

**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET  
YÖNETİMİ ENSTİTÜSÜ**

**İSTANBUL HAVALİMANINDAKİ BİR VİYADÜĞÜN TASARIMI VE  
SİSMİK PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Ecem ŞENGÜL**

**Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Deprem Mühendisliği Programı**

**ARALIK 2018**



**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ DEPREM MÜHENDİSLİĞİ VE AFET  
YÖNETİMİ ENSTİTÜSÜ**

**İSTANBUL HAVALİMANINDAKİ BİR VİYADÜĞÜN TASARIMI VE  
SİSMİK PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Ecem ŞENGÜL  
(802151208)**

**Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Deprem Mühendisliği Programı**

**Tez Danışmanı: Prof. Dr. Kadir GÜLER**

**ARALIK 2018**



İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 802151208 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Ecem ŞENGÜL, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı "İSTANBUL HAVALİMANINDAKİ BİR VİYADÜĞÜN TASARIMI VE SİSMİK PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ" başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

**Tez Danışmanı :**      **Prof. Dr. Kadir GÜLER** .....  
İstanbul Teknik Üniversitesi

**Jüri Üyeleri :**      **Prof Dr. Engün ORAKDÖĞEN** .....  
İstanbul Teknik Üniversitesi

**Prof. Dr.Yasin FAHJAN** .....  
Gebze Teknik Üniversitesi

**Teslim Tarihi**      : 15 Kasım 2018  
**Savunma Tarihi**    : 14 Aralık 2018





*Anneme ve Babama,*





## ÖNSÖZ

Yüksek lisans çalışmam süresince desteğini esirgemeyen, her daim kendisine ulaşım sağlayarak fikir danışabildiğim saygıdeğer danışman hocam Sayın Prof. Dr. Kadir GÜLER'e sonsuz teşekkür ve saygılarımı sunarım.

Bu tez çalışması kapsamında hem teorik hem mesleki bilgilerini bana aktaran ve değerli vakitlerini bana ayıran meslektaşlarım YPU Mühendislik'te çalışan İnş. Yük. Müh. Mehmet Gökhan GÜLER'e ve Emay Mühendislik'te görev alan İnş. Yük. Müh. Esra NAMLI'ya teşekkür ederim.

Eğitim hayatım boyunca beni destekleyen, güven ve sevgilerini her zaman hissettiğim annem Nevin ŞENGÜL ve babam Fuat ŞENGÜL'e, hep önümde başarılı örnek olan ve beni motive eden ablalarım Nilay ŞENGÜL SAMANCI ve Pelin ŞENGÜL TORAMAN'a sonsuz teşekkür ederim.

Aralık 2018

Ecem ŞENGÜL  
(İnşaat Mühendisi)



## İÇİNDEKİLER

### Sayfa

ÖNSÖZ .....	vii
İÇİNDEKİLER .....	ix
KISALTMALAR .....	xi
SEMBOLLER .....	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xix
ŞEKİL LİSTESİ.....	xxi
ÖZET .....	xxiii
SUMMARY .....	xxv
1. GİRİŞ .....	1
2. AASHTO STANDARTINA GÖRE ÖNGERİLMELİ VİYADÜK TASARIM VE ANALİZİ.....	3
2.1 Genel Viyadük Özellikleri .....	3
2.2 Tasarım Parametreleri .....	8
2.2.1 Malzemeler.....	8
2.2.2 Yükler.....	9
2.2.2.1 Zati yükler .....	9
2.2.2.2 Hareketli yükler.....	9
2.2.2.3 Yaya yükü .....	12
2.2.2.4 Fren yükü .....	12
2.2.2.5 Rüzgar yükü .....	12
2.2.2.6 Rötre sünme sıcaklık etkilerinden oluşan yük .....	13
2.2.2.7 Deprem yükü.....	13
2.3 Yük Kombinasyonları .....	15
2.4 Viyadüğün Modellenmesi .....	17
2.5 Analiz Sonuçları.....	20
2.5.1 Üst yapı hesabı .....	20
2.5.2 Öngerilmeli prefabrike kiriş hesabı.....	20
2.5.2.1 Öngerilmeli prefabrike kiriş boyutları ve kesit özellikleri.....	20
2.5.2.2 Öngerilmeli prefabrike kiriş yük analizi .....	24
2.5.2.3 Öngerilmeli halat sayısının kontrolü.....	27
2.5.2.4 Eğilme taşıma gücü kontrolü .....	28
2.5.2.5 Gerilme analizi .....	30
2.5.2.6 Öngerilme kayıpları .....	33
2.5.2.7 Kesme hesabı kontrolü.....	37
2.5.2.8 Öngerilmeli çelik düktül davranış kontrolü .....	39
2.5.2.9 Sehim kontrolü .....	41
2.5.3 Elastomer mesnet hesabı .....	43
2.5.3.1 Basınç gerilmesi kontrolü .....	45
2.5.3.2 Kayma şekil değiştirme kontrolü .....	45
2.5.3.3 Dönme etkisi altında basınç deformasyon kontrolü.....	45

2.5.3.4 Elastomer mesnet stabilite kontrolü .....	46
2.5.3.5 Çelik levha kalınlığı kontrolü .....	47
2.5.4 Alt yapı hesabı .....	47
2.5.4.1 Orta ayak hesabı .....	51
2.5.4.2 Başlık kirişi hesabı .....	54
2.5.4.3 Yüzeysel temel hesabı .....	57
<b>3. VİYADÜKLERİN DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN DAVRANIŞI .....</b>	<b>59</b>
3.1 Viyadüklerin Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler İle Deprem Performanslarının Belirlenmesi .....	60
3.1.1 Dayanıma göre performans değerlendirmesi .....	61
3.1.2 Şekildeğiştirmeye göre performans değerlendirmesi .....	62
3.2 Viyadük İçin Tanımlanan Performans Düzeyleri .....	62
3.3 Doğrusal Olmayan Davranışın(Nonlinear Davranışın) Modellenmesi .....	64
3.3.1 Doğrusal olmayan elastik yöntemde kullanılan beton ve çelik modeli .....	64
3.3.2 Eğilme momenti – eğrilik ( $M - \Phi$ ) bağıntısı .....	66
3.3.3 Akma yüzeyi (karşılıklı etki diyagramı) bağıntısı .....	68
3.3.4 Plastik mafsalsal kabulü .....	69
3.3.5 Plastik mafsalsal boyu .....	72
3.4 Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemleri .....	72
3.4.1 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemleri ile itme analizi (statik itme analizi) .....	73
3.5 Yapı Elemanlarının Kesit Birim Şekildeğiştirme İstemleri ve Kapasiteleri ....	78
<b>4. İNCELENEN VİYADÜĞE DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN YÖNTEMLERDEN STATİK İTME ANALİZİ UYGULAMASI .81</b>	
4.1 Doğrusal Elastik Olmayan(Nonlinear) Yöntemde Kullanılan Modelin Detayları .....	81
4.1.1 Doğrusal elastik olmayan yöntemde kullanılan beton ve çelik modeli .....	82
4.1.2 Çatlamış kesit rijitlikleri .....	84
4.1.3 Plastik mafsalsal atanması .....	86
4.1.3.1 Plastik mafsalsal boyu hesabı .....	86
4.1.4 Eğilme momenti – eğrilik ( $M - \Phi$ ) bağıntısı .....	88
4.1.5 Akma yüzeyi atanması .....	90
4.2 Yük Kombinasyonları Oluşturma .....	91
4.3 Statik İtme Eğrisi ve Kapasite Eğrisi Elde Etme .....	93
4.4 Özel Tasarım İvme Spektrumunun Spektral İvme Spektral Yerdeğiştirme Grafiğine Dönüştürülmesi .....	98
4.5 Viyadüğün Performans Noktasının Elde Edilmesi .....	99
4.6 Yapı Elemanlarının Hasar Durumunun Belirlenmesi .....	105
<b>5. SONUÇLAR .....</b>	<b>107</b>
<b>KAYNAKLAR .....</b>	<b>109</b>
<b>EKLER .....</b>	<b>111</b>
<b>ÖZGEÇMİŞ .....</b>	<b>127</b>

## **KISALTMALAR**

<b>AASHTO</b>	: American Associations of State Highway and Transportaiton Officials
<b>AASHTO LRFD</b>	: American Associations of State Highway and Transportaiton Officials Load and Resistance Factor Design
<b>DBYBHY</b>	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
<b>DLH</b>	: Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Havameydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği
<b>EQ</b>	: Deprem Yüğü
<b>GH</b>	: Göçme Hasarı Durumu
<b>İH</b>	: İleri Hasar Performans Düzeyi
<b>KH</b>	: Kontrollü Hasar Performans Düzeyi
<b>LL</b>	: Hareketli Yüğü
<b>MH</b>	: Minimum Hasar Performans Düzeyi
<b>RST</b>	: Rötne, Büzölme, Sıcaklık Etkileri
<b>SAP 2000</b>	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
<b>W</b>	: Üst Yapıya Etkiyen Rüzgar Yüğü
<b>WL</b>	: Hareketli Yüğe Etkiyen Rüzgar Yüğü
<b>XTRACT</b>	: Cross-sectional X Structural Analysis of Components



## SEMBOLLER

<b>A</b>	: Prefabrike kesit en kesit alanı
<b>A<sub>o</sub></b>	: Etkin yer ivme katsayısı
<b>A<sub>s</sub></b>	: Alışılacağı betonarme donatı alanı
<b>A<sub>s</sub><sup>*</sup></b>	: Öngerme çeliğinin alanı
<b>A<sub>sf</sub></b>	: Flanşlı kesitin basınç dayanımını sağlamak için flanşa konulan donatı alanı
<b>A<sub>sr</sub></b>	: Flanşlı kesitin basınç dayanımını sağlamak için gövdesine konulan donatı alanı
<b>A(T)</b>	: Spektral ivme katsayısı
<b>A<sub>v</sub></b>	: Kesme donatısı alanı
<b>A</b>	: Dikdörtgen kesitler için eşdeğer basınç bloğu derinliği
<b>a<sub>1</sub><sup>(i)</sup></b>	: (i)' inci itme adımında birinci moda ait modal ivme değeri
<b>a<sub>y1</sub></b>	: Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi
<b>b</b>	: Etkili tabla genişliği
<b>b'</b>	: Prefabrike giriş gövde kalınlığı
<b>b<sub>w</sub></b>	: Kesit genişliği
<b>CR<sub>c</sub></b>	: Betonun sünmesinden dolayı oluşan gerilme kaybı
<b>CR<sub>s</sub></b>	: Öngerme çeliğin gevşemesinden dolayı oluşan gerilme kaybı
<b>CR<sub>1</sub></b>	: Spektral yerdeğiştirme oranı
<b>d</b>	: Faydalı yükseklik
<b>d'</b>	: Öngerme kabloları ağırlık merkezinin prefabrike giriş alt kenarından mesafesi
<b>d<sub>1</sub><sup>(p)</sup></b>	: Modal yerdeğiştirme istemi
<b>d<sub>b1</sub></b>	: Boyuna donatı çapı
<b>d<sub>1</sub><sup>(i)</sup></b>	: (i)' inci itme adımında birinci moda ait modal yerdeğiştirme değeri
<b>e</b>	: Halat merkezinin prefabrike kesit tarafsız eksenine olan dış merkezlik değeri
<b>E<sub>c</sub></b>	: Betonun elastisite modülü
<b>E<sub>ci</sub></b>	: Betonun aktarma anındaki elastisite modülü

<b><math>E_{cj}</math></b>	: Betonun nihai durumundaki elastisite modülü
<b><math>EI</math></b>	: Çatlamamış kesit rijitliği
<b><math>EI_{eff}</math></b>	: Çatlamış kesit rijitliği
<b><math>E_s</math></b>	: Öngerme çeliğinin elastisite modülü
<b><math>ES</math></b>	: Elastik kısalmadan dolayı oluşan kayıp
<b><math>f_c</math></b>	: Beton basınç dayanımı
<b><math>f_c'</math></b>	: Öngerilmeli prefabrike kirişin beton basınç dayanımı
<b><math>f_{cc}</math></b>	: Sargılı beton dayanımı
<b><math>f_{cds}</math></b>	: Öngerilme kuvveti uygulandığı andaki kiriş zati ağırlığı hariç tüm zati yüklerden dolayı öngerme çeliğinin ağırlık merkezinde oluşan beton gerilmesi
<b><math>f_{ci}'</math></b>	: Öngerme anındaki beton basınç dayanımı
<b><math>f_{cir}</math></b>	: Aktarma anından hemen sonra kirişin zati yük ve öngerilme kuvveti yüzünden öngerme çeliğinin ağırlık merkezinde oluşan beton gerilmesi
<b><math>f_{ck}</math></b>	: Beton karakteristik basınç dayanımı
<b><math>f_{ctk}'</math></b>	: Eğilmedeki betonun karakteristik çekme dayanımı
<b><math>f_d</math></b>	: Dış yüklerin neden olduğu çekme gerilmesinin oluştuğu prefabrike kesitte zati yükten dolayı meydana gelen katsayılarla artırılmamış gerilme değeri,
<b><math>f_e</math></b>	: Dış yüklerin neden olduğu çekme gerilmesinin oluşan prefabrike kesitte izin verilen tüm öngeme kayıplarından sonra sadece efektif öngerilme kuvvetinden dolayı meydana gelen incelenen kesitteki aktif halat sayısına göre gerilme değeri
<b><math>f_i</math></b>	: Bütün öngerilme kayıplarından sonra öngerilme kuvvetinden kaynaklanan gerilme
<b><math>f_{pc}</math></b>	: Kompozit kesitte tüm kayıplar sonrası öngerilmeden dolayı meydana gelen basınç gerilmesi
<b><math>f_{pu}</math></b>	: Halat akma gerilmesi
<b><math>f_r</math></b>	: Çatlak gerilmesi
<b><math>f_s</math></b>	: Donatı çeliği çekme gerilmesi
<b><math>f_s'</math></b>	: Öngerme çeliğinin kopma dayanımı
<b><math>f_{su}</math></b>	: Donatı çeliğinin kopma dayanımı
<b><math>f_{su}^*</math></b>	: Nihai durumda öngerme çeliğinde oluşan ortalama gerilme
<b><math>f_{sy}</math></b>	: Donatı çeliğinin akma dayanımı



<b><math>f_y</math></b>	: Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı
<b><math>g</math></b>	: Yer çekimi ivmesi
<b><math>G</math></b>	: Kayma modülü
<b><math>g_1</math></b>	: Kirişin zati ağırlığı
<b><math>g_2</math></b>	: Döşeme ağırlığı
<b><math>g_{aa}</math></b>	: Asfalt kaplama ağırlığı
<b><math>g_{ba}</math></b>	: Bordür ağırlığı
<b><math>g_{di}</math></b>	: Dolgu ve yaya yükü
<b><math>g_{ky}</math></b>	: Korkuluk yükü
<b><math>g_{ky}</math></b>	: Prekast eleman ağırlığı
<b><math>H</math></b>	: Elastomer mesnet yüksekliği
<b><math>H_r</math></b>	: Kauçuk Toplam Kalınlığı
<b><math>h_r</math></b>	: Tek Bir Kauçuk Katman Kalınlığı
<b><math>h_s</math></b>	: Çelik Plaka Kalınlığı
<b><math>I</math></b>	: Bina önem katsayısı
<b><math>I_c</math></b>	: Kompozit kirişin tarafsız eksene göre atalet momenti
<b><math>K_H</math></b>	: Yatay rijitlik
<b><math>K_v</math></b>	: Düşey rijitlik
<b><math>K_\theta</math></b>	: Dönme rijitliği
<b><math>L</math></b>	: Öngerilmeli kirişin uzunluğu
<b><math>L</math></b>	: Kolon yüksekliği
<b><math>L_p</math></b>	: Plastik mafsalsal boyu
<b><math>M_{g1}</math></b>	: Kiriş zati ağırlığından oluşan moment
<b><math>M_{g2}</math></b>	: Tabliye ağırlığından oluşan moment
<b><math>M_{g3}</math></b>	: İlave yüklerden oluşan moment
<b><math>M_{cr}</math></b>	: Dış yükler altında kesitte çatlak oluşturan moment
<b><math>M_{cr}^*</math></b>	: Çatlama momenti
<b><math>M_d</math></b>	: Kesitte zati yükten meydana gelen moment
<b><math>M_H</math></b>	: Hareketli yükten oluşan moment
<b><math>M_{max}</math></b>	: Dış yüklerden dolayı kesitte oluşan katsayılarla arttırılmış moment
<b><math>M_n</math></b>	: Kesitin moment dayanımı
<b><math>M_u</math></b>	: Kesitteki katsayılarla arttırılmış (güç tükenmesi durumundaki) moment
<b><math>M_{x1}</math></b>	: X doğrultusunda deprem için birinci (hakim) moda ait etkin kütle
<b><math>n</math></b>	: Elastomer mesnet tabaka sayısı

<b>P</b>	: Aktif halat sayısına bağılı yük aktarmadan hemen sonraki öngerilme kuvveti
<b>P<sub>e</sub></b>	: Kirişte toplam halat sayısına göre başlangıç öngerilme kuvvetine ilave olarak toplam kayıp sonucu oluşan kuvvet
<b>P<sub>ef</sub></b>	: Gerilme kayıplarından sonra oluşan öngerilme kuvveti
<b>P<sub>i</sub></b>	: Kesitte toplam halat sayısına bağılı olarak ilk öngermeden dolayı oluşan kuvvet
<b>P<sub>0</sub></b>	: Bir halatın ilk öngerilme kuvvet kapasitesi
<b>P<sub>0,1</sub></b>	: Bir halatın ilk öngerilme kuvvetine ilave olarak toplam kayıp sonucu oluşan kuvvet
<b>R</b>	: Deprem yükü azaltma katsayısı
<b>R<sub>y1</sub></b>	: Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı
<b>RH</b>	: Yıllık ortalama bağılı nem oranı
<b>S</b>	: Öngerilmeli kirişler arası eksen mesafesi
<b>S<sub>ae1</sub></b>	: Birinci moda ait elastik spektral ivme
<b>S<sub>di1</sub></b>	: Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme
<b>S<sub>de1</sub></b>	: Doğrusal elastik (lineer) spektral yerdeğiştirme
<b>SH</b>	: Beton büzülmesinden kaynaklanan kayıp
<b>S(T)</b>	: Spektral ivme değeri
<b>T</b>	: Bina doğal titreşim periyodu [s]
<b>T<sub>1</sub></b>	: Birinci mod periyodu [s]
<b>T<sub>A</sub>, T<sub>B</sub></b>	: Spektrum karakteristik periyotları [s]
<b>U<sub>xN1</sub><sup>(i)</sup></b>	: Binanın tepesinde(N'inci katında) hakim moda ait deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
<b>V<sub>g1</sub></b>	: Kiriş zati ağırlığından oluşan kesme kuvveti değeri
<b>V<sub>g2</sub></b>	: Tabliye ağırlığından oluşan kesme kuvveti değeri
<b>V<sub>g3</sub></b>	: İlave yüklerden oluşan kesme kuvveti değeri
<b>V<sub>c</sub></b>	: Betonun kesme dayanımı
<b>V<sub>ci</sub></b>	: Diyagonal çatlakların moment ve kesme etkilerinin sonucunda oluşması durumunda betonun kesme kuvveti taşıma kapasitesi
<b>V<sub>cw</sub></b>	: Diyagonal çatlakların gövdedeki asal çekme gerilmelerini sonucunda oluşması durumunda betonun kesme kuvveti taşıma kapasitesi
<b>V<sub>d</sub></b>	: Zati yükten dolayı oluşan (G) kesme kuvveti
<b>V<sub>H</sub></b>	: Hareketli yükten dolayı oluşan (Q) kesme kuvveti değeri

$V_i$	: Zati yükler haricindeki yüklerden meydana gelen kesme kuvveti
$V_p$	: Öngerilme kuvvetinin düşey bileşeni
$V_s$	: Kayma donatısının kesme kuvveti taşıma kapasitesine katkısı
$V_u$	: Kesitteki katsayılarla artırılmış kesme kuvveti değeri
$V_{x1}^{(i)}$	: Hakim moda ait deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait taban kesme kuvveti
$y_{alt}$	: Prefabrike kiriş tarafsız ekseninden prefabrike kiriş alt kenarına olan mesafe
$y_{alt, halat}$	: Prefabrike kirişte yer alan halatların ağırlık merkezi
$y_{calt}$	: Kompozit kiriş tarafsız ekseninden prefabrike kiriş alt kenarına olan mesafe
$y_{cüst}$	: Kompozit kiriş tarafsız ekseninden prefabrike kiriş üst kenarına olan mesafe
$YK$	: Yük katsayısı
$y_{üst}$	: Prefabrike kiriş tarafsız ekseninden prefabrike kiriş üst kenarına olan mesafe
$W$	: Elastomer mesnet genişliği
$W_{alt}$	: Prefabrike kirişin alt kenarına göre mukavemet momenti
$W_{üst}$	: Prefabrike kirişin üst kenarına göre mukavemet momenti
$W_{calt}$	: Kompozit kirişin prefabrike kiriş alt kenarına göre mukavemet momenti
$W_{cüst}$	: Kompozit kirişin prefabrike kiriş üst kenarına göre mukavemet momenti
$Q_k$	: Eşdeğer şerit yüklemesinden kesme kuvveti hesabı için bir kirişe gelen tekil yük
$Q_m$	: Eşdeğer şerit yüklemesinden eğilme momenti hesabı için bir kirişe gelen tekil yük
$q_s$	: Eşdeğer şerit yüklemesinden bir kirişe gelen yayılı yük
$\alpha_T$	: Betonun ısı genleşme katsayısı
$\beta_1$	: Beton dayanım faktörü
$\delta_1$	: Depolamadan montaja kadar oluşacak ters sehim
$\delta_2$	: Uzun zaman diliminde oluşabilecek ters sehim
$\delta_s$	: Eşdeğer şerit ve kamyon yüklemesinden oluşabilecek ters sehim
$\Delta f_s$	: Sürtünme hariç toplam öngerilme kaybı
$\Delta T$	: Sıcaklık değişimi

$\Delta_s$	: Elastomer mesnette servis yükleri altında maksimum kayma şekildeğiştirmesi
$\epsilon_c$	: Betonun basınç birim şekildeğiştirmesi
$\epsilon_s$	: Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekildeğiştirmesi
$\epsilon_{su}$	: Donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirmesi
$\epsilon_{sy}$	: Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesi
$\gamma_c$	: Beton birim hacim ağırlığı
$\gamma^*$	: Öngerme çeliğinin tip faktörü
$\omega$	: Açısal frekans
$\omega_1^{(1)}$	: Başlangıctaki (i=1) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titresim moduna ait doğal açısal frekans
$\omega_B$	: İvme spektrumundaki karakteristik periyoda karşı gelen doğal açısal frekans
$\Phi$	: Dinamik etki katsayısı
$\Phi_{xN1}$	: Binanın tepesinde (N'inci katında) hakim moda ait deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekil genliğı
$\Phi_p$	: Plastik eğrilik istemi
$\Phi_t$	: Toplam eğrilik istemi
$\Phi_y$	: Akma eğrilik istemi
$\rho^*$	: Öngermedonatısı oranı
$\sigma_{alt}$	: Öngerilmeli prefabrike kirişin alt ucunda oluşan gerilme
$\sigma_L$	: Elastomer mesnette hareketli yüklerden oluşan ortalama basınç gerilmesi
$\sigma_s$	: Elastomer mesnette toplam yüklerden oluşan ortalama basınç gerilmesi
$\sigma_{üst}$	: Öngerilmeli prefabrike kirişin üst ucunda oluşan gerilme
$\Gamma_{x1}$	: Hakim moda ait modal katkı çarpanını
$\theta_p$	: Plastik dönme

## ÇİZELGE LİSTESİ

### Sayfa

Çizelge 2.1 : Kamyon yükü azaltma katsayıları .....	11
Çizelge 2.2 : Deprem yükü azaltma katsayıları. ....	15
Çizelge 2.3 : Yük kombinasyonları. ....	16
Çizelge 2.4 : Öngerilmeli prefabrike kiriş ve kompozit kiriş kesit bilgileri. ....	23
Çizelge 2.5 : Öngerilmeli prefabrike kiriş halat yerleşimi.....	24
Çizelge 2.6 : Zati yükler sonucunda kirişte oluşan moment ve kesme kuvvetleri... ..	25
Çizelge 2.7 : Kamyon yükünden dolayı kirişte meydana gelen moment ve kesme kuvveti değerleri.....	27
Çizelge 2.8 : Kompozit kiriş kesit özellikleri. ....	29
Çizelge 2.9 : Prefabrike kiriş kesit özellikleri.....	30
Çizelge 2.10 : Aktarma durumu gerilme kontrolü. ....	32
Çizelge 2.11 : Servis durumu gerilme kontrolü. ....	32
Çizelge 2.12 : Kirişte yer alan halat sayısı ve diğer özellikleri. ....	33
Çizelge 2.13 : Elastik kısılmadan dolayı oluşan öngerilme kayıpları. ....	35
Çizelge 2.14 : Sünmeden dolayı oluşan öngerilme kayıpları. ....	36
Çizelge 2.15 : Öngerme çeliğinin gevşemesinden dolayı oluşan öngerilme kayıpları.....	36
Çizelge 2.16 : Toplam öngerilme kayıpları. ....	37
Çizelge 2.17 : Sehim kontrolünde kullanılacak katsayılar. ....	41
Çizelge 2.18 : Orta ayağa etkiyen elverişsiz kesme kuvvetleri. ....	49
Çizelge 2.19 : Orta ayakta oluşan moment değerlerine karşı gelen normal kuvvetler.....	50
Çizelge 2.20 : Orta ayak modeline etkiyecek deprem kuvvetini belirleme. ....	50
Çizelge 2.21 : Kolonda meydana gelen elverişsiz kesit tesirleri ve azaltılmış değerler .....	52
Çizelge 2.22 : Temel donatı hesabı.....	57
Çizelge 3.1 : Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışlarının nedenleri .....	61
Çizelge 3.2 : Viyadüklerin deprem düzeyine bağlı performans hedefleri. ....	63
Çizelge 3.3 : Donatı çeliği malzeme özellikleri.....	65
Çizelge 3.4 : Viyadük kolon kesitleri için birim şekil değiştirme kapasiteleri. ....	79
Çizelge 4.1 : Orta ayak modelinin periyot ve kütle katılım oranları. ....	82
Çizelge 4.2 : Donatı çeliği dayanım ve uzama değerleri. ....	84
Çizelge 4.3 : Rijitlik azaltmasında sonar oluşan periyot ve kütle katılım oranları. .	86
Çizelge 4.4 : Boyuna(x) doğrultu itme eğrisi ve kapasite eğrisi verileri. ....	94
Çizelge 4.5 : Boyuna(y) doğrultu itme eğrisi ve kapasite eğrisi verileri. ....	95
Çizelge 4.6 : Spektrum eğrisi grafik bilgileri. ....	98
Çizelge 4.7 : Boyuna (x) doğrultuda kütle katılım çarpanı.....	100
Çizelge 4.8 : Boyuna (x) doğrultuda deprem istem sınırı belirleme verileri. ....	101
Çizelge 4.9 : Enine (y) doğrultuda kütle katılım çarpanı. ....	102
Çizelge 4.10 : Enine (y) doğrultuda deprem istem sınırı belirleme verileri. ....	103



## ŞEKİL LİSTESİ

### Sayfa

Şekil 2.1	: Viyadük plan. ....	3
Şekil 2.2	: Viyadük boy kesit. ....	4
Şekil 2.3	: Viyadüğün imalat durumunu gösteren genel görünüm. ....	4
Şekil 2.4	: P5-P6-P7 eksenlerinden geçen viyadüğün boy kesiti. ....	5
Şekil 2.5	: P6 eksenine ait en kesit. ....	6
Şekil 2.6	: P6 eksenindeki orta ayakların inşası sırasında çekilen bir görünüm. ....	7
Şekil 2.7	: Kamyon –Şerit Yükleri ....	10
Şekil 2.8	: Kamyon tekil yük dağılımı. ....	10
Şekil 2.9	: Kamyon şerit yük dağılımı. ....	11
Şekil 2.10	: Viyadüğe etkiyen rüzgar yüklemesi ....	13
Şekil 2.11	: Sahaya özel tasarım ivme spektrumu. ....	14
Şekil 2.12	: SAP2000 programında modellenen viyadük elemanları. ....	18
Şekil 2.13	: SAP2000 programında oluşturulan orta ayak modeli. ....	19
Şekil 2.14	: Öngerilmeli prefabrike kirişin planı. ....	21
Şekil 2.15	: Öngerilmeli prefabrike kiriş enkesiti (ölçüler cm). ....	21
Şekil 2.16	: Öngerilmeli kirişe etkiyen zati yükler. ....	25
Şekil 2.17	: Kamyon şerit yüklemesi altında meydana gelebilecek maksimum moment durumu. ....	27
Şekil 2.18	: Kamyon şerit yüklemesi altında meydana gelebilecek maksimum kesme durumu. ....	27
Şekil 2.19	: Elastomer mesnet kesiti. ....	44
Şekil 2.20	: SAP2000 programında oluşturulan viyadük genel modeli. ....	48
Şekil 2.21	: Viyadük X doğrultusu hakim mod, $T_x=0.932$ s. ....	48
Şekil 2.22	: Viyadük Y doğrultusu hakim mod, $T_y=0.835$ s. ....	48
Şekil 2.23	: P6 eksenine ait orta ayakların SAP2000 modeli. ....	49
Şekil 2.24	: XTRACT programında oluşturulan kolon kesiti. ....	51
Şekil 2.25	: $P_{maks}$ için kapasite eğrisi diyagramı. ....	52
Şekil 2.26	: $M_{2, maks}$ için kapasite eğrisi diyagramı. ....	53
Şekil 2.27	: $M_{3, maks}$ için kapasite eğrisi diyagramı. ....	53
Şekil 2.28	: XTRACT programında oluşturulan başlık kirişi kesiti. ....	54
Şekil 2.29	: Mesnet bölgesinde başlık kirişinin moment eğrilik diyagramı ....	55
Şekil 2.30	: Açıklık bölgesinde başlık kirişinin moment eğrilik diyagramı. ....	56
Şekil 2.31	: Temel imalatının genel görünümü. ....	58
Şekil 3.1	: Mander sargılı ve sargısız beton modeli ....	65
Şekil 3.2	: Donatı çeliğinin malzeme modeli ....	66
Şekil 3.3	: Sabit normal kuvvet altında betonarme kesitte oluşan moment-eğrilik diyagramı ....	68
Şekil 3.4	: Betonarme kesit karşılıklı etkileşim diyagramı. ....	69
Şekil 3.5	: Bir çubuk eleman kesitinde oluşan moment-eğrilik diyagramı. ....	70

Şekil 3.6	: Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler .....	71
Şekil 3.7	: Yığılı plastik davranış hipotezine göre plastik mafsallık boyu. ....	72
Şekil 3.8	: Başlangıç periyodunun karakteristik periyottan büyük olduğu durumda ivme spektrumu .....	75
Şekil 3.9	: Başlangıç periyodunun karakteristik periyottan küçük olduğu durumda ivme spektrumu .....	76
Şekil 3.10	: Statik itme analizi işlem adımları .....	78
Şekil 3.11	: Kesitlerde oluşabilecek toplam eğrilik isteminin elde edilmesi. ....	79
Şekil 4.1	: XTRACT kolon kesiti. ....	83
Şekil 4.2	: Sargılı ve sargısız beton özellikleri. ....	83
Şekil 4.3	: Donatı çeliği malzeme modeli. ....	84
Şekil 4.4	: Kesitte yapılan rijitlik azaltması. ....	85
Şekil 4.5	: Orta ayaklarda boyuna doğrultuda oluşan plastik mafsallar. ....	87
Şekil 4.6	: Orta ayaklarda enine doğrultuda oluşan plastik mafsallar. ....	88
Şekil 4.7	: Orta ayağın moment eğrilik diyagramı. ....	89
Şekil 4.8	: Moment eğriliğinin idealize edilerek SAP2000 programına tanıtılması. ..	89
Şekil 4.9	: Eksenel kuvvet moment ilişkisini temsil eden akma yüzeyleri .....	90
Şekil 4.10	: Düşey yüklerden oluşan yük kombinasyonu. ....	91
Şekil 4.11	: Boyuna(x) doğrultuda statik itme yük durumu. ....	92
Şekil 4.12	: Enine(y) doğrultuda statik itme yük durumu. ....	92
Şekil 4.13	: Başlangıç yerdeğiştirme hedefi. ....	93
Şekil 4.14	: Boyuna (x) doğrultusu itme eğrisi. ....	96
Şekil 4.15	: Enine (y) doğrultusu itme eğrisi. ....	96
Şekil 4.16	: Boyuna (x) doğrultu kapasite eğrisi. ....	97
Şekil 4.17	: Enine (y) doğrultu kapasite eğrisi. ....	97
Şekil 4.18	: 50 yılda aşılma olasılığı %10 deprem için spektrum eğrisi. ....	98
Şekil 4.19	: Dönüştürülmüş spektral ivme yerdeğiştirme diyagramı. ....	99
Şekil 4.20	: Boyuna doğrultuda etkin moda ait mod şekil genlik. ....	100
Şekil 4.21	: Boyuna (x) doğrultuda performans noktası. ....	102
Şekil 4.22	: Enine doğrultuda etkin moda ait mod şekil genlik. ....	103
Şekil 4.23	: Enine (y) doğrultuda performans noktası. ....	104
Şekil A.1	: Temel eğilme moment diyagramları (a) $M_{11, \max}$ moment diyagramı. (b) $M_{11, \min}$ moment diyagramı (c) $M_{22, \max}$ moment diyagramı (d) $M_{22, \min}$ moment diyagramı .....	113
Şekil B.1	: (a) Yüzer temel donatılandırılması. (b) Yüzer temel ve orta ayak. (c) P6 eksenli yüzer temel ve orta ayak donatılandırılması. (d) Viyadük genel kalıp ve donatı imalatı. (e) Viyadük genel görünümü. (f) P6 eksenli görünümü. (g,h,i) Öngerilmeli prefabrikte giriş imalatı .....	119
Şekil C.1	: (a) Temel donatı detayı. (b) Orta ayak boyuna ve enine donatı detayı. (c) P6 eksenindeki başlık girişin donatılandırılması. (d) Öngerilmeli prefabrikte girişin donatı detayı. (e) Filigran detayı. (f) P6 eksenli birleşim görünümü. ....	126



# İSTANBUL HAVALİMANINDAKİ BİR VİYADÜĞÜNÜN TASARIMI VE SİSMİK PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ

## ÖZET

Köprü ve viyadükler olası bir deprem anında ulaşımı sağlamaya devam ederek kullanım durumunda olması gerektiğinden yapı türleri arasında önemli bir yere sahiptir. Bu nedenle viyadüklerin tasarımı ve deprem performanslarının değerlendirilmesi mühendislik alanında önem arz etmektedir. Bu çalışma kapsamında nüfusunun çoğunluğu birinci derece deprem bölgesi olan İstanbul İlinde bulunan İstanbul Havalimanı inşaatı kapsamında inşa edilen terminal yapısı ve otoparklara giden yolcuların kullanacağı batı tarafında bulunan bir viyadük incelenmiştir.

Viyadüğün üç boyutlu taşıyıcı sitem modeli SAP2000 (Structural Analysis Program) yapısal analiz programında oluşturulmuştur. Bu model üzerinden AASHTO yönetmeliği baz alınarak dayanıma göre tasarım kapsamında analiz yapılmış olup viyadük elemanlarının kesit tahkikleri için ise XTRACT programı kullanılmıştır. Ayrıca, mevcut viyadük taşıyıcı sisteminin şekil değiştirmeye göre değerlendirme ve tasarımı kapsamında doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinden yer değiştirme kontrollü artımsal eşdeğer deprem yükü analizi (statik itme analizi) uygulanarak deprem performansları belirlenmiştir.

Toplamda beş bölümden oluşan bu yüksek lisans tez çalışmasının genel başlıkları hakkında aşağıda bilgi verilmiştir.

Tezin birinci bölümünde çalışma hakkında genel bilgi, tez çalışmasının konusu ve amacından bahsedilmiştir.

İkinci bölümde, incelenen viyadüğün genel özelliklerinden bahsedilmiş ve SAP2000 programında modellenen mevcut viyadüğün üst ve alt yapı kısmını oluşturan yapısal elemanlar incelenmiştir. Viyadük üzerine etkiyen deprem kuvvetleri sahaya özel olarak belirlenen tasarım ivme spektrumu kullanılarak enine ve boyuna doğrultuda etkilmiştir. Üst yapı elemanlarından olan öngerilmeli prefabrike kirişin yük analizi, öngerilme kayıpları, taşıma gücü kontrolü, gerilme analizi kesme ve sehim hesap kontrolleri yapılmıştır. Viyadüğün diğer taşıyıcı elemanları olan başlık kirişi, orta ayaklar ve temelin kesit ve mevcut donatı yeterliliği kontrolleri yapılmıştır.

Üçüncü bölümde, doğrusal elastik olmayan davranışa ilişkin kısa bilgi verilmiş olup, DLH Yönetmeliği'nde tanımlanan performans düzeyleri açıklanmıştır. Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinden yer değiştirme kontrollü artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi hakkında bilgi verilmiştir ve bu yöntemde izlenecek işlem adımları özetlenmiştir.

Dördüncü bölümde, mevcut viyadüğün bir ekseninde yer alan orta ayaklara artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanmıştır. Orta ayakların malzeme modeli ve moment eğrilik diyagramı için XTRACT programından faydalanılmıştır. Orta ayakların alt ve üst uçlarında plastik mafsallı dönmeleri elde edilmiştir. Viyadüğün yer aldığı bölgeye özel olarak hazırlanan rapordaki spektrum katsayısı değerleri

kullanılarak, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım depremi altında, plastik mafsal dönmelerine bağlı olarak orta ayak kesitlerinde meydana gelebilecek şekildeğişimler belirlenmiştir. DLH Yönetmeliği'nde verilen sınır değerlerle karşılaştırılarak performans durumu irdelenmiştir.

Sonuçların verildiği beşinci bölümde ise, yapılan tüm tasarım ve performans analiz sonuçları verilmiş, incelenen viyadüğün taşıyıcı sistem güvenliği ve deprem performansı değerlendirilmiştir.



# **ISTANBUL AIRPORT VIADUCT DESIGN AND SEISMIC PERFORMANCE ASSESMENT**

## **SUMMARY**

The earthquake performance of viaducts is quite important when we compared other types of structures because they should continue to give service in case of a possible earthquake. For this reason, the design of the viaducts and the evaluation of earthquake performances are important in the field of structural engineering. Within scope of this study is examine the design of viaduct. The viaduct is located where the west side connect the terminal building – and parking - building within the construction of Istanbul Airport in İstanbul.

The structural analysis program SAP2000 (Structural Analysis Program) was created viaduct's three-dimensional structural system model. Using the analysis results of the model, according to AASHTO regulation was accomplished the design of structural elements of the viaduct. The XTRACT program was used for the cross-section analyzes of the viaduct elements. Based on the regulation, in addition, the earthquake performance of the viaduct was determined by using pushover analysis

The general topics of the master's thesis, which consists of five chapters in total, given below.

In the first part of this thesis, general information about the study, the subject and target of the study are given.

In the second chapter, by the general characteristics of viaduct were mentioned and the structural elements that forms the upper and lower portion of the viaduct modeled by using SAP2000 program are given. Earthquake forces are influenced on viaduct in the transverse and longitudinal direction by taking into consider the site specific spectral acceleration values for the position Prestressed pre-fabricated girders which in the upper structure part is made load analysis, pre-stressing losses, stress analysis, bearing capacity, shear stress and deflection calculations. The other elements of the viaduct, such as pier cap, piers and foundation were checked cross-sections and required reinforcement area.

In the third part, it refers about nonlinear behavior and the performance levels defined in the DLH regulation. Information about the displacement controlled incremental “equivalent earthquake load method” (static pushover analysis) from nonlinear elastic calculation methods and procedure steps to be followed in this method are summarized.

In the fourth chapter, static pushover analysis is applied the pier located at the middle axis of the existing viaduct. The XTRACT program is used to material model and moment curvature diagram of the piers. Plastic hinges (plastic rotation) were obtained at the bottom end of the piers. Material deformation that can occur at the bottom end of the piers due to plastic rotations are determined under the earthquake effect with a probability of exceeding over 50 years is 10% (design earthquake) by using the

spectrum coefficient values site specific to the region where the viaduct is constructed. Sectional strain was determined and compared with those of the limit values given in the DLH regulation.

In the fifth chapter, with the numerical results obtained from the design and analysis are briefly given the structural safety and seismic performance of the viaduct considered is evaluated.



## 1. GİRİŞ

Viyadük, köprü gibi büyük sanat yapıları ulaştırma sektöründe önemli role sahiptir. Çünkü dünya genelinde son yıllarda artan depremlerin yaşanması ile deprem anında ulaşımın devam etmesi, kullanılabilir düzeyde az hasarların meydana gelmesi, ekonomik kayıpların minimum düzeyde kalması gerekmektedir. Bu nedenle deprem mühendisliği mühendislik yapıları başta olmak üzere köprü ve viyadük gibi büyük sanat yapılarının da depreme dayanıklı olacak şekilde projelendirmeyi amaçlamaktadır [29].

Geçmiş yıllarda gerçekleşen depremler, viyadük ve köprülerin hasara ve hatta çökmeye karşı hassas olduklarını defalarca göstermiştir. Geçtiğimiz birkaç on yıldaki deprem etkileri, otoyol köprü ve viyadüklerindeki ortak bileşenlerinden biri olan basitçe desteklenen köprülerin aktif fay boyunca inşa edildiğinde köprü açıklıklarının bozulmasını deneyimleme olasılığının yüksek olduğunu ortaya koymuştur. (Sakarya merkez köprü ve Arifiye üstgeçit köprüsü vb) [27].

Ayrıca betonarme köprü ve viyadüklerin en hassas kısmı olarak betonarme köprü ayakları (orta ayaklar) kabul edilmektedir. Bu nedenle sismik yüklere maruz kalan orta ayaklarda doğrusal olmayan dinamik davranış üzerine araştırma yapılması gerekmektedir [14, 21].

Birkaç yıl boyunca deprem etkisi altında analitik modelleri ile dinamik davranışlarının geliştirilip, viyadük orta ayakları üzerinde sismik hasarlarını ölçmek için çaba sarfedilmiştir. Bu nedenle yürürlükteki birçok şartname ve yönetmeliklerde amaçlanan, öncelikle deprem etkisine maruz kalabilecek yapılarda en az ekonomik zarar ve hasar ile depremi karşılamaktır.

Dünyada karayolu yapıları için kullanılan çeşitli yönetmeliklerin başlıcaları AASHTO (2002) Standart Specifications for Highway Bridges, yük ve dayanım faktörlerine göre tasarımı baz alan AASHTO-LRFD (2005)'dir [1, 2]. Ülkemizde Karayolları Genel Müdürlüğü karayolu yapıları için bu yönetmelikleri dikkate almakta olup ek olarak

Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliğini de kullanmaktadır.

Bu tez kapsamında İstanbul Havalimanında yer alan viyadüğün AASTO (2002) yönetmeliğine göre tasarımı ve bir ekseninden geçen orta ayak üzerinde DLH (Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava Meydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği) yönetmeliğinde verilen artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile yerdeğiştirme kontrollü statik itme analizi yapılarak deprem performansı incelenmiştir.

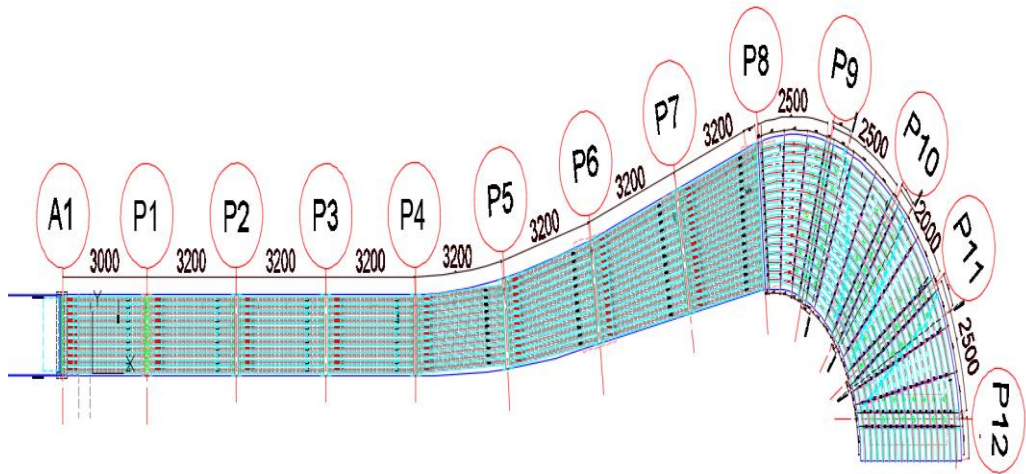


## 2. AASHTO STANDARTINA GÖRE ÖNGERİLMELİ VİYADÜK TASARIM VE ANALİZİ

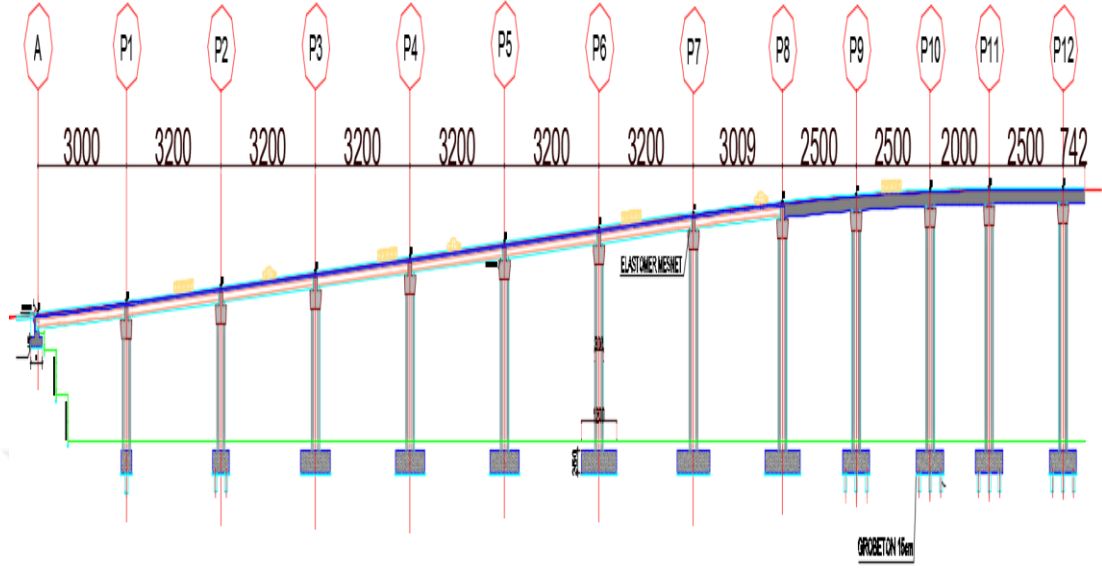
Bu çalışma İstanbul Havalimanı İnşaat'ının Terminal & Otopark giden yolcu batı tarafında bulunan viyadüğün AASHTO (2002) yönetmeliğine göre tasarım hesaplarını kapsamaktadır. Tasarımda yapısal analizler, üç boyutlu model analiz yapabilen SAP2000 programı kullanılarak yapılmıştır [1, 24].

### 2.1 Genel Viyadük Özellikleri

İstanbul Havalimanı İnşaat'ında yer alan viyadük, toplamda 12 normal açıklık ve 1 adet konsol açıklıktan oluşmaktadır. Viyadükte eksen arası açıklıklar 20 m, 25 m, 30 m ve 32 m olarak değişkenlik göstermektedir. Viyadük tabliyesi 125 cm yüksekliğinde öngerilmeli (önçekim) prefabrike kirişler ile 25 cm kalınlığındaki döşemeden oluşmaktadır. Tabliye genişliği 14.50 m ve 36.00 m arasında değişmekte olup, değişken genişlikteki şeritlerden ve 1.50 m genişliğindeki kenar ve orta bordürlerden oluşmaktadır. Ayrıca tabliye üzerinde 6 cm kalınlığına sahip asfalt kaplama tabakası yer almaktadır. Ancak bu tez kapsamındaki çalışmada 0+870.090 kilometrede yer alan 21.40 metre yüksekliğine sahip 2 kolon ayaklı P6 eksenine dikkate alınmıştır. Viyadüğün genel ve çalışmada kullanılan ilgili eksenin plan ve boy kesit görünüşü aşağıda verilmiştir (Şekil 2.1, Şekil 2.2, Şekil 2.4, Şekil 2.5). Şekil 2.3 ve Şekil 2.6'da ise viyadüğün imalat durumları ile ilgili görünüm gösterilmiştir.



Şekil 2.1 : Viyadük plan.

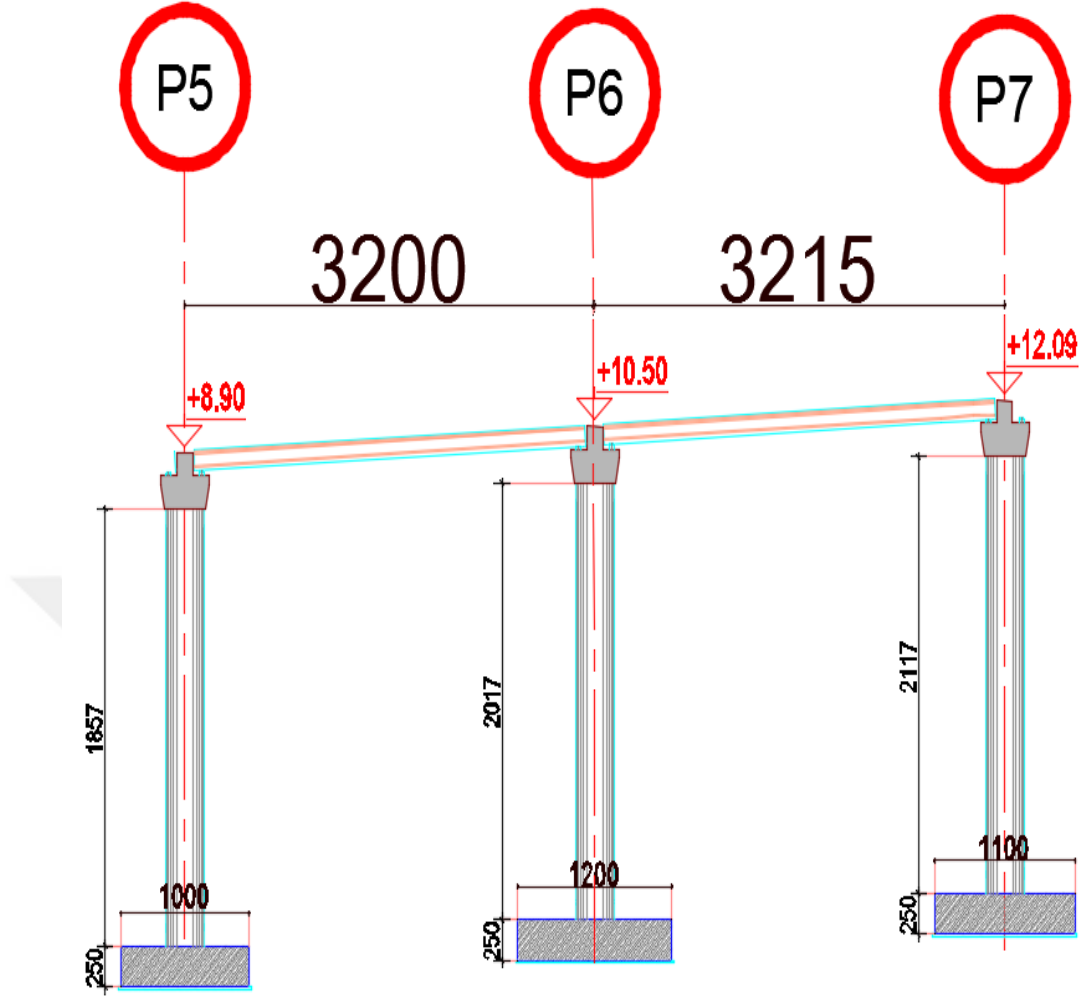


Şekil 2.2 : Viyadük boy kesit.



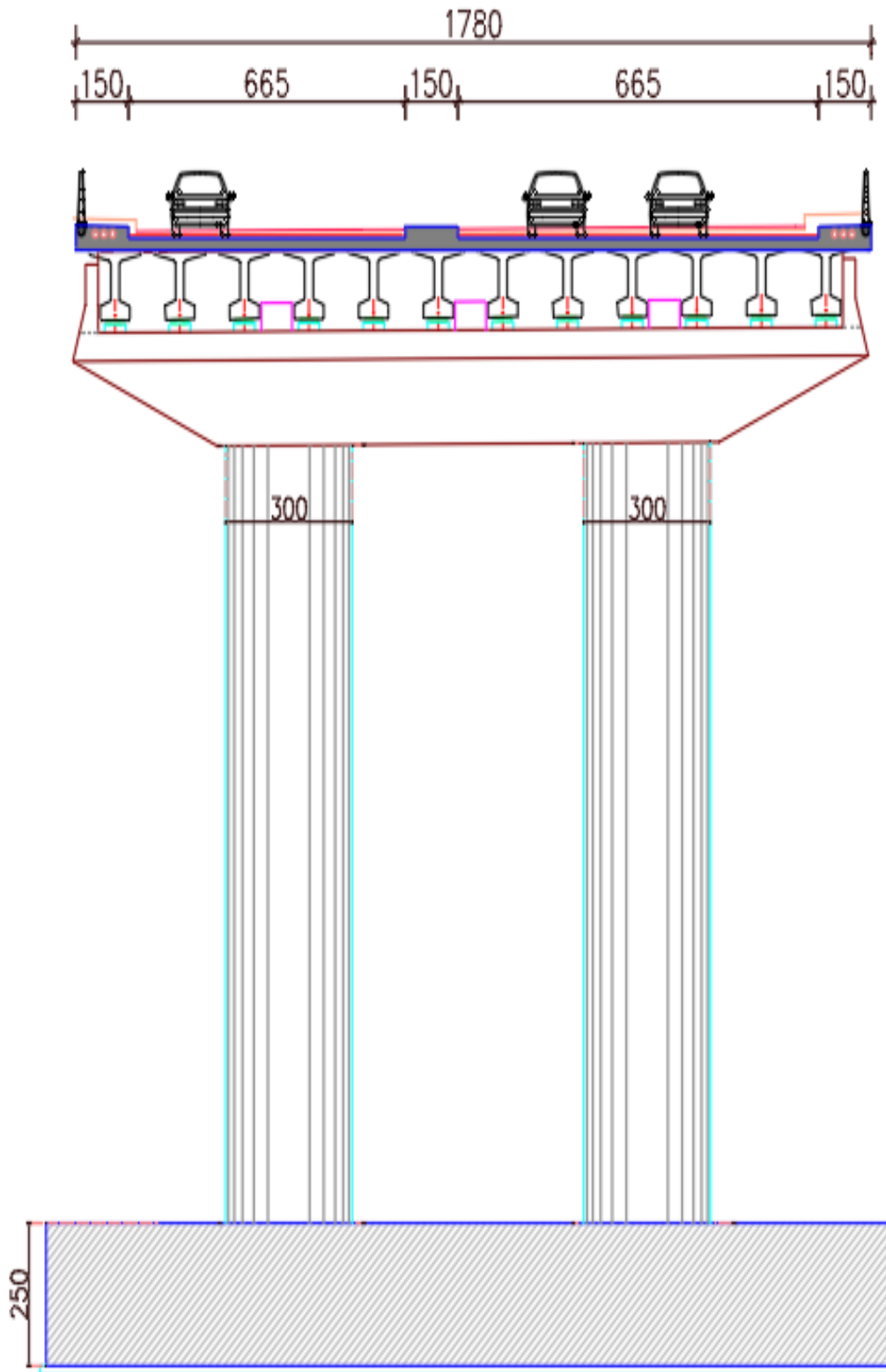
Şekil 2.3 : Viyadüğün imalat durumunu gösteren genel görünüm.





Şekil 2.4 : P5-P6-P7 eksenlerinden geçen viyadüğün boy kesiti.

I tipinde yan yana dizilimde olan öngerilmeli kirişlerin altyapıya bağlantısında başlık kirişleri üzerinde bulunan 250mm×400mm×63mm boyutlarında elastomer mesnetler kullanılmıştır. Viyadükte kullanılan kolonlar 2 adet ø300 cm dairesel kolonlardır. Viyadük orta ayakları, 2.50 m yüksekliğinde yüzeysel temel üzerine oturmaktadır. 5 ve 6 numaralı eksenler arası alınan kesit doğrultusunda aşağıdaki Şekil 2.5'te viyadük tabliye en kesiti görülmektedir.



Şekil 2.5 : P6 eksenine ait en kesit.



**Şekil 2.6** : P6 eksenindeki orta ayakların inşası sırasında çekilen bir görünüm

## 2.2 Tasarım Parametreleri

Bu bölümde yapıların yapımında kullanılacak olan malzeme özellikleri, pas payı mesafeleri, yük bilgileri ve yükleme kombinasyonları yer almaktadır.

### 2.2.1 Malzemeler

Beton

		<u>Elastisite Modülü</u>
Prefabrike Öngerilmeli Kirişler	C40 ( $f_{ck} = 40$ MPa)	34550 MPa,
Kolonlar	C30 ( $f_{ck} = 30$ MPa)	31800 MPa,
Döşeme	C30 ( $f_{ck} = 30$ MPa)	31800 MPa,
Başlık Kirişi	C30 ( $f_{ck} = 30$ MPa)	31800 MPa,

$f_{ck}$ , 15x30 cm silindir numunede %10 risk altında tanımlanan karakteristik beton basınç mukavemetidir.

Yukarıda belirtilen Elastisite modülü, AASHTO standardında yer alan denklem 2.1 ile hesaplanmıştır. Fakat denklem SI birim sistemine dönüştürüldüğünde denklem 2.2'deki gibi ifade edilmektedir.

$$E_c = 33x w^{3/2} x \sqrt{f_c'} \quad (2.1)$$

$$E_c = 0.043 x \gamma_c^{3/2} x \sqrt{f_c'} \quad (2.2)$$

Bu denklemde,  $\gamma_c$  beton birim hacim ağırlığını,  $f_c'$  ise beton basınç dayanımını belirtmektedir [2]. Denklemde kullanılan beton birim hacim ağırlığı aşağıdaki bölümlerde açıklanmıştır.

Betonarme Donatısı ve Ard Germe Halat

Bütün yapı bölümlerinde kullanılan betonarme donatısı aşağıda belirtilmiştir.

<u>Tip</u>	<u>Çekme Dayanımı</u>	<u>Akma Dayanımı</u>
S420	500 MPa	420 MPa

Öngerilmeli kirişlerde kullanılacak ad germe halat özellikleri ise aşağıdaki gibidir.

Öngerme halatı tipi : 0.6" düşük gevşemeli,

Halat kesit alanı : 150 mm<sup>2</sup>,  
Halat akma gerilmesi (fpu) : 1860 MPa,  
Ankraj noktasındaki gerilme : 0.75 fpu=1395 MPa,  
Halat emniyet gerilmesi : 0.90 fpu=1675 MPa,  
Minimum Beton Pas payı

Tabliye, kolon başlık kirişi gibi elemanlarda pas payı 50 mm, temelde 75 mm, deprem takozu ve prefabrike kirişlerde 25 mm olarak uygulanmıştır.

## 2.2.2 Yükler

### 2.2.2.1 Zati yükler

Aşağıda açıklanan birim hacim ağırlıkları ile yapı elemanlarının öz ağırlıkları elde edilmiştir.

Malzeme Birim Hacim Ağırlıkları

Betonarme : 25 kN/m<sup>3</sup>,

Asfalt : 23 kN/m<sup>3</sup>,

Oto korkuluk : 2×1.0 kN/m,

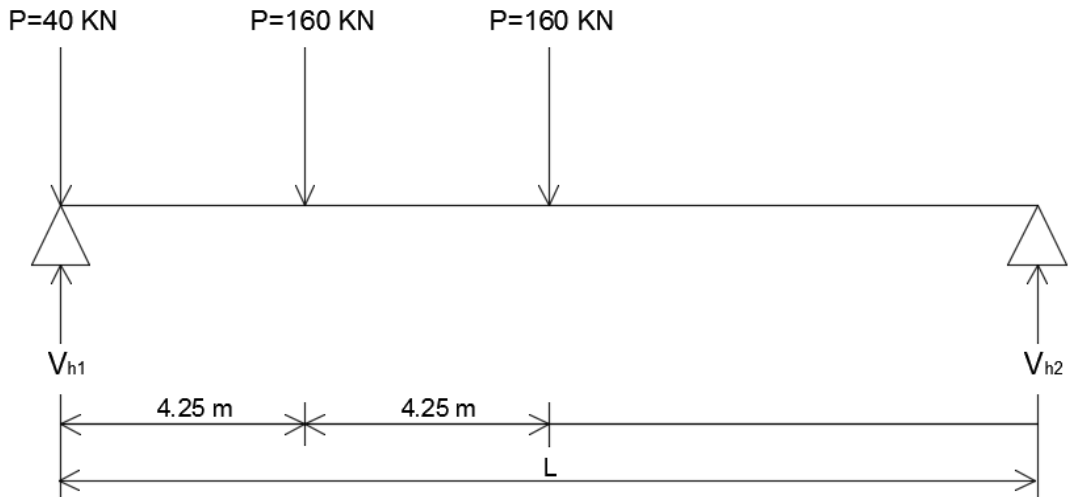
Yaya korkuluğu : 2×0.5 kN/m,

### 2.2.2.2 Hareketli yükler

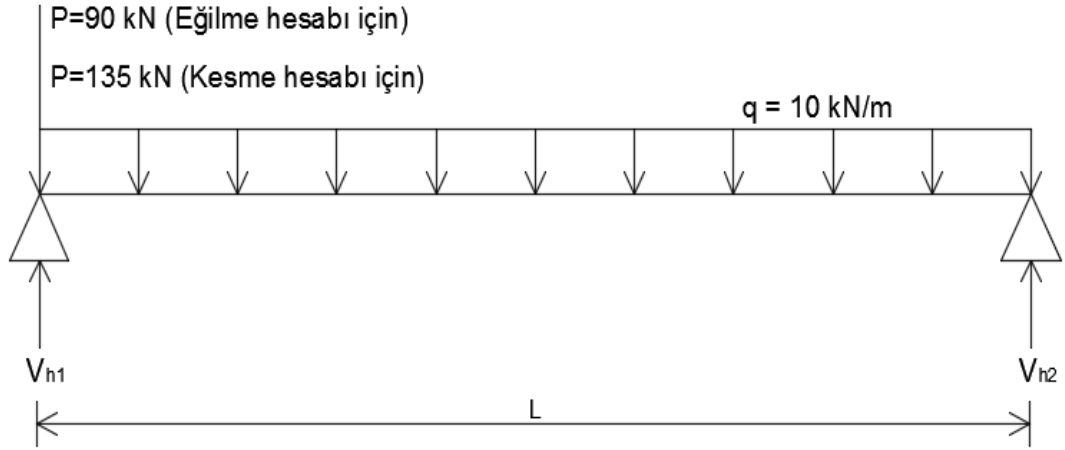
Kamyon yükü, şerit yükü, yaya yükü üst yapıya etki eden hareketli yük kapsamına girmektedir. Bu yüklerden kamyon ve şerit yükü değerleri “Karayolları Yol Köprüleri İçin Teknik Şartname” sinden referans alınmıştır. Hareketli yük olarak kamyon yükü SAP2000 yapısal analiz programının içerisine tanıtılmış olup, H20-S16 standart kamyon yükü ve şerit yükü kullanılmıştır. Kullanılan kamyon tipinin yükleme özeti Şekil 2.7’de gösterilmiştir.

STANDART KAMYON				
Şerit Yüğü				
Yük Sınıfı	H30-S24	H20-S16	AASHTO LRFD KAMYONU	
W Ağırlığı (kN)	300	200	Ön Aks (kN)	35
P (kN)	Eğilme	135	Orta Aks (kN)	145
	Kesme	195	Arka Aks (kN)	145
q (kN/m)	15	10	9,3	
s (cm)	75	50	60	

Şekil 2.7 : Kamyon –Şerit Yükleri [26].



Şekil 2.8 : Kamyon tekil yük dağılımı.



**Şekil 2.9** : Kamyon şerit yük dağılımı.

Yönetmelik gereği belirlenen kamyon yükleri, tüm şeritlerde aynı anda olma ihtimalinin mümkün olmaması nedeniyle şerit sayısına bağlı olarak azaltılmalıdır. (Çizelge 2.1).

**Çizelge 2.1** : Kamyon yükü azaltma katsayıları

Tasarım Şeridi Sayısı (TŞ)	Kamyon Yükü Azaltma Katsayısı
1 ya da 2	1
3	0.90
4 ve fazlası	0.75

Çalışmada yer alan viyadükte şerit sayısının 3 olmasından ötürü hesaplarda 0.90 azaltma katsayısı kullanılarak yükleme azaltılmıştır. Ayrıca hareketli yüklerden oluşan etkinin bir kısmı AASHTO da belirtilen dinamik katsayı oranında arttırılmalıdır ve bu oran %30 u geçmemelidir. Bu dinamik yük arttırma oranı hareketli yüklerden sadece kamyon yükü değeri için kullanılan bir katsayı olup yaya ve şerit yükü için geçerli değildir.

$$\Phi = 1 + \frac{15}{L+37} \leq 1.30 \quad (2.3)$$

(L: Yükleme yapılan uzunluk m cinsinden)

Viyadük genişliğinin değişken olmasından ötürü ortalama açıklık değeri olarak 30 m formülde kullanılmıştır.

$$\Phi = 1 + \frac{15}{30+37} = 1.22 \text{ dinamik etki elde edilir.}$$

### 2.2.2.3 Yaya yükü

Yaya yükü olarak viyadük uzunluğuna bağlı olarak 3.0 kN/m<sup>2</sup> alınmıştır.

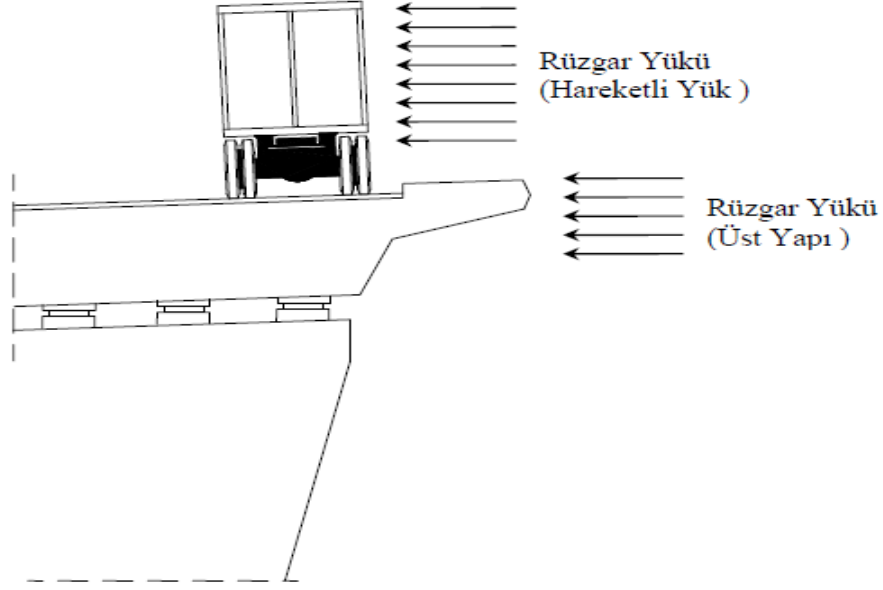
### 2.2.2.4 Fren yükü

Fren yükü, trafik yüküne maruz kalan tüm şeritler boyunca aynı doğrultuda hareketli yükün %5 i kadar yatay olarak etki ettirilir. Bu kuvvetin etki merkezinin zemin üzerinden 1.80 metre yükseklikte olacağı kabul edilir [1].

### 2.2.2.5 Rüzgar yükü

Rüzgar yükü, AASHTO 2002 yönetmeliği gereği üst yapının eksenine dik doğrultuda yatay olarak sabit bir şekilde etkitilmelidir. Üst yapıdaki rüzgar yükü viyadük üzerinin dolu (trafik olması) ya da boş (trafik olmaması) olma durumlarına göre değerlendirilir. Bu durumda viyadüğün boş olma ihtimaline bağlı olarak tabliyeye 2.50 kN/m<sup>2</sup> olarak rüzgar yükü etkitilmiştir. Yapının dolu olması durumunda hareketli yük üzerine etkileyen rüzgar yükü olarak ise aynı şekilde yönetmelik gereği üst yapıya etkileyen yükün %70 oranında azaltılmasıyla elde edilen 1.50 kN/m<sup>2</sup> yük etkitilmiştir. Ayrıca viyadük dolu iken hareketli yüke etkileyecek yükü yol üzerinden 1.80 metre yukarıdan etkitilmesi gerekmektedir (Şekil 2.10) [1].





Şekil 2.10 : Viyadüğe etkiyen rüzgar yüklemesi [16].

#### 2.2.2.6 Rötne sünme sıcaklık etkilerinden oluşan yük

Beton yapılar için sıcaklık değişimi  $-5^{\circ}$  ila  $+35^{\circ}$  kabul edilmiştir. Sıcaklık değişim etkileri mesnet ve genişleme derzlerinde oluşan deplasmanlarının hesabı için önemlidir. Yukarıda belirtilen sıcaklık değişimi kabulü ile sıcaklık etkisi hesap ve modele  $\Delta T = 40^{\circ}$  olarak yansıtılmıştır. Ayrıca rötne ve sünme için kısalma katsayısı 0.0002 alınmıştır [2].

Betonun Isı Genleşme Katsayısı:  $\alpha T = 1.08E-5 / ^{\circ}C$  (Soğuma / Isınma) [1]

Sıcaklık Değişimi;

$$\Delta L_s = \alpha T \times L \times \Delta T \quad (2.4)$$

Rötne + Sünme;

$$\Delta L_{R+S} = 0.0002 \times L \quad (m) \quad (2.5)$$

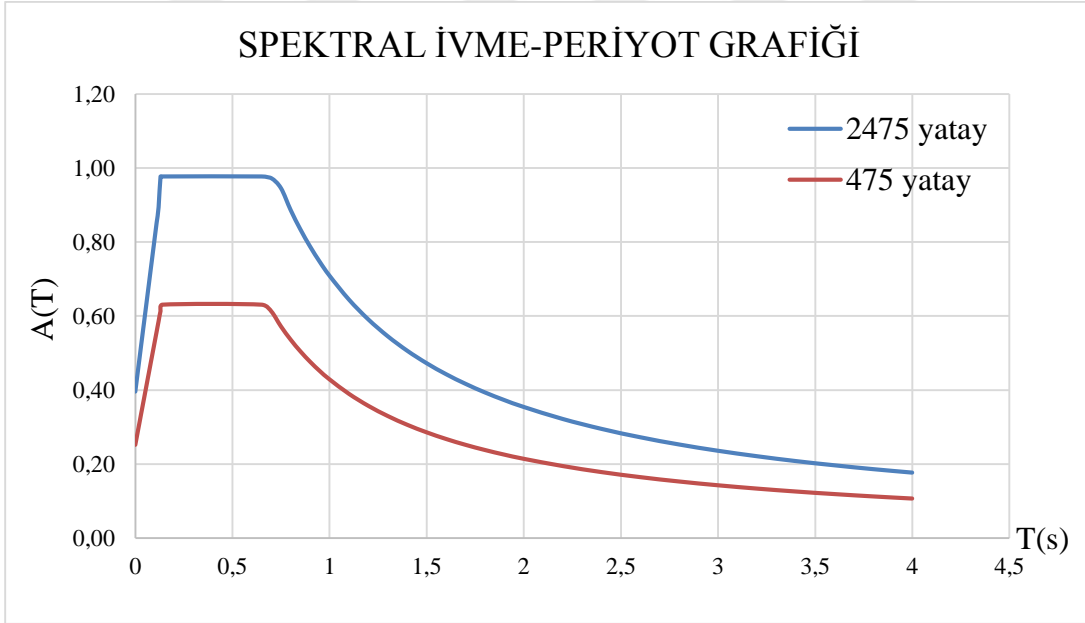
#### 2.2.2.7 Deprem yükü

Deprem yüklerinin belirlenmesi için 'Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007' de verilen aşağıdaki formül kullanılmıştır.

$$A(T) = A_0 \times I \times S(T) \quad (2.6)$$

Bu formülde  $S(T)$ ; spektral ivme değerini,  $A_0$ ; etkin yer ivme katsayısını,  $I$ ; bina önem katsayısını ifade etmektedir. Spektral ivme değeri İstanbul Havalimanı İnşaat'ının konumuna bağlı olarak viyadüğün yer aldığı bölgede yapılan zemin çalışmaları sonucu zemin türüne özel olarak elde edilmiştir. Ayrıca işlemlerde etkin yer ivme katsayısı bölgeye özel 0.27 alınmıştır. Zemin çalışmaları sonucu elde edilen veriler sonucu spektrum karakteristik periyotları  $T_A$  ve  $T_B$  sırasıyla 0.14 s ve 0.65 s bulunmuştur.

Yukarıdaki DBYBHY'deki denklem sonucu elde edilen spektral ivme-periyot grafiği 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve %10 olan depremler için ayrı ayrı Şekil 2.11'de sunulmuştur. 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depreme karşılık gelen tekrarlanma periyodu 2475 yıl olduğu ve bu değer çok seyrek deprem yer hareketini nitelendirir. 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depreme karşılık gelen tekrarlanma periyodu ise 475 yıl olduğu ve bu değer seyrek deprem yer hareketini nitelendirir.



Şekil 2.11 : Sahaya özel tasarım ivme spektrumu.

Bu çalışma kapsamında deprem yükü olarak 50 yıllık köprü ömrü içinde depremin bir kere gerçekleşme olasılığı %10 u geçmeyen 475 yıl dönüş periyotlu spektral ivme değerleri kullanılmıştır.

Taşıyıcı sistemi oluşturan yapı elemanlarından sünek davranışın sağlanamadığı yani elastik davranması öngörülen temel ve başlık kirişinde deprem yükü azaltma katsayısı  $R=1$  olarak alınmıştır. Sünek davranış sergilemesi beklenen orta ayak kolonlarında ise boyuna doğrultuda konsol davranış göstermesi nedeniyle deprem yükü azaltma katsayısı  $R=3$ , enine doğrultuda çerçeve davranış göstermesi nedeniyle deprem yükü

azaltma katsayısı  $R=5$  olarak hesaplarda dikkate alınmıştır. Bu kullanılan değerler AASHTO da öngörölmüş olup yapı elemanlarında kabul edilen deprem yükü azaltma katsayıları Çizelge 2.2’de verilmiştir.

**Çizelge 2.2 : Deprem yükü azaltma katsayıları.**

Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı, R		
Temel		1
Başlık Kirişi		1
Orta Ayak	Enine	5
	Boyuna	3

SAP2000 programında tasarlanan viyadüğe deprem yükleri altındaki doğrusal analiz çözümünde mod birleştirme yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntemde, deprem hesaplarında göz önüne alınacak etkin modların sayısının belirlenmesi için minimum %90 kütle katılım oranı öngörölmüştür. Dinamik hesap sonucu bulunan yatay yük değerinin, eşdeğer statik yük esasına göre bulunan değerin %90’ından az olmamasına dikkat edilmiştir.

### 2.3 Yüğü Kombinasyonları

AASHTO da belirtilen yüğü kombinasyonlarına uygun olarak tanımlanmış olan ve hesaplarda kullanılan yüğü kombinasyonları Çizelge 2.3’ de gösterilmiştir. Servis yükleme olarak tanımlanan 20 adet kombinasyonu oluşturan yüklerin katsayıları genellikle 1 kabul edilmiştir. Deprem yükü için etkin doğrultudaki katsayı bir alınıp diğđer doğrultuda yüğü değeri %30 oranında azaltılmıştır. Katsayılarla artırılmış yükleme olarak tanımlanan kombinasyonlarda ise dikkate alınan yükler ASSHTO da belirtilen yüğü katsayıları kullanılarak arttırılmıştır.

Çizelge 2.3 : Yük kombinasyonları.

Kombinasyon	Dead	Üst Yapı	LL	W	WL	EQ <sub>X1</sub>	EQ <sub>X2</sub>	EQ <sub>Y1</sub>	EQ <sub>Y2</sub>	Fren	RST
SERVİS YÜKLEME	1	1	1	1	-	-	-	-	-	-	-
	2	1	1	1	0.3	1	-	-	-	1	
	3	1	1	1	-	-	-	-	-	-	1
	4	1	1	1	0.3	1	-	-	-	1	1
	5	1	1	-	-	-	1	-	0.3	-	-
	6	1	1	-	-	-	1	-	-0.3	-	-
	7	1	1	-	-	-	-1	-	0.3	-	-
	8	1	1	-	-	-	-1	-	-0.3	-	-
	9	1	1	-	-	-	0.3	-	1	-	-
	10	1	1	-	-	-	0.3	-	-1	-	-
	11	1	1	-	-	-	-0.3	-	1	-	-
	12	1	1	-	-	-	-0.3	-	-1	-	-
	13	1	1	-	-	-	-	0.3	-	1	-
	14	1	1	-	-	-	-	-0.3	-	1	-
	15	1	1	-	-	-	-	0.3	-	-1	-
	16	1	1	-	-	-	-	-0.3	-	-1	-
	17	1	1	-	-	-	-	1	-	0.3	-
	18	1	1	-	-	-	-	-1	-	0.3	-
	19	1	1	-	-	-	-	1	-	-0.3	-
	20	1	1	-	-	-	-	-1	-	-0.3	-
KAATSAYILARLA ARTIRILMIŞ YÜKLEME	21	1.3	1.3	2.171	-	-	-	-	-	-	-
	22	1.3	1.3	1.3	0.39	1.3	-	-	-	1.3	-
	23	1.3	1.3	1.3	-	-	-	-	-	-	1.3
	24	1.25	1.25	1.25	0.375	1.25	-	-	-	-	1.25

## 2.4 Viyadüğün Modellenmesi

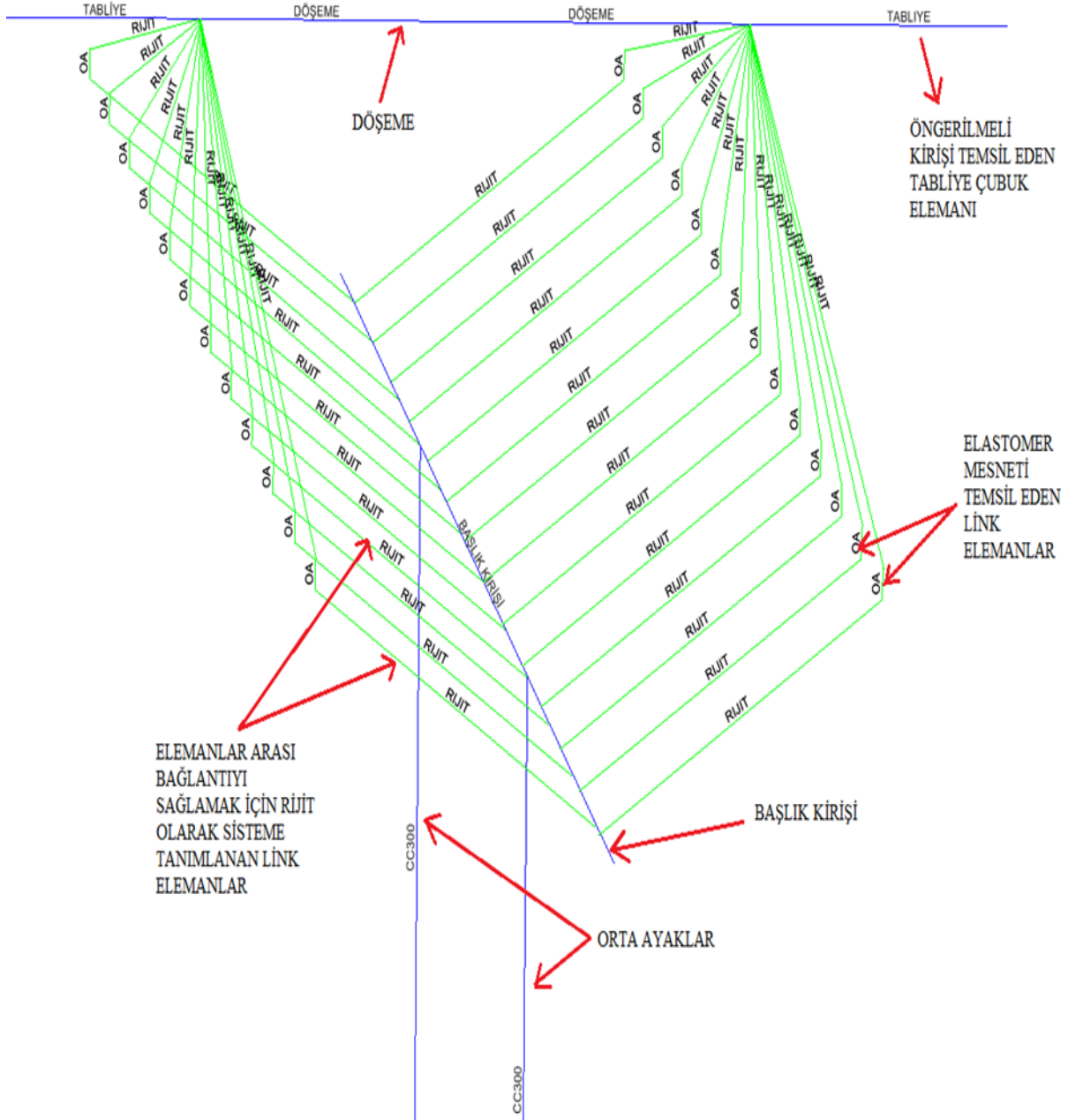
Yapısal model genel amaçlı bir yapısal analiz programı olan SAP2000 programında hazırlanmıştır. Kolon tasarımı ve donatılandırılması için genel viyadük modeli ve başlık kirişi ile temelin tasarımı için ise ayrı olarak orta ayak modeli oluşturulmuştur.

Viyadüğün modelinde taşıyıcı sistemi oluşturan üst yapı elemanları orta ayak, başlık kirişi ve tabliye üç boyutlu çubuk eleman olarak tanımlanmıştır. Bu modele temel elemanı dahil edilmemiş, temel yerine orta ayakların alt uçlarına ankastre mesnet atanmıştır. Tabliye üzerine dökülen döşeme modele 3 boyutlu tanımlanmamış olup döşeme boyutlarına bağlı olarak tanımlanan tabliyenin atalet momenti ve kesit alanı gibi özellikleri değiştirilerek dahil edilmiştir. Tabliye elemanı olan öngerilmeli kirişi başlık kirişine bağlayan elastomer mesnetler ise modelde link elemanlar kullanılarak tanımlanmıştır. Ayrıca elemanlar arasında bağlantı yüksek rijitliğe sahip link (yay) elemanlar ile sağlanmıştır. Bu elemanların herhangi yapısal işlevi olmayıp modelde farazi olarak sisteme dâhil edilmiştir. SAP2000 programında modellenen viyadüğün genel görünümü Şekil 2.12’de gösterilmiştir.

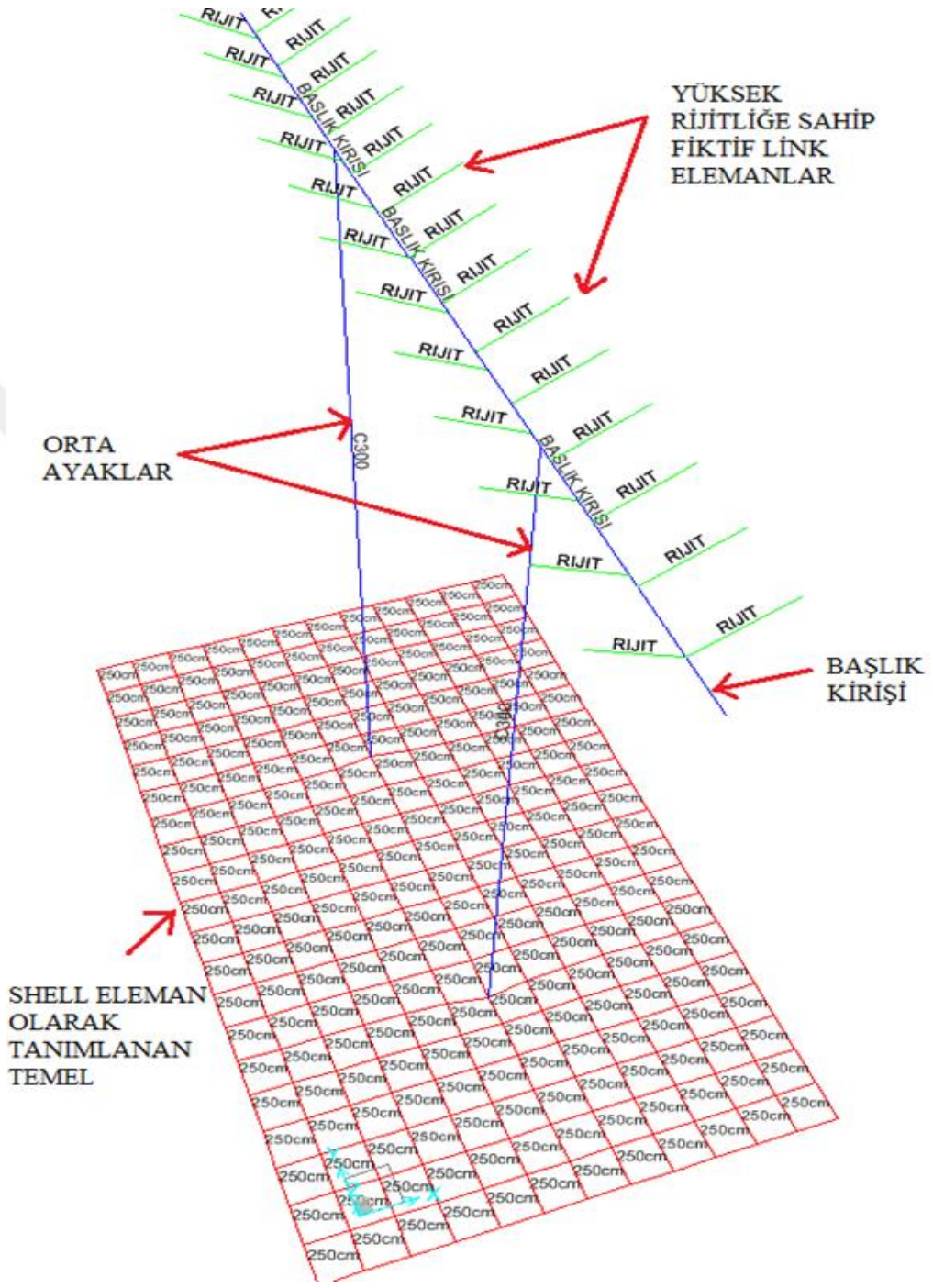
Link elemanlar 3 yerdeğiştirme ve 3 dönme olmak üzere 6 serbestlik dercesine sahiptir. Ayrıca deprem analizleri yapılırken deprem takozlarının üst yapı ile olan mesafelerinin deprem sırasındaki yanal hareketle üst yapının alt yapıya çarpmasını simüle etme görevine de sahiptir. Bu nedenle çarpmayı önlemek adına enine doğrultuda 5 cm, boyuna doğrultuda 10 cm yerdeğiştirmeyi sağlayacak eleman rijitlikleri modelde ayarlanmıştır.

Bölüm 2.2.2’de hareketli yük hariç bahsedilen yükler ayrı ayrı çubuk eleman olarak tanımlanan tabliye üzerine etkitilmiştir. Hareketli yük olan kamyon yükü ise SAP2000 programında hareketli yük modülü kullanılarak tanımlanmıştır.

Orta ayak modelinde ise, tabliye ve elastomer mesnetler hariç üst yapı elemanları viyadük modeliyle aynı şekilde çubuk eleman olarak modellenmiştir. Modelde temel, shell elemanı olarak iki doğrultuda tutulu ve bir doğrultuda dönmesini engelleyecek şekilde mesnetli tanımlanmıştır. Bu modelde yüklerin tümü yüksek rijitlikli fiktif link elemanların ucuna etkitilmiştir. SAP2000 programında modellenen orta ayak modeli görünümü Şekil 2.13’de gösterilmiştir.



Şekil 2.12 : SAP2000 programında modellenen viyadük elemanları.



Şekil 2.13 : SAP2000 programında oluşturulan orta ayak modeli.

## **2.5 Analiz Sonuçları**

### **2.5.1 Üst yapı hesabı**

Bu bölümde viyadüğün üst yapı kısmını oluşturan öngerilmeli prefabrike kiriş ve elastomer mesnet elemanlarının hesap ve boyutlandırılması incelenmiştir.

### **2.5.2 Öngerilmeli prefabrike kiriş hesabı**

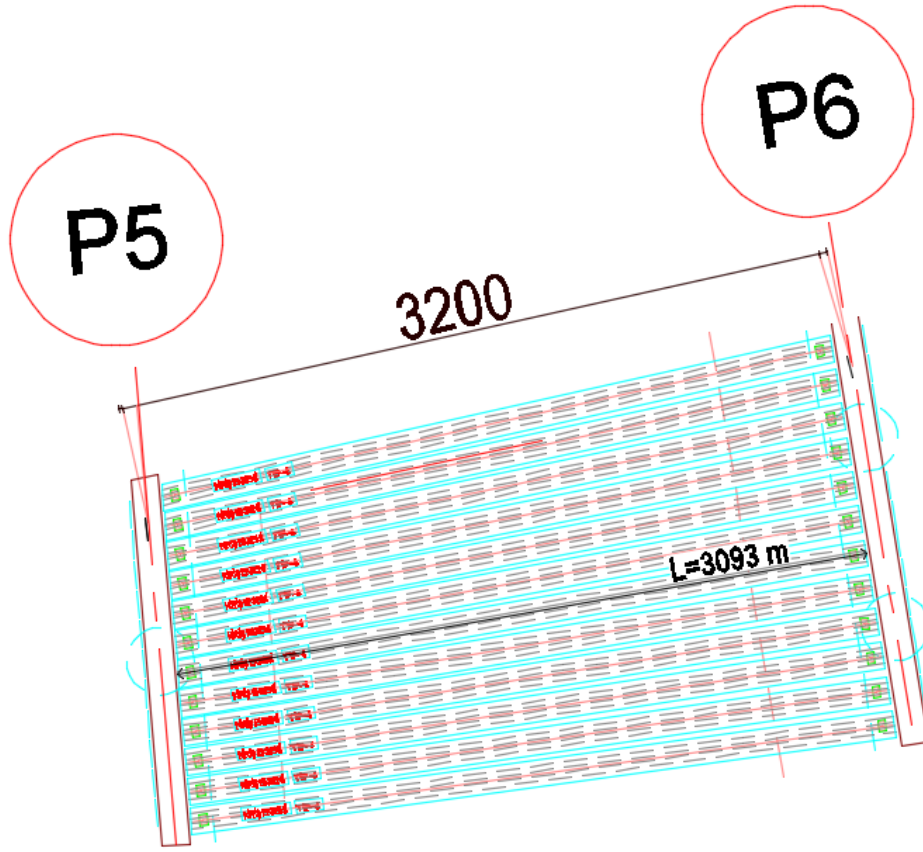
#### **2.5.2.1 Öngerilmeli prefabrike kiriş boyutları ve kesit özellikleri**

Betonarme yapılarda betonun çekme dayanımının düşük olmasında dolayı, büyük açıklıklı yapı elemanlarında oluşan çekme gerilmelerinin karşılanmaması probleminden dolayı ortaya çıkmış bir tekniktir. Büyük açıklıklara sahip betonarme yapılarda, ilgili açıklığı geçmek için kesit ve buna bağlı olarak zati yükü artırılarak yüksek narinlikli kiriş elde etmek yerine yüksek dayanımlı öngerme çeliği belirli bir kuvvetle çekilip oluşan basınç kuvvetinin betona aktarılması ile normalde kesitte oluşacak çekme gerilmesi önceden oluşturulan basınç gerilmesi ile dengelenmektedir.

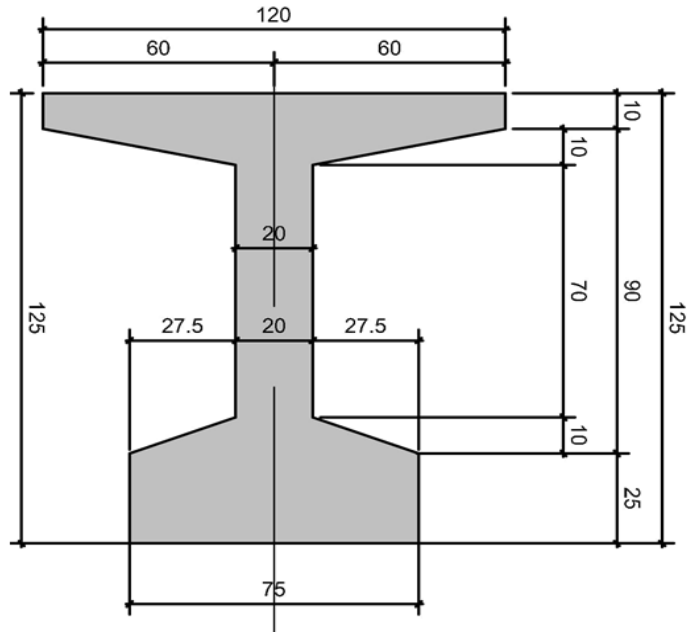
Öngerilme işleminde, öncelikle kirişlere ait kalıplar ön germe yatağı adı verilen belirli uzunluğa sahip bir mekanizmanın içerisine yerleştirilmektedir. Kalıplarda öngerme halatlarının geçebileceği delikler yer almaktadır. Yerine yerleştirilen öngerme halatlarına beton dökümü gerçekleşmeden ön görülen kuvvette çekme gerilmesi uygulanır ve iki uçtan sabit bir şekilde sistem kitlenir. Kalıba beton dökümü gerçekleştikten ve beton prizini aldıktan sonra öngerme halatları sabitlenen noktalardan kesilmektedir. Çekme gerilmesine maruz kalan halatlar eski haline dönmek isteyerek kendi içerisinde kısalmaya zorlanmaktadır. Bu şekildeğişimi etkisi betona aktarılarak betonu basınç gerilmesine maruz bırakmaktadır [15].

İstanbul Havalimanı viyadüğünde köprü açıklıklarının değişken olmasından kaynaklı incelenen P6 eksenindeki kesite denk gelen öngerilmeli kiriş ele alınmıştır. Öngerilmeli kirişinin üst yapı en kesit genişliği ortalama 17.70 m, öngerilmeli kiriş boyu 30.93 m, öngerilmeli kiriş mesnet açıklığı 29.83 m dir. Ele alınan öngerilmeli kirişin plan ve kesiti sırasıyla Şekil 2.14 ve Şekil 2.15' de gösterilmiştir.





Şekil 2.14 : Öngüçlümeli prefabrike kirişin planı.



Şekil 2.15 : Öngüçlümeli prefabrike kiriş enkesiti (ölçüler cm).

Öngerilmeli prefabrike kirişe ait en kesit geometrik özellikleri, hesapta kullanılan malzeme özellikleri ve beton emniyet gerilmeleri aşağıda verilmiştir.

#### Enkesit Geometrik Özellikler

Üst Yapı Enkesit Genişliği	: 17.79 m
Öngerilmeli Kiriş Boyu	: 30.93 m
Öngerilmeli Kiriş Mesnet Açıklığı	: 29.83 m
Kirişlerin Boyuna Doğrultu Konsol Boyları	: 0.55 m
Taşıt Yolu Genişliği	: 14.79 m
Üst Yapı En kesitinde Öngerilmeli Kiriş Adedi	: 12 adet
Kiriş Eksen Aralığı	: 1.42 m

#### Malzeme Özellikleri

Öngerilmeli Prefabrike Kiriş Beton Sınıfı ( $f_c'$ )	: C40
j<28 gün Öngerilmeli Prefabrike Kiriş	
Beton Sınıfı (Öngerme anında) ( $f_{ci}'$ )	: C30
Tabliye Beton Sınıfı	: C30
Kullanılan Halat Anma Çapı	: 0.60"
Kullanılan Halat En Kesit Alanı	: 1.40 cm <sup>2</sup>
Çelik-Beton Elastisite Modül Oranı	: 6
Yıllık Nem Oranı	: 50
Öngerilme Oranı (%)	: 75
Karakteristik Çelik Kopma Dayanımı	: 1862 N/mm <sup>2</sup>
İlk Öngerilme Kuvveti	: 195.51 kN
Elastomer Kesit Özellikleri	
(En x Boy x Yükseklik x Net Kalınlık)	: 250×400×63×45 mm
Elastomer Kayma Modülü	: 140.24 N/cm <sup>2</sup>
Hareketli Yük Sınıfı	: H20-S16

Şerit Sayısı : 3

### Beton Emniyet Gerilmeleri

Rötre ve sünmeden dolayı oluşan kayıplardan önce emniyet gerilmeleri;

Aktarma anındaki basınç gerilmesi :  $-0.6x f'_{ci} = -18 \text{ MPa}$

Öngerilme uygulaması hariç diğer bölgelerde

izin verilen çekme gerilmesi :  $0.623x \sqrt{f'_{ci}} = 3.41 \text{ MPa}$

Servis yükleri altında oluşan kayıplardan sonra emniyet gerilmeleri

Basınç gerilmesi :  $-0.4x f'_c = -16 \text{ MPa}$

Öngerilme uygulanan bölgedeki çekme gerilmesi :  $0.498x \sqrt{f'_c} = 3.15 \text{ MPa}$

Öngerilmeli kirişe ait kesit bilgileri ve kompozit kirişe dönüştürülmüş durumdaki kesit bilgileri aşağıdaki Çizelge 2.4'de gösterilmiştir.

**Çizelge 2.4 : Öngerilmeli prefabrike kiriş ve kompozit kiriş kesit bilgileri.**

	Prefabrike Kiriş	Tablalı Kompozit Kiriş
En Kesit Alanı (cm <sup>2</sup> )	5650	8724
Atalet Momenti (cm <sup>4</sup> )	11610173	22762537
Mukavemet Momenti W <sub>alt</sub> (cm <sup>3</sup> )	183714	254670
Mukavemet Momenti W <sub>üst</sub> (cm <sup>3</sup> )	187857	639049
Ağırlık Merkezi, y <sub>alt</sub> (cm)	63.197	89.381
Ağırlık Merkezi, y <sub>üst</sub> (cm)	61.803	35.619
Döşeme Kalınlığı (cm)	-	25.000
Etkili Tabla Genişliği (cm)	-	122.976

Öngerilmeli kirişe yerleştirilen halat adedi, mesafeleri, ağırlık merkezleri ve kesitlerdeki gerilme kuvvetleri aşağıdaki Çizelge 2.5'de verilmiştir. Öngerilme işleminde uygulanan gerilme kuvvetinden dolayı mesnet bölgesinde oluşabilecek tersinir momenti engellemek adına halatlarda kılıflama tekniği uygulanmaktadır. İlgili öngerilmeli kirişinde toplamda 14 adet halatın kılıflanması öngörülmüş olup, 16 adet aktif halat yer almaktadır. Öngerilmeli kirişe yerleştirilen halat ve kılıflama adetlerinin

yeterliliği taşıma kapasitesi, gerilme, kesme, öngerilme kayıpları, sehim bakımından aşağıdaki bölümlerde kontrol edilmiştir.

**Çizelge 2.5 : Öngerilmeli prefabrike kiriş halat yerleşimi.**

	Halat Alt Mesafesi	Kirişin X Mesafesindeki Kesitte Bulunan Halat Sayısı					
		H	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
3.Sıra Halatlar	0.18	4	6	6	8	8	10
2.Sıra Halatlar	0.12	6	6	6	8	8	10
1.Sıra Halatlar	0.06	6	8	8	8	8	10
Kesitteki Toplam Halat Sayısı		16	20	20	24	24	30
Halat Ağırlık Merkezi (m)		0.1125	0.114	0.114	0.12	0.12	0.12
Kesitlerdeki Gerilme Kuvvetleri (kN)		3128.16	3910.20	3910.20	4692.24	4692.24	5865.30

### 2.5.2.2 Öngerilmeli prefabrike kiriş yük analizi

#### Zati Yükler

Öngerilmeli prefabrike kirişe etkiyen zati yükler ve bu yüklerden dolayı kesitin 50ø, 0.1L, 0.2L, 0.3L, 0.4L ve 0.5L mesafelerinde meydana gelen moment ve kesme kuvveti tesirleri elde edilmiştir.

#### Prefabrike Kirişe Etkiyen Zati Yükler

$$\text{Kiriş Zati Ağırlığı} \quad (g_1) = 0.565 \times 25 = 14.13 \text{ kN/m/kiriş}$$

$$\text{Döşeme Ağırlığı} \quad (g_2) = 0.25 \times 1.42 \times 25 = 8.88 \text{ kN/m/kiriş}$$

#### Kompozit Kirişe Etkiyen Zati Yükler

$$\text{Asfalt Kaplama Ağırlığı} \quad (g_{aa}) = 14.79 \times 23 \times 0.06 / 12 = 1.70 \text{ kN/m/kiriş}$$

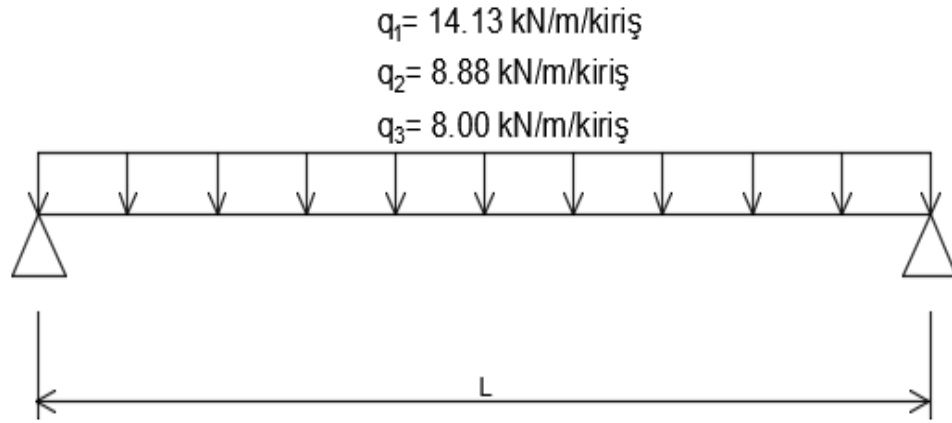
$$\text{Bordür Ağırlığı} \quad (g_{ba}) = 0.225 \times (1.5 + 1.5) \times 25 / 12 = 1.41 \text{ kN/m/kiriş}$$

$$\text{Korkuluk Yükü} \quad (g_{ky}) = 1 \times 2 / 12 = 0.167 \text{ kN/m/kiriş}$$

$$\text{Prekast Eleman Ağırlığı} \quad (g_{di}) = 2 \times 0.08 \times 0.8 \times 25 / 12 = 0.27 \text{ kN/m/kiriş}$$

$$\text{Dolgu+Yaya Yükü} \quad (g_{di}) = [(1.5 + 1.5) \times 3 + 2.5 \times 17.79] / 12 = 4.46 \text{ kN/m/kiriş}$$

$$\text{Toplam İlave Yükler} = 8.0 \text{ kN/m/kiriş}$$



**Şekil 2.16 :** Öngerilmeli kirişe etkiyen zati yükler.

**Çizelge 2.6 :** Zati yükler sonucunda kirişte oluşan moment ve kesme kuvvetleri.

Kiriş Mesnetinden Olan Mesafe (X;kN, m)	0	50Ø	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
	( 0.00 ) m	( 0.76 ) m	( 3.00 ) m	( 6.00 ) m	( 8.90 ) m	(11.90 ) m	(14.90 ) m
$M_{G1}$	0.00	156.09	565.80	1005.86	1320.19	1508.79	1571.66
$M_{G2}$	0.00	98.09	355.58	632.13	829.68	948.20	987.71
$M_{G3}$	0.00	88.37	320.34	569.49	747.46	854.24	889.83
$V_{G1}$	210.75	200.01	168.60	126.45	84.30	42.15	0.00
$V_{G2}$	132.45	125.70	105.96	79.47	52.98	26.49	0.00
$V_{G3}$	119.32	113.24	95.46	71.59	47.73	23.86	0.00

### Hareketli Yükler

Yaya yükleri aslında hareketli yük sınıfına dahil edilmesi gerekirken hesaplarda kolaylık sağlaması açısından zati yükler kısmında dikkate alınmıştır.

### H20-S16 Kamyon Yüğü

Araç yükü olarak önceki kısımlarda belirtildiği üzere H20-S16 kamyonu kabul edilmiştir. H20-S16 kamyon tipinin toplam ağırlığı 360 Kn olup, ön aksa gelen yük toplamda 40 Kn, orta ve arka aksalara gelen toplam yük ise 160 Kn olarak “Karayolları Yol Köprüleri İçin Teknik Şartname” sinden alınmıştır.

Kirişe etkiyecek hareketli yük hesaplanırken aracın titreşiminden kaynaklanacak etki AASHTO' da belirtilen dinamik etki katsayısı denklem 2.3 kullanılarak göz önüne alınmıştır.

$$\Phi = 1 + \frac{15}{L+37} \quad (\text{L: Yükleme yapılan uzunluk m cinsinden})$$

L = 29.83 m alınarak  $\Phi = 1.224$  olarak elde edilmiştir.

Elde edilecek hareketli yükün kirişe dağılımı ise, yük katsayısı (YK = S/D) oranı ile kirişlere dağıtılacaktır. Bu formülde yer alan S; kirişler arası eksen mesafesi olup, D ise AASHTO 'da bulunan önerilmeli betonarme kirişler için geçerli olan 5.5 değeri kabul edilerek işlem yapılmıştır.

$$S = 1.42 \text{ m} = 4.659 \text{ feet,}$$

$$D = 5.5$$

YK = 0.847 olarak hesaplanmıştır.

$$P_1 (P) = 80 \times 1.224 \times 0,847 = 82.94 \text{ kN,}$$

$$P_2 (P/4) = 20 \times 1.224 \times 0,847 = 20.73 \text{ kN}$$

#### Eşdeğer Şerit Yüğü

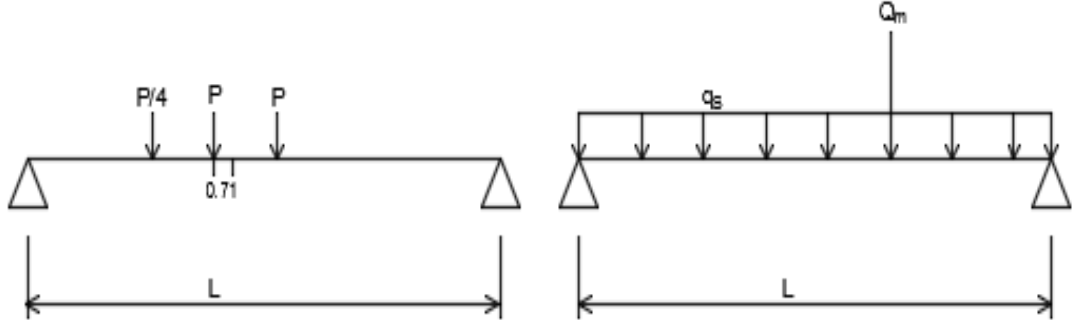
H20-S16 kamyon yükünün eşdeğer şerit yük dağılımı Şekil 2.15 ve Şekil 2.16'da gösterilmiştir. Bu yükler kullanılarak bir kirişe 3 metrelik eşdeğer şerit yüklemesinden gelebilecek yükler aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$Q_m = (90 \times 1.42 \times 1.224) / 3 = 52.14 \text{ kN (Moment hesabı için)}$$

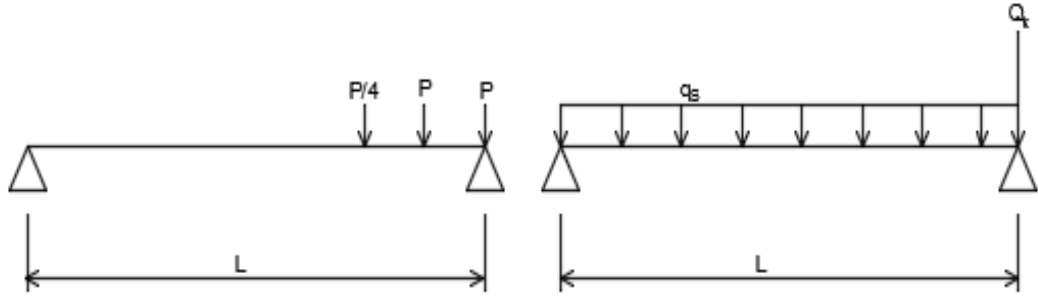
$$Q_k = (135 \times 1.42 \times 1.224) / 3 = 78.21 \text{ kN (Kesme hesabı için)}$$

$$q_s = (10 \times 1.42 \times 1.224) / 3 = 5.79 \text{ kN (Yayıllı yük için)}$$

Bir kiriş üzerine etkiyebilecek kamyon yükünün, eşdeğer şerit yüklemesinin yük dağılımı ve buna bağlı olarak elde edilecek moment ve kesme değerleri aşağıdaki Çizelge 2.7'de gösterilmiştir.



**Şekil 2.17 :** Kamyon şerit yüklemesi altında meydana gelebilecek maksimum moment durumu.



**Şekil 2.18 :** Kamyon şerit yüklemesi altında meydana gelebilecek maksimum kesme durumu.

**Çizelge 2.7 :** Kamyon yükünden dolayı kirişte meydana gelen moment ve kesme kuvveti değerleri.

Kiriş Mesnetinden Olan Uzaklık (X;m)		0	50Ø	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
		( 0.00 ) m	( 0.76 ) m	( 3.0 ) m	( 6.0 ) m	( 8.9 ) m	( 11.9 ) m	( 14.9 ) m
$M_H$ ; Kamyon	kNm	0.00	124.74	448.12	784.91	1010.37	1124.49	1171.40
$V_H$ ; Kamyon	kNm	168.89	164.13	150.23	131.56	112.90	94.24	75.58
$M_H$ ; Şerit	kNm	0.00	102.58	371.83	661.02	867.59	991.53	1032.85
$V_H$ ; Şerit	kNm	164.57	158.17	139.48	114.38	89.29	64.20	39.11
$M_H$ ; Max	kNm	0.00	124.74	448.12	784.91	1010.37	1124.49	1171.40

### 2.5.2.3 Öngerilmeli halat sayısının kontrolü

Öngerilmeli kirişlerde halat sayısı tespit edilirken öncelikle tahmini oluşabilecek bir kayıp oranı belirlenir. Bu çalışma kapsamında tahmini kayıp oranı %20 alınmıştır. Bir halatın ilk öngerilme kuvvet kapasitesinin 195.51 kN ( $P_0$ ) olduğu bilinmekte olup %20 tahmini kayıp ile oluşan öngerilme kuvveti ( $P_{0,1}$ ) 143.37 kN'a azalmaktadır.

Ayrıca kiriş alt kenarında kayıplardan sonra öngerilme kuvvetinden kaynaklanan beton gerilmesi hesaplanır. Başta halat sayısı ve yerleşimi bilinmemesi sebebi ile tahmini halat ağırlık merkezi belirlenir. Başlangıç olarak halat ağırlık merkezi 100 mm olarak tahmin edilmiştir. Halat merkezinin prefabrike kesit tarafsız eksenine mesafesi olan eksantrisite (e) değeri ise; 532 mm olarak hesaplanmıştır.

$$\frac{M_{g1}}{W_{alt}} + \frac{M_{g2}}{W_{alt}} + \frac{M_{g3}}{W_{calt}} + \frac{M_h}{W_{calt}} + f_i \leq 3,15 \text{ N/mm}^2, \quad (2.7)$$

$$f_i = -\frac{P_{ef}}{A} + \frac{P_{ef}xe}{W_{alt}} \quad (2.8)$$

Gerekli değerler yukarıda yer alan formüle yerleştirildiğinde; kayıplardan sonra oluşan öngerilme kuvveti ( $P_{ef}$ ) değeri 4044.4 olarak bulunmaktadır.

Öngerme halat sayısı,  $\frac{P_{ef}}{P_{0,1}} \approx 28$  adet halat sayısı bulunmuştur.

Çalışmada incelenen prefabrike kirişe yerleştirilen halat sayısını gösteren Çizelge 2.5’de belirtildiği üzere yerleştirilen 30 adet halat sayısı yeterlidir.

#### 2.5.2.4 Eğilme taşıma gücü kontrolü

Eğilme Taşıma Gücü Kontrolünde eğilme momentinin maksimum oluşacağı nokta olan kirişin açıklık ortasının incelenmesi tercih edilmiştir. Ayrıca eğilme taşıma gücü kontrolü AASHTO 9.17’ye göre tablalı kompozit ve prefabrike kiriş durumlarına göre yapılmıştır.

Tasarım eğilme dayanım değeri hesaplanırken gerilme bloğunun derinliği ile eşdeğer basınç bloğu yüksekliği (t) arasındaki ilişkiye göre AASHTO yönetmeliğinde formüller değişmektedir. Yani;

$(A_s * x f_{su}^*) / (0.85 x f_c' x b) < t$  ise öngerilmeli elemanı dikdörtgen kesit kabul edilip tasarım eğilme dayanımı formülü;

$$\Phi M_n = A_s^* x f_{su}^* x d x (1 - 0.60 x \rho^* x f_{su}^* / f_c') x \Phi \quad (2.9)$$

$(A_s x f_{su}^*) / (0.85 x f_c' x b) > t$  ise öngerilmeli elemanı tablalı kesit kabul edilip tasarım eğilme dayanımı formülü;



$$\Phi M_n = \left[ \frac{A_{sr} x f_{su}^* x d x \left( 1 - 0.60 x \left( A_{sr} x f_{su}^* \right) / \left( b' x d x f_c' \right) \right) +}{0.85 x f_c' x \left( b - b' \right) x t x \left( d - t / 2 \right)} \right] x \Phi \quad (2.10)$$

kullanılmaktadır.

$$A_{sr} = A_s^* - A_{sf} \quad (2.11)$$

$$A_{sf} = 0.85 x \left( b - b' \right) x f_c' x t / f_{su}^* \quad (2.12)$$

$$f_{su}^* = f_s' x \left[ 1 - \left( \gamma^* - \beta_1 \right) x \left( \rho^* x f_s' / f_c' \right) \right] \quad (2.13)$$

Yukarıdaki denklemlerde yer alan parametrelerden  $A_s^*$ ; öngerme çeliğinin alanını,  $f_{su}^*$ ; öngerme çeliğinde nihai durumda meydana gelen ortalama gerilmeyi,  $\rho^*$ ; kesitteki öngerme çeliği oranını,  $\gamma^*$ ; öngerme çeliğinin tip faktörünü,  $\beta_1$ ; beton dayanım çarpanını,  $A_{sf}$  ve  $A_{sr}$  sırasıyla flanşlı kesitte flanşa ve gövdeye yerleştirilen donatı alanını ifade etmektedir.

Tablalı kompozit kiriş için taşıma gücüne bakılacak olursa ilgili formüllerde kullanmak üzere gerekli veriler şöyledir; (Çizelge 2.8)

**Çizelge 2.8 : Kompozit kiriş kesit özellikleri.**

b (cm)	b' (cm)	t (cm)	$A_s^*$ (cm <sup>2</sup> )	$d_{\text{tabliye+kiriş}}$ (cm)	$h_{\text{kiriş}} + h_{\text{tabliye}}$ (cm)	$\gamma^*$	$\beta_1$	$\Phi$
122.98	20.00	41.25	42.00	138.00	150.00	0.28	0.76	1

Tüm bu veriler altında;

$$f_{su}^* = f_s' x \left[ 1 - \left( \gamma^* / \beta_1 \right) x \left( \rho^* x f_s' / f_c' \right) \right] = 1763 \text{ N/mm}^2$$

$\left( A_s^* x f_{su}^* \right) / \left( 0.85 x f_c' x b \right) = 17.91 \text{ cm} < 41.45 \text{ cm}$  olması sebebiyle dikdörtgen kesit için taşıma kapasitesi formülü kullanılmıştır.

$\Phi M_n = A_s^* x f_{su}^* x d x \left( 1 - 0.60 x \rho^* x f_{su}^* / f_c' \right) x \Phi = 9650.05 \text{ kNm}$  değerinde tasarım eğilme dayanımı elde edilmiştir.

Öngerilmeli prefabrike kirişe etkileyen tüm sabit ve hareketli yüklerin etkisi altında oluşan moment değeri ise;

$$M_u = 1.3 x \left( M_{G1} + M_{G2} + M_{G3} \right) + 2.2 x M_H = 7060.316 \text{ kNm}$$
 elde edilmiştir.

$\Phi M_n > M_u$  olması sebebiyle tablalı kompozit kiriş yeterlidir.

Prefabrike kiriş kesiti için kapasite kontrolünde gerekli veriler ise aşağıdaki gibidir (Çizelge 2.9).

**Çizelge 2.9 : Prefabrike kiriş kesit özellikleri.**

b (cm)	b' (cm)	t (cm)	$A_s^*$ (cm <sup>2</sup> )	$d_{\text{tabliye+kiriş}}$ (cm)	$h_{\text{kiriş}} + h_{\text{tabliye}}$ (cm)	$\gamma^*$	$\beta_1$	$\Phi$
120.00	20.00	15.83	42.00	113.00	125.00	0.28	0.76	1

Yukarıda hesaplandığı üzere  $f_{su}^*$  değeri prefabrike kiriş kesiti için de geçerlidir.

$$A_{sf} = 0.85 \times (b - b') \times f_c' \times t / f_{su}^* = 30.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr} = A_s^* - A_{sf} = 11.47 \text{ cm}^2$$

$(A_{sr} \times f_{su}^*) / (0.85 \times f_c' \times b')$  = 29.73 cm > 15.83 cm olması dolayısıyla tablalı kesitler için taşıma kapasitesi hesaplanmıştır.

$$\Phi M_n = \left[ \frac{A_{sr} \times f_{su}^* \times d \times \left(1 - 0.60 \times \frac{A_{sr} \times f_{su}^*}{b' \times d \times f_c'}\right) +}{0.85 \times f_c' \times (b - b') \times t \times (d - t/2)} \right] \times \Phi = 7634.89 \text{ kNm}$$

moment kapasitesi elde edilmiştir.

Prefabrike kiriş tablalı kompozit kesit olarak düşünülmediğinden dolayı üzerine etkiyebilecek yük kendi ağırlığı ve döşeme ağırlığı olacaktır. Bu nedenle  $M_u$  eğilme momenti değeri;

$$M_u = 1.3 * (M_{G1} + M_{G2}) = 3326.458 \text{ kNm dir.}$$

$\Phi M_n > M_u$  olması sebebiyle prefabrike kiriş kesiti yeterlidir.

### 2.5.2.5 Gerilme analizi

Öngörilmeli prefabrike kirişin gerilme kontrolü 2 durumda incelenmiştir. Aşağıda verilen bu durumlarla ilgili kesitlerde oluşan gerilme şartları sağlanmalıdır. Gerilme kesit aderans noktası(50Ø), 0.1L, 0.2L, 0.3L, 0.4L ve 0.5L mesafeleri için ayrı ayrı tahkik edilmiştir.

1. Durum (Aktarma); öngörilme uygulama aşamasıdır. Kiriş sadece kendi ağırlığı altında öngörilme kayıpları minimumdur.

$$\sigma_{alt} = -\frac{P_i}{A} - \frac{P_{ixe}}{W_{alt}} + \frac{M_{G1}}{W_{alt}} \geq -18 \text{ MPa} \quad (2.14)$$

$$\sigma_{üst} = -\frac{P_i}{A} + \frac{P_{ixe}}{W_{üst}} - \frac{M_{G1}}{W_{üst}} \leq 3.41 \text{ MPa} \quad (2.15)$$

2. Durum (Servis); hareketli yük dâhil tüm yükler kompozit kesite etkilmiş olup, öngerilme kayıpları maksimumdur.

$$\sigma_{alt} = -\frac{P_e}{A} - \frac{P_{exe}}{W_{alt}} + \frac{(M_{G1} + M_{G2})}{W_{alt}} + \frac{(M_{G3} + M_h)}{W_{calt}} \geq -16 \text{ MPa} \quad (2.16)$$

$$\sigma_{üst} = -\frac{P_e}{A} + \frac{P_{exe}}{W_{üst}} - \frac{(M_{G1} + M_{G2})}{W_{üst}} - \frac{(M_{G3} + M_h)}{W_{cüst}} \leq 3.15 \text{ MPa} \quad (2.17)$$

Öncelikle önceki kısımda 30 adet halat sayısının yeterli bulunması ile birlikte kılıflanmadan incelenen her nokta da 3 sıra olacak şekilde 10 ar adet halat yerleştirildiği varsayılmıştır. Her sıra arasında 60 mm olacak şekilde yerleşim sağlandığında, halat yerleşiminin ağırlık merkezi 120 mm bulunmuştur.

Buna bağlı olarak kablo merkezinin prefabrike kesit tarafsız eksenine mesafesi olan eksantrisite (e);

$$e = y_{alt} - d' = 631,97 - 120 \approx 512 \text{ mm hesaplanmıştır.}$$

Aktarma durumu kirişin uygulama anı olmasından dolayı kesitte sadece ilk öngerme kuvveti olacağından  $P_i$  değeri aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

$$P_i = 195.51 \times 30 = 5865.3 \text{ kN,}$$

Servis durumunda ise kirişte başlangıç öngerilme kuvvetine ilave olarak tahmini %20 toplam kaybın da gerçekleşebileceğinden  $P_e$  değeri;

$$P_e = 143.37 \times 30 = 4301.1 \text{ kN hesaplanmıştır.}$$

Gerekli değerler formüllerde yerine yazıldığında aşağıdaki Çizelge 2.10 ve Çizelge 2.11 elde edilmiştir.

**Çizelge 2.10 : Aktarma durumu gerilme kontrolü.**

x	50ø	0.1 L	0.2 L	0.3 L	0.4 L	0.5 L
$\sigma_{alt}$ ,(N/mm <sup>2</sup> )	-25.87	-23.65	-21.25	-19.54	-18.52	-18.00
$\sigma_{üst}$ ,(N/mm <sup>2</sup> )	4.77	2.59	0.25	-1.42	-2.43	-2.76
Kontrol	Kılıflama Yapılmalı	Kılıflama Yapılmalı	Kılıflama Yapılmalı	Kılıflama Yapılmalı	Kılıflama Yapılmalı	Kılıfa İhtiyaç Yok

**Çizelge 2.11 : Servis durumu gerilme kontrolü.**

x	50ø	0.1 L	0.2 L	0.3 L	0.4 L	0.5 L
$\sigma_{alt}$ , (N/mm <sup>2</sup> )	-17.34	-11.57	-5.37	-1.00	1.61	2.42
$\sigma_{üst}$ ,(N/mm <sup>2</sup> )	2.41	-2.00	-6.73	-10.08	-12.09	-12.73
Kontrol	Uygun Değil	Uygun	Uygun	Uygun	Uygun	Uygun

Öngerilmeli kirişlerde kullanılan halatlar kesitin betonun maruz kalabileceği çekme gerilmelerini önceden basınç gerilmesi ile karşılamak ve olası kesit çatlaklarını önlemek için kullanılmaktadır. Ancak bazı durumlarda kiriş zati ağırlığından dolayı meydana gelen minimum çekme gerilmesi olan üst noktalarda aşırı çekme gerilmesi ya da alt noktalarda aşırı basınç gerilmeleri meydana gelebilmektedir. Böylece kirişin özellikle üst kenar noktalarında ya da alt noktalarında sınır gerilme değerleri aşılabilmektedir (Çizelge 2.10 ve Çizelge 2.11) [6, 22].

İstenmeyen gerilme fazlalıklarını azaltmak için iki yöntem bulunmaktadır. Bunlardan ilki, halatları kirişin uçlarına doğru dereceli bir şekilde ayrılmasıdır. İkincisi ise plastik boru yardımıyla öngerme halatlarını etrafının sarılması ile beton ve halat arası aderansı önleyerek kılıflama yapılmasıdır. Bu tez kapsamında incelenen öngerilmeli kirişte kılıflama tekniği uygulanarak gerekli sayıda halatın beton ile aderansı azaltılmış olup halat ağırlık merkezinin kesitin tarafsız eksenine olan mesafesi artırılmıştır [6, 22].

Çizelge 2.10 ve Çizelge 2.11’de belirtildiği üzere halatlarda kesitin yarısına kadar kılıflamaya ihtiyaç duyulmuştur. Öngerilmeli prefabrike kirişin imalatta kılıflama yapılarak yerleştirilen 50Ø, 0.1L, 0.2L, 0.3L, 0.4L ve 0.5L mesafeleri için halat sayısını veren Çizelge 2.5 dikkate alındığında aşağıda verilen gerilme analizi Çizelge 2.12 elde edilmiştir. Çizelge 2.12’ye göre imalatta yerleştirilen halat sayısı gerilme bakımından yeterlidir.

**Çizelge 2.12 : Kirişte yer alan halat sayısı ve diğer özellikleri.**

	Halat Alt Mesafesi	Kirişin X mesafesindeki kesitte bulunan halat sayısı					
		50Ø	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L
1. sıra halat	6.00 cm	6	8	8	8	8	10
2. sıra halat	12.00 cm	6	6	6	8	8	10
3. sıra halat	18.00 cm	4	6	6	8	8	10
4. sıra halat	24.00 cm	0	0	0	0	0	0
5. sıra halat	30.00 cm	0	0	0	0	0	0
Kesitteki toplam halat sayısı		16	20	20	24	24	30
Halat ağırlık merkezi (cm)		11.25	11.40	11.40	12.00	12.00	12.00
Toplam öngerilme kuvveti (kN)		3128.16	3910.2	3910.2	4692.24	4692.24	5865.3
Gerilme kontrolü ( $\sigma_{alt}$ ), (N/mm <sup>2</sup> )		-13.53	-14.87	-12.47	-14.20	-13.17	-18.00
Gerilme kontrolü ( $\sigma_{üst}$ ), (N/mm <sup>2</sup> )		2.28	0.85	-1.49	-2.54	-3.55	-2.76

### 2.5.2.6 Öngerilme kayıpları

Hesaplarda öngerilme kayıpları AASHTO 9.16.2’ ye göre yapılmıştır.

$$\text{Toplam kayıp, } \Delta f_s = SH + ES + CR_c + CR_s \quad (2.18)$$

SH = Beton büzülmesinden kaynaklı kayıp (rötre kaybı),

ES = Elastik kısalmadan dolayı oluşan kayıp,

CR<sub>c</sub> = Betonun sünmesinden dolayı oluşan kayıp,

CR<sub>s</sub> = Öngerme çeliğinin gevşemesinden dolayı oluşan kayıp olarak ifade edilmektedir.

### Rötre Kayıpları

Betonun büzülmesinden kaynaklı oluşan kayıp denklem 2.19'da belirtilen formül ile hesaplanmaktadır.

$$SH = (117.21 - 1.034 \times RH) \text{ MPa} \quad (2.19)$$

Formülde bulunan RH ifadesi yıllık nem oranını temsil etmektedir ve bu oran %50 olarak kabul edilmiştir. Yıllık nem oranı formülde yerine yazılarak rötre kaybı 65.51 MPa bulunmaktadır.

$$\text{Kayıp oranı} = \frac{SH}{0.75 \times f_s'} = \frac{65.51}{0.75 \times 1862} = \% 4.69 \text{ elde edilmiştir.}$$

### Elastik Kısılma Kayıpları

Öngerilmeli elemanlarda AASHTO 9.16.2'e göre elastik kısılma aşağıda yer alan denklem 2.20 ile tanımlanmıştır. Ayrıca AASHTO 9.16.2.1.2'e göre aktarmadan hemen sonraki gerilme  $0.69f_s'$  olarak alınmıştır.

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

$E_s$  = Öngerme çeliğinin elastisite modülü,

$E_{ci}$  = Betonun elastisite modülü,

$f_{cir}$  = Aktarma anından hemen sonra kirişin zati yük ve öngerme kuvveti yüzünden öngerme çeliğinin ağırlık merkezinde oluşan beton gerilmesi

$f_s'$  = Karakteristik çelik kopma dayanımı

$$f_{cir} = \frac{P}{A} + \frac{Pxe^2}{I} - \frac{M_{G1}xe}{I} \quad (2.21)$$

P; aktif halat sayısına bağlı aktarmadan hemen sonraki gerilme öngerilme kuvvetini ( $0.69f_s'$  kabulü),

e; halat merkezinin prefabrike kesit tarafsız eksenine olan dış merkezlik değeri,

$M_{G1}$  = Kiriş zati ağırlığından oluşan moment değerini ifade etmektedir.

Elastik kısılma kayıpları  $50\emptyset$ ,  $0.1L$ ,  $0.2L$ ,  $0.3L$ ,  $0.4L$  ve  $0.5L$  mesafelere göre aşağıdaki Çizelge 2.13'de verilmiştir.

**Çizelge 2.13 :** Elastik kısalmadan dolayı oluşan öngerilme kayıpları.

x	Ak tif ka blo	M <sub>g1</sub> kNm	A cm <sup>2</sup>	I cm <sup>4</sup>	e cm	P kN	f <sub>cir</sub> N/mm <sup>2</sup>	ES N/mm <sup>2</sup>	Kayıp oranı %
50Ø	16	156.43	5650	11610173	51.95	2877.91	11.08	72.65	5.20
0.1 L	20	565.60	5650	11610173	51.95	2877.91	12.16	79.70	5.71
0.2 L	20	1005.51	5650	11610173	51.80	3597.38	10.19	66.83	4.79
0.3 L	24	1319.73	5650	11610173	51.20	4316.86	11.57	75.83	5.43
0.4 L	24	1508.26	5650	11610173	51.20	4316.86	10.74	70.38	5.04
0.5 L	30	1571.10	5650	11610173	51.20	5396.08	14.80	97.06	6.95

### Sünme Kayıpları

Öngerilmeli giriş elemanlarda betonda oluşan sünme kaybı AASHTO 9.16.2.1.3 maddesine göre aşağıda verilen denklem 2.22 ile hesaplanmıştır.

$$CR_c = 12f_{cir} - 7f_{cds} \quad (2.22)$$

$$f_{cds} = \frac{M_{G2}x(y_{alt} - y_{alt,halat})}{I} + \frac{M_{G3}x(y_{calt} - y_{alt,halat})}{I_c} \quad (2.23)$$

f<sub>cds</sub> = Öngerilme kuvveti uygulandığı andaki giriş zati ağırlığı hariç tüm zati yüklerden dolayı öngerme çeliğinin ağırlık merkezinde oluşan beton gerilmesi

Sünme kayıpları aşağıda yer alan Çizelge 2.14'de verilmiştir.

**Çizelge 2.14 :** Sünmeden dolayı oluşan öngerilme kayıpları.

x	Aktif kablo	I cm <sup>4</sup>	I <sub>c</sub> cm <sup>4</sup>	M <sub>g2</sub> kNm	M <sub>g3</sub> kNm	e cm	ec cm	f <sub>cds</sub> N/mm <sup>2</sup>	CRc N/mm <sup>2</sup>	Kayıp oranı %
50Ø	16	1.2E+07	2.3E+07	98.29	88.60	51.95	78.13	0.74	127.78	9.15
0.1 L	20	1.2E+07	2.3E+07	355.38	320.34	51.80	77.98	2.68	127.10	9.10
0.2 L	20	1.2E+07	2.3E+07	631.78	569.49	51.80	77.98	4.77	88.94	6.37
0.3 L	24	1.2E+07	2.3E+07	829.21	747.46	51.20	77.38	6.20	95.42	6.83
0.4 L	24	1.2E+07	2.3E+07	947.67	854.24	51.20	77.38	7.08	79.24	5.67
0.5 L	30	1.2E+07	2.3E+07	987.15	889.83	51.20	77.38	7.38	126.01	9.02

#### Çelik Halatta Gevşeme Kayıpları

Çelik gevşeme kayıpları ASSHTO 9.16 bölümüne göre belirlenip gerekli birim çevirilerinden sonra aşağıdaki denklem 2.24 elde edilmiştir.

$$CR_s = 34 - 0.1 x ES - 0.05( SH + CR_c) \quad (2.24)$$

CR<sub>s</sub>; çelik halatta gevşeme kayıpları aşağıdaki Çizelge 2.15’de verilmiştir.

**Çizelge 2.15 :** Öngerme çeliğinin gevşemesinden dolayı oluşan öngerilme kayıpları.

x	ES N/mm <sup>2</sup>	SH N/mm <sup>2</sup>	CRc N/mm <sup>2</sup>	CRc N/mm <sup>2</sup>	Kayıp oranı %
50Ø	72.65	65.51	127.78	17.54	1.26
0.1 L	60.65	65.51	92.20	20.52	1.21
0.2 L	66.83	65.51	88.94	20.06	1.44
0.3 L	75.83	65.51	95.42	18.84	1.35
0.4 L	70.38	65.51	79.24	20.19	1.45
0.5 L	97.06	65.51	126.01	15.19	1.09

#### Öngerilme Kayıpları Toplamı

Toplam öngerilme kayıpları yüzde cinsinden Çizelge 2.16’da verilmiştir.



**Çizelge 2.16 :** Toplam öngerilme kayıpları.

x	Rötre Kaybı %	Elastik Kısılma %	Sünme Kaybı %	Çelikte Gevşeme Kaybı %	Kayıp Oranı %
50Ø	4.69	5.20	9.15	1.26	20.30
0.1 L	4.69	5.71	9.10	1.21	20.71
0.2 L	4.69	4.79	6.37	1.44	17.28
0.3 L	4.69	5.43	6.83	1.35	18.30
0.4 L	4.69	5.04	5.67	1.45	16.85
0.5 L	4.69	6.95	9.02	1.09	21.75

Maksimum toplam öngerilme kaybı, öngerme halat sayısı kontrolü bölümünde yapılan tahmini kayıptan +/- 1 yakın değer çıkmakta ise kayıp miktarlarının uygun olduğu söylenebilmektedir.

#### 2.5.2.7 Kesme hesabı kontrolü

Öngerilme kirişinin kesme hesaplarında AASHTO 9.20 bölümü dikkate alınmıştır ve tüm işlemler kirişin mesnet yüzünden 50 Ø yani; 0.76 m uzaklığına göre yapılmıştır.

Kesme Dayanımı yönetmeliğe göre;

$$V_{ci} = 0.0498 x \sqrt{f'_c} x b' x d + V_d + (V_i x M_{cr}) / M_{max} \quad (2.25)$$

ya da

$$V_{cw} = (0.290 x \sqrt{f'_c} + 0.3 x f_{pc}) b' x d + V_p \quad (2.26)$$

denklemleri ile hesaplanmış olup, bu iki değerden küçük olanı kesme dayanımı olarak kabul edilmiştir. Ayrıca hesaplanan kesme dayanımı değeri  $0.1412 x \sqrt{f'_c} x b' x d$  değerinden fazla olmamalıdır.

Yukarıda belirtilen kesme dayanımı formülündeki  $V_d$ ; zati yükten dolayı oluşan kesme kuvveti,  $V_i$ ; zati yükler haricindeki yüklerden meydana gelen kesme kuvveti,  $V_u$ ; katsayılarla artırılmış kesme kuvveti değerleri aşağıda belirtilmiştir.

$$V_d = 438.95 \text{ kN,}$$

$$V_u = 1.3(V_{G1} + V_{G2} + V_{G3}) + 2.2 (V_H) = 931.72 \text{ kN,}$$

$V_i = V_u - V_d = 492.78 \text{ kN}$  olarak elde edilmiştir.

$M_d$ ; kesitte zati yükten meydana gelen moment,  $M_u$ ; kesitteki katsayılarla artırılmış moment,  $M_{max}$ ; Dış yüklerden dolayı kesitte oluşan katsayılarla artırılmış moment değerleri aşağıda belirtilmiştir.

$M_d = 342.56 \text{ kNm}$ ,

$M_u = 1.3(M_{G1} + M_{G2} + M_{G3}) + 2.2(M_H) = 719.76 \text{ kNm}$ ,

$M_{max} = M_u - M_d = 377.2 \text{ kNm}$  olarak elde edilmiştir.

Kesme dayanımı formülünde yer alan başka bir değer olan  $M_{cr}$  değeri (dış yükler altında kesitte eğilme çatlağına neden olan moment) ise AASHTO 9.20.2 bölümünde bulunan aşağıdaki denklem 2.27'e göre elde edilmiştir.

$$M_{cr} = \left( 0.498 \times \sqrt{f_c'} + f_e - f_d \right) \times W_{calt} \quad (2.27)$$

$f_e$ ; dış yüklerin neden olduğu çekme gerilmesinin oluşan prefabrike kesitte izin verilen tüm öngeme kayıplarından sonra sadece efektif öngerilme kuvvetinden dolayı meydana gelen incelenen kesitteki aktif halat sayısına göre gerilme değeri,

$$f_e = P_e / A + (P_e \times e) / W_{alt} = 10.55 \text{ N/mm}^2$$

$f_d$ ; dış yüklerin neden olduğu çekme gerilmesinin olduğu prefabrike kesitte zati yükten dolayı meydana gelen katsayılarla artırılmamış gerilme değeri,

$$f_d = (M_{G1} + M_{G2}) / W_{alt} + M_{G3} / W_{calt} = 1.73 \text{ N/mm}^2$$

Sonuc olarak  $M_{cr}$  değeri 2989.7 kNm elde edilmiştir.

$f_{pc}$ ; kompozit kesitte tüm kayıplar sonrası öngerilmeden dolayı meydana gelen basınç gerilmesi,

$$f_{pc} = P_e / A - (P_e \times e \times (y_{calt} - y_{alt})) / I + ((M_{G1} + M_{G2}) \times (y_{calt} - y_{alt})) / I = 0.631 \text{ N/mm}^2$$

Tüm bu değerler formülde yerine yerleştirildiğinde kesme dayanımı  $V_{ci} = 4505,6 \text{ kN}$  olarak elde edilir ve bu değer maksimum  $0.1412 \times \sqrt{f_c'} \times b' \times d = 246.5 \text{ kN}$  değerini aşmayarak yönetmelik şartını sağlamış olmaktadır. Diğer kesme kuvveti dayanımı

değeri ise  $V_{cw} = 558.5$  kN olarak bulunur.  $V_{cw}$  formülünde yer alan  $V_p$  değeri öngerme halatlarının düz yerleştirilmesinden ve bu nedenle düşey bileşen oluşmamasından ötürü sıfır kabul edilmiştir.

$V_{ci}$  ve  $V_{cw}$  değerlerinden küçük olan yani,  $558.5$  kN kesme dayanımı olarak kabul edilmiştir.

Kesitte etriye kontrolü ise ASSHTO yönetmeliğinin 9.20.3 ve 9.20.4 bölümüne göre kontrol edilmiştir.

Yönetmelik gereği  $V_u \leq \Phi V_c = \min (V_{ci}; V_{cw})$  şartı sağlanırsa etriye hesabına gerek duyulmamaktadır.  $\Phi$  dayanım azaltma katsayısı yönetmelikte kesme hesapları için  $0.85$  olarak belirlenmiştir. Buna göre ele alınan öngerilme kirişinde  $V_u = 931.72$  kN değeri  $0.85 \times 558.5 = 474.73$  kN değerinden büyük olmasından ötürü etriye hesabı yapılması gerekmektedir.

İncelenen öngerilmeli kirişte bulunan etriye çift kollu  $\emptyset 12/15$  dir. AASHTO 9.20.3'e göre etriyenin taşıdığı kesme dayanımı;

$$V_s = A_v \times f_{sy} \times d / s = 874.02 \text{ kN ve}$$

$V_c + V_s = 558.5 + 874.02 = 1432.52$  kN değeri toplam kesme kuvveti olarak elde edilmiştir.

Yönetmeliğin aynı bölümüne göre minimum etriye alanı  $A_v = 0.345 \times b' \times s / f_{sy}$  olmalıdır. Bu formüle göre olması gereken minimum etriye alanı  $0.246 \text{ cm}^2$  dir. Kullanılan çift kollu etriye alanı ise  $2.262 \text{ cm}^2$  dir.

Bu nedenle kullanılan etriye ile toplam kesme kuvveti katsayılarla artırılmış kesme kuvveti değerinden ( $V_u$ ) fazla ve minimum etriye alanından büyük olması ile şartlar sağlanmış olup donatı yeterlidir.

### 2.5.2.8 Öngerilmeli çelik düktil davranış kontrolü

AASHTO 9.18.1'e göre öngerilmeli betonarme elemanlarda maksimum donatı oranı  $0.36 \times \beta_1$ 'i ( $0.274$ ) aşmamalıdır. Eğer şart sağlanmaz ve donatı oranı aşarsa dikdörtgen kesit için,

$$\Phi M_n = \Phi \times \left[ (0.36 \times \beta_1 - 0.08 \times \beta_1^2) f_c' \times b \times d^2 \right] \quad (2.28)$$

Tablalı kesit için ise;

$$\Phi M_n = \Phi x \left[ \begin{array}{l} (0.36 x \beta_1 - 0.08 x \beta_1^2) f_c' x b' x d^2 + \\ 0.85 x f_c' x (b - b') x t x (d - t/2) \end{array} \right] \quad (2.29)$$

formülleri ile azaltılmış taşıma gücü hesabı yapılır.

Taşıma gücü kontrolü kısmında kompozit ve prefabrike kesitin eşdeğer basınç bloğu derinliğine bağlı olarak tablalı ya da dikdörtgen kesit formülleri kullanılacağına karar verilmiştir. Buna göre kompozit kiriş kesitinde donatı oranı;

$$A_s x f_{su}^* / (b x d x f_c') = - 0,636 < 0.274;$$

Prefabrike kiriş kesitinde ise

$(A_{sr} x f_{su}^*) / (b' x d x f_c') = 0.224 < 0.274$  eşitliği elde edilmiştir. Böylece hem kompozit kiriş kesitinde hem de prefabrike kiriş kesitinde maksimum donatı oranı aşılmamıştır. Azaltılmış taşıma gücü hesaplamaya gerek kalmamıştır.

AASHTO 9.18.1'e göre önerilmeli betonarme elemanlarda minimum donatı miktarı çatlama momentinin 1.2 katından daha fazla olmalıdır.

$$\Phi M_n \geq 1.2 M_{cr}^* \quad (2.30)$$

Kompozit kiriş kesit için  $M_{cr}$  değeri;

$$M_{cr}^* = W_{calt} x (f_r + f_{pe}) - (M_{G1} + M_{G2}) x (W_{calt} / W_{alt} - 1) \quad (2.31)$$

Prefabrike kiriş kesiti için  $M_{cr}$  değeri ise;

$$M_{cr}^* = W_{alt} x (f_r + f_{pe}) \quad (2.32)$$

$f_r$  çatlak gerilmesi AASHTO 9.15.2.3'e göre  $0.623 x \sqrt{f_c'}$  ile hesaplanmıştır.

Öngerilmeli kiriş beton sınıfı olan C40 'a göre  $f_r = 3.94 \text{ N/mm}^2$  gerilme değeri elde edilmiştir.

$f_{pe}$ ; izin verilebilir tüm öngerilme kayıplarından sonra sadece efektif öngerilme kuvvetinden dolayı kesitin çekme yüzünde oluşan beton gerilmesidir.

Bu nedenle  $f_{pe}$  değeri  $f_i$ 'e eşit alınarak yani;  $18.87 \text{ N/mm}^2$  olarak elde edilir.

Kompozit kesit için yapılan kontrolde;

$$1.2 M_{cr}^* = 1.2 \times \left[ W_{calt} \times (f_r + f_{pe}) - (M_{G1} + M_{G2}) \times (W_{calt} / W_{alt} - 1) \right] = 5785.0 \text{ kNm}$$

$\Phi M_n = 9650.05 \text{ kNm} \geq 1.2 M_{cr} = 5785.0 \text{ kNm}$  şartı sağlanıp minimum önerilmeli donatı oranı yeterlidir.

Prefabrike kiriş kesiti için yapılan kontrolde

$$1.2 M_{cr}^* = 1.2 \times \left[ W_{alt} \times (f_r + f_{pe}) \right] = 5028.5 \text{ kNm}$$

$\Phi M_n = 7634.89 \text{ kNm} \geq 1.2 M_{cr} = 5028.5 \text{ kNm}$  şartı sağlanıp minimum önerilmeli donatı oranı yeterlidir.

### 2.5.2.9 Sehim kontrolü

Sehim kontrolü yapılırken ana kiriş ve döşeme ağırlıkları ile önerilme kuvvetinin prefabrike kesit; ilave zati ve hareketli yüklerin de kompozit kesit tarafından taşınacağına göre hesaplar yapılmıştır. Öngerilme kuvveti için kiriş kesitinin ortasında meydana gelen değerler alınmıştır. Prefabrike kirişte oluşan sehim, montaj ve servis durumlarına göre aşağıdaki Çizelge 2.17’de yer alan katsayılar kullanılarak denklem 2.34, denklem 2.36 ve denklem 2.37 ile hesaplanmıştır.

**Çizelge 2.17** : Sehim kontrolünde kullanılacak katsayılar.

Sehim		Kompozit başlıksız kesit	Kompozit başlıklı kesit
Montajda	1-Sehim (↓) Çarpanı: Öngerilme anında kiriş zati ağırlığından dolayı oluşan elastik sehimde uygulanır	1.85	1.85
	2-Ters Sehim (↑) Çarpanı: Öngerilme anında önerilmeli kuvvetinden dolayı oluşan elastik sehimde uygulanır	1.80	1.80
Serviste	3-Sehim (↓) Çarpanı: Öngerilme anında kiriş zati ağırlığından dolayı oluşan elastik sehimde uygulanır	2.70	2.40
	4-Ters Sehim (↑) Çarpanı: Öngerilme anında önerilmeli kuvvetinden dolayı oluşan elastik sehimde uygulanır	2.45	2.22
	5-Sehim (↓) Çarpanı: Kirişe gelen ilave yüklerden dolayı oluşan elastik sehimde uygulanır	3.00	3.00
	6-Sehim (↓) Çarpanı: Kompozit başlıktan dolayı oluşan elastik sehimde uygulanır	-	2.50

Hesaplarda kullanılan beton elastisite modülü ASSHTO 2005 5.4.2.4'e göre aşağıdaki denklem 2.33 ile elde edilmiştir. Beton mukavemetinde transfer anında beton basınç dayanımı, (j<28 gün) 30 MPa; nihai durumda beton basınç dayanımı, (j>28) 40 MPa olarak kabul edilmiştir.

$$E_c = 0.043 x \gamma^{1.5} x \sqrt{(f_c')} \quad (2.33)$$

$$E_c = 0.043 x \gamma^{1.5} x \sqrt{(f_c')}; \quad j < 28 \text{ gün} \quad E_{ci} = 29440 \text{ N/mm}^2$$

$$j > 28 \text{ gün} \quad E_{cj} = 33994 \text{ N/mm}^2$$

1. durum(montaj); depolama sırasında montaja kadar oluşacak ters sehim, yani; öngerilme anında kiriş zati ağırlığından ve öngerilme anında öngerilme kuvvetinden dolayı perfabrik kesitte oluşan sehim değeridir.

$$\delta_1 = 1.85x \frac{(5xg_1xL^4)}{(384xE_{ci}xI)} - 1.80x \frac{(HxexL^2)}{(8xE_{ci}xI)} \quad (2.34)$$

$$H = \left(1 - \frac{E_s}{75xf_s'}\right) x P_i; \quad (2.35)$$

$$\delta_1 = 1.85x \frac{(5x14.13x29.83^4)}{(384x29440x11610173)} - 1.80x \frac{(5457,67x51.20x29.83^2)}{(8x29440x11610173)}$$

$$\delta_1 = - 8.48 (\uparrow) \text{ cm}$$

2. durum(servis); uzun zaman diliminde oluşabilecek ters sehim, yani; öngerilme anında kiriş zati ağırlığından, öngerilme anında öngerilme kuvvetinden dolayı perfabrik kesitte oluşan sehime ilave olarak kirişe gelen ilave yüklerden ve döşeme ağırlığından dolayı kompozit kesitte oluşan sehim değeridir.

$$\delta_2 = 2.40x \frac{(5xg_1xL^4)}{(384xE_{ci}xI)} - 2.22x \frac{(HxexL^2)}{(8xE_{ci}xI)} + 2.50x \frac{(5xg_2xL^4)}{(384xE_{cj}xI)} + 3.0x \frac{(5xg_3xL^4)}{(384xE_{cj}xI)} \quad (2.36)$$

$$\delta_2 = 2.40x \frac{(5x14.13x29.83^4)}{(384x29440x11610173)} - 2.22x \frac{(5457,67x51.20x29.83^2)}{(8x29440x11610173)} +$$

$$2.50x \frac{(5x8.88x29.83^4)}{(384x33994x11610173)} + 3.0x \frac{(5x8.0x29.83^4)}{(384x33994x22762537)}$$

$$= -0.79 (\uparrow) \text{ cm}$$

Sehim sınır değeri 1/300 olarak  $29.83 / 300 = 9.94$  cm iki durumda da aşılmamıştır.

3. Durum; şerit ( $\delta_s$ ) ve kamyon ( $\delta_k$ ) yüklemesi durumlarında oluşacak sehim değerleridir.

$$\delta_s = \frac{(Q_s \cdot xL^3)}{(48 \cdot E_{cj} \cdot xI)} + \frac{(5 \cdot xq_s \cdot xL^4)}{(384 \cdot E_{cj} \cdot xI)} \quad (2.37)$$

$$\delta_s = \frac{(78.21 \cdot 29.83^3)}{(48 \cdot 33994 \cdot 22762537)} + \frac{(5 \cdot 5.79 \cdot 29.83^4)}{(384 \cdot 33994 \cdot 22762537)}$$

$$\delta_s = 1.33 \text{ cm}$$

Hareketli yükten oluşacak sehim sınır değeri olan 1/1000 yani;  $29.83/1000=2.98$  değeri bu yükleme altında aşılmamıştır.

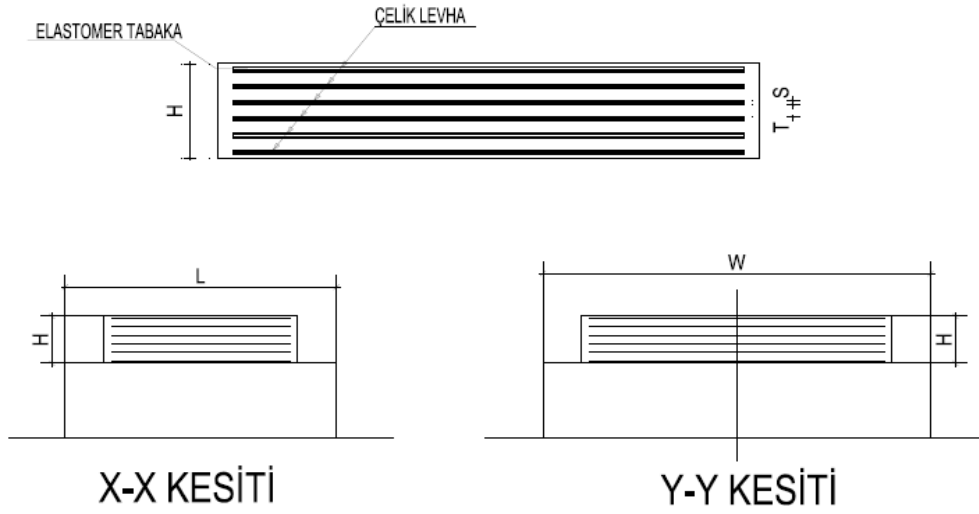
Sonuç olarak önerilmeli prefabrike kiriş sehim şartlarını sağlamaktadır.

### 2.5.3 Elastomer mesnet hesabı

Elastomer mesnetler, tasarıma göre çeşitli kalınlıkta ve boyutlarda olmak üzere arasına çelik levha veya lif elemanlar ile katmanlı olarak imal edilen yapı elemanlarıdır.

Elastomer mesnetler, beton veya çelik köprü ve viyadük kirişlerinde düşey taşıyıcı yardımıyla taşınan mesnet noktalarına yerleştirilmektedir. Kullanılan elastomerler sayesinde betonda gerçekleşen sıcaklık değişiminden kaynaklanan şekildeğiştirme ihtiyacı karşılanmaktadır ve viyadük kirişlerinin maruz kaldığı yükler altında dönmesi sınırlandırılmaktadır. Ayrıca servis yükleri altında mesnet noktalarında oluşan üst yapıdan kaynaklı gerilmeleri azaltarak alt yapı elemanı olan düşey taşıyıcılara aktarmaktadır. Elastomer mesnetler kullanım alanlarına ve istenilen özelliklere göre kare, dikdörtgen ve dairesel olmak üzere çeşitli formlarda üretilebilmektedir [5].

İncelenen İstanbul Havalimanı viyadüğünde kullanılan elastomer mesnet tipi Şekil 2.19'da ve özellikleri aşağıda belirtilmiştir.



**Şekil 2.19** : Elastomer mesnet kesiti.

Elastomer Mesnet Boyu (L)	: 25.00 cm,
Elastomer Mesnet Genişliği (W)	: 40.00 cm,
Elastomer Mesnet Yüksekliği (H)	: 6.30 cm,
Kauçuk Toplam Kalınlığı (Hr)	: 4.50 cm,
Tek Bir Kauçuk Katman Kalınlığı (hr)	: 0.80 cm,
Çelik Plaka Kalınlığı (hs)	: 0.30 cm,
Elastomer Alanı (A)	: 1000 cm <sup>2</sup> ,
Şekil Katsayısı (S)	: 9.60,
Kayma Modülü (G)	: 1.43 MPa,
Çelik Plaka Sayısı	: 6.00,
Elastomer Mesnet Tabaka Sayısı (n)	: 5.00,
Çelik Sınıfı (Fy)	: 355 MPa,
Yatay rijitlik, $KH = G \times A / H_r =$	3177.78 kN/m
Düşey rijitlik $Kv = E_c \times A / H =$	13076.20 kN/m
$E_c = 6 \times G \times S^2 =$	82368 kN/m <sup>2</sup>
Dönme rijitliği $K\theta = E \times I / H_r =$	2434.43 kNm/m



### 2.5.3.1 Basınç gerilmesi kontrolü

Yönetmeliğe göre herhangi bir elastomer tabakanın ortalama basınç gerilmesi servis yükleri altında aşağıdaki şartları sağlamalıdır.

$$\sigma_s \leq 1.66GS \quad (2.38)$$

$$\sigma_L \leq 0.66GS \quad (2.39)$$

$$V_{\text{toplaml,mesnet}} ( V_{g_1} + V_{g_2} + V_{g_3} + V_k ) = 631.40 \text{ kN,}$$

$$V_{LL} = 168.39 \text{ kN,}$$

$$\sigma_s = V_{\text{toplaml}} / A = 6.31 \text{ MPa} \leq 1.66GS = 22.83 \text{ MPa,}$$

$$\sigma_L = V_{LL} / A = 1.68 \text{ MPa} \leq 0.66GS = 9.08 \text{ MPa.}$$

Belirtilen işlemler sonucunda kullanılan elastomer mesnet basınç gerilme şartını sağlamıştır.

### 2.5.3.2 Kayma şekildeğiştirme kontrolü

Servis yükleri altında maksimum kayma deformasyonu,  $\Delta s$  değeri toplam sıcaklık değişimi olarak sünme, rötre, kırışın genişlemesine bağlı olarak hesaplanmaktadır. Hesaplanan  $\Delta s$ , kayma deformasyonu değeri elastomer mesnetteki toplam kauçuk yüksekliğinin yarısından küçük olmalıdır.

$$\Delta s = (\alpha_T \times \Delta_t \times R) \times L/2 \quad (2.40)$$

$\alpha_T$ , betonun ısı genleşme katsayısı 0.00001; R, rötre katsayısı 0.0002 ve sıcaklık değişimi  $+5^\circ\text{C}$  ila  $+35^\circ\text{C}$  olarak kabul edilmiştir. Böylece sıcaklık değişim miktarı  $\Delta_t = 35 + 5 = 40^\circ\text{C}$  değeri elde edilmektedir.

$$\Delta s = (0.00001 \times 40 + 0.0002) \times 29.83/2 = 0.00895 \text{ m}$$

$\Delta s = 0.00895 \text{ m} \leq 0.045/2 = 0.023 \text{ m}$  kayma deformasyon şartı sağlanmıştır.

### 2.5.3.3 Dönme etkisi altında basınç deformasyon kontrolü

Elastomer mesnet tasarımı yükler altında dönmenin meydana gelmeyeceği şekilde tasarlanmalıdır. Bu nedenle dikdörtgen elastomerler aşağıda yer alan iki denklemi sağlamalıdır.

$$\sigma_s > 1.0GS \left( \frac{\theta_s}{n} \right) \left( \frac{L}{h_r} \right)^2; \quad (2.41)$$

$$\sigma_s < 1.875GS \left[ 1 - 0.20 \left( \frac{\theta_s}{n} \right) \left( \frac{L}{h_r} \right)^2 \right] \quad (2.42)$$

$$\theta_s = 0,420 \times L \times \left( \left( M_{gk} + M_{G1} \right) / \left( E_{ci} \times I \right) + \left( M_{G2} + M_{G3} \right) / \left( E_{cj} \times I_c \right) \right) \quad (2.43)$$

$M_{gk}$  değeri, kesitin orta noktasındaki (0.5L) değerler kullanılarak hesaplanmıştır. Kesitin orta noktasında yer alan toplam halatın ilk öngerme kapasitesinden Çizelge 2.16' da belirtilen toplam kaybın çıkarılmasıyla bulunan öngerme kuvvet ile halat merkezinin prefabrike kesit tarafsız eksenine olan mesafesinin çarpılmasıyla elde edilmiştir.

$$M_{gk} = \left[ \left\{ 0.75 \times 1860 \times 140 \times 30 \times \left( 1 - \frac{21.75}{100} \right) \right\} / 1000 \right] \times 0.512 = 2347.37 \text{ kNm}$$

$$\theta_s = 0,420 \times 29.83 \times \left( \frac{(2347.37 + 1571.66) / (29440 \times 11610173)}{+(987.71 + 889.83) / (33994 \times 22762537)} \right) = 0.00222 \text{ rad elde edilmiştir.}$$

$$\sigma_s = 6.31 \text{ MPa} > 1.0 \times 1.43 \times 9.6 \times \left( \frac{0.00222}{5} \right) \times \left( \frac{40}{0.8} \right)^2 = 5.96 \text{ MPa};$$

$$\sigma_s = 1.68 \text{ MPa} < 1.875 \times 1.43 \times 9.6 \times \left[ 1 - 0.20 \left( \frac{0.00222}{5} \right) \left( \frac{40}{0.8} \right)^2 \right] = 23.55 \text{ MPa}$$

İlgili denklemlerle birlikte gerilme şartları sağlanarak elastomer mesnetin dönme etkisi altında basınç deformasyon bakımından uygun olduğu görülmektedir.

#### 2.5.3.4 Elastomer mesnet stabilite kontrolü

Elastomer mesnetin stabilite açısından uygun olması için ASSHTO'da yer alan aşağıdaki denklem 2.44'ün sağlanması gerekmektedir.

$$\sigma_s \leq \frac{GS}{2A - B} \quad (2.44)$$

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{ri}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2.0L}{W}}} = 0.2304$$

$$B = \frac{2.67}{(S + 2.0) \left(1 + \frac{L}{4.0W}\right)} = 0.1988$$

$$\sigma_s = 6.31 \text{ MPa} \leq \frac{1.43 \times 9.6}{2 \times 0.2304 - 0.1988} = 52.48 \text{ MPa} \text{ stabilite kontrolü sağlandı.}$$

### 2.5.3.5 Çelik levha kalınlığı kontrolü

Çelik levha kalınlığının yönetmelik gereği aşağıdaki sınır değeri sağlaması gerekmektedir.

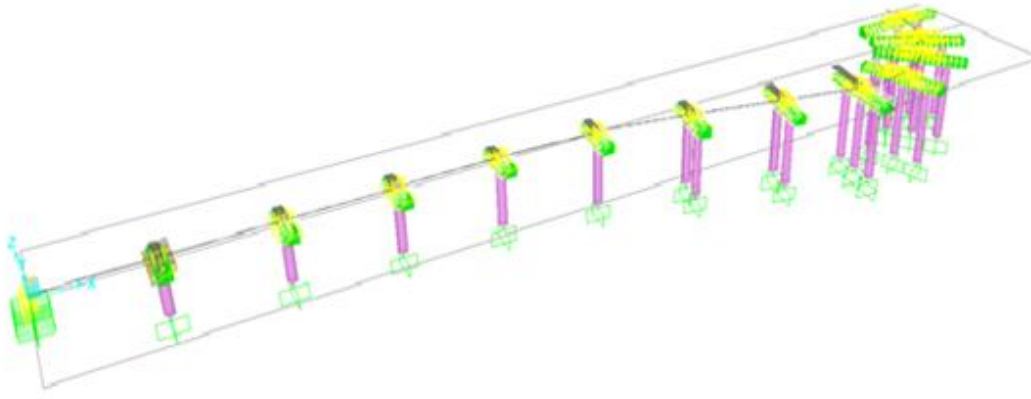
$$h_s \geq \frac{3h_{\max} \sigma_s}{F_y} \quad (2.45)$$

$h_s = 3 \text{ mm} \geq 3 \times 0.8 \times 6.31 / 355 = 0.43 \text{ mm}$  şartı sağlanmış olup, çelik levha kalınlığı uygundur.

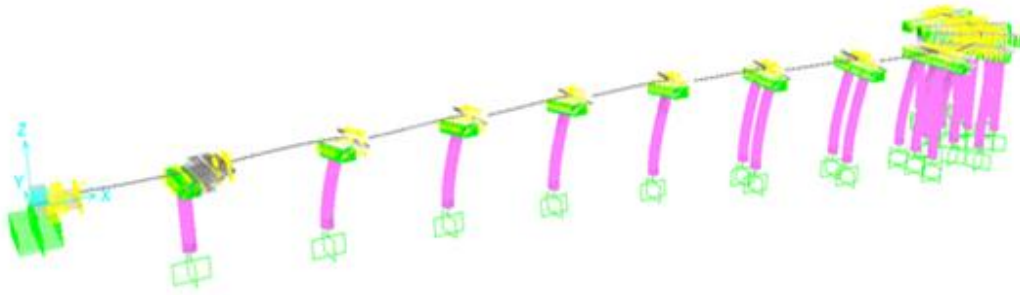
### 2.5.4 Alt yapı hesabı

Çalışmanın bu bölümünde viyadüğü oluşturan orta ayak, orta ayak üzerinde tabliyeyi taşımaya yarayan başlık kirişi ve bu sistemin oturduğu yüzer temel çözümü yer almaktadır.

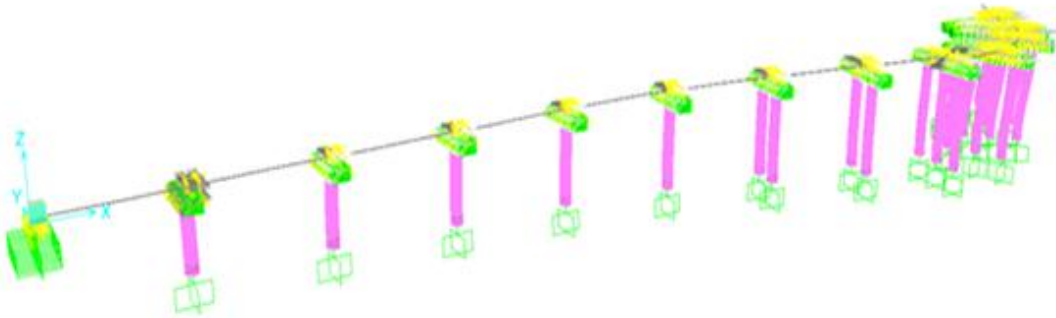
Orta ayak çözümü için düşey yüklere ilave olarak enine ve boyuna doğrultuda deprem yükleri altında temel hariç SAP2000 programında modelleme yapılmıştır. Modelde elastomer mesnetler, mesnedin rijitliğine bağlı link eleman olarak tanımlanmıştır. Deprem yükleri ise modele havalimanının bölgesine göre özel olarak belirlenen spektral ivme değerleri bulunarak etkilmiştir. Şekil 2.20, Şekil 2.21 ve Şekil 2.22’de viyadüğün SAP2000 programındaki genel modeli, x ve y doğrultusu hakim mod şekline göre davranışı gösterilmiştir.



**Şekil 2.20 :** SAP2000 programında oluşturulan viyadük genel modeli.

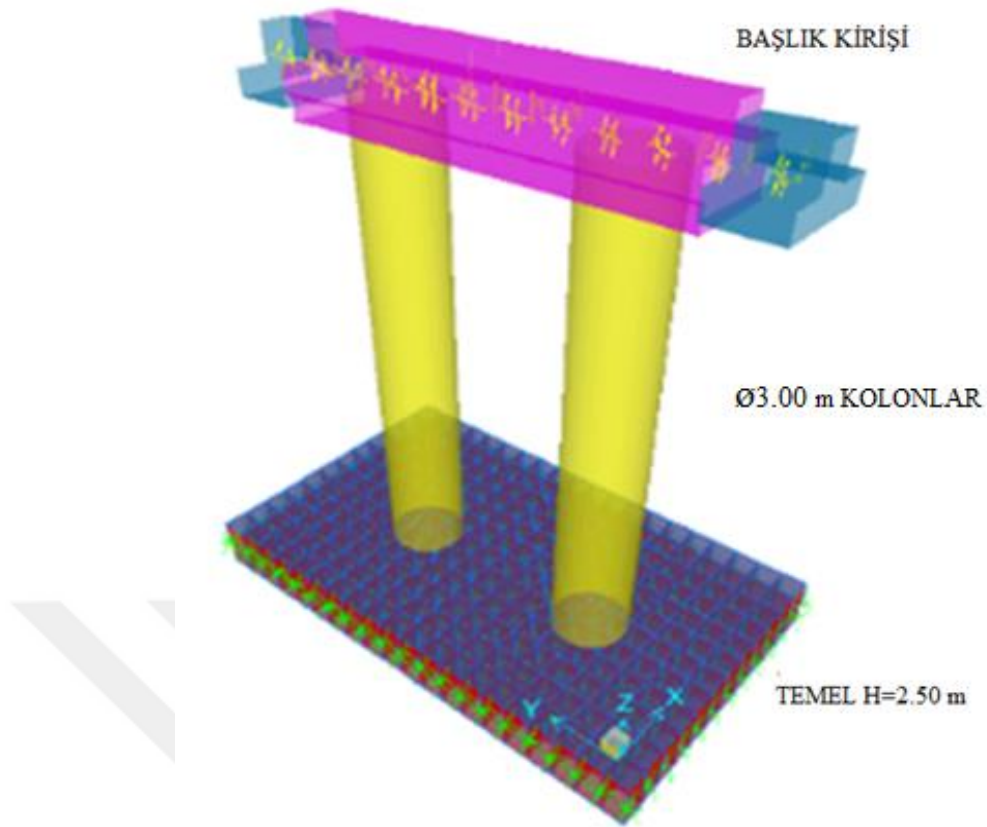


**Şekil 2.21 :** Viyadük X doğrultusu hakim mod,  $T_x=0.932$  s.



**Şekil 2.22 :** Viyadük Y doğrultusu hakim mod,  $T_y=0.835$  s.

Başlık kirişi ve temel çözümü için ise ayrı olarak her bir eksenin orta ayak modeli modellenmiştir. Bu çalışma kapsamında ele alınan P6 eksenini için yapılan orta ayak modelinden bahsedilmiştir (Şekil 2.23).



**Şekil 2.23** : P6 eksenine ait orta ayakların SAP2000 modeli.

Orta ayak modeline zati yükler (tabliye zati ağırlığı, kaldırım, refüj), deprem yükü, hareketli yük (kamyon yükü, yaya yükü), rötre-sünme-sıcaklık etkilerinden oluşan yük, fren yükü, rüzgar yükü etkilmiştir. Ayrıca deprem yükü azaltma katsayısı  $R=1$  olacak şekilde dikkate alınarak başlık kirişi donatı miktarı kontrolü yapılmıştır. Orta ayak modeline deprem kuvveti etkilemek için öncelikle viyadüğün genel modeli üzerinden kolonlara gelen en elverişsiz V2-V3 kesme kuvveti değerleri belirlenmiştir (Çizelge 2.18).

**Çizelge 2.18** : Orta ayağa etkiyen elverişsiz kesme kuvvetleri.

X,Boyuna Doğrultu		Y,Enine Doğrultu	
V2	V3	V2	V3
3913.3 kN	2606.1 Kn	3875.3 kN	4214.6 Kn

Ayrıca kolonlara gelen maksimum M2 ve M3 moment değerlerine karşılık gelen normal kuvvet değeri için XTRACT programında kapasite eğrisi grafiği oluşturulmuştur [28]. M2 ve M3 moment değerlerine karşılık gelen normal kuvvet değerleri Çizelge 2.19'da verilmiştir. XTRACT programında elde edilen analiz

raporunda oluşan maksimum moment kapasitesi 1.3 ile arttırılmıştır. Elde edilen bu arttırılmış moment değerinin incelenen kolonun temelden mesnede olan yüksekliğine bölünmesi ile kapasite kesme kuvveti elde edilmiştir. Eğer genel viyadük modelinden elde edilen maksimum kesme kuvveti kapasite kesme kuvvetinden küçük ise orta ayak modelinde deprem kuvveti olarak modelden gelen değer kullanılmıştır. Aksi halde; genel viyadük modelinden elde edilen maksimum kesme kuvveti kapasite kesme kuvvetinden büyük ise orta ayak modelinde kapasiteden gelen kesme kuvveti etkilmiştir (Çizelge 2.20).

**Çizelge 2.19 :** Orta ayakta oluşan moment değerlerine karşı gelen normal kuvvetler.

X, Boyuna Doğrultu			
			Karşılık Gelen Normal Kuvvet Değerleri, P
$M_{2,maks}$	43387.6 kNm	⇒	12096.0 kN
$M_{3,maks}$	67830.7 kNm	⇒	4542.0 kN
Y, Enine Doğrultu			
			Karşılık Gelen Normal Kuvvet Değerleri, P
$M_{2,maks}$	43278.6 kNm	⇒	12079.8 kN
$M_{3,maks}$	67274.6 kNm	⇒	4217.0 kN

**Çizelge 2.20 :** Orta ayak modeline etkiyecek deprem kuvvetini belirleme.

	XTRACT Kapasite Moment (kNm)		1.3 Katsayısı ile Arttırılmış Moment (kNm)		Kolon Uzunluğu (m)	$V_{Kapasite}$ (kN)		Sonuç
	$M_2$	$M_3$	$M_{2 \times 1.3}$	$M_{3 \times 1.3}$		$V_2$	$V_3$	
X, Boyuna Doğrultu	50390	42900	65507	55770	21.4	3061.1	2606.1	$V_{Kapasite}$ değeri kullanılır
Y, Enine Doğrultu	50380	42570	65494	55341	21.4	3060.5	2586.0	$V_{Kapasite}$ değeri kullanılır

Link eleman olarak tanımlanan P6 ekseninde yer alan toplam 26 adet elastomer mesnede elde edilen yükler girilip orta ayak modeli tamamlanmıştır.

#### 2.5.4.1 Orta ayak hesabı

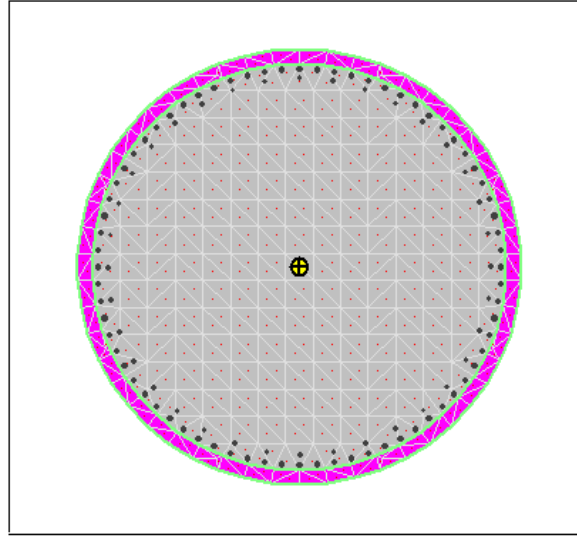
Kolon tasarımı ve yerleştirilen donatı miktarının kontrolü için kolon XTRACT programında modellenmiştir. İncelenen kolon da 72Ø32 dış, 36Ø26 iç boyuna donatı yer almaktadır (Şekil 2.24).

##### Section Details:

X Centroid:	1.978E-6 m
Y Centroid:	43.75E-6 m
Section Area:	7.050 m <sup>2</sup>
EI gross about X:	1.38E+11 N-m <sup>2</sup>
EI gross about Y:	1.38E+11 N-m <sup>2</sup>
I trans (CORE) about X:	4.303 m <sup>4</sup>
I trans (CORE) about Y:	4.303 m <sup>4</sup>
Reinforcing Bar Area:	77.01E-3 m <sup>2</sup>
Percent Longitudinal Steel:	1.092 %
Overall Width:	2.994 m
Overall Height:	3.000 m
Number of Fibers:	492
Number of Bars:	108
Number of Materials:	3

##### Material Types and Names:

Unconfined Concrete:	COVER
Confined Concrete:	CORE
Strain Hardening Steel:	S420



Şekil 2.24 : XTRACT programında oluşturulan kolon kesiti.

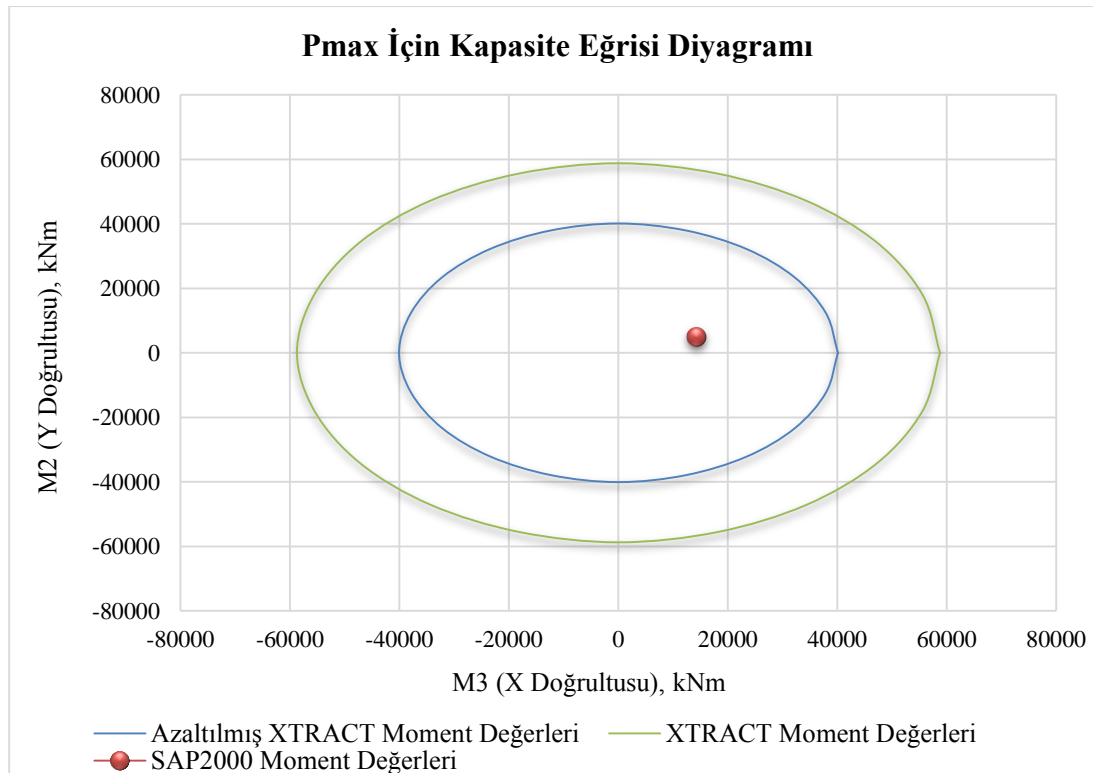
SAP2000 programında modellenen viyadük, ele alınan deprem kombinasyonları altında tüm kolonların en elverişsiz kesit tesirleri P (normal kuvvet), M2 momenti (boyuna doğrultudaki moment değeri), M3 (enine doğrultudaki moment değeri) değerleri çıkarılmıştır (Çizelge 2.21). Analiz sonucu en elverişsiz kesit tesirlerine karşılık gelen normal kuvvete bağlı olarak XTRACT programında kapasite eğrisi çizdirilmiştir. AASHTO-LRFD yönetmeliğinde normal kuvvet ve eğilme halinde, dayanım azaltma faktörü normal kuvvete bağlı olarak hesaplanmaktadır [22]. Bu normal kuvvet değeri depremli durumda eğer  $0.2x f_c x A_g$  değerinden büyük ise dayanım azaltma faktörü  $\phi=0.50$ , küçük ise dayanım azaltma faktörü  $\phi=0.90-0.50$  değerleri arasında doğrusal olarak hesaplanıp bulunmaktadır. Kolonda deprem yükü

azaltma katsayısı (R) ASSHTO standardına göre boyuna doğrultuda 3 (konsol giriş gibi), enine doğrultuda ise 5 (çerçeve çalışması) alınmıştır.

**Çizelge 2.21** : Kolonda meydana gelen elverişsiz kesit tesirleri ve azaltılmış değerleri.

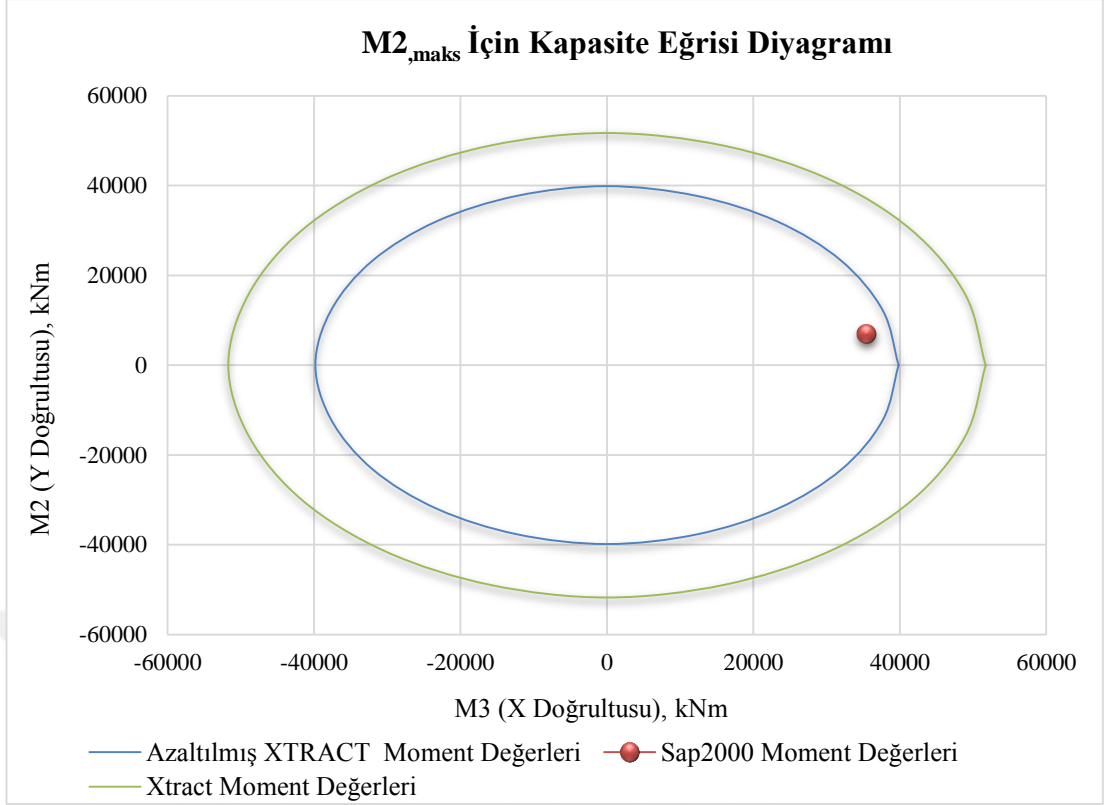
	P (kN)	M <sub>2</sub> (kNm)	M <sub>3</sub> (kNm)	Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı ile Azaltılmış Değerler		Normal Kuvvete Göre Dayanım Azaltma Faktörü
				M <sub>2</sub> (kNm)/R=3	M <sub>3</sub> (kNm)/R=5	φ
E <sub>qx</sub>	-23059.51	43047.8	24750.7	14349.27	4950.14	0.682
E <sub>qy</sub>	-13713.02	-106567.7	-34293.8	-35522.57	-6858.76	0.771
E <sub>qx</sub>	-14152.18	-36732.7	-98699.8	-12244.23	-19739.96	0.766

SAP2000 programından okunup R katsayısı ile azaltılan moment değerleri XTRACT programından elde edilen kapasite eğrisi karşılaştırılmıştır. Bu moment değerlerinin kapasite eğrisi içerisinde kalması durumunda kolon donatısının yeterli olduğu söylenebilmektedir (Şekil 2.25, Şekil 2.26, Şekil 2.27).

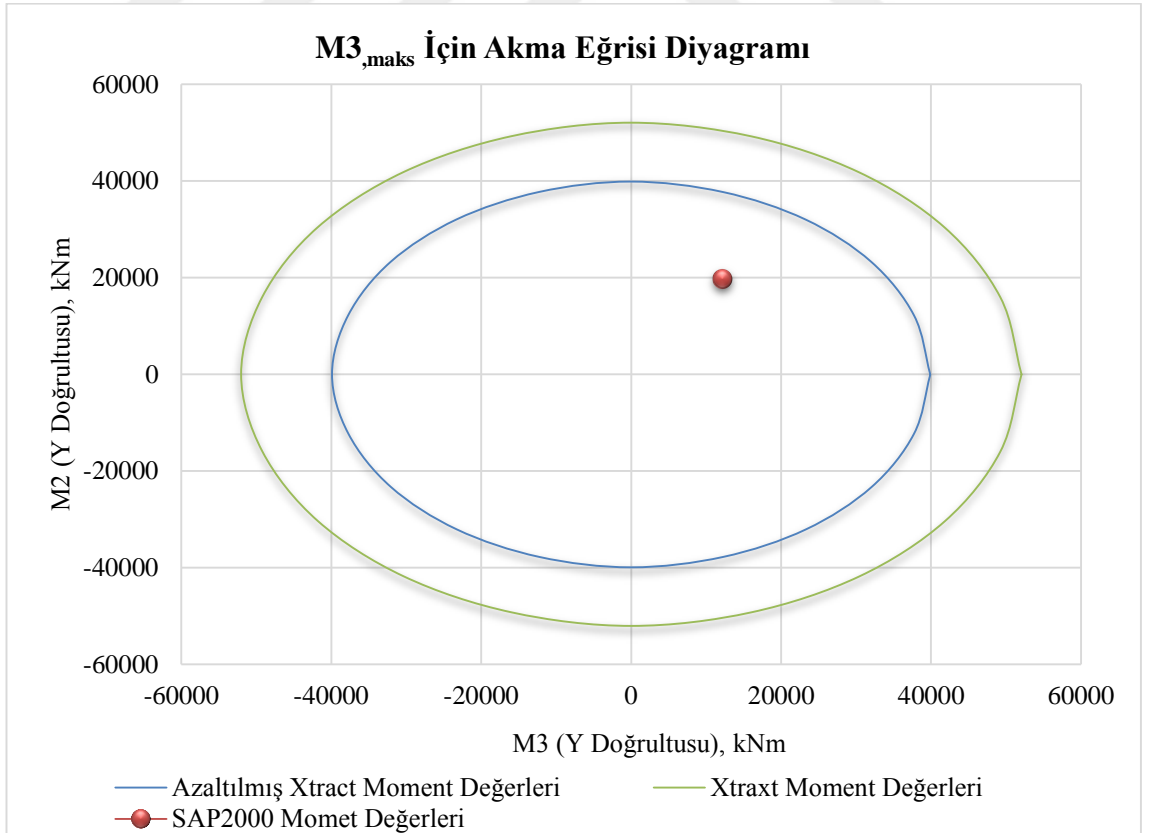


**Şekil 2.25** : P<sub>maks</sub> için kapasite eğrisi diyagramı.





Şekil 2.26 : M<sub>2,max</sub> için kapasite eğrisi diyagramı.



Şekil 2.27 : M<sub>3,max</sub> için kapasite eğrisi diyagramı.

### 2.5.4.2 Başlık kirişi hesabı

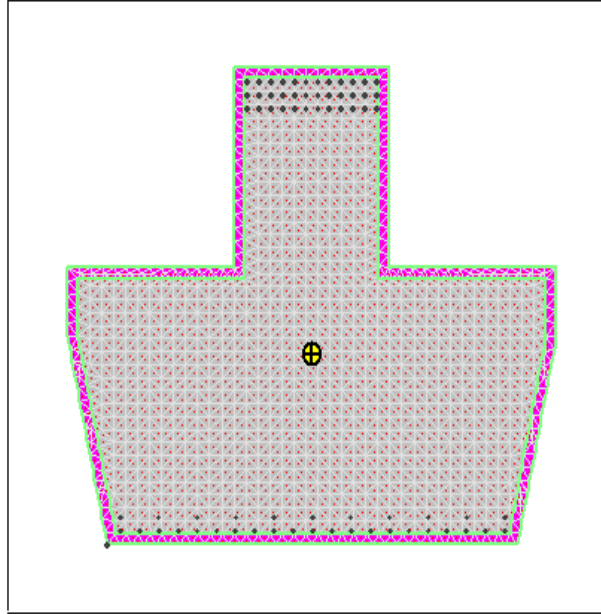
Başlık kirişi hesabı için oluşturulan orta ayak modeli üzerinden çözüm yapılmıştır. Ayrıca başlık kirişi altta 1. sıra 21ø32, 2.sıra 11ø26, üstte 72ø32 3. sıra 12ø32 donatı olacak şekilde XTRACT programında Şekil 2.28’de ki gibi modellenmiştir. Orta ayak modelinden elde edilen aksenal kuvvete karşılık moment eğrilik diyagramı XTRACT programı yardımıyla oluşturulmuştur.

#### Section Details:

X Centroid:	1.590 m
Y Centroid:	1.377 m
Section Area:	8.878 m <sup>2</sup>
EI gross about X:	2.36E+11 N-m <sup>2</sup>
EI gross about Y:	2.56E+11 N-m <sup>2</sup>
I trans (core) about X:	7.374 m <sup>4</sup>
I trans (core) about Y:	7.993 m <sup>4</sup>
Reinforcing Bar Area:	52.48E-3 m <sup>2</sup>
Percent Longitudinal Steel:	.5912 %
Overall Width:	3.800 m
Overall Height:	3.446 m
Number of Fibers:	2183
Number of Bars:	69
Number of Materials:	3

#### Material Types and Names:

Confined Concrete:	■ core
Unconfined Concrete:	■ cover
Strain Hardening Steel:	■ S420



Şekil 2.28 : XTRACT programında oluşturulan başlık kirişi kesiti.

Başlık kirişi donatı hesabı açıklık ve mesnet momenti değerleri için ayrı ayrı yapılmıştır. Moment eğrilik diyagramından okunan ilk akma sınır moment değeri yönetmelik gereği 0,9 azaltma katsayısı ile azaltılmıştır ve bu değer başlık kirişi için kapasite moment değeri olarak kabul edilmiştir. Orta ayak SAP2000 modelinden okunan moment değeri (mesnette ve açıklıkta olmak üzere) elde edilen kapasite moment değerinden küçük çıkması sonucu başlık kirişi kesiti ve yerleştirilen donatı miktarının yeterli olduğu sonucuna varılmıştır.

### Section Details:

X Centroid:	1.590 m
Y Centroid:	1.377 m
Section Area:	8.878 m <sup>2</sup>

### Loading Details:

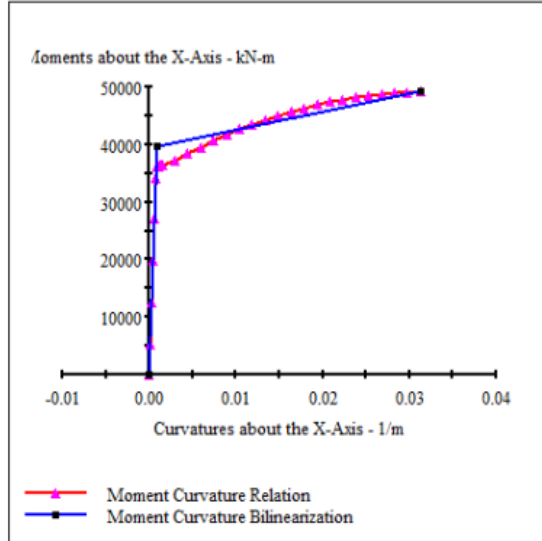
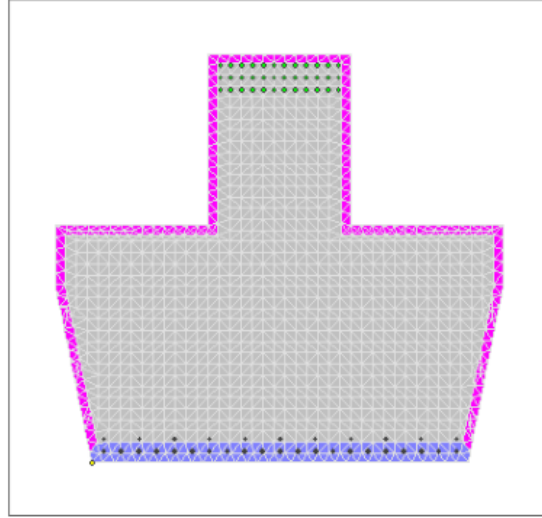
Constant Load - P:	-1143 kN
Incrementing Loads:	Mxx Only
Number of Points:	30
Analysis Strategy:	Displacement Control

### Analysis Results:

Failing Material:	S420
Failure Strain:	.1000 Tension
Curvature at Initial Load:	-21.18E-6 1/m
Curvature at First Yield:	.7374E-3 1/m
Ultimate Curvature:	31.28E-3 1/m
Moment at First Yield:	34.38E+3 kN-m
Ultimate Moment:	49.15E+3 kN-m
Centroid Strain at Yield:	.6471E-3 Ten
Centroid Strain at Ultimate:	38.44E-3 Ten
N.A. at First Yield:	.8775 m
N.A. at Ultimate:	1.229 m
Energy per Length:	1370 kN
Effective Yield Curvature:	.8563E-3 1/m
Effective Yield Moment:	39.77E+3 kN-m
Over Strength Factor:	1.236
EI Effective:	4.53E+10 N-m <sup>2</sup>
Yield EI Effective:	3.08E+8 N-m <sup>2</sup>
Bilinear Harding Slope:	.6802 %
Curvature Ductility:	36.53

### Comments:

User Comments



Şekil 2.29 : Mesnet bölgesinde başlık kirişinin moment eğrilik diyagramı

Mesnette SAP2000 modelden alınan;

$$P = -1143.25 \text{ kN,}$$

$$M_3 = -34748.71 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{kapasite}} = 39770 \times 0.9 = 35793 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{kapasite}} > M_3 \text{ ,Kesit yeterli}$$

**Section Details:**

X Centroid: 1.590 m  
Y Centroid: 1.377 m  
Section Area: 8.878 m<sup>2</sup>

**Loading Details:**

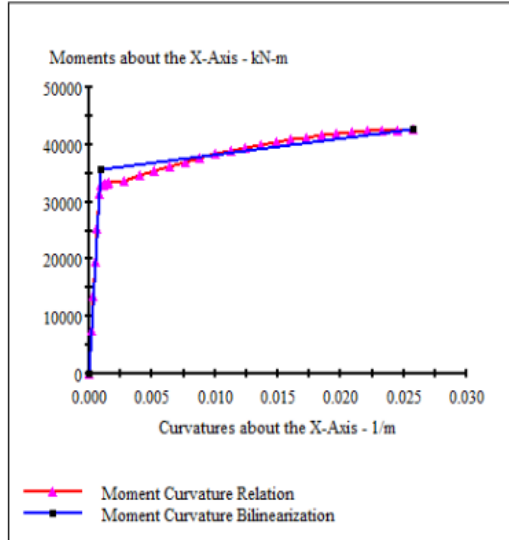
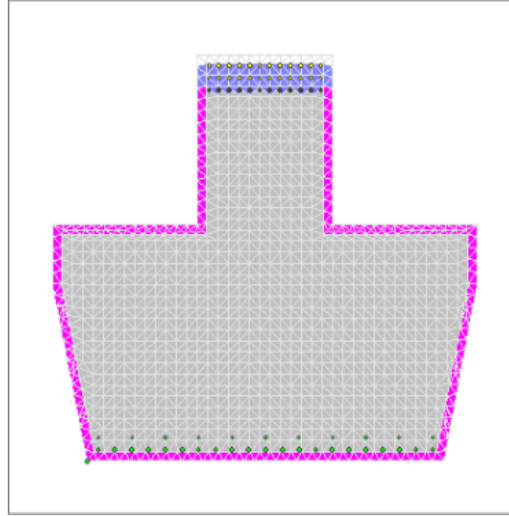
Constant Load - P: 1253 kN  
Incrementing Loads: Mxx Only  
Number of Points: 31  
Analysis Strategy: Displacement Control

**Analysis Results:**

Failing Material: core  
Failure Strain: 5.000E-3 Compression  
Curvature at Initial Load: -1.786E-18 1/m  
Curvature at First Yield: -7.855E-3 1/m  
Ultimate Curvature: -25.73E-3 1/m  
Moment at First Yield: -31.32E+3 kN-m  
Ultimate Moment: -42.66E+3 kN-m  
Centroid Strain at Yield: 1.018E-3 Ten  
Centroid Strain at Ultimate: 45.37E-3 Ten  
N.A. at First Yield: -1.296 m  
N.A. at Ultimate: -1.763 m  
Energy per Length: 987.3 kN  
Effective Yield Curvature: .8920E-3 1/m  
Effective Yield Moment: 35.56E+3 kN-m  
Over Strength Factor: -1.199  
EI Effective: 3.99E+10 N-m<sup>2</sup>  
Yield EI Effective: 2.86E+8 N-m<sup>2</sup>  
Bilinear Hardening Slope: .7163 %  
Curvature Ductility: 28.84

**Comments:**

User Comments



**Şekil 2.30** : Açıklık bölgesinde başlık kirişinin moment eğrilik diyagramı.

Açıklıkta SAP2000 modelden alınan;

$$P = 1253.03 \text{ kN,}$$

$$M_2 = 18153 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{kapasite}} = 35560 \times 0.9 = 32000 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{kapasite}} > M_2, \text{ Kesit yeterli}$$

### 2.5.4.3 Yüzeysel temel hesabı

Yüzer temel hesabı için SAP2000 programında modellenen orta ayak modeli kullanılmıştır. Hesaplarda deprem yükü azaltma katsayısı R=1 alınarak işlemler yapılmıştır. Bu tez kapsamında ele alınan P6 ekseninde yer alan orta ayak temeli boyutları 2.0 m x 1.20 m olup kalınlığı 2.50 m dir. Yapılan analiz modelinde temel altında düşey doğrultuda mesnetlenmeyi temsil eden 40000 kN/m/m<sup>2</sup> değerinde yatak katsayısı tanımlanmıştır. Temelin hesaplandığı orta ayak modeli Şekil 2.23’de verilmiştir.

Temel çekme donatısı alanı, AASHTO’a göre aşağıdaki formülle hesaplanmıştır.  $\phi$ , dayanım azaltma katsayısı temelin eğilmeye çalışan yapısal eleman olmasından dolayı AASHTO’a göre 0,9 olarak kabul edilmiştir.

$$\phi M_n = \phi [A_s f_y (d - a/2)] \quad (2.46)$$

$$a = A_s f_y / (0.85 f_c b_w) \quad (2.47)$$

Temelde oluşan x, boyuna doğrultu ve y, enine doğrultuda oluşan kesit tesirleri ile seçilen donatıların uygunluğu aşağıdaki Çizelge 2.22’de sunulmuştur. Hesaplarda kullanılan ve SAP2000 programından elde edilen moment dağılım grafikleri Ek A’ da verilmiştir.

**Çizelge 2.22 : Temel donatı hesabı.**

		Tasarım Momenti	b	h	d	A <sub>min</sub>	A <sub>s,ger</sub>	A <sub>s</sub>	Seçilen Donatı		Seçilen Ek Donatı	
		(kNm)	(m)			(mm <sup>2</sup> )			(mm <sup>2</sup> /mm)			
X, Boyuna Doğrultu	Alt donatı	4350	1	2.5	2.4	4822	4860	5765	Ø26	125	Ø22	250
	Üst donatı	2250	1	2.5	2.4	3440	2493	4245	Ø26	125	Ø00	125
Y, Enine Doğrultu	Alt donatı	4725	1	2.5	2.4	4822	5286	5765	Ø26	125	Ø22	250
	Üst donatı	2350	1	2.5	2.4	3440	2605	4245	Ø26	125	Ø00	125



Şekil 2.31 : Temel imalatının genel görünümü.

### 3. VİYADÜKLERİN DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN DAVRANIŞI

Yapı sistemlerinin genel tasarım felsefesi, yapının taşıyabileceği yükün kapasitesi beklenen yüklerden daha büyük olması gerektiği yönünde tasarım yapılmasıdır. Yapı tasarlandığı ekonomik ömrü boyunca birçok statik ve dinamik etkilere maruz kalmaktadır. Bu etkilerden yapıyı en zorlayıcı olanı deprem kuvvetleri olarak kabul görmektedir. Bu nedenle depreme dayanıklı yapı tasarımı önem kazanmaktadır.

Depreme dayanıklı yapı tasarımıda ise yapının maruz kalabileceği depremin şiddetine bağlı olarak meydana gelebilecek hasar sınırları ile ilgili başlangıç sınır kabulleri bulunmaktadır. Bu kabule göre, yapı küçük şiddetteki bir depreme maruz kaldığında yapıda herhangi bir hasar oluşmamalı ve yapı davranışı elastik sınırlar içerisinde kalmalıdır. Orta şiddetli depremlerde yapı taşıyıcı sistemde onarılabilecek hasarlar oluşmasına izin verilmektedir. Ancak güçlü, şiddetli depremlerde yapı davranışı elastik ötesi şekildeğiştirmeye uğrayabilir ve yapı sisteminin göçmesine izin vermeden yapıda büyük hasarlar meydana gelebilmektedir. Bu tasarım ilkeleri altında tasarlanacak yapılarda deprem kuvvetleri yapının elastik olmayan şekildeğiştirmesine ve sünekliliğine bağlı olarak dayanım azaltma katsayıları ile azaltılmaktadır [7].

Yani, yapı sistemi tasarımında en önemli husus taşıyıcı sistem göçme mekanizmasını kontrol altına alarak ani göçme olayının önleyecek yapı davranışını sağlamaktır [9]. Bu nedenle yapının göçme sırasında genellikle lineer(doğrusal) davranış göstermediğinden lineer olmayan(nonlinear) teoriye göre analiz yapılması tercih edilir. Bu nedenle günümüzde deprem mühendisliği uygulamalarında yapı sistemlerinde doğrusal teoriye dayanan tasarımın yanında yapı sisteminin doğrusal olmayan davranışı çeşitli şekillerle dikkate alınmaktadır.

Doğrusal olmayan sistem davranışının uygulanmasında dikkat edilmesi gereken husus, yapı sisteminin doğrusal davranış göstermemesinin nedenleri, sistem davranışının gerçeğe yakın modellenmesi ve analiz edilen hesap modelinin doğrusal olmayan denklemler kullanılarak çözülebilmesidir [17].

### Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmama Nedenleri

Yapı, taşıyıcı sistemine etkileyen yükler altında doğrusal elastik davranışın ötesine doğrusal olmayan davranış sergileyebilmektedir. Bu davranış aşağıda yer alan iki nedenden ötürü meydana gelmektedir [9].

Birincisi, gerçekte malzemelerin gerilme-şekildeğiştirme arasındaki bağıntıların doğrusal elastik olamamasından kaynaklanan malzeme özelliğinin de doğrusal olmamasıdır [17].

İkincisi, yapı sisteminde meydana gelen büyük geometri değişikliğine bağlı olarak oluşan ikinci mertebe etkilerinin oluşması ve bununla birlikte doğrusal olmayan denge denklemlerinin oluşmasıdır [17].

Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışlarının nedenleri kısaca aşağıdaki Çizelge 3.1’de sunulmuştur.

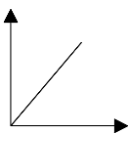
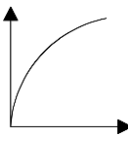
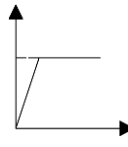
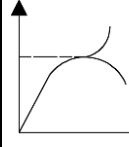
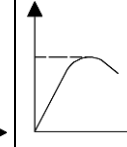
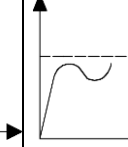
### **3.1 Viyadüklerin Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler İle Deprem Performanslarının Belirlenmesi**

Deprem etkisi altında yeni yapılacak olan yapıların taşıyıcı sistemlerinin tasarımı ve mevcut yapı sistemlerinin hasar performansının değerlendirilmesi için yönetmeliklerde iki yöntem belirtilmektedir. Bunlar; “dayanıma göre değerlendirme ve tasarım” ve “şekildeğiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım”dır. Ancak dayanıma göre tasarımda yapı davranışı doğrusal hesap yöntemlerini esas aldığından ve gerçekte yapı doğrusal olmayan davranış sergileyebileceğinden hesaplarda şekildeğiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım önem kazanmaktadır. Bu nedenle mevcut yapıların deprem etkisi altındaki performansını belirlemede doğrusal olmayan analiz yöntemini esas alan bu yöntem dikkate alınmaktadır [4].

Bu çalışma kapsamında performans değerlendirmesi şekildeğiştirme ilkesine göre yapılmış olup aşağıdaki bölümde hem dayanıma göre performans değerlendirmesi hem de şekildeğiştirmeye göre performans değerlendirilmesinden kısaca bahsedilmiştir.



**Çizelge 3.1 :** Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışlarının nedenleri [19].

Çözümün Sağlanması Gereken Koşullar	Doğrusal Sistemler	Doğrusal Olmayan Sistemler				
		Malzeme Bakımından (1)	Geometri Değişimleri Bakımından (2)		Her İki Bakımdan (1+2)	
			İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi	İkinci Mertebe Teorisi	Sonlu Deplasman Teorisi
Bünye Denklemleri (Gerilme-Şekildeğiştirme Bağıntıları)	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik <b>Değil</b>	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik	Doğrusal Elastik <b>Değil</b>	Doğrusal Elastik <b>Değil</b>
Denge Denklemlerinde Yerdeğiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük <b>Değil</b>	Küçük <b>Değil</b>	Küçük <b>Değil</b>	Küçük <b>Değil</b>
Geometrik Uygunluk Koşullarında Yerdeğiştirmeler	Küçük	Küçük	Küçük	Küçük <b>Değil</b>	Küçük	Küçük <b>Değil</b>
P-δ Bağıntıları						

### 3.1.1 Dayanıma göre performans değerlendirmesi

Köprü ve viyadüklerin tasarımında ülkemizde de kabul gören yönetmeliklerden biri olan AASHTO'ya göre dayanıma göre tasarım hesap esasları dikkate alınarak deprem performansı belirlenebilmektedir. Öngörülen performans düzeyi için belirlenen

azaltılmış deprem kuvvetleri altında taşıyıcı sisteme lineer elastik deprem hesabı analizi yapılmaktadır. Bu analiz sonucunda yapı elemanlarında meydana gelen iç kuvvetler dayanım talebi olarak tanımlanmaktadır. İlgili yapı elemanında hedeflenen performans için eleman dayanım kapasitesi elde edilip, dayanım kapasitesi ile kıyaslama yapılmaktadır. Bu kıyaslama sonucu dayanım kapasitesinin dayanım talebinden fazla olması ile “dayanıma göre performans değerlendirmesi” tamamlanmış olmaktadır. Bu yöntem standart alt geçit köprüleri, üst geçitler, bazı köprü ve viyadüklerde uygulanabilmektedir. Ayrıca deprem kuvveti olarak AASHTO’ya göre 50 yılda aşılma olasılığı %10, 475 yıllık tekerrür süreli olan deprem düzeyi ve yönetmeliğe göre belirlenen R dayanım azaltma katsayıları kullanılabilmektedir [4].

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

Köprü ve viyadük gibi yapıların deprem etkisi altında performans değerlendirme yöntemlerinden biri olan şekildeğiştirmeye göre değerlendirme ve tasarım, bölüm 3.1 de belirtildiği üzere doğrusal olmayan yapı davranışını esas almasından ötürü yapıda oluşabilecek hasar daha gerçekçi değerlendirilmektedir. Bu yöntemde öngörülen performans hedefi için tanımlanan deprem kuvvetleri etkisinde doğrusal olmayan analiz yapılmaktadır. Doğrusal olmayan analiz sonucunda taşıyıcı sistem elemanlarında sünek davranışa bağlı plastik şekildeğiştirme talebi bununla birlikte şekildeğiştirme ve iç kuvvet talebi elde edilmektedir. Hedeflenen performans düzeyi ile uyumlu tanımlanan “plastik şekildeğiştirme kapasiteleri” ilgili taşıyıcı sistem elemanı için elde edilen şekildeğiştirme ve iç kuvvet talebi ile karşılaştırılmaktadır. Karşılaştırma sonucu elemaların deprem yüklemesi altında hasar düzeyi belirlenerek sistemin performans değerlendirmesi tamamlanmaktadır [4].

### **3.2 Viyadük İçin Tanımlanan Performans Düzeyleri**

Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Havameydanları İnşaatları Deprem Teknik yönetmeliği (DLH)’ne göre viyadük ve köprüler için deprem yüklemesi altında öngörülen hasar sınır değerleri için dört performans düzeyi tanımlanmış olup bu performans düzeyleri aşağıda ayrı ayrı açıklanmıştır [12].

### Minimum Hasar Performans Düzeyi (MH)

Demiryolu köprü ve viyadüklere olası bir deprem kuvveti etkidiği takdirde yapının taşıyıcı sisteminde hiç hasar oluşmamasını ya da sınırlı hasar meydana gelmesini gerektiren durum minimum hasar performans düzeyi olarak tanımlanmaktadır. Yani bu performans düzeyinde yapı faaliyete kapatılmamaktadır ve hasarlar da hemen onarılabilir düzeyde olmaktadır [12].

### Kontrollü Hasar Performans Düzeyi (KH)

Kontrollü Hasar Performans Düzeyinde demiryolu köprü ve viyadüklere olası bir deprem kuvveti etkidiği takdirde onarılabilir düzeyde hasar oluşmasına izin verilmektedir. Yani bu performans düzeyinde hasarların onarımı için belirli süre gerekmektedir [12].

### İleri Hasar Performans Düzeyi (İH)

İleri Hasar Performans Düzeyi, olası bir deprem yükü altında demiryolu köprü ve viyadüklerde göçme olmadan ağır hasarların meydana gelebildiği durum olarak tanımlanmaktadır. Bu durumda, yapı uzun süreli ya da tamamen faaliyete kapatılabilmektedir [12].

### Göçme Hasarı Durumu (GH)

Bu performans düzeyinde demiryolu köprü ve viyadükler meydana gelen deprem kuvveti altında tamamen göçmektedir. Yani, yapı faaliyete tamamen kapatılmaktadır [12].

Yukarıda tanımlanan performans düzeylerine göre özel köprü, normal köprü ve basit köprü olarak sınıflandırılan köprü ve viyadükler için hedef performans düzeyleri Çizelge 3.2’de verilmiştir.

**Çizelge 3.2 :** Viyadüklerin deprem düzeyine bağlı performans hedefleri.

Köprü Sınıfı	(D1) Deprem Düzeyi	(D2) Deprem Düzeyi	(D3) Deprem Düzeyi
Özel Köprüler	-	<b>MH</b>	<b>KH</b>
Normal Köprüler	<b>MH</b>	<b>KH</b>	<b>İH</b>
Basit Köprüler	<b>MH</b>	<b>KH</b>	<b>İH</b>

Yukarıdaki Çizelge 3.2’de bahsedilen ve yönetmelikte sınıflandırılan köprülerden biri olan özel köprüler, stratejik öneme sahip ve gerçekleşen deprem sonrası hemen

faaliyete geçmesi gereken köprüdür. Basit köprüler, Özel köprüler hariç 10 metreden fazla tek açıklıklı olmayan ve 0.1g değerinden küçük etkin yer ivmesine sahip bölgelerde yer alan köprülerdir. Bu köprüler dışında kalanlar ise normal köprü olarak adlandırılmaktadır [12].

### 3.3 Doğrusal Olmayan Davranışın(Nonlinear Davranışın) Modellenmesi

#### 3.3.1 Doğrusal olmayan elastik yöntemde kullanılan beton ve çelik modeli

Betonun gerilme ve şekildeğiştirme arasındaki ilişki birçok faktöre bağlı olduğundan gerilme-şelikle değiştirme eğrisi ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) üzerine çalışılmış fazla sayıda model vardır. (Saatçioğlu ve Ravzi, Geliştirilmiş Kent ve Park, Sheikh ve Üzümeri, Mander vb).

Ancak tüm bu modellerde anlatılmak istenen betonarme kesitlerde kullanılan donatı miktarı ve kalitesine göre betonda sargılama etkisi oluşmaktadır. Bu sargılama özelliği sayesinde betonda süneklik, dayanım ve bu dayanıma bağlı birim deformasyon değeri artmaktadır [20].

Bu çalışma kapsamında Mander modeli üzerinde durulmuştur. Mander beton modeli oluşturulurken DBYBHY de verilen bağıntılardan faydalanılmıştır.

$f_c$ , sargılı betonda basınç gerilmesi değeri aşağıda verilen denklem 3.1 ile hesaplanmaktadır.

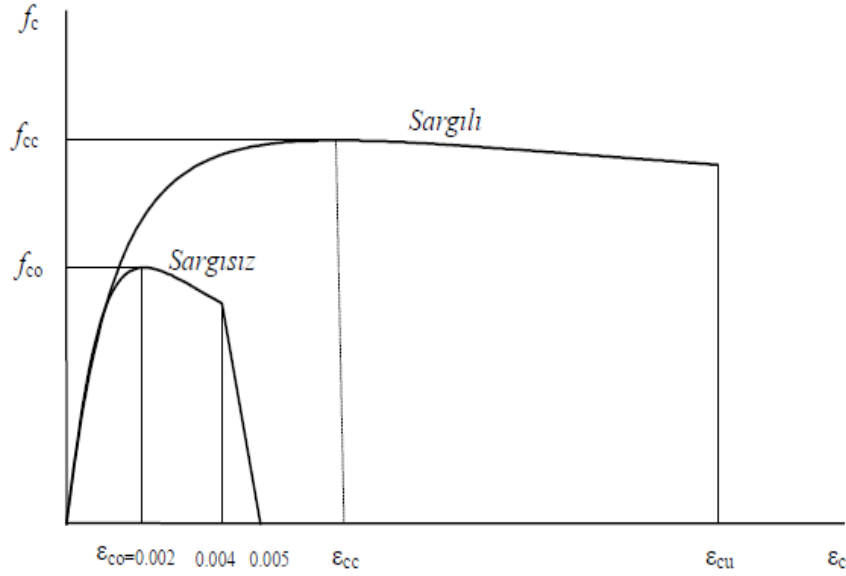
$$f_c = \frac{(f_{cc} x^r)}{(r-1+x^r)} \quad (3.1)$$

Yukarıdaki formülde yer alan  $x$ , normalize edilmiş beton birim şekildeğiştirmesi ve  $r$  değişkeni aşağıdaki denklem 3.2 ve denklem 3.3 ile elde edilmektedir [10].

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}, \epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5(\lambda_c - 1)] \quad (3.2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}, E_c \approx 5000\sqrt{f_{co}} \quad (3.3)$$

DBYBHY’inde bulunan Mander tarafından tanımlanan sargılı ve sargısız beton dayanımının şekildeğiştirmeye göre değişimini gösteren beton modeli grafiği Şekil 3.1’de verilmiştir.



**Şekil 3.1 :** Mander sargılı ve sargısız beton modeli [11].

Donatı çeliği için ise, doğrusal elastik olmayan yöntemler ile performans değerlendirmesinde DBYBHY de yer alan aşağıdaki gerilme-şekildeğiştirme bağıntılarından yararlanılmıştır.

$$f_s = E_s \times \varepsilon_s \quad (3.4)$$

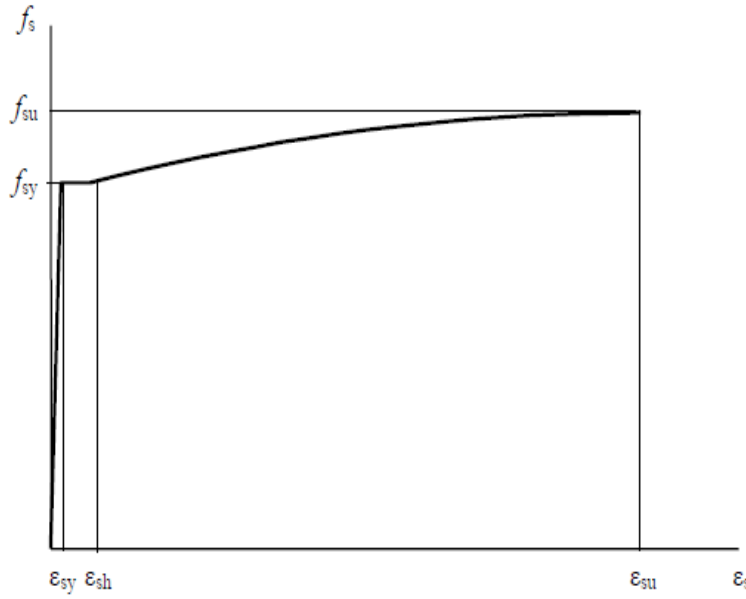
$$f_s = f_{sy} \quad (3.5)$$

$$f_s = f_{su} - (f_{su} - f_{sy}) \times \frac{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_s)^2}{(\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh})^2} \quad (3.6)$$

Donatı çeliğinin Elastisite modülü  $E_s = 2 \times 10^5$  MPa olarak DBYBHY (2007) baz alınmıştır [11]. Aşağıdaki Çizelge 3.3'de donatı çeliklerine ait bilgiler yer almakta olup gerekli veriler için bu çizelgeden faydalanılmıştır.

**Çizelge 3.3 :** Donatı çeliği malzeme özellikleri.

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



Şekil 3.2 : Donatı çeliğinin malzeme modeli [11].

### 3.3.2 Eğilme momenti – eğrilik ( $M - \Phi$ ) bağıntısı

Beton ve donatı malzeme özelliklerinin doğrusal olmayan davranışından ötürü eğilme momenti etkisindeki kesitlerde davranış momentin değerine göre değişkenlik göstermektedir. Yani, kesitte meydana gelen eğilme momenti küçük bir değer ise beton doğrusal elastik davranış göstermekte olup basınç ve çekme gerilmelerini karşılayabilmektedir. Böylece bu eğilme momenti altında kesitin rijitliği betonun elastisite modülüne ve atalet momentine bağlı olup donatının katkısı az olmaktadır. Eğilme momentinin artması durumunda ise kesitte çekme gerilmelerinde artması beklenmektedir. Ancak beton basınç dayanımı fazla, çekme dayanımı az olan bir malzeme olmasından dolayı kesitte çatlak oluşumu gerçekleşmektedir. Bu nedenle eğilme momentinden kaynaklı çekme gerilmeleri kesite yerleştirilen donatılar yardımıyla karşılanıp beton tamamen çatlamaktadır. Kesitte betonun çatlama başlamasıyla doğrusal elastik davranış yerine doğrusal olmayan davranış göstermektedir. Beton doğrusal olmayan davranış sergilerken artan eğilme momenti etkisiyle donatı da akma noktasına ulaşmaktadır. Eğer eğilme momenti değeri daha fazla artış gösterirse donatıda plastik uzama meydana gelmekte olup betonda ise doğrusal olmayan gerilme şekildeğiştirme ilişkisi daha fazla belirginleşmektedir. Çekme dayanımlarının yüksek olmasından dolayı donatıların uzama kapasitelerinde yüksek olması ve çekme dayanımı düşük olan betonun ise uzama kapasitelerinin düşük

olması beklenmektedir. Bu nedenle beton meydana gelen en büyük kısılma kapasitesine geldiğinde kesitte güç tükenmesi gerçekleşeceği ve kesitin taşıma gücüne ulaşacağı kabul edilmektedir [8].

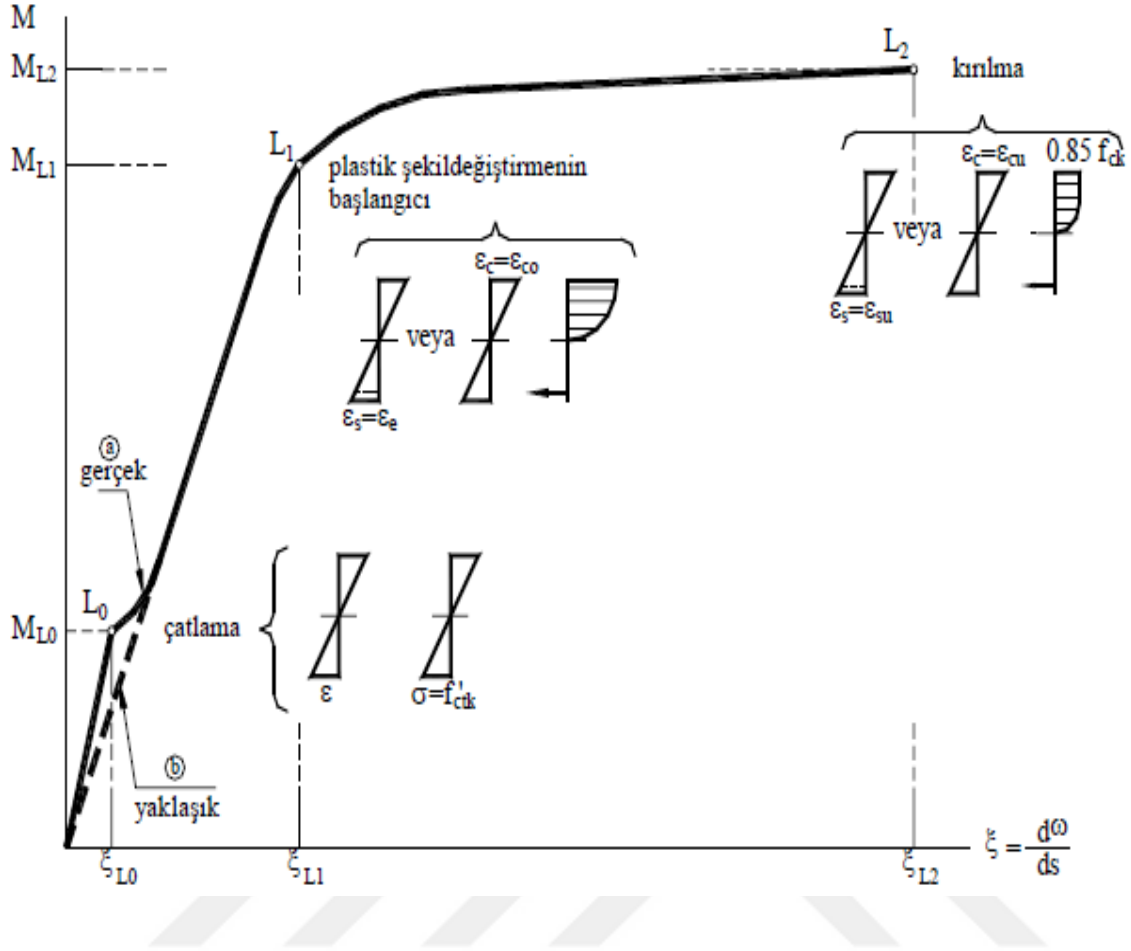
Şekil 3.3'de normal kuvvet ve eğilme momenti etkisi altında bulunan bir kesite ait moment(M) ve eğrilik (birim dönme,  $\Phi$ ) grafiği verilmiştir. Bu grafik  $L_0$ ,  $L_1$  ve  $L_2$  noktaları ile üç bölgeye ayrılmış olup aşağıda bu bölgelere göre kesitte meydana gelen durumlar açıklanmıştır [9].

$L_0$ : Bu sınır değere kadar betonun çekme ve basınç gerilmeleri karşılayabildiği ve malzemenin gerilme şekildeğiştirme ilişkisinin doğrusal elastik olduğu kabul edilmektedir. Ayrıca beton kesitinin çekme bölgesindeki normal gerilme değeri eğilme momenti altında çekme dayanıma eşit noktaya geldiğinde kesitte çatlakların oluşmaya başladığı sınır değerdir. Betonun eğilme momenti altında çekme dayanımı denklem 3.7 ile hesaplanmaktadır.

$$f'_{ctk} = 0.70 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3.7)$$

$L_1$ : Beton kesitinde çatlakların oluşmaya başlamasıyla betonun doğrusal olmayan davranış gösterip çelik donatılarının ise plastik şekildeğiştirmeye başlamasıyla akma noktasına ulaştığı sınır değerdir. Betonda plastik şekildeğiştirmenin  $\epsilon_{co} = 0.002$  birim kısılma değerinde çelikteyse  $\epsilon_e$  akma noktasında başladığı varsayılmaktadır. Ayrıca bu noktadaki eğilme momentinin ( $M_{L1}$ ) elde edilmesinde betonun çekme dayanımının etkisi ihmal edilmektedir.

$L_2$ : Bu sınır değere kadar kesite etkiyen eğilme momenti daha fazla artarak beton kırılma noktasına, çekme donatıları da kopma noktasına ulaşmaktadır. Bu durumda kesitte meydana gelen güç tükenmesi ile bu noktadaki eğilme momenti ( $M_{L2}$ ) değeri plastik momente ( $M_p$ ) eşit olmaktadır. Beton birim kısılma sınır değerine ulaştığı takdirde kırılma noktasına gelmektedir. Bu sınır, sargısız beton için  $\epsilon_{cu} = 0.003 - 0.0035$  arasında bir değer kabul edilip kesitte sargı donatısının bulunmasına göre artış göstermektedir. Çelik donatısı için birim uzama sınır değeri ise  $\epsilon_{su} = 0.01$  kabul edilmektedir.



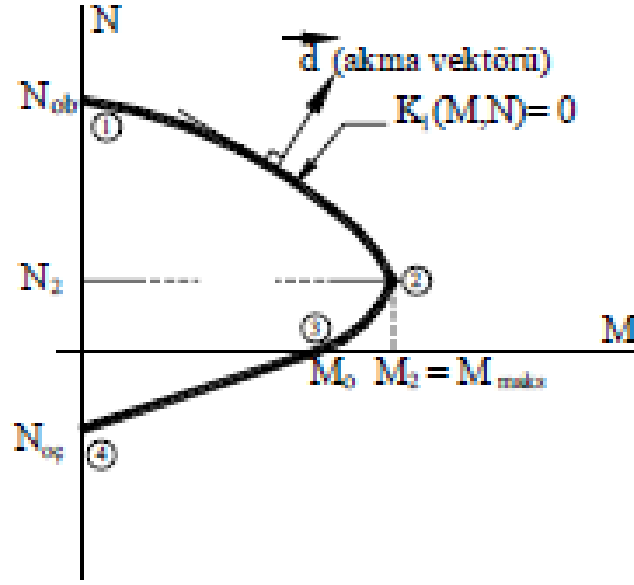
Şekil 3.3 : Sabit normal kuvvet altında betonarme kesitte oluşan moment-eğrilik diyagramı [9].

### 3.3.3 Akma yüzeyi (karşılıklı etki diyagramı) bağıntısı

Yapı elemanlarından kolonlar eğilme momentinden çok normal kuvvetin daha etkili olduğu elemanlardır. Bir eksen takımı üzerinde kolona etki eden normal kuvvet ve eğilme momentinin etkileşimini temsil eden diyagram karşılıklı etki diyagramı olarak tanımlanmaktadır. Betonarme kesitlerde plastik kesit denilen bölgelerde doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin gerçekleştiği varsayılmaktadır. Yani, kesite gelen normal kuvvet ve eğilme momenti bu etkileşim diyagramının üzerinde ise kesitte plastik şekil değiştirmelerin gerçekleştiği ve kesitin aktığı anlaşılmaktadır. Ayrıca bu diyagram eğrisinin içerisinde kalan normal kuvvet ve eğilme momentini kesitin taşıyabileceğini dışında kalan değerler içinse kesitin yetersiz olduğunu ifade etmektedir.



Şekil 3.4’de kesitte meydana gelen her bir normal kuvvete karşılık gelen moment değerlerini gösteren karşılıklı etki diyagramı gösterilmiştir.



Şekil 3.4 : Betonarme kesit karşılıklı etkileşim diyagramı [4].

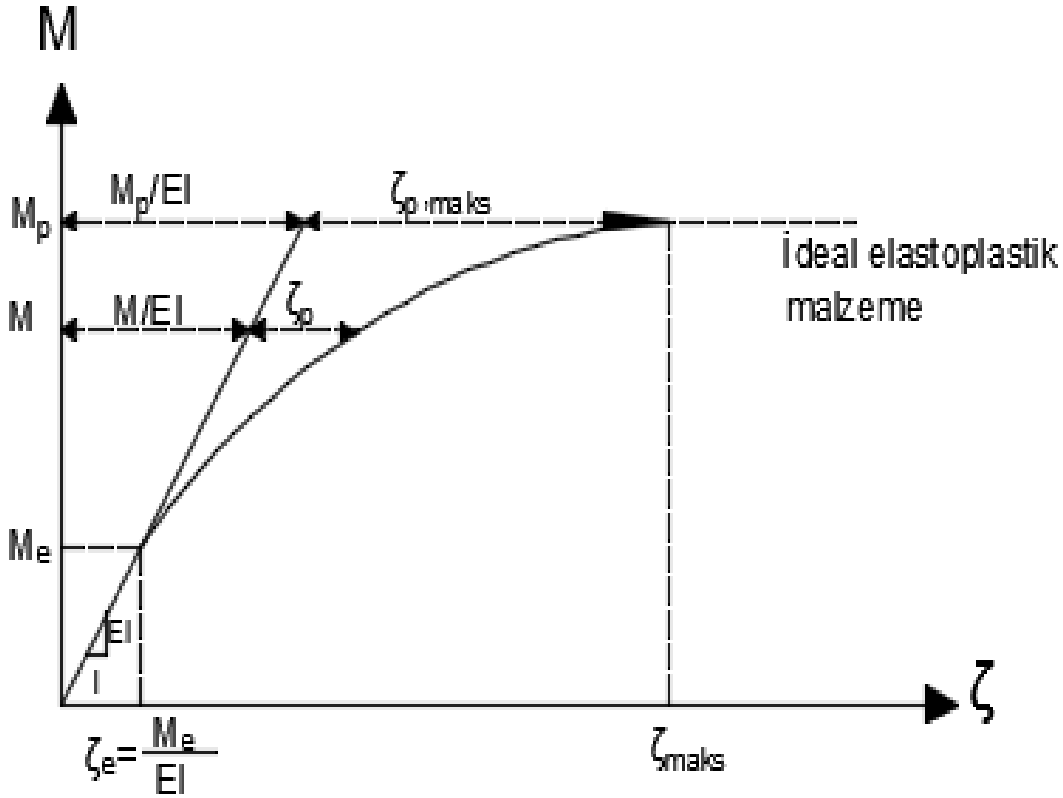
Köprü ve viyadüklerin taşıyıcı sistemleri başlık kirişinin mesnetlendiği tek orta ayak ya da birden fazla orta ayak olacak şekilde tasarlanabilmektedir. Orta ayağın tek olması durumunda sistem konsol davranış göstermektedir ve orta ayağa etkiyen eksenel kuvvetin deprem kuvvetinden ayrı olarak sadece düşey yüklerden oluşması beklenmektedir. Bu nedenle bu orta ayak için sadece moment eğrilik diyagramının oluşturulmasında sakınca görülmemektedir. Fakat taşıyıcı sistemi birden fazla orta ayağa sahip viyadük ve köprüler için sistem çerçeve davranışı göstereceğinden dolayı eksenel kuvvetler orta ayaklarda oluşan momentlerden etkilenmektedir. Bu yüzden ilgili orta ayaklarda moment ve eksenel kuvvet arasındaki etkileşimi temsil eden akma yüzeyi ya da akma eğrisi diyagramlarının oluşturulması gerekmektedir [4].

### 3.3.4 Plastik mafsal kabulü

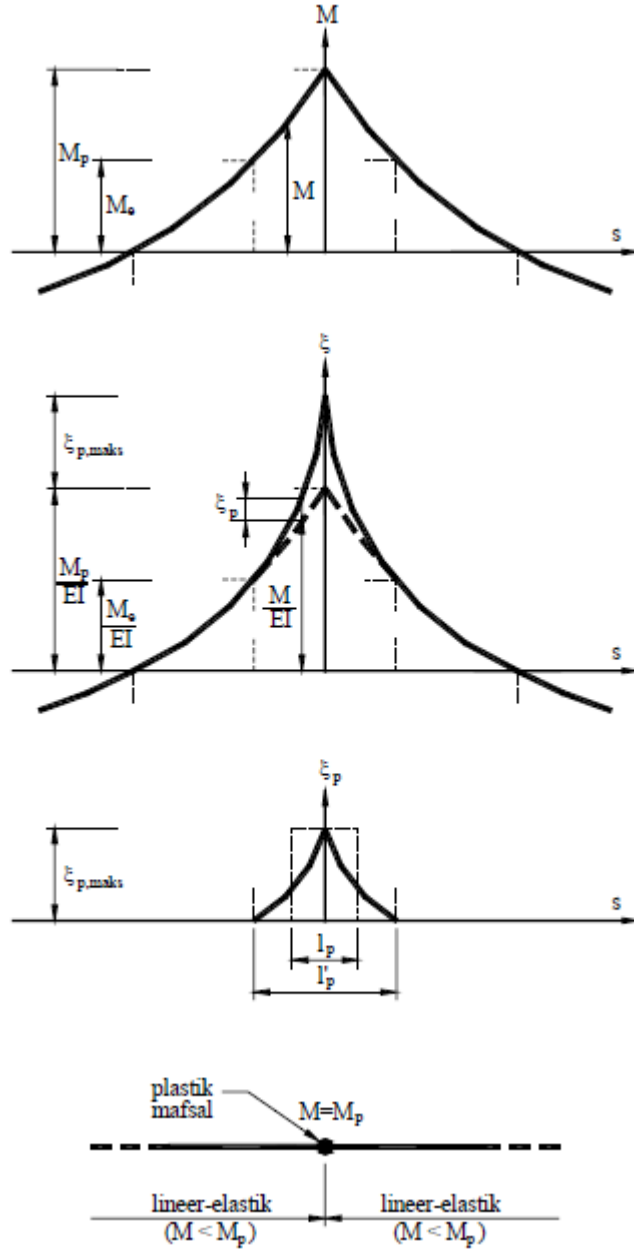
Bölüm 3’de de bahsedildiği gibi yapısal elemanların moment eğrilik grafiklerinde elastik bölge ve plastik bölge olmak üzere iki değişim bölgesi bulunmaktadır. Moment değeri az olduğunda betondaki gerilmeler az olup donatı akma noktasına erişmemiş olacağından kesit doğrusal davranış sergileyecektir. Ancak moment değeri arttığı takdirde donatıdaki çekme kuvvetinde artış gözlemlenip donatı akma noktasına

erişecektir ve kesit elastik ötesi plastik davranış gösterecektir. Yani, moment değerinin fazla olduğu kesitin mesnede yakın olan bölgelerinde elastik davranış ötesi plastik dönmeler ya da plastic şekildeğişirmeler daha etkilidir. Bu bölgelerde plastik dönmeler oluşup moment artışı olmadan kesit dönmeye devam etmektedir. Bu plastik dönmelerin kesitin belirli bölgesinde yoğunlaştırılmasına “plastik mafsal kabulü” denilmektedir [7].

Malzeme bakımından doğrusal olmayan davranış gösteren bir yapı sisteminin eleman kesitinde oluşan moment eğrilik diyagramı Şekil 3.5’de verilmiştir. Şekil 3.6 da ise bir düzlem çubuk elamana ait eğilme moment diyagramı, eğilme etkisi altında toplam şekildeğişirmeleri ve doğrusal olmayan şekildeğiştirme diyagramları gösterilmiştir [17].



Şekil 3.5 : Bir çubuk eleman kesitinde oluşan moment-eğrilik diyagramı [17].

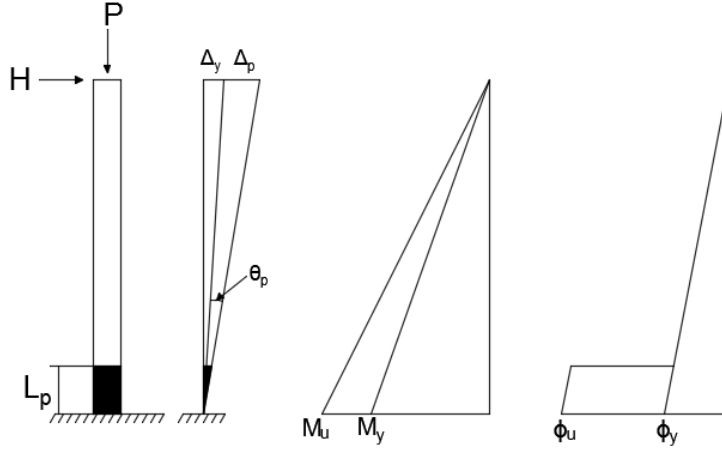


**Şekil 3.6 :** Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler [17].

Yapı eleman kesitleri için doğrusal elastik davranış ötesi yani plastik davranışın hakim olduğu bölgeyi ifade eden iki hipotez bulunmaktadır. Bunlar, yayılı plastik davranış ve yığılı plastik davranış hipotezleridir. Bu çalışma kapsamında yığılı plastik davranış hipotezi kullanılmıştır.

Yığılı plastik davranış hipotezi, Şekil 3.7 de görüldüğü üzere doğrusal olmayan davranış değerleri ele alınan elamanın uç noktalarında yoğunlaşacağı kabulüne dayanmaktadır. Bu hipoteze göre taşıyıcı sistem yapı elemanlarında meydana gelen iç kuvvetlerin maksimum kapasitelerine ulaştığı uzunluk boyunca düzgün yayılı plastik

şekildeğiştirmeler oluşmaktadır. Yapı elemanının bu uzunluğunda eğilme davranışı baskın olup bu uzunluğa plastik mafsalsal boyu ( $L_p$ ) denilmektedir [20].



**Şekil 3.7 :** Yığılı plastik davranış hipotezine göre plastik mafsalsal boyu [20].

### 3.3.5 Plastik mafsalsal boyu

Plastik mafsalsal hipotezine göre plastik şekildeğiştirmeler çubuk eleman olarak tanımlanan orta ayakların plastik kapasitelerine ulaşması durumunda doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin yığılı ve sabit olduğu kabul edilen plastik mafsalsal bölgesinde gerçekleşmektedir. Plastik mafsalsal bölgesinin uzunluğu DLH'da yer alan aşağıdaki denklem 3.8 de verilen bağıntı ile hesaplanmıştır.

$$L_p = 0,08L + 0,022f_y \times d_{b1} \geq 0,044 \times f_y \times d_{b1} \quad (3.8)$$

Bu formülde;

$f_y$  = Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı (MPa)

$d_{b1}$  = Boyuna donatı çapı (mm)

$L_p$  = Plastik mafsalsal boyu (mm)

$L$  = Kolon yüksekliği (mm) ni göstermektedir.

### 3.4 Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemleri

Doğrusal elastik olmayan hesap, yapı sisteminde doğrusal hesap ile elde edilemeyen sünek davranışa ait plastik şekildeğiştirmeleri ve elemanların akma noktasına ulaştıktan sonra yapıda meydana gelebilecek iç kuvvet dağılımını elde etmekte kullanılmaktadır [11].

Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi, Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi olarak üçe ayrılmaktadır. Bu çalışmada Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi kullanılmış olup yöntemin detayları aşağıdaki bölümde sunulmuştur.

### **3.4.1 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemleri ile itme analizi (statik itme analizi)**

Deprem mühendisliğinde çok yaygın olan statik itme analizi, deprem doğrultusunda hakim olan mod şekline göre eşdeğer deprem yükleri altında sistemin deprem istem sınırının belirlenmesinde kullanılır.

Statik itme analiz yönteminin uygulanabilmesi için deprem doğrultusunda hakim moda ait etkin kütle oranının 0,70 den büyük olması gerekmektedir [11].

Statik itme analizinde kuvvet kontrollü ya da yerdeğiştirme kontrollü olacak şekilde iki türlü hesap yapılabilmektedir. Kuvvete dayalı kontrolde toplam yanal yüke artım uygulanmaktadır. Yükün her bir artımında sistemin rijitlik matrisi değişmektedir. Yerdeğiştirme kontrollü hesapta ise sistemin en üst noktasındaki yerdeğiştirme miktarı arttırılır. Genellikle yerdeğiştirme kontrollü analiz tercih edilir. Çünkü yerdeğiştirme seviyesi istenilen noktaya kadar yapılabilir [9]. Bu çalışma kapsamında da yerdeğiştirmeye dayalı hesap yöntemi seçilmiş olup aşağıda bu yöntemin detaylarından bahsedilmiştir.

Artımsal eşdeğer deprem yükü yönetiminin (statik itme analizi) değerlendirilmesinde iki ana parametre vardır. Bunlar; talep ve kapasitedir. Yapıya etkiyen deprem yer hareketi talebi, bu deprem yer hareketi altında yapının göstermiş olduğu davranış ise kapasiteyi belirtmektedir. Bu iki parametreye bağlı olarak yapının taşıyıcı sistemini oluşturan elemanların dayanım ve şekildeğiştirme kapasiteleri ise yapısal kapasiteyi oluşturmaktadır.

Yapısal kapasite, x koordinat eksenini tepe yerdeğiştirmesi y koordinat eksenini taban kesme kuvveti olan itme eğrisi ile temsil edilmektedir.

Tepe yerdeğiştirmesi, incelenen deprem doğrultusunda her itme adımı için yapının en üst noktasında yer alan kütle merkezinde meydana gelen yerdeğiştirmedir. Taban kesme kuvveti ise ilgili deprem doğrultusundaki her itme adımında eşdeğer deprem yüklerinin toplamıdır [11].

Statik itme analizindeki bir sonraki adım tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvvetini gösteren itme eğrisinin koordinat dönüşümleri ile koordinatları modal yerdeğiştirme-modal ivme olan modal kapasite diyagramının oluşturulmasıdır. Kapasite diyagramının eksenleri olan modal ivme ve modal yerdeğiştirme aşağıda yer alan formüller ile elde edilebilmektedir.

$a_1^{(i)}$ , (i)' inci itme adımında birinci moda ait modal ivme değeri için,

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (3.9)$$

formülü kullanılabilir.

Bu formüldeki  $V_{xi}$ , hakim moda ait deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait taban kesme kuvvetini,  $M_{xi}$ , hakim moda ait deprem doğrultusunda dorusal elastik davranış için tanımlanan birinci moda ait etkin kütle göstermektedir [11].

$d_1^{(i)}$ , (i)' inci itme adımında birinci moda ait modal yerdeğiştirme değeri için ise,

$$d_1^{(i)} = \frac{U_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (3.10)$$

formülü kullanılarak dönüşüm yapılabilir.

Bu denklemde yer alan  $U_{xN1}^{(i)}$ , yapının en üst noktasında(N'inci katında) hakim moda ait deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonucunda meydana gelen birinci moda ait yerdeğiştirme,  $\Phi_{xN1}$ , yapının en üst noktasında (N'inci katında) hakim moda ait deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekil genliği ve  $\Gamma_{x1}$ , hakim moda ait modal katkı çarpanını ifade etmektedir [11].

Deprem doğrultusunda hakim moda ait modal katkı çarpanı olan  $\Gamma_{x1}$ ,  $L_{x1}$  ve  $M_{x1}$  ifadelerine bağlı olarak aşağıda belirtilen denklem 3.11 ile elde edilmektedir [11].

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_{x1}} \quad (3.11)$$

Statik itme analizinde hedef olan yapı sisteminin performans noktasını bulabilmek için yukarıda elde edilen kapasite diyagramı ile talep spektrumunun üst üste çizilerek kesiştirilmesi gerekmektedir. Bu kesiştirme işlemi için iki eğrinin aynı formatta olması lazımdır. Aşağıda talep spektrumunun elde edilışinden bahsedilmiştir.

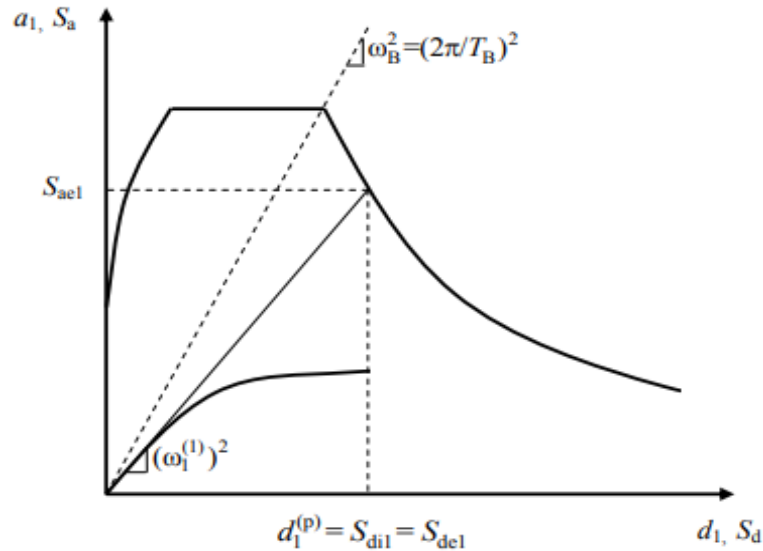
Doğrusal elastik davranışta esas alınan koordinat eksenleri periyot ve spektral ivme olan elastik tasarım ivme spektrumunun, doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme ( $S_{di1}$ ) ve spektral ivme grafiğine dönüştürülmesi gerekmektedir. Bunun için,

$$S_{di1} = C_{R1} \times S_{de1} \quad (3.12)$$

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{\left(w_1^{(1)}\right)^2} \quad (3.13)$$

denklemleri kullanılmaktadır. Bu denklemdeki ifadeler DBYBHY'e göre  $S_{de1}$ , doğrusal elastik (linear) spektral yerdeğiştirme,  $C_{R1}$ , spektral yerdeğiştirme oranı,  $S_{ae1}$  ise birinci moda ait elastik spektral ivmeyi temsil etmektedir [11].

$C_{R1}$ , spektral yerdeğiştirme oranı  $T_1$  ( $T_1 = 2\pi / \omega_1$ ) başlangıç periyoduna bağlı olarak farklı değerler almaktadır. Şöyle ki,  $T_1$  başlangıç periyodunun, lineer davranış ivme spektrumundaki karakteristik periyod  $T_B$ 'ye eşit veya daha büyük olması durumunda ( $T_1 \geq T_B$ ) veya ( $\omega_1^2 \leq \omega_B^2$ ), doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme  $S_{di1}$ ,  $T_1$  doğal periyoda sahip doğrusal elastik sistemde meydana gelen doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme değeri olan  $S_{de1}$ 'e eşit alınacaktır. Yani; yerdeğiştirme oranı  $C_{R1} = 1$  alınacaktır (Şekil 3.8) [11].

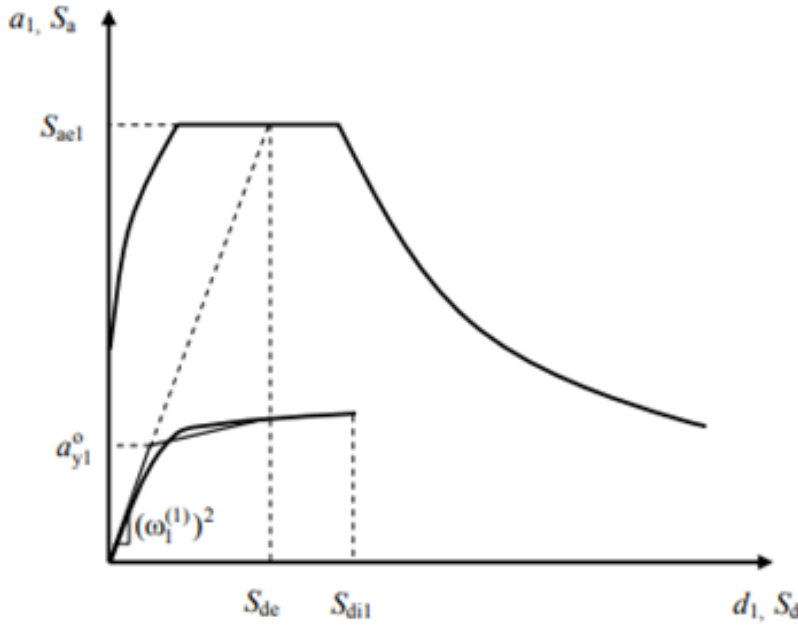


**Şekil 3.8 :** Başlangıç periyodunun karakteristik periyottan büyük olduğu durumda ivme spektrumu [11].

Lineer davranışa esas belirlenen ivme spektrumundaki karakteristik period olan  $T_B$ 'nin  $T_1$  başlangıç periyodundan daha büyük olması durumunda ( $T_1 \leq T_B$ ) veya ( $\omega_1^2 \geq \omega_B^2$ ) ise yerdeğiştirme oranı  $C_{R1}$ , aşağıdaki denklem 3.14 de belirtilen ardışık yaklaşımla hesaplanacaktır (Şekil 3.9) [11].

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_y - 1) \times T_B / T_1}{R_{y1}} \geq 1 \quad (3.14)$$

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (3.15)$$



**Şekil 3.9 :** Başlangıç periyodunun karakteristik periyottan küçük olduğu durumda ivme spektrumu [11].

Yukarıdaki denklem 3.14 sonucu elde edilen  $C_{R1}$  kullanılarak eşdeğer akma noktasının koordinatları  $S_{dil}$  baz alınarak, ve eşit alanlar kuralı ile yeniden hesaplanmaktadır. Bu duruma göre  $a_{y1}$ ,  $R_{y1}$  ve  $C_{R1}$  tekrar hesaplanır. Ardışık iki adım sonucu elde edilen değerlerin aralarındaki fark azalıp değerlerin birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşım bitirilmektedir [11].

Sonuç olarak; modal yerdeğiştirme istemi olarak ifade edilen  $d_1^{(p)}$ ,  $S_{dil}$  değerine yani doğrusal olmayan(nonlinear) spektral yerdeğiştirmeye eşit olduğu kabul edilmektedir [11].



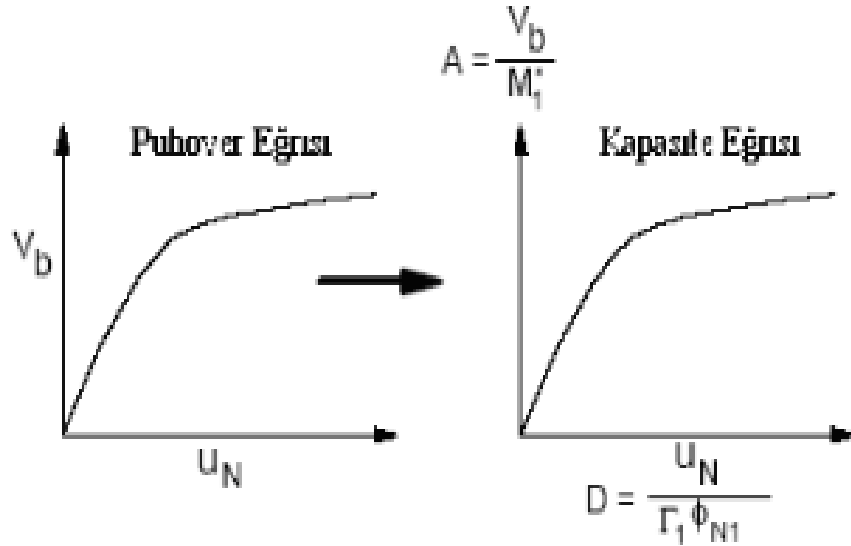
$$d_1^{(p)} = S_{di1} \quad (3.16)$$

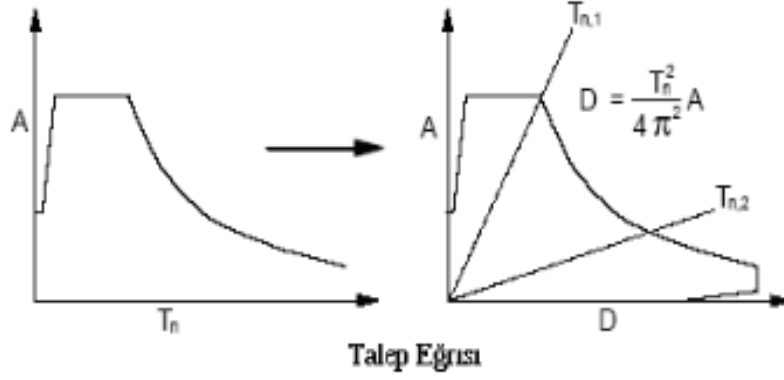
Ele alınan deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi  $U_{xN1}^{(p)}$ , son itme adımı  $i=p$  için aşağıdaki denklem 3.17 ile hesaplanabilmektedir [11].

$$U_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (3.17)$$

Statik itme analizini yukarıdaki verilerle birlikte adım adım özetlemek gerekirse (Şekil 3.10);

- Taban kesme kuvveti tepe yerdeğiştirmesi ilişkisini veren itme eğrisinin modal ivme modal yerdeğiştirme eğrisi olan kapasite eğrisine dönüştürülmesi
- Doğrusal analizde esas alınan spektrum eğrisi grafiğinden doğrusal olmayan analiz için spektral yerdeğiştirme ve spektral ivme grafiğı olan talep eğrisinin belirlenmesi
- Aynı formata dönüştürülen iki eğrinin kesiştirilerek taşıyıcı sistem de dengenin olduğı yapı performans noktasının bulunması
- Performans noktasındaki iç kuvvetler ve şekildeğiştirmeler incelenerek sağılanan performansın hedeflenen performans seviyesine uygunluğunun kontrolünün yapılmasıdır [13].





Şekil 3.10 : Statik itme analizi işlem adımları [13].

### 3.5 Yapı Elemanlarının Kesit Birim Şekildeğiştirme İstemleri ve Kapasiteleri

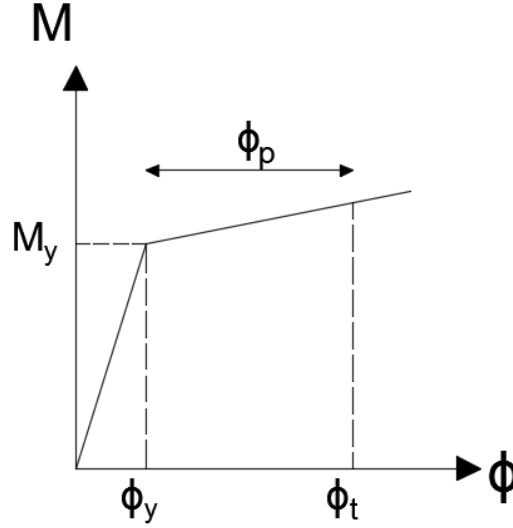
Yapı sistemi uygulanan itme analizi sonucu elde edilen performans noktasına göre tekrar analiz edilir ve çıkan sonuca bağlı olarak incelenen elemanın plastik dönmesinin plastik mafsallara boyuna bölünmesi ile plastik eğrilik istemi ( $\Phi_p$ ) elde edilir [11].

$$\Phi_p = \frac{\theta_p}{L_p}, \quad (3.18)$$

İncelenen kesitte meydana gelen aksel kuvvete bağlı olarak moment eğrilik ilişkisi ile  $\Phi_y$  akma eğriligi elde edilir.  $\Phi_y$  akma eğriligine  $\Phi_p$  plastik eğrilik istemi eklenerek toplam eğrilik istemi ( $\Phi_t$ ) bulunmaktadır [11] (Şekil 3.11).

$$\Phi_t = \Phi_p + \Phi_y \quad (3.19)$$

Elde edilen toplam eğrilik istemine ( $\Phi_t$ ) göre betonun basınç birim şekildeğiştirmesi istemi ile donatı çeliğinin birim şekildeğiştirmesi istemi malzemelerin moment eğrilik diyagramı kullanılarak hesaplanmaktadır.



**Şekil 3.11** : Kesitlerde oluşabilecek toplam eğrilik isteminin elde edilmesi.

Aşağıdaki Çizelge 3.4’de yer alan birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile hesaplar sonucu elde edilen beton ve donatı çeliğinin birim şekildeğiştirme istemleri arasında kıyaslama yapılarak kesitin taşıyıcı sistem performansı belirlenmektedir.

**Çizelge 3.4** : Viyadük kolon kesitleri için birim şekildeğiştirme kapasiteleri.

Birim Şekildeğiştirme	Performans Düzeyi	
	MH	KH
Beton Basınç Birim Şekildeğiştirmesi	0.004	0.020
Donatı Çeliği Birim Şekildeğiştirmesi	0.010	0.040

Çizelge 3.4’de belirtildiği üzere minimum hasar bölgesinde kesitin beton birim şekildeğiştirmesine 0.004, donatı çeliğinin birim şekildeğiştirmesine ise 0.010 e kadar izin verilmektedir. Kontrollü kasar bölgesi için ise beton birim şekildeğiştirmesi sınır değeri 0.02 ve donatı çeliğinin birim şekildeğiştirme sınır değeri 0.040 a kadar olmalıdır.



## **4. İNCELENEN VİYADÜĞE DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN YÖNTEMLERDEN STATİK İTME ANALİZİ UYGULAMASI**

### **4.1 Doğrusal Elastik Olmayan (Nonlinear) Yöntemde Kullanılan Modelin Detayları**

Bölüm 2.5.4’de P6 eksenini için yapılan orta ayak modeli üzerinden doğrusal olmayan analiz (nonlinear analiz) devam ettirilmiştir. Ancak yapı üzerinde artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile nonlinear analiz yapılabilmesi için yapının deprem doğrultusundaki birinci titreşim moduna ait etkin kütle oranının 0.70 den büyük olması gerekmektedir. SAP2000 programında modellenen orta ayağın modlara göre etkin kütle dağılımı aşağıdaki Çizelge 4.1’ de görülmektedir. Orta ayaklar üzerinde kütle dağılımlarındaki oranların 0.70 den büyük olmasından dolayı nonlinear analiz yapılabilirliğinin uygunluğuna karar verilmiştir. Yapının dış yükler altında davranışının doğrusal (linear) olmaması malzemenin doğrusal-elastik olmayan özelliğinden kaynaklı olacağı amaçlandığından SAP2000 modelinde malzeme olarak Mander beton ve çelik modeli özellikleri ile orta ayak kesitleri için çatlamış kesit rijitlikleri kullanılmıştır. Doğrusal analizden farklı olarak doğrusal olmayan analizde plastik mafsallar oluşacağı beklendiği için moment-eğrilik ve plastik mafsal boylarına bağlı olarak orta ayağa plastik mafsal ataması yapılmıştır. Viyadük boyuna doğrultuda konsol davranış göstereceği için plastik mafsal kolonun alt ucuna, enine doğrultuda ise çerçeve davranışı göstereceği için plastik mafsal kolonun alt ve üst ucuna atanmıştır. Detaylı bilgiler aşağıdaki bölümlerde verilmiştir.

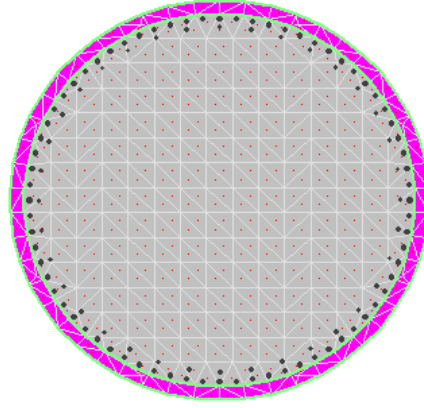
**Çizelge 4.1 :** Orta ayak modelinin periyot ve kütle katılım oranları.

Mod Sayısı	Periyot	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>
1	0.6140	0.74751	5.35E-13
2	0.3689	3.18E-13	0.77643
3	0.2056	4.37E-07	6.1E-10
4	0.1093	3.62E-13	8.21E-08
5	0.0872	0.08508	5.59E-13
6	0.0823	3.61E-13	0.01912
7	0.0641	2.46E-09	3.64E-08
8	0.0597	4.12E-08	1.04E-08
9	0.0553	1.43E-10	0.08628
10	0.0536	0.05852	2.2E-10
11	0.0392	1.22E-10	9.22E-08
12	0.0362	3.86E-09	9.18E-09

#### **4.1.1 Doğrusal elastik olmayan yöntemde kullanılan beton ve çelik modeli**

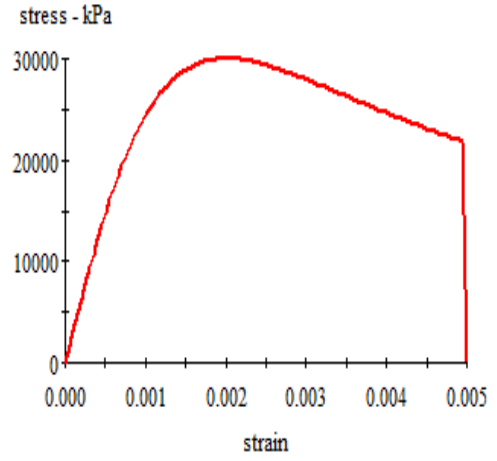
Betonun gerilme ve şekildeğiştirme arasındaki ilişki birçok faktöre bağlı olduğundan gerilme-şelik değıştirme eğrisi ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) üzerine çalışılmış fazla sayıda model vardır. (Saatçioğlu ve Ravzi, Geliştirilmiş Kent ve Park, Sheikh ve Üzümeri, Mander vb). Bu çalışma kapsamında dikkate alınan model Mander beton modelidir. Bu modelde beton kesiti üç bölümden oluşmaktadır. Bunlar; kabuk betonu (sargısız beton), gövde betonu (sargılı beton) ve donatı çeliğidir. Beton modeli oluşturulurken DBYBHY de yer alan bağıntılar ve XTRACT programından faydalanılmıştır.

Sargılı ve sargısız beton malzeme ile donatı çeliği özellikleri plastik mafsallık kesit belirlemede kullanılmak üzere XTRACT programındaki kesitlere veri olarak girilmiştir. XTRACT programında tanımlanan kolon kesiti Şekil 4.2’de gösterilmiştir. C30 beton basınç dayanımına sahip orta ayağın programa girilen sargılı ve sargısız beton özellikleri ise Şekil 4.3’de sunulmuştur.

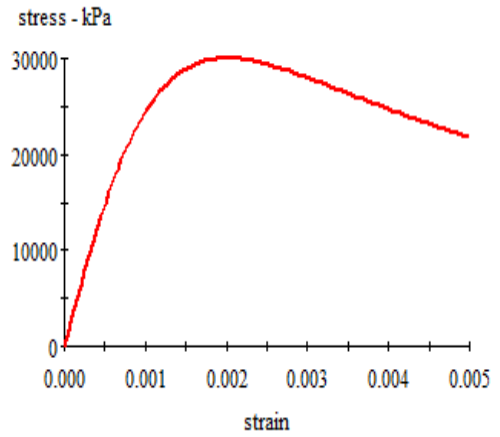


Şekil 4.1 : XTRACT kolon kesiti.

Sargısız Beton (Kabuk Betonu)	
28 Günlük Basınç Dayanımı	30 MPa
Sargılı betondaki maksimum dayanıma karşılık gelen birim sekildeğiştirme, $\epsilon_{cc}$	0.002
Ezilme birim sekildeğiştirme	0.004
Sargısız betondaki maksimum basınç birim sekildeğiştirme, $\epsilon_c$	0.005
Elasite Modülü, E	32000 MPa



Sargılı Beton (Gövde Betonu)	
28 Günlük Basınç Dayanımı	30 MPa
Sargılı betondaki maksimum dayanıma karşılık gelen birim sekildeğiştirme, $\epsilon_{cc}$	0.002
Sargılı betondaki maksimum basınç birim sekildeğiştirme, $\epsilon_{cu}$	0.005
Elasite Modülü, E	32000 MPa

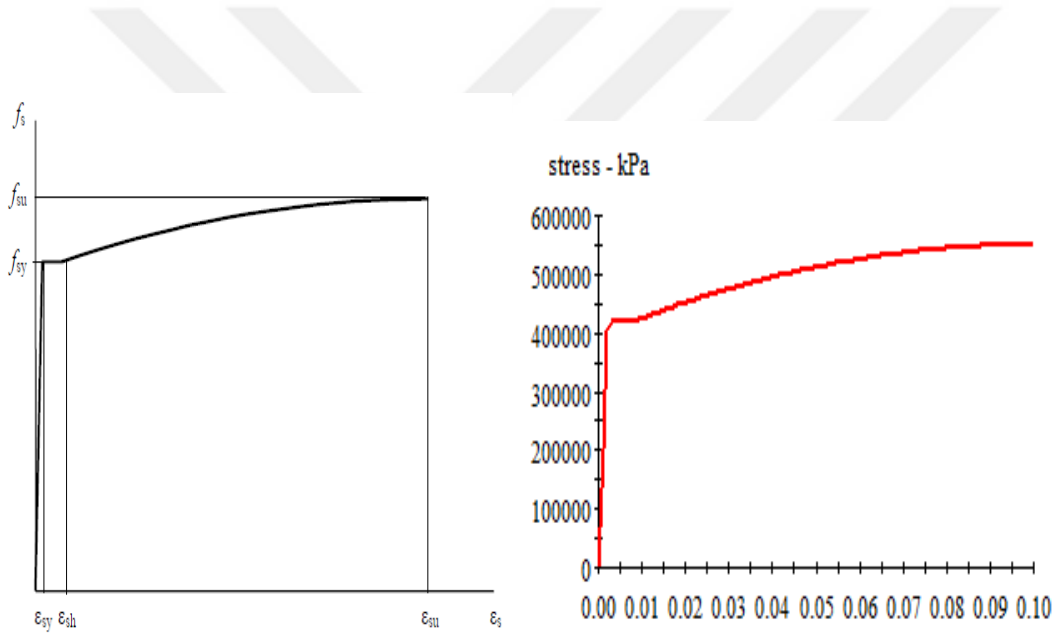


Şekil 4.2 : Sargılı ve sargısız beton özellikleri.

Doğrusal elastik olmayan yöntem ile performans değerlendirilmesinde kullanılması için S420 donatı çeliği dayanım ve uzama değerleri DBYBHY de yer alan Çizelge baz alınarak belirlenmiştir (Çizelge 4.2). Donatı çeliğinin elastisite modülü  $E_s = 2 \times 10^5$  MPa alınmıştır. XTRACT programına tanımlanan donatı çeliği modeli Şekil 4.3’de gösterilmiştir.

**Çizelge 4.2 :** Donatı çeliği dayanım ve uzama değerleri.

Kalite	$f_{sy}$ (MPa)	$\epsilon_{sy}$	$\epsilon_{sh}$	$\epsilon_{su}$	$f_{su}$ (MPa)
S420	420	0.0021	0.008	0.1	550



**Şekil 4.3 :** Donatı çeliği malzeme modeli.

#### 4.1.2 Çatlamış kesit rijitlikleri

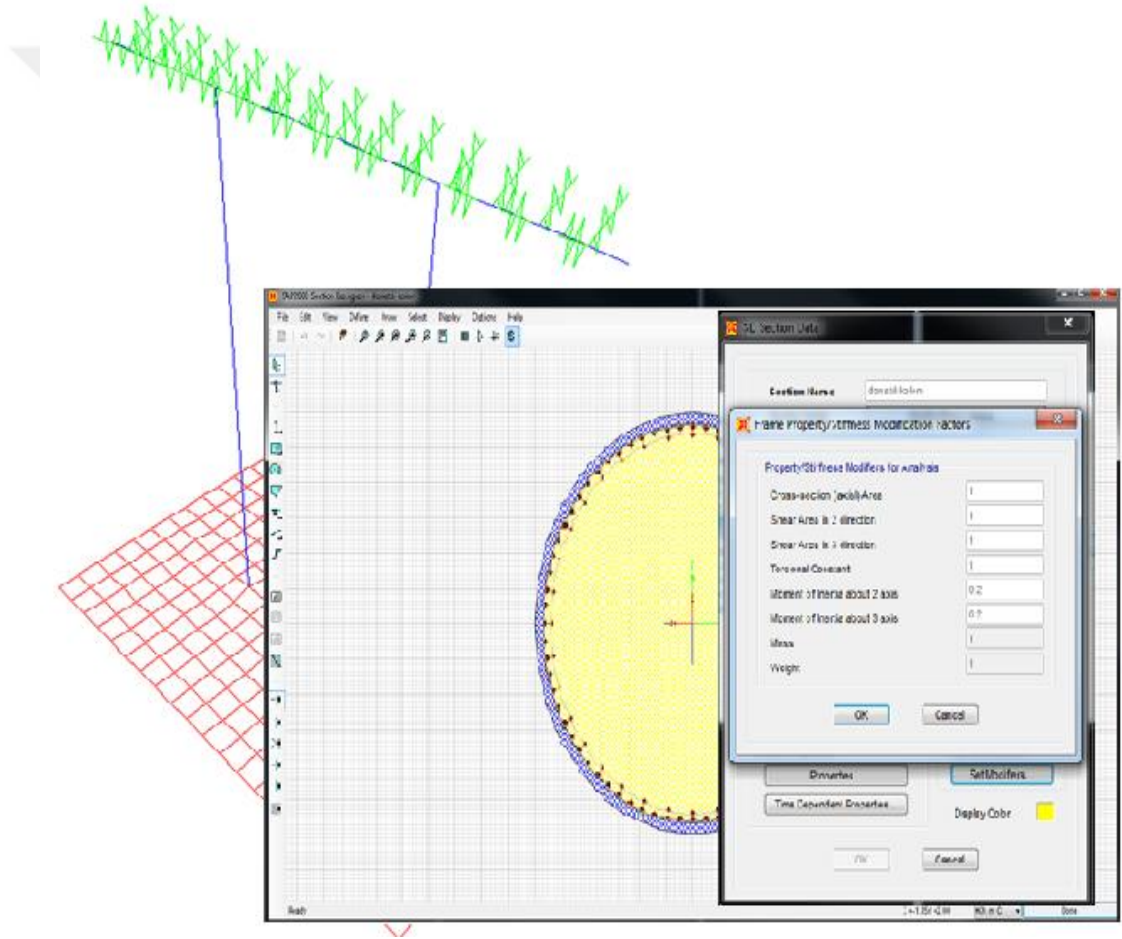
Doğrusal olmayan analiz için modellenen SAP2000 modelinde zati yükler altında ayaklara gelen aksenal kuvvetler elde edilmiştir. Bu aksenal kuvvet değerleri XTRACT programına aktarılarak kolonun zati yük altındaki analizi ile moment eğrilik grafiği elde edilmiştir. Analiz sonucunda elde edilen orta ayak kesitinin çatlamış kesit rijitliğinin, çatlamamış kesit rijitliğine oranı kadar rijitlik azaltması uygulanmıştır (Denklemler 4.1). Kolon kesiti dairesel olması bakımından enine ve boyuna doğrultuda



aynı rijitlik azaltması katsayısı kullanılmıştır. Rijitlik azaltması yapıldıktan sonra sistemin enine ve boyuna doğrultuda periyotlarının artması beklenmektedir (Çizelge 4.3). Çizelge 4.1 ile Çizelge 4.3 kıyaslandığı takdirde ise rijitliğin azaltılması ile periyodun arttığı görülmektedir.

$$\text{Enine ve Boyuna Doğrultu Rijitlik Azaltma Katsayısı} : \frac{EI_{eff}}{EI} \quad (4.1)$$

$$\frac{EI_{eff}}{EI} = (2.67 \times 10^{10}) / (1.38 \times 10^{11}) \approx 0.2 \text{ oranında rijitlik azaltması yapılmıştır.}$$



Şekil 4.4 : Kesitte yapılan rijitlik azaltması.

**Çizelge 4.3 :** Rijitlik azaltmasında sonar oluşan periyot ve kütle katılım oranları.

Mod Sayısı	Periyot	Ux	Uy
1	11.607	0.71722	2.97E-14
2	0.6327	1.26E-14	0.7879
3	0.2337	4.19E-07	2.55E-12
4	0.1450	0.15958	9.43E-14
5	0.1097	1.04E-11	1.15E-07
6	0.1049	1.06E-10	1.48E-11
7	0.0979	6.52E-08	3.78E-07
8	0.0978	6.31E-13	0.01922
9	0.0904	2.56E-15	0.08676
10	0.0747	4.00E-06	4.61E-14
11	0.0445	0.04938	1.04E-13
12	0.0441	2.06E-08	2.09E-10
TOPLAM %		93.00	90.00

#### 4.1.3 Plastik mafsal atanması

Orta ayak modelinde kolonlar birleşik veya eğik eğilme etkisi altında çalışan betonarme çubuk elemanlardır. Bu nedenle normal kuvvet ve eğilme momenti arasındaki etkileşimin tanımlanması için kolonlarda P-M2-M3 mafsal tipi kullanılmıştır.

P-M2-M3 mafsal tipinin tanımlanabilmesi için orta ayakların moment eğrilik ilişkisi elde edilmiştir. Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki çubuklarda moment eğrilik ilişkisinden aşağıda kısaca bahsedilmiştir.

##### 4.1.3.1 Plastik mafsal boyu hesabı

Plastik mafsal bölgesinin uzunluğu Bölüm 3.3.5’de yer alan bağıntı ile hesaplanmıştır.

$$L_p = 0,08L + 0,022f_y \times d_{b1} \geq 0,044 \times f_y \times d_{b1}$$

Bu formülde;

$f_y$  =Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı (MPa)

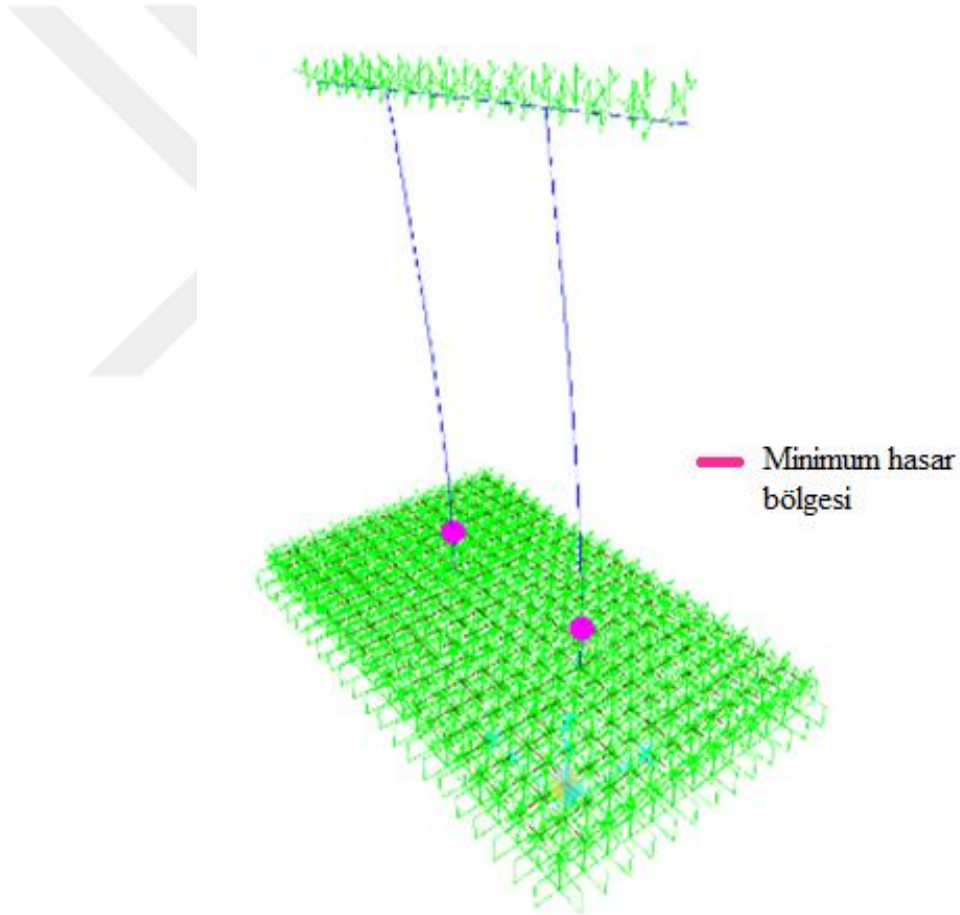
$d_{b1}$  = Boyuna donatı çapı(mm)

$L_p$  = Plastik mafsal boyu (mm)

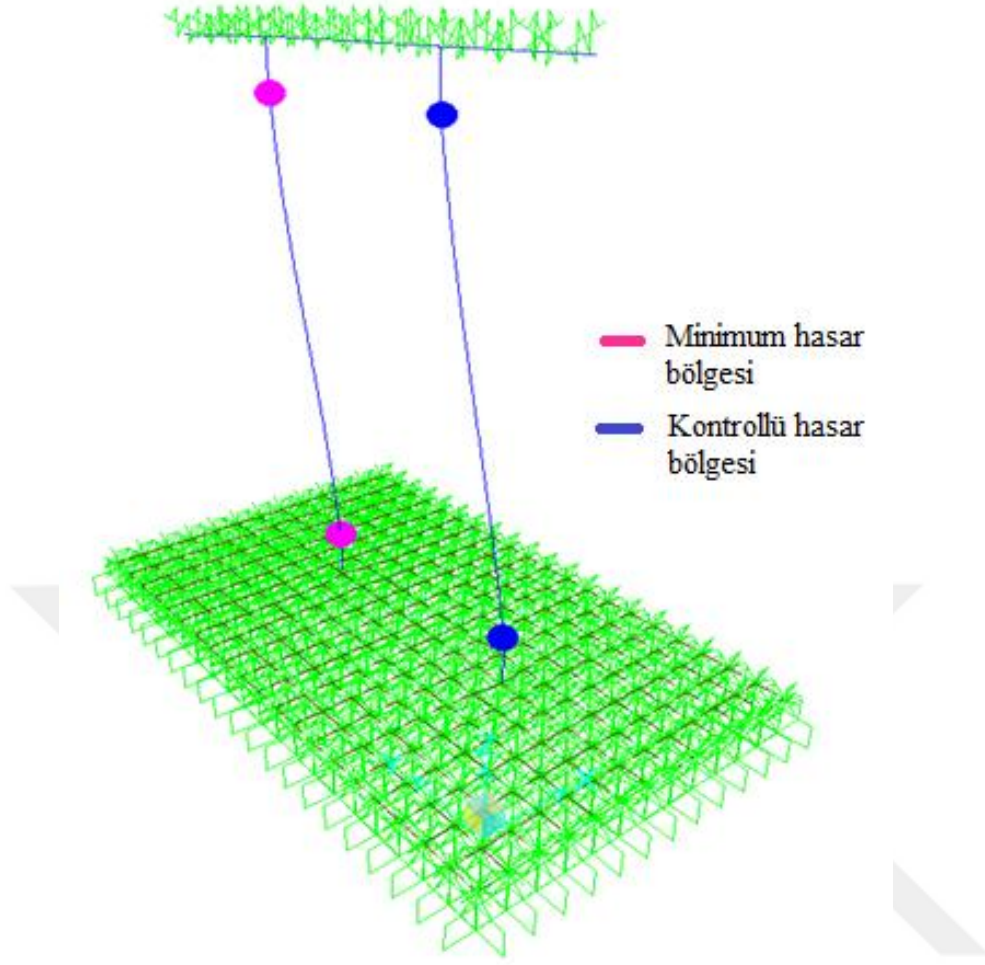
$L$  = Kolon yüksekliği (mm) ni göstermektedir.

P6 ekseninde yer alan kolon ayağının boyu 21.4 metre olup kesitinde S420 kalitede 32 mm çapında boyuna donatı kullanılmıştır. Gerekli veriler yukarıdaki formüle yerine yerleştirildiği takdirde orta ayağın plastik mafsallık boyu 2.007 metre elde edilmiştir. Hesaplanan bu değer SAP2000 programında oluşturulan çubuk elemana boyuna doğrultuda sadece kolonun alt ucuna, enine doğrultuda ise kolonun alt ve üst ucuna plastik mafsallık uzunluğu olarak girilmiştir (Şekil 4.5 ve Şekil 4.6).

Şekil 4.5 ve Şekil 4.6 da gösterilen mafsallar 0.5 metre başlangıç yerdeğiştirilmesi ile yapılan statik itme analizi sonucunda elde edilmiştir. Ayrıca sistem iki doğrultuda farklı davranış sergilediği için plastik mafsalların oluşma noktalarını belirtmek amaçlanmıştır.



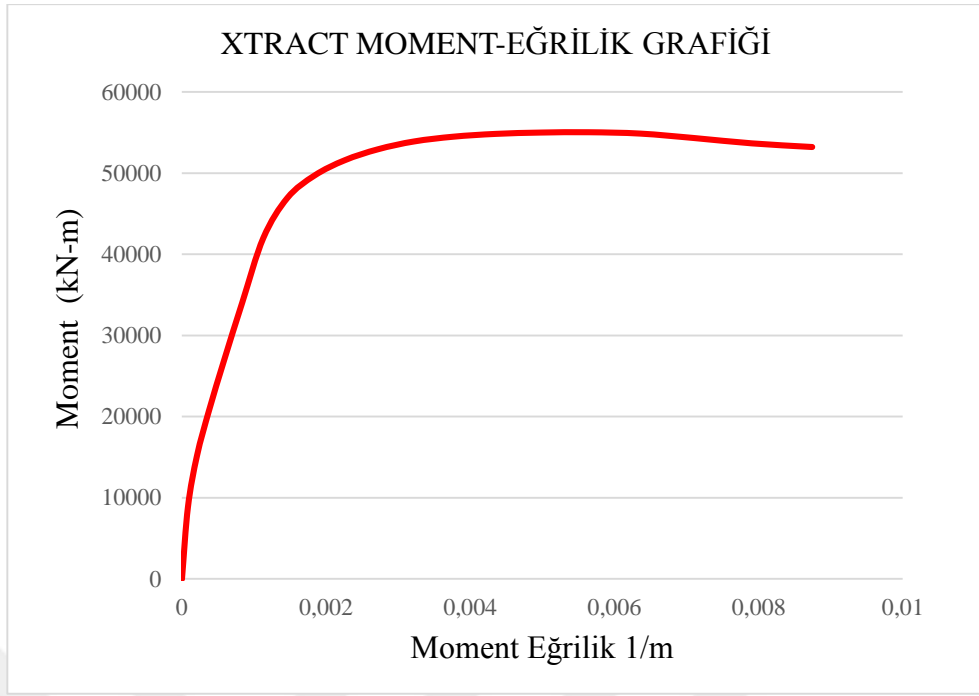
Şekil 4.5 : Orta ayaklarda boyuna doğrultuda oluşan plastik mafsallar.



**Şekil 4.6 :** Orta ayaklarda enine doğrultuda oluşan plastik mafsallar.

#### **4.1.4 Eğilme momenti – eğrilik ( $M - \Phi$ ) bağıntısı**

Viyadüğün orta ayaklarına (kolona) plastik mafsallara atanması için kolona gelen aksiyel kuvvet değerleri dikkate alınarak moment dönme grafiği elde edilmiştir. Moment dönme grafiğinin oluşturulması için orta ayağın kesit ve donatı özelliklerinin tanımlandığı XTRACT programı kullanılmıştır. Şekil 4.7’de gösterilen XTRACT programından elde edilen moment eğrilik grafiği pekleşme etkisinin göz önüne alınması ile idealize edilerek moment dönme grafiğine dönüştürülmüştür. Moment dönme grafiği değerleri sonra SAP2000 programında kolonlara atanacak olan plastik mafsallara özelliklerine girilmiştir (Şekil 4.8).



**Şekil 4.7 :** Orta ayağın moment eğrilik diyagramı.

**Moment Rotation Data for kolon - Interacting P-M2-M3**

Edit

Select Curve  
 Axial Force: 0. Angle: 0. Curve #: [Navigation] Units: KN, m, C

Moment Rotation Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Rotation/SF
A	0.	0.
B	1.	3.400E-03
C	1.032	0.013
D	0.2	0.013
E	0.2	0.023

Copy Curve Data Paste Curve Data

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

Immediate Occupancy	3.000E-03
Life Safety	0.012
Collapse Prevention	0.015

Show Acceptance Points on Current Curve

3D View  
 Plan: 315 Elevation: 35 Aperture: 0 Axial Force: 0  
 Hide Backbone Lines  
 Show Acceptance Criteria  
 Show Thickened Lines  
 Highlight Current Curve

Moment Rotation Information  
 Symmetry Condition: Circular  
 Number of Axial Force Values: 1  
 Number of Angles: 1  
 Total Number of Curves: 1

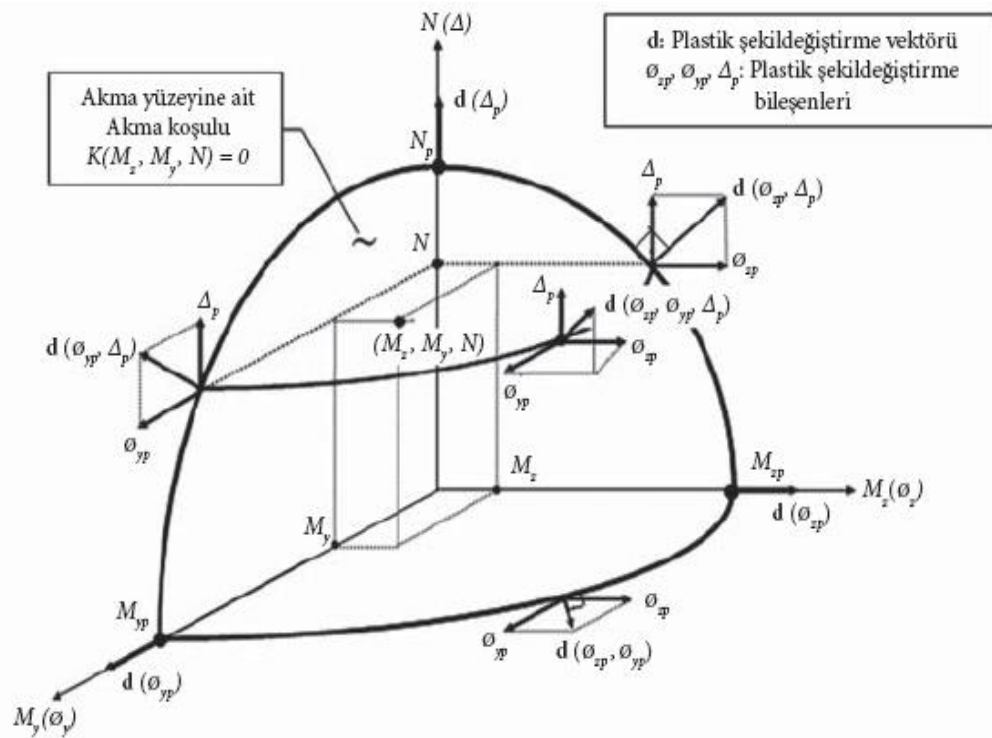
Angle is Moment About  
 0 degrees = About Positive M2 Axis  
 90 degrees = About Positive M3 Axis  
 180 degrees = About Negative M2 Axis  
 270 degrees = About Negative M3 Axis

OK Cancel

**Şekil 4.8 :** Moment eğriliğın idealize edilerek SAP2000 programına tanıtılması.

#### 4.1.5 Akma yüzeyi ataması

Viyadüklerde orta ayakların enine doğrultuda çerçeve davranışı sergilemesinden ötürü aksenal kuvvetlerinin sürekli akma momentini etkilemesi beklenmektedir. Bu nedenle doğrusal olmayan analizde daha doğru ve etkili sonuçlar alabilmek için aksenal kuvvet moment ilişkisini temsil eden akma yüzeylerinin tanımlanması gerekmektedir. Bu yüzeyler, bünye bağıntılarının belirlediği eğri gruplarından oluşan, akma (kırılma) koşullarını ifade eden denklemlerin belirlediği kapalı eğriler grubu, akma (kırılma) yüzeyleri olarak tanımlanmaktadır (Şekil 4.9) [3].

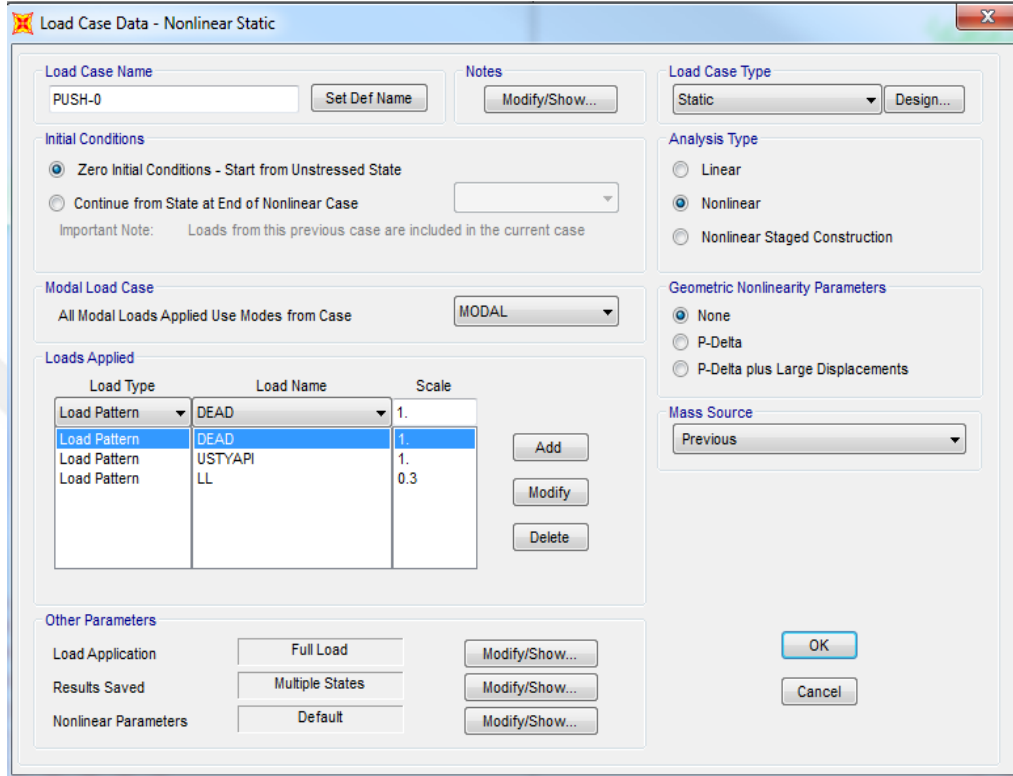


Şekil 4.9 : Aksenal kuvvet moment ilişkisini temsil eden akma yüzeyleri [3].

Orta ayaklarda akma yüzeyinin tanımlanması için aksenal kuvvet değeri ile değişen moment değerlerini veren P-M2-M3 (Normal kuvvet-enine moment-boyuna moment) etkileşim diyagramı XTRACT programı yardımı ile elde edilmiştir. Belirli açılar için oluşturulan P-M2-M3 diyagramı plastik mafsal özellik atamasında SAP2000 programına girilmiştir. Ancak orta ayak kesitleri dairesel olmasından dolayı sadece bir açı için oluşturulan P-M2-M3 diyagramının belirtilmesi yeterlidir. Ayrıca M2-M3 moment değerleri ilk ve son noktalarda sıfır olmalıdır. Belirtilen etkileşim diyagramının tüm M3 moment değerleri sıfır ve tüm M2 moment değerleri sıfırdan büyük olmalıdır. Tüm bu şartları 90 derece altında oluşturulan P-M2-M3 diyagramının sağlanması nedeniyle bu değerler SAP2000 programına atanmıştır.

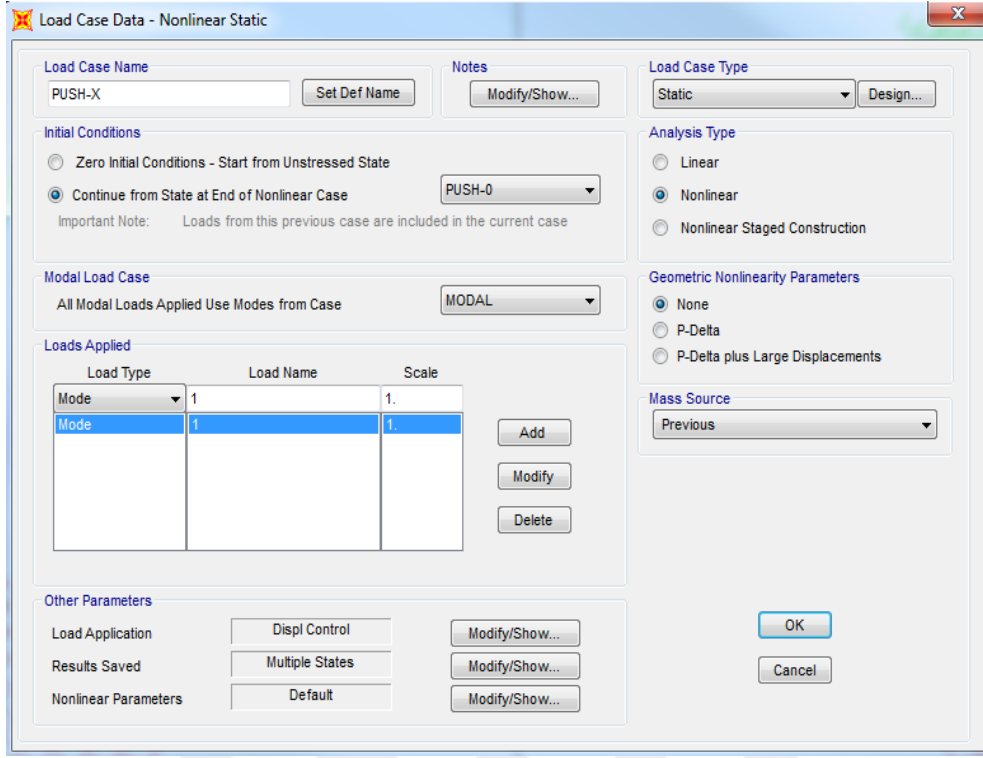
## 4.2 Yük Kombinasyonları Oluşturma

Doğrusal olmayan analiz (nonlinear) için doğrusal elastik yöntemden farklı yük kombinasyonlarının oluşturulması gerekmektedir. Bunun için başlangıç adımı olarak düşey yüklerden (G+nQ) oluşan kombinasyon ile başlanılmıştır (Şekil 4.10).

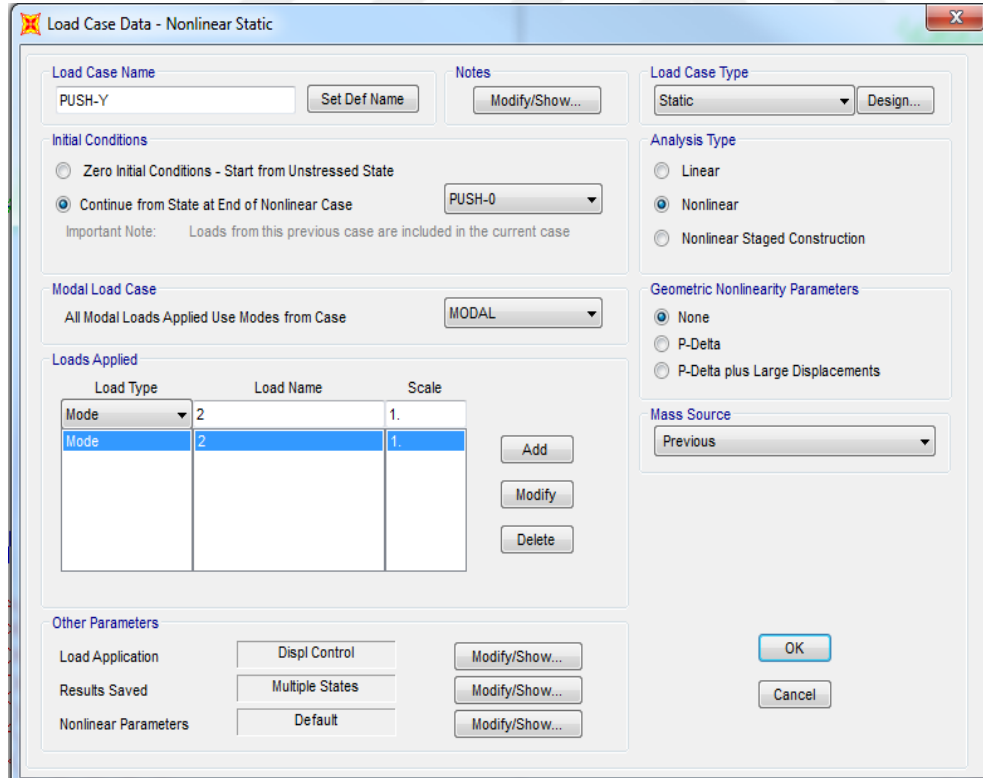


Şekil 4.10 : Düşey yüklerden oluşan yük kombinasyonu.

Daha sonra x ve y doğrultusunda statik itme yük durumları SAP2000 programına tanımlanır. Bu yüklemelerde başlangıç koşulu önceden programa tanımlanan G+Nq yüklemesi olmalıdır. Ayrıca enine ve boyuna doğrultularda sistemin kütle katılımı hangi modda gerçekleşmişse yük, mod ile uyumlu olacak şekilde ilgili doğrultuda uygulanmıştır. 1. modda x doğrultusunda kütle katılım etkin olup y doğrultusunda kütle katılım 2.modda gerçekleştiğinden dolayı yük uygulama doğrultusunun mod ile uyumlu oluşu Şekil 4.11 ve Şekil 4.12’de gösterilmiştir.



Şekil 4.11 : Boyuna (x) doğrultuda statik itme yük durumu.

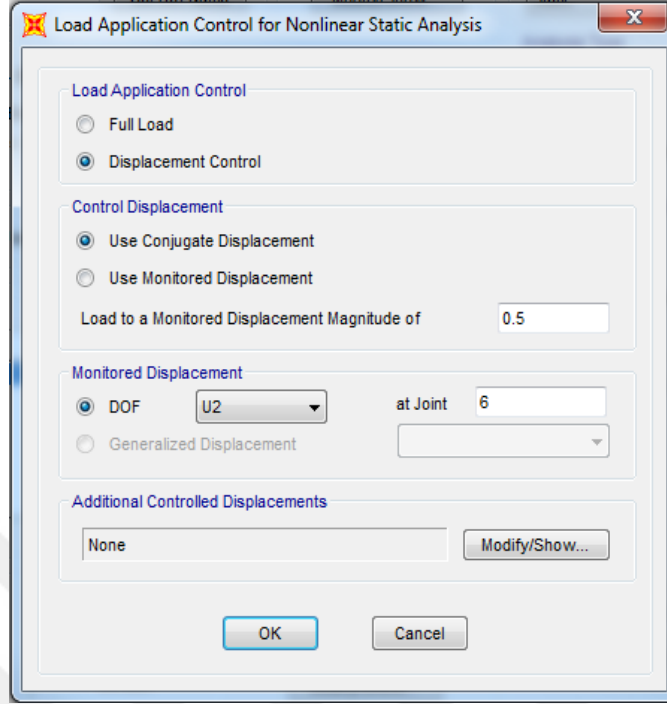


Şekil 4.12 : Enine (y) doğrultuda statik itme yük durumu.

Doğrusal olmayan analiz olarak yerdeğiştirme kontrollü statik itme analizi hedeflenmiştir. Bu nedenle deprem istem yerdeğiştirmesi elde edilmeden önce taban



kesme kuvveti ve yerdeğiştirme grafiğinin (kapasite eğrisi) bulunması için programa başlangıç yerdeğiştirmesi olarak 0.5 metre girilmiştir (şekil 4.13).



şekil 4.13 : Başlangıç yerdeğiştirme hedefi.

### 4.3 Statik İtme Eğrisi ve Kapasite Eğrisi Elde Etme

Orta ayak modeli başlangıç yerdeğiştirmesi değerine kadar itilerek doğrusal olmayan (nonlinear) analiz yapılmıştır. Statik itme analizi sonucunda G+N<sub>q</sub>+Pushx (boyuna doğrultu) ve G+N<sub>q</sub>+Pushy (enine doğrultu) kombinasyonları altında taban kesme kuvveti yerdeğiştirme ilişkisini veren itme eğrisi elde edilmiştir. SAP2000 programından elde edilen itme eğrisi verileri ve bu verilerin aşağıdaki denklemlerin kullanılması ile dönüştürülmüş ivme ve yerdeğiştirme verileri izelge 4.4 ve izelge 4.5'de verilmiştir.

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (4.2)$$

$$d_1^{(i)} = \frac{U_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1} \cdot x\Gamma_{x1}} \quad (4.3)$$

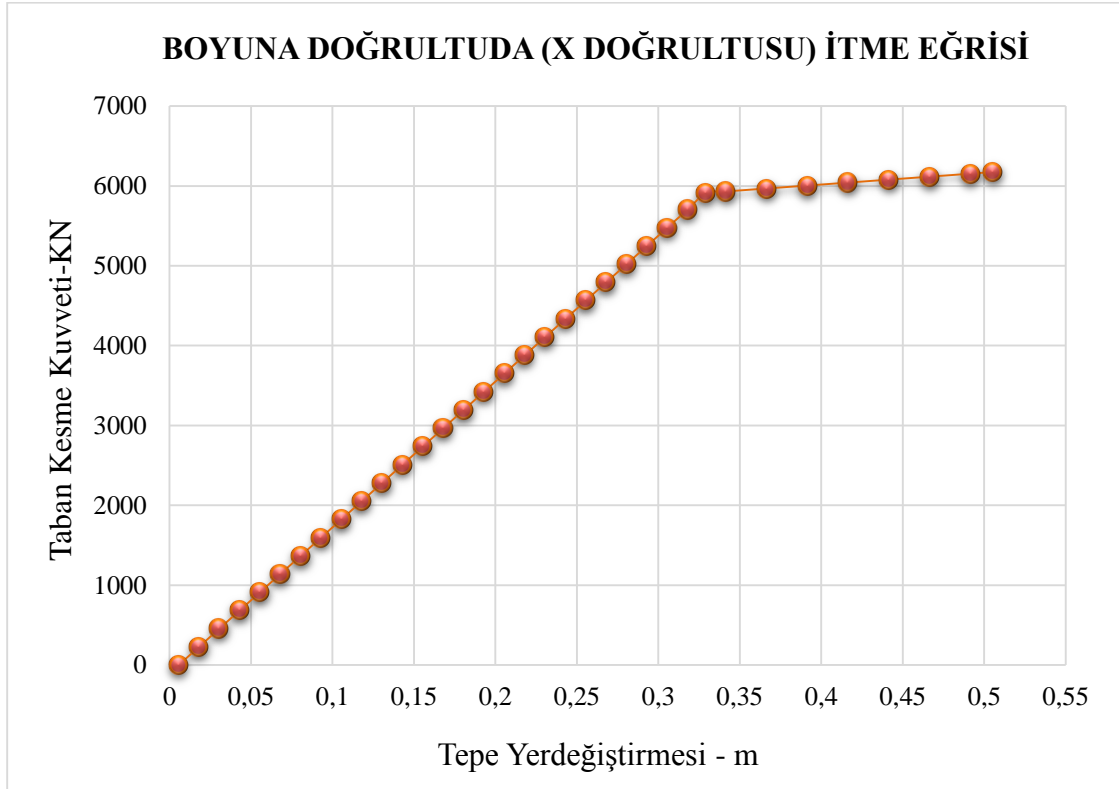
Çizelge 4.4 : Boyuna (x) doğrultu itme eğrisi ve kapasite eğrisi verileri.

<b>BOYUNA DOĞRULTU (X DOĞRULTUSU) İTME EĞRİSİ VE KAPASİTE EĞRİSİ VERİLERİ</b>				
	<i>SAP2000 Verileri</i>			
<b>Adım</b>	<b>Yerdeğiştirme</b>	<b>Taban Kesme Kuvveti</b>	<b>Dönüştürülmüş ivme yerdeğiştirme</b>	
	<b>Yerdeğiştirme m</b>	<b>V Kn</b>	<b>d</b>	<b>A</b>
0	0.005581	0	0.00492	0.000
1	0.018081	228.253	0.01594	0.208
2	0.030581	456.505	0.02697	0.417
3	0.043081	684.758	0.03799	0.625
4	0.055581	913.011	0.04901	0.833
5	0.068081	1141.263	0.06004	1.041
6	0.080581	1369.516	0.07106	1.250
7	0.093081	1597.768	0.08208	1.458
8	0.105581	1826.021	0.09310	1.666
9	0.118081	2054.274	0.10413	1.875
10	0.130581	2282.526	0.11515	2.083
11	0.143081	2510.779	0.12617	2.291
12	0.155581	2739.032	0.13720	2.499
13	0.168081	2967.284	0.14822	2.708
14	0.180581	3195.537	0.15924	2.916
15	0.193081	3423.79	0.17027	3.124
16	0.205581	3652.042	0.18129	3.333
17	0.218081	3880.295	0.19231	3.541
18	0.230581	4108.547	0.20333	3.749
19	0.243081	4336.8	0.21436	3.958
20	0.255581	4565.053	0.22538	4.166
21	0.268081	4793.305	0.23640	4.374
22	0.280581	5021.558	0.24743	4.582
23	0.293081	5249.811	0.25845	4.791
24	0.305581	5478.063	0.26947	4.999
25	0.318081	5706.316	0.28049	5.207
26	0.329292	5911.039	0.29038	5.394
27	0.341787	5929.775	0.30140	5.411
28	0.366767	5966.78	0.32343	5.445
29	0.391747	6003.82	0.34546	5.479
30	0.416727	6040.862	0.36748	5.513
31	0.441708	6077.904	0.38951	5.546
32	0.466688	6114.947	0.41154	5.580
33	0.491669	6151.989	0.43357	5.614
34	0.505581	6173.028	0.44584	5.633

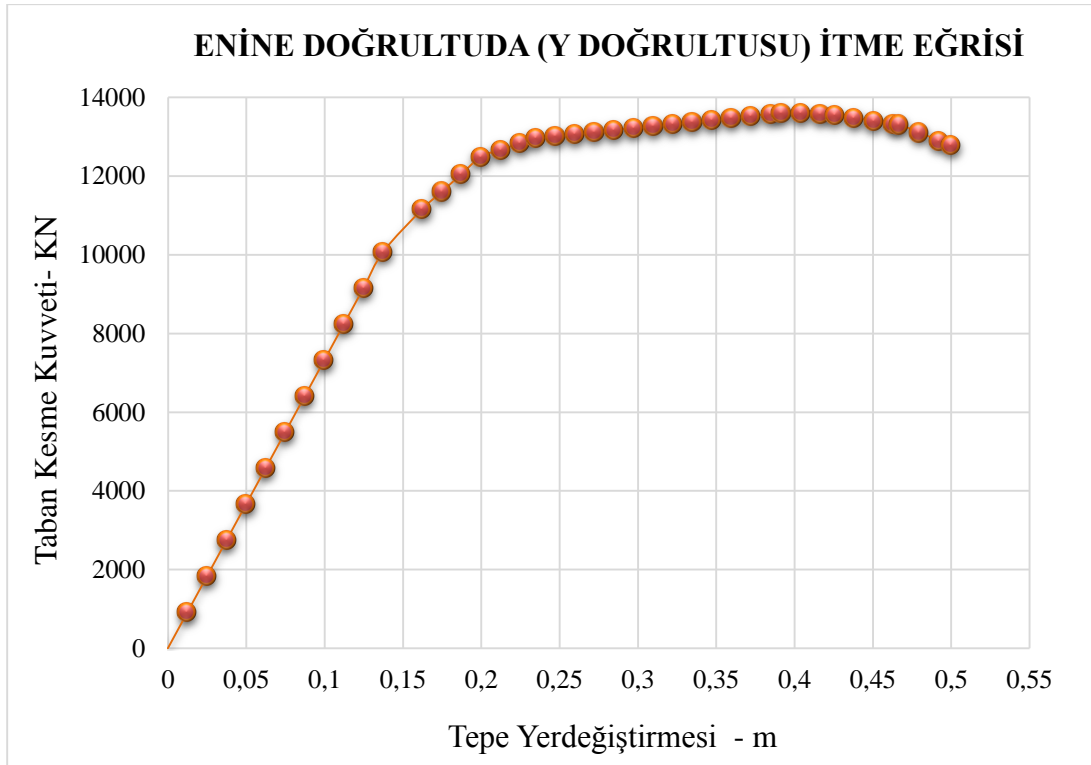
Çizelge 4.5 : Boyuna (y) doğrultu itme eğrisi ve kapasite eğrisi verileri.

<b>ENİNE(Y) DOĞRULTU İTME EĞRİSİ VE KAPASİTE EĞRİSİ VERİLERİ</b>				
	<i>SAP2000 Verileri</i>			
<b>Adım</b>	<b>Yerdeğiştirme</b>	<b>Taban Kesme Kuvveti</b>	<b>Dönüştürülmüş ivme yerdeğiştirme</b>	
	<b>Yerdeğiştirme m</b>	<b>V Kn</b>	<b>D</b>	<b>A</b>
0	-0.000125	0	-0.00011	0.000
1	0.012375	916.265	0.01081	0.764
2	0.024875	1832.529	0.02172	1.528
3	0.037375	2748.794	0.03264	2.292
4	0.049875	3665.059	0.04355	3.056
5	0.062375	4581.323	0.05446	3.820
6	0.074875	5497.588	0.06538	4.584
7	0.087375	6413.853	0.07629	5.348
8	0.099875	7330.118	0.08721	6.112
9	0.112375	8246.382	0.09812	6.876
10	0.124875	9162.647	0.10904	7.640
11	0.137375	10078.912	0.11995	8.404
12	0.162331	11160.014	0.14175	9.305
13	0.174828	11606.564	0.15266	9.677
14	0.187326	12051.352	0.16357	10.048
15	0.199818	12495.527	0.17448	10.419
16	0.212318	12665.464	0.18539	10.560
17	0.224819	12835.352	0.19631	10.702
18	0.23479	12966.375	0.20502	10.811
19	0.247297	13017.33	0.21594	10.854
20	0.2598	13068.463	0.22685	10.896
21	0.272303	13119.351	0.23777	10.939
22	0.284806	13170.642	0.24869	10.982
23	0.297308	13221.808	0.25961	11.024
24	0.309811	13273.029	0.27052	11.067
25	0.322314	13324.231	0.28144	11.110
26	0.334816	13375.442	0.29236	11.152
27	0.347319	13426.65	0.30327	11.195
28	0.359821	13477.86	0.31419	11.238
29	0.372324	13529.071	0.32511	11.280
30	0.384827	13580.282	0.33603	11.323
31	0.391572	13607.655	0.34192	11.346
32	0.404072	13589.292	0.35283	11.331
33	0.41657	13569.665	0.36374	11.314
34	0.425573	13554.198	0.37160	11.301
35	0.438076	13477.011	0.38252	11.237
36	0.450579	13405.546	0.39344	11.177
37	0.463081	13331.596	0.40436	11.116
38	0.466918	13307.964	0.40771	11.096
39	0.479428	13107.838	0.41863	10.929
40	0.491934	12904.529	0.42955	10.760
41	0.499879	12778.404	0.43649	10.655

Boyuna ve enine doğrultuda elde edilen itme eğrisi grafikleri Şekil 4.14 ve Şekil 4.15’de sunulmuştur.

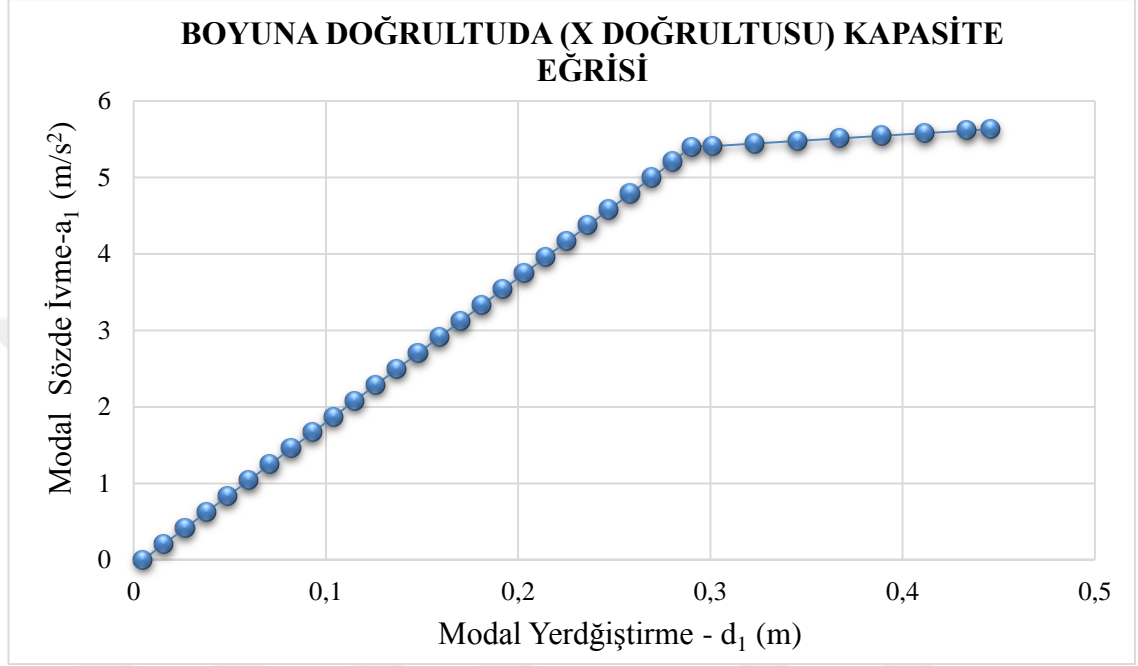


Şekil 4.14 : Boyuna (x) doğrultusu itme eğrisi.

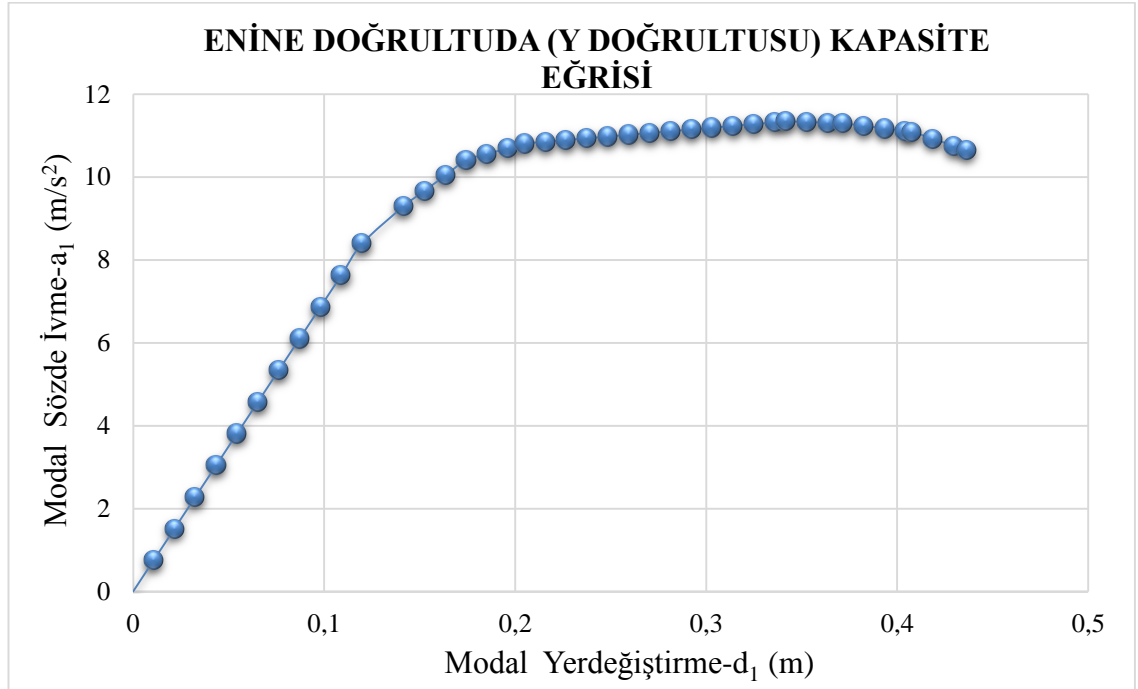


Şekil 4.15 : Enine (y) doğrultusu itme eğrisi.

SAP2000 programından enine ve boyuna doğrultu için ayrı ayrı elde edilen itme eğrileri Bölüm 3’de ve aynı zamanda yukarıda tekrar belirtilen denklem 4.2 ve denklem 4.3 kullanılarak modal sözde ivme ve modal yerdeğiştirme ilişkisini veren modal kapasite eğrisine dönüştürülmüştür. X ve y doğrultusunda dönüştürülen modal kapasite eğrileri Şekil 4.16 ve Şekil 4.17’de gösterilmiştir.



Şekil 4.16 : Boyuna (x) doğrultu kapasite eğrisi.



Şekil 4.17 : Enine (y) doğrultu kapasite eğrisi.

#### 4.4 Özel Tasarım İvme Spektrumunun Spektral İvme Spektral Yerdeğiştirme Grafiğine Dönüştürülmesi

İstanbul Havalimanı'nda bulunan viyadüğün yer aldığı bölgeye özel olarak elde edilen spektrum katsayısı değerleri, aynı şekilde araziye has 0,26 spektral ivme katsayısı alınarak azaltılmamış (R katsayısı=1) tasarım ivme spektrumu elde edilmiştir. Spektrum eğrisi verileri Çizelge 4.6 kısaca verilmiştir.50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlanma periyodu 475 yıl) olan deprem için hesaplarda kullanılan azaltılmamış tasarım ivme spektrumu Şekil 4.18'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.6 : Spektrum eğrisi grafik bilgileri.

Spektral ivme Grafik Bilgileri		
Deprem Bölgesi	:	1
R	:	1
I	:	1
g	:	9.81
$A_0$	:	0.27
$T_a$	:	0.14
$T_b$	:	0.65



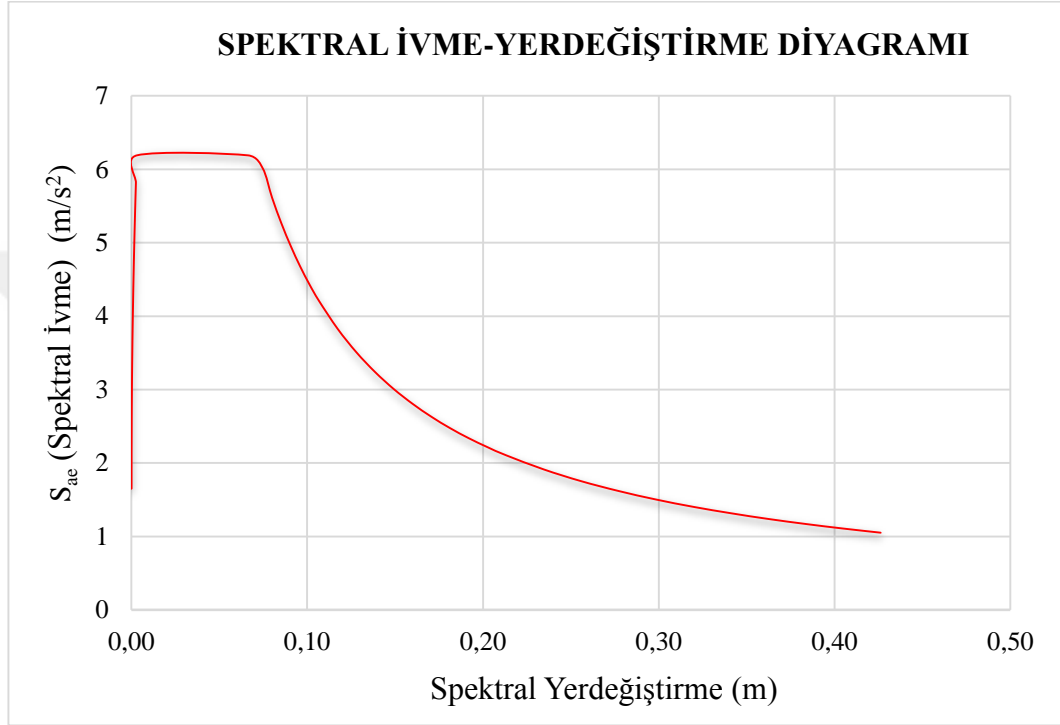
Şekil 4.18 : 50 yılda aşılma olasılığı %10 deprem için spektrum eğrisi.

Performans noktasının elde edilebilmesi ve kapasite eğrisi ile spektrum eğrisinin karşılaştırılabilmesi için spektrum eğrisinin aynı formata dönüştürülmesi gerekmektedir.

Bu dönüşüm için aşağıda belirtilen formüller kullanılmıştır ve Şekil 4.19'da gösterilen spektral ivme spektral yerdeğiştirme grafiği elde edilmiştir.

$$S_{ae} = A_0 x I x S(T) / R_a \quad (4.4)$$

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(w_i^{(1)})^2}; T = \frac{2x\pi}{w} \quad (4.5)$$



Şekil 4.19 : Dönüştürülmüş spektral ivme yerdeğiştirme diyagramı.

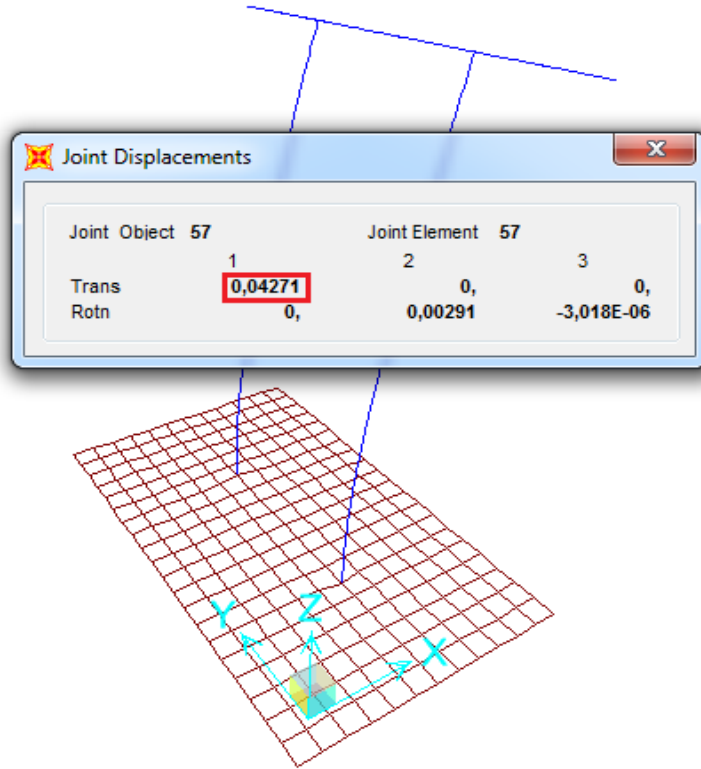
#### 4.5 Viyadüğün Performans Noktasının Elde Edilmesi

Viyadüğün performans analizi boyuna (x doğrultusu) ve enine (y doğrultusu) doğrultular için ayrı ayrı incelenmiştir. Viyadük orta ayağının boyuna doğrultusu için 1.modda oluşan periyodu ( $T_x$ ) SAP2000 programından 1.160 elde edilmiştir. Özel tasarım ivme spektrumu grafiğinden bu periyoda karşılık gelen spektrum katsayısı  $S(T)_x = 1.573$  bulunmuştur. SAP2000 programından boyuna deprem doğrultusu için toplam kütle değeri ( $\sum M$ ) 1522 kN ve bu moda ait etkin kütle katılım oranı 0.720 olarak hesaplanmıştır. Boyuna deprem doğrultusu için hakim moda ait etkin kütle değeri ( $M_{x1}$ ) ise toplam kütle ve bu moda ait etkin kütle oranının çarpılması ile 1095.84 kN olarak elde edilmektedir. Viyadük orta ayağının en üst noktasında etkin moda ait mod şekil genlik ve boyuna deprem doğrultusunda etkin moda ait kütle katılım çarpanı

değeri SAP2000 programından okunup sırasıyla 0.0420 ve 27 bulunmuştur (Şekil 4.20 ve Çizelge 4.7). Performans noktası hesabı için gerekli olan veriler Çizelge 4.8’de belirtilmiştir. Tüm bu veriler sonrasında aşağıdaki işlemler yapıp boyuna doğrultudaki performans noktası (deprem istem sınırı) elde edilmiştir.

**Çizelge 4.7 :** Boyuna (x) doğrultuda kütle katılım çarpanı.

Boyuna Doğrultuda Kütle Katılım Çarpanı		
Mod Sayısı	T(s)	$U_x$
1	1.1607	-27.00
2	0.6327	3.7E-06
3	0.2337	0.02137
4	0.1450	-13.20
5	0.1097	-0.00010
6	0.1049	-0.00030
7	0.0979	0.00844
8	0.0978	2.6E-05
9	0.0904	-2.0E-06
10	0.0747	-0.06610
11	0.0445	7.34215
12	0.0441	-0.00470



**Şekil 4.20 :** Boyuna doğrultuda etkin moda ait mod şekil genlik.



**Çizelge 4.8 :** Boyuna (x) doğrultuda deprem istem sınırı belirleme verileri.

$T_x$	:	1.160
$S(T)_x$	:	1.573
$\Sigma M$	:	1522.00 kN
Mass Ratio	:	0.720
$M_{x1}$	:	1095.84 kN
$\phi_{x1}$	:	0.0420
$\Gamma_{x1}$	:	27.000
$S_{aex1}$	:	4.17 m/s <sup>2</sup>
$w_x^2$	:	29.34
$S_{dex1}$	:	0.142 m
$C_{r1x}$	:	1.000
$u_{x1}$	:	0.16

$$S_{aex1} = A_0 \times I \times S(T) \times g = 0.27 \times 1 \times 1.573 \times 9.81 = 4.17 \text{ m/s}^2$$

$$\omega = \frac{2x\pi}{T} = \frac{2x\pi}{1.160} = 5.416$$

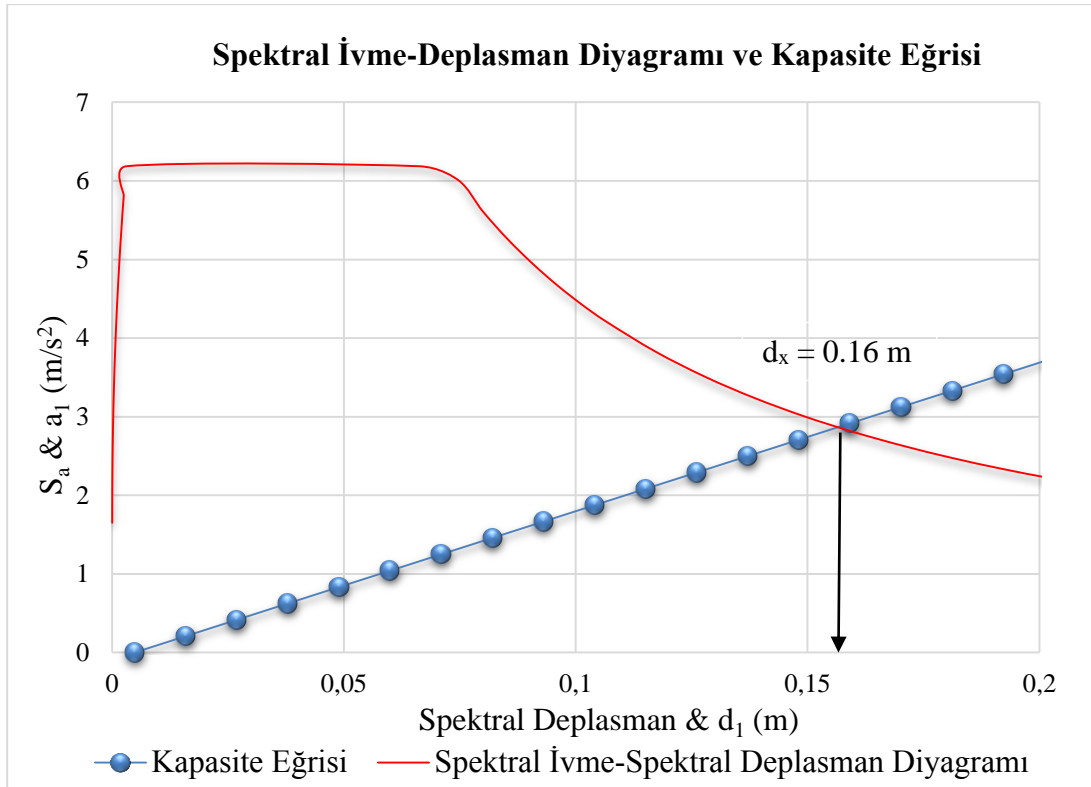
$$S_{dex1} = \frac{S_{aex1}}{\omega^2} = \frac{4.17}{29.34} = 0.142 \text{ m}$$

$$S_{di1} = C_{R1} \times S_{de1} = 1 \times 0.142 = 0.142 \text{ m}$$

$$d_1^{(p)} = S_{di1} = 0.142 \text{ m}$$

$$UxN_1^{(p)} = \Phi_x N_1 \times \Gamma_{x1} \times d_1^{(p)} = 0.0420 \times 27 \times 0.142 = 0.160 \text{ m}$$

Boyuna doğrultuda elde edilen performans noktası işlemler sonucunda 0.16 m hesaplanmıştır. Spektral ivme–deplasman grafiği ile kapasite eğrisinin çakıştırılması sonucu aynı değer elde edilmiş olup Şekil 4.21’de gösterilmiştir.

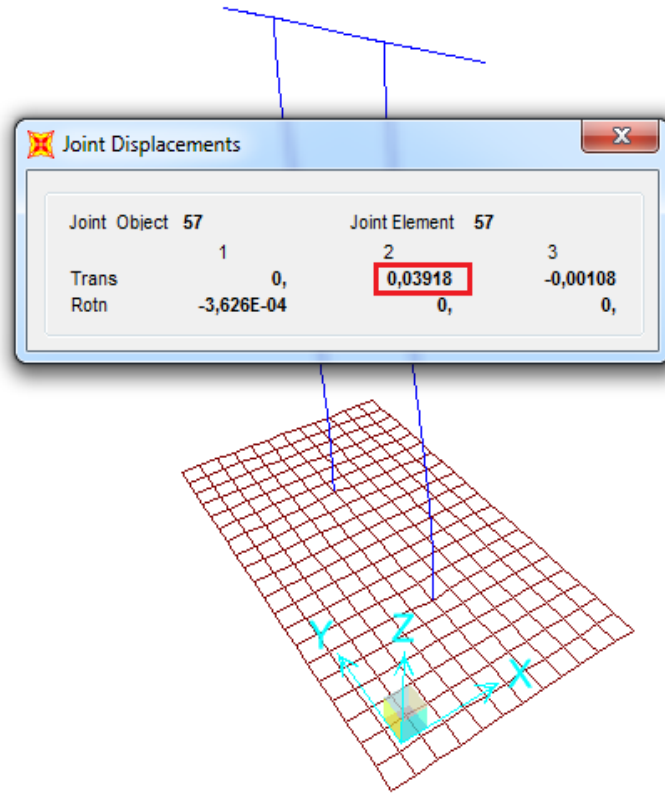


**Şekil 4.21** : Boyuna (x) doğrultuda performans noktası.

Viyadük orta ayağının enine doğrultuda performans noktasını elde etmek için de boyuna doğrultuda deprem istem sınırını elde etmek için yapılan işlemlerin aynısı yapılmıştır. Enine doğrultudaki performans noktasını elde etmek için gerekli veriler aşağıdaki Çizelge 4.10’da verilmiştir.

**Çizelge 4.9** : Enine (y) doğrultuda kütle katılım çarpanı.

Enine Doğrultuda Kütle Katılım Çarpanı		
Mod Sayısı	T(s)	$U_y$
1	1.1607	-5.7E-06
2	0.6327	-29.2372
3	0.2337	0.000053
4	0.1450	-0.00001
5	0.1097	0.011219
6	0.1049	0.000127
7	0.0979	-0.0203
8	0.0978	4.580295
9	0.0904	9.731547
10	0.0747	-7.1E-06
11	0.0445	-1.1E-05
12	0.0441	0.000478



Şekil 4.22 : Enine doğrultuda etkin moda ait mod şekil genlik.

Çizelge 4.10 : Enine (y) doğrultuda deprem istem sınırı belirleme verileri.

$T_y$	:	0.632
$S(T)_y$	:	2.500
$\Sigma M$	:	1522.00 kN
Mass Ratio	:	0.788
$M_{y1}$	:	1199.34 kN
$\Phi_{y1}$	:	0.0392
$\Gamma_{y1}$	:	29.230
$S_{aey1}$	:	6.62 m/s <sup>2</sup>
$w_y^2$	:	98.84
$S_{dey1}$	:	0.067 m
$C_{r1y}$	:	1.000
$U_{y1}$	:	0.08

$$S_{aey1} = A_0 \times I \times S(T) \times g = 0.27 \times 1 \times 2.5 \times 9.81 = 6.62 \text{ m/s}^2$$

$$\omega = \frac{2x\pi}{T} = \frac{2x\pi}{1.160} = 9.942$$

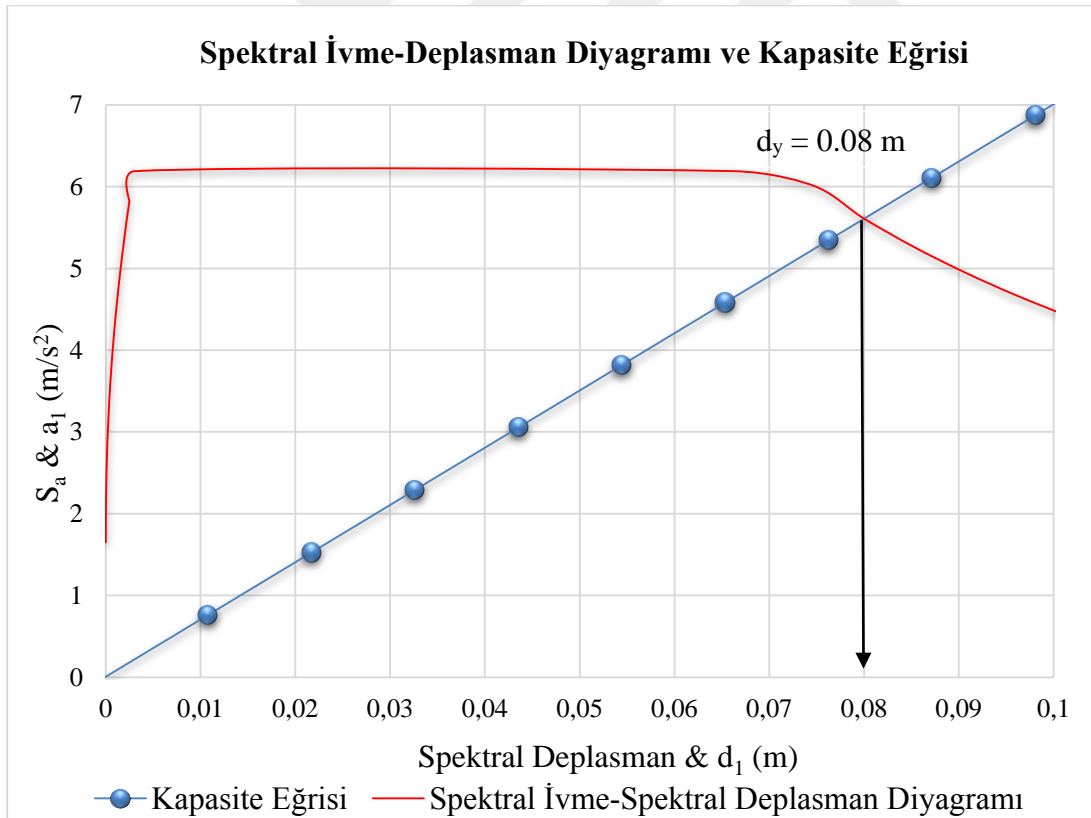
$$S_{dey1} = \frac{S_{aey1}}{\omega^2} = \frac{6.62}{98.84} = 0.067 \text{ m}$$

$$S_{di1} = C_{R1} \times S_{de1} = 1 \times 0.142 = 0.067 \text{ m}$$

$$d_1^{(p)} = S_{di1} = 0.067$$

$$U_y N_1^{(p)} = \Phi_y N_1 \times \Gamma_{y1} \times d_1^{(p)} = 0.0392 \times 29.23 \times 0.067 = 0.080 \text{ m}$$

Orta ayağın enine doğrultuda yapılan analizi sonucu deprem istem sınırı 0.08 m olarak elde edilmiştir. Spektral ivme–deplasman grafiği ile kapasite eğrisinin çakıştırılması sonucu aynı değer elde edilmiş olup Şekil 4.23’de gösterilmiştir.



**Şekil 4.23** : Enine (y) doğrultuda performans noktası.

#### 4.6 Yapı Elemanlarının Hasar Durumunun Belirlenmesi

Enine ve boyuna doğrultuda yapılan hesaplar sonucu elde edilen performans noktası yani deprem istem sınırına kadar SAP2000 programında modellenen orta ayaklara tekrar itme analizi uygulanmıştır. Uygulama sonucu her bir eleman için bulunan plastik dönme değeri plastik mafsal boyuna bölünmesi ile plastik eğrilik değeri hesaplanmıştır. Orta ayağa gelen aksenal kuvvete bağlı olarak moment eğrilik grafiğinden akma eğriliği bulunmuştur. Plastik eğrilik ve akma eğriliğinin toplamından toplam eğrilik elde edilmiştir.

Toplam eğriliğe göre beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme Bölüm 3.5’de bahsedilen sınır değerlerle karşılaştırılarak yapı elemanının hasar durumu belirlenmiştir.

Viyadüğün orta ayaklarının boyuna ve enine doğrultuda plastik, akma ve toplam eğrilik değerleri ile hasar durumları aşağıdaki Çizelge 4.11’de sunulmuştur. Bu sonuçlara göre, viyadük taşıyıcı sisteminin tasarımda enine doğrultuda 5, boyuna doğrultuda 3 olarak kabul edilen R deprem yükü azaltma katsayısının gerçek davranışta 1 değerine kadar azalacağı böylece elastik davranış sergileyeceği belirtilebilir. Ayrıca, kuvvet bazlı tasarımı güvenli tarafta kalacak şekilde yapılan ve daha sonra deprem performansı incelenen viyadük taşıyıcı sisteminin, tasarım depremi etkisinde eleman kesitlerinde oluşan şekildeğiştirmelerin, DLH yönetmeliğinde verilen limit değerlerin altında kalması nedeniyle, beklenen sismik performansı sağladığı belirlenmiştir.

Çizelge 4.11 : P6 eksenindeki orta ayakların hasar durumu.

	Kolon Boyutu	Plastik Mafsal Adı	Plastik Dönme ( $\Theta_p$ )	$L_p$	$\Theta_p / L_p$	P	$\Theta_y$	$\Theta_t$	$\epsilon_{cu}$	$\epsilon_s$	Hasar Durumu
Boyuna Doğrultu (x doğrultusu)	Ø300	24H1	0.008043	2.007	0.00401	-10385.29	0.0010731	0.00508053	0.003011	0.0114	MİNİMUM HASAR
	Ø300	25H1	0.008039	2.007	0.00401	-10872.8	0.0010772	0.00508266	0.00304	0.0114	MİNİMUM HASAR
Enine Doğrultu (y doğrultusu)	Ø300	24H1	0.001836	2.007	0.00091	2420.5	0.0009602	0.00187496	0.001095	0.00422	MİNİMUM HASAR
	Ø300	24H2	0.00166	2.007	0.00083	5328.52	0.0009315	0.00175856	0.000966	0.00408	MİNİMUM HASAR
	Ø300	25H1	0.001952	2.007	0.00097	-24122.53	0.0011802	0.00215283	0.00194	0.00424	MİNİMUM HASAR
	Ø300	25H2	0.001819	2.007	0.00091	-20921.74	0.0011551	0.00206143	0.0018	0.00409	MİNİMUM HASAR

## 5. SONUÇLAR

Bu tez kapsamında İstanbul ili Arnavutköy ilçesinde yeni yapılan İstanbul Havalimanı içerisinde yer alan viyadük, AASHTO yönetmeliğine göre tasarımı incelenmiş ve DLH yönetmeliğine göre deprem performansı değerlendirilmiştir. Viyadüğün tasarım analizinde ve deprem performansını değerlendirmede SAP2000 programı kullanılmıştır. Analiz aşamasında orta ayak ve başlık kirişi elemanlarının akma eğrisi, moment eğrilik ve karşılıklı etkileşim diyagramı XTRACT programı kullanılarak elde edilmiştir.

AASHTO yönetmeliğine göre tasarım analizi ve DLH yönetmeliğine göre deprem performansı değerlendirilmesinden elde edilen sonuçlar aşağıda açıklanmıştır.

1- AASHTO'ya göre tasarımı yapılan 30.93 m öngerilmeli kiriş uzunluğu olan mevcut viyadükte 30 adet halat kullanılmıştır. Toplam halatın 14 adedi kılıflanmış olup gerilme sınır değerlerine göre mesafeye bağlı olarak aktif halat sayısı belirlenmiştir. Öngerilmeli prefabrike kiriş hesabında ilk %20 tahmin edilen kayıp oranı gerekli işlemler sonucunda maksimum %21.75 bulunmuştur. Fakat %1.75 oranında aradaki fark tasarımı değiştirecek kadar büyük olmadığından göz ardı edilmiştir. Taşıma gücü, gerilme ve sehim açısından yapılan analiz sonucu mevcut viyadükte kullanılan öngerilmeli prefabrike kiriş uygun bulunmuştur.

2- AASHTO'ya göre tasarlanan viyadüğün P6 kesitinde yer alan 3 m çapında dairesel sahip orta ayaklarda 72Ø32 dış, 36Ø26 iç boyuna donatı yer almaktadır. Orta ayak hesabında enine ve boyuna doğrultuda farklı deprem azaltma katsayısı ( $R_{boyuna}=3$ ,  $R_{enine}=5$ ) kullanılarak elde edilen en elverişsiz P (normal kuvvet), M2 momenti (boyuna doğrultudaki moment değeri), M3 (enine doğrultudaki moment değeri) kesit tesirleri altında kesit boyutu ve boyuna donatı miktarının yeterli olduğu sonucuna varılmıştır.

3- Viyadüğün alt yapı elemanlarından olan başlık kirişinde altta 1. sıra 21Ø32, 2. sıra 11Ø26, üstte 72Ø32 3. sıra 12Ø32 donatı bulunup kesitin boyutu ve donatı miktarı

AASHTO'ya göre tasarlanmıştır. Başlık kirişi, mesnet ve açıklık momenti olarak iki farklı durum için azaltılmamış deprem yükleri altında değerlendirilmiştir. Değerlendirme sonucunda başlık kirişinin mesnette %56.73, açıklıkta ise %97 kapasite oranında çalıştığı elde edilmiştir.

4- AASHTO yönetmeliğine göre boyutları 2.00 m × 1.20 m ve kalınlığı 2.50 m olan yüzeysel temelin azaltılmamış deprem kuvveti altında çözümü yapılmıştır. Temele etkileyen yükler ile birlikte Ø26/125 donatı miktarının yeterli olduğu hesaplanmıştır.

5- Mevcut viyadüğün P6 eksenindeki orta ayaklarına doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinden yerdeğiştirme kontrollü statik itme analizi uygulanmıştır. Viyadüğün performans düzeyinin belirlenmesinde 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım depremi esas alınarak viyadüğün yer aldığı konuma bağlı özel olarak belirlenen spektral ivme değerleri altında analiz yapılmıştır. Statik itme analizi sonucunda boyuna doğrultuda kolonun alt ucunda, enine doğrultuda ise kolonun alt ve üst ucunda plastik mafsalları oluştuğu görülmüştür.

6- Boyuna ve enine doğrultuda statik itme analizi uygulanan mevcut viyadüğün orta ayaklarında, meydana gelen tüm şekildeğiştirmeler göz önüne alınarak incelendiğinde DLH yönetmeliğine göre minimum hasar bölgesinde kalmıştır. İncelenen viyadük ayaklarında oluşan plastik mafsalları dönme değerlerinin yönetmelikte belirtilen sınır şekildeğiştirme değerlerini aşmadığı görülmüştür. Dolayısıyla, incelenen viyadük yapısının yeterli deprem performansına sahip olduğu belirlenmiştir.



## KAYNAKLAR

- [1] **AASHTO.** (2002). Standard Specifications for Highway Bridges, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington D.C
- [2] **AASHTO LRFD.**(2005). Bridge Design Specifications, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington D.C
- [3] **Agus, A.** (2010). *Mevcut Bir Karayolu Köprüsünün Performansının Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemler İle Belirlenmesi* (Yüksek lisans tezi) .İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- [4] **Aydinoğlu, M. N.** (2005). Mevcut veya Güçlendirilen Köprü ve Viyadüklerinin Deprem Performanslarının Nonlineer Analiz Yöntemleri ile Değerlendirilmesi, *TC Bayındırlık ve İskân Bakanlığı Karayolları Genel Müdürlüğü Raporu*, İstanbul
- [5] **Bezgin, N.Ö.** (2015). Karayolları Köprü ve Kirişlerinde Kullanılan Elastomer Mesnetlerin Şekil Etkeninin Mesnet İçerisinde Oluşan Gerilme Düzeyleri Üzerine Etkisi ve Daire Şeklin Sağladığı Yararlar, *Üçüncü Köprüler Viyadükler Sempozyumu*, Bursa, 08-09-10 Mayıs
- [6] **Caltrans** (2015). Bridge Design Practice, *Precast Pretensioned Concrete Girders* (Chapter8),Erişim:<http://www.dot.ca.gov/des/techpubs/manuals/bridge-design-practice/page/bdp-8.pdf>
- [7] **Celep, Z.** (2004). *Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı*. İstanbul
- [8] **Celep, Z.** (2008). *Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme*. İstanbul
- [9] **Çakıroğlu, A & Özer, E.**( ). *Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler*. İstanbul
- [10] **Datta, T. K.** (2010). *Seismic Analysis of Structures*. Singapore
- [11] **DBYBHY,** (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskân Bakanlığı*, Ankara
- [12] **DLH,** (2007). Kıyı ve Liman Yapıları, Demiryolları, Hava meydanları İnşaatları Deprem Teknik Yönetmeliği, *Ulaştırma Bakanlığı*, Ankara.
- [13] **Erkan, M. (n.d).** *Performans Bazlı Tasarım İtme (Pushover) Analizi- Teel Kavramlar ve Metot.* Erişim: 24 Ağustos 2018, <https://www.2n.com.tr/narticles/Performans%20Analizi.pdf>
- [14] **Fawaz, G. & Murcia-Delso, J.** (2018). Finite Element Analysis of The Seismic Response of RC Columns With Modified Bond Properties, *Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Los Angeles, June 25-29

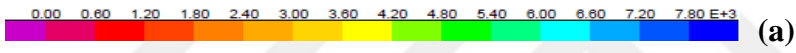
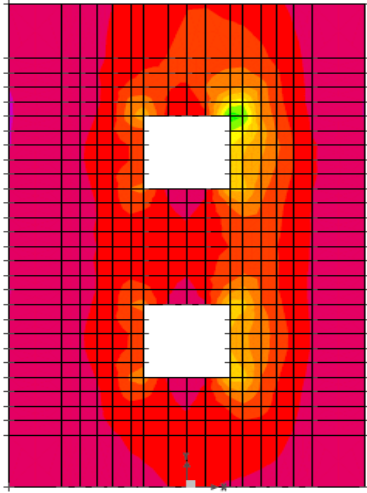
- [15] **Hüsem, M.** (2018). Öngerilmeli beton hakkında genel bilgiler.  
*aves.ktu.edu.tr/ImageOfByte.aspx?Resim=8&SSNO=8&USER=3789*
- [16] **IGA.**(2016). İstanbul Havalimanı Otopark ve Viyadükler Giden Yolcu Batı Viyadüğü Hesap Raporu. İstanbul
- [17] **Kaya, M. P.** (2006). *Mevcut Betonarme Binaların Deprem Performanslarının Belirlenmesinde Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemlerin Karşılaştırılması Üzerine Sayısal Bir İnceleme* (Yüksek lisans tezi) .İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- [18] **KGM.** (2013). Karayolu Teknik Şartnamesi, *Karayolları Genel Müdürlüğü*, Ankara
- [19] **Özer, E.** *Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Analizi*.Erişim: 05.10.2018, <https://docplayer.biz.tr/4568622-Yapi-sdstemlerdndn-dogrusal-olmayan-analdzd.html>
- [20] **Özmen, H. B. & İnel, M. & Bilgin, H.** (2007). Betonarme Elemanların Doğrusal Ötesi Davranışlarının Modellenmesi, *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, 16-20 Ekim
- [21] **Papadopoulos, V. & Murcia-Delso, J. & Shing, P.B.**(2018). Seismic Performance Of Bridge Slab-Column Joints With Headed Reinforcement, *Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Los Angeles, June 25-29
- [22] **Burgueno, R. & Sun, Y.** (2011). Effects Of Debonded Strands On The Production And Perforance Of Prestressed Concrete Beams (Report No. CEE-RR-2011/01). Department of Civil and Enviromental Engiining Michigan State University
- [23] **Safari, F.** (2010). *Betonarme köprü modellenmesi üzerine bir çalışma* (Yüksek lisans tezi).Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara
- [24] **SAP 2000**, (V.20.1.0), [Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc.],Berkeley, California.
- [25] **Tören, A.** (2011). *I ve Kutu Kesitli Çelik-Betonarme Kompozit Köprü Kirişlerinin Analitik İncelenmesi* (Yüksek lisans tezi). İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- [26] **Uluğ, N. İ.** (2008). *Öngerilmeli Bir Köprü Tasarımı ve Performans Değerlendirmesi* (Yüksek lisans tezi) .İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- [27] **Wang, J.Q. & Zhang, F. & Li, S.& Chu, C.Q.**(2018). Seismic Performance Assessment Of A Simply-Supported Highway Bridge Crossing Fault-Rupture Zone, *Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Los Angeles, June 25-29
- [28] **XTRACT.** (V.3.0.8), [Cross Sectional Analysis Program for Structural Engineers, Imbsen and Associates Inc], California \*
- [29] **Url-1** < <http://www.insaatim.com/index.php?pid=yazidetay&yazi=273> >,erişim tarihi 05.10.2018.

## **EKLER**

**EK A:** Viyadüğün temel donatı kontrolleri için SAP2000 programı yardımıyla elde edilen moment dağılımı grafikleri

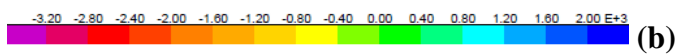
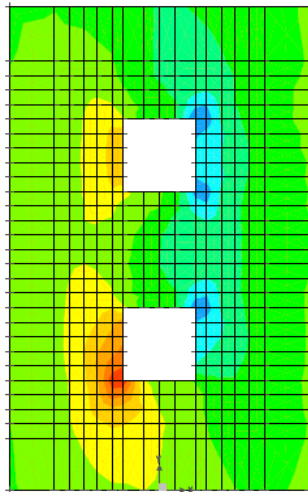


$M_{11,max} = 4350 \text{ kNm}$

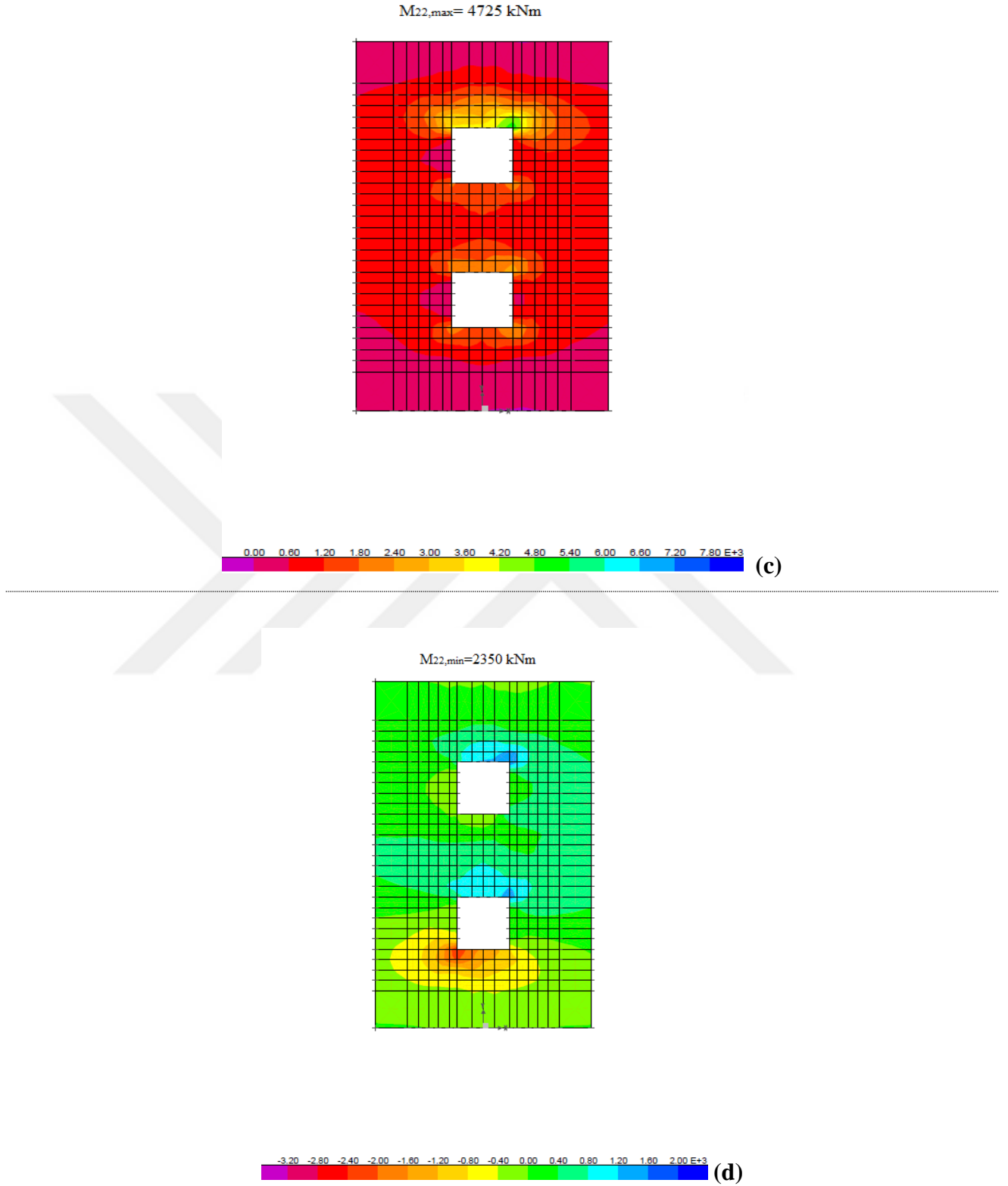


(a)

$M_{11,min} = 2250 \text{ kNm}$



(b)



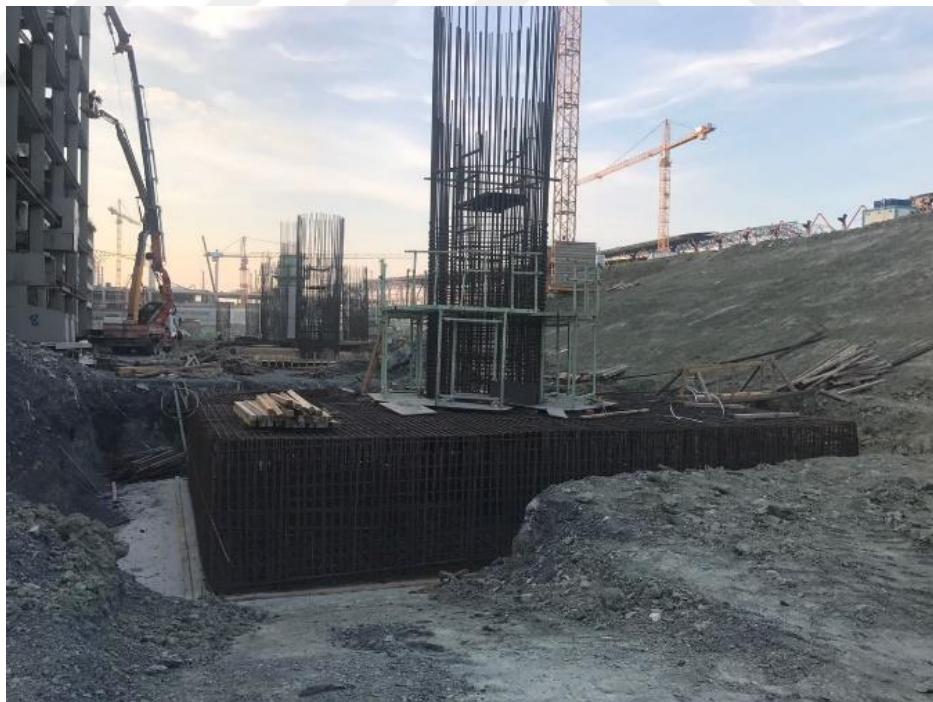
**Şekil A.1** : Temel eğilme moment diyagramları (a) $M_{11,max}$  moment diyagramı. (b) $M_{11,min}$  moment diyagramı (c) $M_{22,max}$  moment diyagramı (d)  $M_{22,min}$  moment diyagramı.

**EK B: İmalat Durumu İle İlgili Görünümler**





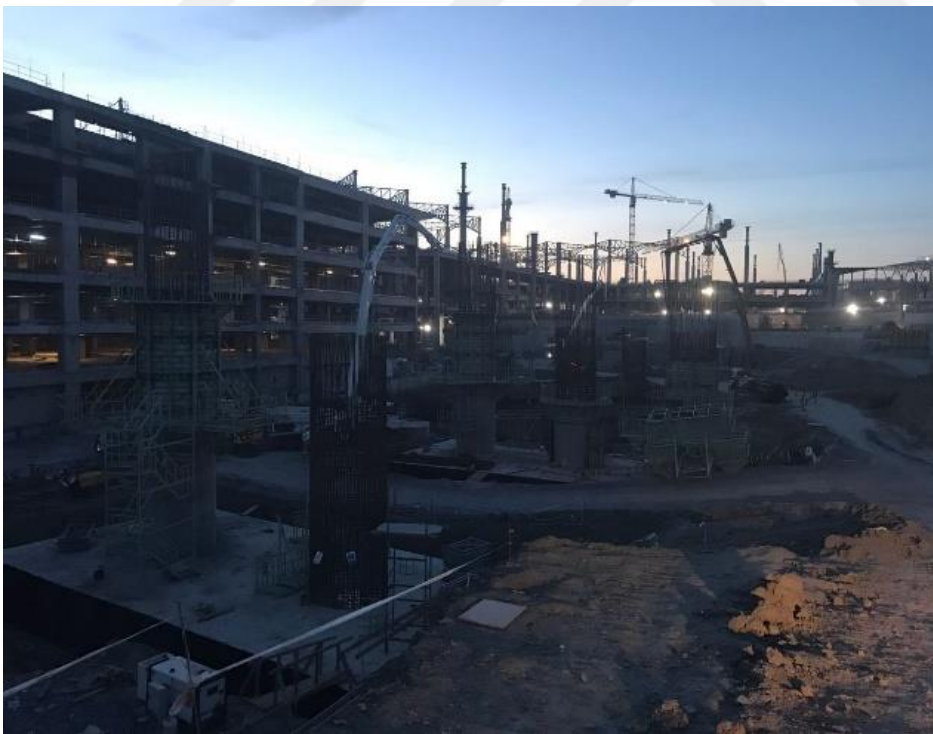
(a)



(b)



(c)



(d)





(e)



(f)



(g)



(h)



(i)

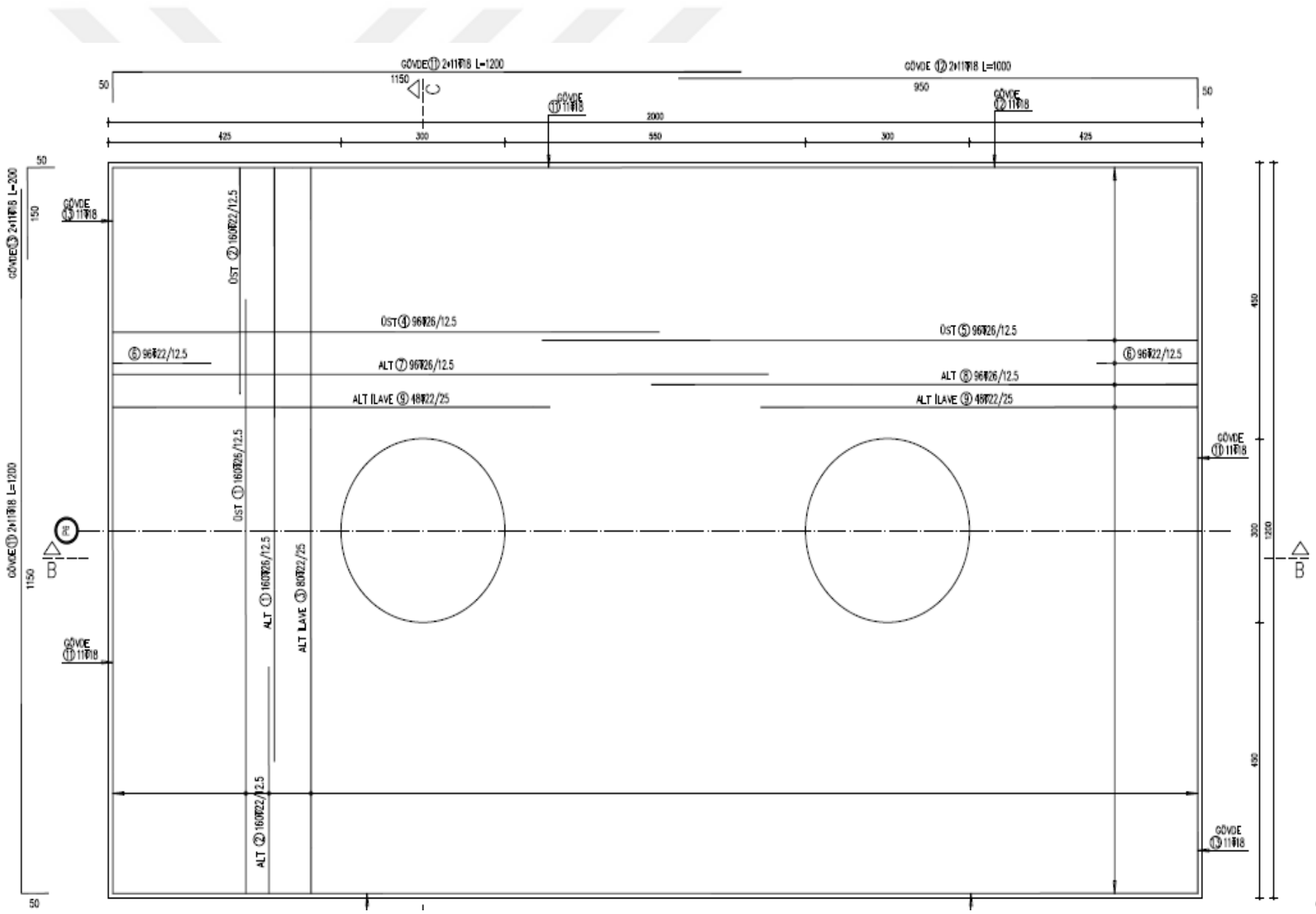


(i)

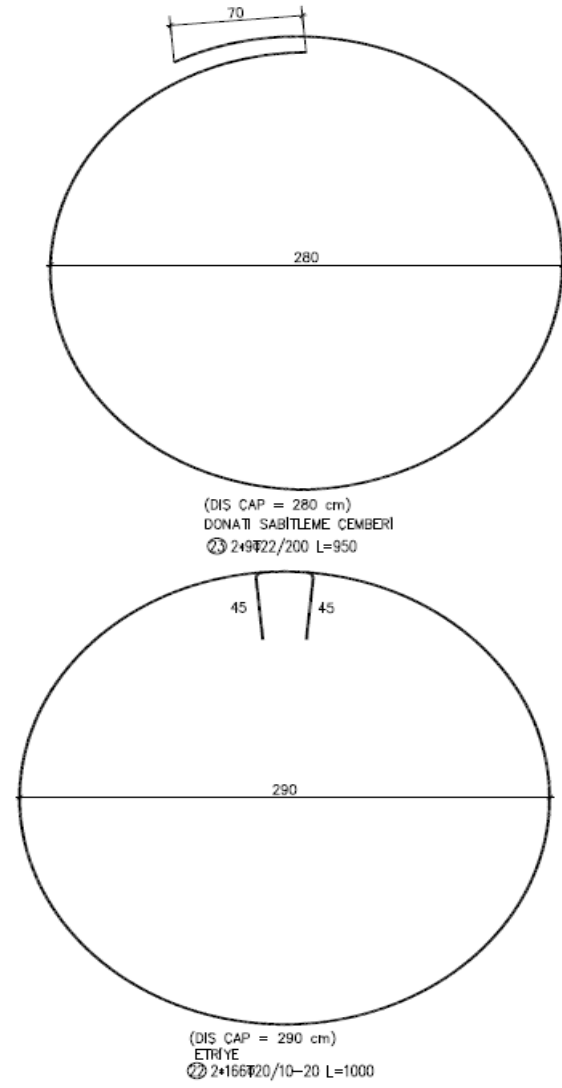
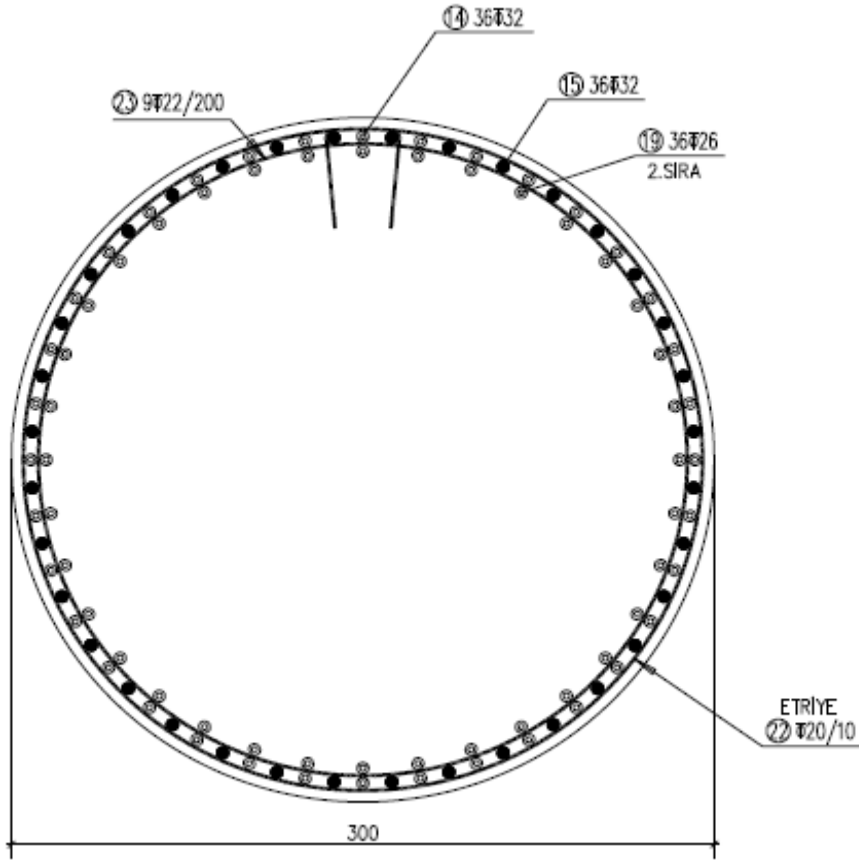
**Şekil B.1:** (a) Yüzer temel donatılandırılması. (b)Yüzer temel ve orta ayak. (c)P6 eksenli yüzer temel ve orta ayak donatılandırılması. (d) Viyadük genel kalıp ve donatı imalatı. (e) Viyadük genel görünümü. (f) P6 eksenli görünümü. (g,h,i) Öngerilmeli prefabrike kiriş imalatı

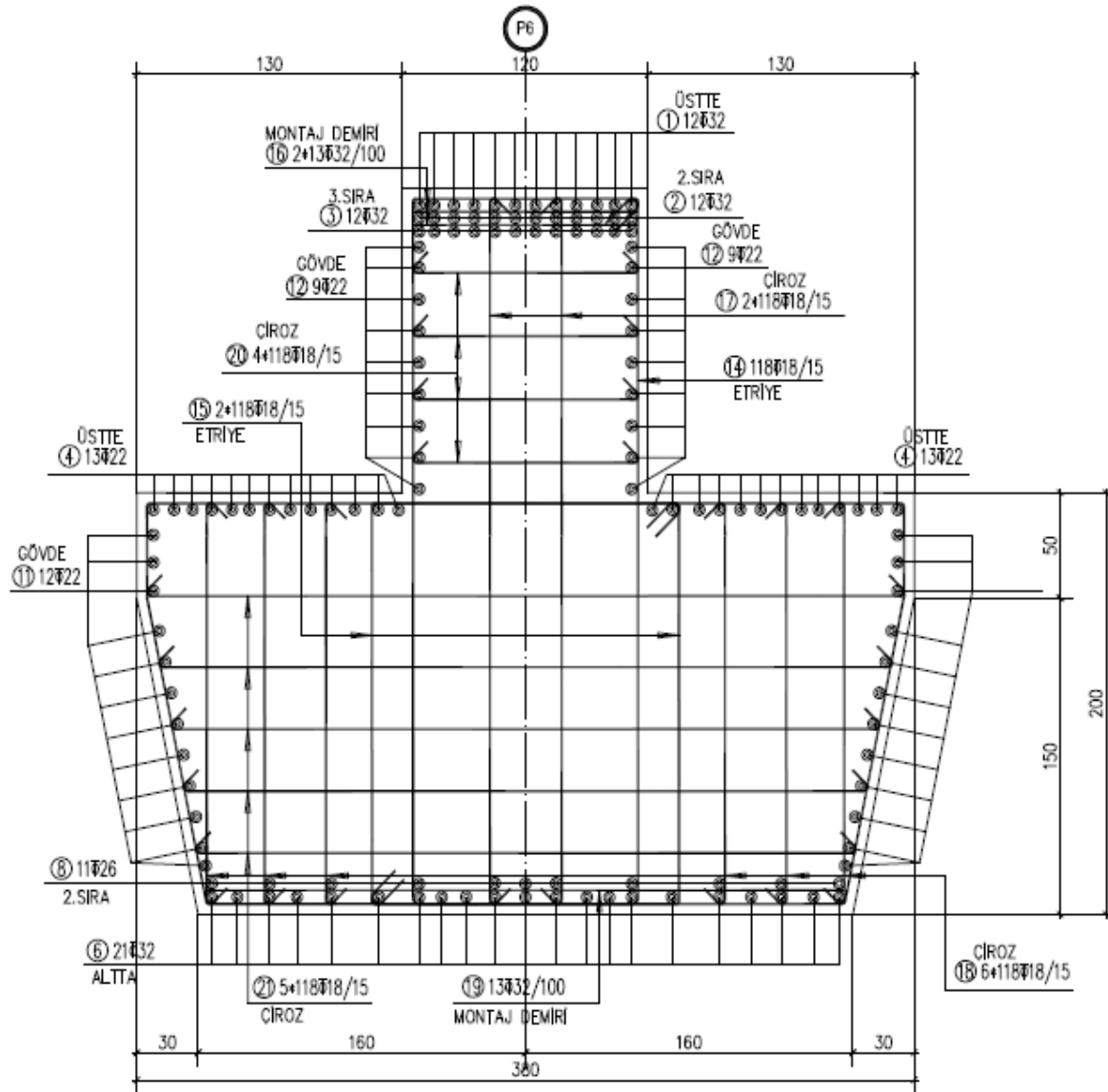
**EK C: Uygulama Projelerindeki P6 Ekseninden Geçen Bazı Detaylar**



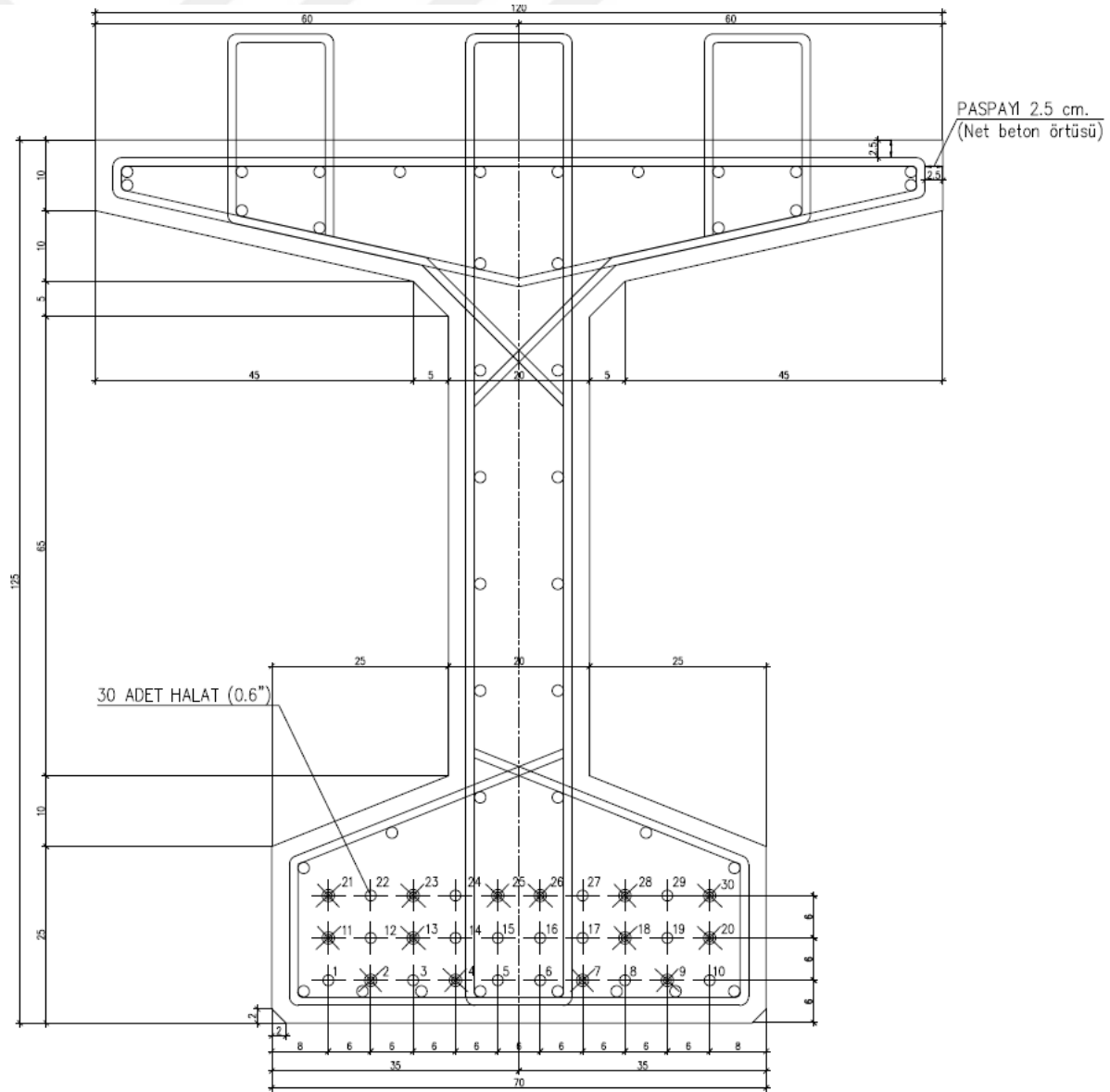


(a)



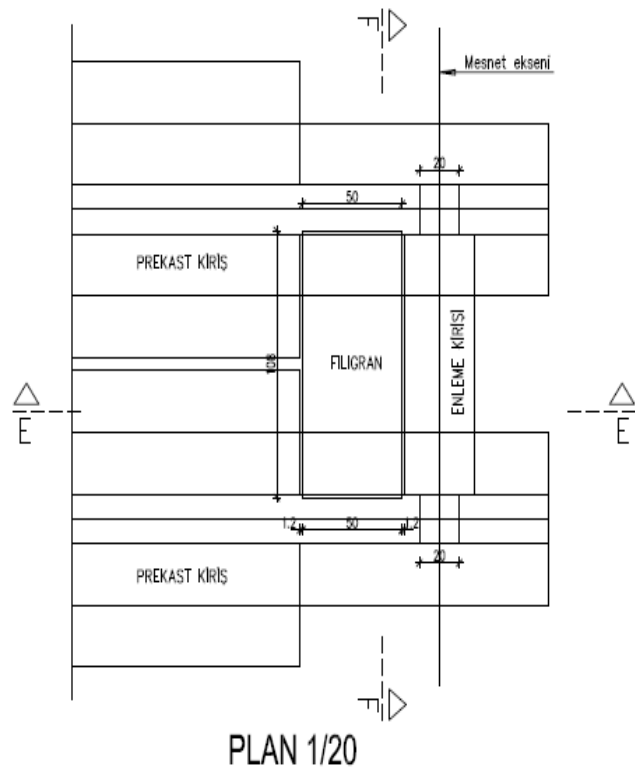


(c)

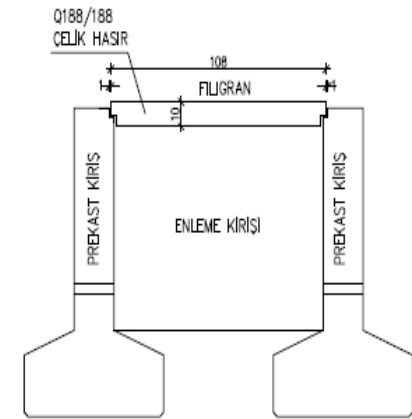
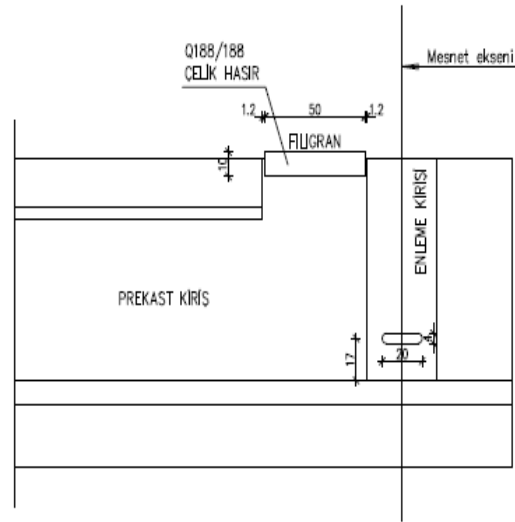


(d)

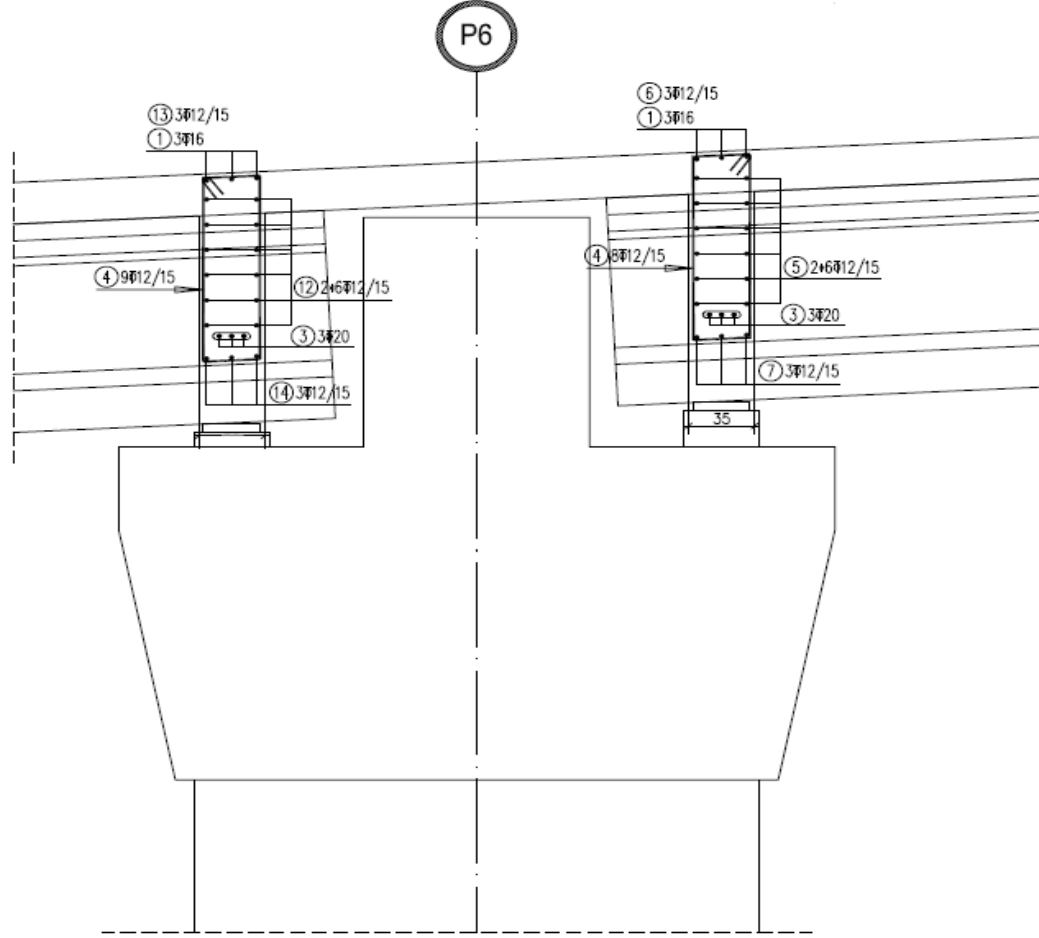




### FİLİGRAN DETAYI



(e)



(f)

**Şekil C.1:** (a) Temel donatı detayı. (b) Orta ayak boyuna ve enine donatı detayı. (c) P6 eksenindeki başlık kirişin donatılandırılması. (d) Öngerilmeli prefabrike kirişin donatı detayı. (e) Filigran detayı. (f) P6 eksenini birleşim görünümü.

## ÖZGEÇMİŞ



**Ad-Soyad** : Ecem ŞENGÜL  
**Doğum Tarihi ve Yeri** : 16.08.1991  
**E-posta** : eecemsengul@gmail.com

### ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2015, Dokuz Eylül Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği
- **Yükseklisans** : 2018, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Deprem Mühendisliği Program

### MESLEKİ DENEYİM VE ÖDÜLLER:

- 2015 yılında lisans eğitimini Dokuz Eylül Üniversitesi'nde bölüm birinciliği ile tamamladı.
- 2015-2018 yılları arasında İstanbul Havalimanı İnşaatında statik tasarım mühendisi olarak görev yaptı.
- SAP2000, ETABS, TEKLA, XTRACT, SEISMOSTRUCT gibi programları kullanmaktadır.