detaylı hesap yapılmayan durumlarda 1.0 alınabilir. Yanal yer değiştirmesi önlenmemiş elemanlarda ise  $k$  hesap yapılarak 1.0 den büyük değer elde edilir. Atalet yarıçapı detaylı hesap yapılamayan durumlarda, dikdörtgen kesitli elemanlarda kenar uzunluğunun 0.30 katı, dairesel elemanlarda ise çapın 0.25 katı olarak alınabilir.

Yanal yer değiştirmesi önlenmiş elemanlarda,

$$\frac{kl_u}{r} \leq \left( 34 - 12 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \right) \quad (2.56)$$

yanal yer değiştirmesi önlenmemiş elemanlarda ise,

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad (2.57)$$

olması durumunda narinlik etkisi ihmal edilebilir. Bütün basınç elemanları için  $kl_u/r > 100$  ise, açıklanan hesap yöntemi kullanılamaz. Basınç elemanları, katsayılı normal kuvvet  $P_u$  ve elastik analizden elde edilen katsayılı momente  $M_c$  'ye göre boyutlandırılır. Buna göre,

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad (2.58)$$

ile hesaplanır. Burada,

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\Phi P_c}} \text{ ve } \delta_c = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\Phi \sum P_c}} \quad (2.59)$$

şeklinde kritik burkulma yükü  $P_c$  ise,

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \quad (2.60)$$

ifadesiyle hesaplanır. AASHTO 8.16.5.2.7'ye göre yanal ötelenmesi önlenmiş elemanlarda  $\delta_s = 1$  alınabilir. Yanal ötelenmesi önlenmemiş elemanlarda,  $\delta_b$  yanal ötelenmesi önlenmiş eleman gibi  $\delta_s$  ise yanal ötelenmesi önlenmiş eleman gibi hesaplanır. Daha doğru bir hesaplama için,

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} \text{ ya da } EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2.5}}{1 + \beta_d} \quad (2.61)$$

denklemleriyle hesaplanabilir. Burada  $\beta_d$  maksimum zati yük momentinin, maksimum toplam yük momentine oranı olup daima pozitiftir. Yanal ötelenmesi önlenmiş elemanlarda,

$$C_m = 0.6 + 0.4(M_{1b}/M_{2b}) \quad (2.62)$$

ile hesaplanır fakat  $C_m = 0.4$ 'den küçük olamaz. Diğer tüm durumlar için  $C_m = 1$  alınır.

## 2.5 Sismik Tasarım

### 2.5.1 Hesap verileri

Açıklığı 150m.' ye kadar olan çelik ve betonarme köprülerin sismik tasarımı AASHTO IA da verilen dizayn şartlarına göre yapılmalıdır. Asma köprüler, kablolu köprüler, kemer tipi köprüler, zemine gömülü tipte köprüler ile hareketli mesnetli köprüler bu yönetmelik kapsamı dışındadır.

Tek açıklıklı köprüler ile deprem davranış kategorisi (DDK) A olan köprülerde kapsamlı bir deprem hesabına gerek duyulmaz.

#### 2.5.1.1 Tasarım depremi

Tasarıma esas alınacak yerel ivme katsayıları deprem bölgesi haritalarından alınacaktır. Yerel ivme katsayıları 50 yıllık köprü ömrü içinde bir kere gerçekleşme olasılığı %10'u geçmeyen 475 yıl dönüş periyotlu deprem büyüklüğü için hazırlanmıştır.[19]

#### 2.5.1.2 Köprü önem sınıflaması

Önem sınıflandırılması (OS) yer ivme katsayısı 0.29'dan büyük olan bütün köprülerde deprem davranış kategorisini (DDK) belirlemek amacıyla AASHTO IA 3.3 de aşağıdaki gibi verilmiştir.

**Çizelge 2.7 : Köprü önem sınıflaması (OS)**

Köprü Grubu	Önem Sınıfı
Önemli köprüler	I
Diğer köprüler	II

Köprülerin sınıflandırılmasında toplumsal fayda, sosyal güvenlik ve savunma gibi faktörler önemli rol oynar.

#### 2.5.1.3 Deprem davranış kategorisi (DDK)

Her köprü Çizelge 2.8'de gösterildiği gibi, ivme katsayısı (A) ve önem sınıflandırılmasına (OS) bağlı olarak A ile D arasında değişen bir deprem davranış

kategorisine dahil edilecektir. Minimum analiz ve boyutlandırma şartları DDK' ya bağlı olarak belirlenecektir.

**Çizelge 2.8 : Deprem davranış kategorisi (DDK)**

İvme Katsayısı (A)	Önem Sınıfı	
	I	II
$A \leq 0.09$	A	A
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B
$0.19 < A \leq 0.29$	C	C
$0.29 < A$	D	C

#### 2.5.1.4 Zemin etkisi

Zemin şartlarının köprü davranışına etkisini yansıtacak olan zemin etki katsayısı S, Çizelge 2.9 da verilmiştir.

**Çizelge 2.9 : Zemin etki katsayısı (S)**

Zemin Profil Tipi	S
I	1.0
II	1.2
III	1.5
IV	2.0

Zemin profillerinin fiziki özelliklerine bağlı zemin sınıflandırılması AASHTO IA 3.5 de aşağıdaki şekilde verilmiştir.

**Çizelge 2.10 : Zemin profil tipleri**

Zemin Profil Tipi	Fiziki Özellikleri
I	Doğada şist veya kristal halinde bulunan herhangi özellikteki kayalık (böyle bir malzeme 760 m/s' den büyük bir makaslama dalga hızıyla veya başka uygun sınıflandırma yoluyla karakterize edilebilir; yada zemin derinliği 60 m den az olan ve baskın kayanın kararlı kum, çakıl veya sıkı kil tabakalı bir profildir.
II	Zemin derinliği 60 m yi aşan, zemin tipi baskın kayası kararlı kum, çakıl, sıkı kil tabakaları olan sıkı killi veya derin kohezyonsuz koşullara sahip bir profildir.
III	Kum karışmamış veya diğer kohezyonsuz zemin tabakalarına sahip olan veya olmayan, 9 m veya daha fazla, yumuşak orta sıkı killere kadar olan killerle karakterize edilen yumuşak orta sıkı killere ve kumlara sahip bir profildir.
IV	Yumuşak killi veya 12 m.den daha büyük derinlikte siltlere sahip bir profildir. Bu malzemeler 150 m/s den az bir makaslama dalga hızı ile karakterize edilebilir ve gevşek doğal tabakaları veya sentetik, işlenmemiş dolgu malzemesini içerebilir.

#### 2.5.2 Deprem analiz yöntemi ve seçimi

Tek açıklıklı köprüler için detaylı bir deprem hesabı gerekli değildir. Ancak köprü üst yapısı ile kenar ayakların bağlantıları, her iki doğrultuda (enine ve boyuna) kenar ayak üzerindeki düşey mesnet reaksiyonlarının ivme katsayısı ile çarpılmasıyla

bulunan kuvvetleri taşıyacak biçimde projelendirilecektir.(TCK) Ayrıca üst yapının mesnetlere oturma mesafelerinde de gerekli şartlar sağlanmalıdır.

Açıklık sayısı birden fazla olan köprüler için dört ayrı hesap yöntemi vardır. Çizelge 2.11 de DDK, köprü açıklık sayısı ve köprünün düzenli olup olmamasına bağlı olarak belirlenecek hesap yöntemleri verilmiştir.

**Çizelge 2.11 : Hesap yönteminin seçimi**

Deprem Davranış Kategorisi	Düzenli Köprüler (2-6 Açıklıklı)	Düzenli Olmayan Köprüler (2 veya daha çok Açıklıklı)
A	Hesap gerekmez	Hesap gerekmez
B, C, D	Yöntem 1 veya Yöntem 2	Yöntem 3 veya Yöntem 4

Tasarımcı isterse daha farklı bir yöntem uygulayabilir. Tasarım yöntemleri basitten karmaşığa doğru şu şekilde sıralanabilir.

- ❖ Eşdeğer statik deprem yöntemi (Yöntem 1)
- ❖ Tek modlu spektral yöntemi (Yöntem 2)
- ❖ Çok modlu spektral yöntemi (Yöntem 3)
- ❖ Zaman tanım alanı yöntemi (Yöntem 4)

Düzenli köprüler, açıklık boyunca kütle, rijitlik ve geometrisinde ani ve anormal değişiklikler olmayan (kenar ayaklar hariç) ve Çizelge 2.12’ de verilen şartları sağlayan köprüler olarak tanımlanır ve bunun dışında kalan tüm köprüler düzenli olmayan köprü olarak adlandırılır.

**Çizelge 2.12 : Düzenli köprü şartları**

Parametre	Düzenli Köprüler (2-6 Açıklıklı)				
Açıklık sayısı	2	3	4	5	6
Maksimum merkez açısı (kurpdaki köprüler)	90	90	90	90	90
Açıklıktan açıklığa maks. açıklık boyu oranı	3	2	2	1.5	1.5
Açıklıktan açıklığa maksimum orta ayak rijitliği oranı	-	4	4	3	2

### 2.5.3 Deprem elastik tepki katsayısı

Deprem etkilerinin elastik hesabında kullanılan deprem yükünü tanımlayan katsayıdır. Tepki spektrumu hem yerel depremi hem de bölge zemin koşullarını içerir. Elastik deprem kuvvetlerinin hesabında, köprünün düzenli olup olmaması (açıklık sayısına, geometrik karmaşıklığa) ve DDK’ya bağlı olarak elastik deprem tepki katsayısı  $C_s$  üç farklı hesap yöntemi için hesaplanabilir.

### 2.5.3.1 Tek modlu hesaplamada elastik deprem tepki katsayısı

Deprem etkisini hesaplamak için kullanılan elastik deprem tepki katsayısı

$$C_s = \frac{1.2A \cdot S}{T^{2/3}} \quad (2.63)$$

boyutsuz formülü ile hesaplanır. Burada A etkin yer ivme katsayısını, S Çizelge 2.9' da verilen bölge zemin katsayısını, T ise köprünün ilgili doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodunu ifade etmektedir.

### 2.5.3.2 Çok modlu hesaplamada elastik deprem tepki katsayısı

Köprünün m' ninci modu için elastik deprem tepki katsayısı

$$C_{sm} = \frac{1.2A \cdot S}{T_m^{2/3}} \quad (2.64)$$

ifadesiyle hesaplanabilir.

$C_s$  veya  $C_{sm}$  değerinin  $2.5A$ ' dan büyük alınmasına gerek yoktur. Zemin profil tipi 3 veya 4 için  $A \geq 0.3$  olan bölgelerde ise  $C_s$  veya  $C_{sm}$  değerinin  $2.0A$ ' yı aşmasına gerek yoktur.

Zemin profil tipi 3 veya 4 olan bölgelerde çok modlu analizlerde hakim periyottan başka ve 0.3 saniyeden küçük diğer periyotlar için  $C_{sm}$  değeri

$$C_{sm} = A(0.8 + 4.0T_m) \quad (2.65)$$

formülü ile hesaplanabilir.

$T_m > 4.0$  saniye olan köprüler için ise bu periyoda karşılık gelen  $C_{sm}$  değeri

$$C_{sm} = \frac{3A \cdot S}{T_m^{4/3}} \quad (2.66)$$

ifadesiyle hesaplanabilir.

### 2.5.4 Taşıyıcı sistem davranış katsayıları

Deprem davranış kategorisi B, C ve D sınıfına giren köprülerin, köprü elemanları ve bağlantılarının tasarımında kullanılacak deprem yükleri, elastik tesirlerin uygun

taşıyıcı sistem davranış katsayılarına (R) bölünmesi ile hesaplanacaktır. Çizelge 2.13’ de çeşitli köprü elemanları için R değerleri verilmiştir.[19]

**Çizelge 2.13 : Taşıyıcı sistem davranış katsayıları (R)**

<b>Altyapı<sup>(1)</sup></b>	<b>R</b>
Duvar tipi orta ayak <sup>(2)</sup>	2.0
Betonarme kazıklı ayaklar	
a)Yalnız düşey kazık	3.0
b)Birkaç eğik kazık	2.0
Tek kolonlu ayaklar	3.0
Çelik veya beton-çelik bileşik kazıklı ayaklar	
a)Yalnız düşey kazıklar	5.0
b)Bir yada birden fazla eğik kazık	3.0
Çok kolonlu ayaklar	5.0
<b>Bağlantılar<sup>(4)</sup></b>	<b>R</b>
Üst yapı ile kenarayak arasında	0.8
Üst yapının bir açıklığındaki genişleme derzi	0.8
Kolonlar, kitle ayaklar veya kazık ayaklar ile başlık kirişi veya üstyapı arasında <sup>(3)</sup>	1.0
Kolonlar veya kitle ayak ile temeller arasında <sup>(3)</sup>	1.0

(1) R faktörü altyapının iki dik eksenini için de kullanılacaktır.

(2) Serbest yüksekliğin plandaki büyük boyuta oranı 2.5’den küçük olan elemanlar duvar tipi ortaayak olarak tanımlanır. Bu tip elemanlar, zayıf yönde, kolonlar için verilen koşullar göz önüne alınarak bir kolon gibi hesaplanabilir.

(3) DDK C ve D sınıfına giren köprülerin bağlantılarının, kolonlarda veya kolonlu ayaklarda plastik mafsallı oluşturan pekleşmeli moment tesirlerine göre hesaplanması önerilir. Bu kuvvetler çoğunlukla R faktörünün R=1 olarak kullanılması durumundaki kuvvetlerden önemli oranda küçüktürler.

(4) Bağlantılar, bir yapısal bileşenden diğerine kesme ve eksenel aktaran mekanik bağlantılardır. Genellikle moment içermezler (mesnetler ve deprem takozlar gibi). Bu çizelgedeki R katsayıları sadece tutulmuş doğrultudaki elastik kuvvetlere uygulanır.

### 2.5.5 Elastik tesirler ve yer değiştirmeler

DDK B, C veya D sınıfına giren köprülerde, elastik tesirler ve yer değiştirmeler, Çizelge 2.11’ de tanımlanan hesap yöntemi kullanılarak ve birbirine dik iki eksen boyunca birbirinden bağımsız olarak belirlenecektir. Tipik dik eksenler, köprünün boyuna ve enine eksenleri olmakla beraber, eksenlerin seçimi serbesttir. Kurbdaki köprülerde boyuna eksen, kenar ayak ortalarını birleştiren doğrultu olarak alınabilir. Ancak daha kritik doğrultuların olabileceği durum araştırılmalıdır.[19]

### **2.5.6 Enine ve boyuna deprem etkilerinin birleştirilmesi**

Deprem hareketi, yönünün belirsizliği nedeniyle birbirinden bağımsız olarak hesaplanan boyuna ve enine deprem kuvvetlerinin birleştirilmesi gereklidir. Birbirine dik iki yöndeki elastik deprem kuvvetleri için hesaplanan tesirler, iki yükleme durumunu oluşturmak üzere aşağıdaki gibi birleştirilecektir.

- ❖ Yükleme Durumu 1: Ele alınan köprü elemanı için, eksenlerden biri doğrultusundaki elastik deprem kuvvetleri ve momentlerin mutlak değerinin %100'üne, aynı elemana ait olmak üzere diğer eksen doğrultusundaki elastik deprem kuvveti ve momentlerin mutlak değerlerinin %30'u eklenerek hesaplanacaktır.
- ❖ Yükleme Durumu 2: Yük durumu 1'deki esaslar, doğrultular değiştirilerek aynen uygulanacaktır.

Tasarıma esas elastik tesirlerin hesaplanmasında taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R), sadece depremden kaynaklanan eğilme momenti tesirlerine uygulanacak, eksenel kuvvetlere, kesme kuvvetlerine ve diğer zati yüklerden kaynaklanan eğilme momentlerine uygulanmayacaktır. Kolon ve perdelerden temellere geçen eğilme momentleri hesabında elastik yöntem kullanıldığında, DDK B olan köprülerde, R değeri Çizelge 2.13' de verilen değer yarısı (R/2), C ve D kategorisi köprülerde R=1 alınacaktır. Ancak istenildiğinde, kolon ve perde alt uçlarının pekleşmeli moment kapasiteleri ve buna karşılık gelen kesme, moment ve eksenel kuvvet tesirleri temel ve kazık tasarımlarında kullanılabilir.

### **2.5.7 Minimum oturma boyları**

Köprülerde, depremde köprü üst yapısının aşağıya düşmesini önlemek için kiriş oturma boyu Çizelge 2.14' de belirtilen bağıntılar ile hesaplanacak değerden az olmayacaktır. Kiriş oturma boyu, mesnetlenmenin en kısa mesafesi göz önüne alınarak belirlenecek olup, sadece üst yapının süreksiz olduğu kenar ve orta ayaklarda bu koşullar aranacaktır. Üst yapının sürekliliği, açıklıklar arasında sürekliliği sağlayan döşeme elemanının tasarım ilkelerine göre belirlenecektir.



**Çizelge 2.14 : Minimum oturma boyları**

<b>DDK</b>	<b>Minimum Gerekli Kiriş Oturma Boyu</b>
A ve B	$(203 + 1.67L + 6.66H)(1 + 0.000125\phi^2)$ (mm)
C ve D	$(305 + 2.50L + 10H)(1 + 0.000125\phi^2)$ (mm)

Burada L, genişleme derzleri sadece kenar ayaklarda olan köprülerde, köprü toplam boyu (m); diğer köprülerde genişleme derzleri arasındaki tabliye boyu (genleşme derzli orta ayaklarda söz konusu tabliye boylarının ortalaması alınmalıdır), H metre cinsinden, genişleme derzleri arasındaki ayakların ortalama yüksekliği; (temel üst seviyesi ile mesnet kotu arasındaki kot farkı),  $\Phi$  ise köprünün verevlik açısını (köprü eksenine dik doğrultuya göre derece cinsinden) ifade etmektedir.

Köprü ayaklarının üzerine deprem takozları yapılarak kirişlerin enine ve boyuna yönde büyük yerdeğiştirmeler yapmasına engel olunacaktır. Özellikle C ve D kategorisine giren köprülerde genişleme derzlerinde ayrıca düşmeyi önleyici ek önlemler alınacaktır.

### **2.5.8 DDK C ve D köprüleri için tasarım kuvvetleri**

#### **2.5.8.1 Arttırılmış proje kuvvetleri**

- a) Yapısal elemanlar ve bağlantılar için arttırılmış tasarım kuvvetleri

Taşıyıcı eleman ve bağlantılar için kullanılacak tasarım kuvvetleri aşağıda sıralanan durumlar için geçerlidir.

- ❖ Üst yapı dilatasyon derzleri ve üst yapı ile taşıyıcı alt yapı arasındaki bağlantılar.
- ❖ Kolonlarının veya orta ayakların alt noktalarına kadar olan kısımları (temel, kazık başlıkları ve kazıklar hariç olmak üzere).
- ❖ Üstyapıyı kenar ayaklara bağlayan bağlantılar.

Yukarıda sıralanan taşıyıcı elemanlar için kullanılacak deprem tasarım kuvvetleri, yükleme durumu 1 veya yükleme durumu 2 de hesaplanan elastik deprem kuvvetlerinin, uygun olarak seçilmiş R katsayısına bölünmesi ile elde edilir. Bu şekilde bulunan deprem kuvvetleri aşağıda gösterildiği gibi diğer kuvvetlerle birleştirilir. Deprem kuvvetlerinin tersinir (pozitif ve negatif) olduğuna ve her bir bileşen için maksimum yüklemenin aşağıdaki gibi hesaplandığına dikkat edilmelidir.

$$GrupYük = 1.0(D + B + SF + E + EQM) \quad (2.67)$$

Bu ifadede D zati yükleri, B suyun kaldırma kuvvetini, SF akıntı yükünü, E toprak yükünü, EQM ise yukarıda açıklandığı gibi hesaplanan deprem kuvvetleridir.

Yapının her bir bileşeni, Bölüm 2.2’de verilen yükleme kombinasyonları ile bu bölümde verilen ek yüklemeleri taşıyacak şekilde boyutlandırılacaktır. Servis yüklerine göre hesap yapılması halinde emniyet gerilmeleri çelik için %50, betonarme için %33 oranında arttırılabilir.

b) Temeller için arttırılmış tasarım kuvvetleri

Temeller, kazık başlıkları ve kazık grupları için deprem tasarım kuvvetleri, yükleme durumu 1 ve yükleme durumu 2’den elde edilen kuvvetlerin, Çizelge 2.13’ de verilen R katsayısına bölünmesi ile elde edilecektir. Bu arttırılmış kuvvetler aşağıda gösterildiği gibi diğer kuvvetlerle birleştirilir.

$$GrupYük = 1.0(D + B + SF + E + EQM) \quad (2.68)$$

Bu ifadede D zati yükleri, B suyun kaldırma kuvvetini, SF akıntı yükünü, E toprak yükünü, EQM ise yükleme durumu 1 ve yükleme durumu 2’den elde edilen, 1.0 eşit R katsayısına bölünerek arttırılmış elastik deprem kuvvetidir.

### 2.5.8.2 Kolon veya orta ayaklarda plastik mafsallaşmadan doğan kuvvetler

Kolonun ön tasarımı tamamlandıktan sonra, kolonların alt ve üst uçlarında meydana gelecek mafsallaşmaların doğurduğu kuvvetler hesaplanmalıdır.

a) Tekil kolon veya orta ayaklar için tasarım kuvvetleri

Kuvvetler kolonun her iki esas eksenini boyunca, orta ayak ve başlık kirişi için zayıf doğrultuda aşağıdaki gibi hesaplanmalıdır.

- ❖ Adım 1: Kolonun plastik moment taşıma kapasitesi belirlenir. Betonarme kolonlar için dayanım azaltma katsayısı ( $\phi$ ) 1.3’e eşit alınır. Her iki malzeme için yükleme durumu 1 ve yükleme durumu 2’den elde edilen maksimum elastik kolon eksenel yüküne kolonun kendi yükü ilave edilir.

- ❖ Adım 2: Kolon plastikleşme momentleri kullanılarak kolonlarda meydana gelecek kesme kuvvetleri hesaplanır. Kolonun temel seviyesi yer altı seviyesinin belirgin olarak altındaysa, temelin üst tarafında plastik mafsall oluşması ihtimaline dikkat edilmelidir. Eğer bu durum gözlenirse kolon kesme kuvvetini hesaplamak için mafsallar arasındaki kolon boyu kullanılmalıdır.

Kolonların boyutlandırılmasında kullanılacak kesit tesirleri, normal kuvvet; yükleme durumu 1 ve 2'den elde edilen azaltılmamış maksimum ve minimum sismik normal kuvvete zati yükler eklenerek, moment; adım 1' de hesaplandığı gibi, kesme kuvveti ise adım 2'de hesaplandığı gibi elde edilebilir.

İki veya daha fazla kolondan meydana gelen orta ayaklar

- b) İki veya daha fazla kolona sahip gruplar için kuvvetler, çerçeve düzlemine dik ve çerçeve düzleminde hesaplanmalıdır. Çerçeve düzlemine dik kuvvetler Bölüm 2.5.8.2a'ye uygun olarak tekil kolonlar gibi hesaplanabilir. Çerçeve düzleminde ise kuvvetler aşağıdaki gibi hesaplanır.

- ❖ Adım 1: Kolonun plastik moment taşıma kapasitesi belirlenir. Betonarme kolonlar için dayanım azaltma faktörü ( $\phi$ ) 1.3'e eşit alınır ve çelik kolonlar için akma dayanımının 1.25 katı kullanılır. Her iki malzeme için yükleme durumu 1 ve yükleme durumu 2'den elde edilen maksimum elastik kolon eksenel yüküne kolonun kendi yükü ilave edilir.
- ❖ Adım 2: Kolon plastikleşme momentleri kullanılarak kolonlarda meydana gelecek kesme kuvvetleri hesaplanır. Gruba gelen maksimum kesme kuvveti kolonlardaki kesme kuvvetleri toplanarak elde edilir.
- ❖ Adım 3: Grup kesme kuvvetini, grubun üst noktasına (üstyapı kütesinin toplandığı yer) uygulanarak kolon plastik momentleri oluştuğunda, kolonlarda devrilmeden ötürü eksenel kuvvetler belirlenir.
- ❖ Adım 4: Bu kolon eksenel kuvvetlerini, zati yükler ile birleştirerek yeniden kolon plastik momentleri belirlenir. Bu yeni plastik momentle kolon kesme kuvvetleri, ve grup için maksimum kesme kuvveti

hesaplanır. Grup için bulunan yeni değer öncekinin %10'u dahilinde değilse, yeni değerler kullanılarak adım 3'e geri dönülür ve hesaplamaya devam edilir.

Kolonların tasarımımda kullanılacak kesit tesirleri, normal kuvvet; adım 3'den elde edilen maksimum ve minimum kuvvete zati yükler eklenerek, moment; maksimum normal kuvvet kullanılarak elde edilen plastikleşme momentinin betonarme elemanlar için 1.3 değerinde dayanım azaltma faktörüne bölünmesi ile elde edilir, kesme kuvveti ise plastikleşme momentine karşı gelen kuvvet, olarak belirlenebilir.

c) Kolon ve kazık grubu tasarım kuvvetleri

Kolon ve kazık grupları için tasarım kuvvetleri, aksenal kuvvet; maksimum veya minimum tasarım kuvveti Bölüm 2.5.6 'da belirtilen elastik tasarım değerlerine zati yk eklenerek, veya Bölüm 2.5.8.2b'de belirtilen ve kolon plastikleşme momentine denk değerlerdir. Genellikle, plastikleşme momentine denk değerler daha kcktr, moment; Bölüm 2.5.8.1'de tanımlanan artırılmış tasarım momentleri, kesme kuvveti; kolon için 1 değerinde bir R çarpamı kullanılarak Bölüm 2.5.8.1'den bulunan elastik tasarım değeri veya Bölüm 2.5.8.2'de belirtildiği gibi kolonun plastikleşme momentine denk değerdir. Genellikle, kolonun plastikleşmesine denk gelen değer daha kcktr.

d) Orta ayak tasarım kuvvetleri

Orta ayağın zayıf doğrultusunda kolon olarak tasarlanması durumu dışında, tasarım kuvvetleri Bölüm 2.5.8.1'de belirtilenlere uygun olmalıdır. Orta ayak kolon olarak tasarlanmışsa, zayıf doğrultudaki tasarım kuvvetleri Bölüm 2.5.8.2c'de anlatıldığı gibi hesaplanacaktır ve AASHTO I-A 7.6' daki tüm kolon şartlarına uygun olmalıdır.

### **3. KÖPRÜLERİN DEPREM PERFORMANSLARININ DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLER İLE BELİRLENMESİ**

Yapı sistemlerinin deprem etkisi altında davranışının ve hasar performansının gerçekçi bir biçimde değerlendirilebilmesi için, yönetmeliklerde standart olarak kullanılan “dayanıma göre değerlendirme ve tasarım” ilkesinin yerine “şekildeğiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım” ilkesi kullanılmaya başlanmıştır. Geleneksel doğrusal analiz yöntemleri yerine doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin kullanıldığı bu yaklaşım, mevcut veya güçlendirilen yapıların deprem performanslarının belirlenmesi için de bu yöntem kullanılmaktadır [2].

#### **3.1 Deprem Etkisi Altında Performans Değerlendirmesi**

Mevcut ve/veya güçlendirilen köprü ve viyadüklerin deprem etkisi altındaki performanslarının değerlendirilmesi için başlıca iki temel yöntem olan, dayanıma göre performans değerlendirme ve şekildeğiştirmeye göre performans değerlendirmesinden söz edilebilir.

##### **3.1.1 Dayanıma göre performans değerlendirme**

Dayanıma göre performans değerlendirme, prensip olarak yeni köprü ve viyadükler için kullanılan AASHTO benzeri yönetmeliklerdeki “dayanıma göre tasarım” yaklaşımını esas almaktadır. Hedeflenen performansa göre tanımlanan deprem etkisi altında taşıyıcı sistemin lineer elastik analizi sonucunda elde edilen iç kuvvetlerin bu “değişim katsayıları”na bölünmesi ile, depremin ilgili eleman veya kesitteki “dayanım istemi”nin tanımlanabileceği öngörülür. Daha sonra bu istem büyüklüğü, ilgili eleman veya kesitteki “dayanım kapasitesi” ile karşılaştırılması sonucunda “dayanıma göre performans değerlendirme” gerçekleştirilmiş olur. Dayanıma göre performans değerlendirme yaklaşımının, proje kapsamındaki standart alt ve üst geçit köprüleri ile seçilecek diğer bazı köprülere de uygulanabileceği öngörülmektedir. Bu uygulamalarda AASHTO’ya göre 475 yıllık dönüş periyodlu

(50 yılda aşılma olasılığı %10 olan) deprem düzeyinin esas alınması ve yine AASHTO'da verilen eleman bazlı R katsayılarının kullanılması uygun olacaktır [2].

### **3.1.2 Şekildeğiştirmeye göre performans değerlendirmesi**

Şekildeğiştirmeye göre performans değerlendirmesi, deprem etkisi altında meydana gelebilecek olası hasarın doğrudan tahmin edilebilmesini sağlaması bakımından “doğru ve gerçekçi” olan değerlendirme yaklaşımıdır. Bu yaklaşımın ilk aşamasında, hedeflenen performansa göre tanımlanmış bulunan belirli bir “deprem düzeyi” için doğrusal olmayan analiz yapılarak, taşıyıcı sistemde meydana gelen “plastik şekildeğiştirme (deformasyon) istemleri” ile bunlarla uyumlu “yerdeğiştirme ve iç kuvvet istemleri” belirlenir. Daha sonra plastik şekildeğiştirme istemleri, hedeflenen performans düzeyleri için tanımlanmış bulunan “plastik şekildeğiştirme kapasiteleri” ile karşılaştırılır. Buna ek olarak gevrek davranış modlarına ilişkin olarak elde edilen “iç kuvvet istemleri”nin (örneğin kesme kuvveti istemlerinin), hedeflenen performans düzeyleri için tanımlanmış bulunan “iç kuvvet kapasiteleri” ile karşılaştırması yapılarak taşıyıcı sistem elemanlarının deprem etkisi altındaki gerçek performansı belirlenmiş olur [2].

### **3.1.3 Şekildeğiştirmeye göre değerlendirmede hedeflenen performans ve deprem düzeyleri**

Şekildeğiştirmeye göre performans değerlendirmesi kapsamında, köprü ve viyadükler için iki farklı deprem düzeyi altında aşağıda tanımlanan performans düzeylerinin gerçekleşmesi öngörülmektedir:

#### **❖ Minimum hasar performans düzeyi:**

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

❖ Kontrollü hasar performans düzeyi:

Bu performans düzeyi, 50 yılda %2 aşılma olasılıklı deprem etkisi altında köprü veya viyadükten beklenen deprem performansını ifade etmektedir. Öngörülen deprem, ilgili köprü ve viyadüğün servis ömrü boyunca aşılma olasılığı çok az olan, seyrek ve çok şiddetli bir deprem düzeyini temsil etmektedir. S2 deprem düzeyi olarak tanımlanan bu düzeyde, köprü ve viyadüklerin belirli elemanlarında önemli derecede doğrusal olmayan deformasyona izin verilmekte, ancak meydana gelebilecek hasarın, köprü ve viyadüğün genel stabilitesini etkilemeyecek düzeyde ve makul bir süre içinde onarılabilir düzeyde olması öngörülmektedir [2].

### 3.2 Nonlinear Davranışın Modellenmesi

#### 3.2.1 Plastik mafsal hipotezi

Köprü ve viyadüklerin doğrusal olmayan davranışlarının modellenmesinde, geleneksel plastik mafsal hipotezinden yararlanılması öngörülmektedir. Bu hipotez plastik şekildeğiştirmelerin yapı elemanlarının belirli bölgelerinde “yığılı (konsantre)” biçimde oluşacağı ve bu bölge boyunca sabit olarak alınabileceği varsayımına dayanır. Plastik mafsal olarak adlandırılan noktasal eleman ise bu bölgenin tam ortasına yerleştirilir. Plastik mafsal hipotezi, gerek binalarda, gerekse köprü ve viyadüklerde deprem etkisi altında yapılan nonlinear analiz ile şekildeğiştirmeye göre performans değerlendirmesi uygulamalarında yaygın olarak kullanılmaktadır [2].

#### 3.2.2 Plastik mafsal boyu

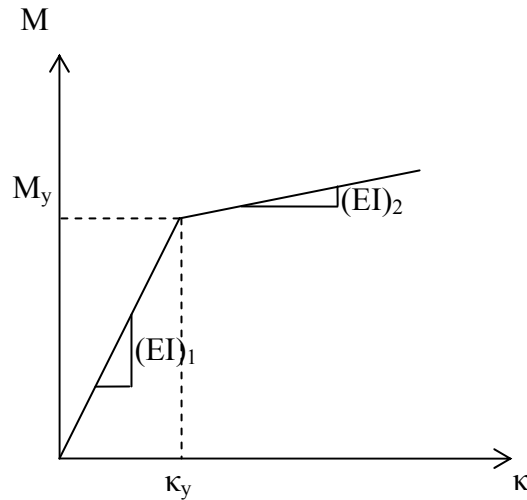
Plastik mafsal hipotezi uyarınca plastik şekildeğiştirmelerin yığılı ve sabit olarak oluşacağı varsayılan bölgenin uzunluğu, diğer deyişle plastik mafsal boyunun tanımlanması için literatürde pek çok amprik bağıntı mevcuttur. Köprü ve viyadük ayakları için yaygın olarak kullanılan ve köprü deprem yönetmeliklerinde yer alan bağıntı aşağıda verilmiştir.

$$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_b \geq 0.044f_y d_b \quad (3.69)$$

Burada  $L_p$  plastik mafsal boyunu (mm),  $H$  konsol ayak boyunu veya ayak tabanı ile moment sıfır noktası arasındaki uzunluğu (mm),  $f_y$  ayak kesitindeki tipik donatının karakteristik akma dayanımını (MPa),  $d_b$  ise çapını (mm) göstermektedir [2].

### 3.2.3 Plastik mafsal kesitinde moment-eğrilik ve moment-plastik dönme ilişkileri

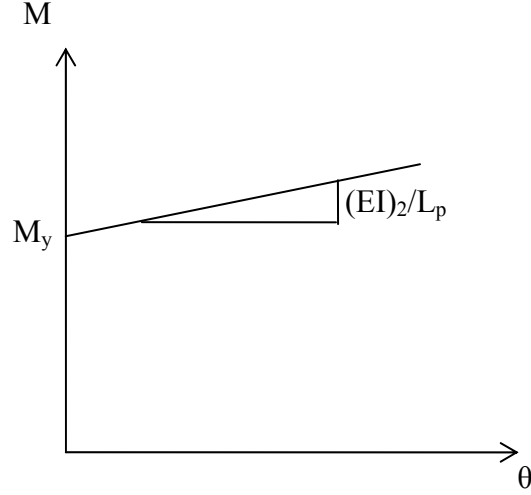
Her bir plastik mafsal kesitinde, “Mander sargılı/sargısız beton modeli” ve pekleşmeyi de içeren donatı çeliği gerilme-birim şekildeğiştirme ilişkisinden yararlanılarak aksenal kuvvete bağlı moment-eğrilik diyagramları çizilecek ve bu diyagramlar uygun biçimde “iki doğrulu (bilineer)” moment-eğrilik diyagramlarına dönüştürülecektir (Şekil 3.1). İki doğrulu diyagramdaki ilk doğrunun eğimi  $(EI)_1 = M_y / \kappa_y$ , doğrusal olmayan analizin ilk aşamasında yapılacak olan doğrusal analizde “eşdeğer kesit rijitliği (çatlamış kesit rijitliği)” olarak gözönüne alınacaktır. Burada  $M_y$ , ilgili kesitteki eşdeğer akma momentini (plastik momenti) göstermektedir [2].



Şekil 3.1 : İki doğrulu moment-eğrilik diyagramı

İki doğrulu moment-eğrilik diyagramının ikinci doğrusunun eğimi  $(EI)_2$  ise plastik mafsal boyu  $L_p$ 'ye bölünerek, plastik mafsalı temsil eden “moment-plastik dönme” diyagramının eğimi olarak tanımlanır (Şekil 3.2).





**Şekil 3.2 :** Moment-plastik dönme diyagramı

### 3.2.4 Akma yüzeyleri

Köprü veya viyadükte düşey konsol ayakların bulunması ve üst yapının neopren veya benzeri mesnetlerle altyapıya oturması durumunda, ayakların aksenal kuvvetleri pratik olarak deprem etkisinden bağımsız olarak sadece düşey yüklerden oluşacağından her ayak için tek bir moment-eğrilik veya moment-plastik dönme diyagramının çizimi yeterli olacaktır. Ancak ayakların birer çerçeve olarak düzenlenmesi durumunda, aksenal kuvvetlerin analiz adımları sırasında  $M_y$  momentini sürekli olarak etkileyecek olması nedeni ile akma durumundaki moment-aksenal kuvvet ilişkisini simgeleyen kesit “akma yüzeyleri” nin çizilmesi gerekli olacaktır. Bu yüzeyler, tek doğrultulu deprem davranışı durumunda akma eğrilerine (moment-aksenal kuvvet karşılıklı etki diyagramları) indirgenirler. Betonarme kesitler için akma yüzeylerinin elde edilmesinde, maksimum beton basınç birim şekildeğiştirmesi 0.0035, donatı çeliğinin ulaşabileceği maksimum birim şekildeğiştirme ise 0.015 alınabilir [2].

### 3.3 Doğrusal Olmayan Deprem Analizi Yöntemleri

Şekildeğiştirmeye göre değerlendirmede taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan analizi esastır. Bu analiz zaman tanım alanında veya yaklaşık olarak itme analizi şeklinde gerçekleştirilir [2].

### **3.3.1 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz**

Bu analiz türü, köprü veya viyadüğün deprem yer hareketi altındaki hareket denkleminin, doğrusal olmayan iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları kullanılarak zaman tanım alanında doğrudan entegrasyonuna karşı gelir. Bu bağlamda yukarıda tanımlanan doğrusal olmayan davranış modelleri zaman tanım alanındaki analiz için de aynen geçerlidir, ancak her bir kesit için histeresis ilişkilerinin de ayrıca tanımlanmış olması gereklidir [2].

Zaman tanım alanında analiz için köprünün bulunduğu yerin deprem ve zemin özelliklerini temsil eden gerçek veya benzeştirilmiş deprem kayıtlarının elde olması veya türetilmiş olması gereklidir. Çözümler kullanılan kaydın özelliklerine göre değişim göstereceğinden, bu tür analiz yaklaşımında birden fazla (en az üç veya yedi) kaydın kullanılması ve elde edilen sonuçların bir istatistik süreçten geçirilmesi öngörülmektedir. Pratik olarak gerçekleştirilmesi güç olan bu gereksinimler nedeni ile, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz uygulamada yaygın olarak kullanılmamakta, ancak aşağıda tanımlanan doğrusal olmayan itme analizinin mümkün olmadığı özel durumlarda kullanılma yoluna gidilmektedir [2].

### **3.3.2 Doğrusal olmayan itme analizi**

Doğrusal olmayan itme analizi (pushover analizi), son on yılda mevcut binaların ve köprülerin şekildeğiştirmeye göre performans değerlendirmesi için yaygın olarak kullanılan yaklaşık, ancak pratik bir doğrusal olmayan analiz yöntemidir. Bu analiz yaklaşımında genellikle zaman tanım alanındaki analizde de kullanılmakta olan doğrusal olmayan idealleştirme yöntemleri uygulanmakta, ancak zaman tanım alanındaki analizden farklı olarak, deprem etkisi basit biçimde “deprem spektrumu” ile tanımlanabilmektedir [2].

Doğrusal olmayan itme analizi, binalar için yenilenen 2007 Deprem Yönetmeliği'nin 7. Bölümünde de yer almaktadır. “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” olarak adlandırılan itme analizi yönteminin en önemli sakıncası, taşıyıcı sistemin davranışının tek bir doğal titreşim modu tarafından temsil edilmesidir. Bu nedenle yöntem, enine deprem davranışı simetrik veya simetriğe yakın olan köprü ve viyadükler dışında ihtiyatla kullanılmalıdır. Köprünün boyuna doğrultusunda ise (kurbdaki köprüler dışında) genellikle iyi sonuç verir. SAP 2000 yazılımında yer alan doğrultuya bağımlı Ritz vektörlerinden türetilen eşdeğer mod şeklinin köprülerin

enine doğrultudaki davranışı bakımından standart mod şekline oranla daha iyi sonuç verdiği görülmüştür [2].

### 3.4 Köprü Elemanlarında Şekildeğiştirme Hedeflerinin Belirlenmesi

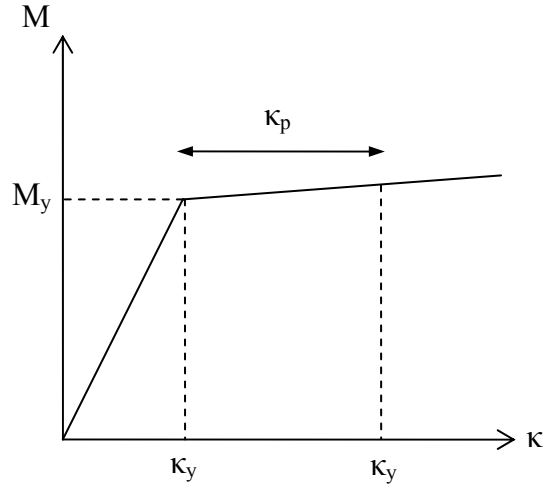
#### 3.4.1 Plastik eğrilik ve toplam eğrilik hedeflerinin belirlenmesi

Herhangi bir kesitte kesitte elde edilen  $\theta_p$  plastik mafsal dönmesine bağlı olarak plastik eğrilik hedefi, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanacaktır.

$$\kappa_p = \theta_p / L_p \quad (3.2)$$

Mander beton modeli (sargılı veya sargısız) ile pekleşmeyi de gözönüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak elde edilen iki doğrulu (bi-linear) moment eğrilik ilişkisi ile tanımlanan  $\kappa_y$  eşdeğer akma eğriliği, denklem (3.2) ile tanımlanan  $\kappa_p$  plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki  $\kappa_t$  toplam eğrilik hedefi elde edilecektir [2].

$$\kappa_t = \kappa_y + \kappa_p \quad (3.3)$$



Şekil 3.3 : Toplam eğrilik hedefinin elde edilmesi

#### 3.4.2 Beton ve donatı çeliğinde birim şekildeğiştirme hedeflerinin belirlenmesi

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekildeğiştirme hedefi ile donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirme hedefi, denklem (3.3) ile tanımlanan toplam eğrilik hedefine göre, ilgili kesit için Mander beton modeli (sargılı veya sargısız) ile

pekleşmeyi de gözönüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak elde edilen moment-eğrilik ilişkisinden hesaplanacaktır [2].

### 3.4.3 Elastomer mesnetlerin şekil değiştirme hedeflerinin belirlenmesi

Elastomer köprü mesnetlerinin şekil değiştirme hedefleri aşağıdaki tanıma göre hesaplanacaktır.

$$\tan \gamma_m = \Delta_m / h_m \quad (3.4)$$

Burada  $\gamma_m$  mesnedin kayma şekil değiştirme açısını,  $\Delta_m$  mesnedin üstü ve altı arasındaki yer değiştirme farkını,  $h_m$  ise net elastomer (kauçuk) kalınlığını göstermektedir [2].

## 3.5 Şekil değiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri

### 3.5.1 Beton ve donatı çeliği birim şekil değiştirme kapasiteleri

Yukarıda 3.1.3' de tanımlanan performans düzeyleri ile bunlara karşı gelen deprem düzeylerinde sünek davranış için yapılacak performans değerlendirmesinde kullanılmak üzere, betonarme kesitlerde izin verilen birim şekil değiştirme sınırları Çizelge 3.1'de tanımlanmıştır. Bu değerler, literatürde köprüler için yapılan teorik ve deneysel çalışmaların sonuçları esas alınarak tanımlanmıştır [2].

**Çizelge 3.1 : Betonarme kesitler için birim şekil değiştirme sınırları**

Performans Düzeyi / Deprem Düzeyi	Sargısız Betonarme Kesitler İçin Birim Şekil Değiştirme Sınırları		Sargılı Betonarme Kesitler İçin Birim Şekil Değiştirme Sınırları	
	Beton (basınç)	Çelik	Beton (basınç)	Çelik
Minimum Hasar / S <sub>1</sub> depremi	0.004	0.015	0.004	0.015
Kontrollü Hasar / S <sub>2</sub> depremi	0.004	0.060	0.018	0.060

Çizelgeden görüleceği üzere beton basınç birim şekil değiştirme sınırları sargısız betonarme kesit için her iki performans / deprem düzeyinde de 0.004 olarak tanımlanmakta, sargılı durumda ise (Minimum Hasar/S<sub>1</sub> Depremi) durumu için yine 0.004 olarak alınmakta, ancak (Kontrollü Hasar/S<sub>2</sub> Depremi) durumunda bu değer 0.018'e kadar çıkmasına izin verilmektedir. Sargılı kesit, ilgili köprü tasarım yönetmeliğindeki sargı koşulunu sağlayan kesit olarak tanımlanmaktadır. Donatı çeliğindeki birim şekil değiştirme ise sargılamadan bağımsız olarak, (Minimum Hasar/S<sub>1</sub> Depremi)

durumu için 0.015, (Kontrollü Hasar/S<sub>2</sub> Depremi) durumu için 0.06 olarak verilmiştir. [2].

### 3.5.2 Kesme kuvveti kapasitesi

Her iki performans/deprem düzeyinde de gevrek kesme kırılmasına göre performans değerlendirmesi yapılacaktır. Kesme kuvveti istemi ile karşılaştırmada esas alınacak kesit kesme kuvveti kapasitesi  $V_e$  aşağıdaki şekilde hesaplanacaktır [2].

$$V_e = V_c + V_s + V_p \quad (3.5)$$

Burada  $V_c$ ,  $V_s$  ve  $V_p$  sırası ile betonun, çeliğin ve kesite etkiyen eksenel kuvvetin kesme kuvveti kapasitesine katkılarını göstermektedir. Çeliğin katkısı, karakteristik dayanım esas alınarak TS-500' e göre belirlenecektir. Betonun katkısı ise aşağıdaki bağıntı ile hesaplanacaktır.

$$V_c = 0.80 A_g k_c \sqrt{f_{ck}} \quad (3.6)$$

Burada  $A_g$  kesitin brüt alanını ( $\text{mm}^2$ ),  $f_{ck}$  karakteristik beton basınç dayanımını (MPa),  $k_c$  ise eğrilik sünekliği istemine bağlı olarak aşağıda tanımlanan katsayıyı göstermektedir. Bu bağıntı ile hesaplanan  $V_c$ 'nin birimi (N)'dir.

$$k_c = 0.288 \quad , \quad (\mu_\phi \leq 3) \quad (3.7)$$

$$k_c = 0.432 - 0.048\mu_\phi \quad , \quad (3 < \mu_\phi \leq 7) \quad (3.8)$$

$$k_c = 0.137 - 0.0059\mu_\phi \quad , \quad (7 < \mu_\phi \leq 15) \quad (3.9)$$

$$k_c = 0.0485 \quad , \quad (15 < \mu_\phi) \quad (3.10)$$

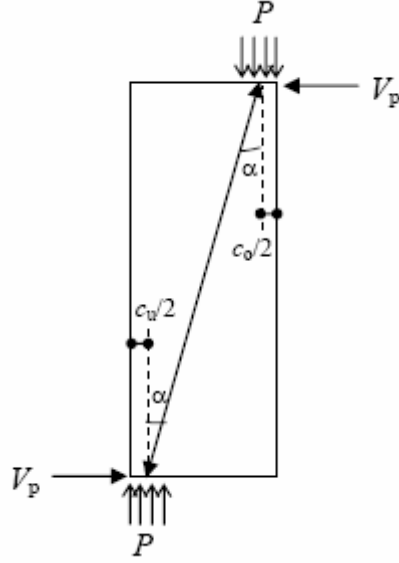
Yukarıdaki bağıntılarda  $\mu_\phi$  kesitin eğrilik sünekliği hedefini göstermektedir.

$$\mu_\phi = \kappa_t / \kappa_y \quad (3.11)$$

Şekil 3.3' den yukarıdaki ifade elde edilir. Denklem (3.5)' de yer alan üçüncü terim  $V_p$  aşağıda tanımlanmıştır (Şekil 3.4).

$$V_p = P \tan \alpha \quad (3.12)$$

Burada P, elemanın ortalama aksenal kuvvetini (basınç pozitif),  $c_o$  ve  $c_u$  ise üst ve alt kesitlerdeki eşdeğer beton basınç bloğunun derinliğini göstermektedir (Kesin hesap yapılmaması durumunda bu değerler kesit yüksekliğinin yaklaşık olarak %20'sine eşit alınabilir [2]).



Şekil 3.4 : Kolon aksenal kuvvetinin kesme kuvveti kapasitesine katkısı

### 3.5.3 Mesnet elemanların şekildeğiştirme kapasitesi

Elastomer mesnetler için tanımlanan kayma şekildeğiştirme açılarına ilişkin kapasite değerleri  $\tan \gamma_e$ , bölüm 3.1.3'te tanımlanan performans düzeyleri ile bunlara karşı gelen deprem düzeyleri için aşağıda tanımlanmıştır [2].

Çizelge 3.2 : Mesnetler için şekildeğiştirme sınırları

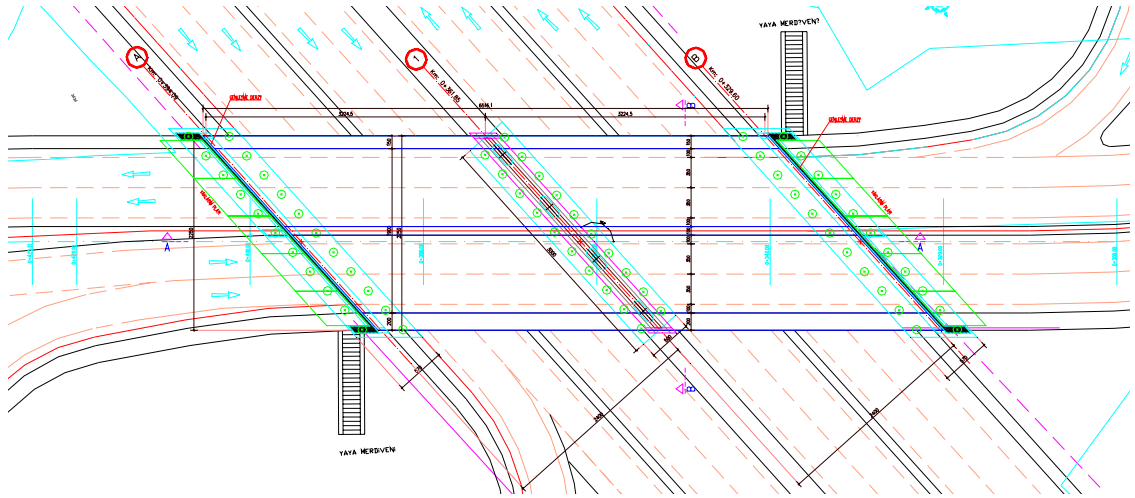
Performans Düzeyi / Deprem Düzeyi	$\tan \gamma_e$
Minimum Hasar / S <sub>1</sub> depremi	1
Kontrollü Hasar / S <sub>2</sub> depremi	2.5

#### 4. İKİ AÇIKLIKLI ÖNGERİLME KİRİŞLİ BETONARME KÖPRÜ HESABI

Bu bölümde çalışma kapsamında seçilen köprüye ait statik ve dinamik hesaplar açıklanacaktır. İlk olarak sistemin üstyapısı, daha sonra ise altyapı için kurulan modele üstyapıdan aktarılan yükler etki ettirilerek altyapısı boyutlandırılacaktır.

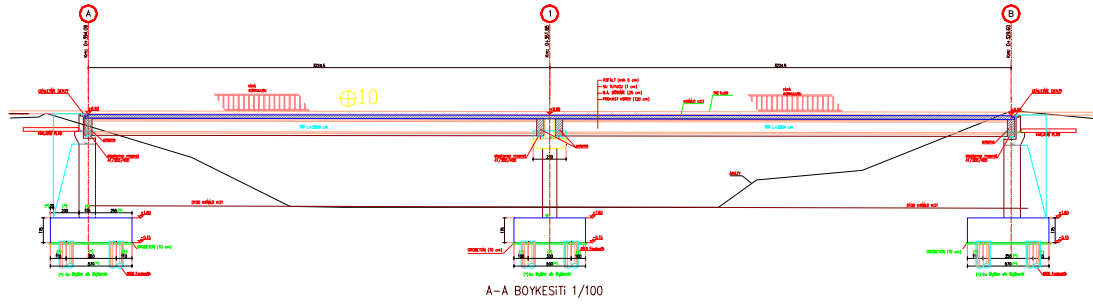
##### 4.1 Genel Yerleşim ve Sistem Kesitleri

Statik ve betonarme hesaplar Şekil 4.1 ve Şekil 4.2’de genel yerleşim planı ve boykesiti görülen köprü için incelenecektir. Projelendirilecek köprünün genişliği 18m.’si taşıt yolu olmak üzere toplam 22.5 m.’dir. Köprü tabliyesi bitişik düzende yerleştirilen 120 cm.’lik 23 adet prefabrik I kiriş, 25 cm. betonarme döşeme ve 6 cm.’lik asfaltdan meydana gelmiştir. Köprü iki açıklıklı olup toplam boyu 65.16 m.’dir.

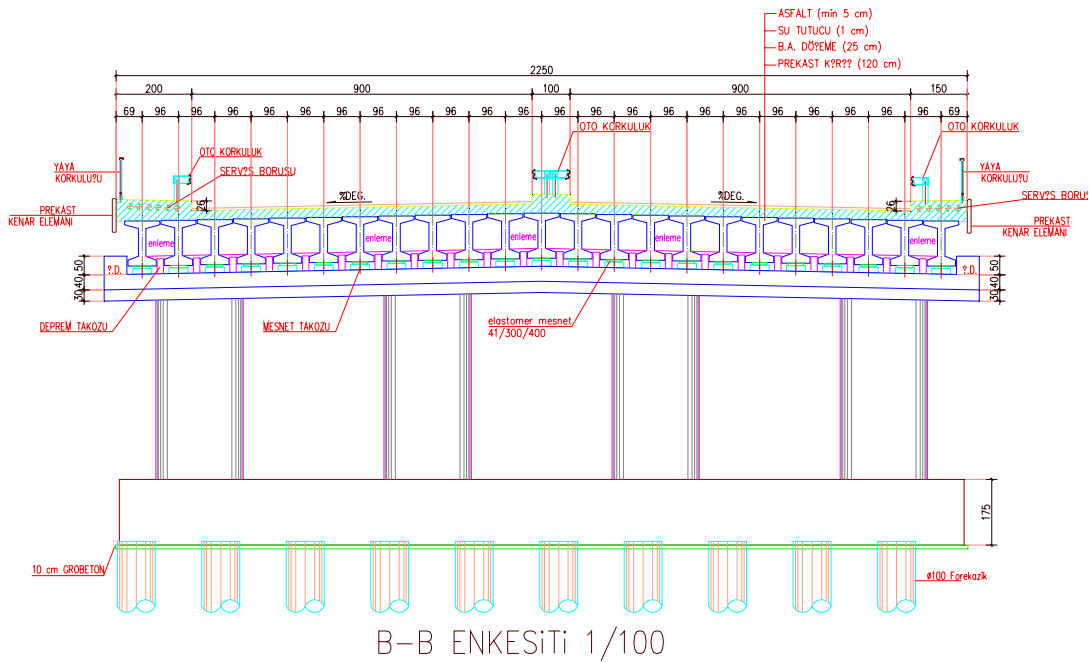


Şekil 4.1 : Köprü genel yerleşim planı

Köprü üstyapısı 4 adet 1.00 x 2.00 m.’lik eliptik orta ayak, Ø100’ lük kazıklar ve 1.75 m. kazık başlığı tarafından taşınacaktır.



Şekil 4.2 : Köprü boykesiti



Şekil 4.3 : Köprü en kesiti

## 4.2 Malzeme Özellikleri

### 4.2.1 Beton

Döşeme, başlık kirişi, kolon, kazık ve temel için C30, öngerilme kirişleri için C45 olmak üzere 2 tip beton tercih edilmiştir.

Döşeme, başlık kirişi, kolon, kazık ve temellerde kullanılan betonun (C30) karakteristikleri;

Karakteristik silindirik basınç dayanımı:..... $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Elastisite modülü :..... $E_c = 31800 \text{ MPa}$



Öngerilmeli kirişlerde kullanılan betonun (C45) karakteristikleri;

Karakteristik silindir basınç dayanımı:..... $f'_c = 45$  MPa

Elastisite modülü :..... $E_c = 34500$  MPa

Betonların elastisite modülleri TS3233'den alınmıştır.

#### 4.2.2 Çelik

Köprünün bütün elemanlarında S420 betonarme çeliği, prefabrik kirişlerde betonarme çeliğine ilaveten öngerilmeli çelik kullanılmıştır.

Betonarme çeliği olarak (S420) kullanılan yumuşak donatının karakteristikleri;

Çelik akma gerilmesi :..... $f_{sy}' = 420$  MPa

Elastisite modülü :..... $E_s = 200000$  MPa

Öngerilmeli prefabrike kirişlerde kullanılan çeliğin karakteristikleri;

Sınıfı :.....0.6" 270K

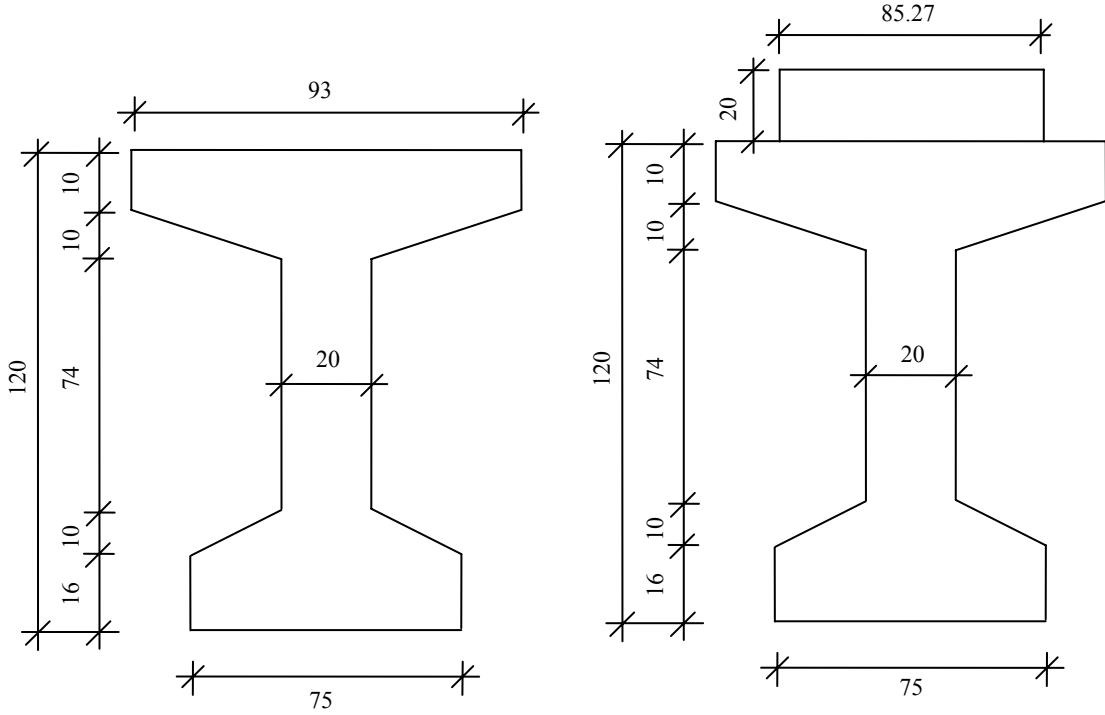
Elastisite modülü :..... $E_s = 200000$  MPa

Karakteristik çelik kopma dayanımı :..... $f'_s = 1862$  MPa

Kablo kesit alanı :..... $A^* = 140$  mm<sup>2</sup>

### 4.3 Üstyapı (Öngerilmeli Kiriş) Hesapları

#### 4.3.1 Kiriş geometrik özellikleri



Şekil 4.4 : Prekast ve kompozit kiriş kesitleri

Kompozit kirişin etkili tabla genişliği; döşeme betonu ile öngerilmeli kiriş betonunun elastisite modülleri arasındaki oranın kiriş aks aralığı ile çarpılması ile hesaplanır. İki kesit arasındaki diğer geometrik özellikler Çizelge 4.1’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.1 : Prekast ve kompozit kirişlere ait geometrik özellikler

Kiriş Tipi	Kesit Alanı (cm <sup>2</sup> )	Taraflıksız Eksen (cm)		Atalet Momenti (cm <sup>4</sup> )	Mukavemet Momenti (cm <sup>3</sup> )	
		A	Y <sub>alt</sub>		Y <sub>üst</sub>	W <sub>alt</sub>
Prekast Kiriş	4650	60.05	59.95	8745848	145639	145890
Kompozit Kiriş	6782	82.83	37.17	16529047	199565	444633

#### 4.3.2 Yük analizi

Hesaplarda kullanılacak olan malzemelere ait birim hacim ağırlıkları Çizelge 2.1’ de ayrıntılı olarak gösterilmiştir. Köprüye üstyapısına etkiyen zati yükler ayrıntılı olarak aşağıda verilmiştir. Hareketli yük olarak; yaya yükü, KGM Şartnamesi’nden alınan H<sub>30</sub>-S<sub>24</sub> standart kamyon yükü ve muadili şerit yüklemesi gösterilmiştir.

#### 4.3.2.1 Zati yükler

Kiriş zati ağırlığı	:.....	$g_1 = 0.47 \times 25.00 \times 23 = 267.38 \text{ kN} / \text{m}$
Döşeme zati ağırlığı	:.....	$g_2 = 0.25 \times 22.50 \times 25.00 = 140.63 \text{ kN} / \text{m}$
Asfalt ağırlığı	:.....	$g_{3a} = 18.00 \times 0.06 \times 23.00 = 24.84 \text{ kN} / \text{m}$
Tretuar ağırlığı	:.....	$g_{3b} = 5.50 \times 0.27 \times 25.00 = 37.13 \text{ kN} / \text{m}$
Cephe elemanı ağırlığı	:.....	$g_{3c} = 0.10 \times 1.00 \times 25.00 \times 2 = 5.00 \text{ kN} / \text{m}$
Korkuluk ağırlığı	:.....	$g_{3d} = 1.50 \times 6 = 9.00 \text{ kN} / \text{m}$
1 prekast kirişe gelen zati yük	:.....	$g_1 + g_2 = 17.64 \text{ kN} / \text{m}$
1 kompozit kirişe gelen zati yük	:.....	$g_1 + g_2 + g_3 = 20.94 \text{ kN} / \text{m}$

#### 4.3.2.2 Hareketli yükler

a) Standart kamyon yükü (H<sub>30</sub>-S<sub>24</sub>)

Şekil 2.1' de H<sub>30</sub>-S<sub>24</sub> standart kamyon yükü ve muadili eşdeğer şerit yükü gösterilmiştir. Bu bölümde ise dinamik etki katsayısı, enine dağılım katsayısı etkilenmiş, hesaplarda kullanılan kamyon yükü ve muadili şerit yüklemesi verilmiştir.

❖ Dinamik etki katsayısı:

AASHTO 3.8.2'de verildiği üzere araçların dinamik etkisi

$$I = 1 + \frac{15}{L + 37} = 1 + \frac{15}{31.59 + 37} = 1.219 \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

❖ Enine dağılım katsayısı:

AASHTO 3.23.4.3' de verildiği üzere araç yükleri enine dağılım katsayısı ile kirişlere dağıtılır.

$$D = (1750 - 152N_L) + 213N_L(1 - 0.2C)^2$$

$N_L = 4$  trafik şeridi sayısı,

$W = 22.50 \text{ m}$ . köprü genişliği,

$L = 32.25 \text{ m}$ . köprü uzunluğu,

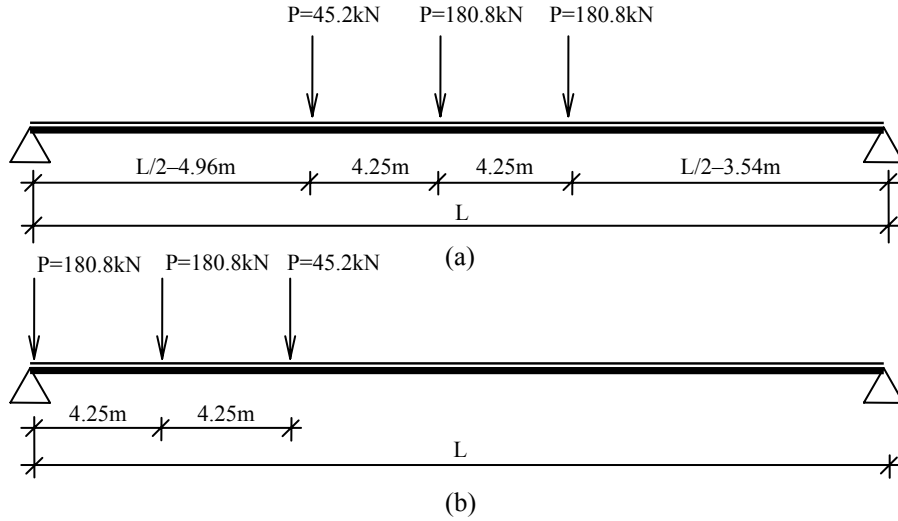
$K = 2.2$  AASHTO 3.23.4.3 Çizelge 2.5,

$$C = K(W / L) = 2.2(22.50 / 32.25) = 1.54$$

$$D = (1750 - 152x4) + 213x4(1 - 0.2x1.54)^2 = 1550mm$$

$S = 960mm$  , kiriş aks aralığı

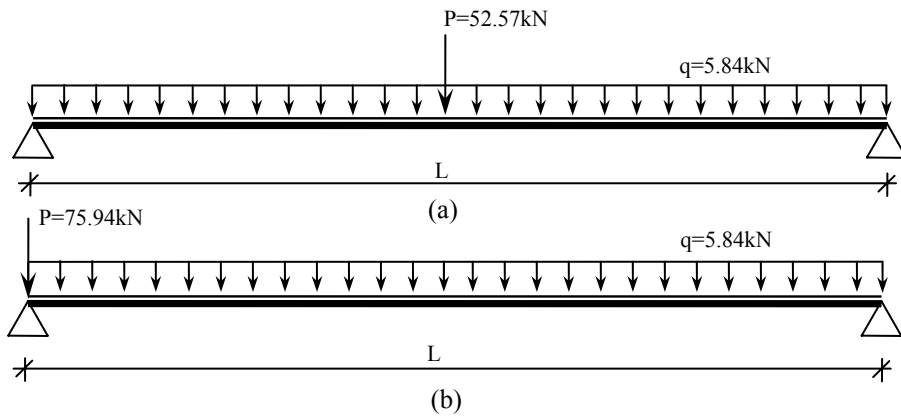
$$EDK = \frac{S}{D} = \frac{960}{1550} = 0.619 \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$



**Şekil 4.5 :** Hesapta kullanılan standart kamyon yükünün kiriş üzerinde (a) eğilme etkisi için (b) kesme etkisi için elverişsiz yerleşimi

b) Standart kamyon yükü (H<sub>30</sub>-S<sub>24</sub>)

Şekil 2.2’de eşdeğer şerit yüklemesi verilmiştir. Dinamik etki katsayısı ile enine dağılım katsayısı etkiltilerek Şekil 4.6’de hesaplarda kullanılan eşdeğer şerit yükü elde edilmiştir.



**Şekil 4.6 :** Hesapta kullanılan eşdeğer şerit yüklemesinin kiriş üzerinde (a) eğilme etkisi için (b) kesme etkisi için elverişsiz yerleşimi

c) Yaya yükü

Yaya yükünün, etkisinin az olması nedeniyle, tüm kirişlere dağıldığı varsayımı yapılarak hesap kolaylığı sağlanmıştır.

Yaya yükü .....  $g_y = 3.50 \times 3.00 = 10.50 \text{ kN/m}$

1 kompozit kirişe gelen yaya yükü .....  $g_y = 0.46 \text{ kN/m}$

### 4.3.3 Emniyet gerilmeleri

Emniyet gerilmeleri, yapının korozyonlu bölgede yada kesitte betonarme çeliğinin olup olmaması gibi farklı durumlar için AASHTO 9.15.2' ye göre verilmiştir.

#### 4.3.3.1 Rötire ve sünmeden önce geçici emniyet gerilmeleri (Öngerilme uygulama anında)

a) Basınç gerilmeleri:

❖ Basınç gerilmesi : .....  $0.6 f_{ci}' = 18.9 \text{ Mpa}$

b) Çekme gerilmeleri:

Öngerilme uygulanan bölgede çekme gerilmesine müsaade edilmemiştir. Diğer bölgedeki durum aşağıda verilmiştir.

❖ Betonarme çeliği kullanılması durumunda .....  $0.623 \sqrt{f_{ci}'} = 3.50 \text{ Mpa}$

❖ Betonarme çeliği kullanılmaması durumunda .....  $0.249 \sqrt{f_{ci}'} = 1.41 \text{ Mpa}$

#### 4.3.3.2 Kayıplardan sonra emniyet gerilmeleri (Servis yükleri altında)

a) Basınç gerilmeleri:

❖ Basınç gerilmesi : .....  $0.4 f_{ci}' = 18.0 \text{ Mpa}$

b) Çekme gerilmeleri:

Öngerilme uygulanan bölgedeki çekme gerilmeleri

❖ Betonarme çeliği kullanılması durumunda .....  $0.498 \sqrt{f_{ci}'} = 3.34 \text{ Mpa}$

❖ Korozyonlu bölgelerde .....  $0.249 \sqrt{f_{ci}'} = 1.67 \text{ Mpa}$

c) Diğer bölgedeki çekme gerilmeleri

❖ Betonarme çeliği kullanılması durumunda :.....  $0.623\sqrt{f'_{ci}} = 4.18Mpa$

❖ Betonarme çeliği kullanılmaması durumunda :..  $0.249\sqrt{f'_{ci}} = 1.67Mpa$

#### 4.3.4 Kesit tesirlerinin hesaplanması

Köprü üstyapısına etkiyen zati yüklerin oluşturduğu kesit tesirleri aşağıdaki Çizelge 4.2' de verilmiştir.

**Çizelge 4.2 : Zati yüklerden meydana gelen kesit tesirleri**

M (kNm)	Mesnet Ekseninden Mesafesi						
	0.0L (0.00m)	H (1.20m)	0.1L (3.16m.)	0.2L (6.32m.)	0.3L (9.48m.)	0.4L (12.64m.)	0.5L (15.80m.)
M <sub>g1</sub>	0.00	211.97	522.04	928.07	1218.10	1392.11	1450.11
M <sub>g2</sub>	0.00	109.40	269.44	479.01	628.69	718.51	748.45
M <sub>g3</sub>	0.00	55.17	135.87	241.55	317.04	362.33	377.42
V (kN)	Mesnet Ekseninden Mesafesi						
	0.0L (0.00m)	H (1.20m)	0.1L (3.16m.)	0.2L (6.32m.)	0.3L (9.48m.)	0.4L (12.64m.)	0.5L (15.80m.)
V <sub>g1</sub>	183.62	169.67	146.89	110.17	73.45	36.72	0.00
V <sub>g2</sub>	94.77	87.57	75.82	56.86	37.91	18.95	0.00
V <sub>g3</sub>	47.79	44.16	38.23	28.67	19.12	9.56	0.00

Çizelge 4.2' de g<sub>1</sub>; kiriş zati ağırlığını, g<sub>2</sub>; döşeme zati ağırlığını, g<sub>3</sub> ise döşeme üzerindeki diğer zati yükleri ifade etmektedir.

Köprüye etkiyen hareketli yüklerin meydana getirdiği kesit tesirleri Çizelge 4.3' de verilmiştir. Burada M<sub>h</sub> momenti maks(M<sub>k</sub>;M<sub>s</sub>)+M<sub>y</sub> ifadesiyle, maks(V<sub>k</sub>;V<sub>s</sub>)+V<sub>y</sub> ifadesiyle hesaplanmıştır.

**Çizelge 4.3 : Hareketli yüklerden meydana gelen kesit tesirleri**

M (kNm)	Mesnet Ekseninden Mesafesi						
	0.0L (0.00m)	H (1.20m)	0.1L (3.16m.)	0.2L (6.32m.)	0.3L (9.48m.)	0.4L (12.64m.)	0.5L (15.80m.)
$M_k$	0.00	213.92	523.11	917.11	1181.99	1317.76	1364.61
$M_s$	0.00	167.44	412.37	733.11	962.21	1099.66	1145.48
$M_y$	0.00	8.32	20.50	36.45	47.84	54.67	56.95
$M_h$	0.00	222.24	543.61	953.55	1229.83	1372.43	1421.55

V (kN)	Mesnet Ekseninden Mesafesi						
	0.0L (0.00m)	H (1.20m)	0.1L (3.16m.)	0.2L (6.32m.)	0.3L (9.48m.)	0.4L (12.64m.)	0.5L (15.80m.)
$V_k$	186.03	178.27	165.59	145.16	124.72	104.29	83.85
$V_s$	145.04	136.02	121.30	97.56	73.81	50.07	26.32
$V_y$	7.21	6.66	5.77	4.33	2.88	1.44	0.00
$V_h$	193.24	184.93	171.36	149.48	127.61	105.73	83.85

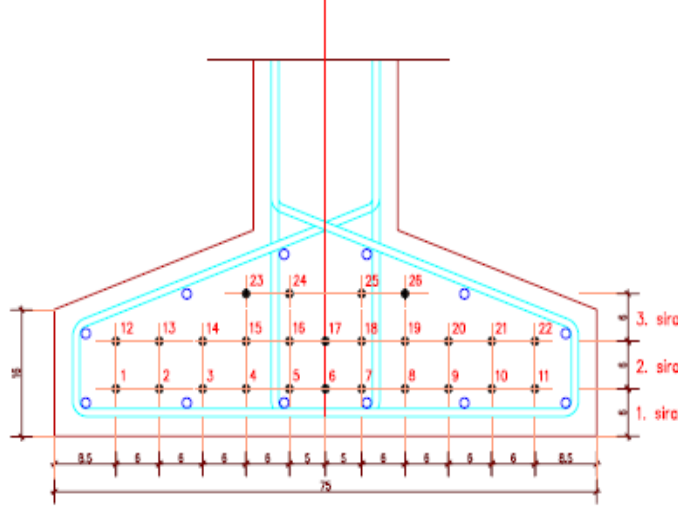
Çizelge 4.3' de k; standart kamyon yükünü, s; şerit yükünü, y; yaya yükünü, h ise hesaplarda kullanılacak hareketli yükü ifade etmektedir.

#### 4.3.5 Öngerilme kablosu sayısının belirlenmesi

Kirişe konulacak öngerilme kablo miktarı, servis yüklemesi altında, kirişin açıklık ortasında ve alt lifindeki gerilme dikkate alınarak yapılacaktır. Buna göre açıklık ortasındaki çekme gerilmesi Bölüm 4.3.3.2b' de 3.34 Mpa ile sınırlandırılmıştır.

$$\frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_{alt}} + \frac{M_{g3} + M_h}{W_{kalt}} - \frac{P_e}{A} - \frac{P_e x e}{W_{alt}} \leq 3.34 Mpa \quad (4.1)$$

İfadede dış merkezliği 50cm kabul ederek değerler yerine konulursa  $P_e = 3717kN$  olarak hesaplanır. Bir öngerilme kablosuna  $1862 \times 140 \times 0.75 = 195.51kN$  'luk öngerilme kuvveti verilebilir. Servis durumundaki kayıp oranını 0.25 alırsak bir öngerilme kablosunun alacağı kuvvet  $195.51 \times (1 - 0.25) = 146.63kN$  olarak elde edilir. Buna göre gerekli öngerilme kablosunun sayısı  $3717 / 146.63 \cong 26$  adet olarak hesaplanır. Bu hesaba göre öngerilme kablolarının eksantirisitesi hesaplanmalı ve hesap yenilenmelidir.



Şekil 4.7 : Açıklık ortasındaki öngerilme kablo düzeni

#### 4.3.6 Öngerilme kayıplarının hesaplanması

Öngerilme kayıpları AASHTO 9.16.2.1'e göre hesaplanmalıdır. Bölüm 2.3.5'de öngerilme kayıplarının nasıl hesaplanacağı ayrıntılı olarak gösterilmiştir. Burada incelenen köprü için sayısal uygulaması anlatılacaktır.

##### 4.3.6.1 Rötreden oluşan öngerilme kayıplarının hesaplanması

$SH = 117.21 - 1.03RH$  ve  $RH = \% 70$  olarak seçilmiştir.

$$SH = 117.21 - 1.03 \times 70 = 44.83 \text{ Mpa}$$

$KayıpOrani = SH / 0.75f'_s = \%3.21$  olarak elde edilir.

##### 4.3.6.2 Elastik kısılmadan oluşan öngerilme kayıplarının hesaplanması

Bölüm 2.3.5.2' de bu kaybın nasıl hesaplanacağı ayrıntılı olarak gösterilmiştir. Burada 0.5L için örnek hesap gösterilmiş diğer kesitlerin sonuçları ise Çizelge 4.4' de verilmiştir.

$$ES = \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{cir} \quad (4.2)$$

$$f_{cir} = \frac{P}{A} + \frac{P \times e^2}{I_x} - \frac{M_{g1} \times e}{I_x} \quad (4.3)$$



$$f_{cir} = \frac{5083000}{465000} + \frac{5083000 \times 496.7^2}{87458476000} - \frac{1450110000 \times 496.7}{87458476000} = 17.03 MPa$$

$$ES = \frac{193000}{30167} \times 17.03 = 108.98$$

$KayıpOrani = ES / 0.75xf'_s = \%7.80$  olarak elde edilir.

**Çizelge 4.4 : Elastik kısalmadan kaynaklanan öngerilme kayıpları**

Kesit	Aktif Kablo	M <sub>g1</sub> kN	A cm <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup>	e cm	P kN	f <sub>cir</sub> Mpa	ES Mpa	Kayıp Oranı
0.0L	16	0.00	4650	8745848	48.80	3125	15.23	97.43	6.98
H	16	211.97	4650	8745848	48.80	3125	14.05	89.86	6.44
0.1L	21	522.04	4650	8745848	48.62	4101	17.00	108.79	7.80
0.2L	23	928.07	4650	8745848	49.10	4492	16.83	107.67	7.72
0.3L	26	1218.10	4650	8745848	49.67	5078	18.32	117.24	8.40
0.4L	26	1392.11	4650	8745848	49.67	5078	17.34	110.91	7.95
0.5L	26	1450.11	4650	8745848	49.67	5078	17.01	108.81	7.80

#### 4.3.6.3 Sünme kaybının hesaplanması

Bölüm 2.3.5.3' de bu kaybın nasıl hesaplanacağı ayrıntılı olarak gösterilmiştir. Burada 0.5L için örnek hesap gösterilmiş diğer kesitlerin sonuçları ise Çizelge 4.5' de verilmiştir.

$$CR_c = 12 \times f_{cir} - 7 \times f_{cds} \quad (4.4)$$

$$f_{cds} = \frac{M_{g2} \times (y_{alt} - y_{alth})}{I_x} + \frac{M_{g3} \times (y_{kalt} - y_{alth})}{I_{kx}} \quad (4.5)$$

$$f_{cds} = \frac{748450000 \times 496.7}{87458476000} + \frac{377420000 \times 724.5}{165290470000} = 5.90 MPa$$

$$CR_c = 12 \times 17.03 - 7 \times 5.90 = 163.08 MPa$$

$KayıpOrani = CR_c / 0.75xf'_s = \%11.67$  olarak elde edilir.

**Çizelge 4.5 : Sünmeden kaynaklanan öngerilme kayıpları**

Kesit	M <sub>g2</sub> kN	M <sub>g3</sub> kN	I <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>kx</sub> cm	Y <sub>alt</sub> -Y <sub>alth</sub> cm	Y <sub>kalt</sub> -Y <sub>alth</sub> cm	f <sub>cds</sub> Mpa	CR <sub>c</sub> Mpa	Kayıp Oranı
0.0L	0.00	0.00	8745848	16529047	49.05	71.83	0.00	182.75	13.10
H	109.40	55.17	8745848	16529047	49.05	71.83	0.85	162.61	11.66
0.1L	269.44	135.87	8745848	16529047	48.87	71.65	2.08	189.46	13.58
0.2L	479.01	241.55	8745848	16529047	49.30	72.08	3.74	175.78	12.60
0.3L	628.69	317.04	8745848	16529047	49.67	72.45	4.96	185.18	13.27
0.4L	718.51	362.33	8745848	16529047	49.67	72.45	5.67	168.36	12.07
0.5L	748.45	377.42	8745848	16529047	49.67	72.45	5.90	162.75	11.67

**4.3.6.4 Öngerilme donatısı gevşeme kayıplarının hesaplanması**

Öngerilme donatısının gevşeme kaybını hesaplarırken AASHTO' da verilen formül yerine donatıyı üreten firmadan bu kaybı almak daha sağlıklı olacaktır. Bölüm 2.3.5.4' de bu kaybın nasıl hesaplanacağı ayrıntılı olarak gösterilmiştir. Burada 0.5L için örnek hesap gösterilmiş hesaplarda ise üretici firmanın değeri olan %2.50 değeri esas alınmıştır.

$$CR_s = 34 - 0.1ES - 0.05(SH + CR_c) \quad (4.6)$$

$$CR_s = 34 - 0.1 \times 108.81 - 0.05(44.83 + 163.08) = 33.50$$

$$KayipOrani = CR_s / 0.75x f'_s = \%2.40 \text{ olarak elde edilir.}$$

**4.3.6.5 Toplam öngerilme kayıpları**

Servis durumunda öngerilme donatısında meydana gelen kayıpların toplamı Çizelge 4.6' da gösterilmiştir.

**Çizelge 4.6 : Toplam öngerilme kayıpları**

Kesit	Rötre Kaybı	Elastik Kısılma Kaybı	Sünme Kaybı	Çelik Gevşeme Kaybı	Toplam Kayıp
0.0L	3.21	6.98	13.10	2.50	25.80
H	3.21	6.44	11.66	2.50	23.81
0.1L	3.21	7.80	13.58	2.50	27.09
0.2L	3.21	7.72	12.60	2.50	26.03
0.3L	3.21	8.40	13.27	2.50	27.39
0.4L	3.21	7.95	12.07	2.50	25.73
0.5L	3.21	7.80	11.67	2.50	25.18

**4.3.7 Kesit gerilmelerin kontrolü**

Çizelge 4.7 ve 4.8' de gerilme hesabında kullanılacak değerler verilmiştir. Gerilme kontrolleri kirişin herbir 0.1L mesafesi için yapılacak ve sınır değer ile kontrol

edilecektir. Kesitteki aktif öngerilmeli donatı sayısı bu kontrollerden sonra elde edilecektir.

**Çizelge 4.7 :** Prekast ve kompozit kirişlere ait geometrik özellikler

Kiriş Tipi	Kesit Alanı (cm <sup>2</sup> )	Tarafsız Eksen (cm)		Atalet Momenti (cm <sup>4</sup> )	Mukavemet Momenti (cm <sup>3</sup> )	
	A	y <sub>alt</sub>	y <sub>üst</sub>	I <sub>x</sub>	W <sub>alt</sub>	W <sub>üst</sub>
Prekast Kiriş	4650	60.05	59.95	8745848	145639	145890
Kompozit Kiriş	6782	82.83	37.17	16529047	199565	444633

**Çizelge 4.8 :** Gerilme kontrolleri için hesap verileri

Kesit	Aktif Halat Sayısı	P kN	y <sub>alth</sub> cm	e cm	α %	β %
0.0L	16	3125	11.25	48.80	93.02	74.20
H	16	3125	11.25	48.80	93.56	76.19
0.1L	21	4101	11.43	48.62	92.20	72.91
0.2L	23	4492	10.96	49.10	92.28	73.97
0.3L	26	5078	10.38	49.67	91.60	72.61
0.4L	26	5078	10.38	49.67	92.05	74.27
0.5L	26	5078	10.38	49.67	92.20	74.82

#### 4.3.7.1 0.5L için kesit gerilme kontrolleri

Kesit gerilme kontrollerinin nasıl yapılacağı Bölüm 2.3.3' de ve sınır şartları da Bölüm 4.3.3'de ayrıntılı olarak anlatılmıştı. Burada ise yukarıda anlatılan bağıntılar kullanılarak elde edilen sonuçlar Çizelge 4.9' da gösterilmiştir.

**Çizelge 4.9 :** 0.5L için gerilme sonuçları

Yükleme Durumu	σ <sub>alt</sub> (Mpa)		σ <sub>üst</sub> (Mpa)	
	Kayıplar minumum	Kayıplar maksimum	Kayıplar minumum	Kayıplar maksimum
1.Kontrol	16.08	11.17	4.07	5.18
2.Kontrol	10.94	6.03	9.20	10.31
3.Kontrol	-	4.14	-	11.16
4.Kontrol	-	2.98	-	14.35

#### 4.3.7.2 0.4L için kesit gerilme kontrolleri

Kesit gerilme kontrollerinin nasıl yapılacağı Bölüm 2.3.3' de ve sınır şartları da Bölüm 4.3.3'de ayrıntılı olarak anlatılmıştı. Burada ise yukarıda anlatılan bağıntılar kullanılarak elde edilen sonuçlar Çizelge 4.10' da gösterilmiştir.

**Çizelge 4.10 : 0.4L için gerilme sonuçları**

Yükleme Durumu	$\sigma_{alt}$ (Mpa)		$\sigma_{üst}$ (Mpa)	
	Kayıplar minimumum	Kayıplar maksimum	Kayıplar minimumum	Kayıplar maksimum
1.Kontrol	16.43	11.41	3.68	4.81
2.Kontrol	11.50	6.48	8.61	9.74
3.Kontrol	-	4.66	-	10.55
4.Kontrol	-	2.21	-	13.64

#### 4.3.7.3 0.3L için kesit gerilme kontrolleri

Kesit gerilme kontrollerinin nasıl yapılacağı Bölüm 2.3.3' de ve sınır şartları da Bölüm 4.3.3'de ayrıntılı olarak anlatılmıştı. Burada ise yukarıda anlatılan bağıntılar kullanılarak elde edilen sonuçlar Çizelge 4.11' de gösterilmiştir.

**Çizelge 4.11 : 0.3L için gerilme sonuçları**

Yükleme Durumu	$\sigma_{alt}$ (Mpa)		$\sigma_{üst}$ (Mpa)	
	Kayıplar minimumum	Kayıplar maksimum	Kayıplar minimumum	Kayıplar maksimum
1.Kontrol	17.50	12.14	2.52	3.73
2.Kontrol	13.18	7.82	6.83	8.04
3.Kontrol	-	6.23	-	8.75
4.Kontrol	-	0.07	-	11.51

#### 4.3.7.4 0.2L için kesit gerilme kontrolleri

Kesit gerilme kontrollerinin nasıl yapılacağı Bölüm 2.3.3' de ve sınır şartları da Bölüm 4.3.3'de ayrıntılı olarak anlatılmıştı. Burada ise yukarıda anlatılan bağıntılar kullanılarak elde edilen sonuçlar Çizelge 4.12' de gösterilmiştir.

**Çizelge 4.12 : 0.2L için gerilme sonuçları**

Yükleme Durumu	$\sigma_{alt}$ (Mpa)		$\sigma_{üst}$ (Mpa)	
	Kayıplar minimumum	Kayıplar maksimum	Kayıplar minimumum	Kayıplar maksimum
1.Kontrol	16.52	11.97	1.33	2.33
2.Kontrol	13.23	8.68	4.61	5.61
3.Kontrol	-	7.47	-	6.15
4.Kontrol	-	2.70	-	8.30

#### 4.3.7.5 0.1L için kesit gerilme kontrolleri

Kesit gerilme kontrollerinin nasıl yapılacağı Bölüm 2.3.3' de ve sınır şartları da Bölüm 4.3.3'de ayrıntılı olarak anlatılmıştı. Burada ise yukarıda anlatılan bağıntılar kullanılarak elde edilen sonuçlar Çizelge 4.13' de gösterilmiştir.

**Çizelge 4.13 : 0.1L için gerilme sonuçları**

Yükleme Durumu	$\sigma_{alt}$ (Mpa)		$\sigma_{üst}$ (Mpa)	
	Kayıplar minimum	Kayıplar maksimum	Kayıplar minimum	Kayıplar maksimum
1.Kontrol	17.17	12.83	0.89	0.04
2.Kontrol	15.32	10.98	0.95	1.89
3.Kontrol	-	10.30	-	2.20
4.Kontrol	-	7.57	-	3.42

#### 4.3.7.6 H için kesit gerilme kontrolleri

Kesit gerilme kontrollerinin nasıl yapılacağı Bölüm 2.3.3' de ve sınır şartları da Bölüm 4.3.3'de ayrıntılı olarak anlatılmıştı. Burada ise yukarıda anlatılan bağıntılar kullanılarak elde edilen sonuçlar Çizelge 4.14' de gösterilmiştir.

**Çizelge 4.14 : H için gerilme sonuçları**

Yükleme Durumu	$\sigma_{alt}$ (Mpa)		$\sigma_{üst}$ (Mpa)	
	Kayıplar minimum	Kayıplar maksimum	Kayıplar minimum	Kayıplar maksimum
1.Kontrol	14.63	11.64	2.04	1.39
2.Kontrol	13.88	10.89	1.29	0.64
3.Kontrol	-	10.61	-	0.52
4.Kontrol	-	9.50	-	0.02

#### 4.3.7.7 0.0L için kesit gerilme kontrolleri

Kesit gerilme kontrollerinin nasıl yapılacağı Bölüm 2.3.3' de ve sınır şartları da Bölüm 4.3.3'de ayrıntılı olarak anlatılmıştı. Burada ise yukarıda anlatılan bağıntılar kullanılarak elde edilen sonuçlar Çizelge 4.15' de gösterilmiştir.

**Çizelge 4.15 : 0.0L için gerilme sonuçları**

Yükleme Durumu	$\sigma_{alt}$ (Mpa)		$\sigma_{üst}$ (Mpa)	
	Kayıplar minimum	Kayıplar maksimum	Kayıplar minimum	Kayıplar maksimum
1.Kontrol	15.99	12.76	3.47	2.77
2.Kontrol	15.99	12.76	3.47	2.77
3.Kontrol	-	12.76	-	2.77
4.Kontrol	-	12.76	-	2.77

#### 4.3.8 Taşıma kapasitesi kontrolü

Kirişin taşıma kapasitesi kompozit kesit için, mesnet ekseninden 0.5L mesafede ayrıntılı olarak hesaplanmıştır. Prefabrik kesitin yeterli olduğu düşünülerek hesap yapılmamıştır.

Taşıma kapasitesi hesapları, kesitin dikdörtgen veya tablalı olmasına göre Bölüm 2.3.6.1 ve 2.3.6.2' de ayrıntılı olarak verilmiştir.

#### 4.3.8.1 0.5L için taşıma gücü kontrolü

❖ Kompozit kesit için taşıma kapasitesi kontrolü

Taşıma gücü azaltma katsayısı	:.....	$\phi = 1$
Aktif halat sayısı	:.....	$n = 26$
Düşük gevşemeli öngerilme çeliği tip faktörü	:.....	$\gamma = 0.28$
C45 betonu dayanım faktörü	:.....	$\beta_1 = 0.72$
Öngerilme donatısı faydalı yüksekliği	:.....	$d = 134.62cm$
Betonarme donatısı faydalı yüksekliği	:.....	$d_t = 139.50cm$
Etkili tabla genişliği	:.....	$b = 85.27cm$
Öngerilme donatısı alanı	:.....	$A_s^* = 36.40cm^2$
Betonarme donatısı alanı	:.....	$A_s = 18.85cm^2$
Öngerilme donatısı oranı	:.....	$\rho^* = 0.00317$
Betonarme donatısı oranı	:.....	$\rho = 0.00158$

Yukarıdaki veriler denklemde yerine konulduğunda

$$a = \frac{A_s^* f_{su}^* + A_s f_{sy}}{0.85 f_c' b} = 22.13cm < t = 25cm \text{ olduğundan taşıma gücü hesabı dikdörtgen}$$

kesite göre yapılacaktır.

$$\left( \frac{\rho f_{sy}}{f_c'} \right) \frac{d_t}{d} + \left( \frac{\rho^* f_{su}^*}{f_c'} \right) - \left( \frac{\rho' f_y'}{f_c'} \right) = 0.129 \leq 0.36 \beta_1 = 0.260$$

olduğundan kesitin taşıma kapasitesi AASHTO 9.17.2' de verilen aşağıdaki denklem ile hesaplanacaktır.

$$\phi M_n = \phi \left\{ A_s^* f_{su}^* d \left[ 1 - 0.6 \left( \frac{\rho^* f_{su}^*}{f_c'} + \frac{d_t}{d} \frac{\rho f_{sy}}{f_c'} \right) \right] + A_s f_{sy} d_t \left[ 1 - 0.6 \left( \frac{d}{d_t} \frac{\rho^* f_{su}^*}{f_c'} + \frac{\rho f_{sy}}{f_c'} \right) \right] \right\}$$

$$\phi M_n = 8027.84kNm \text{ olarak hesaplanır.}$$

Kesitte zati ve hareketli yüklerin kombinasyonundan oluşan faktörlü moment;

$$M_u = 1.3 \times (M_{g1} + M_{g2} + M_{g3} + 1.67M_h) = 6434.97 \text{ kNm} \text{ olarak bulunur.}$$

Kompozit kiriş kesitinin taşıma kapasitesi, kesite etkiyen faktörlü moment ile kıyaslandığında kesitin güvenli olduğu görülmektedir.

#### 4.3.8.2 Diğer kesitler için taşıma gücü kontrolleri

Çizelge 4.16 kirişe ait bütün kesitlerde yapılan taşıma gücü kontrolleri gösterilmiştir.

**Çizelge 4.16 : Taşıma gücü sonuçları**

Kesit	$M_u$ kNm	$\phi M_n$ kNm
0.0L	0.00	5194.61
H	972.00	5194.61
0.1L	2385.74	6608.21
0.2L	4213.38	7186.52
0.3L	5482.93	8027.84
0.4L	6194.37	8027.84
0.5L	6434.97	8027.84

#### 4.3.9 Düktilite kontrolleri

##### 4.3.9.1 Minimum öngerilme donatısı kontrolü

AASHTO 9.18.2.1'e göre kesitteki öngerilmeli ve yumuşak donatı miktarı, kritik kesitin çatlama momenti değerinin 1.2 kat daha fazlasını sağlayacak şekilde olmalıdır. Kesit çatlama momenti değeri ise kompozit kesit için;

$$M_{cr}^* = W_{kalt} (f_r + f_{pe}) - (M_{g1} + M_{g2}) (W_{kalt} / W_{alt} - 1) \quad (4.7)$$

bağıntısı ile prefabrik kesitler için ise yukarıda verilen ifadede  $W_{kalt}$  yerine  $W_{alt}$  yazılarak elde edilen ifade kullanılır.

❖ 0.5L için kompozit kesitte taşıma kapasitesi kontrolü

$$\text{Çatlama gerilmesi} \quad \dots\dots\dots f_r = 0.62\sqrt{f'_c} = 4.16 \text{ MPa}$$

$$\text{Öngerilmeden kaynaklanan beton gerilmesi} \quad \dots\dots\dots f_{pe} = 21.13 \text{ Mpa}$$

$$1.2M_{cr}^* = W_{kalt} (f_r + f_{pe}) - (M_{g1} + M_{g2}) (W_{kalt} / W_{alt} - 1) = 5078.49 \text{ kNm} < \phi M_n = 8027.84 \text{ kNm}$$

olduğundan kesit minimum donatı açısından yeterlidir.

Diğer kesitlere ait hesaplar Çizelge 4.16'da verilmiştir.

**Çizelge 4.17 : Minimum donatı sonuçları**

Kesit	$1.2M_{cr}$ kNm	$\phi M_n$ kNm
0.0L	3907.95	5194.61
H	3989.72	5194.61
0.1L	4574.92	6608.21
0.2L	4764.15	7186.52
0.3L	5085.23	8027.84
0.4L	5080.18	8027.84
0.5L	5078.49	8027.84

#### 4.3.9.2 Maksimum öngerilme donatısı kontrolü

Öngerilmeli beton elemanlar, donatı akma gerilmesine ulaştığı zaman maksimum kapasitede olacak şekilde tasarlanmalıdır. Maksimum öngerilme donatısı  $0.36\beta_1$  değerini aştığı zaman taşıma kapasitesi hesabı değiştirilmelidir.

#### 4.3.10 Kesme hesabı

Kirişte kesme hesabı mesnet yüzünden H m. kadar mesafede incelenmiştir. Bölüm 2.3.8' de kesme hesabı detaylı olarak gösterilmiştir.

Prefabrike kiriş gövde genişliği :.....  $b' = 20.00cm$

Zati yükten kaynaklanan kesme kuvveti :.....  $V_d = 301.40kN$

Zati yükten kaynaklanan moment :.....  $M_d = 376.54kNm$

Faktörlü kesme kuvveti :.....  $V_u = 793.30kN$

Faktörlü moment :.....  $M_u = 972.00kNm$

Faydalı yükseklik :.....  $d = 301.40kN$

Zati yükten kaynaklanan kesme kuvveti :.....  $V_d = 301.40kN$

Kayıplardan sonra öngerilme kuvvetinden

Dolaylı betonda oluşan basınç gerilmesi :.....  $f_{pe} = \frac{P_e}{A} + \frac{P_e \times e}{W_{alt}} = 13.10Mpa$

Zati yüklerden kaynaklanan kesitin alt

bölgesindeki çekme gerilmesi :.....  $f_d = \frac{M_{g1} + M_{g2}}{W_{alt}} + \frac{M_{g3}}{W_{kalt}} = 2.48Mpa$



Kesitte dış yüklerden kaynaklanan

$$\text{çatlama momenti} \quad \dots\dots\dots M_{cr} = W_{kalt} \left( 0.5 \times \sqrt{f'_c} + f_e - f_d \right) = 2787.58 kNm$$

Öngerilmeli betonun taşıma gücü,  $V_{ci}$  ve  $V_{cw}$  değerlerinden küçük olanıdır Buna göre

$$V_{ci} = 0.05 \sqrt{f'_c} b' d + V_d + \frac{V_i M_{cr}}{M_{max}} = 2693.91 kN$$

$$f_{pc} = \frac{P_e}{A} - \frac{P_e \times e \times (y_{kalt} - y_{alt})}{I} + \frac{(M_{g1} + M_{g2}) \times (y_{kalt} - y_{alt})}{I} = 2.93 MPa$$

Öngerilme halatı yatay olarak konulduğundan  $V_p = 0.00 kN$  'dır.

$$V_{cw} = \left( 0.292 \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc} \right) b' d + V_p = 759.22 kN$$

Beton tarafından karşılanan kesme kuvveti  $V_c = \min(V_{ci} : V_{cw}) = 759.22 kN$  olarak bulunur

$V_u = 793.30 kN > \phi V_c = 645.33 kN$  olduğundan etriye hesabı gereklidir.

Kayma donatısının taşınması gereken kesme kuvveti  $V_u = \phi(V_c + V_s)$  bağıntısıyla hesaplanabilir. Buna göre donatı tarafından karşılanacak kesme kuvveti  $V_s = 174.08 kN$  olarak hesaplanmıştır. AASHTO 9.20.3.1' e göre donatı alanı

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \text{ yardımıyla hesaplanabilir.}$$

Etriye  $\Phi 10/15cm$  seçilirse  $V_s = 191.73 kN > 174.08 kN$  şartı sağlandığından seçilen etriye yeterlidir.

#### 4.3.11 Sehim kontrolleri

Sehim hesapları maksimum sehimin oluşacağı 0.5L mesafe için yapılacaktır.

❖ Öngerilme anında kirişin kendi ağırlığından dolayı oluşan sehim

$$\text{Kiriş zati ağırlığı} \quad \dots\dots\dots g_1 = 11.63 kN / m$$

$$\text{Kiriş mesnet boyu} \quad \dots\dots\dots L = 31.59 m$$

$$\text{Öngerilme anında betonun elastisite modülü} \quad \dots\dots\dots E_c = 32241 MPa$$

$$\text{Prefabrik kesit atalet momenti} \quad \dots\dots\dots I = 8745848 cm^4$$

Kirişin kendi ağırlığından oluşacak sehim :.....  $\delta_1 = \frac{5 \times g_1 \times L^4}{384 \times E_c \times I} = 54mm \downarrow$

❖ Öngerilme anında öngerilme kuvvetinden dolayı oluşan sehim

Öngerilme anında etkili öngerilme kuvveti :.....  $P = 4682kN$

Öngerilme donatısının eksantrisitesi :.....  $e = 49.67cm$

Kiriş mesnet boyu :.....  $L = 31.59m$

Öngerilme anında betonun elastisite modülü :.....  $E_c = 32241MPa$

Prefabrik kesit atalet momenti :.....  $I = 8745848cm^4$

Öngerilme kuvvetinden oluşacak sehim :.....  $\delta_p = \frac{P \times e \times L^2}{8 \times E_c \times I} = 103mm \uparrow$

❖ Döşeme ağırlığından dolayı oluşan sehim

Döşeme zati ağırlığı :.....  $g_2 = 6.00kN / m$

Betonun elastisite modülü :.....  $E_c = 35800MPa$

Kiriş mesnet boyu :.....  $L = 31.59m$

Prefabrik kesit atalet momenti :.....  $I = 8745848cm^4$

Döşeme ağırlığından oluşacak sehim :.....  $\delta_2 = \frac{5 \times g_2 \times L^4}{384 \times E_c \times I} = 25mm \downarrow$

❖ Kompozit kesite etkiyen ilave yüklerden dolayı oluşan sehim

İlave yükler ( $g_{3a}+g_{3b}+g_{3c}+g_{3d}$ ) :.....  $g_3 = 3.30kN / m$

Betonun elastisite modülü :.....  $E_c = 35800MPa$

Kiriş mesnet boyu :.....  $L = 31.59m$

Kompozit kesit atalet momenti :.....  $I_k = 16529047cm^4$

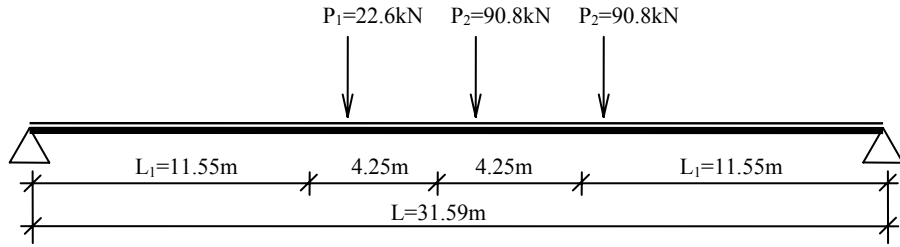
İlave yüklerden dolayı oluşacak sehim :.....  $\delta_3 = \frac{5 \times g_2 \times L^4}{384 \times E_c \times I} = 7mm \downarrow$

❖ H<sub>30</sub>-S<sub>24</sub> kamyon yükünden dolayı oluşan sehim

Betonun elastisite modülü :.....  $E_c = 35800MPa$

Kiriş mesnet boyu :.....  $L = 31.59m$

Kompozit kesit atalet momenti :.....  $I_k = 16529047cm^4$



Standart kamyon yükünden dolayı oluşacak sehim:

$$\delta_k = \frac{P_2 \times (850 + L_1)}{192 \times E_c \times I_k} + [3L^2 - 4 \times (850 + L_1)] + \frac{P_2 \times L^3 + P_k \times [3L^2 - 4 \times (850 + L_1)^2]}{48 \times E_c \times I_c}$$

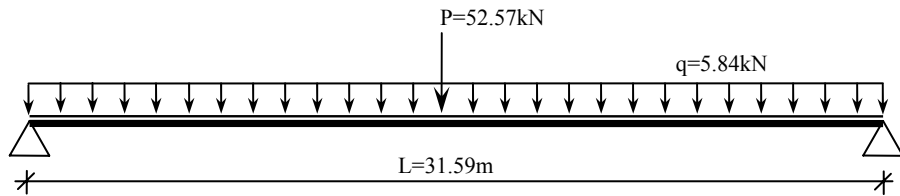
$$\delta_k = 22mm \downarrow$$

❖ Şerit yükünden dolayı oluşan sehim

Betonun elastisite modülü :.....  $E_c = 35800MPa$

Kiriş mesnet boyu :.....  $L = 31.59m$

Kompozit kesit atalet momenti :.....  $I_k = 16529047cm^4$



Serit yükünden dolayı oluşacak sehim:

$$\delta_k = \frac{P \times L^3}{48 \times E_c \times I_c} + \frac{5 \times q}{384 \times E_c \times I_c} = 19mm \downarrow$$

#### 4.3.11.1 Öngerilme uygulama anındaki sehim kontrolü

Öngerilme uygulama anında prefabrik kiriş, zati ağırlığı ve öngerilme kuvveti etkisinde sehim yapmaktadır. Buna göre hesaplanan sehim değeri;

$$\Sigma\delta = \delta_1 + \delta_p = 54 - 103 = -49mm \uparrow < L / 480 = 66mm$$

#### 4.3.11.2 Servis yükleri anındaki sehim kontrolü

Servis durumunda köprü, zati ve hareketli yüklerin etkisi altında sehim yapmaktadır.

Buna göre hesaplanan sehim değeri;

$$\Sigma\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_h + \delta_p$$

$$\Sigma\delta = 54 + 25 + 7 + 22 - 103 = 5mm < L/480 = 66mm$$

#### 4.4 Altyapı Hesapları

##### 4.4.1 Yük analizi

##### 4.4.1.1 Zati yükler

Zati yükler ayrıntılı olarak Bölüm 4.3.2.1' de ayrıntılı olarak gösterilmiştir.

##### 4.4.1.2 Hareketli yükler

a) Standart kamyon yükü (H<sub>30</sub>-S<sub>24</sub>)

Bu bölümde dinamik etki katsayısı, hareketli yük azaltma katsayısı etkilmiş, hesaplarda kullanılan kamyon yükü ve muadili şerit yüklemesi verilmiştir.

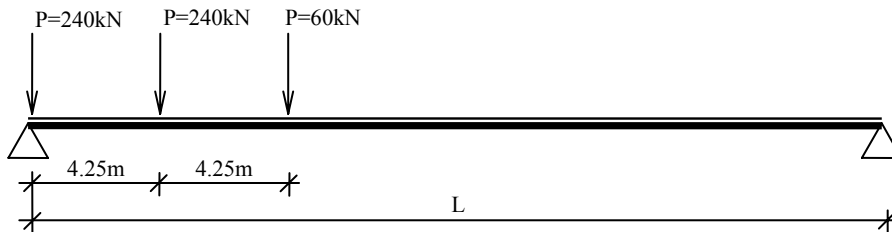
❖ Dinamik etki katsayısı:

AASHTO 3.8.2'de verildiği üzere araçların dinamik etkisi

$$I = 1 + \frac{15}{L + 37} = 1 + \frac{15}{31.59 + 37} = 1.219 \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

❖ Hareketli yük azaltma katsayısı:

AASHTO 3.12.1' de verildiği üzere köprünün tam yüklü olma olasılığının düşük olması nedeniyle hareketli yükler bir katsayı ile azaltılırlar. Çizelge 2.4'e göre köprü 4 şerit olduğu için azaltma katsayısı 0.75 olarak alınacaktır.



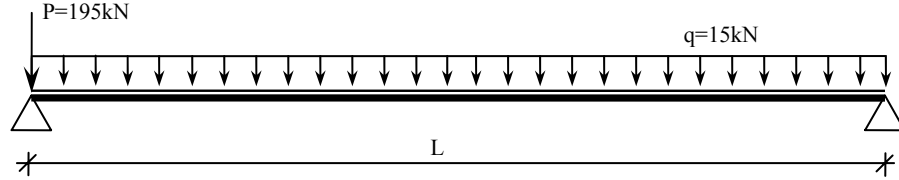
Şekil 4.8 : Altyapı hesabında kullanılan standart kamyon yüklemesi

$$\Sigma P = 4\text{serit} \times 240\text{kN} \times \varphi \times 0.75 = 720 \times \varphi \text{ kN}$$

$$\Sigma V_{h1} = [P \times L + P \times (L - 4.25) + P \times (L - 8.5) / 4] / L \text{ kN}$$

$$V_{h1} = \Sigma V_{h1} / (\text{mesnet sayısı}) \text{ kN/mesnet}$$

b) Şerit yükü



**Şekil 4.9 :** Altyapı hesabında kullanılan şerit yüklemesi

$$\Sigma P = 4\text{serit} \times 195\text{kN} \times \varphi \times 0.75 = 585 \times \varphi \text{ kN}$$

$$\Sigma q = 4\text{serit} \times 15\text{kN} / \text{m} \times \varphi \times 0.75 = 45 \times \varphi \text{ kN/m}$$

$$\Sigma V_{h1} = [\Sigma P \times L + \Sigma q \times L^2 / 2] / L \text{ kN}$$

$$V_{h1} = \Sigma V_{h1} / (\text{mesnet sayısı}) \text{ kN/mesnet}$$

Çizelge 4.18' de hesap sonuçları özetlenmiştir.

**Çizelge 4.18 :** Üstyapıdan aktarılan hareketli yükler

Hareketli Yükler				Fren Yükleri					
Aks Aralığı	Açıklık (m)	Titreşim Katsayısı ( $\varphi$ )	Mesnet Sayısı	$\Sigma V_{h1}$ (kN)		$V_{h1}$ (kN)		$V_{hb}$ (kN)	
				H <sub>30-S<sub>24</sub></sub>	Şerit	H <sub>30-S<sub>24</sub></sub>	Şerit	Hesap	Hesap
A-1~1-B	31.59	1.22	23	1797.20	1579.15	78.14	68.66	78.14	3.91

c) Yaya yükü

Yaya yükünün, etkisinin az olması nedeniyle, tüm kirişlere dağıldığı varsayımı yapılarak hesap kolaylığı sağlanmıştır.

$$A = \text{KaldırımUzunlugu} \times \text{KirisBoyuy}$$

$$P = A(m^2) \times 3.0(kN / m^2)$$

$$V_h = P \text{ (kN)} / (2 \times \text{mesnet sayısı})$$

**Çizelge 4.19 : Üstyapıdan aktarılan yaya yükleri**

Yaya Yükleri							
Aks Aralığı	Açıklık (m)	Kaldırım Alanı	Mesnet Sayısı	ΣP	ΣP	P	P
				(kN) Sol	(kN) Sağ	(kN/mesnet) Sol	(kN/mesnet) Sağ
A-1~1-B	31.59	110.56	46	165.84	165.84	3.61	3.61

## d) Fren yükü

Hareketli yükün 1/20' sinin yatay olarak, yol yüzeyinden 1.80 m. yükseklikte etkidiği kabul edilmiştir. (AASHTO 3.9). Çizelge 4.18' de köprüye etkiyen fren kuvveti gösterilmiştir.

## e) Rötire, sünme ve sıcaklık değişiminden kaynaklanan kuvvetler

Sıcaklık değişiminden oluşan etkilerin hesabında Köprüler Teknik Şartnamesi gereği sıcaklık değişimi -30 °C ile +50 °C arasında alınmıştır ( $\Delta T = \pm 40$  °C). Rötire ve sünme uzama katsayısı 0.0002 alınmıştır (AASHTO 8.5.4). Betonun ısıl genleşme katsayısı  $\alpha_T = 1.08E-5/^\circ C$  olarak alınmıştır (AASHTO 8.5.3). Sıcaklık değişimi;

$\Delta L = \alpha_T \times L \times \Delta T = (1.08 \times 10^{-5}) \times L \times 40 = 4.32 \times 10^{-4} L$  m. ifadesiyle, rötire ve sünme değişimi ise;  $\Delta L = 0.0002 \times L$  ifadesi yardımıyla hesaplanmıştır.

Elastomer ebatları: 300 mm x 400 mm x 52 mm (Net kauçuk kalınlığı  $h_{rt} = 37$  mm)

Elastomer kayma modülü:  $G = 1000 \text{ kN/m}^2$  (AASHTO 14.3.1)

$$F_y = \frac{GxA}{h_{rt}} \times \Delta L = \frac{1000 \text{ kN/m}^2 \times 0.3 \text{ m} \times 0.4 \text{ m}}{0.037 \text{ m}} \times 0.000632 L = 2.05 \times L$$

$$V_h = F_y / 2 \text{ kN / mesnet}$$

**Çizelge 4.20 : Rötire, sünme ve sıcaklık yükleri**

RST Kuvvetleri						
Aks Aralığı	Açıklık (m)	Sıcaklık Değişimi (m)	Rötire+Sünme (m)	Toplam $\Delta L$ (m)	ΣFy (kN)	Fy kN / mesnet
A-1~1-B	31.59	0.01024	0.00632	0.01655	53.686	26.843

## f) Rüzgar yükleri

❖ Köprünün boş olması durumunda rüzgar yüklemesi

Rüzgara maruz köprü üstyapı yüksekliği :.....3.00m.

Köprüye etkiyen birim yük (AASHTO 3.15.1.1) :.....2.44 kN/m<sup>2</sup>

$$H_w = 3.00m \times L \times 2.44kN / m^2 = 7.32 \times L \text{ kN / açıklık}$$

$V_w = H_w / 2$  xmesnet sayısı kN/mesnet ifadesiyle köprünün araçsız olması durumundaki rüzgar yükü hesaplanır.

❖ Köprünün boş olması durumunda rüzgar yüklemesi

Rüzgara maruz köprü üstyapı yüksekliği :.....3.00m.

Köprüye etkiyen birim yük (AASHTO 3.15.1.2) :.....1.70 kN/m<sup>2</sup>

$$H_w = 3.00m \times L \times 1.70kN / m^2 = 5.13 \times L \text{ kN / açıklık}$$

Araca etkiyen birim yük (AASHTO 3.15.1.2) :.....1.49 kN/m

Rüzgara maruz köprü arac yüksekliği (AASHTO 3.15.1.2) :.....1.83m.

$$H_w = 1.49m \times L = 1.49 \times L \text{ kN / açıklık}$$

$V_w = (5.13 + 1.49) \times L / 2 \times$  mesnet sayısı kN/mesnet ifadesiyle köprünün araçlı olması durumundaki rüzgar yükü hesaplanır.

**Çizelge 4.21 : Rüzgar Yükleri**

Rüzgar Kuvvetleri								
Aks Aralığı	Açıklık (m)	Mesnet Sayısı	Köprü Boş			Köprü Dolu		
			ΣP (kN)	P (kN/mesnet)	ΣP (kN)	P (kN/mesnet)	M (kNm/mesnet)	
A-1~1-B	31.59	46	231.33	5.03	208.97	4.54	1.87	

**4.4.1.3 Dinamik yükler**

Deprem etkisi AASHTO Bölüm IA “Sismik Tasarım” doğrultusunda köprüye etkiye deprem kuvvetleri belirlenmiştir. Deprem yüklerinin belirlenmesinde, köprünün yapıldığı bölgenin zemin sınıfı Tip II olarak kabul edilmiştir (AASHTO I A 3.5). Köprünün bulunduğu 2. derece deprem bölgesi için etkin yer ivmesi katsayısı  $A_0 = 0.30g$  dir. TIP II yerel zemin sınıfı için spektral ivme-periyot eğrisi aşağıda verilmiştir.

İvme katsayısı :.....A = 0.30g

Zemin profil tipi :.....II

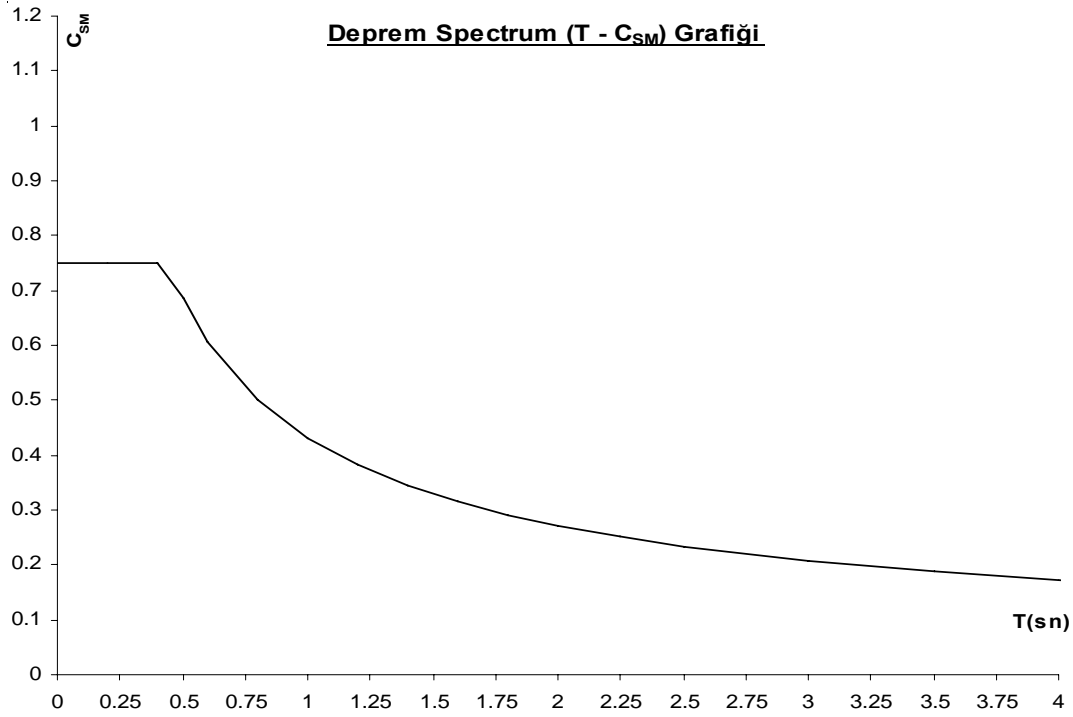
Zemin etki katsayısı :.....S = 1.2

Önem sınıflandırması :.....I

Deprem davranış kategorisi :.....D

İvme spektrumun ordinat değerleri aşağıda verilen denklem (4.8) ile belirlenmiştir.

$$C_{sm} = \frac{1.2A \cdot S}{T_m^{2/3}} \quad (4.8)$$



**Şekil 4.10 : Tasarım spektrum eğrisi**

#### 4.4.2 Yükleme kombinasyonları

Yükleme kombinasyonları yukarıda açıklanan yükler ve etkiler gözetilerek AASHTO 2002 Çizelge 3.22 1A'da verilen katsayılar kullanılarak yapılmıştır.

❖ Kullanım yüküne göre yükleme kombinasyonları

1.0 DL + 1.0 LL + 1.0 E .....(COMB 1)

1.0 DL + 1.0 E + 1.0 W .....(COMB 2)

1.0 DL + 1.0 LL + 1.0 E + 0.3 W + 1.0 WL + 1.0 LF .....(COMB 3)

1.0 DL + 1.0 LL + 1.0 E + 1.0 RST .....(COMB 4)

1.0 DL + 1.0 E + 1.0 W + 1.0 RST .....(COMB 5)

1.0 DL + 1.0 LL + 1.0 E + 0.3 W + 1.0 WL + 1.0 LF + 1.0 RST.....(COMB 6)



1.0 DL + 1.0 E + 1.0 EQX + 0.3 EQY .....(COMB 7)

1.0 DL + 1.0 E + 0.3 EQX + 1.0 EQY.....(COMB 8)

❖ Katsayılı yüke göre yükleme kombinasyonları

1.3 (1.0 DL + 1.67 LL + 1.0 E ) .....(COMB 9)

1.3 (1.0 DL + 1.0 E + 1.0 W ).....(COMB 10)

1.3 (1.0 DL + 1.0 LL + 1.0 E + 0.3 W + 1.0 WL + 1.0 LF) .....(COMB 11)

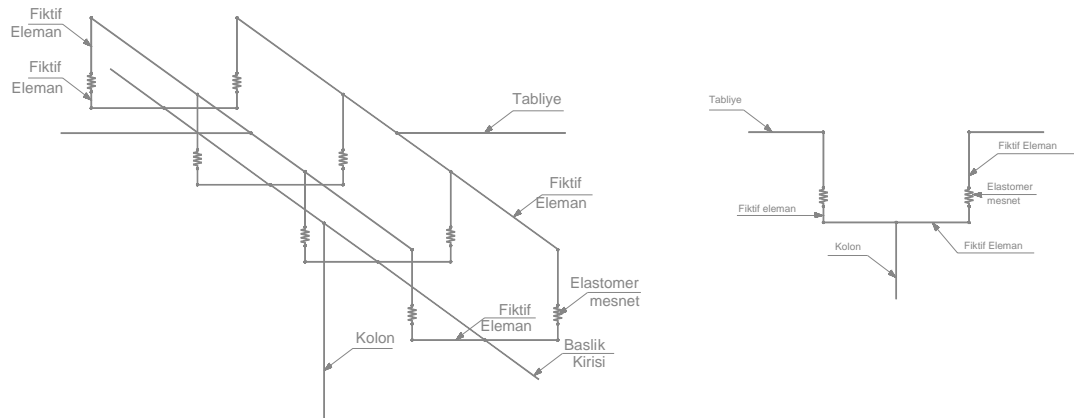
1.3 (1.0 DL + 1.0 LL + 1.0 E + 1.0 RST) .....(COMB 12)

1.25 (1.0 DL + 1.0 E + 1.0 W + 1.0 RST ) .....(COMB 13)

1.25 (1.0 DL + 1.0 LL + 1.0 E +0.3 W + 1.0 WL + 1.0 LF + 1.0 RST) ....(COMB 14)

#### 4.4.3 Matematik model

Köprü, taşıyıcı tüm elemanların rijitlikleri ve atalet etkileri dikkate alınarak 3 boyutlu olarak tasarlanmıştır. Elemanlar 3 deplasman ve 3 dönme olmak üzere toplam 6 serbestlik dereceli olmak üzere Şekil 4.11 ve 4.12’ de gösterildiği gibi modellenmiştir.



Şekil 4.11 : Ortaayak için matematik model detayı

Modelde, tabliye prefabrik kiriş ile döşemenin ağırlık merkezinden geçen bir düzlemin içinde bulunduğu kabul edilmiştir. Bilgisayar modeli için tabliye en az 4 parçaya bölünerek AASHTO tarafından istenen şart sağlanmıştır. Tabliye elemanına ait karakteristik değerler aşağıda verilmiştir.

Elemanın alanı	:.....A = 16.32 m <sup>2</sup>
Elemanın 3-3 eksenine etrafındaki atalet momenti	:.....I <sub>33</sub> = 4.00 m <sup>4</sup>
Elemanın 2-2 eksenine etrafındaki atalet momenti	:.....I <sub>22</sub> = 671.36 m <sup>4</sup>
Elemanın birim hacim ağırlığı	:.....g = 29.45 kN/m <sup>3</sup>
Elemanın kütlesi	:.....m = 3.00 kNs <sup>2</sup> /m <sup>4</sup>

Köprünün kenarayakları modele katılmamış ve kenarayak elastomerleri alt uçlarından ankastre olarak tanımlanmıştır. Eliptik kesitli ortaayakların alt ucu shell elemanlarla modellenen temele, üstucu ise frame eleman ile temsil edilen başlık kirişine bağlanmaktadır. Kolonların üst ucunda yer alan ters T şeklindeki başlık kirişi ile tabliyenin bağlantısını sağlayan elastomer mesnetler Sap2000 programında NLLINK elemanları olarak tanımlanmıştır. Elastomer mesnetler sadece kesme kuvveti aktaran elemanlar oldukları için kayma rijitlikleri her iki doğrultuda  $K=G.A/t_r$  formülü ile hesaplanmış ve Çizelge 4.22’ de verilmiştir. Mesnetlerin dönme rijitlikleri sıfır kabul edilmiştir. Elastomer mesnetlerin tabliyeyle ve başlık kirişiyle olan bağlantıları düşeyde ve yatayda fiktif elemanlar ile sağlanmıştır. Köprü temel sistemi ile beraber modellenmiştir. Köprü kazıkları frame elemanlar ile zemin ise yaylar ile temsil edilmiştir.

**Çizelge 4.22 : Elastomer mesnet özellikleri**

Mesnet Rijitlikleri							
Aks	Eni (mm)	Boy (mm)	Kalınlığı (mm)	Kayma Modülü (kN/m <sup>2</sup> )	Rijitlik (U <sub>1</sub> ) (kN/m)	Rijitlik (U <sub>2</sub> ) (kN/m)	Rijitlik (U <sub>3</sub> ) (kN/m)
A-1~1-B	300	400	52	1000	3759553	3243	3243

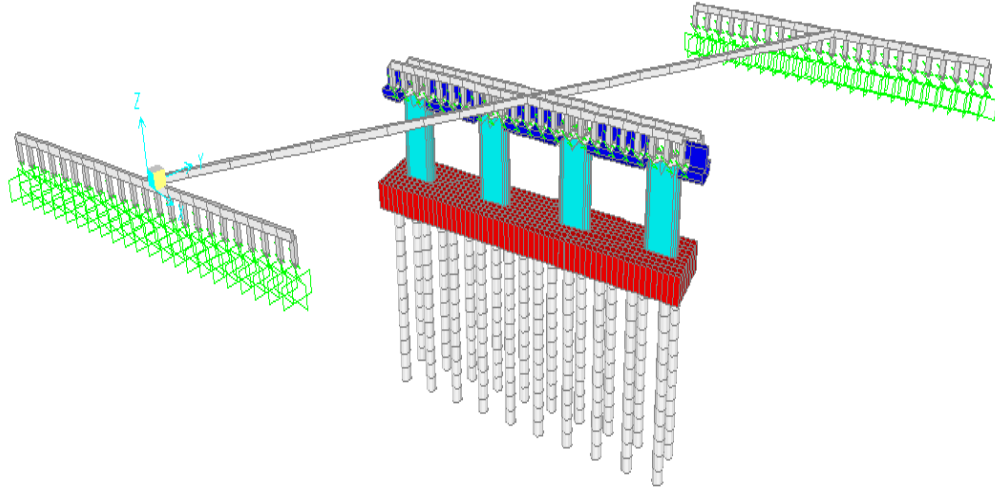
#### 4.4.4 Modal analiz

Köprü üstyapı modeli Bölüm 3.4.3’ de anlatıldığı gibi kurulmuş ve hesap yöntemi olarak Çok Modlu Dinamik Analiz seçilmiştir. Hesaba katılacak mod sayısını bulmak için AASHTO Bölüm IA 4.5.4’ den yararlanılmıştır. Burada açıklık sayısının 3 katı, maksimum 25 modun alınması ve aynı zamanda da kütle katılımlarının %90’ının üzerinde olması gerektiği belirtilmiştir.

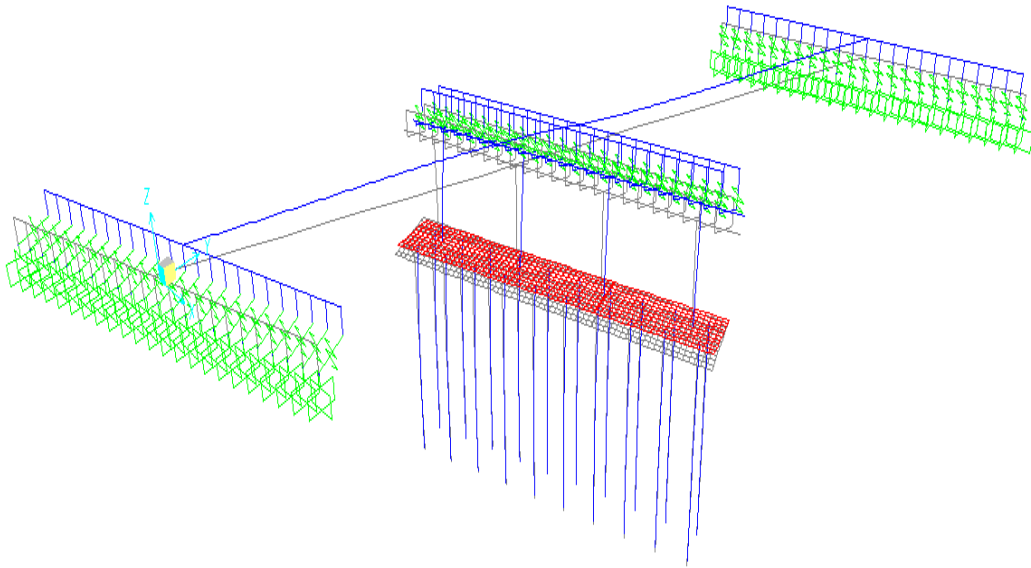
**Çizelge 4.23 : Kütle katılım oranları**

<b>Kütle Katılım Oranları</b>									
Output Case	Step Type	Step Num.	Period (sn)	Ux	Uy	Uz	SumUx	SumUy	SumUz
Modal	Mode	<b>1</b>	<b>0.77733</b>	0.10840	<b>0.68685</b>	0.00000	0.10840	0.68685	0.00000
Modal	Mode	<b>2</b>	0.69527	<b>0.65350</b>	0.10606	0.00001	0.76190	0.79291	0.00001
Modal	Mode	3	0.51567	0.00000	0.00000	0.00244	0.76190	0.79291	0.00245
Modal	Mode	4	0.39951	0.00002	0.00230	0.00002	0.76192	0.79522	0.00247
Modal	Mode	<b>5</b>	0.33616	0.00000	0.00000	<b>0.76159</b>	0.76192	0.79522	0.76406
Modal	Mode	6	0.24711	0.00909	0.09168	0.00000	0.77102	0.88689	0.76406
Modal	Mode	7	0.20935	0.13753	0.01552	0.00000	0.90855	0.90241	0.76407
Modal	Mode	8	0.20898	0.00041	0.00000	0.00002	0.90896	0.90241	0.76408
Modal	Mode	9	0.18002	0.00033	0.00002	0.12691	0.90929	0.90243	0.89100
Modal	Mode	10	0.15028	0.04458	0.00086	0.00080	0.95387	0.90329	0.89179
Modal	Mode	11	0.13486	0.00101	0.00256	0.00001	0.95488	0.90585	0.89180
Modal	Mode	12	0.12509	0.00067	0.01134	0.00000	0.95554	0.91719	0.89180
Modal	Mode	13	0.11240	0.00001	0.00015	0.00006	0.95555	0.91733	0.89186
Modal	Mode	14	0.10758	0.00205	0.03989	0.00001	0.95760	0.95722	0.89187
Modal	Mode	15	0.09828	0.00000	0.00000	0.05570	0.95760	0.95723	0.94756
Modal	Mode	16	0.09208	0.00000	0.00000	0.00005	0.95760	0.95723	0.94761
Modal	Mode	17	0.07828	0.00000	0.00002	0.00000	0.95761	0.95725	0.94761
Modal	Mode	18	0.06764	0.00163	0.02041	0.00000	0.95924	0.97766	0.94761
Modal	Mode	19	0.06615	0.00000	0.00020	0.00000	0.95924	0.97785	0.94761
Modal	Mode	20	0.06184	0.00069	0.00658	0.00000	0.95993	0.98443	0.94761
Modal	Mode	21	0.06124	0.00002	0.00016	0.00000	0.95995	0.98459	0.94761
Modal	Mode	22	0.06039	0.00121	0.00010	0.00001	0.96115	0.98468	0.94762
Modal	Mode	23	0.06024	0.00076	0.00005	0.00001	0.96191	0.98474	0.94763
Modal	Mode	24	0.06009	0.00000	0.00001	0.00000	0.96191	0.98475	0.94763
Modal	Mode	25	0.06000	0.00000	0.00000	0.00000	<b>0.96191</b>	<b>0.98475</b>	<b>0.94763</b>

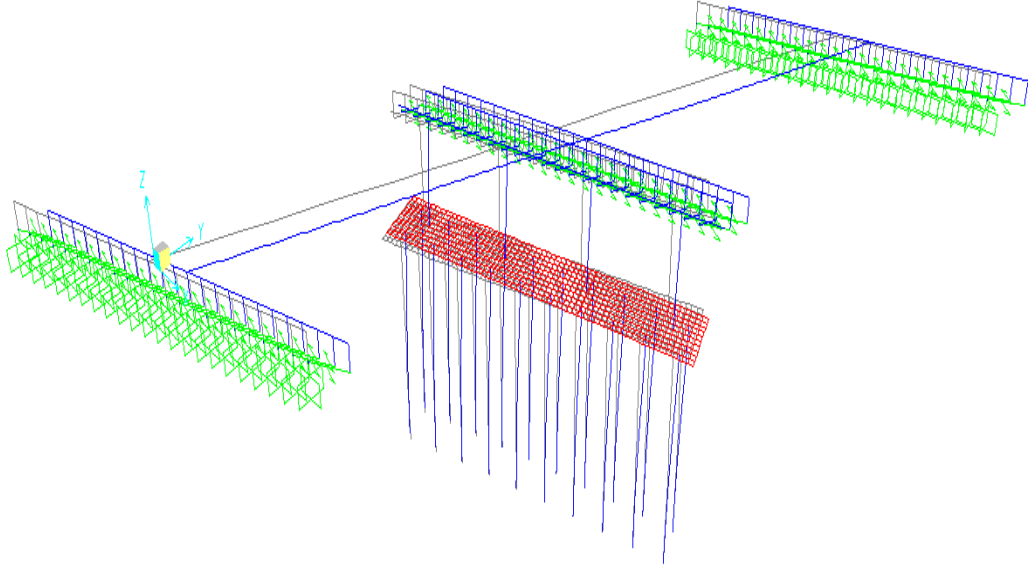
Sap 2000’de oluşturulan matematik model Şekil 4.12’ de görülmektedir. Şekil 4.13, 4.14 ve 4.15’ de ise mevcut köprü 1, 2 ve 3 modları görülmektedir. Mevcut köprü birinci modu görüldüğü üzere köprü boyuna doğrultuda ikinci modu enine yönünde üçüncü modu ise burulma çıkmıştır.



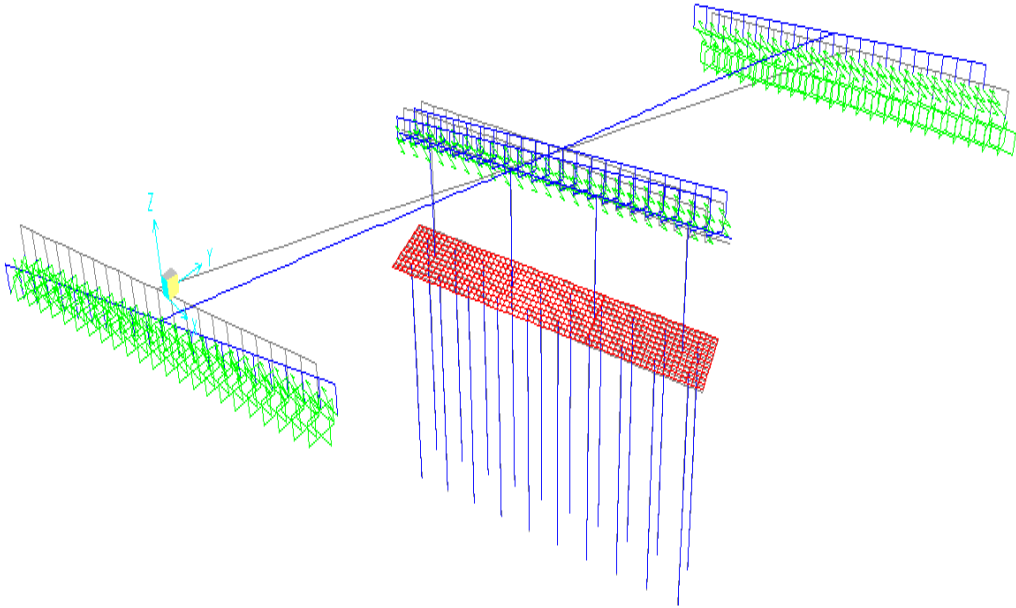
**Şekil 4.12 : Matematik model**



**Şekil 4.13 : Mod1- $T_1 = 0.78$  sn**



Şekil 4.14 : Mod2- $T_2 = 0.70$  sn



Şekil 4.15 : Mod3- $T_3 = 0.52$  sn

#### 4.4.5 Köprü kolonlarının tasarımı

Yapılan analiz sonucu, köprü ayaklarında (kolonlarda) oluşan elverişsiz kesit tesirleri okunmuştur. Kolon kesitlerinde oluşan momentler, Çizelge 2.13' de verilen davranış düzeltme katsayısı (R) ile azaltılarak hesaplanmıştır. Köprü boyuna ve enine yönde

aynı azaltma katsayısı tercih edilmiş ve  $R = 3$  alınmıştır (AASHTO Bölüm IA 3.7). Normal kuvvet ve kesme kuvveti değerleri için  $R = 1$  alınmıştır. Ayrıca davranış düzeltme katsayısı ile azaltılan kesit tesirleri AASHTO 8.16.5.2' ye göre hesaplanan narinlik faktörleri ile artırılmıştır. Tasarım moment değerinin plastikleşme moment değeri aşıp aşmadığı kontrol edilmiş ve eğer aşmamışsa kesitin bu değeri taşıdığı kabul edilmiştir. Ayrıca moment etkileşim diyagramları çizilmiş ve elverişsiz kesit tesirlerinin diyagram içerisinde kalıp kalmadığı kontrol edilmiştir.

Dayanım azaltma faktörü ( $\Phi$ ), normal kuvvetin ( $0.2A_g f'_c$ ) den büyük olması durumu için 0.5, 0 ile ( $0.2A_g f'_c$ ) değerleri arasında olması durumu için 0.5 ile 0.9 arasında lineer değişecektir.

#### 4.4.5.1 Kesit tesirleri

Genel amaçlı bir statik programı olan Sap 2000 yardımıyla hesaplanan köprü ortaayaklarında elde edilen elverişsiz kesit tesirleri çizelge 4.24' de verilmiştir. Kesit tesirleri, dayanım azaltma faktörüne bölünerek büyütülmüştür. Bütün kolonlara ait statik sonuçları EK-A' da ayrıntılı olarak verilmiştir.

**Çizelge 4.24 : Kolon kesit tesirleri**

<b>Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)</b>								
Kombinasyon	N (kN)	$Q_{22}$ (kN)	$Q_{33}$ (kN)	$M_{22}$ (kNm)	$M_{33}$ (kNm)	$M_{22}/\Phi$ (kNm)	$M_{33}/\Phi$ (kNm)	$M_d$ (kNm)
Comb7-R=3	6767.64	354.00	791.73	2085.56	839.44	3224.21	1297.74	3475.58
Comb8-R=3	6529.31	591.56	460.7	1255.27	1415.63	1914.23	2158.77	2885.23
Comb9	10780.56	17.75	37.34	109.28	36.78	218.56	73.55	230.60
<b>Kesit Tesirleri (Kolon Üst Ucu)</b>								
Kombinasyon	N	$Q_{22}$	$Q_{33}$	$M_{22}$	$M_{33}$	$M_{22}/\Phi$	$M_{33}/\Phi$	$M_d$
Comb7-R=3	6557.84	345.87	781.19	1773.10	808.16	2708.29	1234.41	2976.34
Comb8-R=3	6320.51	577.57	454.67	1044.29	1353.40	1573.75	2039.57	2576.15
Comb9	10510.81	17.75	37.34	68.03	47.50	134.23	93.72	163.71

#### 4.4.5.2 Narinlik hesabı

Kolon narinlik hesapları AASHTO 8.16.5.2' ye göre yapılmıştır. Köprü boyuna ve enine yönünde kolonların konsol olarak çalıştığı kabul edilmiştir.

❖ Köprü boyuna yönde narinlik hesapları

Kolon net beton alanı :..... $A_g = 1.78 \text{ m}^2$

Atalet momenti :..... $I_{33} = 0.13 \text{ m}^4$

Atalet yarıçapı	..... $r_{33} = 0.27 \text{ m}^4$
Kolon boyu	..... $l_u = 4.90 \text{ m}$
Etkili uzunluk faktörü (AASHTO Ek C)	..... $k = 2$
Moment faktörü (AASHTO 8.16.5.2.7)	..... $C_m = 1$
Dayanım azaltma faktörü (AASHTO IA 7.6.2.5)	..... $\Phi = 0.5$
Normal kuvvet	..... $P_u = 6768 \text{ kN}$
Ölü yük momenti	..... $M = 0 \text{ kNm}$
Maksimum moment	..... $M = 3224 \text{ kNm}$
Betonun elastisite modülü	..... $E_c = 31800000 \text{ kN/m}^2$

$$\frac{k \times l_u}{r} = \frac{2 \times 4.90}{0.27} = 36 \geq 22 \text{ olduğundan narinlik etkisi dikkate alınmalıdır.}$$

$$E \times I = \frac{E_c \times I_g}{2.5(1 + \beta_d)} = \frac{31800000 \times 0.13}{2.5(1 + 0)^2} = 1653600 \text{ kNm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \times E \times I}{(k \times l_u)^2} = \frac{\pi^2 \times 1653600}{(2 \times 4.90)^2} = 169933 \text{ kN olarak kritik burkulma yükü}$$

hesaplanır.

$$\text{Moment büyütme faktörü } \delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi \times P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{6768}{0.5 \times 169933}} = 1.08$$

Kesit tesirleri boyuna doğrultuda 1.08 ile büyütülmelidir. Kesitin taşıma kapasitesi kritik olmadığından narinlik etkisi ihmal edilecektir.

❖ Köprü enine yönde narinlik hesapları

Kolon net beton alanı	..... $A_g = 1.78 \text{ m}^2$
Atalet momenti	..... $I_{22} = 0.49 \text{ m}^4$
Atalet yarıçapı	..... $r_{22} = 0.53 \text{ m}^4$
Kolon boyu	..... $l_u = 4.90 \text{ m}$
Etkili uzunluk faktörü (AASHTO Ek C)	..... $k = 2$
Moment faktörü (AASHTO 8.16.5.2.7)	..... $C_m = 1$

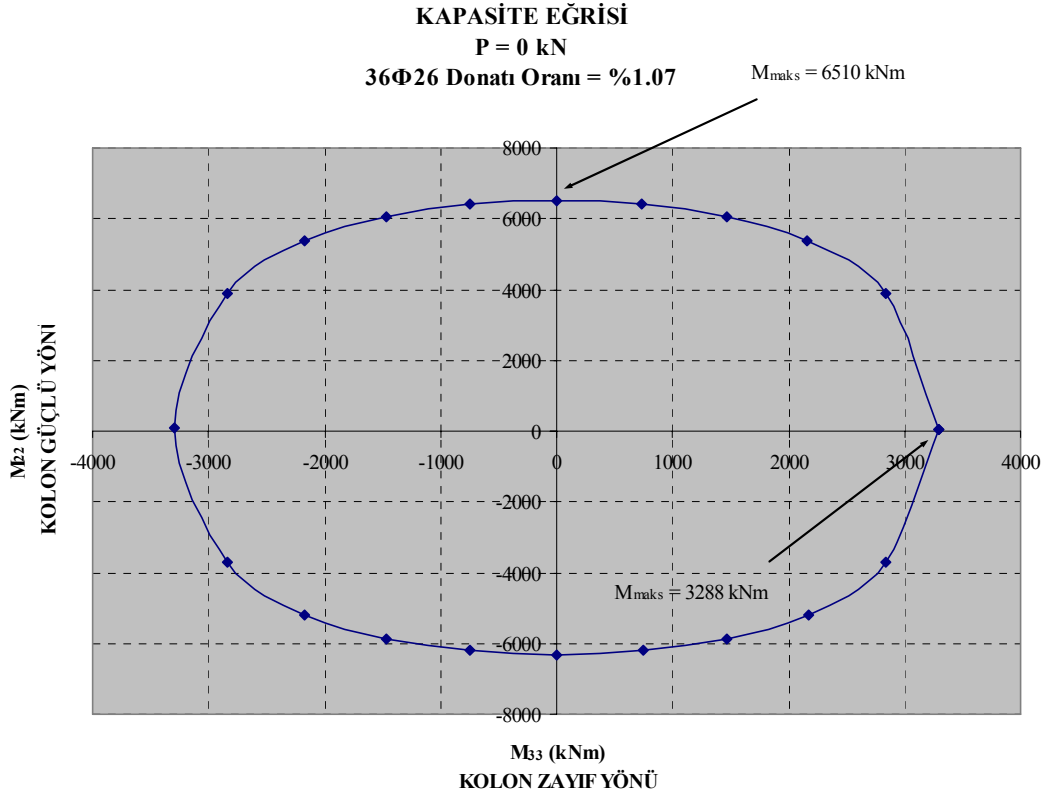
Dayanım azaltma faktörü (AASHTO IA 7.6.2.5)	:..... $\Phi = 0.5$
Normal kuvvet	:..... $P_u = 6529 \text{ kN}$
Ölü yük momenti	:..... $M = 0 \text{ kNm}$
Maksimum moment	:..... $M = 2159 \text{ kNm}$
Betonun elastisite modülü	:..... $E_c = 31800000 \text{ kN/m}^2$

$\frac{k \times l_u}{r} = \frac{2 \times 4.90}{0.53} = 19 \leq 22$  olduğundan narinlik etkisini dikkate almaya gerek yoktur.

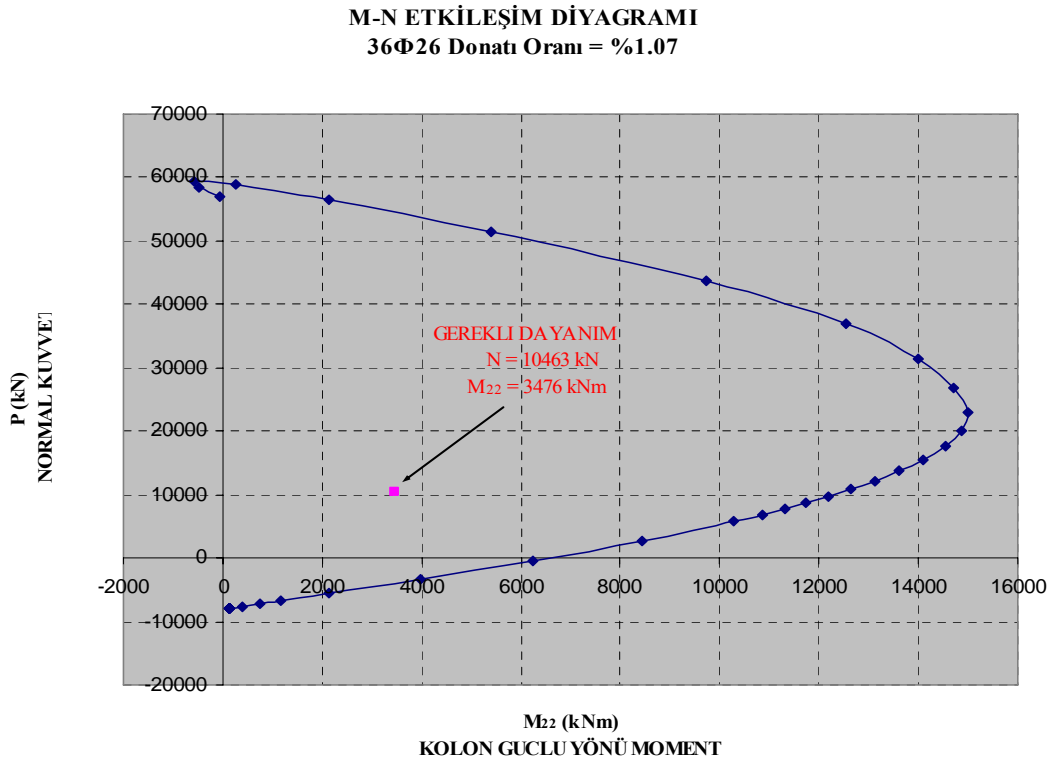
#### 4.4.5.3 Kolon eğilme donatısı hesabı

Köprü orta ayak kolonları için XTRACT programı yardımıyla, analizler neticesinde köprünün her iki asal eksenini doğrultusunda hesaplanan elverişsiz kesit tesirleri için moment-normal kuvvet etkileşim eğrileri hazırlanmış ve kesit kontrol edilmiştir. Buna göre 2.00x1.00m. boyutunda eliptik ortaayak kolonlarına 36 $\Phi$ 26 donatı konulmuştur. Şekil 4.16' de  $N = 0 \text{ kN}$  durumu için hazırlanan moment kapasite eğrisinde elde edilen maksimum değerler Çizelge 4.24' de verilen değerler ile karşılaştırılmıştır. Aynı zamanda Şekil 4.17 ve 4.18' de verilen moment - normal kuvvet etkileşim diyagramları ile gerekli dayanımın eğri içerisinde kaldığı gösterilmiştir.



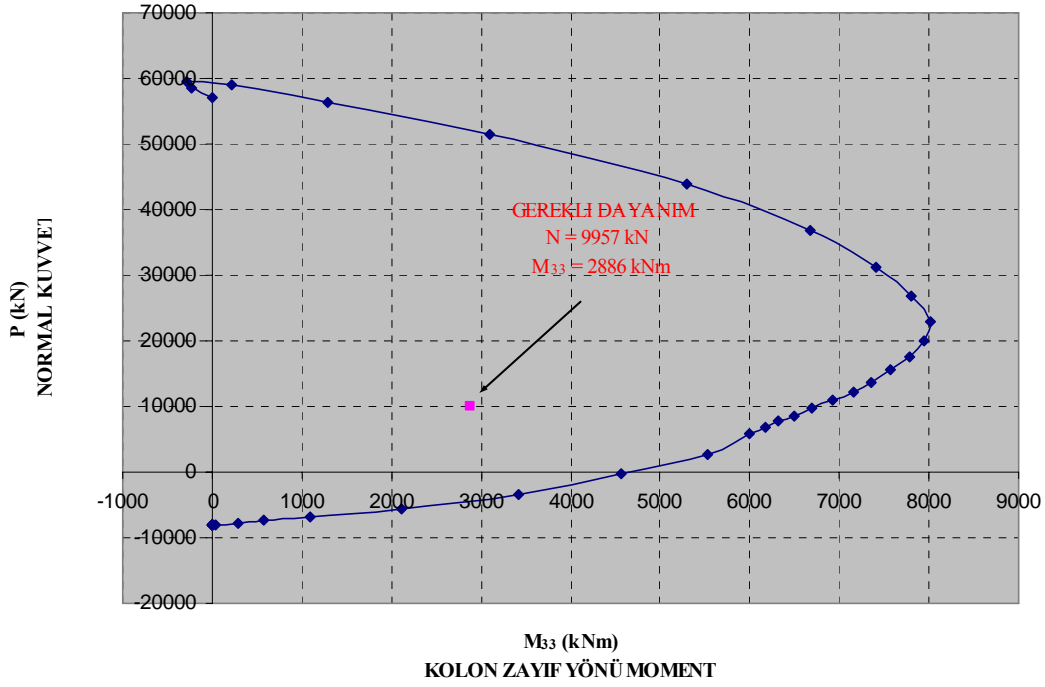


**Şekil 4.16 :** 1 Aksı normal kuvvet altında etkileşim diyagramı



**Şekil 4.17 :** Enine yönde depremlili durumda M-N etkileşim diyagramı

**M-N ETKİLEŞİM DİYAGRAMI**  
**36Φ26 Donatı Oranı = %1.07**



**Şekil 4.18** : Boyuna yönde depremlili durum M-N etkileşim diyagramı

**4.4.5.4 Kolon kesme donatısı hesabı**

❖ Köprü enine yönde kesme donatısı hesabı

Kapasite azaltma faktörü (AASHTO, 8.16.1.2.2.a)	.....φ = 0.85
Faydalı yükseklik	.....d = 1925 mm
Hesap genişliği	.....b <sub>w</sub> = 1000 mm
Karakteristik beton basınç dayanımı	.....f <sub>c</sub> ' = 30 N/mm <sup>2</sup>
Karakteristik çelik akma dayanımı	.....f <sub>y</sub> = 420 N/mm <sup>2</sup>
Kesme kuvveti	.....V <sub>u</sub> = 791.73 kN

Betonun kesme dayanımı  $V_c = 0.17\sqrt{f_c'} \times b_w \times d$  ifadesiyle hesaplanır.

$$V_c = 0.17\sqrt{f_c'} \times b_w \times d = 0.17\sqrt{30} \times 1000 \times 1925 = 1792.42 \text{ kN}$$

$\phi V_c = 1523.41 \text{ kN} \geq V_u = 791.73 \text{ kN}$  olduğundan kesme hesabına gerek yoktur.

❖ Köprü boyuna yönde kesme donatısı hesabı

Kapasite azaltma faktörü (AASHTO, 8.16.1.2.2.a) :.....	$\phi = 0.85$
Faydalı yükseklik :.....	$d = 925 \text{ mm}$
Hesap genişliği :.....	$b_w = 2000 \text{ mm}$
Karakteristik beton basınç dayanımı :.....	$f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$
Karakteristik çelik akma dayanımı :.....	$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$
Kesme kuvveti :.....	$V_u = 591.56 \text{ kN}$

Betonun kesme dayanımı  $V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d$  ifadesiyle hesaplanır.

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.17\sqrt{30} \times 2000 \times 925 = 1722.59 \text{ kN}$$

$\phi V_c = 1464.20 \text{ kN} \geq V_u = 591.56 \text{ kN}$  olduğundan kesme hesabına gerek yoktur.

#### 4.4.6 Köprü başlık kirişi tasarımı

Yapılan analiz sonucu, köprü başlık kirişinde oluşan elverişsiz kesit tesirleri okunmuştur. Başlık kirişi basit eğilme etkisindeki eleman gibi hesaplanmıştır. XTRACT programında moment-eğrilik diyagramları çizilerek kesit kontrol edilmiştir.

##### 4.4.6.1 Kesit tesirleri

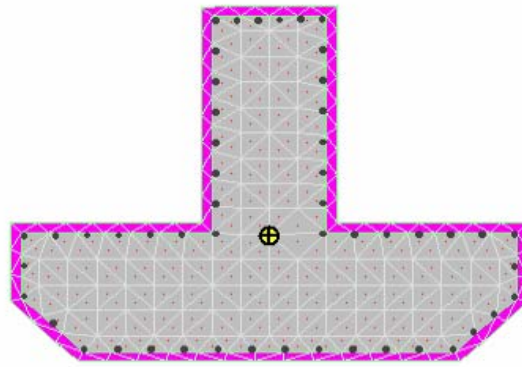
Genel amaçlı bir statik programı olan Sap 2000 yardımıyla hesaplanan köprü başlık kirişinde elde edilen elverişsiz kesit tesirleri Çizelge 4.25' de verilmiştir. Kesit tesirleri, dayanım azaltma faktörüne bölünerek büyütülmüştür. Bütün başlık kirişine ait statik sonuçları EK-A' da ayrıntılı olarak verilmiştir.

**Çizelge 4.25 : Başlık kirişi kesit tesirleri**

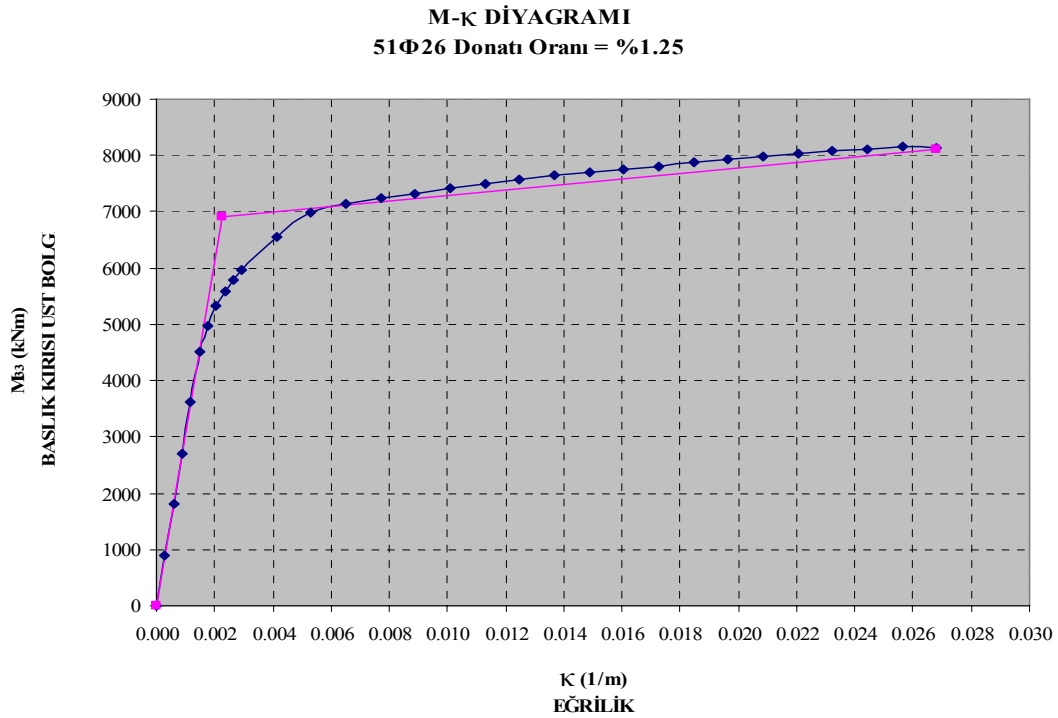
Kesit Tesirleri								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> /Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
Comb7	-1033.41	-3425.20	-367.94	-218.54	-3462.92	-242.83	-3847.68	-3855.33
Comb7	992.15	2733.84	289.44	110.30	1351.73	122.56	1501.93	1506.92
Comb7	-909.48	-3675.10	-425.09	-294.70	-2929.46	-327.44	-3254.95	-3271.38
Comb9	4.85	3280.30	7.10	6.28	-1982.03	6.98	-2202.25	-2202.26

#### 4.4.6.2 Başlık kirişi eğilme donatısı hesabı

Köprü başlık kirişi için XTRACT programı yardımıyla, analizler neticesinde köprünün her iki asal eksenini doğrultusunda hesaplanan elverişsiz kesit tesirleri için moment-eğrilik diyagramları hazırlanmış ve kesit kontrol edilmiştir. Buna göre Şekil 4.19’ da verilen başlık kirişine 51Φ26 donatı konulmuştur. Şekil 4.20’ de başlık kirişinin üst tarafı için ve Şekil 4.21’ de kirişin alt tarafı için hazırlanan moment eğrisinde elde edilen değerler Çizelge 4.25’ de verilen eğilme momentleri ile karşılaştırılmıştır.



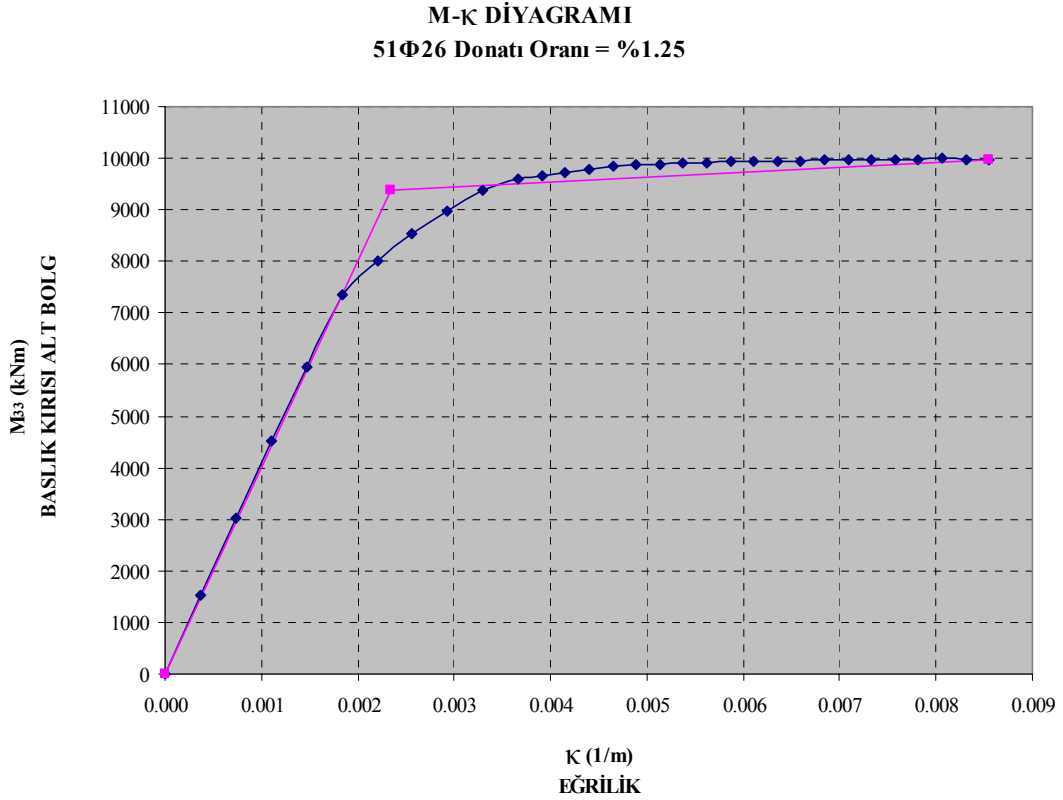
Şekil 4.19 : Başlık kirişi şematik donatı yerleşimi



Şekil 4.20 : Üst donatı için moment eğrilik diyagramı

XTRACT programı analiz sonucu başlık kirişi üst tarafında moment değeri  $M = 4513 \text{ kNm}$  hesaplanmıştır (şekil 4.20). SAP 2000 da elverişsiz yükleme sonucu oluşan eğilme momenti (çizelge 4.25) ile karşılaştırılmıştır.

$\phi M_c = 4513 \text{ kNm} \geq M_u = 3855 \text{ kNm}$  olduğundan üst bölgeye konan donatı yeterlidir.



**Şekil 4.21 : Alt donatı için moment eğrilik diyagramı**

XTRACT programı analiz sonucu başlık kirişi alt tarafında moment değeri  $M_c = 7347 \text{ kNm}$  hesaplanmıştır (şekil 4.21). SAP 2000' de elverişsiz yükleme sonucu oluşan eğilme momenti (çizelge 4.25) ile karşılaştırılmıştır.

$\phi M_c = 7347 \text{ kNm} \geq M_u = 1506 \text{ kNm}$  olduğundan alt bölgeye konan donatı yeterlidir.

#### 4.4.6.3 Başlık kirişi kesme donatısı hesabı

Kapasite azaltma faktörü (AASHTO, 8.16.1.2.2.a) : .....  $\phi = 0.85$

Faydalı yükseklik : .....  $d = 1725 \text{ mm}$

Hesap genişliği : .....  $b_w = 600 \text{ mm}$

Karakteristik beton basınç dayanımı : .....  $f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$

Karakteristik çelik akma dayanımı : .....  $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Kesme kuvveti :..... $V_u = 3675.10$  kN

Betonun kesme dayanımı  $V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d$  ifadesiyle hesaplanır.

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.17\sqrt{30} \times 1725 \times 600 = 963.72 \text{ kN}$$

Çeliğin kesme dayanımı  $V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$  ifadesiyle hesaplanır.

Kesite 4 kollu  $\Phi 16/15\text{cm}$  donatı konulursa;

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{4 \times 200 \times 420 \times 1725}{150} = 3864 \text{ kN}$$

$\phi(V_c + V_s) = 4104 \text{ kN} \geq V_u = 3675. \text{ kN}$  olduğundan kesme donatısı yeterlidir.

#### 4.4.7 Köprü orta ayak temelinin tasarımı

Yapılan analiz sonucu, köprü temelinde oluşan elverişsiz kesit tesirleri okunmuştur.

Temeldeki donatı miktarı birim genişlik için hesaplanmıştır.

##### 4.4.7.1 Kesit tesirleri

Genel amaçlı bir statik programı olan Sap 2000 yardımıyla hesaplanan köprü temelinde elde edilen elverişsiz kesit tesirleri Çizelge 4.26' da verilmiştir. Kesit tesirleri, dayanım azaltma faktörüne bölünerek büyütülmüştür.

**Çizelge 4.26 : Temel kesit tesirleri**

<b>Kesit Tesirleri</b>				
Kombinasyon	$V_{13}$ (kN)	$V_{23}$ (kN)	$M_{11}$ (kNm)	$M_{22}$ (kNm)
Comb7	1064.58	1032.10	1463.94	1584.90
Comb8	1004.53	900.78	1426.15	1281.06
Comb9	987.21	971.03	1451.78	1444.75

##### 4.4.7.2 Temel eğilme donatısı hesabı

❖ Köprü boyuna yönde alt donatı hesabı

Kesitteki faktörlü moment :..... $M_u = 1585 \text{ kNm}$

Taşıma gücü azaltma katsayısı :..... $\phi = 0.90$

Kesit genişliği :..... $b = 1000 \text{ mm}$

Faydalı yükseklik	:.....	d = 1425 mm
Karakteristik beton basınç dayanımı	:.....	f <sub>c</sub> ' = 30 N/mm <sup>2</sup>
Karakteristik çelik akma dayanımı	:.....	f <sub>y</sub> = 420 N/mm <sup>2</sup>
Paspayı	:.....	d = 75 mm

a) Gereken eğilme donatısının alanı

Eğilme taşıma gücü  $\phi M_n = \phi \left[ A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$  ifadesiyle, eşdeğer basınç bloğu

derinliği ise  $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b}$  ifadesiyle hesaplanabilir.

Yukarıdaki ifadelerden gerekli donatı alanı  $A_s = 2994 \text{ mm}^2$  olarak elde edilir.

b) Minimum donatı oranı

Sağlanan donatı kopma modülüne göre hesaplanan çatlama momentinin (M<sub>cr</sub>) en az 1.2 katı kadar taşıma gücü sağlanmalıdır (AASHTO 8.17.1.1.1).

Kopma modülü	:.....	f <sub>r</sub> = 3.11 MPa
Kesitin atalet momenti	:.....	I = 0.281 m <sup>4</sup>
Kesitin ağırlık merkezi	:.....	y <sub>t</sub> = 750 mm

Çatlama momenti  $M_{cr} = \frac{f_r \times I}{y_t} = 117 \text{ kNm}$  olarak hesaplanır (AASHTO 8.13.3).

Minimum donatı ise  $A_{s,\min} = 2638 \text{ mm}^2$  1.2M<sub>cr</sub> değerinin yukardaki ifadede yerine konulması ile elde edilir.

Kesitteki donatı alanı analiz sonucunda gereken donatı alanınının 1.33 katından fazla ise minimum donatı şartı aranmaz (AASHTO 8.17.1.2)

c) Dengeli donatı oranı

Kesitteki donatı oranı, dengeli donatı oranınının %75' inden az olmalıdır (AASHTO 8.16.3.1.1).

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 \times f_c'}{f_y} \left( \frac{599.843}{599.843 + f_y} \right) = 0.030354 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Eğilme donatısı	:.....	Φ26 / 15 cm
-----------------	--------	-------------

Donatı alanı :..... $A_s = 3538 \text{ mm}^2$

$$A_s = 3538 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{gereken}} = 2994 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3538 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{min}} = 2638 \text{ mm}^2$$

$\rho = 0.002483 < 0.75 \rho_b = 0.022765$  olduğundan kesite konulan donatı yeterlidir.

❖ Köprü boyuna yönde üst donatı hesabı

Kesitteki faktörlü moment :..... $M_u = 1150 \text{ kNm}$

Taşıma gücü azaltma katsayısı :..... $\phi = 0.90$

Kesit genişliği :..... $b = 1000 \text{ mm}$

Faydalı yükseklik :..... $d = 1425 \text{ mm}$

Karakteristik beton basınç dayanımı :..... $f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$

Karakteristik çelik akma dayanımı :..... $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Paspayı :..... $d = 75 \text{ mm}$

a) Gereken eğilme donatısının alanı

Eğilme taşıma gücü  $\phi M_n = \phi \left[ A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$  ifadesiyle, eşdeğer basınç bloğu

derinliği ise  $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$  ifadesiyle hesaplanabilir.

Yukarıdaki ifadelerden gerekli donatı alanı  $A_s = 2167 \text{ mm}^2$  olarak elde edilir.

b) Minimum donatı oranı

Sağlanan donatı kopma modülüne göre hesaplanan çatlama momentinin ( $M_{cr}$ ) en az 1.2 katı kadar taşıma gücü sağlanmalıdır (AASHTO 8.17.1.1.1).

Kopma modülü :..... $f_r = 3.11 \text{ MPa}$

Kesitin atalet momenti :..... $I = 0.281 \text{ m}^4$

Kesitin ağırlık merkezi :..... $y_t = 750 \text{ mm}$



Çatlama momenti  $M_{cr} = \frac{f_r \times I}{y_t} = 117kNm$  olarak hesaplanır (AASHTO 8.13.3).

Minimum donatı ise  $A_{s,min} = 2638mm^2$   $1.2M_{cr}$  değerinin yukardaki ifadede yerine konulması ile elde edilir.

Kesitteki donatı alanı analiz sonucunda gereken donatı alanının 1.33 katından fazla ise minimum donatı şartı aranmaz (AASHTO 8.17.1.2)

c) Dengeli donatı oranı

Kesitteki donatı oranı, dengeli donatı oranının %75' inden az olmalıdır (AASHTO 8.16.3.1.1).

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{599.843}{599.843 + f_y} \right) = 0.030354 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Eğilme donatısı :..... $\Phi 24 / 15 \text{ cm}$

Donatı alanı :..... $A_s = 3014 \text{ mm}^2$

$$A_s = 3014 \text{ mm}^2 > A_{s,gereken} = 2167 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3014 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 2638 \text{ mm}^2$$

$\rho = 0.002115 < 0.75 \rho_b = 0.022765$  olduğundan kesite konulan donatı yeterlidir.

❖ Köprü enine yönde alt donatı hesabı

Kesitteki faktörlü moment :..... $M_u = 1430kNm$

Taşıma gücü azaltma katsayısı :..... $\phi = 0.90$

Kesit genişliği :..... $b = 1000 \text{ mm}$

Faydalı yükseklik :..... $d = 1425 \text{ mm}$

Karakteristik beton basınç dayanımı :..... $f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$

Karakteristik çelik akma dayanımı :..... $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Paspayı :..... $d = 75 \text{ mm}$

a) Gereken eğilme donatısının alanı

Eğilme taşıma gücü  $\phi M_n = \phi \left[ A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$  ifadesiyle, eşdeğer basınç bloğu

derinliği ise  $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$  ifadesiyle hesaplanabilir.

Yukarıdaki ifadelerden gerekli donatı alanı  $A_s = 2689 \text{ mm}^2$  olarak elde edilir.

b) Minimum donatı oranı

Sağlanan donatı kopma modülüne göre hesaplanan çatlama momentinin ( $M_{cr}$ ) en az 1.2 katı kadar taşıma gücü sağlanmalıdır (AASHTO 8.17.1.1.1).

Kopma modülü :..... $f_r = 3.11 \text{ MPa}$

Kesitin atalet momenti :..... $I = 0.281 \text{ m}^4$

Kesitin ağırlık merkezi :..... $y_t = 750 \text{ mm}$

Çatlama momenti  $M_{cr} = \frac{f_r \times I}{y_t} = 117 \text{ kNm}$  olarak hesaplanır (AASHTO 8.13.3).

Minimum donatı ise  $A_{s,\min} = 2638 \text{ mm}^2$   $1.2M_{cr}$  değerinin yukardaki ifadede yerine konulması ile elde edilir.

Kesitteki donatı alanı analiz sonucunda gereken donatı alanının 1.33 katından fazla ise minimum donatı şartı aranmaz (AASHTO 8.17.1.2)

c) Dengeli donatı oranı

Kesitteki donatı oranı, dengeli donatı oranının %75' inden az olmalıdır (AASHTO 8.16.3.1.1).

$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{599.843}{599.843 + f_y} \right) = 0.030354$  olarak hesaplanır.

Eğilme donatısı :..... $\Phi 24 / 15 \text{ cm}$

Donatı alanı :..... $A_s = 3014 \text{ mm}^2$

$A_s = 3014 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{gereken}} = 2689 \text{ mm}^2$

$A_s = 3014 \text{ mm}^2 > A_{s,\min} = 2638 \text{ mm}^2$

$\rho = 0.002115 < 0.75 \rho_b = 0.022765$  olduğundan kesite konulan donatı yeterlidir.

❖ Köprü enine yönde ust donatı hesabı

Kesitteki faktörlü moment	.....	$M_u = 730 \text{ kNm}$
Taşıma gücü azaltma katsayısı	.....	$\phi = 0.90$
Kesit genişliği	.....	$b = 1000 \text{ mm}$
Faydalı yükseklik	.....	$d = 1425 \text{ mm}$
Karakteristik beton basınç dayanımı	.....	$f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$
Karakteristik çelik akma dayanımı	.....	$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$
Paspayı	.....	$d = 75 \text{ mm}$

a) Gereken eğilme donatısının alanı

Eğilme taşıma gücü  $\phi M_n = \phi \left[ A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$  ifadesiyle, eşdeğer basınç bloğu derinliği ise  $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$  ifadesiyle hesaplanabilir.

Yukarıdaki ifadelerden gerekli donatı alanı  $A_s = 1366 \text{ mm}^2$  olarak elde edilir.

b) Minimum donatı oranı

Sağlanan donatı kopma modülüne göre hesaplanan çatlama momentinin ( $M_{cr}$ ) en az 1.2 katı kadar taşıma gücü sağlanmalıdır (AASHTO 8.17.1.1.1).

Kopma modülü	.....	$f_r = 3.11 \text{ MPa}$
Kesitin atalet momenti	.....	$I = 0.281 \text{ m}^4$
Kesitin ağırlık merkezi	.....	$y_t = 750 \text{ mm}$

Çatlama momenti  $M_{cr} = \frac{f_r \times I}{y_t} = 117 \text{ kNm}$  olarak hesaplanır (AASHTO 8.13.3).

Minimum donatı ise  $A_{s,\min} = 2638 \text{ mm}^2$   $1.2M_{cr}$  değerinin yukardaki ifadeye yerine konulması ile elde edilir.

Kesitteki donatı alanı analiz sonucunda gereken donatı alanınının 1.33 katından fazla ise minimum donatı şartı aranmaz (AASHTO 8.17.1.2)

### c) Dengeli donatı oranı

Kesitteki donatı oranı, dengeli donatı oranının %75' inden az olmalıdır (AASHTO 8.16.3.1.1).

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{599.843}{599.843 + f_y} \right) = 0.030354 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Eğilme donatısı :.....Φ24 / 15 cm

Donatı alanı :..... $A_s = 3014 \text{ mm}^2$

$$A_s = 3014 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{gereken}} = 1366 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 3014 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{min}} = 2638 \text{ mm}^2$$

$\rho = 0.002115 < 0.75 \rho_b = 0.022765$  olduğundan kesite konulan donatı yeterlidir.

### 4.4.7.3 Temel kesme donatısı hesabı

Kapasite azaltma faktörü (AASHTO, 8.16.1.2.2.a) :..... $\phi = 0.85$

Faydalı yükseklik :..... $d = 1425 \text{ mm}$

Hesap genişliği :..... $b_w = 1000 \text{ mm}$

Karakteristik beton basınç dayanımı :..... $f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$

Karakteristik çelik akma dayanımı :..... $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Kesme kuvveti :..... $V_u = 1060 \text{ kN}$

Betonun kesme dayanımı  $V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d$  ifadesiyle hesaplanır.

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.17\sqrt{30} \times 1425 \times 1000 = 1327 \text{ kN}$$

$\phi V_c = 1128 \text{ kN} \geq V_u = 1060 \text{ kN}$  olduğundan kesme hesabına gerek yoktur.

### 4.4.8 Köprü orta ayak kazıklarının tasarımı

Yapılan analiz sonucu, köprü kazıklarında oluşan elverişsiz kesit tesirleri okunmuştur. Moment etkileşim diyagramları çizilmiş ve elverişsiz kesit tesirlerinin diyagram içerisinde kalıp kalmadığı kontrol edilmiştir.

Dayanım azaltma faktörü ( $\Phi$ ), normal kuvvetin ( $0.2A_g f_c'$ ) den büyük olması durumu için 0.5, 0 ile ( $0.2A_g f_c'$ ) değerleri arasında olması durumu için 0.5 ile 0.9 arasında lineer değişecektir.

#### 4.4.8.1 Kesit tesirleri

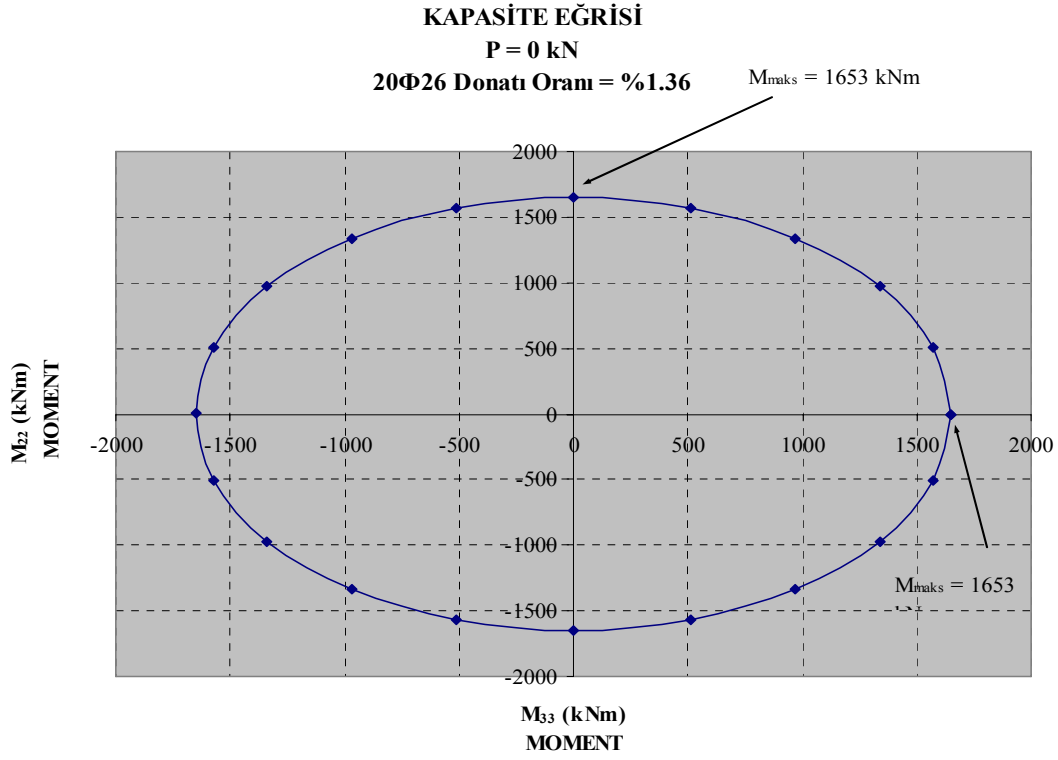
Genel amaçlı bir statik programı olan Sap 2000 yardımıyla hesaplanan köprü kazıklarında elde edilen elverişsiz kesit tesirleri Çizelge 4.27' de verilmiştir. Kesit tesirleri, dayanım azaltma faktörüne bölünerek büyütülmüştür.

**Çizelge 4.27 : Kazık kesit tesirleri**

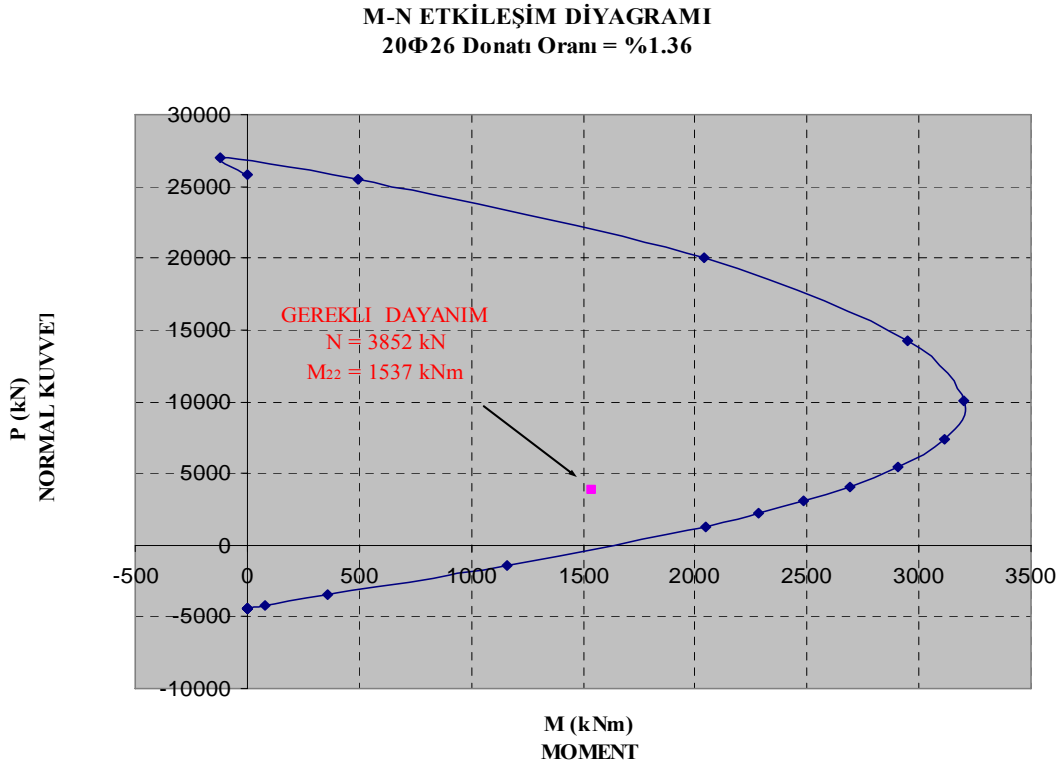
Kombinasyon	Kesit Tesirleri							
	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> /Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
Comb7	2618.80	496.73	280.63	453.04	937.32	668.49	1383.07	1536.72
Comb8	2568.29	80.11	57.03	766.56	232.36	1123.99	340.71	1174.49
Comb9	2417.23	6.69	22.98	81.57	60.69	117.41	87.35	146.34

#### 4.4.8.2 Kazık eğilme donatısı hesabı

Köprü orta ayak kazıkları için XTRACT programı yardımıyla, analizler neticesinde köprünün her iki asal eksenini doğrultusunda hesaplanan elverişsiz kesit tesirleri için moment-normal kuvvet etkileşim eğrileri hazırlanmış ve kesit kontrol edilmiştir. Buna göre Ø100 çapındaki ortaayak kazıklarına 20Φ26 donatı konulmuştur. Şekil 4.22' de N = 0 kN durumu için hazırlanan moment kapasite eğrisinde elde edilen maksimum değerler Çizelge 4.27' de verilen değerler ile karşılaştırılmıştır. Aynı zamanda Şekil 4.23' de verilen moment - normal kuvvet etkileşim diyagramları ile gerekli dayanımın eğri içerisinde kaldığı gösterilmiştir.



Şekil 4.22 : 1 Aksı kazıkları normal kuvvet altında etkileşim diyagramı



Şekil 4.23 : Orta ayak kazıkları M-N etkileşim diyagramı

#### 4.4.8.3 Kazık kesme donatısı hesabı

Kapasite azaltma faktörü (AASHTO, 8.16.1.2.2.a)	:..... $\phi = 0.85$
Faydalı yükseklik	:..... $d = 925 \text{ mm}$
Hesap genişliği	:..... $b_w = 1000 \text{ mm}$
Karakteristik beton basınç dayanımı	:..... $f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$
Karakteristik çelik akma dayanımı	:..... $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$
Kesme kuvveti	:..... $V_u = 496.73 \text{ kN}$

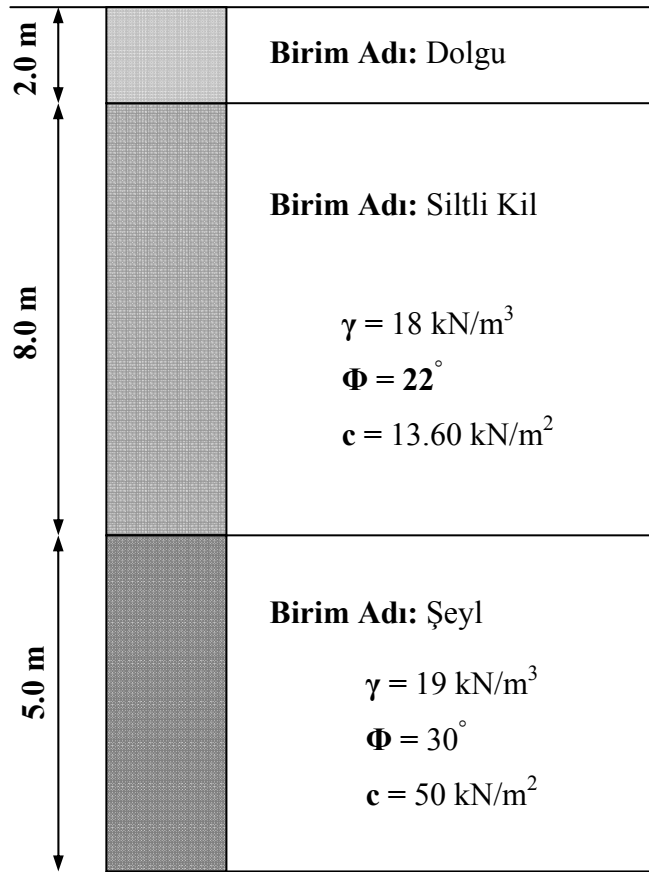
Betonun kesme dayanımı  $V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d$  ifadesiyle hesaplanır.

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.17\sqrt{30} \times 1000 \times 925 = 861.29 \text{ kN}$$

$\phi V_c = 732.10 \text{ kN} \geq V_u = 496.73 \text{ kN}$  olduğundan kesme hesabına gerek yoktur.

#### 4.4.8.4 Köprü orta ayak kazıkları taşıma gücü hesabı

Kazık boyu	:..... $L = 15.0 \text{ m}$ .
Kazık çapı	:..... $\Phi 100 \text{ cm}$
Yer altı suyu durumu	:.....Suya doymun
Kazık uç alanı	:..... $A = 0.78 \text{ m}^2$
Şekil faktörü (dairese kazıklar için)	:..... $K = 0.3$
İçsel sürtünme açısı	:..... $\Phi = 30^\circ$
Terzaghi taşıma gücü katsayısı	:..... $N_q = 22.5$
Terzaghi taşıma gücü katsayısı	:..... $N_c = 22.5$
Terzaghi taşıma gücü katsayısı	:..... $N_\gamma = 22.5$
Kazık ucunda oluşan düşey basınç	:..... $p_0 = p_v = \gamma \times D_f$
Yatay toprak basıncı katsayısı (sıkı zeminler için)	:..... $K = 2$
Yatay toprak basıncı katsayısı (gevşek zeminler için)	:..... $K = 1.2$



Şekil 4.24 : Orta ayak kazıkları zemin profili

❖ Kazık uç taşıma gücü

$q_d = (1.3 \times c \times N_c + p_0 \times N_q + K \times N_\gamma \times B) + 9c$  ifadesiyle hesaplanır.

$$q_d = (1.3 \times c \times N_c + p_0 \times N_q + K \times N_\gamma \times B) + 9c$$

$$q_d = (1.3 \times 50 \times 37.2 + (20 - 10) \times 15 \times 22.5 + 0.3 \times (20 - 10) \times 19.7 \times 1.2 + 9 \times 50$$

$$q_d = 6313.92 \text{ kN/m}^2$$

Kazık ucunun taşıyabileceği yük  $Q_d = q_d \times A$  ile hesaplanır.

$$Q_d = 6313.92 \times 0.78 = 4924.86 \text{ kN}$$

❖ Kazık çevre sürtünmesi taşıma gücü

$q_s$  çevre sürtünmesi olmak üzere, kazığın çevre sürtünmesiyle taşıyabileceği yük;



$q_s = K \times p_v \times \tan(0.75 \times \phi)$  ile hesaplanır. Kazığın çevre sürtünmesi taşıma gücü ise  $Q_s = (c_a + q_s) \times A_s$  dır. Burada  $c_a = \alpha \times c$  olmak üzere  $\alpha = 0.5 \sim 1$  alınabilir. Buna göre sırayla zemin tabakalarında taşıma gücü hesabı yapılırsa

*Kil Tabakası İçin;*

$$q_s = 1.2 \times ((18 - 10) \times 8) \times \tan(0.75 \times 22) = 22.75 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = \pi \times 1.2 \times 8 = 30.14 \text{ m}^2$$

$$c_a = 0.5 \times 22 = 11.0 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = (22.75 + 11.00) \times 30.14 = 1017.23 \text{ kN}$$

*Şeyl Tabakası İçin;*

$$q_s = 1.2 \times ((19 - 10) \times 5) \times \tan(0.75 \times 30) = 22.37 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = \pi \times 1.0 \times 5 = 15.70 \text{ m}^2$$

$$c_a = 0.5 \times 50 = 17.0 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = (22.37 + 17.00) \times 15.70 = 618.30 \text{ kN}$$

❖ Kazık ağırlığı

W kazık ağırlığı olmak üzere değeri

$W = A \times \gamma_{beton} \times L$  ile hesaplanır. Buna göre,

$$W = 0.78 \times 15 \times 25 = 292.50 \text{ kN olur.}$$

❖ Grup etkisinin hesaplanması

Grup etki katsayısı değeri ise aşağıdaki formül ile hesaplanır.

$$\eta = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (4.8)$$

n kazık gurubundaki kazık sıra adetini, m bir sıradaki kazık adetini,  $\theta$  açısı cinsinden

$\tan \theta = D/t$ , t ise kazık ara mesafesini göstermektedir. Buna göre

$$\eta = 1 - 18.43 \frac{(2-1) \times 10 + (10-1) \times 2}{90 \times 10 \times 2} = 0.71 \text{ olarak alınabilir.}$$

#### ❖ Kazık taşıma gücünün hesaplanması

$Q_{net}$  kazığın emniyetli olarak taşıyabileceği yük ise değeri  $Q_{net} = [(Q_d + Q_s) / GS] \times \eta - W$  olarak hesaplanır. Eşitlikte  $Q_f$  kazığın çevre sürtünmesiyle taşıyabileceği yükü,  $Q_u$  kazığın uç direnci ile taşıyabileceği yükü,  $W$  kazık ağırlığını,  $\eta$  grup etkisi katsayısını,  $GS$  güven katsayısını göstermektedir.  $GS$  sayısı ise zati durumda 3, depremlı durumda 1.5 olarak alınabilir.

Zati durumda kazık taşıma gücü

$$Q_{net} = [(4924.86 + 1635.53) / 3] \times 0.71 - 292.50 = 1260.13 \text{ kN} > N = 1753.09 \text{ kN}$$

olduğundan kazık güvenlidir.

Depremlı durumda kazık taşıma gücü

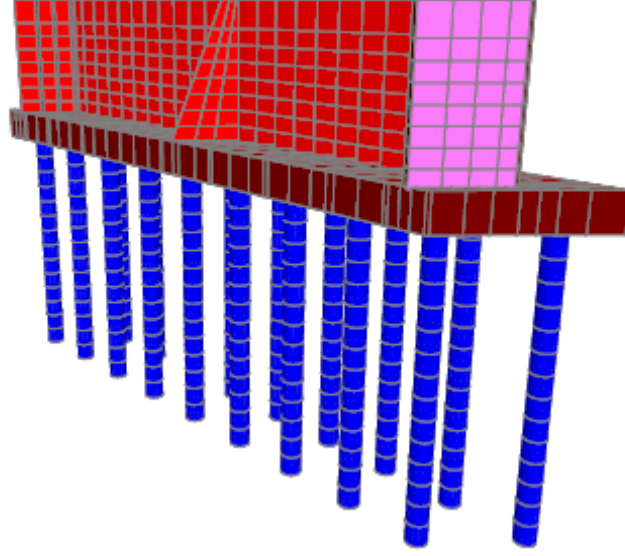
$$Q_{net} = [(4924.86 + 1635.53) / 1.5] \times 0.71 - 292.50 = 2812.75 \text{ kN} > N = 2618.90 \text{ kN}$$

olduğundan kazık güvenlidir.

#### 4.4.9 Köprü kenar ayaklarının tasarımı

Kenar ayak için ayrı bir model kurulmuştur. Üstyapıdan aktarılan yükler ile deprem modelinden alınan yükler modele etkilerek boyutlandırmaya esas statik sonuçlar elde edilmiştir. Ayrıca toprak yükleri ve bunun deprem etkisi Mononobe Okobe yöntemi ile hesaplanmış ve kenar ayak perdelerine etkilmiştir. Yapılan analiz sonucu, köprü kenar ayaklarında oluşan elverişsiz kesit tesirleri okunmuştur. Kenar ayak boyutlandırılırken deprem yüklerinde herhangi bir azaltma yapılmamıştır.

Kenar ayaklar için perde kalınlığı 1.10m., kanat duvarlar 0.80m., temel kalınlığı 1.75m. ve kazıklar ise 1.0m. olarak alınmıştır. Şekil 4.25'de kenar ayak matematik modeli verilmiştir.



Şekil 4.25 : Kenar ayak matematik modeli

#### 4.4.9.1 Mononobe Okobe analizi ile zemin itkilerinin hesabı

Zeminin içsel sürtünme açısı	:.....	$\Phi = 30^\circ$
Zeminle duvar arasındaki sürtünme açısı	:.....	$\delta = 0^\circ$
Zemin yüzeyinin yatayla yaptığı açı	:.....	$\alpha = 0^\circ$
Zemin Duvar ara kesitinin düşeyle yaptığı açı	:.....	$\beta = 0^\circ$
Zeminin birim hacim ağırlığı	:.....	$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
Yapı önem katsayısı	:.....	$I = 1$
Etkin yer ivmesi katsayısı	:.....	$A_0 = 0.3$
Yatay eşdeğer deprem katsayısı	:.....	$k_h = \frac{A_0}{2} = 0.15$
Düşey eşdeğer deprem katsayısı	:.....	$k_v = 0$

$\theta = \text{Arctan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 8.53^\circ$  olarak hesaplanır. Statik basınç katsayısı  $K_{AS}$  denklem

(4.9) ile dinamik basınç katsayısı ise (4.10)' da verilen denklem ile hesaplanır.

$$K_{AS} = \frac{\text{Cos}(\phi - \theta - \beta) \cdot \text{Cos}(\phi - \theta - \beta)}{\psi \cdot \text{Cos}(\theta) \cdot \text{Cos}^2(\beta) \cdot \text{Cos}(\delta + \beta + \theta)} \quad (4.9)$$

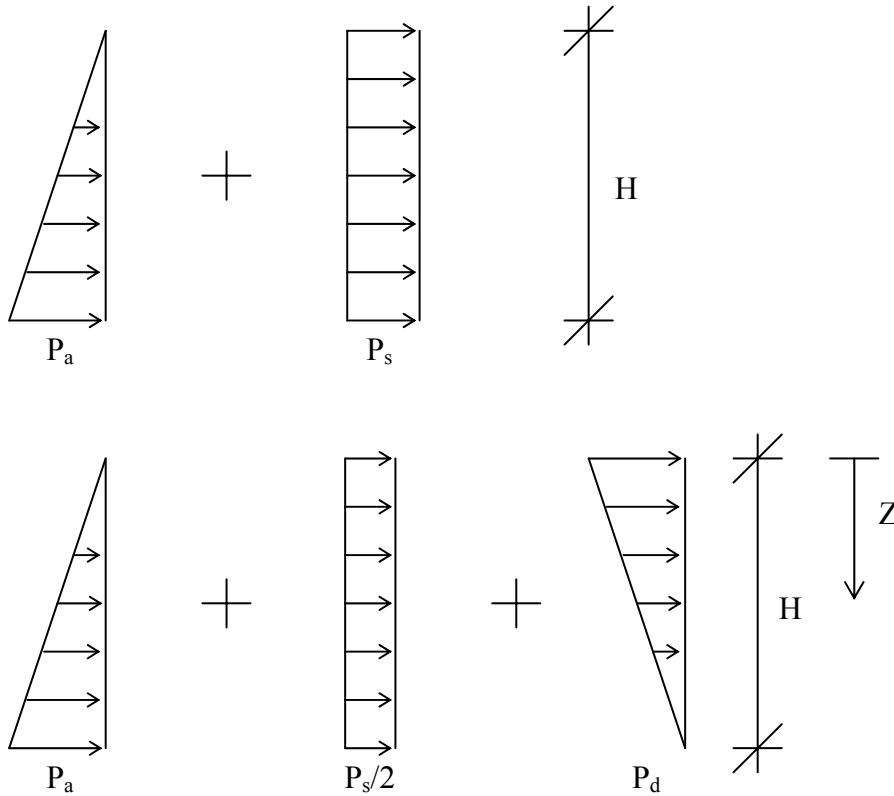
$$K_{AD} = [(1 - k_v) \cdot K_{AE}] - K_{AS} \quad (4.10)$$

Yukarıda verilen formüller yardımıyla,

Statik aktif basınç katsayısı : .....  $K_{as} = 0.333$

Dinamik aktif basınç katsayısı : .....  $K_{ad} = 0.103$

elde edilir. Yukarıda hesaplanan katsayılar yardımıyla kenar ayak üzerine etkileyen zemin etkileri Şekil 4.25’de verilmiştir.



**Şekil 4.26 :** Kenar ayak üzerine etkileyen zemin etkileri

Aktif toprak yükü : .....  $P_a = K_{as} x \gamma x H$

Sürşarj toprak yükü : .....  $P_s = K_{as} x q_s$

Ek deprem yükü : .....  $P_d = K_{ad} x \gamma x H$

#### 4.4.9.2 Kenarayak perdesi kesit tesirleri

Genel amaçlı bir statik programı olan Sap 2000 yardımıyla hesaplanan kenar ayak perdesinde elde edilen elverişsiz kesit tesirleri Çizelge 4.28’ de verilmiştir.

**Çizelge 4.28 : Kenarayak perdesi kesit tesirleri**

Kombinasyon	Kesit Tesirleri			
	V <sub>13</sub> (kN/m)	V <sub>23</sub> (kN/m)	M <sub>11</sub> (kNm/m)	M <sub>22</sub> (kNm/m)
Comb7	-18.84	-103.63	-189.30	-515.04
	98.97	43.67	60.36	96.47
Comb8	-150.25	-78.38	-158.95	-82.37
	175.16	141.88	91.58	425.99
Comb9	-39.18	-478.03	-303.55	-1489.11
	198.74	5.51	140.22	78.15

#### 4.4.9.3 Kenarayak perdesi eğilme donatısı hesabı

❖ Perde boyuna yönde iç donatı hesabı

Kesitteki faktörlü moment	:.....	M <sub>u</sub> = 1489.11 kNm
Taşıma gücü azaltma katsayısı	:.....	φ = 0.90
Kesit genişliği	:.....	b = 1000 mm
Faydalı yükseklik	:.....	d = 1025 mm
Karakteristik beton basınç dayanımı	:.....	f <sub>c</sub> ' = 30 N/mm <sup>2</sup>
Karakteristik çelik akma dayanımı	:.....	f <sub>y</sub> = 420 N/mm <sup>2</sup>
Paspayı	:.....	d = 75 mm

a) Gereken eğilme donatısının alanı

Eğilme taşıma gücü  $\phi M_n = \phi \left[ A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$  ifadesiyle, eşdeğer basınç bloğu

derinliği ise  $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_c' \times b}$  ifadesiyle hesaplanabilir.

Yukarıdaki ifadelerden gerekli donatı alanı  $A_s = 3948 \text{ mm}^2$  olarak elde edilir.

b) Minimum donatı oranı

Sağlanan donatı kopma modülüne göre hesaplanan çatlama momentinin (M<sub>cr</sub>) en az 1.2 katı kadar taşıma gücü sağlanmalıdır (AASHTO 8.17.1.1.1).

Kopma modülü	:.....	f <sub>r</sub> = 3.11 MPa
Kesitin atalet momenti	:.....	I = 111 m <sup>4</sup>
Kesitin ağırlık merkezi	:.....	y <sub>t</sub> = 550 mm

Çatlama momenti  $M_{cr} = \frac{f_r \times I}{y_t} = 64000 \text{ kNm}$  olarak hesaplanır (AASHTO 8.13.3).

Minimum donatı ise  $A_{s,\min} = 1974 \text{ mm}^2$   $1.2M_{cr}$  değerinin yukardaki ifadede yerine konulması ile elde edilir.

Kesitteki donatı alanı analiz sonucunda gereken donatı alanının 1.33 katından fazla ise minimum donatı şartı aranmaz (AASHTO 8.17.1.2)

c) Dengeli donatı oranı

Kesitteki donatı oranı, dengeli donatı oranının %75' inden az olmalıdır (AASHTO 8.16.3.1.1).

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{599.843}{599.843 + f_y} \right) = 0.030354 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Eğilme donatısı :..... $\Phi 26 / 15 \text{ cm} + \Phi 14 / 30$

Donatı alanı :..... $A_s = 4051 \text{ mm}^2$

$$A_s = 4051 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{gereken}} = 3948 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 4051 \text{ mm}^2 > A_{s,\min} = 1974 \text{ mm}^2$$

$\rho = 0.003952 < 0.75 \rho_b = 0.02277$  olduğundan kesite konulan donatı yeterlidir.

❖ Perde boyuna yönde dış donatı hesabı

Kesitteki faktörlü moment :..... $M_u = 425.99 \text{ kNm}$

Taşıma gücü azaltma katsayısı :..... $\phi = 0.90$

Kesit genişliği :..... $b = 1000 \text{ mm}$

Faydalı yükseklik :..... $d = 1025 \text{ mm}$

Karakteristik beton basınç dayanımı :..... $f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$

Karakteristik çelik akma dayanımı :..... $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Paspayı :..... $d = 75 \text{ mm}$

a) Gereken eğilme donatısının alanı

Eğilme taşıma gücü  $\phi M_n = \phi \left[ A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$  ifadesiyle, eşdeğer basınç bloğu

derinliği ise  $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$  ifadesiyle hesaplanabilir.

Yukarıdaki ifadelerden gerekli donatı alanı  $A_s = 1109 \text{ mm}^2$  olarak elde edilir.

b) Minimum donatı oranı

Sağlanan donatı kopma modülüne göre hesaplanan çatlama momentinin ( $M_{cr}$ ) en az 1.2 katı kadar taşıma gücü sağlanmalıdır (AASHTO 8.17.1.1.1).

Kopma modülü :..... $f_r = 3.11 \text{ MPa}$

Kesitin atalet momenti :..... $I = 111 \text{ m}^4$

Kesitin ağırlık merkezi :..... $y_t = 550 \text{ mm}$

Çatlama momenti  $M_{cr} = \frac{f_r \times I}{y_t} = 64000 \text{ kNm}$  olarak hesaplanır (AASHTO 8.13.3).

Minimum donatı ise  $A_{s,\min} = 1974 \text{ mm}^2$   $1.2M_{cr}$  değerinin yukardaki ifadeye yerine konulması ile elde edilir.

Kesitteki donatı alanı analiz sonucunda gereken donatı alanının 1.33 katından fazla ise minimum donatı şartı aranmaz (AASHTO 8.17.1.2)

c) Dengeli donatı oranı

Kesitteki donatı oranı, dengeli donatı oranının %75' inden az olmalıdır (AASHTO 8.16.3.1.1).

$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 \times f'_c \left( \frac{599.843}{599.843 + f_y} \right)}{f_y} = 0.030354$  olarak hesaplanır.

Eğilme donatısı :..... $\Phi 18 / 15 \text{ cm}$

Donatı alanı :..... $A_s = 1696 \text{ mm}^2$

$A_s = 1696 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{gereken}} = 1109 \text{ mm}^2$

$A_s = 1696 \text{ mm}^2 > A_{s,\min} = 1475 \text{ mm}^2$

$\rho = 0.001654 < 0.75 \rho_b = 0.02277$  olduğundan kesite konulan donatı yeterlidir.

❖ Perde enine yönde iç donatı hesabı

Kesitteki faktörlü moment	:.....	$M_u = 303.55 \text{ kNm}$
Taşıma gücü azaltma katsayısı	:.....	$\phi = 0.90$
Kesit genişliği	:.....	$b = 1000 \text{ mm}$
Faydalı yükseklik	:.....	$d = 1025 \text{ mm}$
Karakteristik beton basınç dayanımı	:.....	$f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$
Karakteristik çelik akma dayanımı	:.....	$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$
Paspayı	:.....	$d = 75 \text{ mm}$

a) Gereken eğilme donatısının alanı

Eğilme taşıma gücü  $\phi M_n = \phi \left[ A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$  ifadesiyle, eşdeğer basınç bloğu

derinliği ise  $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$  ifadesiyle hesaplanabilir.

Yukarıdaki ifadelerden gerekli donatı alanı  $A_s = 788 \text{ mm}^2$  olarak elde edilir.

b) Minimum donatı oranı

Sağlanan donatı kopma modülüne göre hesaplanan çatlama momentinin ( $M_{cr}$ ) en az 1.2 katı kadar taşıma gücü sağlanmalıdır (AASHTO 8.17.1.1.1).

Kopma modülü	:.....	$f_r = 3.11 \text{ MPa}$
Kesitin atalet momenti	:.....	$I = 111 \text{ m}^4$
Kesitin ağırlık merkezi	:.....	$y_t = 550 \text{ mm}$

Çatlama momentini  $M_{cr} = \frac{f_r \times I}{y_t} = 64000 \text{ kNm}$  olarak hesaplanır (AASHTO 8.13.3).

Minimum donatı ise  $A_{s,\min} = 1974 \text{ mm}^2$   $1.2M_{cr}$  değerinin yukardaki ifadede yerine konulması ile elde edilir.

Kesitteki donatı alanı analiz sonucunda gereken donatı alanının 1.33 katından fazla ise minimum donatı şartı aranmaz (AASHTO 8.17.1.2)



c) Dengeli donatı oranı

Kesitteki donatı oranı, dengeli donatı oranının %75' inden az olmalıdır (AASHTO 8.16.3.1.1).

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 \times f'_c \left( \frac{599.843}{599.843 + f_y} \right)}{f_y} = 0.030354 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Eğilme donatısı :.....Φ18 / 15 cm

Donatı alanı :..... $A_s = 1696 \text{ mm}^2$

$$A_s = 1696 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{gereken}} = 788 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1696 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{min}} = 1049 \text{ mm}^2$$

$\rho = 0.001654 < 0.75 \rho_b = 0.02277$  olduğundan kesite konulan donatı yeterlidir.

❖ Perde enine yönde dış donatı hesabı

Kesitteki faktörlü moment :..... $M_u = 140.22 \text{ kNm}$

Taşıma gücü azaltma katsayısı :..... $\phi = 0.90$

Kesit genişliği :..... $b = 1000 \text{ mm}$

Faydalı yükseklik :..... $d = 1025 \text{ mm}$

Karakteristik beton basınç dayanımı :..... $f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$

Karakteristik çelik akma dayanımı :..... $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Paspayı :..... $d = 75 \text{ mm}$

a) Gereken eğilme donatısının alanı

Eğilme taşıma gücü  $\phi M_n = \phi \left[ A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$  ifadesiyle, eşdeğer basınç bloğu

derinliği ise  $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$  ifadesiyle hesaplanabilir.

Yukarıdaki ifadelerden gerekli donatı alanı  $A_s = 363 \text{ mm}^2$  olarak elde edilir.

b) Minimum donatı oranı

Sağlanan donatı kopma modülüne göre hesaplanan çatlama momentinin ( $M_{cr}$ ) en az 1.2 katı kadar taşıma gücü sağlanmalıdır (AASHTO 8.17.1.1.1).

Kopma modülü :..... $f_r = 3.11$  MPa

Kesitin atalet momenti :..... $I = 111$  m<sup>4</sup>

Kesitin ağırlık merkezi :..... $y_t = 550$  mm

Çatlama momenti  $M_{cr} = \frac{f_r \times I}{y_t} = 64000$  kNm olarak hesaplanır (AASHTO 8.13.3).

Minimum donatı ise  $A_{s,min} = 1974$  mm<sup>2</sup>  $1.2M_{cr}$  değerinin yukardaki ifadede yerine konulması ile elde edilir.

Kesitteki donatı alanı analiz sonucunda gereken donatı alanının 1.33 katından fazla ise minimum donatı şartı aranmaz (AASHTO 8.17.1.2)

#### c) Dengeli donatı oranı

Kesitteki donatı oranı, dengeli donatı oranının %75' inden az olmalıdır (AASHTO 8.16.3.1.1).

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{599.843}{599.843 + f_y} \right) = 0.030354 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Eğilme donatısı :..... $\Phi 18 / 15$  cm

Donatı alanı :..... $A_s = 1696$  mm<sup>2</sup>

$$A_s = 1696 \text{ mm}^2 > A_{s,gereken} = 363 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1696 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 483 \text{ mm}^2$$

$\rho = 0.001654 < 0.75 \rho_b = 0.02277$  olduğundan kesite konulan donatı yeterlidir.

#### 4.4.9.4 Kenarayak perdesi kesme donatısı hesabı

Kapasite azaltma faktörü (AASHTO, 8.16.1.2.2.a) :..... $\phi = 0.85$

Faydalı yükseklik :..... $d = 1025$  mm

Hesap genişliği :..... $b_w = 1000$  mm

Karakteristik beton basınç dayanımı :..... $f'_c = 30$  N/mm<sup>2</sup>

Karakteristik çelik akma dayanımı :..... $f_y = 420$  N/mm<sup>2</sup>

Kesme kuvveti :..... $V_u = 478.01$  kN

Betonun kesme dayanımı  $V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d$  ifadesiyle hesaplanır.

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.17\sqrt{30} \times 1025 \times 1000 = 954.41 \text{ kN}$$

$\phi V_c = 811.25 \text{ kN} \geq V_u = 478.01 \text{ kN}$  olduğundan kesme hesabına gerek yoktur.

#### 4.4.10 Köprü kenar ayak temelini tasarımı

Yapılan analiz sonucu, köprü temelinde oluşan elverişsiz kesit tesirleri okunmuştur. Temeldeki donatı miktarı birim genişlik için hesaplanmıştır.

##### 4.4.10.1 Kenarayak temeli kesit tesirleri

Genel amaçlı bir statik programı olan Sap 2000 yardımıyla hesaplanan kenar ayak perdesinde elde edilen elverişsiz kesit tesirleri Çizelge 4.29' de verilmiştir.

**Çizelge 4.29 : Kenarayak temeli kesit tesirleri**

Kombinasyon	Kesit Tesirleri			
	V <sub>13</sub> (kN/m)	V <sub>23</sub> (kN/m)	M <sub>11</sub> (kNm/m)	M <sub>22</sub> (kNm/m)
Comb7	-1536.73	-1611.17	-666.16	-530.62
	1643.56	1799.59	412.09	733.45
Comb8	-1817.47	-1852.23	-741.79	-644.33
	1873.24	1594.21	716.18	612.51
Comb9	-3177.55	-2757.50	-882.24	-1026.31
	3453.37	3695.52	905.98	2171.85

##### 4.4.10.2 Kenarayak temeli eğilme donatısı hesabı

❖ Köprü boyuna yönde alt donatı hesabı

Kesitteki faktörlü moment	.....	M <sub>u</sub> = 2171.85 kNm
Taşıma gücü azaltma katsayısı	.....	φ = 0.90
Kesit genişliği	.....	b = 1000 mm
Faydalı yükseklik	.....	d = 1675 mm
Karakteristik beton basınç dayanımı	.....	f <sub>c</sub> ' = 30 N/mm <sup>2</sup>
Karakteristik çelik akma dayanımı	.....	f <sub>y</sub> = 420 N/mm <sup>2</sup>
Paspayı	.....	d = 75 mm

a) Gereken eğilme donatısının alanı

Eğilme taşıma gücü  $\phi M_n = \phi \left[ A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$  ifadesiyle, eşdeğer basınç bloğu

derinliği ise  $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$  ifadesiyle hesaplanabilir.

Yukarıdaki ifadelerden gerekli donatı alanı  $A_s = 3490 \text{ mm}^2$  olarak elde edilir.

b) Minimum donatı oranı

Sağlanan donatı kopma modülüne göre hesaplanan çatlama momentinin ( $M_{cr}$ ) en az 1.2 katı kadar taşıma gücü sağlanmalıdır (AASHTO 8.17.1.1.1).

Kopma modülü :..... $f_r = 3.11 \text{ MPa}$

Kesitin atalet momenti :..... $I = 447 \text{ m}^4$

Kesitin ağırlık merkezi :..... $y_t = 875 \text{ mm}$

Çatlama momenti  $M_{cr} = \frac{f_r \times I}{y_t} = 1620000 \text{ kNm}$  olarak hesaplanır (AASHTO

8.13.3). Minimum donatı ise  $A_{s,\min} = 3054 \text{ mm}^2$   $1.2M_{cr}$  değerinin yukardaki ifadede yerine konulması ile elde edilir.

Kesitteki donatı alanı analiz sonucunda gereken donatı alanının 1.33 katından fazla ise minimum donatı şartı aranmaz (AASHTO 8.17.1.2)

c) Dengeli donatı oranı

Kesitteki donatı oranı, dengeli donatı oranının %75' inden az olmalıdır (AASHTO 8.16.3.1.1).

$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{599.843}{599.843 + f_y} \right) = 0.030354$  olarak hesaplanır.

Eğilme donatısı :..... $\Phi 26 / 15 \text{ cm}$

Donatı alanı :..... $A_s = 3538 \text{ mm}^2$

$A_s = 3538 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{gereken}} = 3490 \text{ mm}^2$

$A_s = 3538 \text{ mm}^2 > A_{s,\min} = 3054 \text{ mm}^2$

$\rho = 0.002112 < 0.75 \rho_b = 0.02277$  olduğundan kesite konulan donatı yeterlidir.

❖ Köprü boyuna yönde üst donatı hesabı

Kesitteki faktörlü moment	.....	$M_u = 1026.31 \text{ kNm}$
Taşıma gücü azaltma katsayısı	.....	$\phi = 0.90$
Kesit genişliği	.....	$b = 1000 \text{ mm}$
Faydalı yükseklik	.....	$d = 1675 \text{ mm}$
Karakteristik beton basınç dayanımı	.....	$f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$
Karakteristik çelik akma dayanımı	.....	$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$
Paspayı	.....	$d = 75 \text{ mm}$

a) Gereken eğilme donatısının alanı

Eğilme taşıma gücü  $\phi M_n = \phi \left[ A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$  ifadesiyle, eşdeğer basınç bloğu

derinliği ise  $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$  ifadesiyle hesaplanabilir.

Yukarıdaki ifadelerden gerekli donatı alanı  $A_s = 1634 \text{ mm}^2$  olarak elde edilir.

b) Minimum donatı oranı

Sağlanan donatı kopma modülüne göre hesaplanan çatlama momentinin ( $M_{cr}$ ) en az 1.2 katı kadar taşıma gücü sağlanmalıdır (AASHTO 8.17.1.1.1).

Kopma modülü .....  $f_r = 3.11 \text{ MPa}$

Kesitin atalet momenti .....  $I = 447 \text{ m}^4$

Kesitin ağırlık merkezi .....  $y_t = 875 \text{ mm}$

Çatlama momenti  $M_{cr} = \frac{f_r \times I}{y_t} = 1620000 \text{ kNm}$  olarak hesaplanır (AASHTO

8.13.3). Minimum donatı ise  $A_{s,\min} = 3054 \text{ mm}^2$   $1.2M_{cr}$  değerinin yukardaki ifadede yerine konulması ile elde edilir.

Kesitteki donatı alanı analiz sonucunda gereken donatı alanınının 1.33 katından fazla ise minumum donatı şartı aranmaz (AASHTO 8.17.1.2)

c) Dengeli donatı oranı

Kesitteki donatı oranı, dengeli donatı oranının %75' inden az olmalıdır (AASHTO 8.16.3.1.1).

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 \times f'_c \left( \frac{599.843}{599.843 + f_y} \right)}{f_y} = 0.030354 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Eğilme donatısı :.....Φ22 / 15 cm

Donatı alanı :..... $A_s = 2533 \text{ mm}^2$

$$A_s = 2533 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{gereken}} = 1634 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2533 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{min}} = 2173 \text{ mm}^2$$

$\rho = 0.001512 < 0.75 \rho_b = 0.02277$  olduğundan kesite konulan donatı yeterlidir.

❖ Köprü enine yönde alt donatı hesabı

Kesitteki faktörlü moment :..... $M_u = 905.98 \text{ kNm}$

Taşıma gücü azaltma katsayısı :..... $\phi = 0.90$

Kesit genişliği :..... $b = 1000 \text{ mm}$

Faydalı yükseklik :..... $d = 1675 \text{ mm}$

Karakteristik beton basınç dayanımı :..... $f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$

Karakteristik çelik akma dayanımı :..... $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Paspayı :..... $d = 75 \text{ mm}$

a) Gereken eğilme donatısının alanı

Eğilme taşıma gücü  $\phi M_n = \phi \left[ A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$  ifadesiyle, eşdeğer basınç bloğu

derinliği ise  $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$  ifadesiyle hesaplanabilir.

Yukarıdaki ifadelerden gerekli donatı alanı  $A_s = 1441 \text{ mm}^2$  olarak elde edilir.

b) Minimum donatı oranı

Sağlanan donatı kopma modülüne göre hesaplanan çatlama momentinin ( $M_{cr}$ ) en az 1.2 katı kadar taşıma gücü sağlanmalıdır (AASHTO 8.17.1.1.1).

Kopma modülü :..... $f_r = 3.11$  MPa

Kesitin atalet momenti :..... $I = 447$  m<sup>4</sup>

Kesitin ağırlık merkezi :..... $y_t = 875$  mm

Çatlama momenti  $M_{cr} = \frac{f_r \times I}{y_t} = 1620000$  kNm olarak hesaplanır (AASHTO

8.13.3). Minimum donatı ise  $A_{s,min} = 3054$  mm<sup>2</sup>  $1.2M_{cr}$  değerinin yukardaki ifadeye yerine konulması ile elde edilir.

Kesitteki donatı alanı analiz sonucunda gereken donatı alanının 1.33 katından fazla ise minimum donatı şartı aranmaz (AASHTO 8.17.1.2)

### c) Dengeli donatı oranı

Kesitteki donatı oranı, dengeli donatı oranının %75' inden az olmalıdır (AASHTO 8.16.3.1.1).

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{599.843}{599.843 + f_y} \right) = 0.030354 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Eğilme donatısı :..... $\Phi 22 / 15$  cm

Donatı alanı :..... $A_s = 2533$  mm<sup>2</sup>

$$A_s = 2533 \text{ mm}^2 > A_{s,gereken} = 1441 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2533 \text{ mm}^2 > A_{s,min} = 1917 \text{ mm}^2$$

$\rho = 0.001512 < 0.75 \rho_b = 0.02277$  olduğundan kesite konulan donatı yeterlidir.

### ❖ Köprü enine yönde üst donatı hesabı

Kesitteki faktörlü moment :..... $M_u = 882.24$  kNm

Taşıma gücü azaltma katsayısı :..... $\phi = 0.90$

Kesit genişliği :..... $b = 1000$  mm

Faydalı yükseklik :..... $d = 1675$  mm

Karakteristik beton basınç dayanımı :..... $f'_c = 30$  N/mm<sup>2</sup>

Karakteristik çelik akma dayanımı :..... $f_y = 420$  N/mm<sup>2</sup>

Paspayı :..... $d = 75$  mm

a) Gereken eğilme donatısının alanı

Eğilme taşıma gücü  $\phi M_n = \phi \left[ A_s \times f_y \times \left( d - \frac{a}{2} \right) \right]$  ifadesiyle, eşdeğer basınç bloğu

derinliği ise  $a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b}$  ifadesiyle hesaplanabilir.

Yukarıdaki ifadelerden gerekli donatı alanı  $A_s = 1403 \text{ mm}^2$  olarak elde edilir.

b) Minimum donatı oranı

Sağlanan donatı kopma modülüne göre hesaplanan çatlama momentinin ( $M_{cr}$ ) en az 1.2 katı kadar taşıma gücü sağlanmalıdır (AASHTO 8.17.1.1.1).

Kopma modülü :..... $f_r = 3.11 \text{ MPa}$

Kesitin atalet momenti :..... $I = 447 \text{ m}^4$

Kesitin ağırlık merkezi :..... $y_t = 875 \text{ mm}$

Çatlama momenti  $M_{cr} = \frac{f_r \times I}{y_t} = 1620000 \text{ kNm}$  olarak hesaplanır (AASHTO

8.13.3). Minimum donatı ise  $A_{s,\min} = 3054 \text{ mm}^2$   $1.2M_{cr}$  değerinin yukardaki ifadede yerine konulması ile elde edilir.

Kesitteki donatı alanı analiz sonucunda gereken donatı alanının 1.33 katından fazla ise minimum donatı şartı aranmaz (AASHTO 8.17.1.2)

c) Dengeli donatı oranı

Kesitteki donatı oranı, dengeli donatı oranının %75' inden az olmalıdır (AASHTO 8.16.3.1.1).

$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 \times f'_c}{f_y} \left( \frac{599.843}{599.843 + f_y} \right) = 0.030354$  olarak hesaplanır.

Eğilme donatısı :..... $\Phi 22 / 15 \text{ cm}$

Donatı alanı :..... $A_s = 2533 \text{ mm}^2$

$A_s = 2533 \text{ mm}^2 > A_{s,\text{gereken}} = 1403 \text{ mm}^2$

$A_s = 2533 \text{ mm}^2 > A_{s,\min} = 1866 \text{ mm}^2$

$\rho = 0.001512 < 0.75 \rho_b = 0.02277$  olduğundan kesite konulan donatı yeterlidir.



#### 4.4.10.3 Kenar ayak temeli kesme donatısı hesabı

Kapasite azaltma faktörü (AASHTO, 8.16.1.2.2.a) .....	$\phi = 0.85$
Faydalı yükseklik .....	$d = 1675 \text{ mm}$
Hesap genişliği .....	$b_w = 1000 \text{ mm}$
Karakteristik beton basınç dayanımı .....	$f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$
Karakteristik çelik akma dayanımı .....	$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$
Kesme kuvveti .....	$V_u = 3655.92 \text{ kN}$

Betonun kesme dayanımı  $V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d$  ifadesiyle hesaplanır.

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.17\sqrt{30} \times 1675 \times 1000 = 1559.64 \text{ kN}$$

$\phi V_c = 1325.69 \text{ kN} \leq V_u = 3655.92 \text{ kN}$  olduğundan kesme hesabı yapılmalıdır.

Kesite konulan kesme donatısı .....

$\Phi 26 / 4 \text{ adet m}^2$

Donatı alanı .....

$A_s = 4247 \text{ mm}^2$

Çeliğin kesme taşıma gücü  $V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s}$  ifadesiyle hesaplanır.

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{s} = \frac{4247 \times 420 \times 1675}{1000} = 2987.77 \text{ kN}$$

Kesitin taşıyabileceği kesme kuvveti  $V_n = V_s + V_c$  ile hesaplanır.

$$V_n = V_s + V_c = 2987.77 + 1559.64 = 4547.41 \text{ kN}$$

$\phi V_n = 3865.30 \text{ kN} \geq V_u = 3655.92 \text{ kN}$  olduğundan kesite konulan kesme donatısı

( $\Phi 26 \text{ m}^2$ 'ye 4 adet sehpa) yeterlidir.

#### 4.4.11 Köprü kenar ayak kazıklarının tasarımı

Yapılan analiz sonucu, köprü kazıklarında oluşan elverişsiz kesit tesirleri okunmuştur. Moment etkileşim diyagramları çizilmiş ve elverişsiz kesit tesirlerinin diyagram içerisinde kalıp kalmadığı kontrol edilmiştir.

Dayanım azaltma faktörü ( $\Phi$ ), normal kuvvetin ( $0.2A_g f'_c$ ) den büyük olması durumu için 0.5, 0 ile ( $0.2A_g f'_c$ ) değerleri arasında olması durumu için 0.5 ile 0.9 arasında lineer değişecektir.

#### 4.4.11.1 Kesit tesirleri

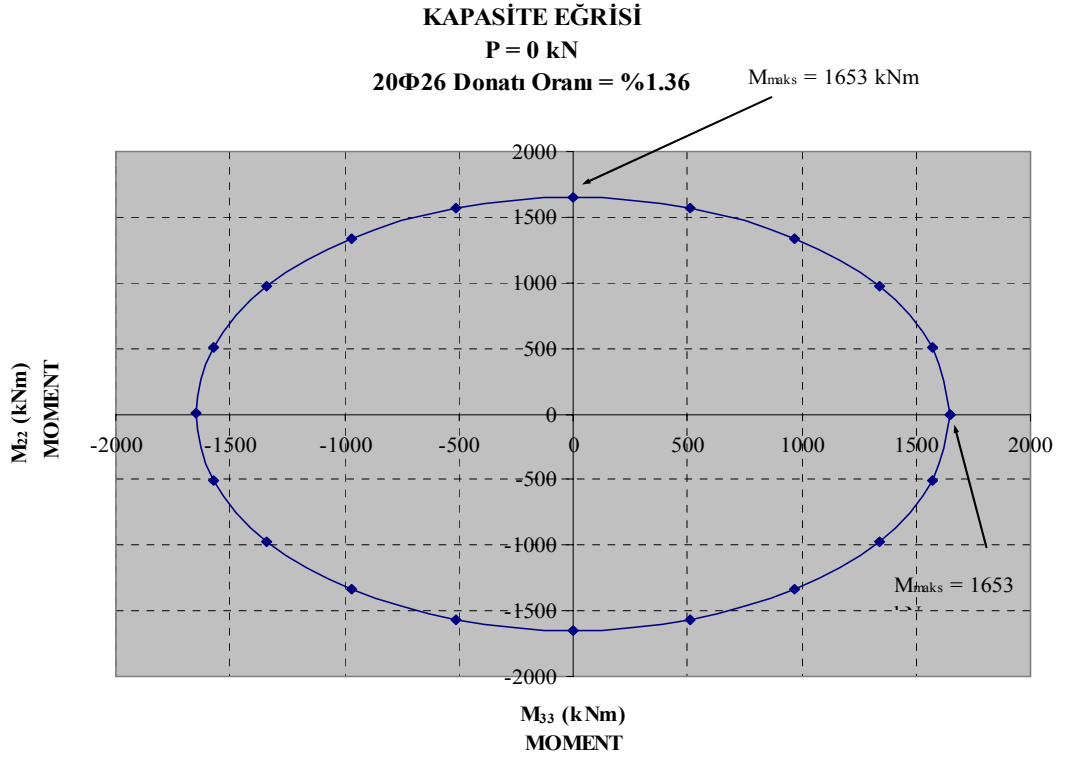
Genel amaçlı bir statik programı olan Sap 2000 yardımıyla hesaplanan köprü kazıklarında elde edilen elverişsiz kesit tesirleri Çizelge 4.30' da verilmiştir. Kesit tesirleri, dayanım azaltma faktörüne bölünerek büyütülmüştür.

**Çizelge 4.30 : Kazık kesit tesirleri**

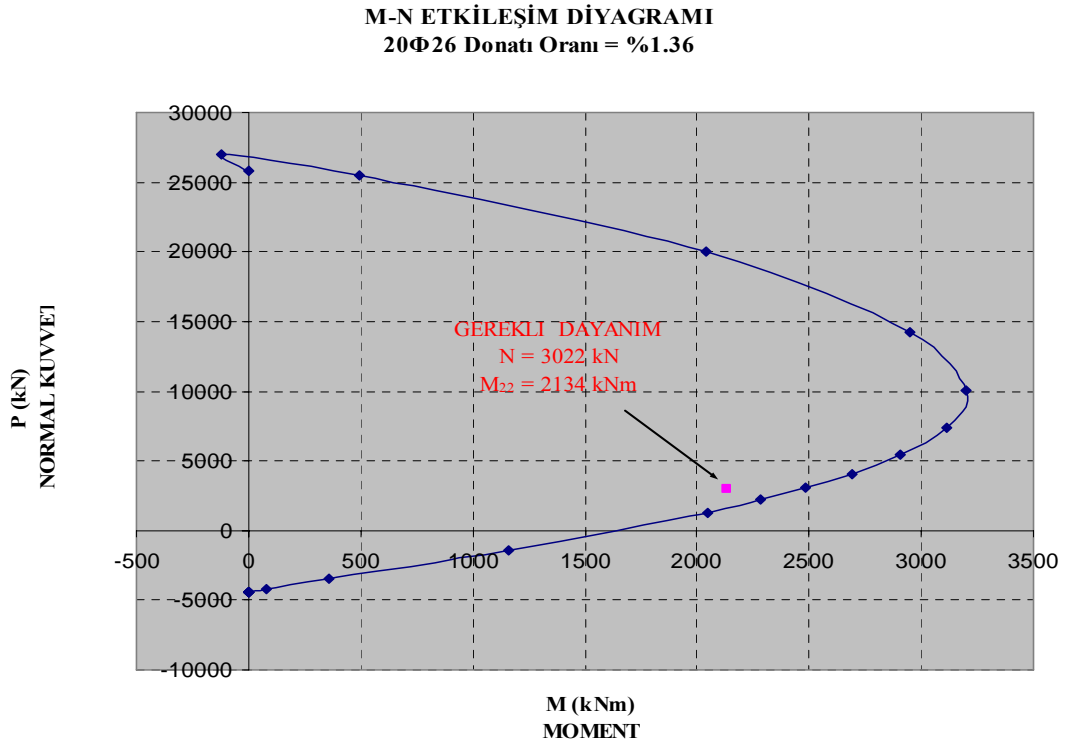
Kesit Tesirleri								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22/Φ</sub> (kNm)	M <sub>33/Φ</sub> (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
Comb7	2531.53	368.32	24.74	84.99	873.83	124.05	1275.45	1281.47
Comb8	2717.51	202.46	120.79	88.84	635.49	132.73	949.43	958.66
Comb9	2176.30	54.72	147.39	1526.17	435.87	2133.69	609.38	2134.82

#### 4.4.11.2 Kazık eğilme donatısı hesabı

Köprü orta ayak kazıkları için XTRACT programı yardımıyla, analizler neticesinde köprünün her iki asal eksenini doğrultusunda hesaplanan elverişsiz kesit tesirleri için moment-normal kuvvet etkileşim eğrileri hazırlanmış ve kesit kontrol edilmiştir. Buna göre Ø100 çapındaki kenar ayak kazıklarına 20Φ26 donatı konulmuştur. Şekil 4.27' de N = 0 kN durumu için hazırlanan moment kapasite eğrisinde elde edilen maksimum değerler Çizelge 4.30' da verilen değerler ile karşılaştırılmıştır. Aynı zamanda Şekil 4.28' de verilen moment - normal kuvvet etkileşim diyagramları ile gerekli dayanımın eğri içerisinde kaldığı gösterilmiştir.



Şekil 4.27 : Kenar ayak kazıkları normal kuvvet altında etkileşim diyagramı



Şekil 4.28 : Kenar ayak kazıkları M-N etkileşim diyagramı

#### 4.4.11.3 Kazık kesme donatısı hesabı

Kapasite azaltma faktörü (AASHTO, 8.16.1.2.2.a) :..... $\phi = 0.85$

Faydalı yükseklik :..... $d = 925 \text{ mm}$

Hesap genişliği :..... $b_w = 1000 \text{ mm}$

Karakteristik beton basınç dayanımı :..... $f'_c = 30 \text{ N/mm}^2$

Karakteristik çelik akma dayanımı :..... $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

Kesme kuvveti :..... $V_u = 368.32 \text{ kN}$

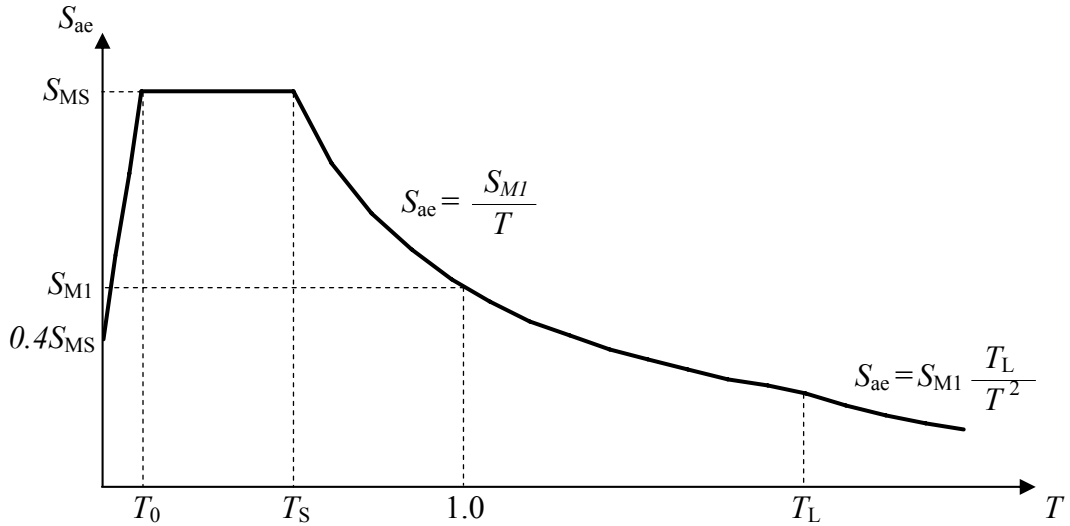
Betonun kesme dayanımı  $V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d$  ifadesiyle hesaplanır.

$$V_c = 0.17\sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 0.17\sqrt{30} \times 1000 \times 925 = 861.29 \text{ kN}$$

$\phi V_c = 732.10 \text{ kN} \geq V_u = 368.32 \text{ kN}$  olduğundan kesme hesabına gerek yoktur.

## 5. İKİ AÇIKLIKLI ÖNGERİLME KİRİŞLİ BETONARME KÖPRÜNÜN PERFORMANSININ DEĞERLENDİRİLMESİ

Bu aşamada köprünün durumu DHL yönetmeliğinde tanımlanan D3 deprem (50 yılda oluşma olasılığı %2, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 2475 yıldır.) senaryosu ile köprünün her iki doğrultusu doğrusal olmayan statik itme analizi ile tahkik edilmiştir. Köprünün doğrusal olmayan itme analizi için SAP2000 ve XTRACT programları kullanılmıştır. Yönetmelikte tanımlanan deprem tasarım spektrumu Şekil 5.1’de gösterilmiştir.



Şekil 5.1 : DLH yönetmeliği deprem tasarım spektrumu

Deprem düzeyleri için kısa doğal titreşim periyodu (0.2 saniye) ve 1.0 saniyelik doğal titreşim periyoduna karşı gelen spektral ivme değerleri  $S_{MS}$  ve  $S_{M1}$  aşağıda verilen denklemler kullanılarak hesaplanabilir.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (5.1)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (5.2)$$

$F_a$  ve  $F_v$  parametreleri, sırası ile, DHL yönetmeliği bölüm 1.2.2.2’de tanımlanmıştır. Deprem spektrumları ise denklem (5.3), (5.4), (5.5) ve (5.6) ile tanımlanmıştır.

$$S_{ae}(T) = 0.4 S_{MS} + 0.6 \frac{S_{MS}}{T_0} T \quad (T_0 \leq T) \quad (5.3)$$

$$S_{ae}(T) = S_{MS} \quad (T_0 \leq T \leq T_S) \quad (5.4)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{M1}}{T} \quad (T_S \leq T \leq T_L) \quad (5.5)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{M1} T_L}{T^2} \quad (T_L \leq T) \quad (5.6)$$

Uzun periyod bölgesine geçiş periyodu  $T_L=12s$  alınmaktadır. Spektrum köşe periyotları  $T_0$  ve  $T_S$  ise aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır.

$$T_S = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \quad ; \quad T_0 = 0.2T_S \quad (5.7)$$

## 5.1 Bilgisayar Modelinin Detayları

Köprü modeli (Şekil 5.2) olarak 4. bölümde yapılan açıklamalar bu hesap modelinde de genel olarak geçerlidir. Doğrusal analiz modelinden farklı olarak, düşey elemanlarda malzemelerin doğrusal ve elastik olmayan özelliklerinden faydalanmayı hedeflendiğinden analiz sırasında ayaklar için çatlama kesit atalet momentleri kullanılmıştır. Diğer bir farklılık ise kolonlarda plastik mafsall oluşmasını beklediğimiz kesitlere plastik mafsallar yerleştirilmiştir. Köprü boyuna yönünde konsol davranış gösterdiği için kolon alt uçlarında, enine yönde ise çerçeve davranış gösterdiği için kolon alt ve üst uçlarında plastik mafsallar (Şekil 5.4) tanımlanmıştır.

### 5.1.1 Çatlama kesit özelliklerinin tanımlanması

XTRACT programında zati yük altında analiz yapılmıştır ve moment-eğrilik diyagramı çizilmiştir. Analiz sonucu her kolon için enine ve boyuna yönde  $EI_{\text{efektif}}$  değerleri elde edilmiştir. Enine yönde çatlama kesit atalet katsayısı denklem (5.8) ile boyuna yöndeki katsayı ise denklem (5.9) ile hesaplanmıştır.

$$\text{Enine yön çatlama kesit atalet katsayısı} = \frac{I_{\text{eff}}}{I_{xx}} \quad (5.8)$$

$$\text{Boyuna yön çatlama kesit atalet katsayısı} = \frac{I_{eff}}{I_{yy}} \quad (5.9)$$

**Çizelge 5.1 : Çatlama kesit atalet katsayıları**

Atalet Katsayıları					
Kesit Yönü	Kesit Yüksekliği (m)	$EI_{eff}$ ( $10^9 kNm^2$ )	$I_{eff}$ ( $m^4$ )	$I_g$ ( $m^4$ )	$I_{eff} / I_g$
Köprü Boyuna Yön	6.32	1.21	0.038	0.132	0.29
Köprü Enine Yön	6.32	4.36	0.136	0.493	0.28

### 5.1.2 Plastik mafsal özelliklerinin tanımlanması

#### 5.1.2.1 Plastik mafsal boylarının belirlenmesi

Plastik mafsal boylarının hesabı Caltrans Seismic Design Criteria madde 7.6.2' ye göre hesaplanmıştır.

$$L_p = 0.08 L + 0.022 f_y \times d_{b1} > 0.044 f_y \times d_{b1}, \quad (5.10)$$

Burada,  $L$ (mm) kolon yüksekliğini,  $f_y$  (MPa) donatının karakteristik akma dayanımını,  $d_{b1}$ (mm) boyuna donatı çapını,  $L_p$ (mm) ise analitik plastik mafsal boyunu göstermektedir. Denklem (5.7)'ye göre hesaplanan plastik mafsal boyu çizelge 5.2' de gösterilmiştir.

**Çizelge 5.2 : Plastik mafsal boyları**

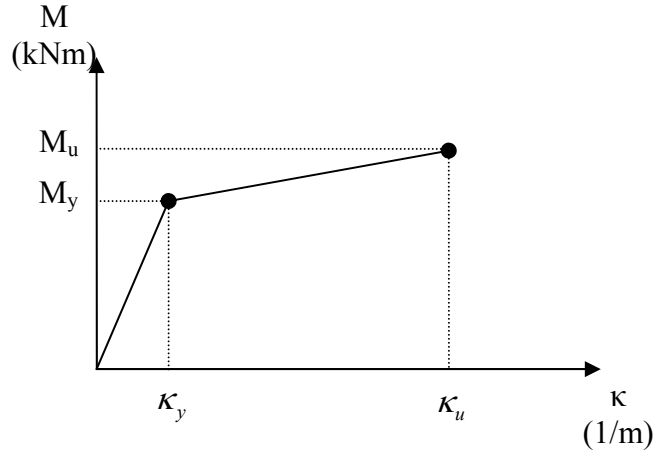
Mafsal boyu				
Mafsal No	$L$ (mm)	$f_y$ (MPa)	$d_{b1}$ (mm)	$L_p$ (mm)
1	6320	420	26	745.84

#### 5.1.2.2 Mafsal boylarının modele tanıtılması

Betonarme ayakların akma öncesi başlangıç rijitlikleri olarak, çatlama kesite ait eğilme rijitlikleri kullanılmıştır. Bu eğilme rijitlikleri, denklem 5.11'de verildiği gibi hesaplanabilir.

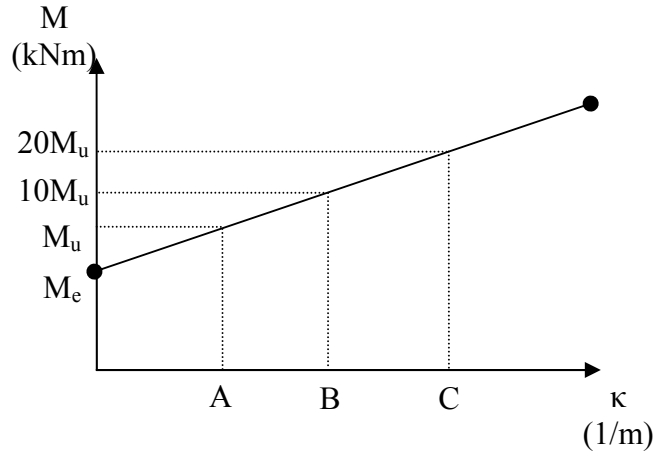
$$(EI)_e = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (5.11)$$

Pekleşme momentini dikkate alarak idealize edilmiş bir moment eğrilik ilişkisi Şekil 5.2 'de gösterilmiştir.



**Şekil 5.2 :** İdealize edilmiş moment-eğrilik ilişkisi

Plastik bölgedeki kısmı bilgisayar programına girebilmek için şekil 5.3' deki gibi idealleştirme yapılır.



**Şekil 5.3 :** İdealize edilmiş plastik bölge moment-eğrilik ilişkisi

Şekil 5.3' de verilen A, B ve C değerleri aşağıdaki denklemler ile hesaplanabilir.

$$A = (\kappa_u - \kappa_e)L_p \quad (5.12)$$

$$B = \frac{(10M_u - M_e)}{\frac{(M_u - M_e)}{B}} \quad (5.13)$$

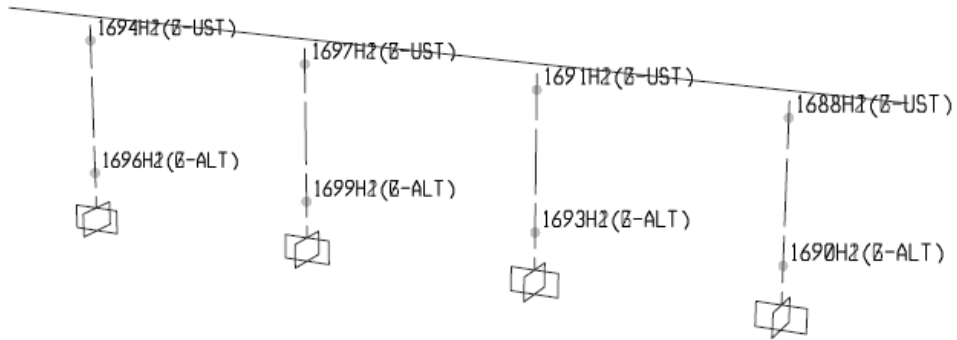


$$C = \frac{(20M_u - M_e)}{\frac{(M_u - M_e)}{B}} \quad (5.14)$$

Burada,  $L_p$  plastik mafsalsal boyu (Caltrans 7.6.2'ye göre),  $M_u$ : taşıyabileceği en büyük moment,  $M_e$ : efektif moment,  $c_u$ : nihai eğrilik,  $c_e$ : efektif eğriliği göstermektedir. Bu değerler XTRACT programı analiz sonucunda bulunmuştur. Yukarıdaki denklemler kullanılarak elde edilen değerler Çizelge 5.3'de verilmiştir. Özellikleri hesaplanan plastik mafsalsal temsil eden değerler Sap2000 modelindeki plastik mafsalsal boyunun ortasına atanmıştır.

**Çizelge 5.3 : Plastik mafsalsal tanımlamasında kullanılan katsayılar**

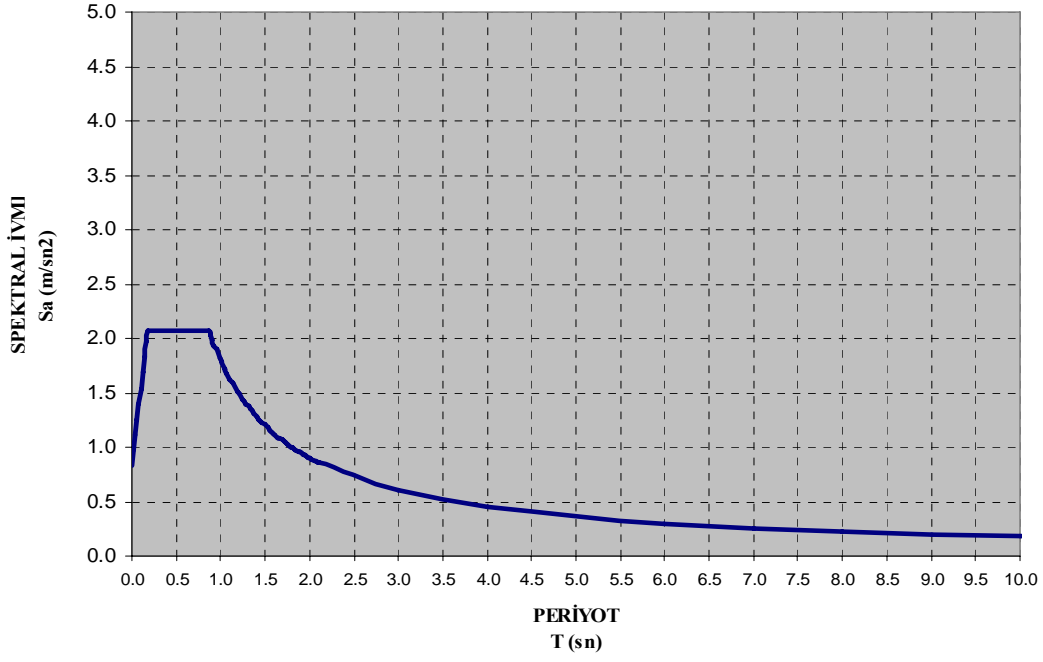
Katsayılar							
Mafsalsal	$M_e$ (kNm)	$M_u$ (kNm)	$10M_u$ (kNm)	$20M_u$ (kNm)	A (1/m)	B (1/m)	C (1/m)
G-ALT	9150	9649	96490	192980	0.0055	0.9542	2.0084
G-UST	8965	9485	94850	189700	0.0056	0.9274	1.9516
Z-ALT	5099	5238	52380	104760	0.0122	4.1333	8.7123



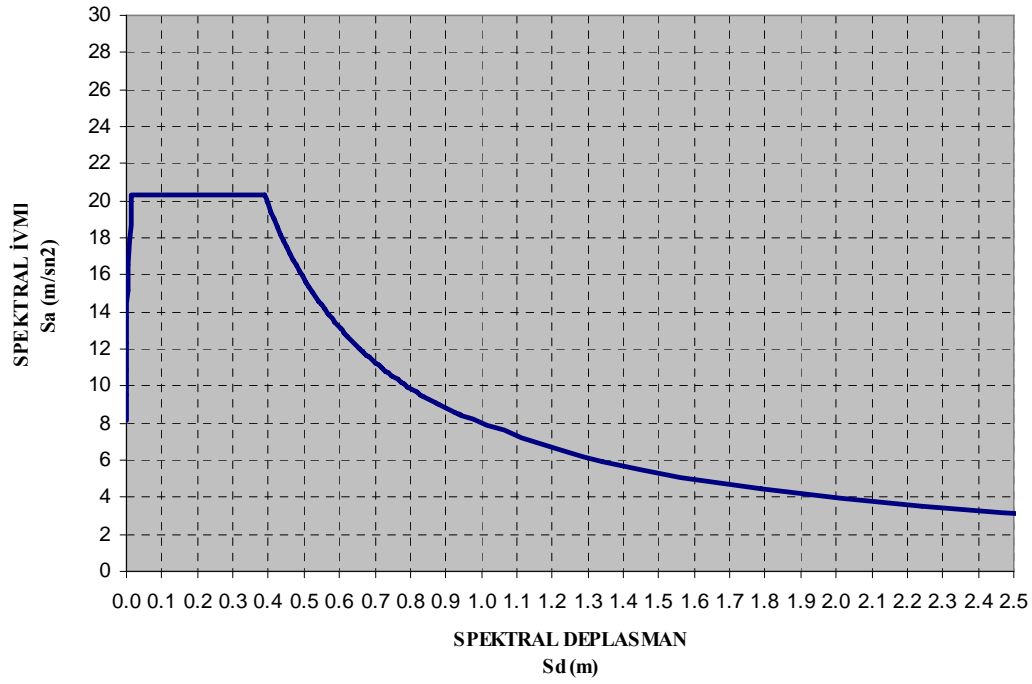
**Şekil 5.4 : Plastik mafsalsal yerleşimi**

## 5.2 Deprem Spektrumları

Köprü İstanbul ili Büyükçekmece ilçesi civarında yapılacağı için köprü yerine ait S1 ve S2 spektrumları için DLH tarafından hazırlanmış kayıtlar kullanılmıştır. S1 olarak tanımlanan deprem seviyesi 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan ve tekerrür süresi 72 yıl olan deprem hareketine karşılık gelmektedir. S2 olarak tanımlanan deprem seviyesi ise 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan ve tekerrür süresi 2475 yıl olan deprem hareketini göstermektedir. Köprü elastik hesaba göre yeni boyutlandırıldığı için sadece S2 depremi altındaki performansı incelenmiştir.



Şekil 5.5 : S2 depremi düzeyi spektral ivme periyot grafiği



Şekil 5.6 : S2 depremi düzeyi spektral ivme spektral deplasman grafiği

### 5.3 Performans Noktasının Belirlenmesi

Köprü'nün performans noktasını belirlemek için Sap2000 ve XTRACT programlarından faydalanılmıştır. Öncelikle Şekil 5.6' da verilen talep spektrumu denklem 5.15 kullanılarak elde edilmiştir.

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (5.15)$$

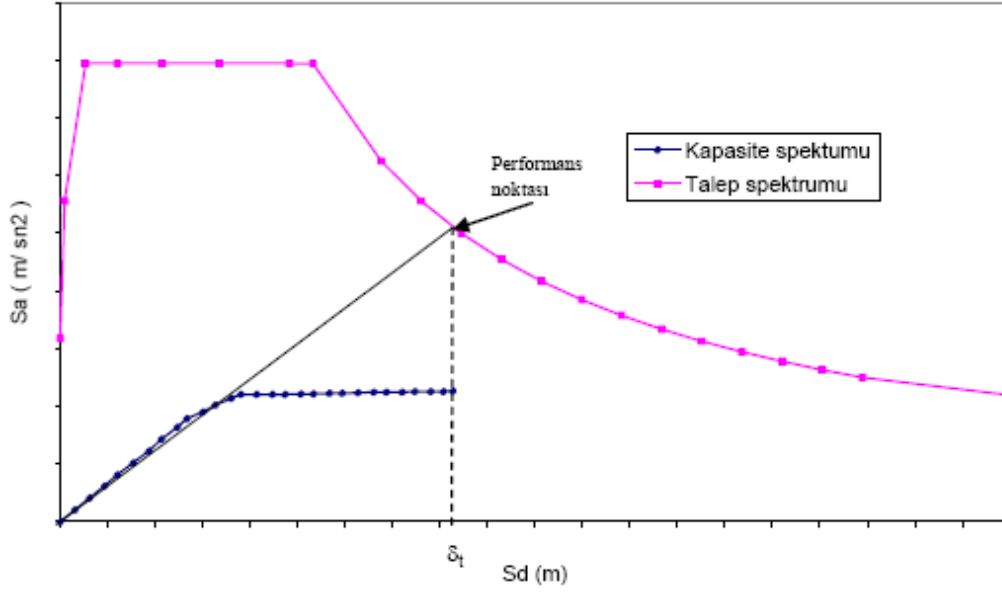
Köprüye ati her iki yön için kapasite diyagramları elde edilmiştir. Köprünün istenilen yöndeki kapasite diyagramını elde edebilmek için istenilen yöndeki mod şekli birim yükleme olarak yapıya etkililmiş ve sürekli olarak arttırılarak kapasite diyagramı elde edilmiştir. Elde edilen kapasite diyagramları denklem (5.16), (5.17) ve (5.18) yardımıyla kapasite spektrumuna çevrilmiştir.

$$S_{ai} = \frac{V_i}{W\alpha_i}, S_{di} = \frac{\Delta_{tepe}}{(PF_1 \times \phi_{1,tepe})} \quad (5.16)$$

$$PF_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i \times \Phi_{i1}}{g} \right]}{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i \times \Phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (5.17)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i \times \Phi_{i1}}{g} \right]}{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[ \sum_{i=1}^N \frac{w_i \times \Phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (5.18)$$

Kapasite spektrumunun doğrusal kısmı talep spektrumunu kesecek şekilde uzaltılmış ve kestiği nokta köprünün istenilen yöndeki performans noktası olarak belirlenmiştir. Yapılan işlem örnek olarak Şekil 5.7 'de gösterilmiştir.



**Şekil 5.7 :** Örnek kapasite talep spektrumu kesişimi

Elde edilen deplasmana göre Sap2000 programında köprü o noktaya kadar itilmiş ve alınan dönme değerleri her eleman için plastik mafsal boyuna ( $L_p$ ) bölünerek elemanın plastik eğriliği ( $\kappa_p$ ) bulunmuştur. Bu plastik eğrilik değerine elastik eğrilik değeri ( $\kappa_e$ ) eklenerek toplam eğrilik değeri bulunur. Bu toplam eğriliğe karşı gelen betondaki ve donatıdaki birim şekil değiştirme değerleri XTRACT programı kullanılarak moment-eğrilik diyagramından okunmuştur. Bu değer her bir deprem seviyesi için Çizelge 3.1’de verilen birim deformasyon sınır değerleriyle karşılaştırılmıştır.

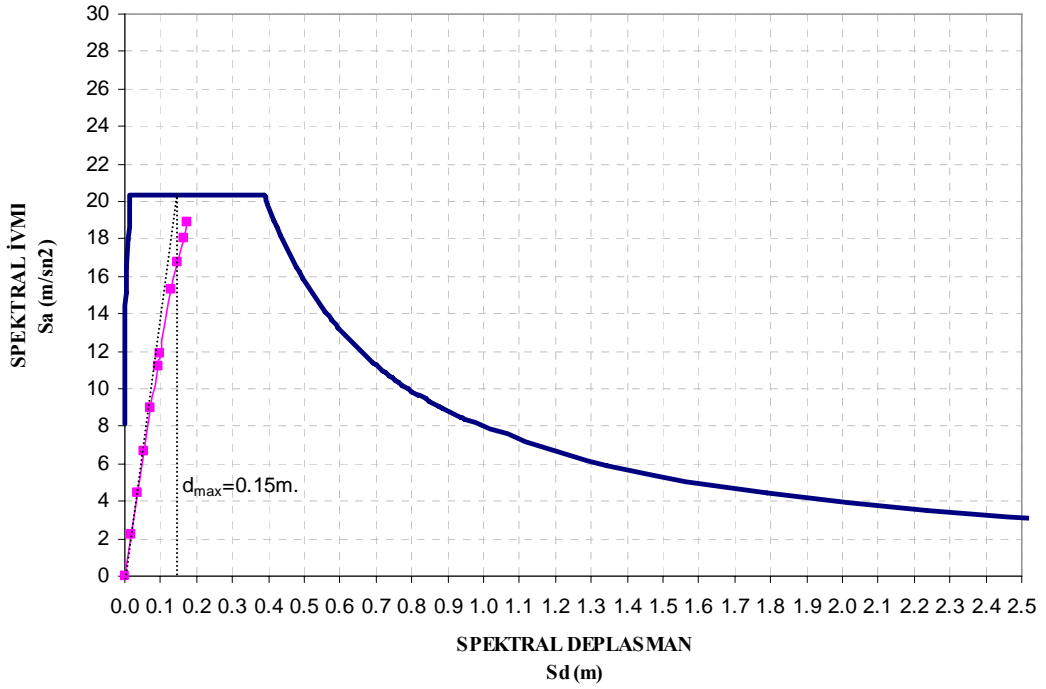
Eğer  $T_e < T_s$  durumu gerçekleşirse bulunan hedef deplasman ( $\delta_t$ ) değeri  $C_1$  değeri ile arttırılır. Burada R elastik dayanım talep oranını,  $T_e$  yapının etkin periyodunu,  $T_s$  cevap spektrumunun karakteristik periyodunu,  $C_1$  ise maksimum inelastik deplasmanla hesaplanan lineer elastik deplasmanlar arasındaki düzeltme faktörünü göstermektedir.

$$T_e \geq T_s \text{ ise } C_1 = 1 \quad (5.19)$$

$$T_e < T_s \text{ ise } C_1 = \left[ 1 + (R - 1) \frac{T_s}{T_e} \right] / R \quad (5.20)$$

#### 5.4 Kapasite Eğrilerinin Belirlenmesi

Viyadük öncelikle her iki yönde 2m'lik deplasmana kadar itilmiş ve analiz sonucunda elde edilen boyuna ve enine yön kapasite eğrileri S2 deprem spektrumu ile aynı grafik üzerinde çizdirilerek Şekil 5.7'de gösterilen şekilde eşit deplasman yöntemine göre bulunmuştur. Kapasite eğrisinin doğrusal olan ilk kısmı uzatılarak ivme-deplasman spektrum eğrisi ile karşılaştırılmıştır. Bu kesim noktasına karşılık gelen, performans noktasındaki spektral deplasmandır ( $d_{max}$ ). Spektral deplasman modal katılım faktörü ile çarpılarak  $\Delta_{tepe}$  performans noktasındaki deplasman elde edilmiştir. Son olarak köprü boyuna ve enine doğrultusu için bulunan performans noktasındaki deplasmana kadar itilmiştir.



Şekil 5.8 : S2 depremi köprü boyuna doğrultuda talep-davranış spektrumu

Şekil 5.8'den okunan aşağıdaki çizelgede özetlenmiştir.

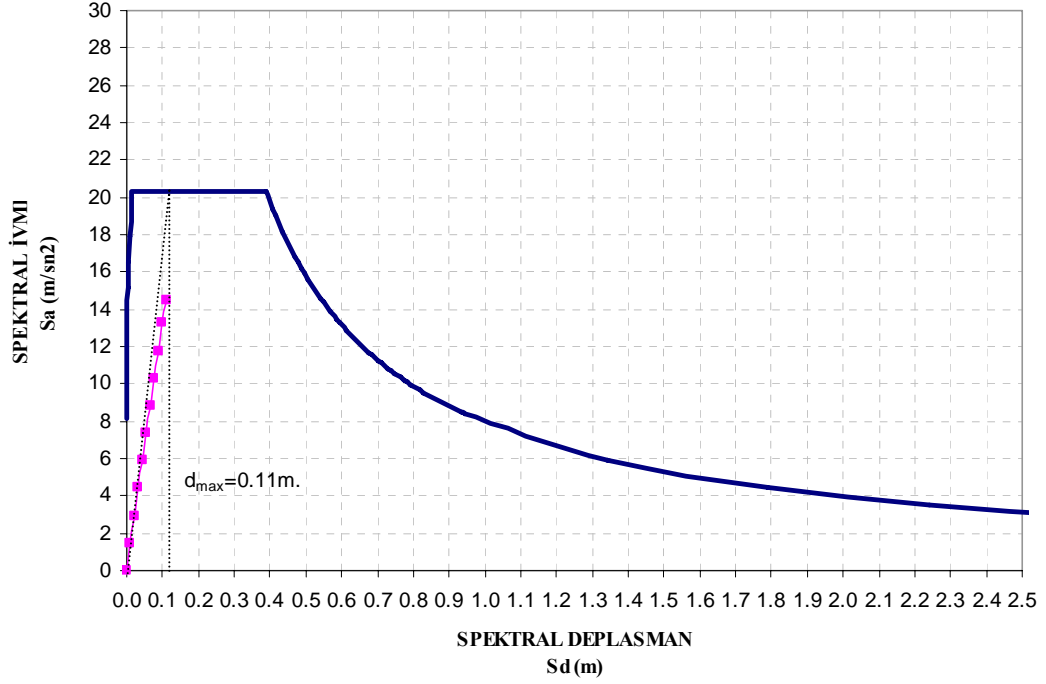
Çizelge 5.4 : Tepe ve spektral yerdeğiştirmeler (boyuna yön)

Yerdeğiştirmeler		
Deprem Spektrumu / Yönü	$\Delta_{tepe}$	$S_d$
S2 / Köprü Boyuna Yön	0.05	0.15

**Çizelge 5.5 : S2 depremi köprü boyuna yönü plastik mafsal dönme değerleri**

<b>Plastik Mafsal Dönme Değerleri</b>							
Eleman No	Yön	Analiz Tipi	Mafsal Adı	Rölatif Mesafe	Mafsal Yeri (m)	R2 Plastik Dönme (rad)	R3 Plastik Dönme (rad)
1688	KOPRU-Y	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1688	KOPRU-Y	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1688	KOPRU-Y	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1688	KOPRU-Y	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1690	KOPRU-Y	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1690	KOPRU-Y	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0.010171
1690	KOPRU-Y	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1690	KOPRU-Y	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1691	KOPRU-Y	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1691	KOPRU-Y	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1691	KOPRU-Y	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1691	KOPRU-Y	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1693	KOPRU-Y	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1693	KOPRU-Y	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0.008466
1693	KOPRU-Y	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1693	KOPRU-Y	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1694	KOPRU-Y	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1694	KOPRU-Y	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1694	KOPRU-Y	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1694	KOPRU-Y	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1696	KOPRU-Y	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1696	KOPRU-Y	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0.004286
1696	KOPRU-Y	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1696	KOPRU-Y	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1697	KOPRU-Y	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1697	KOPRU-Y	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1697	KOPRU-Y	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1697	KOPRU-Y	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1699	KOPRU-Y	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1699	KOPRU-Y	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0.006424
1699	KOPRU-Y	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1699	KOPRU-Y	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0

Köprü boyuna yönde kolonların sadece alt bölgelerinde plastik mafsal oluşumu gözlenmiştir. Üst bölgeler elastik sınırlar içinde kalmıştır.



**Şekil 5.9 :** S2 depremi köprü enine doğrultuda talep-davranış spektrumu

Şekil 5.9'den okunan aşağıdaki çizelgede özetlenmiştir..

**Çizelge 5.6 :** Tepe ve spektral yerdeğiştirmeler (enine yön)

Yerdeğiştirmeler		
Deprem Spektrumu / Yönü	$\Delta_{tepe}$	$S_d$
S2 / Köprü Enine Yön	0.07	0.11

**Çizelge 5.7 :** S2 depremi köprü enine yönü plastik mafsalsal dönme değerleri

Plastik Mafsalsal Dönme Değerleri							
Eleman No	Yön	Analiz Tipi	Mafsalsal Adı	Rölatif Mesafe	Mafsalsal Yeri (m)	R2 Plastik Dönme (rad)	R3 Plastik Dönme (rad)
1688	KOPRU-X	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1688	KOPRU-X	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1688	KOPRU-X	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1688	KOPRU-X	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1690	KOPRU-X	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0.000161	0
1690	KOPRU-X	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1690	KOPRU-X	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1690	KOPRU-X	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1691	KOPRU-X	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1691	KOPRU-X	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1691	KOPRU-X	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0

**Çizelge 5.7'nin devamı: S2 depremi köprü enine yönü plastik mafsalsal dönme değerleri**

Plastik Mafsalsal Dönme Değerleri (devamı)							
Eleman No	Yön	Analiz Tipi	Mafsalsal Adı	Rölatif Mesafe	Mafsalsal Yeri (m)	R2 Plastik Dönme (rad)	R3 Plastik Dönme (rad)
1691	KOPRU-X	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1693	KOPRU-X	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0.000161	0
1693	KOPRU-X	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1693	KOPRU-X	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1693	KOPRU-X	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1694	KOPRU-X	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1694	KOPRU-X	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1694	KOPRU-X	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1694	KOPRU-X	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1696	KOPRU-X	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0.000103	0
1696	KOPRU-X	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1696	KOPRU-X	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1696	KOPRU-X	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1697	KOPRU-X	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1697	KOPRU-X	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1697	KOPRU-X	NonStatic	G-UST	0.3538	0.74581	0	0
1697	KOPRU-X	NonStatic	Z-UST	0.3538	0.74581	0	0
1699	KOPRU-X	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0.00016	0
1699	KOPRU-X	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1699	KOPRU-X	NonStatic	G-ALT	0.6462	1.36219	0	0
1699	KOPRU-X	NonStatic	Z-ALT	0.6462	1.36219	0	0

### 5.5 Performansın değerlendirilmesi

Hedeflenen deplasmana ait dönme değerleri her eleman için plastik mafsalsal boyuna ( $L_p$ ) bölünmüş ve elemanın plastik eğrilik değeri ( $\kappa_p$ ) bulunmuştur. Bu plastik eğrilik değerine elastik eğrilik değeri ( $\kappa_e$ ) eklenerek de toplam eğrilik değeri hesaplanır. Toplam eğrilik değeri karşı gelen betondaki ve çelikteki birim deformasyon değerleri XTRACT programı kullanılarak moment-eğrilik diyagramından okunmuştur. Bu değer her bir deprem seviyesi için Çizelge 3.1'de verilen limit birim deformasyon değerleriyle karşılaştırılmıştır.

Sonuçlar								
Yön	$\kappa_e$	$\Phi_p$	$L_p$	$\kappa_p$	$\kappa_t$	$\epsilon_c$	$\epsilon_s$	Sonuç
	1/m	radyan	m	1/m	1/m	m	m	
Boyuna Yön	0.004217	0.010171	0.7458	0.013637	0.01785	0.01290	0.01243	✓
Enine Yön	0.0021	0.000161	0.7458	0.000215	0.002315	0.00318	0.00305	✓

Köprü boyuna ve enine yöndeki oluşan plastik mafsalsal Çizelge 3.1'de verilen limit birim deformasyon sınırları içinde kalmıştır.



## 6. SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında İstanbul ili Büyükçekmece ilçesi civarında yeni yapılacak olan bir köprü, AASHTO yönetmeliğine göre boyutlandırılmış ve köprünün, DLH ve CALTRANS yönetmeliklerine göre deprem performansı değerlendirilmiştir. Köprünün tasarımı ve performansının değerlendirilmesinde SAP2000 programı; kesitlerin tasarımında, karşılıklı etki ve moment eğrilik diyagramlarının elde edilmesinde XTRACT programından faydalanılmıştır.

AASHTO yönetmeliğine göre tasarımda kuvvet esaslı bir yöntem olan çok modlu spektral analiz yapılarak köprü taşıyıcı sistem elemanları boyutlandırılmıştır. Mevcut köprü doğrusal elastik olmayan artımsal eşdeğer deprem yükü metodu ile deprem performansı CALTRANS yönetmeliğine uygun olarak değerlendirilmiş ve elde edilen sonuçlar aşağıda açıklanmıştır.

1. AASHTO' ya göre tasarlanan köprüde, önerilmeli kirişlerinde 26 adet önerilme halatı kullanılmıştır. 1.00m x 2.00m. boyutunda 4 adet olan köprü ayaklarında 36Φ26 donatı kullanılmıştır. 100cm çapındaki orta ayak kazıklarında 20Φ26 donatı kullanılmıştır.
2. DLH yönetmeliğinde tanımlanan 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem esas alınarak yapılan doğrusal olmayan artımsal eşdeğer deprem yükü ile itme analizi sonucunda kolonların kontrollü hasar performans düzeyinde olduğu görülmüştür. Kolonların hasar performans düzeyi, yönetmelikte S2 deprem seviyesinde normal köprüler için hedeflenen performans düzeyini sağlamaktadır.
3. S2 deprem seviyesi için yapılan doğrusal olmayan statik itme analizi sonucunda orta ayaklarda enine ve boyuna yönde plastik mafsal oluşumu meydana gelmiştir. Boyuna ve enine yönde kolonların alt bölgesinde plastik mafsal oluşumu gözlenmiş fakat enine yönde kolon üst bölgesinde plastik mafsal oluşumu gözlenmemiştir.
4. Köprü ayaklarında oluşan plastik mafsal dönme değerlerinin limit birim şekil değiştirme değerlerini aşmadığı gözlenmiştir.



## KAYNAKLAR

- [1] **AASHTO**, 2002. Standart Specifications for Highway Bridges, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington D.C..
- [2] **Aydınoğlu, M. N.**, 2005. Mevcut veya Güçlendirilen Köprü ve Viyadüklerinin Deprem Performanslarının Nonlinear Analiz Yöntemleri ile Değerlendirilmesi, *TC Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Karayolları Genel Müdürlüğü Raporu*, İstanbul.
- [3] **CALTRANS Ver.1.2**, 2001. Seismic Design Criteria Version 1.2, *California Transportation*, California.
- [4] **Celep, Z.**, 2007. Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, *Beta Dağıtım*, İstanbul.
- [5] **Chen, W.F, Duan, L.**, 2003. Bridge Engineering Substructure Design, *CRC Press*, Washington D.C.
- [6] **Chen, W.F, Duan, L.**, 2003. Bridge Engineering Seismic Design, *CRC Press*, Washington D.C.
- [7] **DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.
- [8] **DLH**, 2007. Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Havameydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği, *Ulaştırma Bakanlığı*, Ankara.
- [9] **Keyder, E.**, 2005. Öngerilmeli Beton, *Seçkin Yayıncılık*, Ankara.
- [10] **PCI**, 2004. Precast and Prestressed Concrete Design Handbook, *Prestressed Concrete Institute*, Chicago.
- [11] **Priestley, M.J.N., Seible, F. And Calvi G.M.**, 1996. Seismic Design and Retrofit of Bridges, *John Willey & Sons Inc.*, Newyork
- [12] **SAP 2000**, Structural Analysis Program, *Computers and Structures Inc.*, Berkeley, California.
- [13] **Toğrol, E. ve Sivrikaya, O.**, 2009. Arazi Deneyleri ve Geoteknik Tasarımda Kullanımları, *Birsen Yayınevi*, İstanbul.
- [14] **Toğrol, E. ve Tan, O.**, 2003. Kazıklı Temeller, *Birsen Yayınevi*, İstanbul.
- [15] **TS 500**, 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [16] **TS 3233**, 1979. Öngerilmeli Beton Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [17] **XTRACT 2001**, Cross Sectional Analysis Program for Structural Engineers, *Imbsen and Associates Inc.*, California.

- [18] **Yayın No: 207**, 1973. Yol Köprüleri için Teknik Şartname, *Karayolları Genel Müdürlüğü*, Ankara.
- [19] **Yayın No: 26369**, 2006. Karayolu Yolboyu Mühendislik Yapıları için Afet Yönetmeliği, *Karayolları Genel Müdürlüğü*, Ankara.

## **EKLER**

**EK A.1 : Sap 2000 analiz sonuçları**

**Çizelge A.1 : Köprü kolonları kesit tesirleri**

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	Φ	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> /Φ (kNm)
COMB9	-4478.38	412.05	197.76	450.36	333.09	0.73	614.85	454.74
COMB9	-5053.18	-513.57	-538.06	-1110.20	-1285.70	0.71	-1561.51	-1808.36
COMB9	-5083.94	-513.57	-538.06	-732.08	-936.24	0.71	-1031.35	-1318.98
Comb7(R=3)	-5114.70	-513.57	-538.06	-354.81	-603.61	0.71	-500.67	-851.75
Comb7(R=3)	-8447.86	-66.75	-290.31	94.86	-160.86	0.58	162.43	-275.45
Comb7(R=3)	-8507.73	-66.75	-290.31	400.85	-90.51	0.58	689.03	-155.58
Comb7(R=3)	-8567.60	-66.75	-290.31	706.83	-20.15	0.580	1219.71	-34.77
Comb7(R=3)	-4425.64	226.64	451.18	707.73	139.32	0.734	963.62	189.70
Comb7(R=3)	-4471.69	226.64	451.18	274.90	84.61	0.733	375.17	115.48
Comb8(R=3)	-4517.75	226.64	451.18	1060.26	361.19	0.731	1450.42	494.11
Comb8(R=3)	-5167.44	-328.16	-791.47	-612.18	-409.84	0.707	-866.25	-579.94
Comb8(R=3)	-5213.49	-328.16	-791.47	179.32	-248.13	0.705	254.37	-351.97
Comb8(R=3)	-5259.54	-328.16	-791.47	-247.37	-417.71	0.703	-351.75	-593.97
Comb8(R=3)	-4476.87	420.99	200.35	450.36	333.09	0.733	614.80	454.71
Comb8(R=3)	-4522.92	420.99	200.35	274.31	164.08	0.731	375.35	224.51
COMB9	-4568.98	420.99	200.35	791.27	601.60	0.729	1085.29	825.13
COMB9	-5116.20	-522.51	-540.64	-354.81	-603.61	0.709	-500.71	-851.82
COMB9	-5162.26	-522.51	-540.64	179.91	-327.60	0.707	254.50	-463.43
Comb7(R=3)	-5208.31	-522.51	-540.64	21.62	-658.12	0.705	30.66	-933.27
Comb7(R=3)	-8567.60	-66.75	-290.31	706.83	-20.15	0.580	1219.71	-34.77
Comb7(R=3)	-8602.62	-66.75	-290.31	885.81	21.00	0.578	1532.01	36.32
Comb7(R=3)	-8637.64	-66.75	-290.31	1064.79	62.15	0.577	1845.73	107.74
Comb7(R=3)	-4513.46	230.19	455.56	1060.26	361.19	0.731	1450.10	494.00
Comb7(R=3)	-4540.39	230.19	455.56	1549.61	554.64	0.730	2122.30	759.62
Comb8(R=3)	-4567.33	230.19	455.56	2039.67	753.24	0.729	2797.32	1033.04
Comb8(R=3)	-5263.83	-331.71	-795.86	-247.37	-417.71	0.703	-351.83	-594.11
Comb8(R=3)	-5290.76	-331.71	-795.86	-526.93	-548.57	0.702	-750.52	-781.34
Comb8(R=3)	-5317.70	-331.71	-795.86	-807.19	-684.59	0.701	-1151.36	-976.48
Comb8(R=3)	-4478.38	412.05	197.76	450.36	333.09	0.73	614.85	454.74
Comb8(R=3)	-5053.18	-513.57	-538.06	-1110.20	-1285.70	0.71	-1561.51	-1808.36
COMB9	-5083.94	-513.57	-538.06	-732.08	-936.24	0.71	-1031.35	-1318.98
COMB9	-5114.70	-513.57	-538.06	-354.81	-603.61	0.71	-500.67	-851.75
COMB9	-8447.86	-66.75	-290.31	94.86	-160.86	0.58	162.43	-275.45
Comb7(R=3)	-8507.73	-66.75	-290.31	400.85	-90.51	0.58	689.03	-155.58
Comb7(R=3)	-8567.60	-66.75	-290.31	706.83	-20.15	0.580	1219.71	-34.77
Comb7(R=3)	-4425.64	226.64	451.18	707.73	139.32	0.734	963.62	189.70
Comb7(R=3)	-4471.69	226.64	451.18	274.90	84.61	0.733	375.17	115.48
Comb7(R=3)	-4517.75	226.64	451.18	1060.26	361.19	0.731	1450.42	494.11
Comb7(R=3)	-5167.44	-328.16	-791.47	-612.18	-409.84	0.707	-866.25	-579.94

Köprü kolonları kesit tesirleri (devamı)

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	Φ	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> /Φ (kNm)
Comb8(R=3)	-4567.31	427.08	202.88	791.27	601.60	0.729	1085.20	825.06
Comb8(R=3)	-4594.24	427.08	202.88	1124.60	911.01	0.728	1544.48	1251.14
Comb8(R=3)	-4621.18	427.08	202.88	1458.77	1228.33	0.727	2006.18	1689.28
Comb8(R=3)	-5209.98	-528.60	-543.17	21.62	-658.12	0.705	30.66	-933.35
Comb8(R=3)	-5236.92	-528.60	-543.17	-101.92	-904.94	0.704	-144.75	-1285.24
Comb8(R=3)	-5263.85	-528.60	-543.17	-226.29	-1159.68	0.703	-321.85	-1649.39
COMB9	-10510.81	-17.75	37.34	68.03	-47.50	0.507	134.23	-93.72
COMB9	-10550.80	-17.75	37.34	41.74	-35.00	0.505	82.61	-69.27
COMB9	-10590.79	-17.75	37.34	15.46	-22.51	0.50	30.68	-44.68
Comb7(R=3)	-5370.35	316.48	823.07	1848.18	710.30	0.70	2643.62	1016.00
Comb7(R=3)	-5401.11	316.48	823.07	1269.01	495.32	0.70	1818.17	709.67
Comb7(R=3)	-5431.87	316.48	823.07	690.27	291.79	0.70	990.61	418.76
Comb7(R=3)	-6557.85	-345.87	-781.19	-1773.10	-808.16	0.65	-2708.29	-1234.41
Comb7(R=3)	-6588.61	-345.87	-781.19	-1223.41	-572.49	0.65	-1871.97	-875.99
Comb7(R=3)	-6619.37	-345.87	-781.19	-674.15	-348.27	0.65	-1033.35	-533.84
Comb8(R=3)	-5607.68	548.19	496.55	1119.38	1255.54	0.69	1621.74	1819.00
Comb8(R=3)	-5638.44	548.19	496.55	770.47	880.17	0.69	1118.10	1277.30
Comb8(R=3)	-5669.20	548.19	496.55	422.59	520.07	0.69	614.29	755.99
Comb8(R=3)	-6320.51	-577.57	-454.67	-1044.29	-1353.40	0.66	-1573.75	-2039.57
Comb8(R=3)	-6351.27	-577.57	-454.67	-724.86	-957.34	0.66	-1094.27	-1445.21
Comb8(R=3)	-6382.03	-577.57	-454.67	-406.47	-576.55	0.66	-614.68	-871.89
COMB9	-10590.79	-17.75	37.34	15.46	-22.51	0.50	30.68	-44.68
COMB9	-10650.66	-17.75	37.34	-23.89	-3.81	0.50	-47.63	-7.59
COMB9	-10710.53	-17.75	37.34	-63.24	14.90	0.50	-126.49	29.79
Comb7(R=3)	-5430.72	321.33	828.49	690.27	291.79	0.70	990.55	418.73
Comb7(R=3)	-5476.78	321.33	828.49	161.49	159.80	0.70	232.32	229.89
Comb7(R=3)	-5522.83	321.33	828.49	986.19	459.57	0.69	1422.23	662.77
Comb7(R=3)	-6620.51	-350.72	-786.61	-674.15	-348.27	0.65	-1033.41	-533.88
Comb7(R=3)	-6666.56	-350.72	-786.61	-189.51	-185.31	0.65	-291.28	-284.82
Comb7(R=3)	-6712.62	-350.72	-786.61	-1058.35	-454.10	0.65	-1630.98	-699.80
Comb8(R=3)	-5668.55	556.59	499.66	422.59	520.07	0.69	614.27	755.97
Comb8(R=3)	-5714.61	556.59	499.66	95.19	245.31	0.69	138.71	357.47
Comb8(R=3)	-5760.66	556.59	499.66	564.83	749.98	0.68	825.16	1095.64
Comb8(R=3)	-6382.68	-585.98	-457.78	-406.47	-576.55	0.66	-614.71	-871.92
Comb8(R=3)	-6428.73	-585.98	-457.78	-123.21	-270.81	0.66	-186.81	-410.62
Comb8(R=3)	-6474.79	-585.98	-457.78	-636.99	-744.51	0.66	-968.37	-1131.82
COMB9	-10710.53	-17.75	37.34	-63.24	14.90	0.50	-126.49	29.79
COMB9	-10745.54	-17.75	37.34	-86.26	25.84	0.50	-172.53	51.67
COMB9	-10780.56	-17.75	37.34	-109.28	36.78	0.50	-218.56	73.55

Köprü kolonları kesit tesirleri (devamı)

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> /Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
Comb7(R=3)	-5521.68	324.61	833.60	986.19	459.57	0.69	1422.15	662.73
Comb7(R=3)	-5548.61	324.61	833.60	1473.87	668.03	0.69	2128.51	964.75
Comb7(R=3)	-5575.55	324.61	833.60	1961.76	881.14	0.69	2837.23	1274.36
Comb7(R=3)	-6713.77	-354.00	-791.73	-1058.35	-454.10	0.65	-1631.09	-699.85
Comb7(R=3)	-6740.70	-354.00	-791.73	-1571.85	-644.45	0.65	-2426.25	-994.75
Comb7(R=3)	-6767.64	-354.00	-791.73	-2085.56	-839.44	0.65	-3224.21	-1297.74
Comb8(R=3)	-5760.01	562.18	502.58	564.83	749.98	0.68	825.13	1095.60
Comb8(R=3)	-5786.95	562.18	502.58	847.92	1100.12	0.68	1240.51	1609.48
Comb8(R=3)	-5813.88	562.18	502.58	1131.48	1457.34	0.68	1657.79	2135.23
Comb8(R=3)	-6475.44	-591.56	-460.70	-636.99	-744.51	0.66	-968.41	-1131.86
Comb8(R=3)	-6502.37	-591.56	-460.70	-945.90	-1076.54	0.66	-1440.24	-1639.15
Comb8(R=3)	-6529.31	-591.56	-460.70	-1255.27	-1415.63	0.66	-1914.23	-2158.77
COMB9	-8044.86	71.84	128.90	29.59	349.02	0.60	49.40	582.60
COMB9	-8084.85	71.84	128.90	-61.15	298.44	0.60	-102.34	499.42
COMB9	-8124.84	71.84	128.90	-151.90	247.86	0.60	-254.83	415.83
Comb7(R=3)	-4078.84	319.65	691.26	1532.64	862.12	0.75	2050.57	1153.45
Comb7(R=3)	-4109.60	319.65	691.26	1046.74	646.32	0.75	1402.63	866.07
Comb7(R=3)	-4140.36	319.65	691.26	561.84	443.93	0.75	754.03	595.78
Comb7(R=3)	-5027.82	-212.97	-535.17	-1471.59	-342.14	0.71	-2067.06	-480.58
Comb7(R=3)	-5058.58	-212.97	-535.17	-1095.59	-201.45	0.71	-1541.40	-283.42
Comb7(R=3)	-5089.34	-212.97	-535.17	-720.58	-74.16	0.71	-1015.44	-104.50
Comb8(R=3)	-4176.31	506.19	443.15	934.84	1296.89	0.74	1256.88	1743.65
Comb8(R=3)	-4207.07	506.19	443.15	623.83	952.63	0.74	840.03	1282.79
Comb8(R=3)	-4237.83	506.19	443.15	314.06	625.90	0.74	423.56	844.13
Comb8(R=3)	-4930.35	-399.51	-287.05	-873.79	-776.91	0.72	-1221.11	-1085.72
Comb8(R=3)	-4961.11	-399.51	-287.05	-672.67	-507.76	0.71	-941.56	-710.73
Comb8(R=3)	-4991.87	-399.51	-287.05	-472.79	-256.13	0.71	-662.85	-359.09
COMB9	-8124.84	71.84	128.90	-151.90	247.86	0.60	-254.83	415.83
COMB9	-8184.70	71.84	128.90	-287.76	172.14	0.59	-484.58	289.88
COMB9	-8244.57	71.84	128.90	-423.63	96.42	0.59	-716.07	162.99
Comb7(R=3)	-4136.69	324.70	695.65	561.84	443.93	0.75	753.89	595.67
Comb7(R=3)	-4182.75	324.70	695.65	-105.14	295.09	0.74	-141.41	396.87
Comb7(R=3)	-4228.80	324.70	695.65	422.33	463.17	0.74	569.32	624.37
Comb7(R=3)	-5093.01	-218.02	-539.56	-720.58	-74.16	0.71	-1015.63	-104.52
Comb7(R=3)	-5139.06	-218.02	-539.56	-218.12	-37.76	0.71	-308.18	-53.35
Comb7(R=3)	-5185.11	-218.02	-539.56	-910.11	-318.28	0.71	-1289.03	-450.80
Comb8(R=3)	-4236.34	515.03	445.70	314.06	625.90	0.74	423.53	844.06
Comb8(R=3)	-4282.39	515.03	445.70	-104.82	374.69	0.74	-141.69	506.46
Comb8(R=3)	-4328.44	515.03	445.70	147.42	705.64	0.74	199.73	956.04



Köprü kolonları kesit tesirleri (devamı)

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> /Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
Comb8(R=3)	-4993.37	-408.35	-289.61	-472.79	-256.13	0.71	-662.90	-359.12
Comb8(R=3)	-5039.42	-408.35	-289.61	-218.44	-117.36	0.71	-307.01	-164.95
Comb8(R=3)	-5085.47	-408.35	-289.61	-635.20	-560.75	0.71	-894.94	-790.05
COMB9	-8244.57	71.84	128.90	-423.63	96.42	0.59	-716.07	162.99
COMB9	-8279.59	71.84	128.90	-503.09	52.13	0.59	-852.29	88.32
COMB9	-8314.61	71.84	128.90	-582.56	7.84	0.59	-989.11	13.31
Comb7(R=3)	-4224.80	328.18	699.97	422.33	463.17	0.74	569.20	624.25
Comb7(R=3)	-4251.73	328.18	699.97	756.06	589.47	0.74	1020.38	795.56
Comb7(R=3)	-4278.67	328.18	699.97	1090.63	720.49	0.74	1473.93	973.71
Comb7(R=3)	-5189.11	-221.50	-543.88	-910.11	-318.28	0.71	-1289.30	-450.89
Comb7(R=3)	-5216.05	-221.50	-543.88	-1340.07	-510.35	0.70	-1901.12	-724.02
Comb7(R=3)	-5242.99	-221.50	-543.88	-1770.87	-707.14	0.70	-2515.89	-1004.64
Comb8(R=3)	-4326.82	521.02	448.21	147.42	705.64	0.74	199.72	955.96
Comb8(R=3)	-4353.76	521.02	448.21	325.36	945.85	0.74	441.39	1283.14
Comb8(R=3)	-4380.69	521.02	448.21	504.46	1193.28	0.74	685.29	1621.02
Comb8(R=3)	-5087.09	-414.34	-292.11	-635.20	-560.75	0.71	-895.02	-790.11
Comb8(R=3)	-5114.03	-414.34	-292.11	-909.38	-866.73	0.71	-1283.16	-1222.99
Comb8(R=3)	-5140.96	-414.34	-292.11	-1184.71	-1179.93	0.71	-1674.04	-1667.29
COMB9	-9997.54	27.57	42.54	19.82	151.08	0.53	37.69	287.22
COMB9	-10037.53	27.57	42.54	-10.12	131.67	0.52	-19.30	251.03
COMB9	-10077.51	27.57	42.54	-40.07	112.27	0.52	-76.61	214.64
Comb7(R=3)	-5205.66	338.12	834.14	1833.43	816.47	0.71	2599.60	1157.66
Comb7(R=3)	-5236.42	338.12	834.14	1246.42	586.64	0.70	1770.18	833.15
Comb7(R=3)	-5267.18	338.12	834.14	659.78	369.58	0.70	938.56	525.73
Comb7(R=3)	-6136.86	-296.67	-784.90	-1808.68	-597.94	0.67	-2697.76	-891.87
Comb7(R=3)	-6167.62	-296.67	-784.90	-1256.34	-397.30	0.67	-1877.13	-593.62
Comb7(R=3)	-6198.38	-296.67	-784.90	-704.36	-209.41	0.67	-1054.22	-313.43
Comb8(R=3)	-5392.50	559.69	503.98	1097.54	1324.28	0.70	1571.76	1896.48
Comb8(R=3)	-5423.26	559.69	503.98	743.27	941.39	0.70	1066.19	1350.37
Comb8(R=3)	-5454.02	559.69	503.98	389.87	575.60	0.70	560.17	827.04
Comb8(R=3)	-5950.03	-518.24	-454.74	-1072.79	-1105.76	0.68	-1583.63	-1632.29
Comb8(R=3)	-5980.79	-518.24	-454.74	-753.19	-752.05	0.68	-1113.73	-1112.04
Comb8(R=3)	-6011.54	-518.24	-454.74	-434.45	-415.44	0.68	-643.52	-615.35
COMB9	-10077.51	27.57	42.54	-40.07	112.27	0.52	-76.61	214.64
COMB9	-10137.38	27.57	42.54	-84.90	83.21	0.52	-163.03	159.77
COMB9	-10197.25	27.57	42.54	-129.74	54.15	0.52	-250.19	104.42
Comb7(R=3)	-5266.21	342.89	839.56	659.78	369.58	0.70	938.51	525.71
Comb7(R=3)	-5312.26	342.89	839.56	133.75	235.50	0.70	190.72	335.81
Comb7(R=3)	-5358.32	342.89	839.56	963.36	494.97	0.70	1377.09	707.54

Köprü kolonları kesit tesirleri (devamı)

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> / Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
Comb7(R=3)	-6199.35	-301.44	-790.32	-704.36	-209.41	0.67	-1054.28	-313.45
Comb7(R=3)	-6245.41	-301.44	-790.32	-230.23	-119.03	0.67	-345.49	-178.62
Comb7(R=3)	-6291.46	-301.44	-790.32	-1111.74	-422.19	0.66	-1672.65	-635.20
Comb8(R=3)	-5453.47	567.96	507.09	389.87	575.60	0.70	560.16	827.01
Comb8(R=3)	-5499.52	567.96	507.09	63.05	325.29	0.69	90.81	468.52
Comb8(R=3)	-5545.57	567.96	507.09	535.73	786.79	0.69	773.55	1136.06
Comb8(R=3)	-6012.10	-526.50	-457.85	-434.45	-415.44	0.68	-643.53	-615.37
Comb8(R=3)	-6058.15	-526.50	-457.85	-159.53	-208.82	0.67	-236.91	-310.10
Comb8(R=3)	-6104.20	-526.50	-457.85	-684.10	-714.00	0.67	-1018.53	-1063.04
COMB9	-10197.25	27.57	42.54	-129.74	54.15	0.52	-250.19	104.42
COMB9	-10232.27	27.57	42.54	-155.96	37.15	0.52	-301.52	71.83
COMB9	-10267.28	27.57	42.54	-182.18	20.16	0.52	-353.12	39.07
Comb7(R=3)	-5357.33	346.11	844.68	963.36	494.97	0.70	1377.02	707.51
Comb7(R=3)	-5384.26	346.11	844.68	1453.40	673.83	0.70	2080.47	964.55
Comb7(R=3)	-5411.20	346.11	844.68	1943.61	856.84	0.70	2786.21	1228.30
Comb7(R=3)	-6292.45	-304.65	-795.44	-1111.74	-422.19	0.66	-1672.75	-635.23
Comb7(R=3)	-6319.38	-304.65	-795.44	-1632.13	-626.60	0.66	-2459.47	-944.23
Comb7(R=3)	-6346.32	-304.65	-795.44	-2152.70	-835.17	0.66	-3248.85	-1260.44
Comb8(R=3)	-5545.02	573.42	510.01	535.73	786.79	0.69	773.53	1136.02
Comb8(R=3)	-5571.96	573.42	510.01	819.05	1101.27	0.69	1184.33	1592.42
Comb8(R=3)	-5598.89	573.42	510.01	1102.74	1422.14	0.69	1596.87	2059.39
Comb8(R=3)	-6104.75	-531.97	-460.77	-684.10	-714.00	0.67	-1018.56	-1063.08
Comb8(R=3)	-6131.69	-531.97	-460.77	-997.78	-1054.04	0.67	-1487.82	-1571.71
Comb8(R=3)	-6158.63	-531.97	-460.77	-1311.83	-1400.46	0.67	-1959.05	-2091.42

Çizelge A.2 : Köprü başlık kirişi kesit tesirleri

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	Φ	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> / Φ (kNm)
COMB7	30.15	24.62	22.22	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
COMB7	30.15	53.44	22.22	10.00	4.60	0.90	11.11	5.11
COMB7	30.15	82.25	22.22	20.00	-3.77	0.90	22.23	-4.19
COMB7	30.15	111.07	22.22	30.01	-25.12	0.90	33.34	-27.91
COMB7	-30.15	-24.62	-22.22	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
COMB7	-30.15	4.19	-22.22	-10.00	-17.57	0.90	-11.11	-19.52
COMB7	-30.15	33.01	-22.22	-20.00	-48.11	0.90	-22.23	-53.45
COMB7	-30.15	61.82	-22.22	-30.01	-91.61	0.90	-33.34	-101.79
COMB8	17.25	12.38	39.19	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
COMB8	17.25	41.20	39.19	17.64	-0.91	0.90	19.60	-1.01

Köprü başlık kirişi kesit tesirleri (devamı)

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> /Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
COMB8	17.25	70.01	39.19	35.27	-14.80	0.90	39.19	-16.44
COMB8	17.25	98.83	39.19	52.91	-41.65	0.90	58.79	-46.27
COMB8	-17.25	-12.38	-39.19	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
COMB8	-17.25	16.44	-39.19	-17.64	-12.06	0.90	-19.60	-13.40
COMB8	-17.25	45.25	-39.19	-35.27	-37.08	0.90	-39.19	-41.20
COMB8	-17.25	74.07	-39.19	-52.91	-75.08	0.90	-58.79	-83.42
COMB9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
COMB9	0.00	37.46	0.00	0.00	-8.43	0.90	0.00	-9.37
COMB9	0.00	74.92	0.00	0.00	-33.72	0.90	0.00	-37.47
COMB9	0.00	112.38	0.00	0.00	-75.87	0.90	0.00	-84.30
COMB7	375.15	1574.85	174.84	27.41	236.61	0.90	30.46	262.90
COMB7	375.15	1600.85	174.84	79.03	-31.98	0.90	87.81	-35.53
COMB7	375.15	1626.85	174.84	139.56	-99.16	0.90	155.07	-110.18
COMB7	375.15	1652.85	174.84	201.14	-132.03	0.90	223.49	-146.70
COMB7	-379.24	-106.80	-153.29	-32.43	-382.47	0.90	-36.03	-424.97
COMB7	-379.24	-80.79	-153.29	-92.80	-720.72	0.90	-103.11	-800.80
COMB7	-379.24	-54.79	-153.29	-162.08	-1281.49	0.90	-180.09	-1423.87
COMB7	-379.24	-28.79	-153.29	-232.42	-1897.69	0.90	-258.25	-2108.55
COMB8	222.04	1347.23	289.42	50.30	433.00	0.90	55.89	481.11
COMB8	222.04	1373.24	289.42	140.17	33.62	0.90	155.75	37.36
COMB8	222.04	1399.24	289.42	245.80	-267.12	0.90	273.11	-296.80
COMB8	222.04	1425.24	289.42	353.34	-485.74	0.90	392.61	-539.71
COMB8	-226.13	120.81	-267.87	-55.32	-578.86	0.90	-61.46	-643.18
COMB8	-226.13	146.82	-267.87	-153.94	-786.31	0.90	-171.04	-873.68
COMB8	-226.13	172.82	-267.87	-268.32	-1113.53	0.90	-298.13	-1237.25
COMB8	-226.13	198.82	-267.87	-384.62	-1543.98	0.90	-427.36	-1715.53
COMB9	-3.57	1333.88	14.27	-3.21	-73.36	0.90	-3.57	-81.51
COMB9	-3.57	1367.69	14.27	-9.01	-622.00	0.90	-10.01	-691.11
COMB9	-3.57	1401.49	14.27	-14.81	-1184.36	0.90	-16.45	-1315.96
COMB9	-3.57	1435.29	14.27	-20.60	-1760.46	0.90	-22.89	-1956.07
COMB7	1065.73	406.67	321.39	158.23	1076.69	0.90	175.81	1196.32
COMB7	1065.73	427.37	321.39	65.28	953.18	0.90	72.53	1059.09
COMB7	1065.73	448.08	321.39	54.40	842.05	0.90	60.45	935.61
COMB7	-1033.41	-3425.20	-367.94	-218.54	-3462.92	0.90	-242.83	-3847.68
COMB7	-1033.41	-3404.49	-367.94	-110.53	-2369.78	0.90	-122.81	-2633.09
COMB7	-1033.41	-3383.78	-367.94	-84.60	-1302.41	0.90	-94.00	-1447.13
COMB8	641.18	-83.12	561.88	292.99	244.66	0.90	325.55	271.84
COMB8	641.18	-62.41	561.88	132.15	298.76	0.90	146.84	331.96
COMB8	641.18	-41.71	561.88	107.96	401.73	0.90	119.96	446.37

Köprü başlık kirişi kesit tesirleri (devamı)

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> /Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
COMB8	-608.86	-2935.41	-608.43	-353.30	-2630.89	0.90	-392.56	-2923.21
COMB8	-608.86	-2914.70	-608.43	-177.41	-1715.36	0.90	-197.12	-1905.96
COMB8	-608.86	-2894.00	-608.43	-138.16	-862.09	0.90	-153.51	-957.88
COMB9	22.26	-2636.71	-30.57	-38.18	-2086.53	0.90	-42.42	-2318.36
COMB9	22.26	-2609.79	-30.57	-28.29	-1238.05	0.90	-31.43	-1375.61
COMB9	22.26	-2582.87	-30.57	-18.40	-398.28	0.90	-20.44	-442.53
COMB7	694.88	355.76	176.99	51.67	932.61	0.90	57.41	1036.24
COMB7	694.88	383.29	176.99	125.77	774.83	0.90	139.74	860.92
COMB7	694.88	410.81	176.99	210.81	607.37	0.90	234.23	674.85
COMB7	694.88	438.34	176.99	298.24	464.64	0.90	331.38	516.26
COMB7	-666.49	-1415.47	-207.95	-86.89	-1535.16	0.90	-96.55	-1705.73
COMB7	-666.49	-1387.95	-207.95	-147.68	-933.61	0.90	-164.09	-1037.34
COMB7	-666.49	-1360.42	-207.95	-219.41	-346.04	0.90	-243.79	-384.49
COMB7	-666.49	-1332.90	-207.95	-293.52	193.12	0.90	-326.14	214.58
COMB8	419.93	190.08	311.41	105.07	621.46	0.90	116.75	690.51
COMB8	419.93	217.60	311.41	223.04	536.10	0.90	247.82	595.67
COMB8	419.93	245.12	311.41	361.70	444.05	0.90	401.89	493.39
COMB8	419.93	272.65	311.41	505.01	442.37	0.90	561.12	491.53
COMB8	-391.54	-1249.78	-342.38	-140.30	-1224.01	0.90	-155.88	-1360.01
COMB8	-391.54	-1222.26	-342.38	-244.95	-694.88	0.90	-272.17	-772.08
COMB8	-391.54	-1194.73	-342.38	-370.30	-182.73	0.90	-411.44	-203.03
COMB8	-391.54	-1167.21	-342.38	-500.29	215.38	0.90	-555.88	239.32
COMB9	18.82	-899.98	-20.29	-21.62	-506.01	0.90	-24.02	-562.23
COMB9	18.82	-864.19	-20.29	-12.90	-126.77	0.90	-14.33	-140.86
COMB9	18.82	-828.41	-20.29	-4.18	237.08	0.90	-4.64	263.42
COMB9	18.82	-792.63	-20.29	4.55	585.54	0.90	5.05	650.61
COMB7	324.12	263.33	32.06	295.53	578.31	0.90	328.36	642.56
COMB7	324.12	290.85	32.06	316.49	459.49	0.90	351.66	510.55
COMB7	324.12	318.38	32.06	337.49	409.62	0.90	374.99	455.13
COMB7	324.12	345.90	32.06	358.52	602.85	0.90	398.36	669.83
COMB7	-299.67	-521.54	-49.49	-295.84	-17.16	0.90	-328.72	-19.07
COMB7	-299.67	-494.02	-49.49	-309.32	200.83	0.90	-343.69	223.14
COMB7	-299.67	-466.49	-49.49	-322.83	326.22	0.90	-358.70	362.46
COMB7	-299.67	-438.97	-49.49	-336.36	184.83	0.90	-373.74	205.37
COMB8	198.79	257.59	60.75	502.15	567.52	0.90	557.94	630.57
COMB8	198.79	285.11	60.75	535.16	451.25	0.90	594.62	501.39
COMB8	198.79	312.64	60.75	568.23	415.53	0.90	631.36	461.70
COMB8	198.79	340.16	60.75	601.35	606.33	0.90	668.17	673.70
COMB8	-174.33	-515.80	-78.17	-502.46	-6.37	0.90	-558.29	-7.08

Köprü başlık kirişi kesit tesirleri (devamı)

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> / Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
COMB8	-174.33	-488.27	-78.17	-527.98	209.07	0.90	-586.64	232.30
COMB8	-174.33	-460.75	-78.17	-553.56	320.31	0.90	-615.07	355.90
COMB8	-174.33	-433.23	-78.17	-579.19	181.36	0.90	-643.55	201.51
COMB9	15.38	-200.34	-11.37	1.32	508.49	0.90	1.47	564.99
COMB9	15.38	-164.55	-11.37	6.21	586.93	0.90	6.90	652.15
COMB9	15.38	-128.77	-11.37	11.10	649.99	0.90	12.34	722.21
COMB9	15.38	-92.99	-11.37	15.99	697.66	0.90	17.77	775.18
COMB7	68.42	486.31	107.79	355.92	463.93	0.90	395.46	515.48
COMB7	68.42	513.83	107.79	310.29	535.13	0.90	344.77	594.59
COMB7	68.42	541.36	107.79	264.93	637.23	0.90	294.37	708.03
COMB7	68.42	568.88	107.79	220.01	729.85	0.90	244.46	810.94
COMB7	-47.95	-286.85	-113.74	-338.79	320.30	0.90	-376.43	355.88
COMB7	-47.95	-259.33	-113.74	-290.60	151.51	0.90	-322.89	168.34
COMB7	-47.95	-231.81	-113.74	-242.68	-71.84	0.90	-269.64	-79.82
COMB7	-47.95	-204.28	-113.74	-195.21	-309.38	0.90	-216.90	-343.75
COMB8	44.56	486.97	184.72	598.67	474.24	0.90	665.19	526.94
COMB8	44.56	514.49	184.72	520.64	474.56	0.90	578.49	527.28
COMB8	44.56	542.02	184.72	443.13	574.51	0.90	492.37	638.34
COMB8	44.56	569.54	184.72	366.48	667.05	0.90	407.20	741.16
COMB8	-24.10	-287.51	-190.68	-581.54	309.99	0.90	-646.15	344.43
COMB8	-24.10	-259.99	-190.68	-500.95	212.08	0.90	-556.61	235.65
COMB8	-24.10	-232.46	-190.68	-420.88	-9.12	0.90	-467.65	-10.13
COMB8	-24.10	-204.94	-190.68	-341.67	-246.58	0.90	-379.64	-273.98
COMB9	11.90	200.50	-3.85	12.77	699.24	0.90	14.19	776.93
COMB9	11.90	236.29	-3.85	14.42	605.35	0.90	16.03	672.61
COMB9	11.90	272.07	-3.85	16.08	496.07	0.90	17.87	551.19
COMB9	11.90	307.85	-3.85	17.73	371.41	0.90	19.71	412.67
COMB7	434.35	1370.73	263.77	217.49	593.47	0.90	241.65	659.41
COMB7	434.35	1398.26	263.77	112.51	627.70	0.90	125.01	697.44
COMB7	434.35	1425.78	263.77	68.81	669.15	0.90	76.45	743.50
COMB7	434.35	1453.31	263.77	156.06	701.92	0.90	173.41	779.91
COMB7	-417.92	-150.58	-260.30	-197.70	-101.37	0.90	-219.67	-112.63
COMB7	-417.92	-123.05	-260.30	-94.22	-672.01	0.90	-104.69	-746.68
COMB7	-417.92	-95.53	-260.30	-52.00	-1273.54	0.90	-57.78	-1415.04
COMB7	-417.92	-68.00	-260.30	-140.75	-1890.07	0.90	-156.39	-2100.07
COMB8	260.64	1252.81	446.16	363.94	454.19	0.90	404.37	504.66
COMB8	260.64	1280.33	446.16	188.37	395.79	0.90	209.30	439.76
COMB8	260.64	1307.85	446.16	117.51	379.30	0.90	130.56	421.44
COMB8	260.64	1335.38	446.16	262.09	358.77	0.90	291.21	398.63

Köprü başlık kirişi kesit tesirleri (devamı)

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> /Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
COMB8	-244.21	-32.65	-442.70	-344.15	37.92	0.90	-382.39	42.13
COMB8	-244.21	-5.12	-442.70	-170.07	-440.10	0.90	-188.97	-489.00
COMB8	-244.21	22.40	-442.70	-100.70	-983.69	0.90	-111.89	-1092.99
COMB8	-244.21	49.92	-442.70	-246.77	-1546.91	0.90	-274.19	-1718.79
COMB9	8.36	1102.20	2.30	14.52	438.94	0.90	16.13	487.71
COMB9	8.36	1137.98	2.30	13.53	-42.62	0.90	15.03	-47.35
COMB9	8.36	1173.76	2.30	12.54	-539.56	0.90	13.94	-599.51
COMB9	8.36	1209.54	2.30	11.55	-1051.89	0.90	12.84	-1168.77
COMB7	801.11	3143.16	418.68	153.54	615.95	0.90	170.60	684.39
COMB7	801.11	3161.71	418.68	266.93	411.20	0.90	296.59	456.89
COMB7	-788.69	513.39	-407.81	-143.24	-1793.07	0.90	-159.16	-1992.30
COMB7	-788.69	531.95	-407.81	-259.78	-2653.33	0.90	-288.64	-2948.14
COMB8	477.83	2850.91	706.51	259.57	172.93	0.90	288.41	192.14
COMB8	477.83	2869.46	706.51	451.84	-216.54	0.90	502.05	-240.60
COMB8	-465.41	805.64	-695.64	-249.27	-1350.04	0.90	-276.96	-1500.05
COMB8	-465.41	824.20	-695.64	-444.69	-2025.59	0.90	-494.10	-2250.65
COMB9	4.85	3256.18	7.10	8.34	-1034.92	0.90	9.27	-1149.91
COMB9	4.85	3280.30	7.10	6.28	-1982.02	0.90	6.98	-2202.25
COMB7	941.76	-36.16	410.29	269.52	713.26	0.90	299.46	792.51
COMB7	941.76	-17.74	410.29	154.66	772.46	0.90	171.84	858.29
COMB7	-909.48	-3675.08	-425.09	-294.70	-2929.46	0.90	-327.44	-3254.95
COMB7	-909.48	-3656.67	-425.09	-175.58	-1926.44	0.90	-195.09	-2140.48
COMB8	566.90	-495.18	702.39	467.55	-37.68	0.90	519.50	-41.86
COMB8	566.90	-476.76	702.39	271.66	250.81	0.90	301.85	278.68
COMB8	-534.62	-3216.06	-717.19	-492.73	-2178.52	0.90	-547.48	-2420.58
COMB8	-534.62	-3197.65	-717.19	-292.59	-1404.78	0.90	-325.10	-1560.87
COMB9	21.12	-3283.29	-8.57	-14.06	-1958.93	0.90	-15.62	-2176.59
COMB9	21.12	-3259.35	-8.57	-11.60	-1017.95	0.90	-12.89	-1131.06
COMB7	570.99	238.18	260.96	152.19	854.41	0.90	169.10	949.34
COMB7	570.99	265.71	260.96	54.47	748.11	0.90	60.52	831.23
COMB7	570.99	293.23	260.96	78.33	633.17	0.90	87.03	703.52
COMB7	570.99	320.75	260.96	186.72	533.55	0.90	207.46	592.83
COMB7	-542.64	-1632.62	-272.35	-178.13	-2058.42	0.90	-197.92	-2287.13
COMB7	-542.64	-1605.10	-272.35	-75.52	-1364.44	0.90	-83.91	-1516.04
COMB7	-542.64	-1577.57	-272.35	-94.48	-685.49	0.90	-104.97	-761.65
COMB7	-542.64	-1550.05	-272.35	-197.97	-45.53	0.90	-219.97	-50.58
COMB8	345.68	63.09	447.72	269.22	456.20	0.90	299.13	506.89
COMB8	345.68	90.61	447.72	104.16	427.59	0.90	115.73	475.10
COMB8	345.68	118.14	447.72	142.54	395.21	0.90	158.38	439.12

Köprü başlık kirişi kesit tesirleri (devamı)

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> /Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
COMB8	345.68	145.66	447.72	323.35	428.73	0.90	359.27	476.36
COMB8	-317.33	-1457.53	-459.11	-295.16	-1660.21	0.90	-327.96	-1844.68
COMB8	-317.33	-1430.01	-459.11	-125.21	-1043.92	0.90	-139.12	-1159.91
COMB8	-317.33	-1402.48	-459.11	-158.69	-447.53	0.90	-176.32	-497.25
COMB8	-317.33	-1374.96	-459.11	-334.60	59.30	0.90	-371.78	65.89
COMB9	17.68	-1209.20	-6.43	-14.81	-1055.46	0.90	-16.46	-1172.73
COMB9	17.68	-1173.42	-6.43	-12.05	-543.28	0.90	-13.39	-603.65
COMB9	17.68	-1137.64	-6.43	-9.29	-46.48	0.90	-10.32	-51.65
COMB9	17.68	-1101.86	-6.43	-6.52	434.93	0.90	-7.25	483.26
COMB7	200.23	234.03	110.73	184.17	664.06	0.90	204.63	737.85
COMB7	200.23	261.56	110.73	234.68	558.17	0.90	260.75	620.19
COMB7	200.23	289.08	110.73	285.66	443.20	0.90	317.40	492.45
COMB7	200.23	316.60	110.73	336.91	467.49	0.90	374.35	519.44
COMB7	-175.80	-603.25	-120.73	-200.45	-264.49	0.90	-222.72	-293.88
COMB7	-175.80	-575.72	-120.73	-246.66	-11.69	0.90	-274.06	-12.99
COMB7	-175.80	-548.20	-120.73	-293.34	226.51	0.90	-325.94	251.68
COMB7	-175.80	-520.67	-120.73	-340.30	301.79	0.90	-378.11	335.32
COMB8	124.50	228.68	192.19	320.76	617.87	0.90	356.40	686.53
COMB8	124.50	256.20	192.19	404.95	514.50	0.90	449.95	571.67
COMB8	124.50	283.72	192.19	490.07	404.80	0.90	544.52	449.78
COMB8	124.50	311.25	192.19	575.71	505.06	0.90	639.68	561.18
COMB8	-100.06	-597.89	-202.18	-337.04	-218.30	0.90	-374.49	-242.56
COMB8	-100.06	-570.37	-202.18	-416.93	31.98	0.90	-463.26	35.53
COMB8	-100.06	-542.84	-202.18	-497.75	264.91	0.90	-553.06	294.35
COMB8	-100.06	-515.32	-202.18	-579.10	264.22	0.90	-643.44	293.58
COMB9	14.26	-305.77	-5.63	-9.74	359.14	0.90	-10.82	399.04
COMB9	14.26	-269.99	-5.63	-7.32	482.91	0.90	-8.13	536.56
COMB9	14.26	-234.21	-5.63	-4.90	591.29	0.90	-5.44	656.99
COMB9	14.26	-198.42	-5.63	-2.48	684.29	0.90	-2.75	760.32
COMB7	191.12	393.61	30.26	334.44	498.21	0.90	371.60	553.56
COMB7	191.12	421.13	30.26	321.62	401.70	0.90	357.36	446.34
COMB7	191.12	448.66	30.26	308.83	511.68	0.90	343.14	568.54
COMB7	191.12	476.18	30.26	296.05	616.59	0.90	328.95	685.10
COMB7	-170.64	-314.04	-40.91	-342.85	262.18	0.90	-380.95	291.32
COMB7	-170.64	-286.51	-40.91	-325.45	312.64	0.90	-361.62	347.38
COMB7	-170.64	-258.99	-40.91	-308.08	132.95	0.90	-342.31	147.72
COMB7	-170.64	-231.46	-40.91	-290.72	-65.34	0.90	-323.02	-72.60
COMB8	117.35	409.03	54.09	573.26	530.65	0.90	636.96	589.61
COMB8	117.35	436.56	54.09	550.13	384.35	0.90	611.26	427.06

Köprü başlık kirişi kesit tesirleri (devamı)

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> /Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
COMB8	117.35	464.08	54.09	527.01	491.97	0.90	585.57	546.64
COMB8	117.35	491.61	54.09	503.90	603.46	0.90	559.89	670.51
COMB8	-96.87	-329.46	-64.75	-581.68	229.74	0.90	-646.31	255.26
COMB8	-96.87	-301.94	-64.75	-553.96	329.99	0.90	-615.51	366.66
COMB8	-96.87	-274.41	-64.75	-526.26	152.66	0.90	-584.73	169.62
COMB8	-96.87	-246.89	-64.75	-498.57	-52.20	0.90	-553.97	-58.00
COMB9	10.79	88.53	-6.21	-5.70	676.52	0.90	-6.33	751.69
COMB9	10.79	124.31	-6.21	-3.03	630.76	0.90	-3.36	700.85
COMB9	10.79	160.10	-6.21	-0.36	569.62	0.90	-0.40	632.92
COMB9	10.79	195.88	-6.21	2.31	493.10	0.90	2.57	547.89
COMB7	557.92	1143.16	179.76	293.67	489.29	0.90	326.30	543.65
COMB7	557.92	1170.69	179.76	217.61	582.77	0.90	241.79	647.53
COMB7	557.92	1198.21	179.76	142.99	693.16	0.90	158.88	770.17
COMB7	557.92	1225.74	179.76	75.06	794.15	0.90	83.40	882.39
COMB7	-541.44	-306.98	-193.14	-293.37	138.83	0.90	-325.97	154.26
COMB7	-541.44	-279.46	-193.14	-211.56	-325.99	0.90	-235.07	-362.21
COMB7	-541.44	-251.93	-193.14	-131.19	-831.37	0.90	-145.77	-923.74
COMB7	-541.44	-224.41	-193.14	-57.51	-1351.04	0.90	-63.90	-1501.15
COMB8	334.57	1034.98	309.03	501.62	437.25	0.90	557.35	485.84
COMB8	334.57	1062.51	309.03	370.56	426.94	0.90	411.74	474.38
COMB8	334.57	1090.03	309.03	241.58	486.09	0.90	268.43	540.10
COMB8	334.57	1117.56	309.03	122.18	539.20	0.90	135.76	599.11
COMB8	-318.10	-198.80	-322.40	-501.32	190.87	0.90	-557.02	212.08
COMB8	-318.10	-171.28	-322.40	-364.51	-170.16	0.90	-405.01	-189.06
COMB8	-318.10	-143.75	-322.40	-229.78	-624.31	0.90	-255.31	-693.67
COMB8	-318.10	-116.23	-322.40	-104.63	-1096.08	0.90	-116.26	-1217.86
COMB9	7.28	754.51	-8.17	-0.91	558.93	0.90	-1.01	621.03
COMB9	7.28	790.29	-8.17	2.60	226.85	0.90	2.89	252.06
COMB9	7.28	826.08	-8.17	6.12	-120.61	0.90	6.80	-134.02
COMB9	7.28	861.86	-8.17	9.63	-483.46	0.90	10.70	-537.18
COMB7	924.76	2874.53	328.69	72.72	699.46	0.90	80.79	777.17
COMB7	924.76	2895.37	328.69	83.44	689.61	0.90	92.71	766.23
COMB7	924.76	2916.22	328.69	187.68	699.03	0.90	208.54	776.70
COMB7	-912.29	-114.75	-346.82	-60.19	-1154.41	0.90	-66.88	-1282.68
COMB7	-912.29	-93.90	-346.82	-65.01	-2049.93	0.90	-72.23	-2277.69
COMB7	-912.29	-73.06	-346.82	-163.35	-2978.28	0.90	-181.50	-3309.20
COMB8	551.84	2511.36	563.55	119.96	339.55	0.90	133.29	377.28
COMB8	551.84	2532.21	563.55	129.03	129.38	0.90	143.37	143.76
COMB8	551.84	2553.05	563.55	304.27	-10.78	0.90	338.07	-11.98



Köprü başlık kirişi kesit tesirleri (devamı)

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> /Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
COMB8	-539.38	248.42	-581.68	-107.43	-794.51	0.90	-119.37	-882.79
COMB8	-539.38	269.26	-581.68	-110.60	-1489.70	0.90	-122.89	-1655.22
COMB8	-539.38	290.11	-581.68	-279.94	-2268.47	0.90	-311.04	-2520.52
COMB9	3.77	2450.99	-11.49	6.41	-399.43	0.90	7.12	-443.82
COMB9	3.77	2478.09	-11.49	10.15	-1201.88	0.90	11.28	-1335.42
COMB9	3.77	2505.19	-11.49	13.89	-2013.15	0.90	15.44	-2236.83
COMB7	462.18	55.94	305.98	107.80	716.04	0.90	119.78	795.60
COMB7	462.18	81.86	305.98	39.45	693.46	0.90	43.83	770.52
COMB7	462.18	107.77	305.98	132.77	667.11	0.90	147.52	741.23
COMB7	462.18	133.68	305.98	248.61	656.47	0.90	276.24	729.41
COMB7	-476.17	-1850.87	-295.17	-124.03	-2526.60	0.90	-137.82	-2807.34
COMB7	-476.17	-1824.96	-295.17	-60.06	-1788.05	0.90	-66.73	-1986.73
COMB7	-476.17	-1799.05	-295.17	-157.75	-1066.69	0.90	-175.28	-1185.21
COMB7	-476.17	-1773.14	-295.17	-277.97	-382.03	0.90	-308.86	-424.48
COMB8	269.85	-167.56	515.04	183.04	154.49	0.90	203.38	171.65
COMB8	269.85	-141.65	515.04	72.12	230.67	0.90	80.13	256.30
COMB8	269.85	-115.74	515.04	236.75	315.31	0.90	263.06	350.35
COMB8	269.85	-89.83	515.04	435.36	466.23	0.90	483.74	518.04
COMB8	-283.85	-1627.37	-504.23	-199.28	-1965.05	0.90	-221.42	-2183.39
COMB8	-283.85	-1601.46	-504.23	-92.73	-1325.26	0.90	-103.03	-1472.51
COMB8	-283.85	-1575.55	-504.23	-261.73	-714.90	0.90	-290.82	-794.33
COMB8	-283.85	-1549.64	-504.23	-464.72	-191.79	0.90	-516.36	-213.10
COMB9	-19.34	-1575.16	7.73	-11.90	-1603.70	0.90	-13.22	-1781.89
COMB9	-19.34	-1541.48	7.73	-15.02	-973.00	0.90	-16.69	-1081.11
COMB9	-19.34	-1507.79	7.73	-18.15	-355.93	0.90	-20.17	-395.48
COMB9	-19.34	-1474.11	7.73	-21.28	247.50	0.90	-23.64	275.00
COMB7	92.68	206.95	148.38	246.29	778.01	0.90	273.66	864.45
COMB7	92.68	234.47	148.38	309.19	684.40	0.90	343.55	760.44
COMB7	92.68	262.00	148.38	372.38	581.31	0.90	413.75	645.90
COMB7	92.68	289.52	148.38	435.73	495.16	0.90	484.15	550.18
COMB7	-110.57	-720.35	-148.36	-280.68	-572.45	0.90	-311.87	-636.06
COMB7	-110.57	-692.82	-148.36	-343.59	-269.95	0.90	-381.77	-299.95
COMB7	-110.57	-665.30	-148.36	-406.79	18.36	0.90	-451.99	20.40
COMB7	-110.57	-637.78	-148.36	-470.15	266.07	0.90	-522.39	295.64
COMB8	51.70	165.43	251.15	433.18	641.28	0.90	481.31	712.54
COMB8	51.70	192.95	251.15	539.86	566.47	0.90	599.84	629.41
COMB8	51.70	220.48	251.15	646.96	485.02	0.90	718.84	538.91
COMB8	51.70	248.00	251.15	754.30	471.72	0.90	838.11	524.13
COMB8	-69.59	-678.83	-251.12	-467.57	-435.73	0.90	-519.52	-484.14

Köprü başlık kirişi kesit tesirleri (devamı)

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> /Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
COMB8	-69.59	-651.31	-251.12	-574.26	-152.02	0.90	-638.07	-168.91
COMB8	-69.59	-623.78	-251.12	-681.37	114.65	0.90	-757.08	127.39
COMB8	-69.59	-596.26	-251.12	-788.72	289.52	0.90	-876.36	321.69
COMB9	-22.75	-439.54	0.39	-24.50	181.06	0.90	-27.23	201.17
COMB9	-22.75	-403.76	0.39	-24.67	362.34	0.90	-27.41	402.60
COMB9	-22.75	-367.98	0.39	-24.84	528.23	0.90	-27.60	586.93
COMB9	-22.75	-332.20	0.39	-25.01	678.75	0.90	-27.79	754.16
COMB7	258.69	334.27	-0.32	433.51	643.18	0.90	481.68	714.64
COMB7	258.69	361.79	-0.32	434.38	493.92	0.90	482.65	548.80
COMB7	258.69	389.32	-0.32	435.26	399.83	0.90	483.63	444.25
COMB7	258.69	416.84	-0.32	436.15	526.63	0.90	484.61	585.15
COMB7	-280.51	-368.34	-12.51	-472.98	104.09	0.90	-525.53	115.66
COMB7	-280.51	-340.81	-12.51	-468.33	256.16	0.90	-520.37	284.62
COMB7	-280.51	-313.29	-12.51	-463.70	329.40	0.90	-515.22	366.00
COMB7	-280.51	-285.77	-12.51	-459.07	158.08	0.90	-510.08	175.64
COMB8	153.04	336.44	3.10	752.29	634.05	0.90	835.87	704.50
COMB8	153.04	363.97	3.10	751.57	483.92	0.90	835.07	537.69
COMB8	153.04	391.49	3.10	750.85	410.33	0.90	834.28	455.92
COMB8	153.04	419.02	3.10	750.14	538.58	0.90	833.49	598.42
COMB8	-174.86	-370.52	-15.92	-791.75	113.22	0.90	-879.72	125.80
COMB8	-174.86	-342.99	-15.92	-785.52	266.16	0.90	-872.80	295.73
COMB8	-174.86	-315.47	-15.92	-779.29	318.90	0.90	-865.88	354.34
COMB8	-174.86	-287.94	-15.92	-773.07	146.13	0.90	-858.96	162.37
COMB9	-26.20	-18.66	-8.34	-28.24	661.67	0.90	-31.38	735.18
COMB9	-26.20	17.12	-8.34	-24.66	662.00	0.90	-27.40	735.55
COMB9	-26.20	52.90	-8.34	-21.07	646.94	0.90	-23.41	718.83
COMB9	-26.20	88.69	-8.34	-17.49	616.51	0.90	-19.43	685.01
COMB7	625.28	973.92	143.84	434.06	445.29	0.90	482.29	494.76
COMB7	625.28	1001.44	143.84	372.66	555.03	0.90	414.07	616.70
COMB7	625.28	1028.97	143.84	311.45	728.28	0.90	346.05	809.20
COMB7	625.28	1056.49	143.84	250.57	892.34	0.90	278.41	991.49
COMB7	-651.11	-452.65	-171.60	-462.04	315.10	0.90	-513.38	350.11
COMB7	-651.11	-425.13	-171.60	-388.70	-30.58	0.90	-431.89	-33.98
COMB7	-651.11	-397.60	-171.60	-315.54	-463.45	0.90	-350.60	-514.94
COMB7	-651.11	-370.08	-171.60	-242.73	-910.78	0.90	-269.70	-1011.98
COMB8	369.61	854.52	254.72	748.37	487.47	0.90	831.52	541.63
COMB8	369.61	882.05	254.72	639.66	450.50	0.90	710.73	500.56
COMB8	369.61	909.57	254.72	531.29	567.75	0.90	590.32	630.84
COMB8	369.61	937.10	254.72	423.55	679.50	0.90	470.61	755.00

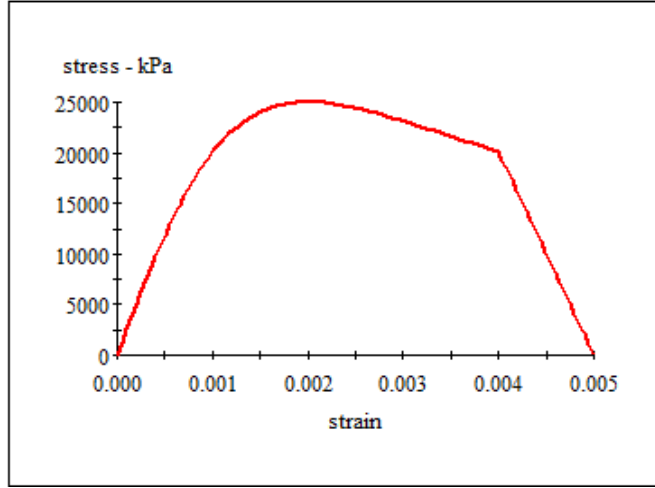
Köprü başlık kirişi kesit tesirleri (devamı)

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> /Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
COMB8	-395.43	-333.26	-282.49	-776.35	272.92	0.90	-862.61	303.24
COMB8	-395.43	-305.73	-282.49	-655.69	73.94	0.90	-728.55	82.16
COMB8	-395.43	-278.21	-282.49	-535.39	-302.92	0.90	-594.88	-336.58
COMB8	-395.43	-250.69	-282.49	-415.71	-697.94	0.90	-461.90	-775.48
COMB9	-29.71	464.26	-18.47	-20.73	675.99	0.90	-23.03	751.10
COMB9	-29.71	500.04	-18.47	-12.79	468.70	0.90	-14.21	520.78
COMB9	-29.71	535.83	-18.47	-4.85	246.02	0.90	-5.39	273.36
COMB9	-29.71	571.61	-18.47	3.09	7.96	0.90	3.44	8.85
COMB7	992.15	2669.03	289.44	248.59	793.98	0.90	276.21	882.20
COMB7	992.15	2690.63	289.44	154.10	972.27	0.90	171.22	1080.30
COMB7	992.15	2712.24	289.44	72.87	1163.29	0.90	80.97	1292.54
COMB7	992.15	2733.84	289.44	110.30	1351.73	0.90	122.56	1501.93
COMB7	-1022.01	-624.47	-334.24	-245.81	-650.95	0.90	-273.12	-723.27
COMB7	-1022.01	-602.87	-334.24	-136.20	-1526.49	0.90	-151.33	-1696.10
COMB7	-1022.01	-581.27	-334.24	-39.84	-2429.35	0.90	-44.27	-2699.27
COMB7	-1022.01	-559.66	-334.24	-62.16	-3344.21	0.90	-69.06	-3715.79
COMB8	586.74	2241.99	508.01	421.95	501.44	0.90	468.84	557.16
COMB8	586.74	2263.60	508.01	256.36	482.60	0.90	284.85	536.23
COMB8	586.74	2285.20	508.01	114.63	514.79	0.90	127.37	571.99
COMB8	586.74	2306.81	508.01	172.81	552.77	0.90	192.01	614.19
COMB8	-616.60	-197.44	-552.81	-419.17	-358.41	0.90	-465.74	-398.24
COMB8	-616.60	-175.83	-552.81	-238.46	-1036.83	0.90	-264.95	-1152.03
COMB8	-616.60	-154.23	-552.81	-81.61	-1780.85	0.90	-90.67	-1978.72
COMB8	-616.60	-132.63	-552.81	-124.67	-2545.25	0.90	-138.52	-2828.06
COMB9	-33.26	1797.31	-30.01	-0.15	135.53	0.90	-0.17	150.59
COMB9	-33.26	1825.40	-30.01	9.98	-475.73	0.90	11.08	-528.59
COMB9	-33.26	1853.48	-30.01	20.10	-1096.48	0.90	22.34	-1218.31
COMB9	-33.26	1881.57	-30.01	30.23	-1726.70	0.90	33.59	-1918.55
COMB7	379.23	-137.68	178.51	172.24	-258.56	0.90	191.38	-287.28
COMB7	379.23	-110.32	178.51	97.64	-94.99	0.90	108.49	-105.54
COMB7	379.23	-82.95	178.51	32.53	269.66	0.90	36.15	299.62
COMB7	-375.31	-1947.81	-155.34	-147.39	-1687.36	0.90	-163.77	-1874.85
COMB7	-375.31	-1920.45	-155.34	-82.69	-971.19	0.90	-91.88	-1079.10
COMB7	-375.31	-1893.08	-155.34	-27.49	-479.49	0.90	-30.54	-532.77
COMB8	226.09	-389.21	295.76	285.81	-429.99	0.90	317.57	-477.77
COMB8	226.09	-361.85	295.76	162.49	-0.89	0.90	180.55	-0.99
COMB8	226.09	-334.48	295.76	55.73	523.74	0.90	61.93	581.93
COMB8	-222.17	-1696.28	-272.60	-260.96	-1515.93	0.90	-289.96	-1684.36
COMB8	-222.17	-1668.92	-272.60	-147.54	-1065.29	0.90	-163.94	-1183.65

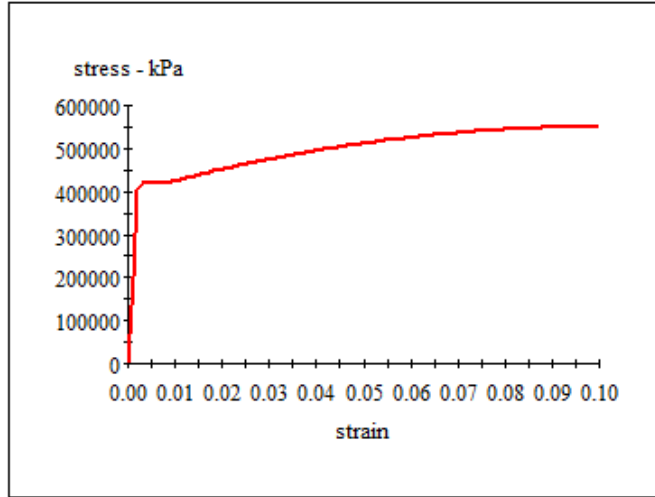
Köprü başlık kirişi kesit tesirleri (devamı)

Kesit Tesirleri (Kolon Alt Ucu)								
Kombinasyon	N (kN)	Q <sub>22</sub> (kN)	Q <sub>33</sub> (kN)	M <sub>22</sub> (kNm)	M <sub>33</sub> (kNm)	M <sub>22</sub> /Φ (kNm)	M <sub>33</sub> / Φ (kNm)	M <sub>d</sub> (kNm)
COMB8	-222.17	-1641.55	-272.60	-50.69	-733.57	0.90	-56.32	-815.08
COMB9	3.45	-1854.23	15.64	16.61	-1679.65	0.90	18.46	-1866.28
COMB9	3.45	-1818.66	15.64	9.92	-894.67	0.90	11.03	-994.07
COMB9	3.45	-1783.08	15.64	3.24	-124.89	0.90	3.60	-138.77
COMB7	30.15	-62.61	22.23	30.02	-26.18	0.90	33.36	-29.09
COMB7	30.15	-33.80	22.23	20.01	-4.49	0.90	22.24	-4.98
COMB7	30.15	-4.98	22.23	10.01	4.24	0.90	11.12	4.71
COMB7	30.15	23.83	22.23	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
COMB7	-30.15	-110.28	-22.23	-30.02	-90.55	0.90	-33.36	-100.61
COMB7	-30.15	-81.46	-22.23	-20.01	-47.39	0.90	-22.24	-52.66
COMB7	-30.15	-52.65	-22.23	-10.01	-17.21	0.90	-11.12	-19.12
COMB7	-30.15	-23.83	-22.23	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
COMB8	17.25	-74.55	39.34	53.12	-42.29	0.90	59.02	-46.99
COMB8	17.25	-45.73	39.34	35.41	-15.23	0.90	39.35	-16.92
COMB8	17.25	-16.92	39.34	17.71	-1.13	0.90	19.67	-1.25
COMB8	17.25	11.90	39.34	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
COMB8	-17.25	-98.35	-39.34	-53.12	-74.43	0.90	-59.02	-82.70
COMB8	-17.25	-69.53	-39.34	-35.41	-36.65	0.90	-39.35	-40.73
COMB8	-17.25	-40.72	-39.34	-17.71	-11.84	0.90	-19.67	-13.16
COMB8	-17.25	-11.90	-39.34	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00
COMB9	0.00	-112.38	0.00	0.00	-75.87	0.90	0.00	-84.30
COMB9	0.00	-74.92	0.00	0.00	-33.72	0.90	0.00	-37.47
COMB9	0.00	-37.46	0.00	0.00	-8.43	0.90	0.00	-9.37
COMB9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00

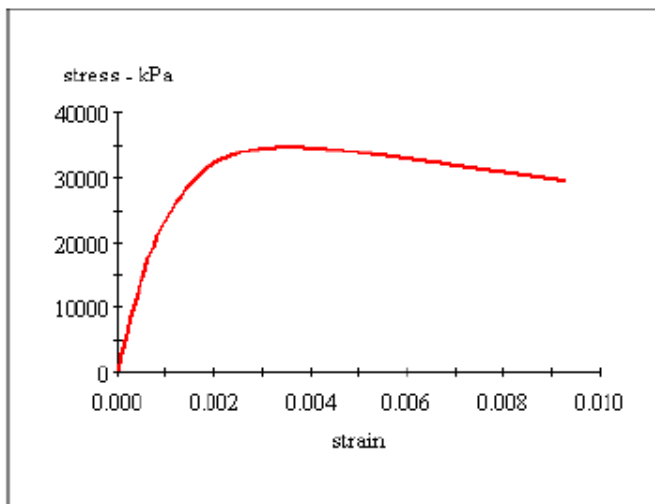
## **EK B.1 : Xtract Programı Malzeme Modelleri**



**Şekil B.1** : C25 Sargısız Betonun Gerilme-Birim Şekildeğiştirme Eğrisi



**Şekil B.2** : S420 Donatı Çeliği Gerilme-Birim Şekildeğiştirme Eğrisi

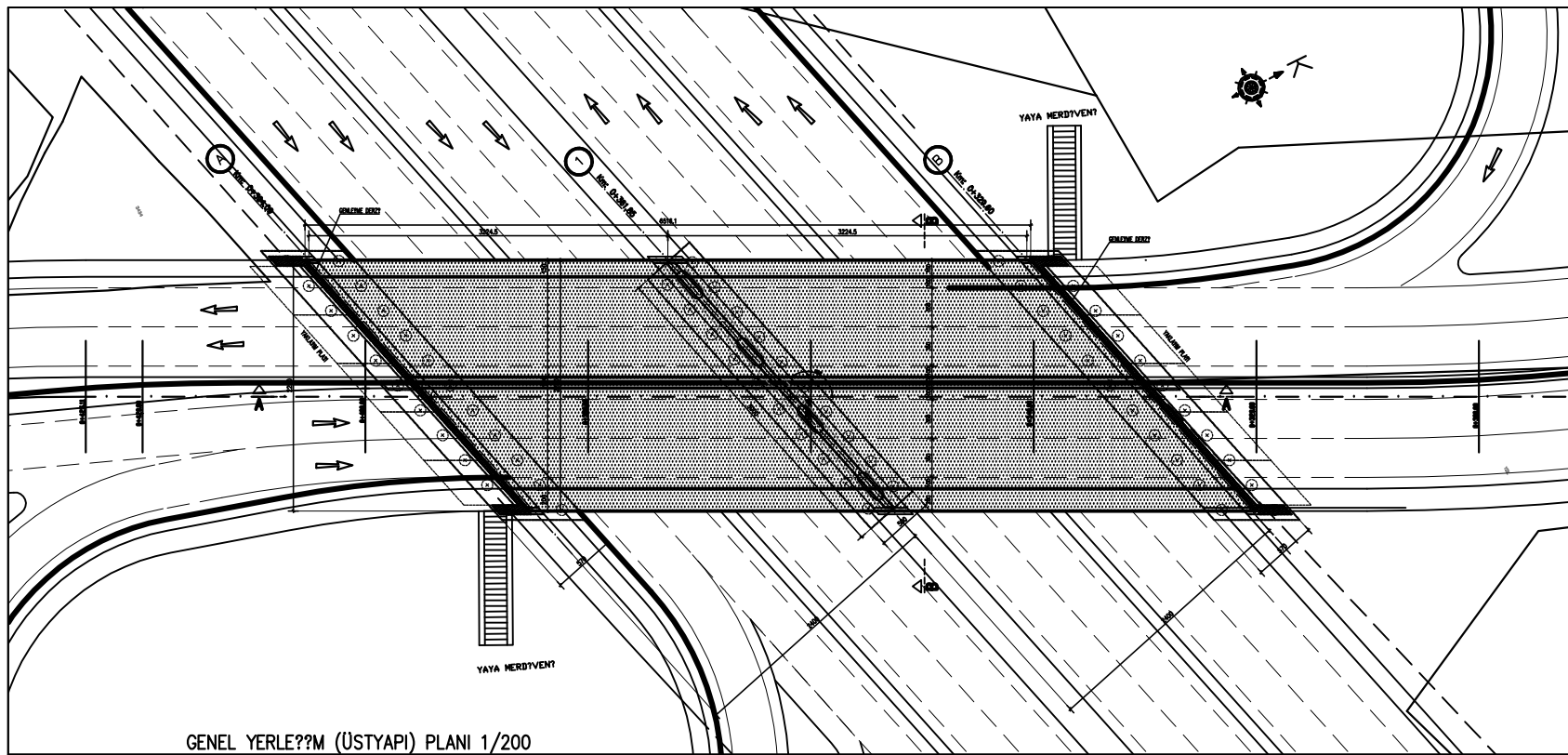


**Şekil B.3** : C30 Sargılı Beton Gerilme-Birim Şekildeğiştirme Eğrisi (Kolon)

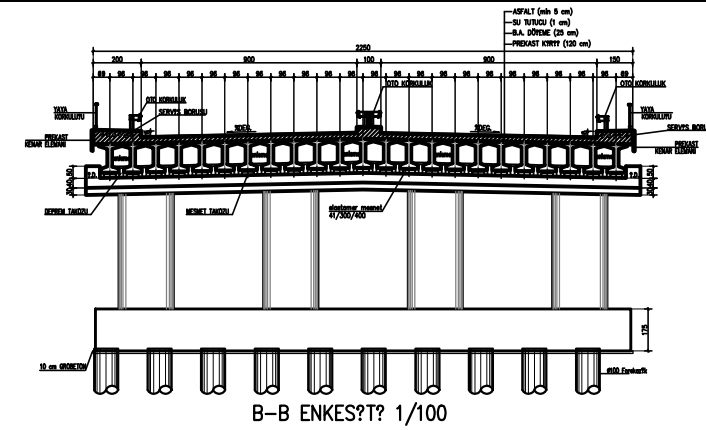
## **EK C.1 : Uygulama çizimleri**



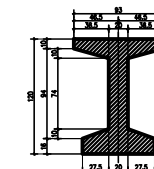




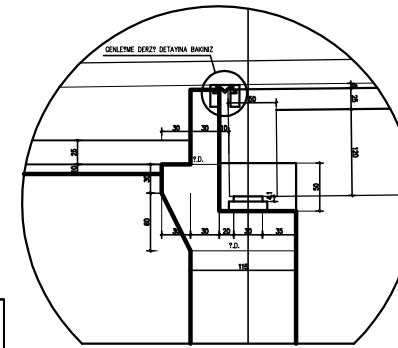
GENEL YERLEŞİM (ÜSTYAP) PLANI 1/200



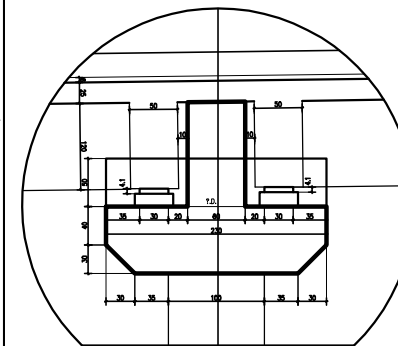
B-B ENKESİTİ 1/100



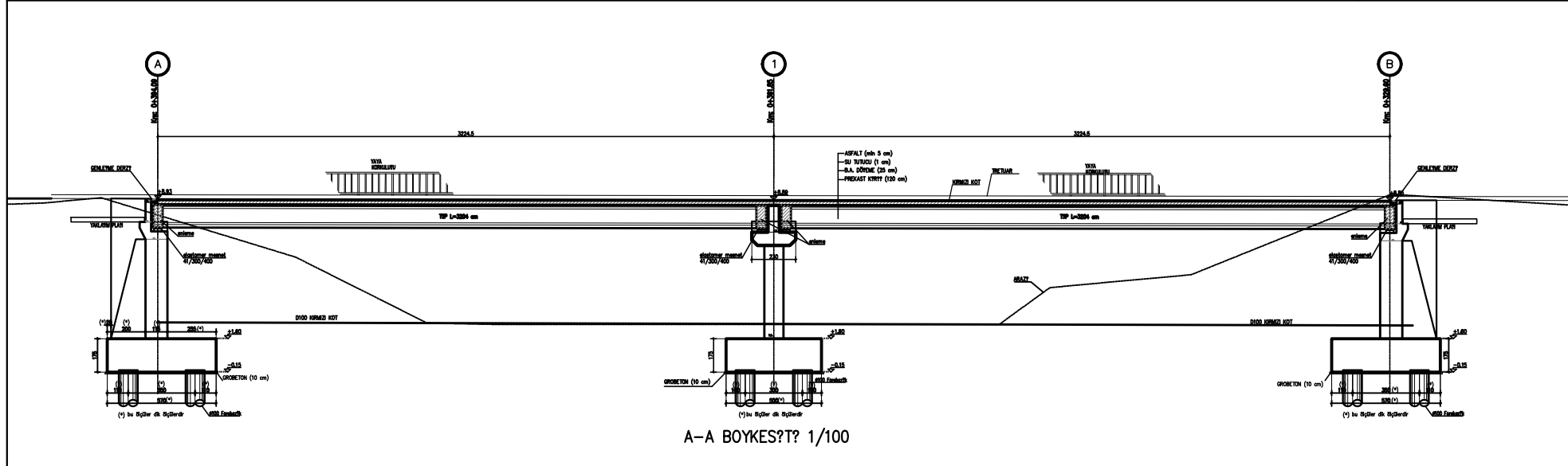
K-R KESİTİ Ö:1/25



A DETAYI Ö:1/25



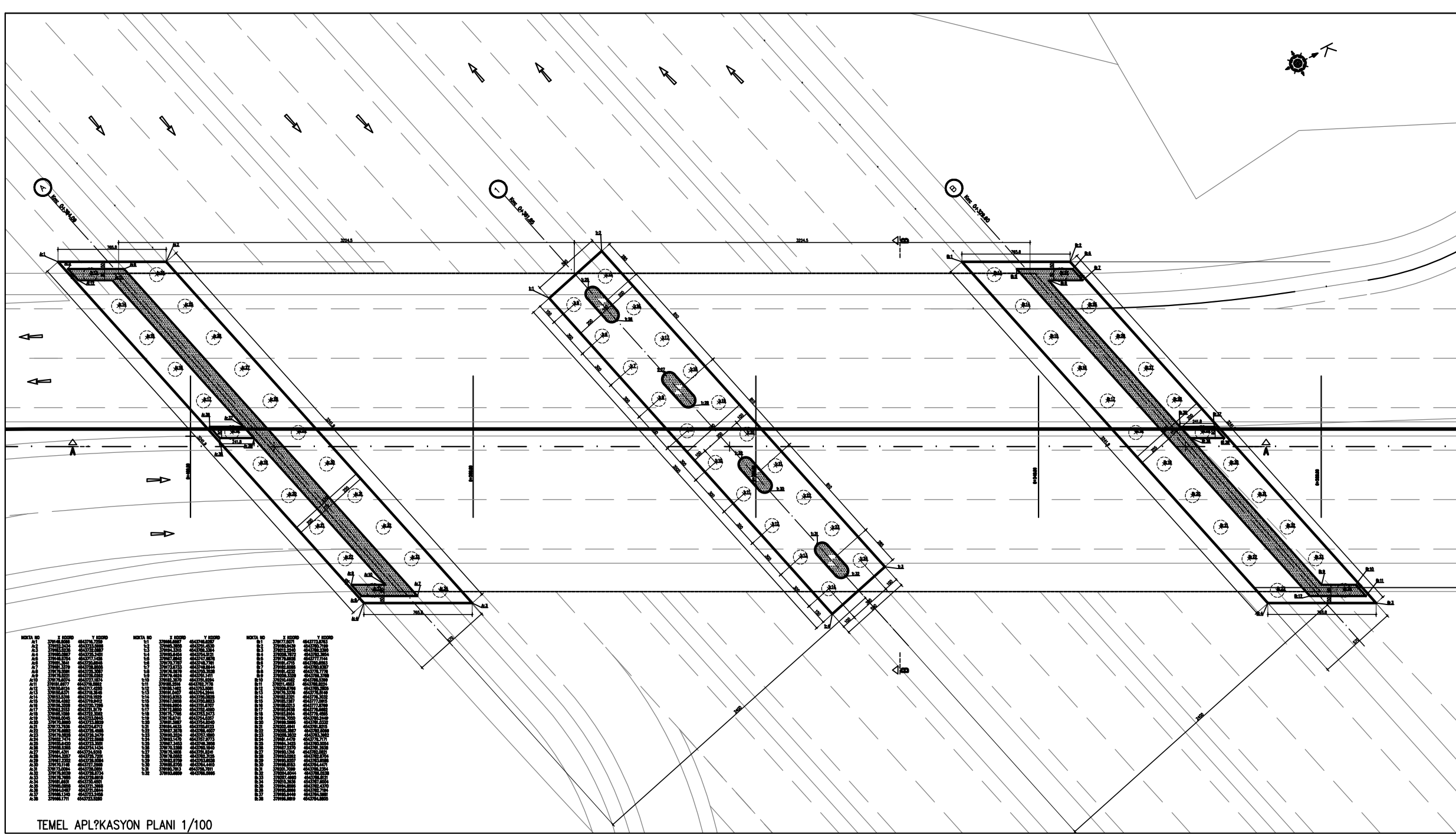
B DETAYI Ö:1/25



A-A BOYKESİTİ 1/100

- GENEL NOTLAR :**
- 1 - KEMANÇALARDA 80 mm. KAPASİTELİ (± 40 mm.) GENİŞLİK DEĞİŞİMLERİ YERİNE EDİLECEKTİR.
  - 2 - KEMANÇALAR YEREL OLARAK PROJELENDİRİLMİŞTİR.
  - 3 - KÖPRÜ, BU PROJEDE GÖRÜLEN YERE AYKUR EDİLECEKTİR. AĞIRLIK AYRI YERLERİ VE YERELİK BAHANINDAN KÖPRÜNÜN YERİNE AYKUR OLUP OLMADIĞI HİSUSU YERİNDE BİR YUTARLA YERİNE EDİLECEKTİR. KETİMDEN İLİMLİ DİĞERLER HARBEDER EDİLENEK YERİNE AYKUR OLMASINDAN KAÇINILMAKTIR.
  - 4 - MALZEME :
  - 4.a- BETON :  
 PREFABRİK İYİTİLER : C 40  
 DİĞER TÜM BETAHARİNE ELEMANLAR : C 30  
 DEĞİŞİKLİK BETAHARİNE : C 14
  - 4.b- TEŞVİZAT :  
 ÖNERİLEN MALZEME : "ALP" (TİM) TİM 270 K DÜYÜK BEYEMELİ HALAT BETAHARİNE DONATISI : 30 İN (5 400)
  - 5 - HANDEYELİ YÖK SİRFİ : F30-S24
  - 6 - TOPRAK İLE TEMAS EDEN YÖZEMLER ÇİFT KAT KATIRAN İLE BÖYENACAKTIR.
  - 7 - YERİNDE DÜYÜK PİRİNE, BARKLIK KİRYİTİ VE ELEMANLARIN DÜYÜK VE YATAY KÖYÜMLERİ 300 mm PİRLANACAKTIR.

MÜTEAHHİT		KONTROL	
PROJE ADI		BÜYÜKÇEKMECE İLÇESİ D-100 KARAYOLU ÜZERİ MMAR SINAN KAVSAGI YOL ve KAVSAK İNSAATI	
PAFTA ADI		A KÖLU KÖPRÜSÜ GENEL YERLEŞİM PLANI A-A BOYKESİTİ ve B-B ENKESİTİ	
PROJE	YAPAN	ÖLÇEK	TARİH
	ÇİZEN	1/25	15/06/2016
	ONAY	PAF. NO	15/06/2016

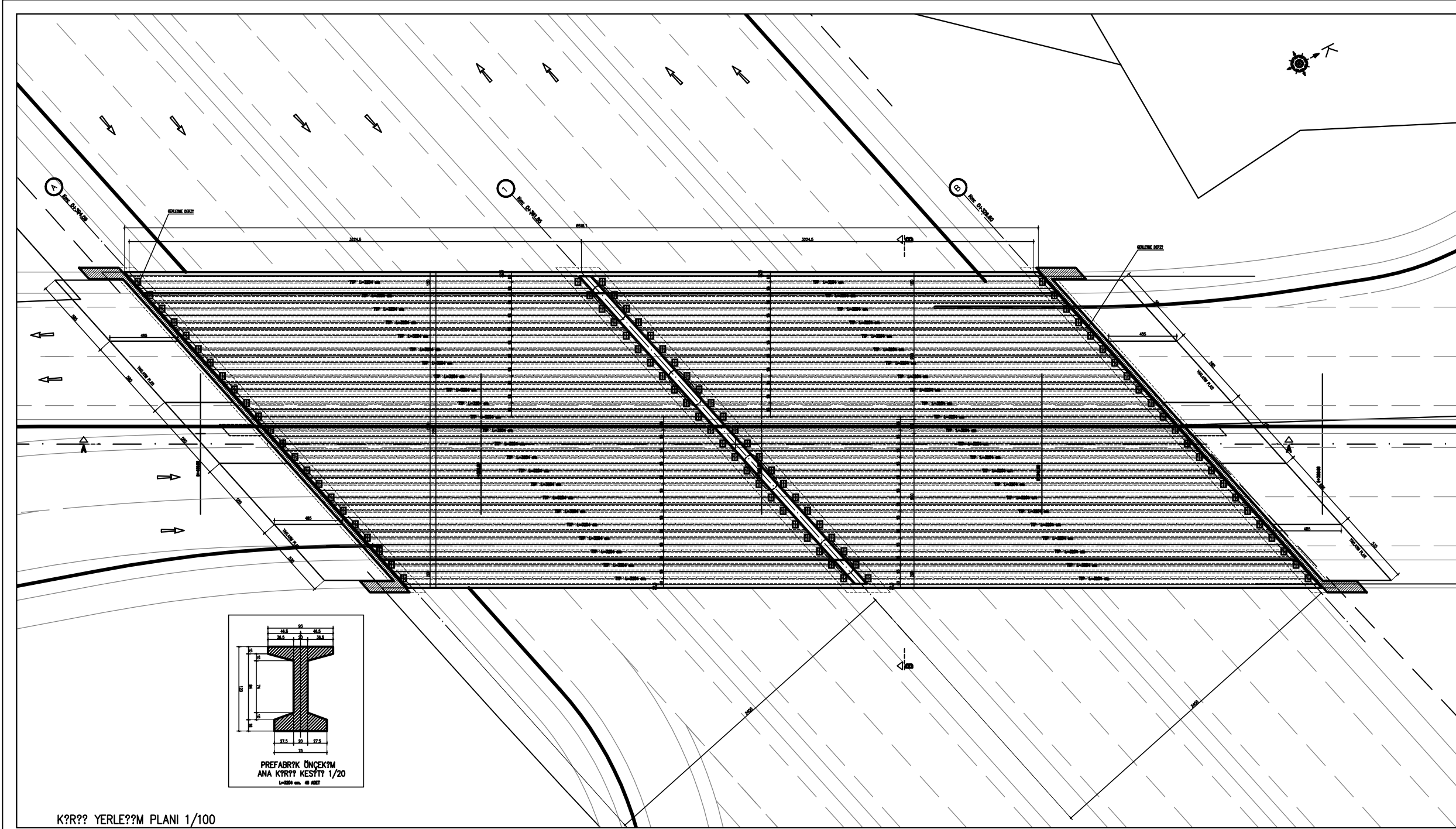


- GENEL NOTLAR :
- 1 - KEMERAYNALARDA 80 mm. KAPASITELİ (± 40 mm.) ÇEKMECEKİLE YERLE DÜZLENDİRİLMİŞTİR.
  - 2 - KEMERAYNALAR YÜZEYSEL OLARAK PROJELENDİRİLMİŞTİR.
  - 3 - KÖPÜK BU PROJEDE ÇÖZÜLMÜŞ YERİNE APLİNE EDİLECEKTİR. AÇIKLIK AYAK YERLERİ VE VERELİK BAKIMINDAN KÖPÜKÜN YERİNE UYUN OLUP OLMADIĞI HİSUSU YERİNDE BİR TUTANAKLA TESTİNE EDİLECEKTİR. NETİCENİN TLERLİ BİRLİKLER HARBİNDAR EDİLENEK YERİNE ONA GÖRE BAKILACAKTIR.
  - 4 - MALZEME :
  - 4.a - BETON :  
 PREFABRİK KİTİLELER.....C 45  
 DİĞER TİM BETONARME ELEMANLAR.....C 30  
 DEMİRSİZ BETONLAR.....C 14
  - 4.b - TEÇİZAT :  
 DİĞERME HALILAR.....0,6" (16) TİP 270 K DÖKÜK GEYMELELİ HALAT  
 BETONARME DONATISI.....Sİ BİN (S 420)
  - 5 - HAREKETLİ YÖK SİMFİ :.....H30-S24
  - 6 - TOPRAK İLE TEMAS EDEN YÜZEYLER ÇİFT KAT KARRAN İLE BOYANACAKTIR.
  - 7 - YERİNDE ÖZGÜN PERS. BAŞLIK KİTİFFİ VE ELEMANLARIN GÜTEY VE YATAY KÖTELELERİ 3/3 cm PHİLANACAKTIR.

KODU	NO	İÇERİK	KODU	NO	İÇERİK	KODU	NO	İÇERİK
A1	001	001	A1	001	001	A1	001	001
A2	002	002	A2	002	002	A2	002	002
A3	003	003	A3	003	003	A3	003	003
A4	004	004	A4	004	004	A4	004	004
A5	005	005	A5	005	005	A5	005	005
A6	006	006	A6	006	006	A6	006	006
A7	007	007	A7	007	007	A7	007	007
A8	008	008	A8	008	008	A8	008	008
A9	009	009	A9	009	009	A9	009	009
A10	010	010	A10	010	010	A10	010	010
A11	011	011	A11	011	011	A11	011	011
A12	012	012	A12	012	012	A12	012	012
A13	013	013	A13	013	013	A13	013	013
A14	014	014	A14	014	014	A14	014	014
A15	015	015	A15	015	015	A15	015	015
A16	016	016	A16	016	016	A16	016	016
A17	017	017	A17	017	017	A17	017	017
A18	018	018	A18	018	018	A18	018	018
A19	019	019	A19	019	019	A19	019	019
A20	020	020	A20	020	020	A20	020	020
A21	021	021	A21	021	021	A21	021	021
A22	022	022	A22	022	022	A22	022	022
A23	023	023	A23	023	023	A23	023	023
A24	024	024	A24	024	024	A24	024	024
A25	025	025	A25	025	025	A25	025	025
A26	026	026	A26	026	026	A26	026	026
A27	027	027	A27	027	027	A27	027	027
A28	028	028	A28	028	028	A28	028	028
A29	029	029	A29	029	029	A29	029	029
A30	030	030	A30	030	030	A30	030	030
A31	031	031	A31	031	031	A31	031	031
A32	032	032	A32	032	032	A32	032	032
A33	033	033	A33	033	033	A33	033	033
A34	034	034	A34	034	034	A34	034	034
A35	035	035	A35	035	035	A35	035	035
A36	036	036	A36	036	036	A36	036	036
A37	037	037	A37	037	037	A37	037	037
A38	038	038	A38	038	038	A38	038	038
A39	039	039	A39	039	039	A39	039	039
A40	040	040	A40	040	040	A40	040	040
A41	041	041	A41	041	041	A41	041	041
A42	042	042	A42	042	042	A42	042	042
A43	043	043	A43	043	043	A43	043	043
A44	044	044	A44	044	044	A44	044	044
A45	045	045	A45	045	045	A45	045	045
A46	046	046	A46	046	046	A46	046	046
A47	047	047	A47	047	047	A47	047	047
A48	048	048	A48	048	048	A48	048	048
A49	049	049	A49	049	049	A49	049	049
A50	050	050	A50	050	050	A50	050	050

TEMEL APLİKASYON PLANI 1/100

MÜTEAHHİT		KONTROL	
PROJE ADI		BÜYÜKÇEKMECE İLÇESİ D-100 KARAYOLU ÜZERİ MİMAR SINAN KAVSAGI YOL ve KAVSAK İNSAATI	
PAFTA ADI		A KOLU KÖPRÜSÜ TEMEL APLİKASYON PLANI	
PROJE	YAPAN	ÖLÇEK	TARİH
	ÇİZEN	1/50	1998
	ONAY	PAF. NO	1998-11-198-11-01



- GENEL NOTLAR :**
- 1 - KEMANAVARLARDA 80 mm. KAPASITELİ (± 40 mm.) ÇELEMEK İZLENİMLİ YERLER DİKKETLENDİRİLMİŞTİR.
  - 2 - KEMANAVARLAR YERSEL OLARAK PROJELENDİRİLMİŞTİR.
  - 3 - KÖPRÜ, BU PROJEDE GÖSTERİLEN YERDE APLİNE EDİLMİŞTİR. AÇIKLIK, AYAK YERLERİ VE KEMANAVARLARIN KÖPRÜDEN YERİNE UYUMLU OLMADIĞI HALLERDE BİR TUTARLA YERİNE EDİLMİŞTİR. İHTİYAÇTA İZLENİMLİ YERLER HARBİTARİ EDİLMELİDİR. İHTİYAÇTA İZLENİMLİ YERLER HARBİTARİ EDİLMELİDİR.
  - 4 - MALZEME :
  - 4.a- BETON :  
 PREFABRİK KÖPRÜLER.....C 40  
 DİĞER YERLERDE KULLANILAN ELEMANLAR.....C 20  
 DEKRETE GÖRE.....C 14
  - 4.b- TEÇİZAT :  
 ÇELEMEK MALZEMELERİ.....A-10 (10) TYP 270 K BÜYÜK KEVİRELİ HALAT  
 BİREKİMİNE DONATILAR.....Sİ 50 (S 400)
  - 5 - HARBİTARİ YÖK SİMPİ :.....100-504
  - 6 - TOPRAK İLE TEMAS EDEN YERLER ÇİFT KAT KATRAH İLE BOYANACAKTIR.
  - 7 - YERİNDE OLMAMIS PENCERE, BAŞLIK KIRIĞI VE ELEMANLARIN DÖVREY VE YAKIN KÖŞELERİ 2/3 ORANINDA PULBİLİNDİRİLMİŞTİR.

REVİZYON NO: \_\_\_\_\_  
 AÇIKLAMA: \_\_\_\_\_

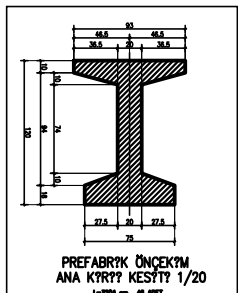
MÜTEAHHİT	KONTROL
HAR.MÜH.	
INS.MÜH.	

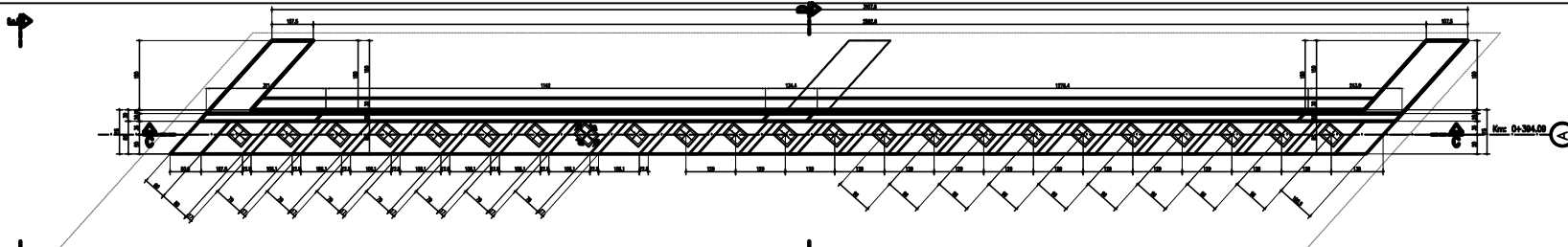
PROJE ADI: BÜYÜKÇEKMECE İLÇESİ  
 D-100 KARAYOLU ÜZERİ MİMAR SINAN KAVSAGI  
 YOL VE KAVSAGI İNŞAATI

ALTYAPI KOORD. MD. YRD.	ALTYAPI KOORD. MÜDÜRÜ

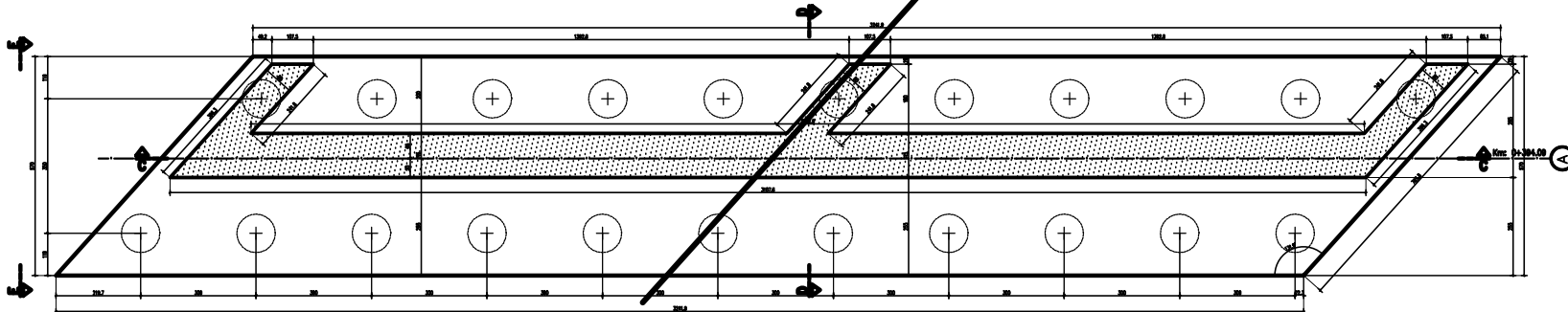
PAFTA ADI: A KOLU KÖPRÜSÜ  
 KRİS YERLEŞİM PLANI

PROJE	YAPAN	İLÇEK	TARİH
	ÇİZEN		
	ONAY		

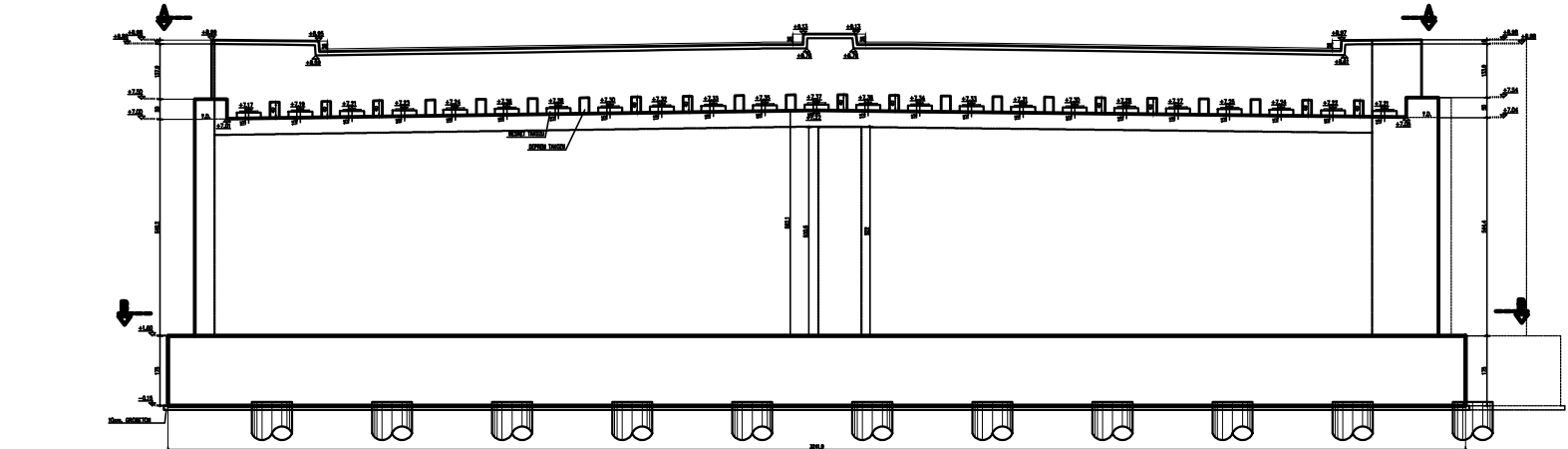




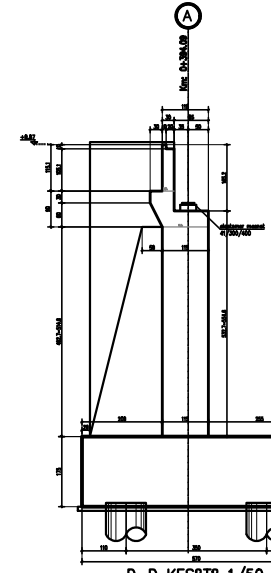
A-A GÖRÜNÜŞÜ (MESNET YERLEŞİM PLANI) 1/50



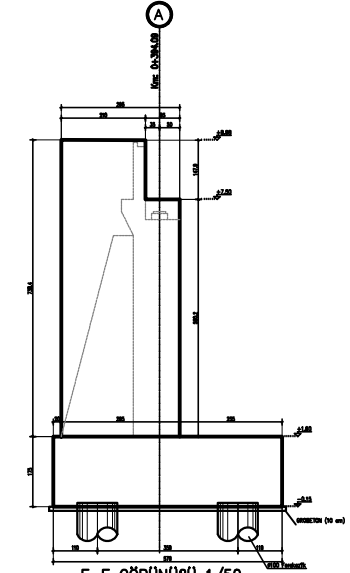
B-B TEMEL PLAN GÖRÜNÜŞÜ 1/50



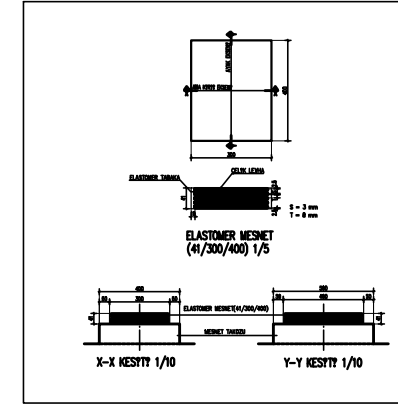
C-C KESİTİ 1/50



D-D KESİTİ 1/50



E-E GÖRÜNÜŞÜ 1/50



X-X KESİTİ 1/10 Y-Y KESİTİ 1/10

**DIN 4141'E GÖRE ELASTOMER MESNET TEKNİK ÖZELLİKLERİ :**

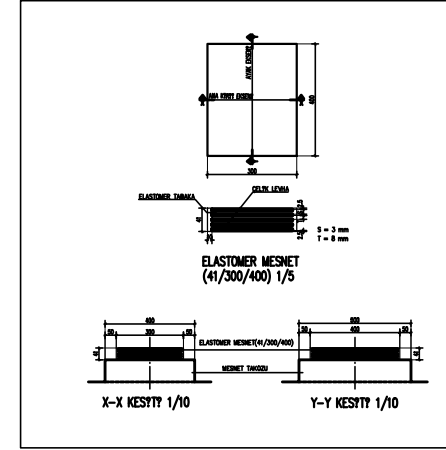
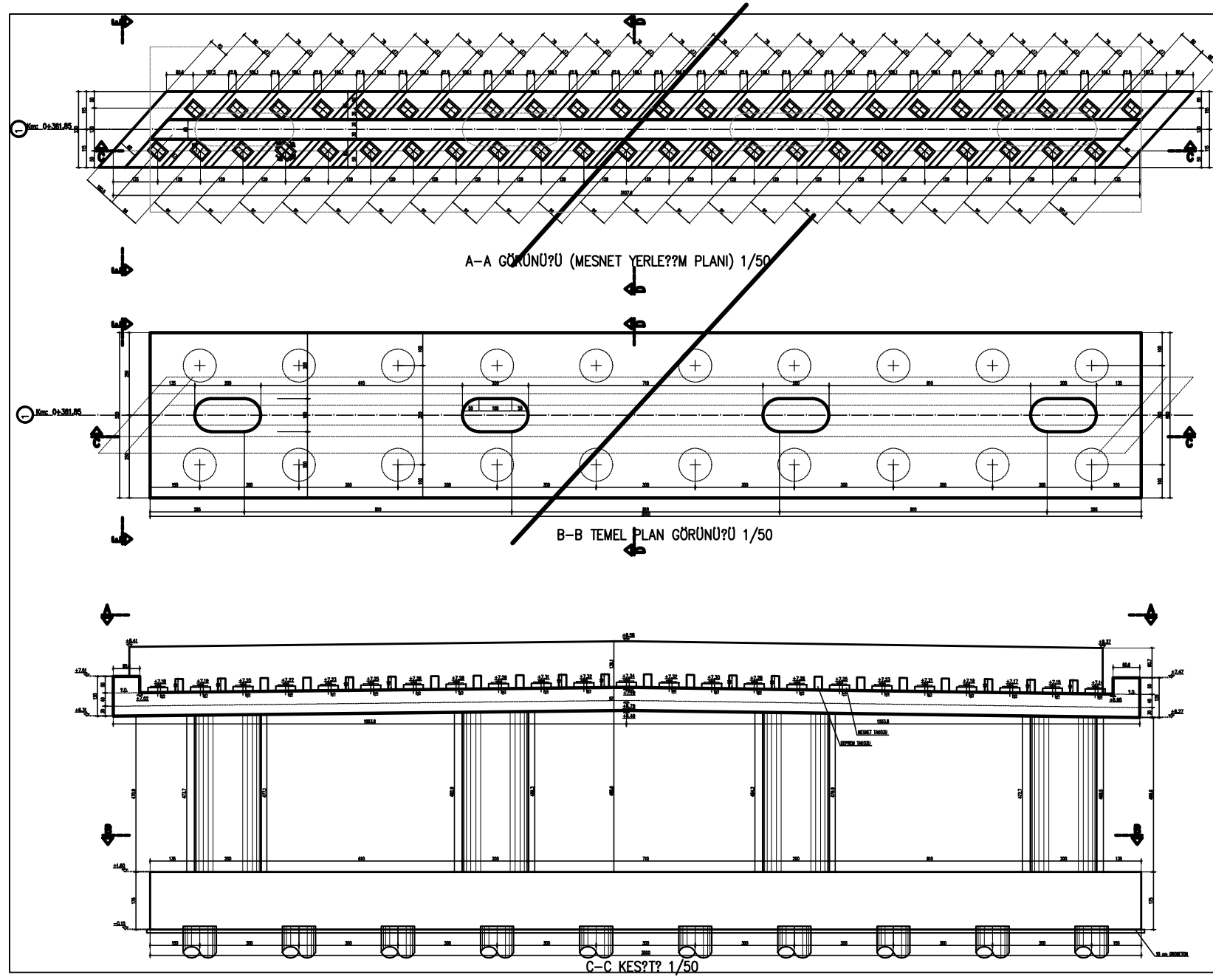
MESNETLER DIN 4141'E GÖRE ELASTOMER MESNET OLMAKTIR.  
ELASTOMER MESNETLER HATTA HİÇ ELASTİCİĞİ  
YOKTUR. ELASTOMER MESNETLERİN ÖLÇÜLERİNE GÖRE BELİRLENEN  
ÖLÇÜ HATTA:

KURU AĞIRLIK:	> 240 N/cm <sup>2</sup>
MİNİMUM SERTLİK:	80F A & B (DIN 53 502)
MİNİMUM ÇEKİME:	> 17 N/cm <sup>2</sup> (DIN 53 504 B1)
YUKARIYA YÖNELİK DEFORMASYON:	20F C, 20 A & B (DIN 53 512)
YUKARIYA YÖNELİK TEST:	1.0 A & B (DIN 53 512)
ELASTİSİTE:	> 7 N/cm <sup>2</sup> (DIN 53 512)
YEREL ÇEKİM:	0.25 A & B (DIN 53 512)
YEREL ÇEKİM:	0.25 A & B (DIN 53 512)
YEREL ÇEKİM:	0.25 A & B (DIN 53 512)
YEREL ÇEKİM:	0.25 A & B (DIN 53 512)
YEREL ÇEKİM:	0.25 A & B (DIN 53 512)
YEREL ÇEKİM:	0.25 A & B (DIN 53 512)
YEREL ÇEKİM:	0.25 A & B (DIN 53 512)
YEREL ÇEKİM:	0.25 A & B (DIN 53 512)
YEREL ÇEKİM:	0.25 A & B (DIN 53 512)

ELASTOMER MESNETİN MALZEMESİ :

14 70 C (DIN 53 502)	REZİN :	PREPARASYON :	1.5 A
15 70 C (DIN 53 502)	15 S	15 S	1.5 A
20 70 C (DIN 53 502)	20 S	20 S	1.5 A
30 70 C (DIN 53 502)	30 S	30 S	1.5 A
40 70 C (DIN 53 502)	40 S	40 S	1.5 A
50 70 C (DIN 53 502)	50 S	50 S	1.5 A

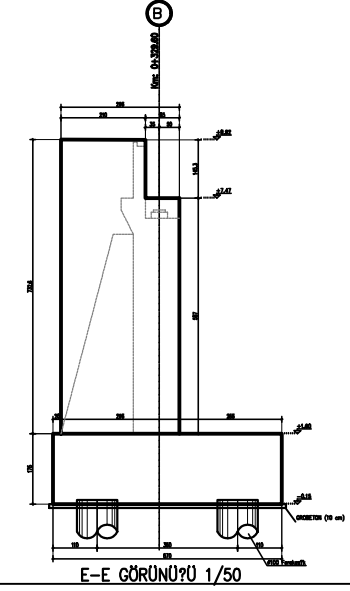
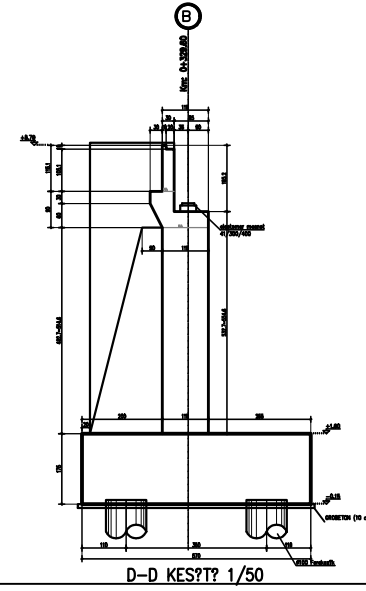
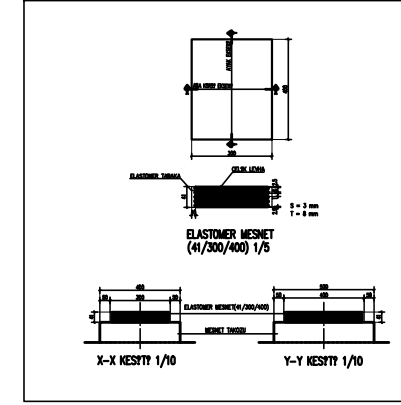
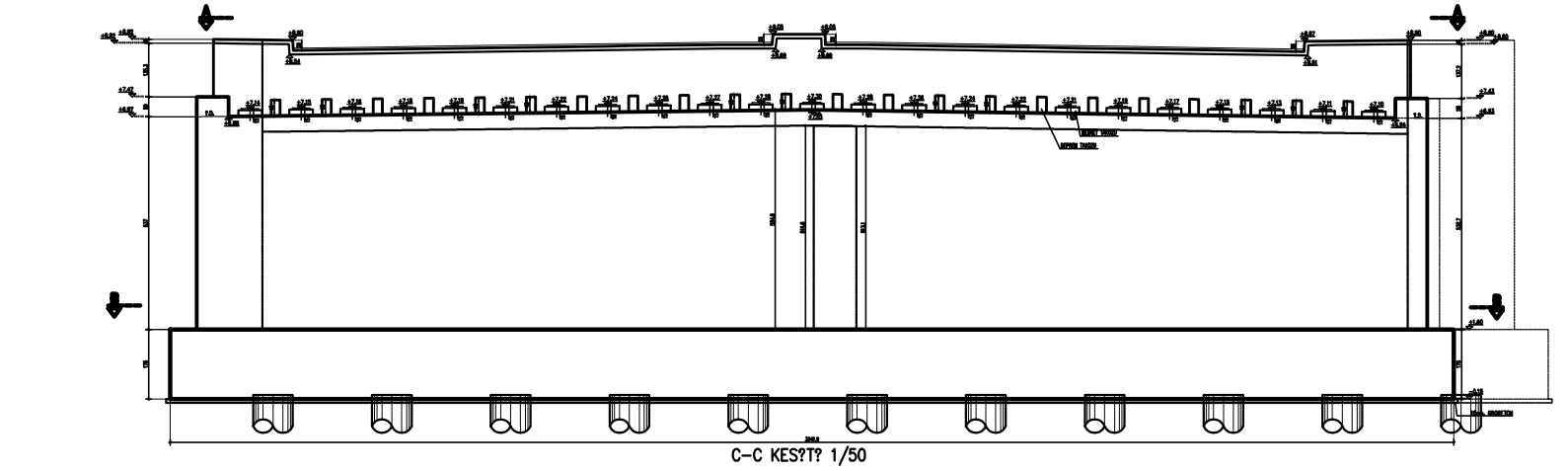
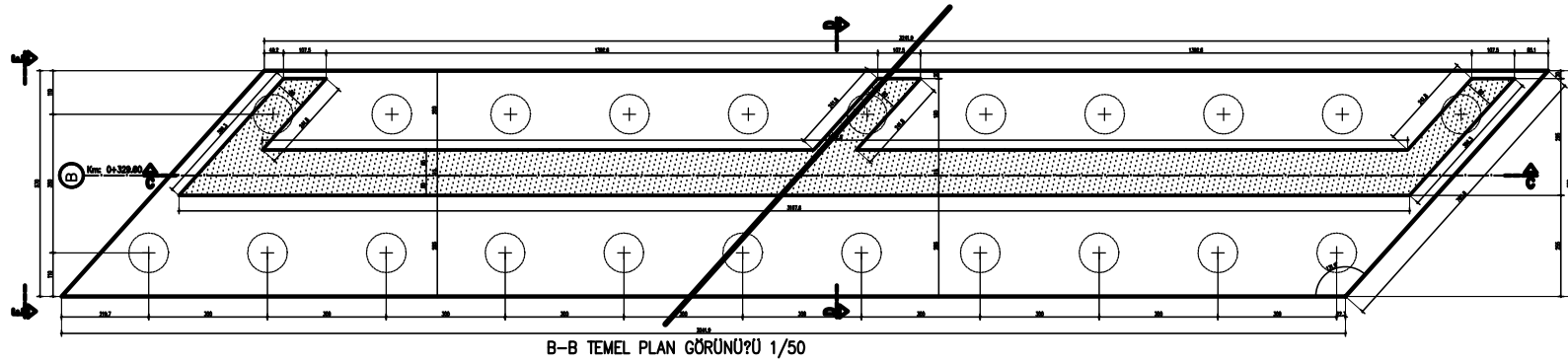
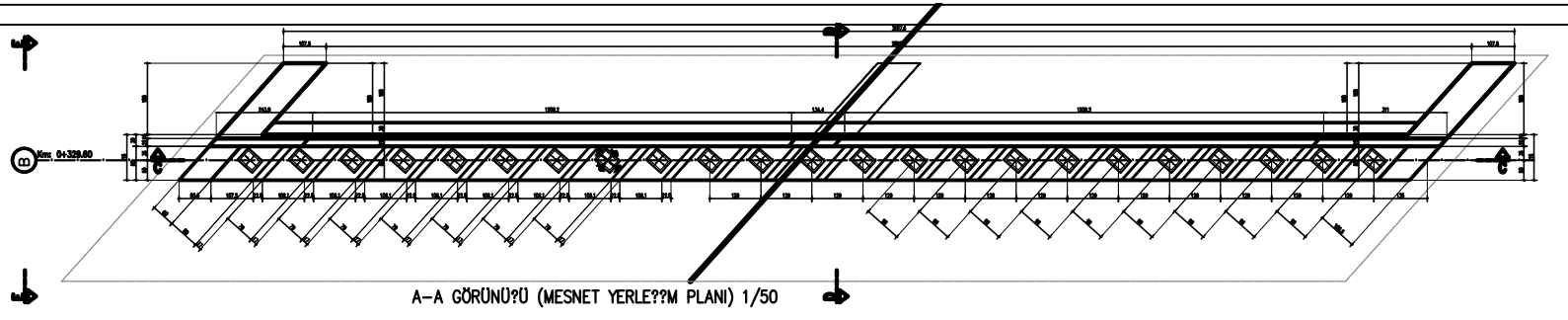
REVİZYON NO:			
AÇIKLAMA:			
MÜTAAHİM:	KONTROL:		
	HARL.MÜH.		
	İNS.MÜH.		
PROJE ADI:	BÜYÜKÇEKMECE İLÇESİ D-100 KARAYOLU ÜZERE MİMAR SINAN KAVSAĞI YOL ve KAVSAK İNSAATI		
ALTYAPI KODU, NO, YED.	ALTYAPI KODU, NO, YED.		
PAFTA ADI:	A KOLLU KÖPRÜSÜ A AKSI KENARAYAK GEOMETRİSİ VE MESNET YERLEŞİM PLANI		
PROJE:	YAPAN:	ÇİZEN:	BİLEŞİM TARİHİ:
	ONAY:		PAF. NO:
			100-05-4-E-001-E-01



**DIN 4141'E GÖRE ELASTOMER MESNET TEKNİK ÖZELLİKLERİ :**  
 MESNETLER DIN 4141'E UYUN HEPERON ELASTOMER MESNET OLACAKTIR.  
 ELASTOMER MESNETLER AYRINDA FAYDANIZI HAZIR OLACAKTIR.  
 ÇELİK YAPIMLARI: > 240 N/mm<sup>2</sup>  
 ÇELİK YAPIMLARI: > 23  
 KOPMA UZUNLUĞU: > 23  
 HEPERON KAVSAĞI: 67 ± 5 (DIN 53 505)  
 ÇELİK YAPIMLARI: > 17 N/mm<sup>2</sup> (DIN 53 504 R1)  
 KOPMA UZUNLUĞU: > 40 N (DIN 53 504 R1)  
 SİYERİNE SİNE (EĞİLİM DEFORMASYONU): 27 C, 28 ± 15 N (DIN 53 512)  
 ELASTİKİYET: > 20 N/mm<sup>2</sup> (DIN 53 512)  
 KOPMA YANILMA TESTİ: > 20 N/mm<sup>2</sup> (DIN 53 512)  
 KESME MÜDÜLLÜĞÜ: 1,0 ± 0,2 N/mm<sup>2</sup> (k<sub>90</sub> = 0,2 ve 0,3 )  
 AKIŞIYI - SÖZLÜ TEST: > 7 N/mm<sup>2</sup>  
 ÇEKME DAYANIMI: ÇATLAK YOK (DIN 53 500/30) b 25 C 300 UZUNLUĞU 200 mm m)  
 BİR ELASTOMERE GELEN İZLENME DÜZEYİ YOK: > 30,3 TON  
 BİR ELASTOMERE GELEN İZLENME DÜZEYİ YOK: > 14,62 TON

**ESKİTME : MALZEME :**  
 74 70° C (DIN 53 500) BETON : C 40  
 ÇEKME KUVVETİ: -15 % TİMLER : C 25  
 KOPMA UZUNLUĞU: -25 % KAZANLAR : C 20  
 SİYERİNE: +5 SİYER TİM BİTİMİNE ELEMANLAR : C 25  
 ELASTİKİYET: -30 % BEMERİZE BETONLAR : C 14  
 SİYERİNE SİNE: -50 % BAĞLIYI : 20 mm (S 400)  
 (S 1 (S 20)) FİRELEME : TİMLERE 7,5 cm.  
 PASPAHI : PÜRÜZÜ 5 cm.

REVİZYON NO:	
AÇIKLAMA:	
MÜTEAHHİT:	KONTROL:
	HAR.MÜH.
	İNS.MÜH.
PROJE ADI:	BÜYÜKÇEKMECE İLÇESİ D-100 KARAYOLU ÜZERİ MİMAR SİNAN KAVSAĞI YOL ve KAVSAK İNŞAATI
ALTYAPI KOORD. NO. YRD.	ALTYAPI KOOR. MODÜRÜ
TASLAK OLUNUR.	TASLAK OLUNUR.
PAFTA ADI:	A KOLU KÖPRÜSÜ 1 AKSI ORTA AYAK GEOMETRİSİ VE MESNET YERLEŞİM PLANI
PROJE:	YAPAN:
	ÇİZEN:
	ONAY:
	ÖLÇEK:
	TARİHİ:
	PAF. NO:
	TR-85-1-E-89-8-81



**DIN 4141'E GÖRE ELASTOMER MESNET TEKNİK ÖZELLİKLERİ :**  
MESNETLER DIN 4141-Y ÜZERİNDE ELASTOMER MESNET OLACAKTIR.  
ELASTOMER BEKLETLERİ AYIRILMAZ FAYANLA İPİLİ OLACAKTIR.  
DAVLAZ İÇİN ELASTOMERİN FİZİKSEL ÖZELLİKLERİ ŞİRKETİNİN BELİRLİYEN OLMASI ESAS OLACAKTIR.

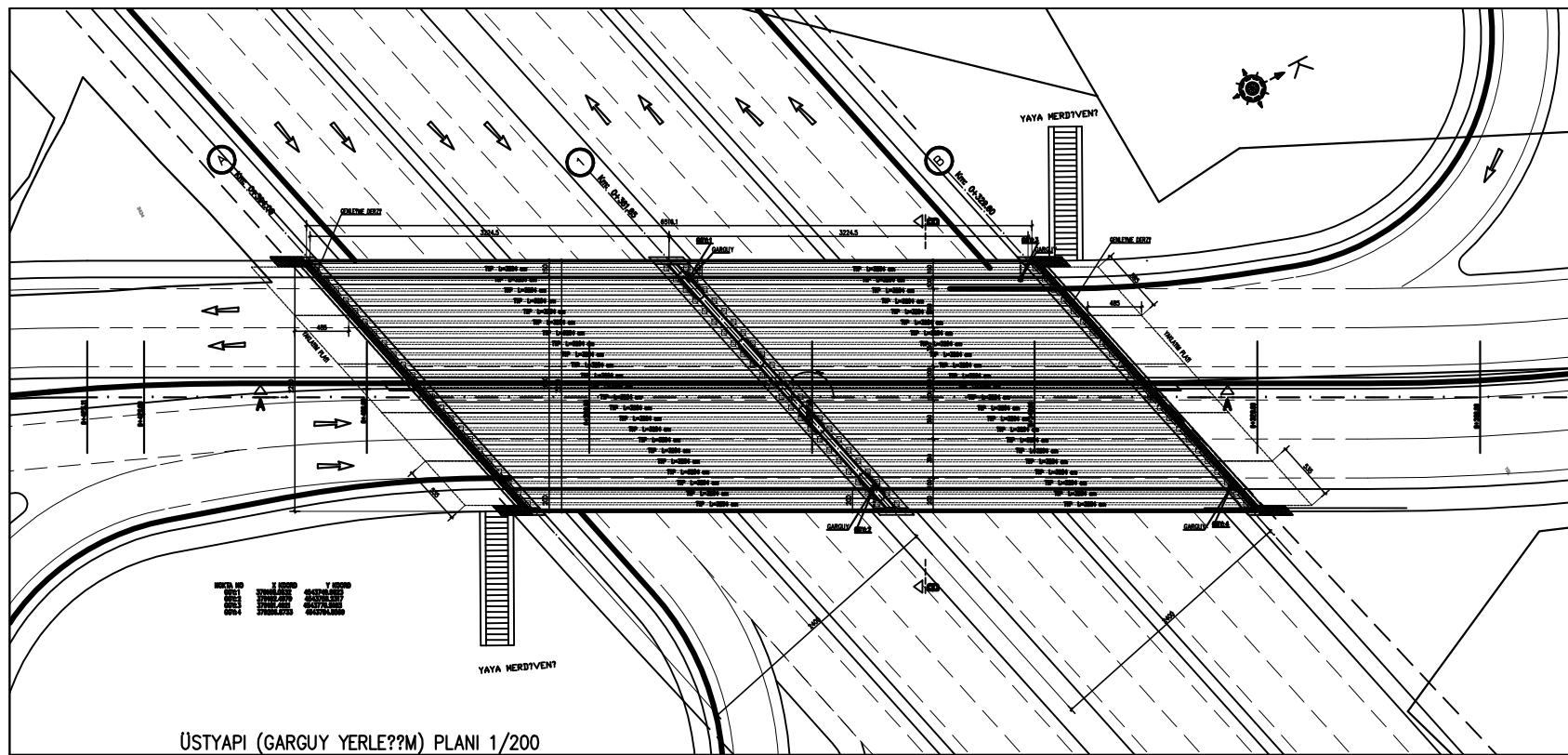
**ELASTOMER MESNET (41/300/400) 1/5**

KOPMA UZAMASI	> 240 N/mm <sup>2</sup>
KOPMA UZAMASI	> 17 N/mm <sup>2</sup> (DIN 53 500)
GENİŞLİK MÜDELLERİ	> 400 % (DIN 53 500)
KOPMA UZAMASI	70°C > 24 h < 25 %
SOĞUK SIKIŞTIRMA YERİNE DEĞİŞİMLERİ	20°C > 18 h < 10 % (DIN 53 510)
KOPMA UZAMASI	> 20 N/mm <sup>2</sup> (DIN 53 510)
GENİŞLİK MÜDELLERİ	1.0 < Δ < 0.2 N/mm <sup>2</sup> (Δ < 0.2 < 0.3 %)
AKSELYON / DÖNÜŞ	> 7 N/mm <sup>2</sup>
GENİŞLİK MÜDELLERİ	Δ < 0.1 N/mm <sup>2</sup> (Δ < 0.1 < 0.2 %)
BİR ELASTOMER BEKLETLERİNİN İZLENİM GÜCÜ	≥ 1.2 TON
BİR ELASTOMER BEKLETLERİNİN İZLENİM GÜCÜ	≥ 1.2 TON

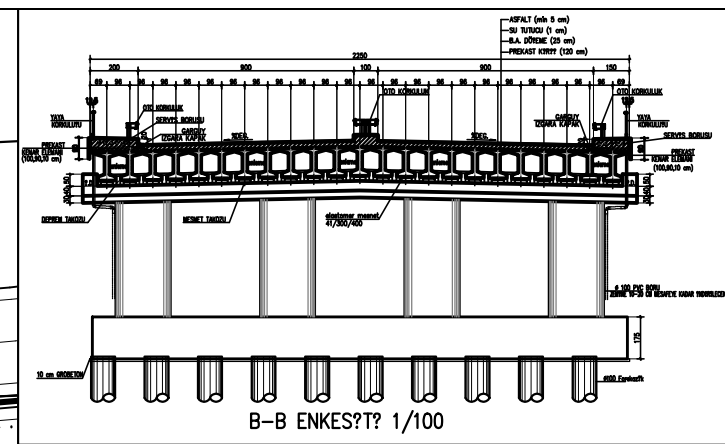
**ESKİTME :** MALZEME :

74 107 C (DIN 53 500)	BEZELİ	1: 40
GENİŞLİK MÜDELLERİ	15 %	1: 50
KOPMA UZAMASI	25 %	1: 50
SOĞUK SIKIŞTIRMA YERİNE DEĞİŞİMLERİ	10 %	1: 50
ELASTİSİTE	20 %	1: 50
SOĞUK SIKIŞTIRMA YERİNE DEĞİŞİMLERİ	10 %	1: 50
SOĞUK SIKIŞTIRMA YERİNE DEĞİŞİMLERİ	10 %	1: 50
SOĞUK SIKIŞTIRMA YERİNE DEĞİŞİMLERİ	10 %	1: 50
SOĞUK SIKIŞTIRMA YERİNE DEĞİŞİMLERİ	10 %	1: 50
SOĞUK SIKIŞTIRMA YERİNE DEĞİŞİMLERİ	10 %	1: 50
SOĞUK SIKIŞTIRMA YERİNE DEĞİŞİMLERİ	10 %	1: 50
SOĞUK SIKIŞTIRMA YERİNE DEĞİŞİMLERİ	10 %	1: 50

REVİZYON NO:			
AÇIKLAMA:			
MÜTEAHHİT	KONTROL		
HARL.MÜH.			
İNŞ.MÜH.			
PROJE ADI	BÜYÜKÇEKMECE İLÇESİ D-100 KARAYOLU ÜZERİ MİMAR SINAN KAVSAGI YOL ve KAVSAK İNSAATI		
ALTYAPI KOORD. MD. YRD.	ALTYAPI KOORD. MD.ÖDÜ		
TAHİR GÜNEŞ	TAHİR GÜNEŞ		
PAFTA ADI	A KOLLU KÖPRÜSÜ B AKSİ KENARAYAK GEOMETRİSİ VE MESNET YERLEŞİM PLANI		
PROJE	YAPAN	İLÇEK	TARİHİ
ÇİZEN	ONAY	USK-K	YERİ
		PAF. NO	100-40-4-01-01-01

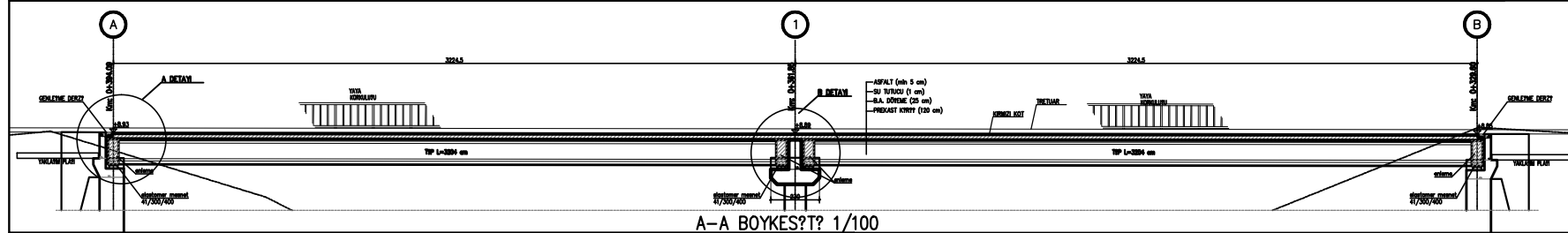


ÜSTYAPI (GARGUY YERLE??M) PLANI 1/200

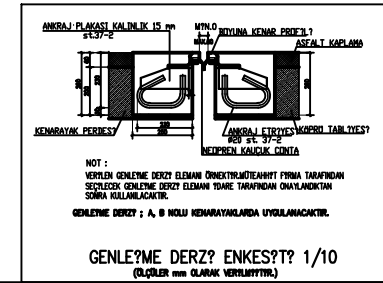
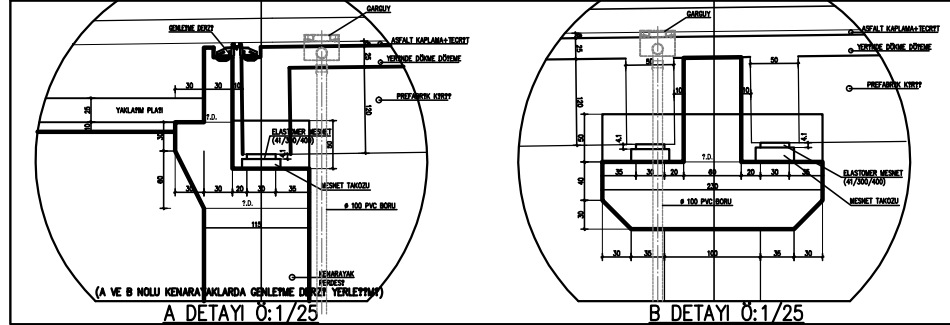


B-B ENKES??T? 1/100

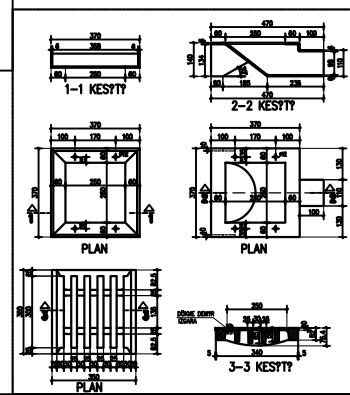
- GENEL NOTLAR :**
- 1 - KEMANAYALARDA 80 mm. KAPASTIYEL (± 40 mm.) GENELME DÜZLEMLERİ YERLE DÜZLENDİRİLMİŞTİR.
  - 2 - KEMANAYALAR YÖZEMEL OLARAK PROJELENDİRİLMİŞTİR.
  - 3 - KÖNCEL BU PROJEDE GÖRÜLEN YERDE APLANE EDİLENDİRİLMİŞTİR. AĞILIK AYAK YERLERİ VE YERLEŞİK BİNA İNŞAATI KÖPRÜDEN YERNE UYUM OLUP OLMADIĞI HURUSU YERNEDE BİR YUTANLA TERTİP EDİLENDİRİLMİŞTİR. İYİLENDİRİLMİŞ YERNEDE BİR YUTANLA TERTİP EDİLENDİRİLMİŞTİR. İYİLENDİRİLMİŞ YERNEDE BİR YUTANLA TERTİP EDİLENDİRİLMİŞTİR.
  - 4 - MALZEME :
  - 4.a - BETON : PREFABRİK İYİLENDİRİLMİŞTİR. C 40 DİĞER YERNEDE İYİLENDİRİLMİŞTİR. C 30 DİĞER YERNEDE İYİLENDİRİLMİŞTİR. C 14
  - 4.b - TEÇİZAT : ÖZNEMLİ MALZEME OLARAK (TİP) TYP 270 K DÜŞÜK GENELME MALAT BETONUNUN DONATISI. Sİ 80 (S 400)
  - 5 - HANDEKİ YERNEDE İYİLENDİRİLMİŞTİR. HSD-204
  - 6 - TOPRAK İLE TEMAS EDEN YÖZEMELER ÇİFT KAT KATMAN İLE BOYANACAKTIR.
  - 7 - YERNEDE DÜŞÜK FENK, BALK KİRİŞİ VE ELEMANLARIN DÜŞÜK VE YATAY KÖNCELİTİ 3/3 cm PAZLANACAKTIR.



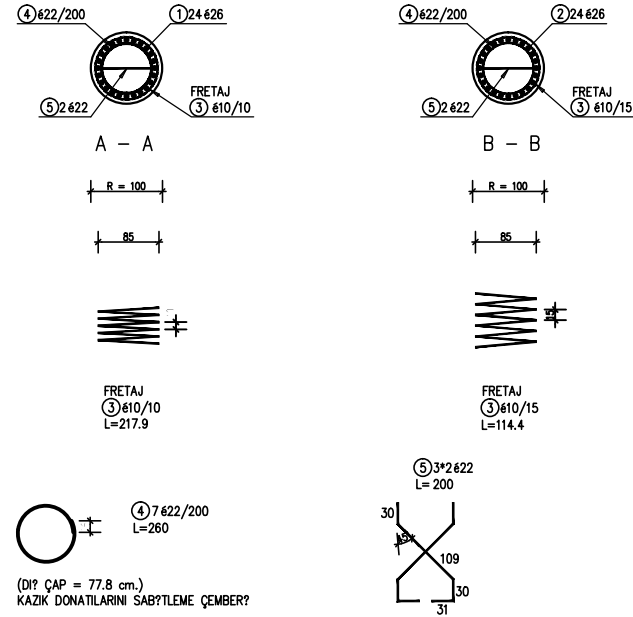
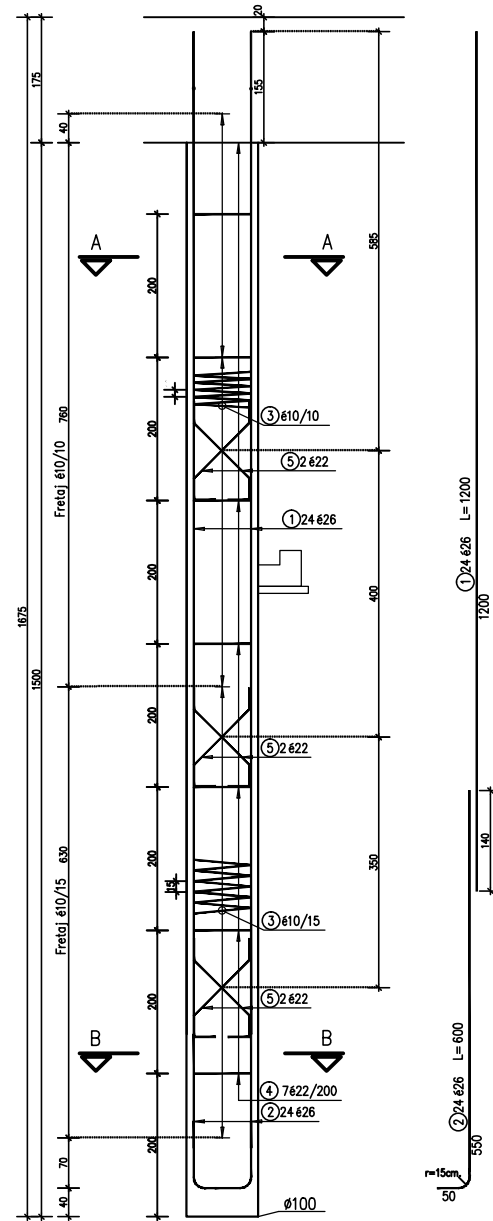
A-A BOYKES??T? 1/100



GENELME DERZ? ENKES??T? 1/10 (ÖLÇÜLER mm OLARAK VERİLMİŞTİR.)



REVİZYON NO:			
AÇIKLAMA:			
MÜTEAHHİT	KONTROL		
	HAR.MÜH.		
	İNS.MÜH.		
PROJE ADI	BÜYÜKÇEKMECE İLÇESİ D-100 KARAYOLU ÜZERİ MİMAR SINAN KAVSAGI YOL VE KAVSAGI İNŞAATI		
ALTYAPI KOORD. İND. YRD.	ALTYAPI KOORD. İNDÖRÜ		
	TABİİK OLARAK		
PAFTA ADI	A KOLU KÖPRÜSÜ ÜST YAPI DETAYLARI GARGUY VE GENELME DERZİ DETAYLARI		
PROJE	YAPAN	ÖLÇEK	TARİHİ
	ÇİZEN	1/25	15.05.2018
	ONAY	PAF. NO	18-15-1-11-179-9-01



Ø100'LÜK KAZIK DEMİR METRAJ TABLOSU

POZ	ÇAP	AÇILIMI (cm.)	BOY (m.)	ADET	TOPLAM BOY (m.)		
					Ø10	Ø22	Ø26
1	Ø26	1200	12.00	24			288.0
2	Ø26	600	6.00	24			144.0
3	Ø10		332.3	1	332.3		
4	Ø22		2.60	7			18.2
5	Ø22		2.00	6			12.0
TOPLAM BOY (m.)					332.3	30.2	432
BİRİM AĞIRLIK (Kg/m)					0.617	2.984	4.168
TOPLAM AĞIRLIK (Kg.)					205.0	90.1	1800.6
64 ADET KAZIK ÇİN TOPLAM AĞIRLIK (Kg.)					13120.0	5766.4	115238.4

Ø100' LÜK KAZIK DETAYI  
(L=15.00 m)

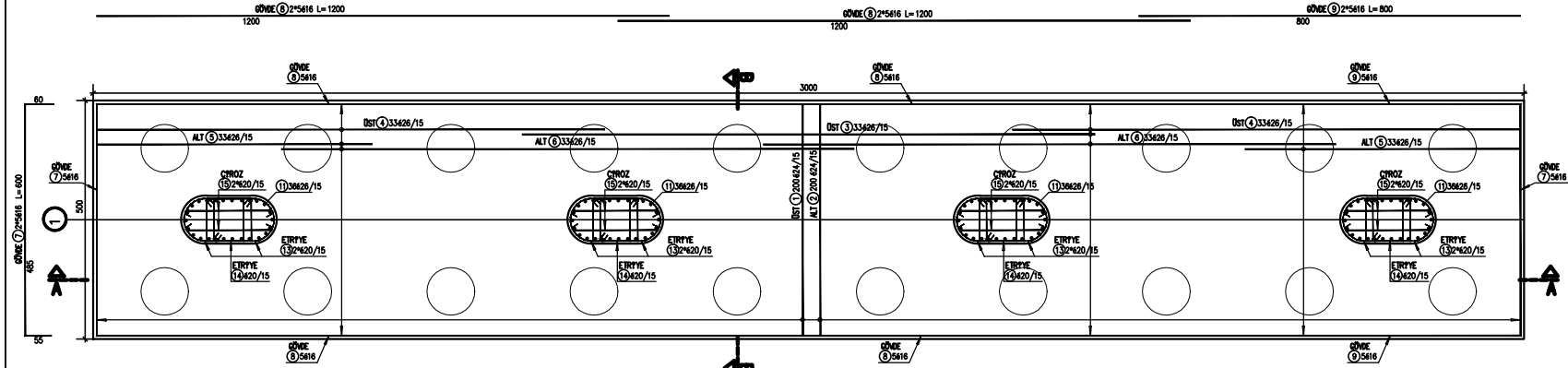
NOTLAR :

- MALZEME :
- BETON :  
TEMELDE VE PERDEDE.....C 25  
DEMİRLEŞTİRİLMİŞ BETONLAR.....C 14
- TEÇİZAT :  
BETONARME DONATISI.....St IIIa (S 420)
- PASPAYI.....7.5
- KAZIKLAR, KAZIK BAŞLIĞI İLE BAĞLANMADAN KAZIKLARIN ÖNÜ AÇILMAYACAKTIR.
- DEMİR BİNDİRME BOYU MİN. 60 Ø KADARDIR.

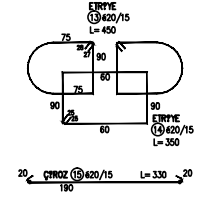
REVİZYON NO:	
AÇIKLAMA:	
MÜTEAHHİT	KONTROL
	HAR.MÜH.
	İNS.MÜH.
PROJE ADI	BÜYÜKÇEKMECE İLÇESİ D-100 KARAYOLU ÜZERİ MİMAR SINAN KAVSAGI YOL ve KAVSAK İNSAATI
ALTYAPI KOORD. MD. YRD. TASDİK OLUNUR.	ALTYAPI KOOR. MÜDÜRÜ TASDİK OLUNUR.
PAFTA ADI	A KOLU KÖPRÜSÜ A-1-B AKSLARI İÇİN Ø100 LÜK FOREKAZIK DONATI DETAYLARI
PROJE	YAPAN
	ÇİZEN
	ONAY
ÖLÇEK	TARİH
1/50	
PAF. NO	
FRM-MS-A-İL-KPR-S-01	



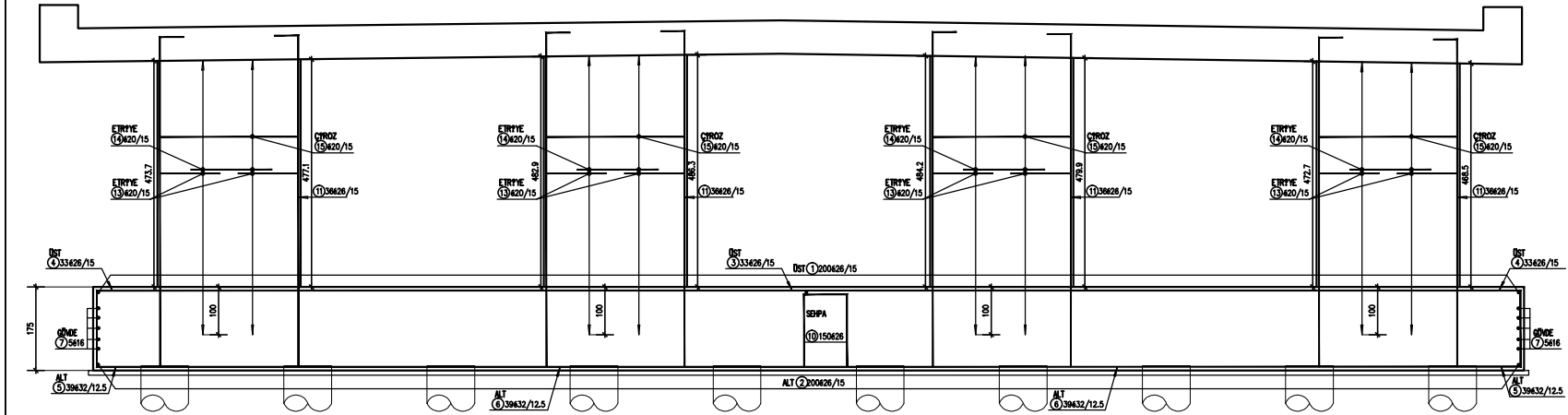




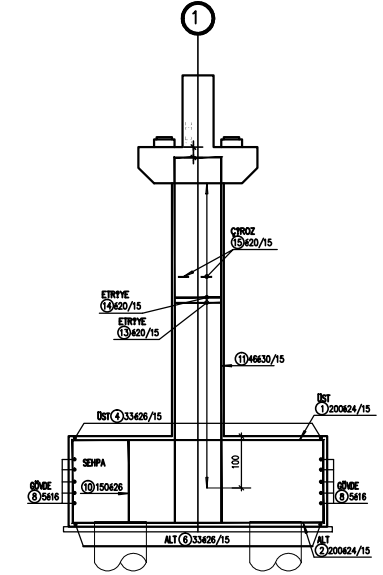
PLAN 1/50



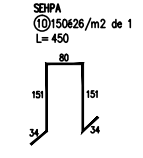
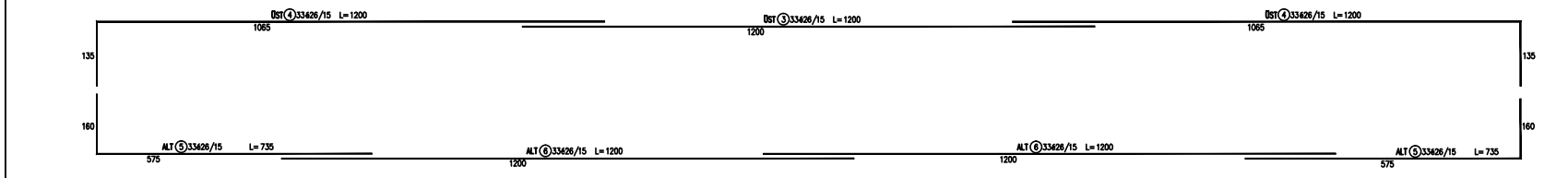
NOT :  
 \* DEMİR BİNDİRME BOYU MİN. 60 # KADARDIR.  
 \* DEMİR BİNDİRME YERLERİ YATIRILMI OLARAK YERLEŞTİRİLECEKTİR.



A-A KESİTİ 1/50

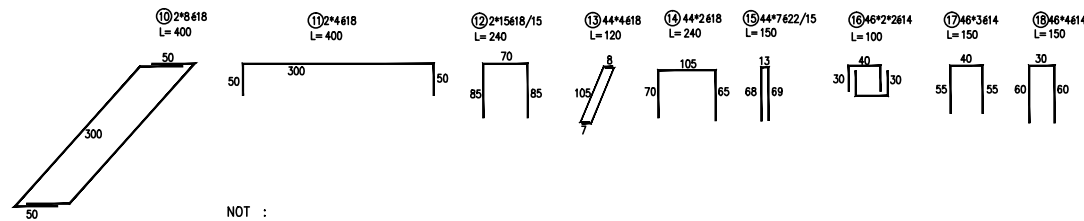
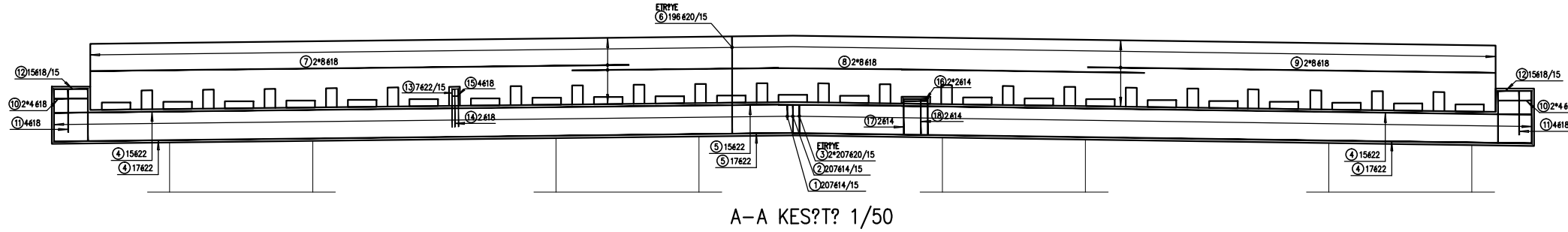
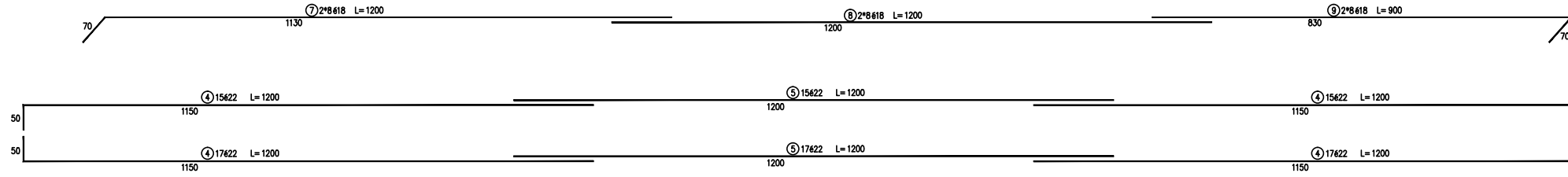
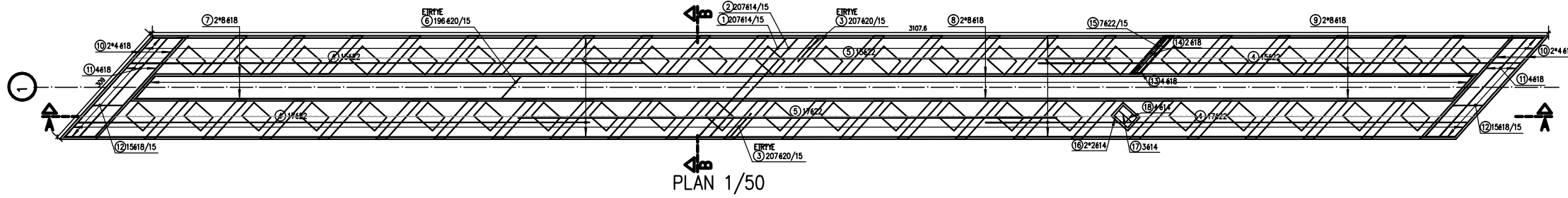


B-B KESİTİ 1/50



- NOTLAR :
- 1 - MALZEME :
    - a- BETON :
      - PREFABRİK KIRITLAR.....C 45
      - TÜM BETONARME ELEMANLAR.....C 30
      - DEMİRŞİZ BETONLAR.....C 14
    - b- TEÇHİZAT :
      - BETONARME DEMİRLERİ.....St.İlo (S 420)
  - 2 - PAZLAMA :
    - TEMELEDE.....7,5 cm.
    - KOLON VE BAĞLIK KIRITINDE.....5,0 cm.
  - 3 - HAREKETLİ YÜK SINIRI.....H30-S24

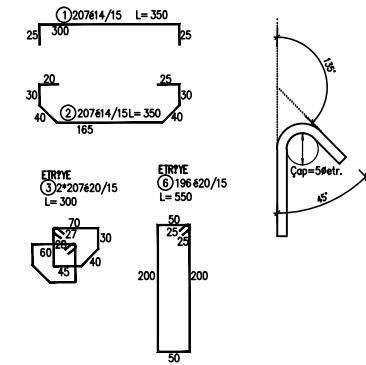
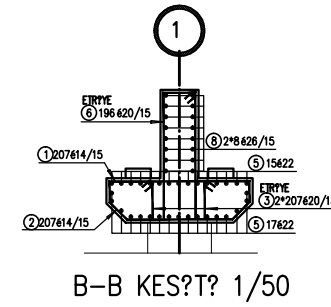
REVİZYON NO:					
AÇIKLAMA:					
MÜTEAHHİT	KONTROL				
	HAR.MÜH.				
	INS.MÜH.				
PROJE ADI	BÜYÜKÇEKMECE İLÇESİ D-100 KARAYOLU ÜZERİ MİMAR SINAN KAVSAGI YOL ve KAVSAGI İNŞAATI				
ALTYAPI KOORD. MD. YRD.	ALTYAPI KOOR. MÜDÜRÜ				
PAFTA ADI	A KOLU KÖPRÜSÜ 1 AKSI ORTAAYAK TEMEL ve KOLON DONATI YERLEŞİM DETAYI				
PROJE	YAPAN	ÇİZEN	ONAY	ÖLÇEK	TARİH



NOT :  
 \* DEMİR BİNDİRME BOYU MİN. 60 # KADARDIR.  
 \* DEMİR BİNDİRME YERLERİ ?A?IRITILMI OLARAK YERLEŞTİRİLECEKTİR.

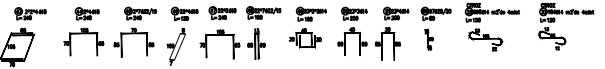
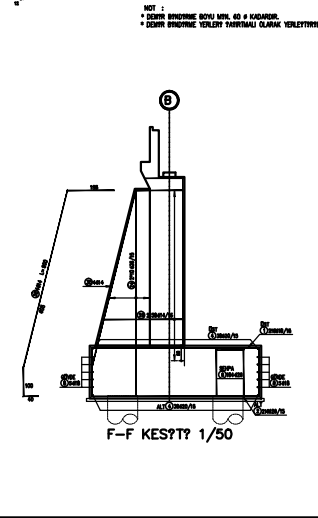
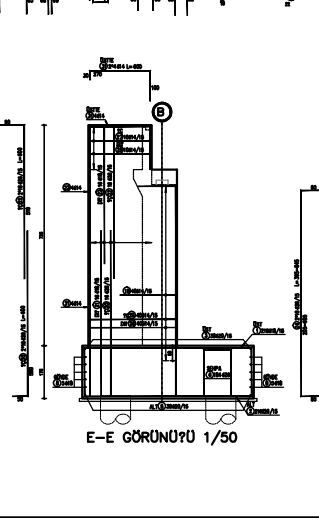
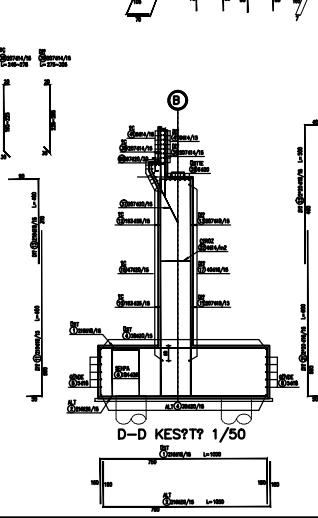
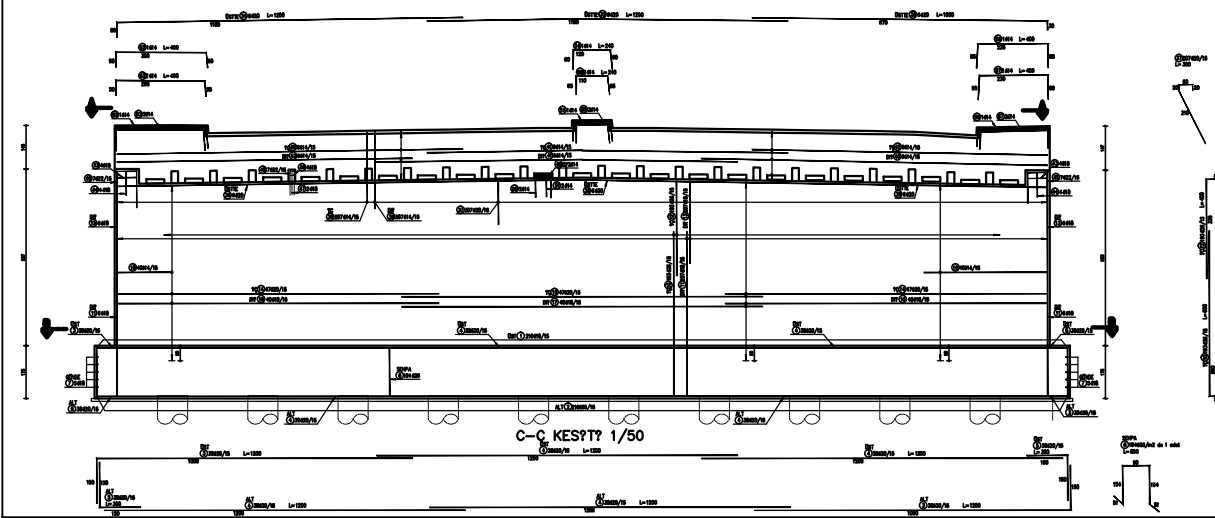
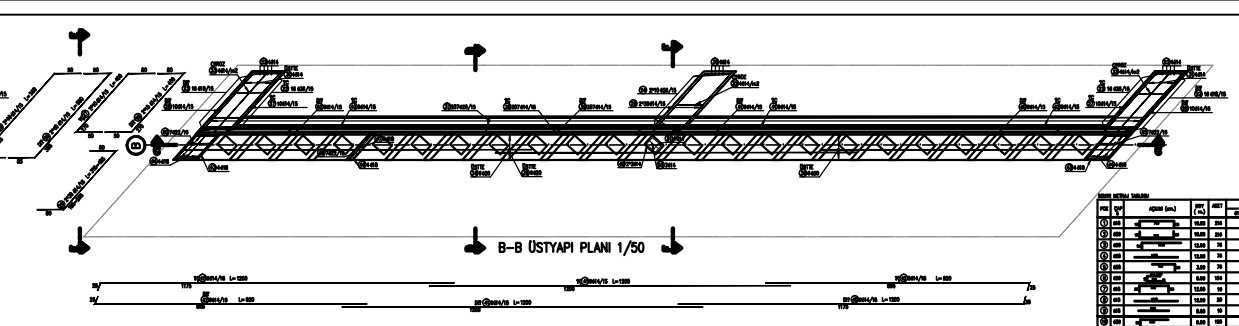
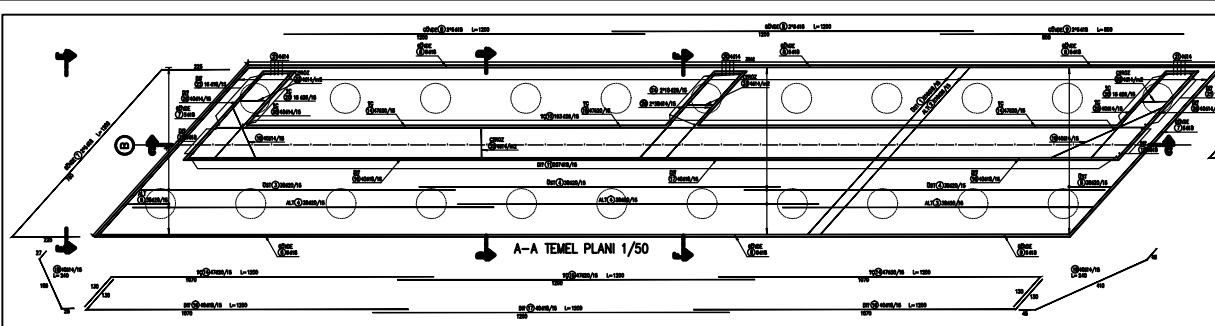
DEMİR METRAJ TABLOSU

POZ	ÇAP	AĞIRLIQ (cm.)	BOY (m.)	ADET	TOPLAM BOY (m.)			
					#14	#18	#20	#22
1	#14	3,50	207	724,5				
2	#14	3,50	207	724,5				
3	#20	3,00	414				1242,0	
4	#22	12,00	64					768,0
5	#22	12,00	32					384,0
6	#20	5,50	196					1078,0
7	#18	12,00	16				192,0	
8	#18	12,00	16				192,0	
9	#18	9,00	16				144,0	
10	#18	4,00	16				64,0	
11	#18	4,00	8				32,0	
12	#18	3,00	30				90,0	
13	#18	12,00	176				2112,0	
14	#22	12,00	88				1056,0	
15	#22	5,50	308					1694,0
16	#14	1,00	184				184,0	
17	#14	1,50	138				207,0	
18	#14	1,50	184				276,0	
TOPLAM BOY ( m. )					2118,0	3882,0	2320,0	2846,0
BİRİM AĞIRLIK (kg/m)					1,208	1,998	2,468	2,984
TOPLAM AĞIRLIK (kg)					2556,1	7756,2	5721,1	8492,5



- NOTLAR :
- MALZEME :
    - BETON :
      - PREFABRİK KIRIŞKINLAR.....C 45
      - TÜM BETONARME ELEMANLAR.....C 30
      - DEMİRŞİŞİZ BETONLAR.....C 14
    - TEÇİZAT :
      - BETONARME DEMİRLERİ.....St IIIa (S 420)
  - PASPAYI :
    - TEMELDE.....7,5 cm.
    - KOLON VE BAŞLIK KIRIŞKINLARINDA.....5,0 cm.
  - HAREKETLİ YÜK SINIFI.....H30-S24

REVİZYON NO:	
AÇIKLAMA:	
MÜTEAHHİT	KONTROL
	HAR.MÜH.
	INS.MÜH.
PROJE ADI	BÜYÜKÇEKMECE İLÇESİ D-100 KARAYOLU ÜZERİ MİMAR SİNAN KAVSAGI YOL ve KAVSAK İNSAATI
ALTYAPI KOORD. MD. YRD. TASDIK OLUNUR.	ALTYAPI KOOR. MÜDÜRÜ TASDIK OLUNUR.
PAFTA ADI	A KOLU KÖPRÜSÜ 1 AKSI ORTAAYAK BAŞLIK KİRİŞİ DONATI YERLEŞİM DETAYI
PROJE	YAPAN
	ÇİZEN
	ONAY
	ÖLÇEK
	TARİH
	1/50
	PAF. NO
	TR-MS-A-IL-KPR-S-04



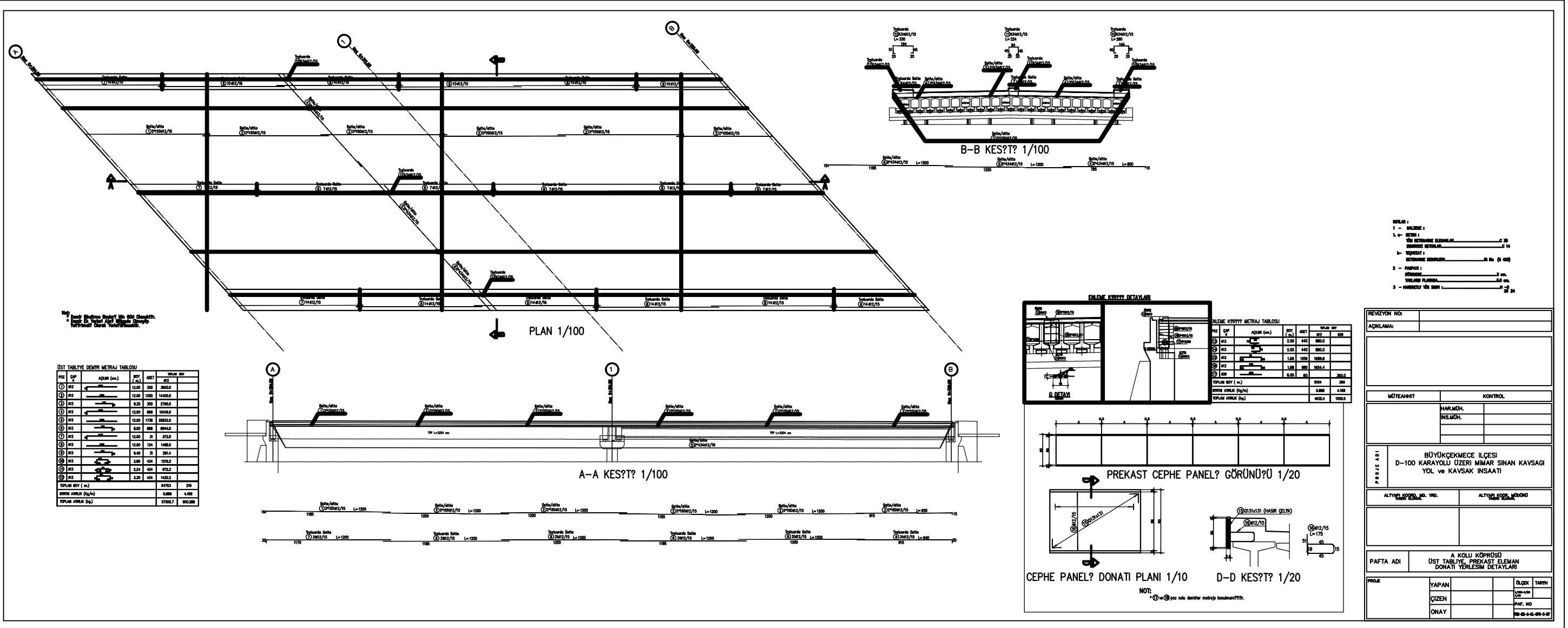
NOT :  
 \* ÇİZİM BİRİMİNE GÖRE YAPILAN VE 4 KATLI  
 2. DÜZEYE ÜZERİNDEN ÇİZİLMİŞ OLMAKTADIR.

KOD		AD		MİKTAR	
100	100	100	100	100	100
200	200	200	200	200	200
300	300	300	300	300	300
400	400	400	400	400	400
500	500	500	500	500	500
600	600	600	600	600	600
700	700	700	700	700	700
800	800	800	800	800	800
900	900	900	900	900	900
1000	1000	1000	1000	1000	1000

- NOTLAR :
- 1 - MİKRELO
  - 2 - ÇİZİM
  - 3 - İZLENİM
  - 4 - İZLENİM
  - 5 - İZLENİM
  - 6 - İZLENİM
  - 7 - İZLENİM
  - 8 - İZLENİM
  - 9 - İZLENİM
  - 10 - İZLENİM

PROJE NO:	
AÇIKLAMA:	
MÜHÜR:	
KONTROL:	
MÜHÜR:	
KONTROL:	
BÖLÜM ADI:	
D-100 KARAYOLU ÜZERİ İNŞAAT KAVSAĞI	
YOL VE KAVSAK İNŞAATI	
ALTYAPU NO:	ALTYAPU NO:
PAFTA ADI:	
A ROLLÜ KÖPRÜSÜ	
VE AÇI İZLENİMLERİ	
DİĞER YERLERİN DETAYLARI	
YAPAN:	İZLENİM:
ÇİZEN:	PAFTA NO:
ONAY:	100-100-100





- NOTLAR :
- 1 - İNŞAAT :
  - 1.0 - İNŞAAT :
  - 1.1 - İNŞAAT :
  - 1.2 - İNŞAAT :
  - 1.3 - İNŞAAT :
  - 1.4 - İNŞAAT :
  - 1.5 - İNŞAAT :
  - 1.6 - İNŞAAT :
  - 1.7 - İNŞAAT :
  - 1.8 - İNŞAAT :
  - 1.9 - İNŞAAT :
  - 2 - İNŞAAT :
  - 2.1 - İNŞAAT :
  - 2.2 - İNŞAAT :
  - 2.3 - İNŞAAT :
  - 2.4 - İNŞAAT :
  - 2.5 - İNŞAAT :
  - 2.6 - İNŞAAT :
  - 2.7 - İNŞAAT :
  - 2.8 - İNŞAAT :
  - 2.9 - İNŞAAT :
  - 2.10 - İNŞAAT :
  - 2.11 - İNŞAAT :
  - 2.12 - İNŞAAT :
  - 2.13 - İNŞAAT :
  - 2.14 - İNŞAAT :
  - 2.15 - İNŞAAT :
  - 2.16 - İNŞAAT :
  - 2.17 - İNŞAAT :
  - 2.18 - İNŞAAT :
  - 2.19 - İNŞAAT :
  - 2.20 - İNŞAAT :
  - 2.21 - İNŞAAT :
  - 2.22 - İNŞAAT :
  - 2.23 - İNŞAAT :
  - 2.24 - İNŞAAT :
  - 2.25 - İNŞAAT :
  - 2.26 - İNŞAAT :
  - 2.27 - İNŞAAT :
  - 2.28 - İNŞAAT :
  - 2.29 - İNŞAAT :
  - 2.30 - İNŞAAT :
  - 2.31 - İNŞAAT :
  - 2.32 - İNŞAAT :
  - 2.33 - İNŞAAT :
  - 2.34 - İNŞAAT :
  - 2.35 - İNŞAAT :
  - 2.36 - İNŞAAT :
  - 2.37 - İNŞAAT :
  - 2.38 - İNŞAAT :
  - 2.39 - İNŞAAT :
  - 2.40 - İNŞAAT :
  - 2.41 - İNŞAAT :
  - 2.42 - İNŞAAT :
  - 2.43 - İNŞAAT :
  - 2.44 - İNŞAAT :
  - 2.45 - İNŞAAT :
  - 2.46 - İNŞAAT :
  - 2.47 - İNŞAAT :
  - 2.48 - İNŞAAT :
  - 2.49 - İNŞAAT :
  - 2.50 - İNŞAAT :
  - 2.51 - İNŞAAT :
  - 2.52 - İNŞAAT :
  - 2.53 - İNŞAAT :
  - 2.54 - İNŞAAT :
  - 2.55 - İNŞAAT :
  - 2.56 - İNŞAAT :
  - 2.57 - İNŞAAT :
  - 2.58 - İNŞAAT :
  - 2.59 - İNŞAAT :
  - 2.60 - İNŞAAT :
  - 2.61 - İNŞAAT :
  - 2.62 - İNŞAAT :
  - 2.63 - İNŞAAT :
  - 2.64 - İNŞAAT :
  - 2.65 - İNŞAAT :
  - 2.66 - İNŞAAT :
  - 2.67 - İNŞAAT :
  - 2.68 - İNŞAAT :
  - 2.69 - İNŞAAT :
  - 2.70 - İNŞAAT :
  - 2.71 - İNŞAAT :
  - 2.72 - İNŞAAT :
  - 2.73 - İNŞAAT :
  - 2.74 - İNŞAAT :
  - 2.75 - İNŞAAT :
  - 2.76 - İNŞAAT :
  - 2.77 - İNŞAAT :
  - 2.78 - İNŞAAT :
  - 2.79 - İNŞAAT :
  - 2.80 - İNŞAAT :
  - 2.81 - İNŞAAT :
  - 2.82 - İNŞAAT :
  - 2.83 - İNŞAAT :
  - 2.84 - İNŞAAT :
  - 2.85 - İNŞAAT :
  - 2.86 - İNŞAAT :
  - 2.87 - İNŞAAT :
  - 2.88 - İNŞAAT :
  - 2.89 - İNŞAAT :
  - 2.90 - İNŞAAT :
  - 2.91 - İNŞAAT :
  - 2.92 - İNŞAAT :
  - 2.93 - İNŞAAT :
  - 2.94 - İNŞAAT :
  - 2.95 - İNŞAAT :
  - 2.96 - İNŞAAT :
  - 2.97 - İNŞAAT :
  - 2.98 - İNŞAAT :
  - 2.99 - İNŞAAT :
  - 2.100 - İNŞAAT :

ÜST TABLİYE DEMİR METRAJ TABLOSU

NO	ÇAP	UZUNLUK (m)	BOY	ADET	TOPLAM BOY
1	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
2	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
3	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
4	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
5	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
6	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
7	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
8	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
9	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
10	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
11	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
12	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
13	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
14	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
15	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
16	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
17	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
18	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
19	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
20	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
21	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
22	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
23	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
24	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
25	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
26	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
27	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
28	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
29	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
30	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
31	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
32	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
33	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
34	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
35	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
36	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
37	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
38	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
39	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
40	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
41	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
42	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
43	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
44	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
45	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
46	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
47	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
48	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
49	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
50	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
51	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
52	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
53	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
54	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
55	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
56	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
57	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
58	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
59	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
60	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
61	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
62	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
63	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
64	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
65	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
66	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
67	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
68	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
69	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
70	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
71	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
72	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
73	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
74	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
75	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
76	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
77	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
78	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
79	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
80	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
81	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
82	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
83	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
84	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
85	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
86	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
87	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
88	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
89	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
90	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
91	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
92	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
93	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
94	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
95	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
96	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
97	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
98	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
99	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0
100	Ø16	12.00	3.00	200.0	3600.0

REVİZYON NO:

PAFTA ADI: A KÖLÜ KÖPRÜSÜ ÜST TABLİYE PREKAST ELEMAN DONATI YERLEŞİM DETAYLARI

PROJE ADI: BÜYÜKÇEKMECE İLÇESİ D-100 KARAYOLU ÜZERİ MİMAR SINAN KAVSAGI YOL ve KAVSAK İNŞAATI

YAPAN: ONAY

ÇİZEN: ONAY

İNŞAAT: ONAY

BAŞLIK: ÜST TABLİYE DEMİR METRAJ TABLOSU

PROJE NO: 99-95-1-E-09-2-07

## ÖZGEÇMİŞ

Emrah AKTAŞ, 1981 yılında Aydın'da doğmuştur. İlk ve orta öğrenimini, Aydın Yedieylül İlkokulu ve Aydın Gazipaşa Ortaokulu'nda; lise öğrenimini ise Aydın Lisesi'nde tamamlamıştır. 1999 yılında Ege Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne girmeye hak kazanmıştır. 2005 yılında lisans öğrenimini tamamladıktan sonra, aynı yıl İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Mühendisliği Programında yüksek lisans öğrenimine başlamıştır. Evli olan Emrah AKTAŞ, sırayla EPRO Mühendislik, PRİZMA Mühendislik ve BOĞAZIÇI Proje Mühendislik ofislerinde, çeşitli yurtiçi ve yurtdışı projelerinde köprü mühendisi olarak çalışmıştır. Halen Doğu İnşaat'da Marmaray Projesi kapsamında yapılacak olan köprülerin tasarımında proje mühendisi olarak görev yapmaktadır. İyi derecede İngilizce bilen yazar, SAP2000, XTRACT, AUTOCAD ve VBA gibi programları kullanmaktadır.

İletişim

e-mail: emrahaktas@hotmail.com