

**VİYADÜKLERİN DEPREM DURUMUNDA
AASHTO, CALTRANS STANDARTLARINA
GÖRE TAHKİKİ VE BİR UYGULAMA**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Serhat YALÇIN

501971042

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2003

**VİYADÜKLERİN DEPREM DURUMUNDA
AASHTO, CALTRANS STANDARTLARINA
GÖRE TAHKİKİ VE BİR UYGULAMA**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Serhat YALÇIN
501971042**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 5 Mayıs 2003
Tezin Savunulduğu Tarih : 31 Mayıs 2003**

**Tez Danışmanı : Doç.Dr. A.Necmettin GÜNDÜZ (İ.T.Ü.)
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Zekai CELEP (İ.T.Ü.)
Prof. Zekeriya POLAT (Y.T.Ü.)**

HAZİRAN 2003

ÖNSÖZ

Bugünlere gelmemde üzerimde çok büyük emekleri geçen sevgili Anne ve Babama, tez çalışmam sırasında yardımlarını esirgemeyen değerli hocam Sayın Doç. Dr. A.Necmettin GÜNDÜZ'e, ayrıca konu hakkındaki bilgilerini benimle paylaşan arkadaşlarım Özgür ÖZÇITAK, Cem ÖZAYDIN, Volkan SÜLLÜ ve Halil KARAOĞLAN'a teşekkürü bir borç bilirim.

Mayıs 2003

SerhatYALÇIN

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	vi
TABLO LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	ix
SEMBOL LİSTESİ	xii
ÖZET	xiv
SUMMARY	xv
1. GİRİŞ	1
1.1. Giriş ve Amaç	1
1.2. Viyadük Hakkında Genel Açıklamalar	2
1.3. Viyadüğün Özellikleri	4
1.4. Viyadük Elemanları	4
1.4.1 Öngerilmeli giriş	4
1.4.2 Kolonlar	5
1.4.3 Temeller	6
1.4.4 Elastomer mesnetler	7
1.5 Hesap Yükleri	7
1.6 Malzeme Özellikleri	7
1.6.1 Beton	7
1.6.2 Çelik	8
1.7 Üstyapı Ağırlığı Hesabı	9
2. AASHTO 2002 BÖLÜM IA'YA GÖRE KUVVET BAZLI ANALİZ	10
2.1 AASHTO Yol Köprüleri İçin Standart Şartlar Hakkında Giriş	10
2.2 AASHTO Bölüm IA'ya Göre Dinamik Analiz Yönteminin Belirlenmesi	10
2.3 Matematik Model	11
2.4 Yapılan Hesaplar Hakkında Açıklamalar	14
2.5 Modal Analiz Sonuçları	17
2.6 SAP2000 Programı Sonuçları	19
2.7 Kolon İç Kuvvet Tabloları	21
2.8 Kolon Narinlik Hesapları	22
2.8.1 P5 aksı kolonu köprü boyuna yönde narinlik hesabı	22
2.8.2 P5 ve P6 aksları kolon narinlik tablosu	23
2.9 Kolon Eğilme Donatıları Kontrolü	23
2.9.1 P5 aksı kolonu eğilme donatısı kontrolü	23

2.9.1.1 Z=0 kesitinde hesap	24
2.9.1.2 Z=0.765 kesitinde hesap	24
2.9.1.3 Z=3.30 kesitinde hesap	24
2.9.1.4 Z=5.265 kesitinde hesap	25
2.9.1.5 Z=6.765 kesitinde hesap	25
2.9.1.6 Z=8.265 kesitinde hesap	25
2.9.2 P6 aksı kolonu eğilme donatısı kontrolü	26
2.9.2.1 Z=0 kesitinde hesap	26
2.9.2.2 Z=1.5 kesitinde hesap	26
2.9.2.3 Z=3.765 kesitinde hesap	27
2.9.2.4 Z=5.265 kesitinde hesap	27
2.9.2.5 Z=6.765 kesitinde hesap	27
2.10 Kolon Kayma Hesapları	28
2.10.1 Etriye ve sargı donatısı ile ilgili şartlar	28
2.10.2 Kolon kayma hesapları	28
2.10.2.1 Kolonlarda oluşankesme kuvvetleri	28
2.10.2.2 P5 aksı kolonu kayma hesapları	29
2.10.3 Sargı donatısı hesapları	31
2.10.3.1 Köprü boyuna yönde hesap	31
2.10.3.2 Köprü enine yönde hesap	31
2.11 Elastomer Mesnet Hesapları	32
3. CALTRANS SEISMIC DESIN CRITERI 2001'EGÖRE DEPLASMAN BAZLI ANALİZ	34
3.1. Caltrans Sismik Dizayn Kriterleri 2001 Hakkında Giriş	34
3.2. Normal Köprü Tanımı	34
3.3. Matematik Model	35
3.4. Yapılan Hesaplar Hakkında Açıklamalar ve Pushover Analiz Prosedürü	37
3.5. Sap2000 Model ve Mod Şekilleri	44
3.6. Pushover Analizleri	46
3.6.1 Birinci adım: S1 depremi köprü boyuna yönde hesap	46
3.6.1.1. Kolon mafsallarında oluşan birim deformasyonların hesabı	46
3.6.1.2. Elastomer mesnet hesapları	48
3.6.2. İkinci adım: S1 depremi köprü enine yönde hesap	50
3.6.2.1. Kolon mafsallarında oluşan birim deformasyonların hesabı	50
3.6.2.2. Elastomer mesnet hesapları	52
3.6.3 Üçüncü adım: S2depremi köprü boyuna yönde hesap	54
3.6.3.1. Kolon mafsallarında oluşan birim deformasyonların hesabı	54
3.6.3.2. Elastomer mesnet hesapları	56

3.6.4. Dördüncü adım: S2depremi köprü enine yönde hesap	58
3.6.4.1. Kolon mafsallarında oluşan birim deformasyonların hesabı	58
3.6.4.2. Elastomer mesnet hesapları	60
3.7. Kolon Kayma Hesapları ve Sargı Donatısı	62
3.7.1. Sap2000 sonuçları	62
3.7.2. P5 aksı köprü boyuna yönde kayma hesabı	63
3.7.3. Sargı donatısı incelenmesi	64
4. SONUÇLAR	65
KAYNAKLAR	67
EKLER	68
ÖZGEÇMİŞ	119

KISALTMALAR

AASHTO	: American Association of State Highway and Transportation Officials
CALTRANS	: California Transportation
SDC	: Seismic Design Criteria
TEM	: Trans European of Motorway
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
ATC	: Applied Technology Council
OSD	: Office of Structures Design
FHWA	: Federal Highway Administration
DBA	: Deplasman bazlı analiz
KBA	: Kuvvet bazlı analiz
FBD	: Force Based design
DBD	: Displacement Based design

TABLO LİSTESİ

		<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1.	Kolon ölçüleri.....	5
Tablo 1.2.	Temel tipleri.....	6
Tablo 1.3.	Elastomer mesnet tipleri.....	7
Tablo 2.1.	Deprem davranış kategorisi tablosu (AASHTO bölüm IA tablo 3.4).....	10
Tablo 2.2.	Düzgün köprü tanımı tablosu (AASHTO bölüm IA tablo 4.2B)....	11
Tablo 2.3.	Hesap yöntemi seçimi tablosu (AASHTO bölüm IA tablo 4.2A)....	11
Tablo 2.4.	Elastomer mesnet rijitliği tablosu	14
Tablo 2.5.	Modal yük katkı oranları.....	17
Tablo 2.6.	Modal periyotlar ve frekanslar.....	18
Tablo 2.7.	P5 aksı kolonu iç kuvvet tablosu.....	21
Tablo 2.8.	P6 aksı kolonu iç kuvvet tablosu.....	21
Tablo 2.9.	Narinlik faktörü tablosu.....	23
Tablo 2.10.	Kolon kayma hesabı için iç kuvvet tablosu.....	29
Tablo 2.11.	P5 ve P6 aksları kayma hesabı tablosu.....	30
Tablo 2.12.	Köprü boyuna yönde elastomer mesnet tahkik tablosu.....	32
Tablo 2.13.	Köprü enine yönde elastomer mesnet tahkik tablosu.....	33
Tablo 3.1.	Birim deformasyon sınırları.....	38
Tablo 3.2.	Birinci adımda P5 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar.....	46
Tablo 3.3.	Birinci adımda P6 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar.....	47
Tablo 3.4.	KenarayakA ve P4 aksları arası köprü boyuna yönde S1 depremi için elastomer mesnet deformasyonları.....	48
Tablo 3.5.	P5 ve P8 aksları arası köprü boyuna yönde S1 depremi için elastomer mesnet deformasyonları.....	49
Tablo 3.6.	P9 ve Kenarayak B aksları arası köprü boyuna yönde S1 depremi için elastomer mesnet deformasyonları.....	50
Tablo 3.7.	İkinci adımda P5 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar.....	51
Tablo 3.8.	İkinci adımda P6 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar.....	51
Tablo 3.9.	Kenarayak A ve P4 aksları arası köprü enine yönde S1 depremi için elastomer mesnet deformasyonları.....	52
Tablo 3.10.	P5 ve P8 aksları arası köprü enine yönde S1 depremi için elastomer mesnet deformasyonları.....	53
Tablo 3.11.	P9 ve Kenarayak B aksları arası köprü enine yönde S1 depremi için elastomer mesnet deformasyonları.....	54
Tablo 3.12.	Üçüncü adımda P5 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar.....	55

Tablo 3.13.	Üçüncü adımda P6 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar.....	55
Tablo 3.14.	KenarajakA ve P4 aksları arası köprü boyuna yönde S2 depremi için elastomer mesnet deformasyonları.....	56
Tablo 3.15.	P5 ve P8 aksları arası köprü boyuna yönde S2 depremi için elastomer mesnet deformasyonları.....	57
Tablo 3.16.	P9 ve Kenarajak B aksları arası köprü boyuna yönde S2 depremi için elastomer mesnet deformasyonları.....	58
Tablo 3.17.	Dördüncü adımda P5 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar.....	59
Tablo 3.18.	Dördüncü adımda P6 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar.....	59
Tablo 3.19.	KenarajakA ve P4 aksları arası köprü enine yönde S2 depremi için elastomer mesnet deformasyonları.....	60
Tablo 3.20.	P5 ve P8 aksları arası köprü enine yönde S2 depremi için elastomer mesnet deformasyonları.....	61
Tablo 3.21.	P9 ve Kenarajak B aksları arası köprü enine yönde S2 depremi için elastomer mesnet deformasyonları.....	62
Tablo 3.22.	Kolon kayma hesabı için iç kuvvet tablosu.....	62
Tablo 3.23.	P5 ve P6 aksları kayma hesabı tablosu.....	64

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1	:Mahmutbey Viyadüğü genel görünüşü 2
Şekil 1.2	:Mahmutbey Viyadüğü üstten görünüş 3
Şekil 1.3	:Deforme olmuş elastomer mesnet 3
Şekil 1.4	:Öngerilmeli trapez kesitli kiriş kesiti 4
Şekil 1.5	:H kesitli kolon ayak kesiti 5
Şekil 1.6	:Beton gerilme-birim deformasyon modeli 8
Şekil 1.7	:Çelik gerilme-birim deformasyon modeli 9
Şekil 2.1	:Genleşme derzsiz orta ayaklar için matematik model detayı..... 12
Şekil 2.2	:Köprü enkesiti 12
Şekil 2.3	:Davranış spektrumu 15
Şekil 2.4	:P5-P6 aksları kolon eğilme, kayma donatısı için hesap kesitleri 16
Şekil 2.5	:Matematik model 19
Şekil 2.6	:1. Mod: (T1=1.867 s) 20
Şekil 2.7	:2. Mod: (T1=1.711 s) 20
Şekil 2.8	:Köprü boyuna yönde kayma hesabı için kesit şekli 29
Şekil 3.1	:P5 ve P6 aksları plastik mafsalları yerleştirilen kesitler ve Plastik mafsalları (L _p) boyları..... 35
Şekil 3.2	:P5 aksı z=0 kesiti köprü boyuna yönde moment eğrilik diyagramı.. 36
Şekil 3.3	:Sap2000 programında tanımlanan P5 aksı kolonu Z=0 kesiti M33 mafsalları (köprü boyuna yönde) moment plastik dönme diyagramı 36
Şekil 3.4	:Sargılı beton bölgeleri 37
Şekil 3.5	:S1 deprem seviyesi davranış spektrumu 38
Şekil 3.6	:S1 deprem seviyesi spektral ivme-spektral deplasman spektrumu ... 39
Şekil 3.7	:S2 deprem seviyesi davranış spektrumu 39
Şekil 3.8	:S2 deprem seviyesi spektral ivme-spektral deplasman spektrumu ... 40
Şekil 3.9	:Örnek kapasite-talep spektrumu kesiştirilmesi 41
Şekil 3.10	:Köprü enine yönde kapasite diyagramı 42
Şekil 3.11	:Köprü enine yönde kapasite Spektrumu (bilineer halde)..... 43
Şekil 3.12	:Köprü boyuna yönde kapasite diyagramı..... 43
Şekil 3.13	:Köprü boyuna yönde kapasite Spektrumu (bilineer halde)..... 44
Şekil 3.14	:Sap2000 modeli..... 44
Şekil 3.15	:1. Mod 1: 2.307 s..... 45
Şekil 3.16	:2. Mod 2: 2.117 s..... 45
Şekil EK.A1	:P5 aksı M ₃₃ diyagramı(EQ _y) 69
Şekil EK.A2	:P5 aksı M ₂₂ diyagramı(EQ _x) 70
Şekil EK.A3	:P6 aksı M ₃₃ diyagramı(EQ _y) 71
Şekil EK.A4	:P6 aksı M ₂₂ diyagramı(EQ _x) 72
Şekil EK.A5	:P5 aksı V ₂₂ diyagramı(EQ _y)..... 73
Şekil EK.A6	:P5 aksı V ₃₃ diyagramı(EQ _x)..... 74
Şekil EK.A7	:P6 aksı V ₂₂ diyagramı(EQ _y)..... 75

Şekil EK.A8	:P6 aksı V_{33} diyagramı(EQ_x).....	76
Şekil EK.B1	:P5 aksı $z=0$ kesiti Xtract programı enkesiti	77
Şekil EK.B2	:P5 aksı $z=0$ kesiti köprü boyuna yönde moment eğrilikk diyagramı çıktısı	78
Şekil EK.B3	:P5 aksı $z=0$ kesit sargı 1 beton modeli.....	79
Şekil EK.B4	:P5 aksı $z=0$ kesit sargı 2 beton modeli.....	80
Şekil EK.B5	:Sargısız beton modeli Xtract programı çıktısı	81
Şekil EK.B6	:Çelik modeli Xtract programı çıktısı.....	82
Şekil EK.C1	:P5 aksı köprü boyuna yönde kesme kuvveti diyagramı.....	84
Şekil EK.C2	:P5 aksı köprü enineyönde kesme kuvveti diyagramı.....	84
Şekil EK.C3	:P6 aksı köprü boyuna yönde kesme kuvveti diyagramı.....	85
Şekil EK.C4	:P6 aksı köprü enineyönde kesme kuvveti diyagramı.....	85
Şekil EK.D1	:P5 aksı $z=0$ kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı	87
Şekil EK.D2	:P5 aksı $z=0$ kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı	88
Şekil EK.D3	:P5 aksı $z=0.765$ kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı.....	89
Şekil EK.D3	:P5 aksı $z=0.765$ kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı.....	90
Şekil EK.D5	:P5 aksı $z=3.30$ kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı	91
Şekil EK.D6	:P5 aksı $z=3.30$ kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı	92
Şekil EK.D7	:P5 aksı $z=5.265$ kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı.....	93
Şekil EK.D8	:P5 aksı $z=5.265$ kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı.....	94
Şekil EK.D9	:P5 aksı $z=6.765$ kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı.....	95
Şekil EK.D10	:P5 aksı $z=6.765$ kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı.....	96
Şekil EK.D11	:P5 aksı $z=8.265$ kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı.....	97
Şekil EK.D12	:P5 aksı $z=8.265$ kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı.....	98
Şekil EK.D13	:P6 aksı $z=0$ kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı	99
Şekil EK.D14	:P6 aksı $z=0$ kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı ...	100
Şekil EK.D15	:P6 aksı $z=1.50$ kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı.....	101
Şekil EK.D16	:P6 aksı $z=1.50$ kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı.....	102
Şekil EK.D17	:P6 aksı $z=3.765$ kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı.....	103
Şekil EK.D18	:P6 aksı $z=3.765$ kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı.....	104
Şekil EK.D19	:P6 aksı $z=5.265$ kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı.....	105
Şekil EK.D20	:P6 aksı $z=5.265$ kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı.....	106
Şekil EK.D21	:P6 aksı $z=6.765$ kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı.....	107
Şekil EK.D22	:P6 aksı $z=6.765$ kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı.....	108
Şekil EK.E1	:Köprü boyuna yönde hesap için S1 talep-kapasite spektrumları	110

Şekil EK.E2	:Köprü enine yönde hesap için S1 talep-kapasite spektrumları	111
Şekil EK.E3	:Köprü boyuna yönde hesap için S2 talep-kapasite spektrumları	112
Şekil EK.E4	:Köprü enine yönde hesap için S2 talep-kapasite spektrumları	113
Şekil EK.F1	:Mahmutbey Viyadüğü Boykesit ve planı.....	114
Şekil EK.F2	:Viyadük enkesiti.....	115
Şekil EK.F3	:Elastomer mesnet ve deprem takozu detayları.....	116
Şekil EK.F4	:P5 aksı kolonu donatı detayları	117

SEMBOL LİSTESİ

ϕ	: Dayanım azaltma faktörü
d	: Faydalı yükseklik
b_w	: Hesap genişliği
f'_c	: Karakteristik beton basınç dayanımı
$E_{c,s}$	: Elastisite modülü
f_y	: Çelik karakteristik akma dayanımı
f_{yh}	: Sargı donatısı akma dayanımı
f_u	: Çelik kopma dayanımı
ϵ_{co}	: Maksimum basınçta gerilmesi altında sargısız beton basınç birim deformasyonu
ϵ_{sp}	: Betonun nihai basınç birim deformasyonu
ϵ_y	: Çelik akma birim deformasyonu
ϵ_{sh}	: Çelik pekleşme birim deformasyonu
ϵ_{su}^R	: Çelik azaltılmış nihai birim deformasyonu
ϵ_{su}	: Çelik nihai birim deformasyonu
ϵ_c	: Beton birim deformasyonu
ϵ_s	: Çelik birim deformasyonu
A	: Ana kaya ivmesi
A	: Alan
K	: Rijitlik
G	: Kayma modülü
T	: Periyot
S_a	: Spektral ivme
S_d	: Spektral deplasman
$M_{33,22}$	: Lokal eksenler etrafındaki moment
$V_{33,22}$	: Lokal eksenler doğrultusundaki kesme kuvveti
N	: Normal kuvvet
r	: Yarıçapı
$I_{22,33}$	: Atalet momenti
L	: Kolon boyu
K	: Etkili uzunluk faktörü
C_m	: Moment faktörü
P_c	: Kritik yük
δ	: Moment büyütme faktörü
R	: Cevap düzeltme faktörü
s	: Etriye aralığı
V_c	: Beton kesme dayanımı
V_s	: Etriyenin taşıdığı kesme dayanımı
V_n	: Kesitte oluşan nominal kesme kuvveti
A_v	: Etriye alanı
a	: Sargı donatısı aralığı
h_c	: Kolo çekirdek bölgesi ölçüsü

κ_e	: Elastik eğrilik
κ_p	: Plastik eğrilik
κ_u	: Nihai eğrilik
ϕ_p	: Plastik dönme
L_p	: Plastik mafsal boyu
δ_t	: Hedef deplasman
C_1	: Maksimum inelastik deplasmanla hesaplanan lineer elastik deplasmanlar arasındaki düzeltme faktörü
PF_1	: Birinci mod için modal katılım faktörü
α_1	: Birinci mod için modal kütle katsayısı
ϕ_{t1}	: Seviye 1 de birinci mod büyüklüğü
Δ_{roof}	: Tepe deplasmanı
W	: Ağırlık
g	: Yerçekimi ivmesi
DL	: Zati yükler
EQ_y	: Köprü boyuna yönde deprem hesabı
EQ_x	: Köprü enine yönde deprem hesabı
h_{rt}	: Elastomer mesnet neopren kalınlığı

VIYADÜKLERİN DEPREM DURUMUNDA AASHTO, CALTRANS STANDARTLARINA GÖRE TAHKİKİ VE BİR UYGULAMA

ÖZET

Bu çalışmada, Viyadüklerin deprem hesaplarının yapılmasında dünyada kullanılan en güncel şartnamelerden olan AASHTO Standart specifications for Highway Bridges ve CALTRANS Seismic Design Criteria kullanılması konusu işlenmiş ve bir uygulama üzerinde incelenmiştir.

İlk bölümde Konu ile ilgili bilgiler verilmiş ve uygulama olarak seçilen Mahmutbey Viyadüğü tanıtılmaya çalışılmıştır.

İkinci bölümde ise AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges Division IA: Seismic Design kısmı ile ilgili bilgiler verilmiştir. Devamında köprünün deprem hesapları AASHTO'nun yöntemi olan KBA kullanılarak yapılmıştır. Konu çok geniş olduğundan dolayı köprünün en yüksek ayaklı kolonları olan P5, P6 ayakları ve üstyapı ile altyapının bağlantısını sağlayan elastomer mesnetler incelenmiştir. Hesaplar yapılırken SAP2000 VER.8.06 NONLINEAR yapı analiz programı kullanılmıştır. Kolonların eğik eğilme dayanımlarını incelerken oluşturulmuş olan M-N etkileşim diyagramları BIAXIAL programı ile çizilmiştir.

Üçüncü bölümde ise CALTRANS Seismic Design Criteria kullanılarak DBA yapılmıştır. Kolonların moment-eğrilik diyagramlarını elde edebilmek için XTRACT programından yararlanılmıştır. Yapı analizinde SAP2000 VER.8.06 NONLINEAR kullanarak kolonlarda oluşan plastik dönmeler elde edilmiş, oluşan plastik dönmelere bakılarak köprünün performans seviyesi belirlenmeye çalışılmıştır.

Son olarak dördüncü bölümde kolonlar ve elastomer mesnetlerde her iki yöntem ışığında bulunan sonuçlar karşılaştırılarak, yorumlar yapılmıştır.

SEISMIC DESIGN OF VIADUCTS ACCORDING TO AASHTO, CALTRANS SPECIFICATIONS AND AN APPLICATION

SUMMARY

In this study, the subject of the use of AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges and CALTRANS Seismic Design which is one of the most updated specifications used in the seismic calculations of viaducts, has been examined on an application.

In the first part, the information related to the topic has been given and Mahmutbey Viaduct which has been chosen as the application has been introduced.

In the second part, the information related to AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges division IA: Seismic Design Part has been given. In continuation, the seismic calculations of the bridges has been done by using of FBD which is the method used by AASHTO. Because the topic is very broad, P5, P6 piers which are the highest columns of the bridge, elastomeric bearings which are the elements providing the connection of superstructure and substructure have been investigated. SAP 2000 Ver.8.06 NONLINEAR Structure Analysis program has been used. M-N interaction diagrams used for investigating the biaxial flexure strength has been drawn with BIAXIAL program.

In the third section, DBD has been carried out by use of CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITERIA. XTRACT program has been utilized in order to get the moment curvature diagrams of columns. SAP 2000 Ver.8.06 NONLINEAR Structure Analysis Program has been used in structure analysis, plastic rotations formed on columns have been obtained; and performance level of bridge has been tried to be determined by considering at the plastic rotations.

Finally in the forth section the results which were found in columns and elastomeric bearings in the light of both two methods have been compared and comments have been made.

1. GİRİŞ

1.1. Giriş ve Amaç

Otoyol köprü ve viyadükleri için dünyada yazılmış birçok şartname bulunmaktadır. AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges 2002, CALTRANS Seismic Design Criteria 2001, EUROCODE-8 Design Provisions for Earthquake Resistance of Structure Part 2-Bridge 1998, Japan Road Association Specifications for Highway Bridges bunlara en önemli örneklerdir. Karayolları Genel Müdürlüğü Otoyol ve Karayollarında bulunan köprülerde şartname olarak AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges 2002'nin kullanılmasını istemektedir. Son yıllarda yeni hesap tekniklerinin ortaya çıkmasıyla yeni şartnameler yazılmıştır. Dolayısı ile viyadük ve köprülerin deprem davranışının değerlendirilmesinde yeni şartnamelerin yazılması daha gerçekçi dizaynların bulunması için fırsatlar yaratmıştır. 1999 yılında ilk kez yayınlanan ve 2001'de revize olan CALTRANS Seismic Design Criteria 2001 Amerika'da ve Japonya'da son yıllarda geliştirilen DBA'ı kullanan en güncel şartnamelerden birisidir.

1999 da meydana gelen 17 Ağustos Kocaeli ve 12 Kasım Düzce depremlerinde Anadolu Otoyolu ve çevresindeki yollarda bulunan köprü ve viyadüklerde çok ciddi hasarlar meydana gelmiştir. Son dönemde mevcut köprülerin hasarlarının onarılması ve güçlendirilmesi amacıyla birçok çalışmalar yapılmaktadır. Bu çalışmalarda kullanılan şartnamelerin AASHTO Standart Specifications for Highway Bridges 2002 ve CALTRANS Seismic Design Criteria 2001 olduğu görülmektedir. Bu iki şartnamenin hesap yöntemleri arasında farklar bulunmaktadır. Bu çalışmada O-2 (TEM) Otoyolu üzerinde bulunan Mahmutbey Viyadüğü örnek alınarak bu iki şartnamenin hükümleri irdelenecek ve yorumlar yapılacaktır.

Çalışmada ilk aşamada köprü ile ilgili tüm bilgiler toplanmış (pafta, hesap ve zemin raporları vs) ve köprü yerinde gidip gözle muayene yapılmış, resimler çekilmiş (bak şekil 1.1, 1.2, 1.3), köprü elemanları incelenip hasar olup olmadığı belirlenmiştir.

Mahmutbey Viyadüğü, bölüm 1.2 de anlatıldığı üzere yüksek ayakları bulunan, uzun açıklıklı ve 9 orta, 2 kenar ayağı bulunan İstanbul ulaşımı için önemli köprülerden bir tanesidir.

Çalışmada viyadük ile ilgili her konunun irdelenmesi kapsamı çok genişleteceği için hesaplamalar kolonlar ve mesnetlerle sınırlandırılmıştır. Kolon hesapları için ayakları en yüksek sol köprü P5 ve P6 aksları seçilmiştir.

1.2. Viyadük Hakkında Genel Açıklamalar

Mahmutbey viyadüğü İstanbul 2. Çevreyolu (O-2) üzerinde Km.0+572-0+972 arasında bulunmaktadır. Viyadük 10 açıklıklı, L=399.8 m uzunluğunda olup her biri 16.50m genişliğinde 2 adet köprüden oluşmaktadır.

Köprüye ait uygulama projeleri Karayolları Genel Müdürlüğü 17. Bölge Müdürlüğünden temin edilmiş olup bu projelerden (Bak şekil 1.4, 1.5, tablo 1.1, 1.2, 1.3, Ek.D1, Ek.D2, Ek.D3, Ek.D4) gerek köprü üstyapı zati yükleri gerekse yapılacak hesaplara ilişkin diğer hususlar açısından yararlanılmıştır.



Şekil 1.1 Mahmutbey Viyadüğü genel görünüşü.



Şekil 1.2 Mahmutbey Viyadüğü üstten görünüş



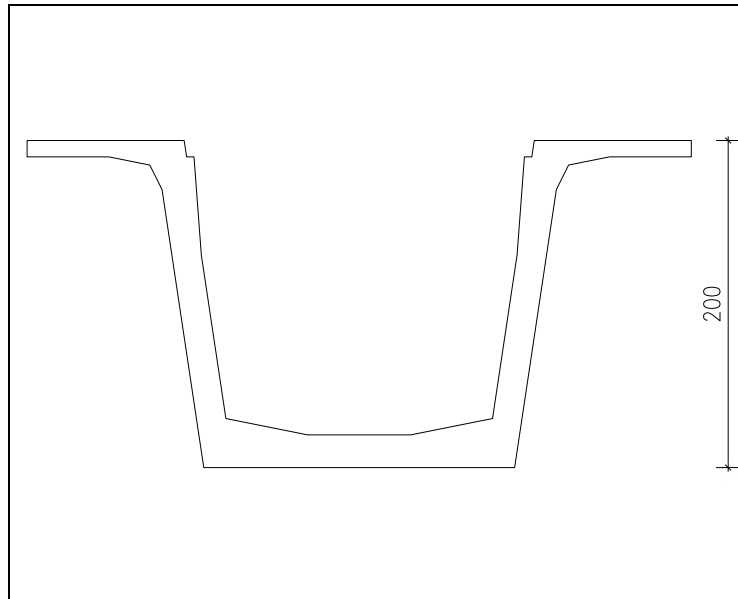
Şekil 1.3 Deforme olmuş elastomer mesnet

1.3. Viyadüğün Özellikleri

Açıklık sayısı	: 11
Köprü verevliği	: Her aksta ayak verevlilik açısı değişken
Köprü genişliği	: 16.50m
Taşıt yolu genişliği	: 14.50m
Şerit sayısı	: 4 şerit
Sol yaya kaldırımı genişliği	: 0.75m
Sağ yaya kaldırımı genişliği	: 1.25m
Ayak eksenleri arası açıklıklar	: 40m
Köprü toplam boyu	: 399.80m
Üst yapı tipi	: Öngerilmeli önçekim betonarme trapez kesitli kiriş
Hareketli yük sınıfı	: H ₃₀ S ₂₄
Askeri yük sınıfı	: 1350 kN luk tek tank
Genleşme derzi	: A, B, P3 ve P7 akslarında Maurer D80

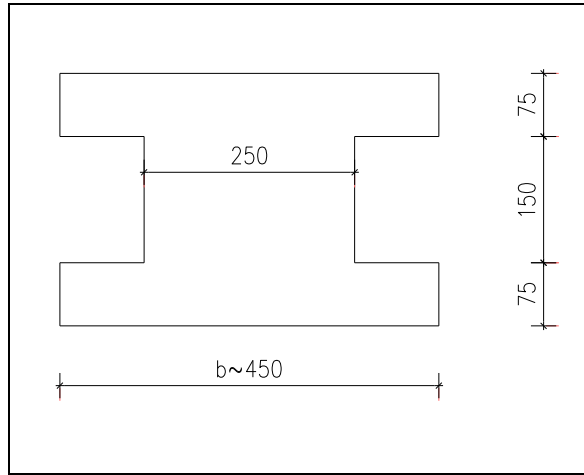
1.4. Viyadük Elemanları

1.4.1. Öngerilmeli Kiriş



Şekil 1.4 Öngerilmeli trapez kesitli kiriş kesiti

1.4.2. Kolonlar



Şekil 1.5 H kesitli kolon ayak kesiti

Tablo 1.1 Kolon ölçüleri

	b (m)	Net kolon boyu (m)
P1	5.17	15.324
P2	5.42	22.626
P3	5.74	28.309
P4	5.89	31.275
P5	6.29	40.023
P6	6.11	35.552
P7	5.62	24.614
P8	5.17	16.707
P9	5.00	14.333

1.4.3. Temeller

Tablo 1.2 Temel tipleri

Aks	Temel tipi	Temel ölçüleri
Kenarayak A	Yüzeysel	16.36 x 8.50 x 2 m
P1	Yüzeysel	10.5 x 8.5 x 2 m
P2	Yüzeysel	10.5 x 8.5 x 2 m
P3	Yüzeysel	12.5 x 7.5 x 2.25 m
P4	Kazıklı	12.5 x 7.5 x 2.25 m
P5	Kazıklı	12.5 x 8.5 x 2 m
P6	Yüzeysel	12.5 x 8.5 x 2 m
P7	Yüzeysel	12 x 8.5 x 2 m
P8	Yüzeysel	10.5 x 8.5 x 2 m
P9	Yüzeysel	10.5 x 8.5 x 2 m
Kenarayak B	Yüzeysel	17.18 x 8.50 x 2 m

1.4.4. Elastomer Mesnetler

Aşağıda verilen özellikler AASHTO tablo 14.6.5.2-1 ye bakılarak yazılmıştır

Mesnet kayma modülü : 1430 kN/m²

Sertlik : 60

Tablo 1.3 Elastomer mesnet tipleri

Aks	Mesnet ölçüleri
Kenarayak A	450 x 450 x 176 mm
P1	450 x 450 x 176 mm
P2	450 x 450 x 148 mm
P3	450 x 450 x 176 mm
P4	450 x 450 x 148 mm
P5	450 x 450 x 120 mm
P6	450 x 450 x 148 mm
P7	450 x 450 x 176 mm
P8	450 x 450 x 148 mm
P9	450 x 450 x 176 mm
Kenarayak B	450 x 450 x 176 mm

1.5. Hesap Yükleri

Köprü elemanlarının ağırlıkları ölü (zati) yük olarak tanımlanmıştır. Karayolları Köprüler Teknik Şartnamesi hükümleri gereği birim hacim ağırlığı beton için 25 kN/m³, asfalt kaplama için 23 kN/m³ ve çelik (yapı çeliği) için 78.5 kN/m³ alınmıştır.

1.6. Malzeme Özellikleri

1.6.1. Beton

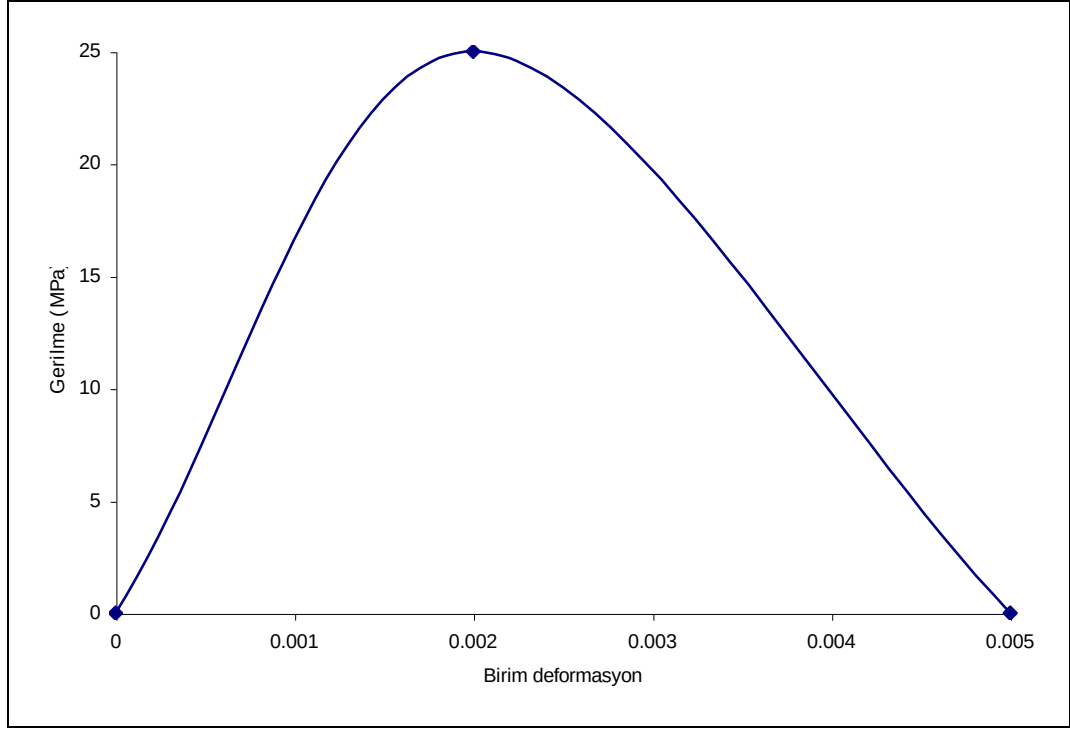
Köprü kolon elemanlarında C25 beton sınıfı kullanılmıştır. (28 günlük silindir mukavemeti 25 MPa)

$$f_c' = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 4700(f_c')^{0.5} = 23500 \text{ kN/m}^2$$

$$\varepsilon_{co}=0.002$$

$$\varepsilon_{sp}=0.005$$



Şekil 1.6 Beton gerilme-birim deformasyon modeli

1.6.2. Çelik

Yapı çeliği S420 dir .(Gerilme-deformasyon grafiği için bak. Şekil 1.7)

$$E_s=200000000 \text{ kN/m}^2$$

$$f_y=420 \text{ MPa}$$

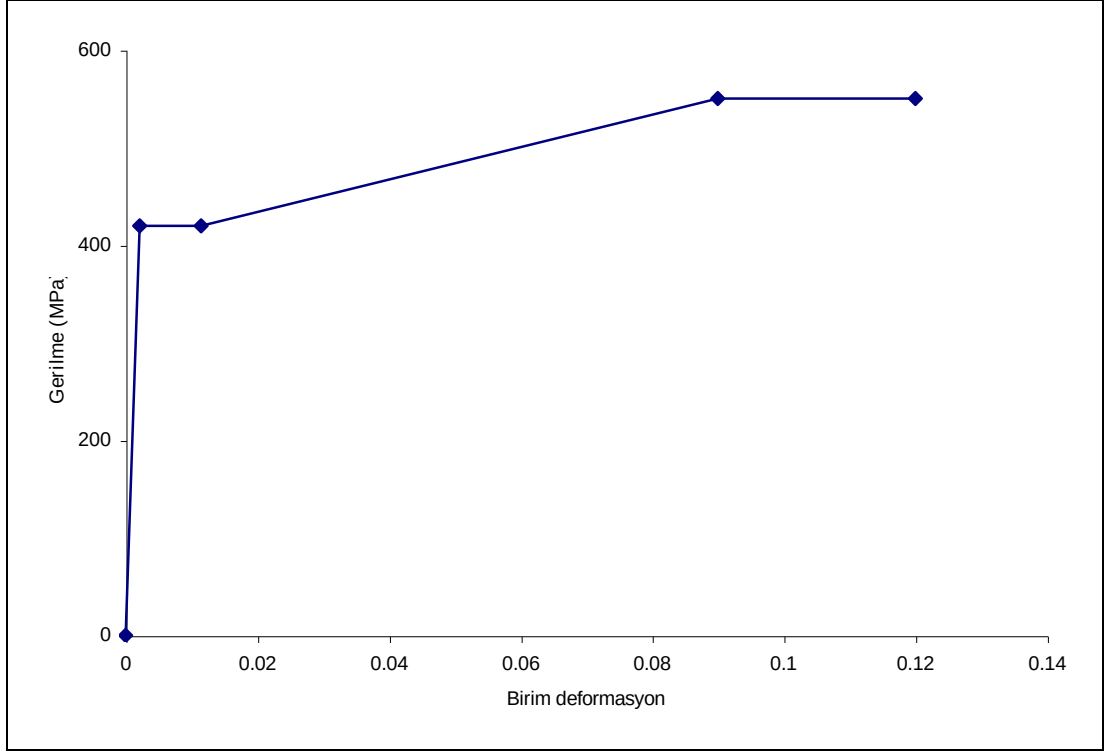
$$f_u=550 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_y=0.0021$$

$$\varepsilon_{sh}=0.0115$$

$$\varepsilon_{su}^R=0.09$$

$$\varepsilon_{su}=0.12$$



Şekil 1.7 Çelik gerilme-birim deformasyon modeli

1.7. Üstyapı Ağırlığı Hesabı

1 adet kiriş ağırlığı	1342.15 kN
4 adet kiriş toplam ağırlığı	5368.60 kN
Döşeme ağırlığı	$0.25\text{m} \times 16.36\text{m} \times 40\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 4090 \text{ kN}$
Bordür ağırlığı	$0.31\text{m} \times 2.0\text{m} \times 40\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 620 \text{ kN}$
Kaplama ağırlığı	$0.06\text{m} \times 14.50\text{m} \times 40\text{m} \times 23 \text{ kN/m}^3 = 80 \text{ kN}$
Prekast eleman ağırlığı	$2 \times 0.07\text{m} \times 0.75\text{m} \times 40\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 105\text{kN}$
Kalıp plakları ağırlığı	439 kN
Korkuluk ağırlığı	80 kN
Toplam ağırlık:	11503 kN (Bir açıklıktaki toplam üstyapı ağırlığı)

2. AASHTO 2002 BÖLÜM IA'YA GÖRE KUVVET BAZLI ANALİZ

2.1. AASHTO Yol Köprüleri İçin Standart Şartlar Hakkında Giriş

Bu şartnamenin derlenilmesine Amerikan Eyalet Anayolları Birliği Köprü ve Yapılar komitesinin organizasyonu ile 1921 yılında başlanmıştır. 1921 yılından 1931 yılına kadar geçen periyot boyunca şartname yavaş yavaş geliştirilmiş ve bir çok bölümü zaman zaman onaylanmıştır. Şartnamenin tamamlanması 1926 yılında olmuş ve 1928 yılında revize edilmiştir. Birinci basımı 1931 de ve takip eden yıllarda 1935, 1941, 1944, 1949, 1953, 1957, 1961, 1965, 1969, 1973, 1977, 1983, 1989, 1992, 1996 da revizyonları yayınlanmıştır.

Geçmişte ara şartnameler takvim yıllarının ortasında ve revizyon şartnameler her dört yılda bir yayınlanmıştır. Bununla birlikte Federal Yollar İdaresi 2007 yılından sonra yeni köprü dizaynlarında kullanılması amacıyla LRFD şartnamesini yayınlamıştır. Dolayısı ile 2007 yılına kadar 17. basımda bulunan teknik yazım hataları düzeltilecektir. 2007 yılından önceki dizaynlar, mevcut köprülerin iyileştirilmesi ve bakımında 17. basım geçerli olacaktır.

2.2. AASHTO Bölüm IA ya Göre Dinamik Analiz Yönteminin Belirlenmesi

Kritik ve önemli köprüler: 1. derecede önemli köprüler

Diğer köprüler: 2.derecede önemli köprüler

Tablo 2.1 Deprem davranış kategorisi tablosu (AASHTO Bölüm IA tablo 3.4)

Ana kaya ivme değeri (A)	Deprem davranış kategorisi	
	1. derece önemli köprüler	2. derece önemli köprüler
$A \leq 0.09$	A	A
$0.09 < A \leq 0.19$	B	B
$0.19 < A \leq 0.29$	C	C
$0.29 < A$	D	C

Yöntem 1: Eşdeğer statik yük

Yöntem 2: Tek modlu dinamik analiz

Yöntem 3: Çok modlu dinamik analiz

Yöntem 4: Zaman tanım alanında hesap

Tablo 2.2 Düzgün köprü tanımı tablosu (AASHTO Bölüm IA tablo 4.2B)

Parametre	Sınır değeri				
Açıklık sayısı	2	3	4	5	6
Maksimum merkez açısı (kurptaki köprülerde)	90°	90°	90°	90°	90°
Maksimum açıklık oranı (komşu açıklıklarda)	3	2	2	1.5	1.5
Maksimum orta ayak rijitlik oranı (komşu açıklıklarda)	-	4	4	3	2

Mahmutbey Viyadüğü tablo 2.1 ve 2.2 incelendiğinde düzgün köprü tanımına girmedeği anlaşılmıştır.

Tablo 2.3 Hesap yöntemi seçimi tablosu (AASHTO bölüm IA tablo 4.2A)

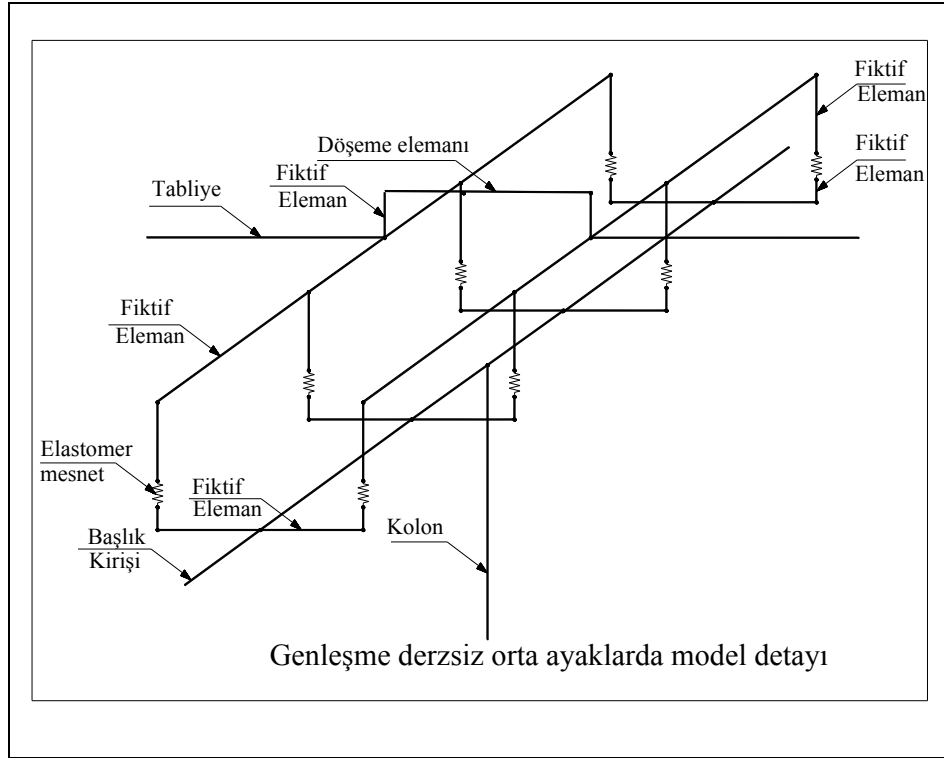
Deprem davranış kategorisi	Minimum 2 ve maksimum 6 açıklıklı köprüler	2 ve daha fazla açıklıklı düzgün olmayan köprüler
A	Hesap gerekmemektedir	Hesap gerekmemektedir
B, C, D	Yöntem 1 veya Yöntem 2	Yöntem 3

Tablo 2.3 incelendiğinde Mahmutbey Viyadüğü 10 açıklıklı, düzgün olmayan köprü ve deprem davranış kategorisi D sınıfına girdiği için hesap yöntemi olarak Yöntem 3: Çok modlu dinamik analiz seçilmiştir.

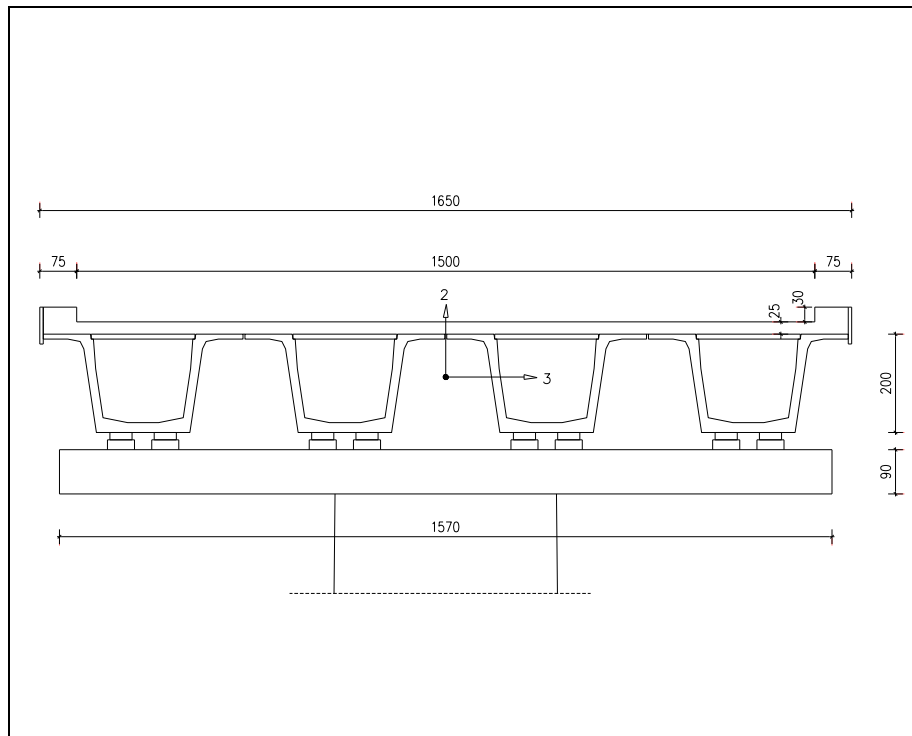
2.3. Matematik Model

Matematik modeli kurulurken AASHTO Bölüm IA 4.5.2 maddesine uyulmuştur. Köprünün tüm üstyapı elamanları (kolon, başlık kirişi, döşeme, tabliye) üç boyutlu çubuk elemanlar olarak tanımlanmıştır. Elemanlar 3 deplasman ve 3 dönme olmak

üzere 6 serbestlik derecesine sahiptir (Bak. şekil 2.1). Genleşme derzi olan ayaklarda (P3, P7) döşeme elemanları kaldırılarak üstyapı sürekliliği kesintiye uğratılmıştır.



Şekil 2.1 Genleşme derzsiz orta ayaklar için matematik model detayı



Şekil 2.2 Köprü enkesiti

Tabliye enkesiti şekil 2.2 de verilmiştir. Tabliye modelde çubuk olarak tanımlanmıştır. Enkesit özellikleri aşağıdaki gibidir.

Alan	$A=9.256 \text{ m}^2$
3-3 eksenli etrafındaki atalet momenti	$I_{33}=6.004 \text{ m}^2$
2-2 eksenli etrafındaki atalet momenti	$I_{22}=202.98 \text{ m}^2$

Köprü kenar ayakları modele katılmamış ve kenarayak elastomerleri alt uçlarından ankastre kabul edilmiştir. "H" kesitli orta ayak kolonlarının alt uçları ankastre olarak modellenmiştir. Kolonların üstünde yer alan ters T şeklindeki başlık kirişleri ile tabliyenin bağlantısını sağlayan elastomer mesnetler SAP2000 programında NLLINK elemanları olarak tanımlanmıştır. Elastomer mesnetler sadece kesme kuvveti aktaran elemanlar olduğu için kayma rijitlikleri her iki doğrultuda $K=G.A/L$ formülü ile hesaplanmış ve Tablo 2.4'te verilmiştir. Ayrıca dönme rijitlikleri sıfır alınmıştır. Kayma rijitlikleri ile ilgili hesaplar Tablo 2.4'te verilmiştir. Elastomer mesnetlerin tabliyeyle ve başlık kirişi ile bağlantıları düşeyde-yatayda fiktif elemanlarla sağlanmıştır. Köprü üstyapısının (tabliye) kütlesi her bir çubuk elemanının baş ve sonunda toplandığı kabul edilerek her iki global ekseninde (X,Y) o noktalara etkitilmiştir.

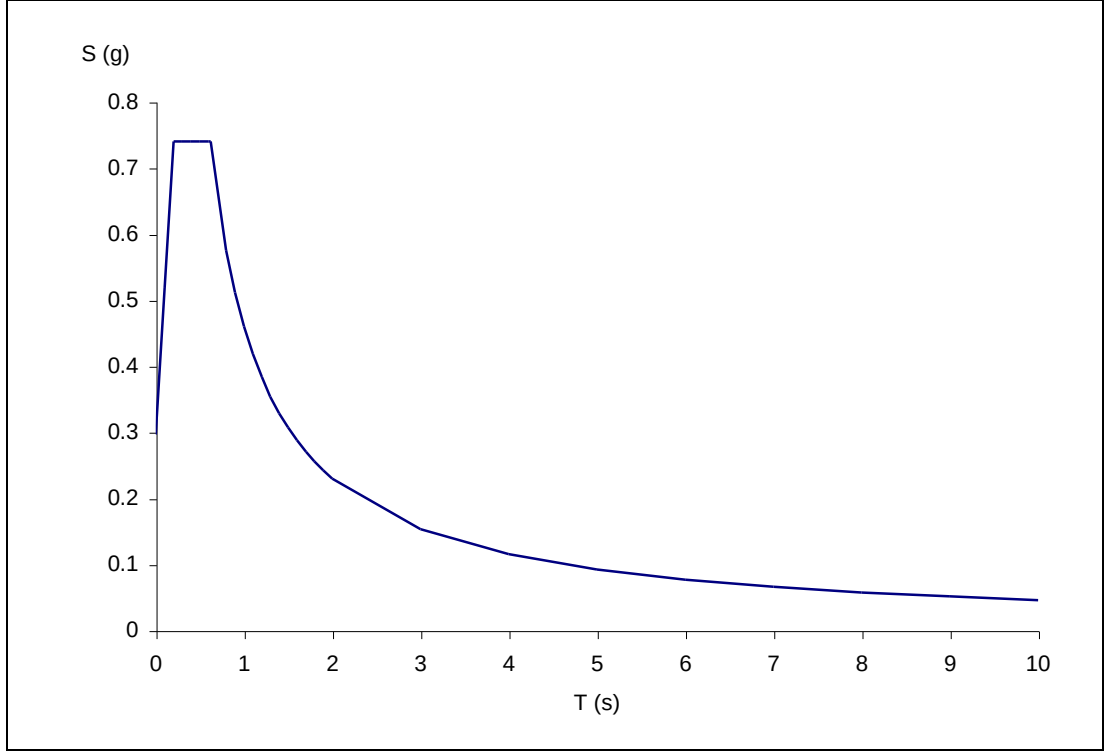
Başlık kirişlerinde üstyapının her iki global ekseninde deplasmanlarını sınırlayan deprem takozları bulunmaktadır. Gerek çekilen resimlerde gerekse yapılan gözle muayene sonucunda mevcut elastomerlerin artık kullanılamaz halde ve değiştirilmesi gerektiği sonucuna varılmıştır. Elastomer mesnetlerin değiştirilmesi işlemi için mevcut başlık kirişlerinde bulunan en uygun yöntem deprem takozlarının kaldırılarak bulundukları yerlere 2500 kN luk hidrolik krikolar yerleştirilmesi ile gerçekleştirilmesidir. Dolayısı ile kaldırılan deprem takozlarının yeniden yapılması mümkün olmadığından köprü bu çalışmada elastomer mesnetlerin çalışma mesafesini sınırlayan takozların kaldırıldığı düşünülerek yüzen köprü olarak hesaplanmıştır. Yüzen köprüden kasıt üst yapının hiçbir engele takılmadan (Seismic device, deprem takozu) başlık kirişlerinin üzerinde bulunan elastomer mesnetler vasıtası ile salınım yapmasıdır.

Tablo 2.4 Elastomer mesnet rijitliği tablosu

Aks	Mesnet eni (m)	Mesnet boyu (m)	Kalınlık (m)	Kayma modülü (G, kN/m ²)	K, rijitlik ($K=G \times A/L$, kN/m)
A	0.45	0.45	0.176	1430	1645
P1	0.45	0.45	0.176	1430	1645
P2	0.45	0.45	0.148	1430	1957
P3	0.45	0.45	0.176	1430	1645
P4	0.45	0.45	0.148	1430	1957
P5	0.45	0.45	0.120	1430	2413
P6	0.45	0.45	0.148	1430	1957
P7	0.45	0.45	0.176	1430	1645
P8	0.45	0.45	0.148	1430	1957
P9	0.45	0.45	0.176	1430	1645
B	0.45	0.45	0.176	1430	1645

2.4. Yapılan Hesaplar Hakkında Açıklamalar

Köprü üstyapı modeli bölüm 2.3 de anlatıldığı gibi kurulmuş ve hesap yöntemi olarak Çok Modlu Dinamik analiz seçilmiştir. Hesaba katılacak mod sayısını bulmak için AASHTO Bölüm IA 4.5.4 den yararlanılmıştır. Burada açıklık sayısının 3 katı veya maksimum 25 modun alınması belirtilmiştir. Dolayısı ile 25 mod (modları hesaplarken Ritz vektörü yöntemi kullanılmıştır) hesaba katılmıştır.



Şekil 2.3 Davranış spektrumu

Davranış spektrumu olarak şekil 2.3 deki spektrum kullanılmıştır. Bu spektrum Mahmutbey Viyadüğüne çok yakın olan Sağmalcılar Viyadüğü için hazırlanmış olan bir veridir. Mahmutbey Viyadüğü için elimizde böyle bir veri olmadığı için bu çalışmada şekil 2.3 teki spektrum kullanılarak hesaplar yapılmıştır. (AASHTO olasılık olarak 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremi varsaymaktadır). Yapılan Çok Modlu Dinamik analiz sonucunda köprü boyuna yönde ve buna dik olarak enine yönde şekil 2.4 te gösterilen kolon kesitlerindeki iç kuvvetler bulunmuş ve sonuçta aşağıdaki gibi yük kombinasyonları oluşturulmuştur.

DL: Zati yükler

EQ_y: Köprü boyuna yönde deprem

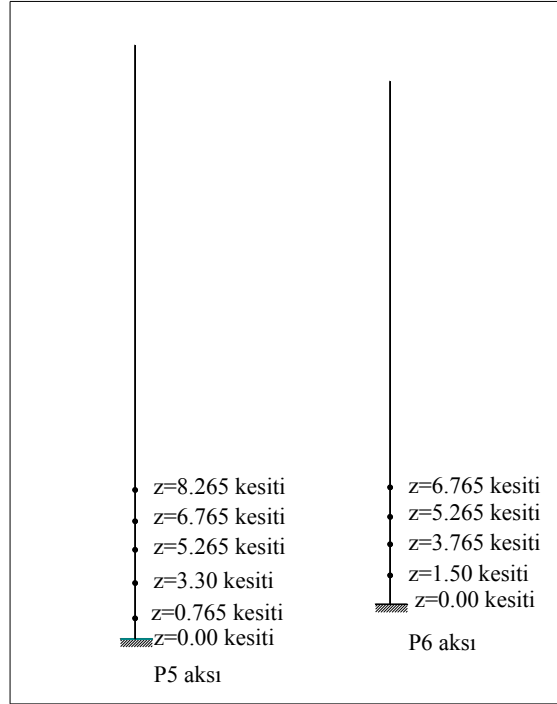
EQ_x: Köprü enine yönde deprem

LC1: Köprü boyuna yöndeki deprem yükü+%30 enine yöndeki deprem yükü

LC1: $1.0DL+1.0EQ_y+0.30EQ_x$

LC2: Köprü enine yöndeki deprem yükü+%30 boyuna yöndeki deprem yükü

LC2: $1.0DL+1.0EQ_x+0.30EQ_y$



Şekil 2.4 P5 ve P6 aksları kolon eğilme ve kayma donatısı için hesap kesitleri

Kolon kesitlerinde (Bak şekil 2.4) bulunan momentler davranış düzeltme katsayısına tablo 3.7 ye bakılarak davranış düzeltme katsayısı $R=3$ e bölünmüşlerdir (AASHTO Bölüm IA 3.7) Normal ve kesme kuvvetleri için $R=1$ dir.

Ayrıca R 'ye bölünen her iki doğrultudaki momentler AASHTO 8.16.5.2 ye göre hesaplanan tablo 2.10 daki narinlik faktörleri ile arttırılacaktır.

Kolonların çift eksenli eğilme dayanımı AASHTO bölüm IA 7.6.2.(b) ye uygun olarak hesaplanmıştır. Kolon çift eksenli dayanımı yukarıda anlatılan eğilme momentlerinden az olmayacaktır ve kolon dizaynı tüm maksimum ve minimum normal kuvvetler için kontrol edilecektir. Dayanım azaltma faktörü (ϕ) normal kuvvetin ($0.2f_c A_g$) den büyük olması durumu için 0.5, 0 ile ($0.2f_c A_g$) değerleri arasında olması durumu için 0.5 ile 0.9 arasında lineer değişecek ve 0 dan küçük olması durumu için 0.9 değerini alacaktır. Kolonlarda donatı yüzdesi minimum %1 maksimum %6 olarak sınırlandırılmıştır.

En son olarakta Bölüm IA 7.6.2.c ye göre kayma ve sargı donatısı hesapları yapılmıştır

2.5. Modal Analiz Sonuçlar

Yapılan çok modlu analizde kütle katılımının %90 dan fazla olması gerekmektedir. Tablo 2.5 de görüldüğü üzere her iki doğrultuda kütle katılımı %93 civarındadır. Tablo 2.6’da da her mod için periyot, frekans, açısal frekans ve eigenvalue değerleri görülmektedir.

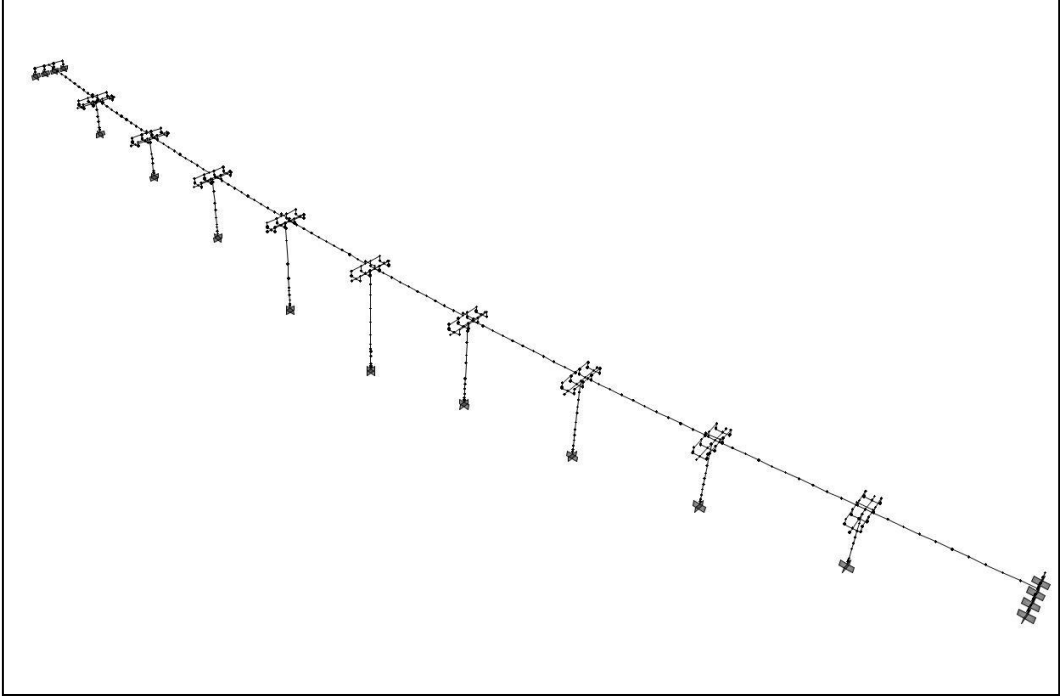
Tablo 2.5 Modal katılım oranları

OutputCase	Step	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Text	Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
ritz	Mode 1	1.867416	0.00028	0.41223	0.00028	0.41223
ritz	Mode 2	1.711539	0.36801	0.00036	0.36829	0.41259
ritz	Mode 3	1.538729	0.02575	6.330E-05	0.39403	0.41266
ritz	Mode 4	1.494669	0.00050	0.15317	0.39454	0.56583
ritz	Mode 5	1.462525	0.16322	0.00048	0.55776	0.56631
ritz	Mode 6	1.425094	0.00101	0.17148	0.55876	0.73779
ritz	Mode 7	1.417216	0.13531	0.00153	0.69408	0.73932
ritz	Mode 8	1.334138	0.01148	7.344E-05	0.70556	0.73939
ritz	Mode 9	1.313974	0.00068	1.747E-05	0.70624	0.73941
ritz	Mode 10	0.832429	1.147E-05	4.962E-08	0.70625	0.73941
ritz	Mode 11	0.619242	3.915E-07	0.00038	0.70625	0.73979
ritz	Mode 12	0.595688	6.680E-06	0.00950	0.70626	0.74929
ritz	Mode 13	0.520146	4.123E-06	0.02884	0.70626	0.77812
ritz	Mode 14	0.506280	0.01128	3.324E-05	0.71754	0.77816
ritz	Mode 15	0.489928	0.01099	0.00033	0.72854	0.77849
ritz	Mode 16	0.444915	8.328E-06	0.01418	0.72854	0.79267
ritz	Mode 17	0.434456	0.02860	0.00014	0.75715	0.79280
ritz	Mode 18	0.379589	0.00027	0.01998	0.75742	0.81279
ritz	Mode 19	0.359366	0.02578	7.404E-05	0.78320	0.81286
ritz	Mode 20	0.290171	0.02286	0.00516	0.80606	0.81802
ritz	Mode 21	0.275908	0.00647	0.02391	0.81252	0.84193
ritz	Mode 22	0.194873	0.02097	0.02253	0.83349	0.86445
ritz	Mode 23	0.188502	0.02282	0.02181	0.85631	0.88627
ritz	Mode 24	0.090678	0.04439	0.02335	0.90070	0.90962
ritz	Mode 25	0.086407	0.03323	0.02921	0.93393	0.93883

Tablo 2.6 Modal periyotlar ve frekanslar

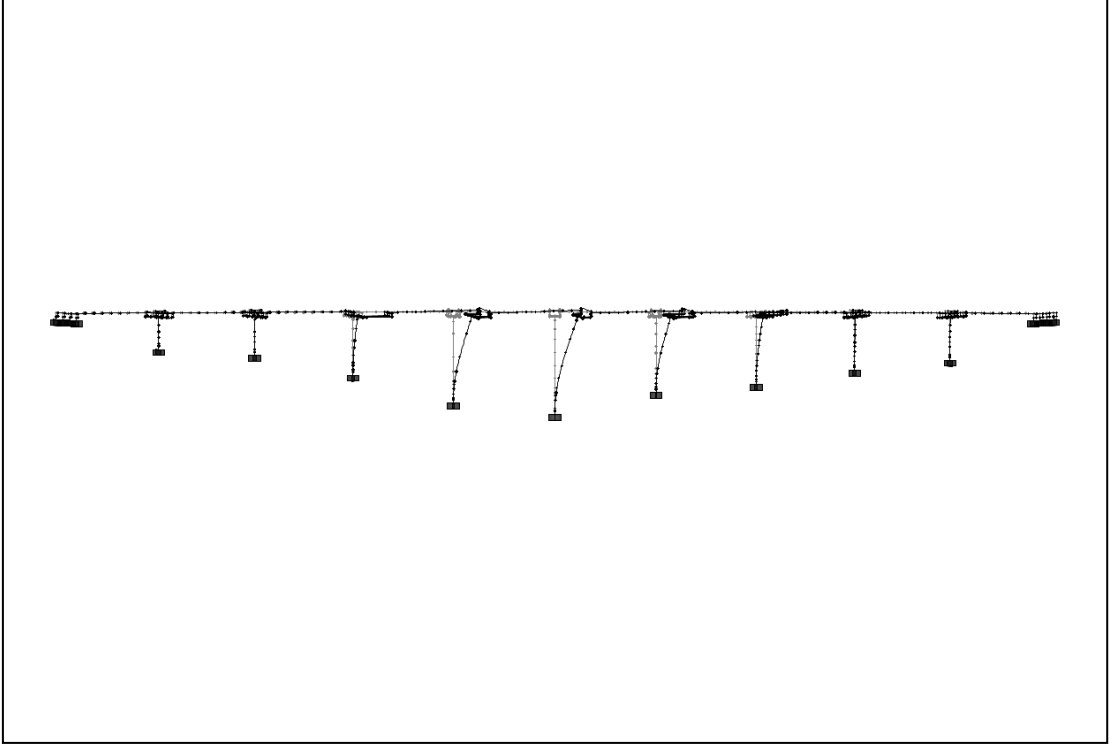
OutputCase	Step	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
ritz	Mode 1	1.867416	5.3550E-01	3.3646E+00	1.1321E+01
ritz	Mode 2	1.711539	5.8427E-01	3.6711E+00	1.3477E+01
ritz	Mode 3	1.538729	6.4989E-01	4.0834E+00	1.6674E+01
ritz	Mode 4	1.494669	6.6904E-01	4.2037E+00	1.7671E+01
ritz	Mode 5	1.462525	6.8375E-01	4.2961E+00	1.8457E+01
ritz	Mode 6	1.425094	7.0171E-01	4.4090E+00	1.9439E+01
ritz	Mode 7	1.417216	7.0561E-01	4.4335E+00	1.9656E+01
ritz	Mode 8	1.334138	7.4955E-01	4.7095E+00	2.2180E+01
ritz	Mode 9	1.313974	7.6105E-01	4.7818E+00	2.2866E+01
ritz	Mode 10	0.832429	1.2013E+00	7.5480E+00	5.6973E+01
ritz	Mode 11	0.619242	1.6149E+00	1.0147E+01	1.0295E+02
ritz	Mode 12	0.595688	1.6787E+00	1.0548E+01	1.1126E+02
ritz	Mode 13	0.520146	1.9225E+00	1.2080E+01	1.4592E+02
ritz	Mode 14	0.506280	1.9752E+00	1.2411E+01	1.5402E+02
ritz	Mode 15	0.489928	2.0411E+00	1.2825E+01	1.6447E+02
ritz	Mode 16	0.444915	2.2476E+00	1.4122E+01	1.9944E+02
ritz	Mode 17	0.434456	2.3017E+00	1.4462E+01	2.0916E+02
ritz	Mode 18	0.379589	2.6344E+00	1.6553E+01	2.7399E+02
ritz	Mode 19	0.359366	2.7827E+00	1.7484E+01	3.0569E+02
ritz	Mode 20	0.290171	3.4462E+00	2.1653E+01	4.6887E+02
ritz	Mode 21	0.275908	3.6244E+00	2.2773E+01	5.1860E+02
ritz	Mode 22	0.194873	5.1315E+00	3.2242E+01	1.0396E+03
ritz	Mode 23	0.188502	5.3050E+00	3.3332E+01	1.1110E+03
ritz	Mode 24	0.090678	1.1028E+01	6.9291E+01	4.8013E+03
ritz	Mode 25	0.086407	1.1573E+01	7.2716E+01	5.2876E+03

2.6. Sap2000 Programı Sonuçları

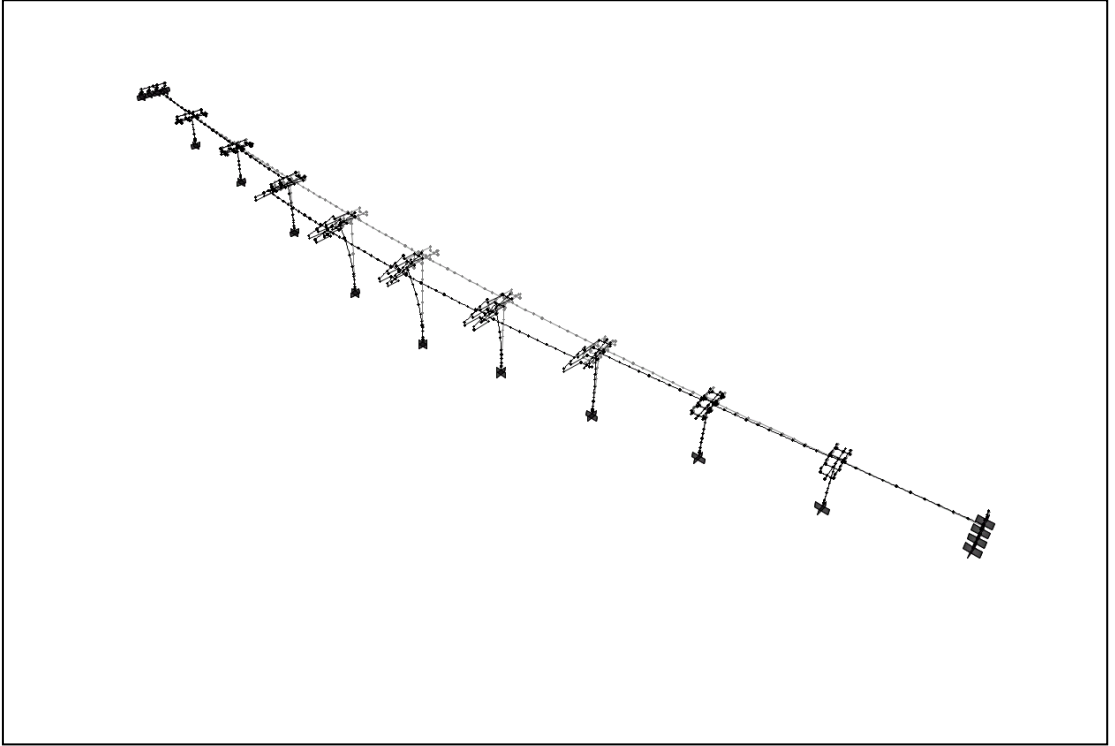


Şekil 2.4 Matematik model

Şekil 2.4'te Sap2000'de oluşturulan model görülmektedir. Bu model kurulurken bölüm 2.3 teki kurallara uyulmuştur. Şekil 2.5 ve 2.6'da ise 1., 2. modlar görülmektedir. 1. mod görüldüğü üzere köprü boyuna yönde 2. mod ise enine yönde çıkmıştır.



Şekil 2.5 1. Mod ($T_1=1.867$ s)



Şekil 2.6 2. Mod ($T_2=1.711$ s)

2.7. Kolon İç Kuvvet Tabloları

Tablo 2.7 ve 2.8’de P5, P6 aks kolonları hesap kesitlerinde oluşan iç kuvvetler görülmektedir. Tablodaki değerlerle ilgili Sap2000 çıktıları şekil EkA1, Ek.A2, Ek.A3, Ek.A4, Ek.A5, Ek.A6, Ek.A7 ve Ek.A8’de verilmiştir.

Tablo 2.7 P5 aksı kolonu iç kuvvet tablosu

Hesap kesiti	M33 (kNm)	M22 (kNm)	V22 (kN)	V33 (kN)	N (kN)
Z=0	131346	186179	4732	5856	25448
Z=0.765	128092	182225	4665	5763	25194
Z=3.30	119804	172194	4530	5555	24371
Z=5.265	108946	159101	4476	5357	23736
Z=6.765	102565	151401	4496	5339	23260
Z=8.265	96217	143712	4511	5352	22783

Tablo 2.8 P6 aksı kolonu iç kuvvet tablosu

Hesap kesiti	M33 (kNm)	M22 (kNm)	V22 (kN)	V33 (kN)	N (kN)
Z=0	131250	169212	5104	5954	24015
Z=1.5	124145	161227	4966	5742	23536
Z=3.375	115809	151895	4846	5514	22828
Z=5.265	106657	141667	4810	5389	22348
Z=6.765	99693	133879	4806	5348	21878

2.8. Kolon Narinlik Hesapları

Kolon narinlik hesapları AASHTO 8.16.5.2'ye göre yapılmıştır. Hesaplar P5 aksı boyuna yön için bir defalık gösterilmiş diğerleri için sonuçlar tablo 2.10'a yazılmıştır.

2.8.1. P5 Aksı Kolonu Köprü Boyuna Yönde Narinlik Hesabı

Kolon net beton alanı	$A_g=13.17\text{m}^2$
Atalet momenti	$I_g=13.074 \text{ m}^4$

$$r = \sqrt{\frac{A_g}{I_g}} \quad (2-1)$$

	$r=1.00$
Kolon boyu	$l_u=36.623 \text{ m}$
Etkili uzunluk faktörü	$K=2$ AASHTO Ek C, Tablo c-1
Moment faktörü	$C_m=1$ AASHTO 8.16.5.2.7
Dayanım azaltma faktörü	$\phi=0.5$ AASHTO Bölüm IA 7.6.2.B
Normal kuvvet	$P_u=25448 \text{ kN}$
Ölü yük momenti	$M_{DL}=0 \text{ kN}$
Maksimum moment	$M_T=131346 \text{ kN}$
Beton elastisite modülü	$E_c=23500000 \text{ kN/m}^2$

$$\frac{k \cdot l_u}{r} = 73.51 > 22 \quad (2-2)$$

$$\text{Kritik yük} \quad P_c = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot l_u)^2} \quad (2-3)$$

$$E \cdot I = \frac{E_c \cdot I_g}{25 \cdot (1 + \beta_D)} \quad (2-4)$$

$$EI=123000000 \text{ kN/m}^2$$

$$\beta_D = \frac{M_{DL}}{M_T} = 0 \quad (2-5)$$

$$P_c = 226083 \text{ kN}$$

$$\text{Moment büyütmeye faktörü } \delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi \cdot P_c}} \quad (2-6)$$

$$\delta = 1.29$$

2.8.2. P5 ve P6 Aksları Kolonları Narinlik Tablosu

Tablo 2.9 Narinlik faktörü tablosu

Aks	Narinlik faktörü (δ)	
	Köprü Boyuna yönde	Köprü enine yönde
P5	1.29	1.10
P6	1.20	1.08

Çok Modlu Dinamik analiz sonucu bulunan tüm momentler tablodaki ilgili narinlik faktörü ile çarpılacaktır.

2.9. Kolon Eğilme Donatıları Kontrolü

2.9.1. P5 Aksı Kolonu Eğilme Donatısı Kontrolü

P5 aksı kolonu Z=0, 0.765, 3.30, 5.265, 6.765, 8.265 kesitlerinde oluşan momentler, normal kuvvetler eğik eğilmede kullanılmak üzere Tablo 2.8 den alınmış ve bu kuvvetler bölüm 2.4’de anlatıldığı gibi kombine edilmiştir. Elde edilen sonuçlar, Biaxial programı kullanılarak şekil Ek.D1, Ek.D2, Ek.D3, Ek.D4, Ek.D5, Ek.D6, Ek.D7, Ek.D8, Ek.D9, Ek.D10, Ek.D11 ve Ek.D12 de gösterilen M-N etkileşim diyagramlarında yerine konulmuş ve kesitler tahkik edilmiştir.

2.9.1.1. Z=0 Kesitinde Hesap

Kombinasyon : LC1

$$M_{33}=131346 \text{ kNm} \quad M_{22}=186179 \text{ kNm} \quad N=25448 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.29 \quad \delta_{tr}=1.10$$

$$M_{33,d}=(131346/3)*1.29=56478 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(186179/3)*0.3*1.10=20479 \text{ kNm}$$

Kombinasyon : LC2

$$M_{33}=131346 \text{ kNm} \quad M_{22}=186179 \text{ kNm} \quad N=25448 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.29 \quad \delta_{tr}=1.10$$

$$M_{33,d}=(131346/3)*1.29*0.3=16943 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(186179/3)*1.10=68265 \text{ kNm}$$

2.9.1.2. Z=0.765 Kesitinde Hesap

Kombinasyon : LC1

$$M_{33}=128092 \text{ kNm} \quad M_{22}=182225 \text{ kNm} \quad N=25194 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.29 \quad \delta_{tr}=1.10$$

$$M_{33,d}=(128092/3)*1.29=55079 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(182225/3)*0.3*1.10=20044 \text{ kNm}$$

Kombinasyon : LC2

$$M_{33}=128092 \text{ kNm} \quad M_{22}=182225 \text{ kNm} \quad N=25194 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.29 \quad \delta_{tr}=1.10$$

$$M_{33,d}=(128092/3)*1.29*0.3=16523 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(182225/3)*1.10=66815 \text{ kNm}$$

2.9.1.3. Z=3.30 Kesitinde Hesap

Kombinasyon : LC1

$$M_{33}=119804 \text{ kNm} \quad M_{22}=172194 \text{ kNm} \quad N=24371 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.29 \quad \delta_{tr}=1.10$$

$$M_{33,d}=(119804/3)*1.29=51515 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(172194/3)*0.3*1.10=18941 \text{ kNm}$$

Kombinasyon : LC2

$$M_{33}=119804 \text{ kNm} \quad M_{22}=172194 \text{ kNm} \quad N=24371 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.29 \quad \delta_{tr}=1.10$$

$$M_{33,d}=(119804/3)*1.29*0.3=15454 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(172194/3)*1.10=63137 \text{ kNm}$$

2.9.1.4. Z=5.265 Kesitinde Hesap

Kombinasyon : LC1

$$M_{33}=108946 \text{ kNm} \quad M_{22}=159101 \text{ kNm} \quad N=23736 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.29 \quad \delta_{tr}=1.10$$

$$M_{33,d}=(108946/3)*1.29=46846 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(159101/3)*0.3*1.10=17501 \text{ kNm}$$

Kombinasyon : LC2

$$M_{33}=108946 \text{ kNm} \quad M_{22}=159101 \text{ kNm} \quad N=23736 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.29 \quad \delta_{tr}=1.10$$

$$M_{33,d}=(108946/3)*1.29*0.3=14053 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(159101/3)*1.10=58337 \text{ kNm}$$

2.9.1.5 Z=6.765 Kesitinde Hesap

Kombinasyon : LC1

$$M_{33}=102565 \text{ kNm} \quad M_{22}=151401 \text{ kNm} \quad N=23260 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.29 \quad \delta_{tr}=1.10$$

$$M_{33,d}=(102565/3)*1.29=44102 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(151401/3)*0.3*1.10=16654 \text{ kNm}$$

Kombinasyon : LC2

$$M_{33}=102565 \text{ kNm} \quad M_{22}=151401 \text{ kNm} \quad N=23260 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.29 \quad \delta_{tr}=1.10$$

$$M_{33,d}=(102565/3)*1.29*0.3=13230 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(151401/3)*1.10=55513 \text{ kNm}$$

2.9.1.6. Z=8.265 Kesitinde Hesap

Kombinasyon : LC1

$$M_{33}=96217 \text{ kNm} \quad M_{22}=143712 \text{ kNm} \quad N=22783 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.29 \quad \delta_{tr}=1.10$$

$$M_{33,d}=(96217/3)*1.29=41373 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(143712/3)*0.3*1.10=15808 \text{ kNm}$$

Kombinasyon : LC2

$$M_{33}=96217 \text{ kNm} \quad M_{22}=143712 \text{ kNm} \quad N=22783 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.29 \quad \delta_{tr}=1.10$$

$$M_{33,d}=(96217/3)*1.29*0.3=12411 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(143712/3)*1.10*0.3=52594 \text{ kNm}$$

2.9.2. P6 Aksı Kolonu Eğilme Donatısı Kontrolü

P6 aksı kolonu Z=0, 1.5, 3.30, 5.265, 6.765 kesitlerinde eğik eğilmede kullanılmak üzere tablo 2.8 den momentler, normal kuvvetler alınmış ve bu kuvvetler bölüm 2.4'de anlatıldığı gibi kombine edilmiştir. Elde edilen sonuçlar Biaxial programı kullanılarak şekil Ek.D13, Ek.D14, Ek.D15, Ek.D16, Ek.D17, Ek.D18, Ek.D19, Ek.D20, Ek.D21, Ek.D22'de gösterilen M-N etkileşim diyagramlarında yerine konularak kesitler tahkik edilmiştir.

2.9.2.1. Z=0 Kesitinde Hesap

Kombinasyon : LC1

$$M_{33}=131250 \text{ kNm} \quad M_{22}=169212 \text{ kNm} \quad N=24015 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.20 \quad \delta_{tr}=1.08$$

$$M_{33,d}=(131250/3)*1.20=52500 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(169212/3)*0.3*1.08=18274 \text{ kNm}$$

Kombinasyon : LC2

$$M_{33}=131250 \text{ kNm} \quad M_{22}=169212 \text{ kNm} \quad N=24015 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.20 \quad \delta_{tr}=1.08$$

$$M_{33,d}=(131250/3)*1.20*0.3=15750 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(169212/3)*1.08=60916 \text{ kNm}$$

2.9.2.2 Z=1.5 Kesitinde Hesap

Kombinasyon : LC1

$$M_{33}=124145 \text{ kNm} \quad M_{22}=161227 \text{ kNm} \quad N=23536 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.20 \quad \delta_{tr}=1.08$$

$$M_{33,d}=(124145/3)*1.20=49658 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(161227/3)*0.3*1.08=17412 \text{ kNm}$$

Kombinasyon : LC2

$$M_{33}=124145 \text{ kNm} \quad M_{22}=161227 \text{ kNm} \quad N=23536 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.20 \quad \delta_{tr}=1.08$$

$$M_{33,d}=(124145/3)*1.20*0.3=14897 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(161227/3)*1.08=58041 \text{ kNm}$$

2.9.2.3 Z=3.765 Kesitinde Hesap

Kombinasyon : LC1

$$M_{33}=115809 \text{ kNm} \quad M_{22}=151895 \text{ kNm} \quad N=22828 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.20 \quad \delta_{tr}=1.08$$

$$M_{33,d}=(115809/3)*1.20=46323 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(151895/3)*0.3*1.08=16404 \text{ kNm}$$

Kombinasyon : LC2

$$M_{33}=115809 \text{ kNm} \quad M_{22}=151895 \text{ kNm} \quad N=22828 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.20 \quad \delta_{tr}=1.08$$

$$M_{33,d}=(115809/3)*1.20*0.3=15441 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(151895/3)*1.08=54680 \text{ kNm}$$

2.9.2.4 Z=5.265 Kesitinde Hesap

Kombinasyon : LC1

$$M_{33}=106657 \text{ kNm} \quad M_{22}=141667 \text{ kNm} \quad N=22348 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.20 \quad \delta_{tr}=1.08$$

$$M_{33,d}=(106657/3)*1.20=42662 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(141667/3)*0.3*1.08=15300 \text{ kNm}$$

Kombinasyon : LC2

$$M_{33}=106657 \text{ kNm} \quad M_{22}=141667 \text{ kNm} \quad N=22348 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.20 \quad \delta_{tr}=1.08$$

$$M_{33,d}=(106657/3)*1.20*0.3=14220 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(141667/3)*1.08=51000 \text{ kNm}$$

2.9.2.5 Z=6.765 Kesitinde Hesap

Kombinasyon : LC1

$$M_{33}=99693 \text{ kNm} \quad M_{22}=133879 \text{ kNm} \quad N=21878 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.20 \quad \delta_{tr}=1.08$$

$$M_{33,d}=(99693/3)*1.20=39877 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(133879/3)*0.3*1.08=14458 \text{ kNm}$$

Kombinasyon : LC2

$$M_{33}=99693 \text{ kNm} \quad M_{22}=133879 \text{ kNm} \quad N=21878 \text{ kN}$$

$$R=3 \quad \delta_{lon}=1.20 \quad \delta_{tr}=1.08$$

$$M_{33,d}=(99693/3)*1.20*0.3=11963 \text{ kNm}$$

$$M_{22,d}=(133879/3)*1.08=48193 \text{ kNm}$$

2.10 Kolon Kayma Hesapları

2.10.1 Etriye ve Sargı Donatısı ile İlgili Şartlar

Etriye sıklaştırma bölgesinin uzunluğu, kolonun en büyük enkesit uzunluğundan veya net elevasyon yüksekliğinin 1/6 sından az olmayacaktır.

Plastik mafsall oluşması beklenen kesimlerde kolon çekirdek bölgesi enine donatı ile sarılacaktır. Etriye ve sargı donatısı aralığı kolon en küçük ölçüsünün ¼ ünden veya 10 cm den fazla olmayacaktır.

Dikdörtgen kolonlar için minimum sargı donatısı oranı aşağıdadır.

$$A_{sh} = 0.3 \cdot a \cdot h_c \cdot \frac{f_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (2-7)$$

$$A_{sh} = 0.12 \cdot a \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (2-8)$$

formüllerinden büyük olanı alınacaktır.

2.10.2 Kolon Kayma Hesapları

2.10.2.1 Kolonlarda Oluşan Kesme Kuvvetleri

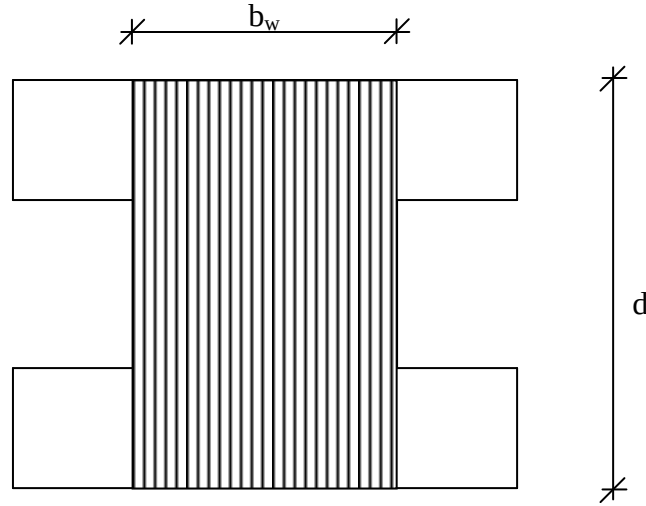
Kolonlarda yapılacak kayma hesapları için tahkikler $Z=0$ kesitindeki en büyük kuvvetlere göre yapılmıştır. Tablo 2.10'da ki değerler tablo 2.7 ve 2.8'a bakılarak konulmuştur. Kesit hesaplarında kolon bölgesi olarak şekil 2.30'da ki taralı bölge kabul edilerek tahkikler yapılmıştır. Kayma hesabı için AASHTO 8.16.6.1 kullanılmış, P5 aksı boyuna yön için bir defalık gösterilmiş diğerleri için tablo 2.11'e direk sonuçlar yazılmıştır.

Tablo 2.10 Kolon kayma hesabı için iç kuvvet tablosu

Kolon aksı	Normal kuvvet P_u (kN)	Kesme kuvveti Kombinasyon:LC1 V_n (kN)	Kesme kuvveti Kombinasyon:LC2 V_n (kN)
P5	25448	4732	5856
P6	24015	5104	5954

2.10.2.2 P5 Aksı Kolonu Kayma Hesapları

Köprü boyuna yönde hesap:



Şekil 2.8 Köprü boyuna yönde kayma hesabı için kesit şekli

Kapasite azaltma faktörü	$\phi=0.85$ (AASHTO 8.16.1.2.2a)
Kolon kesit alanı :	$A_g=7500000 \text{ mm}^2$
Faydalı yükseklik :	$d=2900 \text{ mm}$
Hesap genişliği :	$b_w=2500 \text{ mm}$
Karakteristik beton basınç dayanımı :	$f'_c=25 \text{ N/mm}^2$
Karakteristik çelik akma dayanımı :	$f_y=420 \text{ N/mm}^2$
Kesme kuvveti :	$V_n=4732 \text{ kN}$
Normal kuvveti :	$P_u=25448 \text{ kN}$
Boyuna yöndeki etriye aralığı :	$s=150 \text{ mm}$
$N/A_g=3.39 \text{ N/mm}^2 > 0.1f'_c=2.5 \text{ N/mm}^2$ AASHTO IA7.6.2c	

Betonun kesme dayanımı:

$$V_c = 24.1 \left[0.0068 + \frac{N}{2000 \cdot A_g} \right] \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \quad (2-9)$$

$$V_c = 6147 \text{ kN}$$

$$\text{Kesitteki etriye : } 8\Phi 22 \quad A_v = 3041 \text{ mm}^2$$

$$\text{Etriyenin taşıdığı kesme kuvveti : } V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (2-10)$$

$$V_s = 25545 \text{ kN} \quad V_n \leq \phi \cdot (V_c + V_s) \quad (2-11)$$

$$V_n = 4732 \text{ kN} < \phi(V_c + V_s) = 26938 \text{ kN}$$

Tablo 2.11 P5 ve P6 aksları kayma hesabı tablosu

Aks		ϕ	d (mm)	b _w (mm)	A _v (mm ²)	V _u (kN)	V _c (kN)	V _s (kN)	$\phi(V_c+V_s)$ (kN)	Sonuç
P5	Enine	0.85	2450	3000	3085	5856	6024	21163	23109	OK.
	Boyuna	0.85	2950	2500	3041	4732	6147	25545	26938	OK.
P6	Enine	0.85	2450	3000	3085	5954	6024	21163	23109	OK.
	Boyuna	0.85	2950	2500	3041	5104	6147	25545	26938	OK.

$$f_c' = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$A_g = 7500000 \text{ mm}^2$$

$$\Phi = 0.85$$

$$s = 150 \text{ mm}$$

2.10.3 Sargı Donatısı Kontrolü

2.10.3.1 Köprü Boyuna Yönde Hesap

Sargı donatısı aralığı:	$a=150 \text{ mm}$
Kolon çekirdek bölgesi ölçüsü :	$h_c=740\text{mm}$
Sargı donatısı akma dayanımı :	$f_{yh}=420 \text{ N/mm}^2$
Kolon kesit alanı :	$A_g=4342500\text{mm}^2$
Çekirdek alanı :	$A_c=3698500\text{mm}^2$

$$A_{sh} = 0.3 \cdot a \cdot h_c \cdot \frac{f_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] = 345 \text{ mm}^2 \quad (2-12)$$

$$A_{sh} = 0.12 \cdot a \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} = 793\text{mm}^2 \quad (2-13)$$

Kesitteki sargı : $8\phi 22+8\phi 16$ $A_v=4648 \text{ mm}^2$

Köprü boyuna yönde kesitte bulunan sargı donatısı yeterlidir.

2.10.3.2 Köprü Enine Yönde Hesap

Sargı donatısı aralığı:	$a=150 \text{ mm}$
Kolon çekirdek bölgesi ölçüsü :	$h_c=2500\text{mm}$
Sargı donatısı akma dayanımı :	$f_{yh}=420 \text{ N/mm}^2$
Kolon kesit alanı :	$A_g=7500000 \text{ mm}^2$
Çekirdek alanı :	$A_c=6960000 \text{ mm}^2$

$$A_{sh} = 0.3 \cdot a \cdot h_c \cdot \frac{f_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] = 498\text{mm}^2$$

$$A_{sh} = 0.12 \cdot a \cdot h_c \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} = 2571\text{mm}^2$$

Kesitteki sargı : $6\Phi 22+4\Phi 16$ $A_v=3084 \text{ mm}^2$

Köprü enine yönde kesitte bulunan sargı donatısı yeterlidir. Ancak sargı aralığı 15 >10 cm olduğundan şartname koşullarına uyumlu değildir.

2.11 Elastomer Mesnet Hesapları

Elastomer mesnet kayma modülü: $G=1430 \text{ kN/m}^2$

Mesnet alanı: $A=0.2025 \text{ m}^2$

V_{lon} : Köprü boyuna yönde elastomer mesnette oluşan kesme kuvveti (LC1)

V_{tr} : Köprü enine yönde elastomer mesnette oluşan kesme kuvveti (LC2)

$$\tan \gamma = \frac{V}{A \cdot G} < 1 \quad (2-14)$$

Tablo 2.12 Köprü boyuna yönde elastomer mesnet tahkiki tablosu

Aks	A (m ²)	G (kN/m ²)	V_{lon} (kN)	Tan γ
A	0.2025	1430	267	0.92
P1	0.2025	1430	235	0.81
P2	0.2025	1430	243	0.84
P3	0.2025	1430	339	1.17
P4	0.2025	1430	276	0.95
P5	0.2025	1430	173	0.60
P6	0.2025	1430	215	0.74
P7	0.2025	1430	366	1.26
P8	0.2025	1430	275	0.95
P9	0.2025	1430	243	0.84
B	0.2025	1430	260	0.90

Tablo 2.12 ve 2.13 de görüldüğü gibi genişleme derzlerinin bulunduğu P3, P7 akslarındaki elastomer mesnetler depremli durumda yetersiz kalmaktadır.

Tablo 2.13 Köprü enine yönde elastomer mesnet tahkiki tablosu

Aks	A (m ²)	G (kN/m ²)	V _{tr} (kN)	Tan γ
A	0.2025	1430	237	0.82
P1	0.2025	1430	222	0.77
P2	0.2025	1430	264	0.91
P3	0.2025	1430	263	0.91
P4	0.2025	1430	278	0.96
P5	0.2025	1430	236	0.82
P6	0.2025	1430	250	0.87
P7	0.2025	1430	297	1.03
P8	0.2025	1430	281	0.97
P9	0.2025	1430	241	0.83
B	0.2025	1430	253	0.87

3. CALTRANS SEISMIC DESIGN CRITERIA 2001'E GÖRE DEPLASMAN BAZLI ANALİZ

3.1 Caltrans Seismic Design Criteria 2001 Hakkında Giriş

Caltrans Sismik Dizayn Kriterleri (SDC) normal köprüler (normal köprü tanımı bölüm 3.2 de anlatılacaktır) için tanımlanmış performans hedeflerini karşılamak için gerekli minimum sismik dizayn gerekliliklerini belirlemek üzere hazırlanmış bir şartnamedir. SDC daha önce varolan şartnamelerin ve yeni sismik dizayn kriterlerinin bir derlemesidir.

SDC, bölüm 3.2 de tanımlanan normal köprü tanımına uyan yapılar için geçerli olacaktır. Standart olmayan köprülerde SDC'de açıkça belirtilmemiş kriterler için OSD dizayn kılavuzuna bakılabilir.

SDC sismik dizayn için minimum gereklilikleri belirtir. Kendine özgü durum, şartlara göre mühendis tecrübe ve birikimlerini kullanmalıdır. Ayrıca doğru hareket akışını sağlamak için diğer kaynakları da kullanmalıdır.

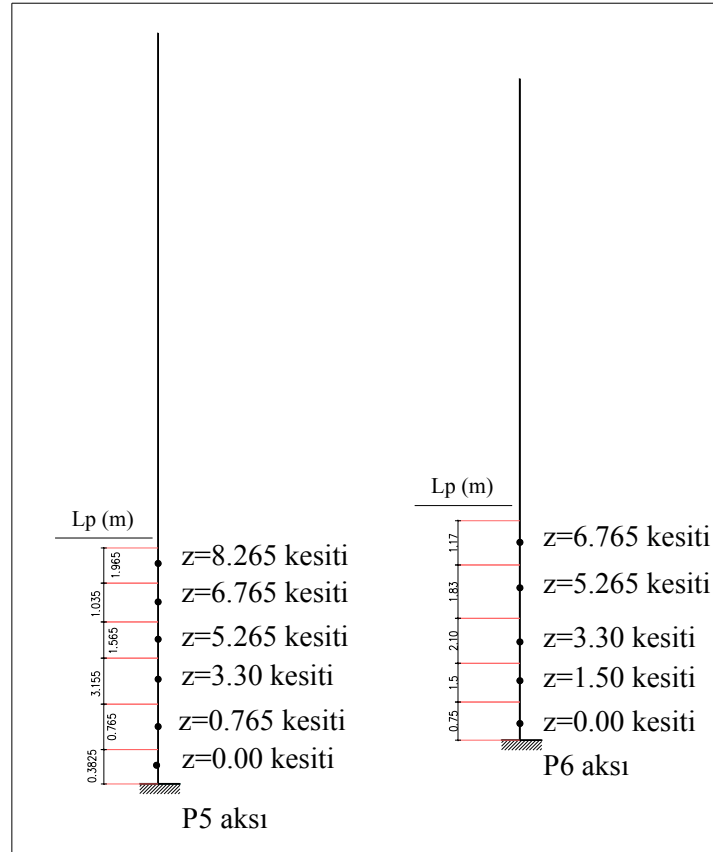
3.2 Normal Köprü Tanımı

Aşağıdaki özelliklere sahip köprüler SDC ya göre normal köprüler olarak tanımlanır.(SDC 1.1)

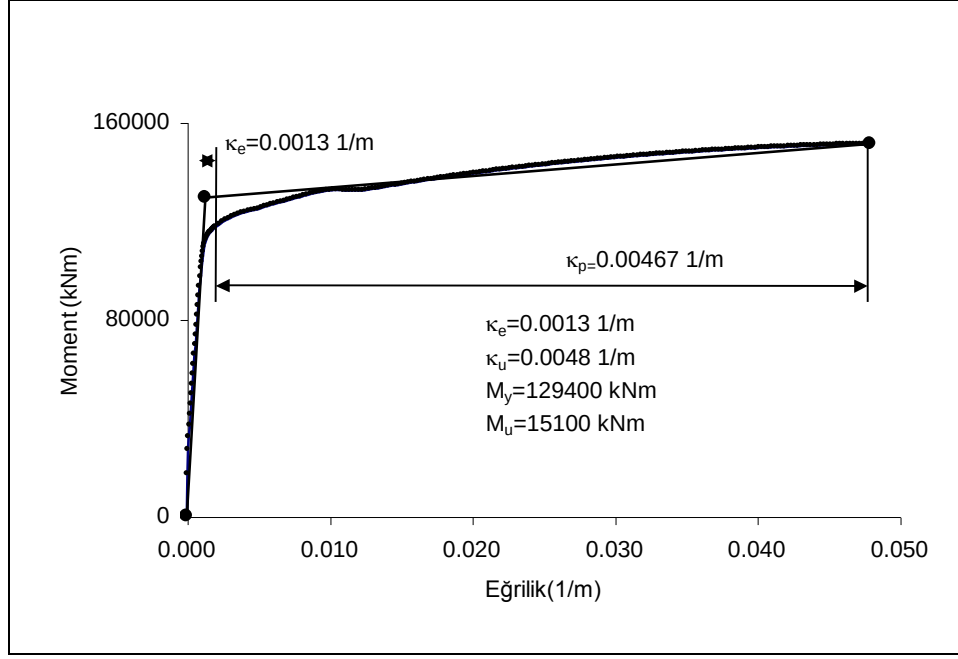
- Açıklıkları 90 m den az
- Kolon, başlık kirişi ve üstyapı betonları normal beton
- Temelleri yüzeysel, kazıklı veya kazık şaftı
- Zemin sıvılaşma ve yatay ötelenmeden çok fazla etkilenmemelidir.
- Yatay elemanlar altyapıya rijit, mafsallı veya konvansiyonel mesnetler vasıtası ile bağlanmalıdır

3.3 Matematik Model

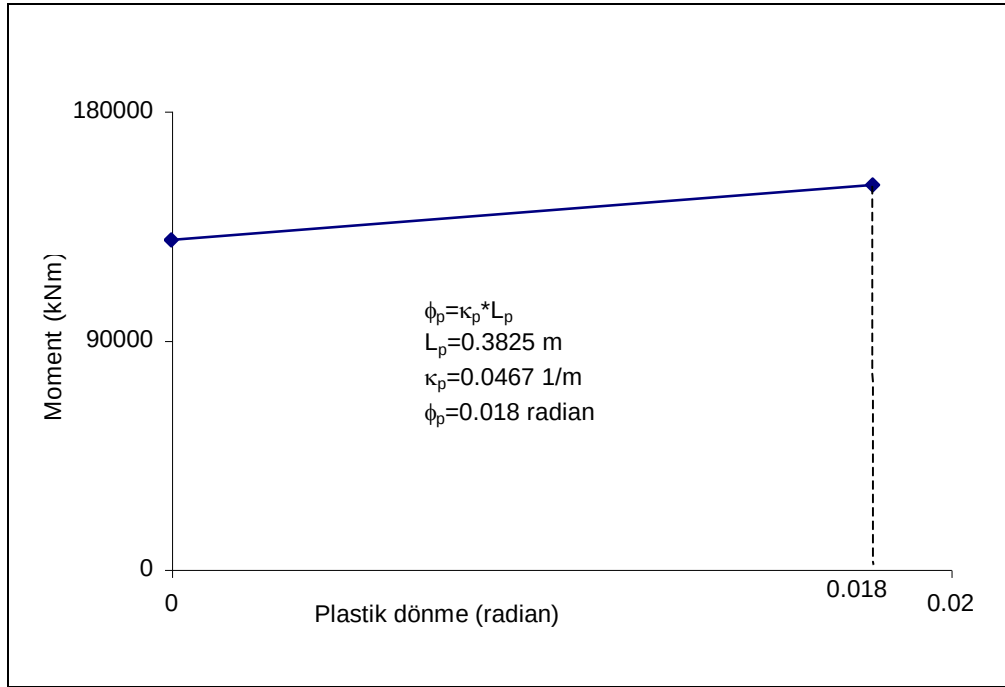
Köprü modeli (Bak. Şekil 3.4) olarak bölüm 2.3 de anlatılan açıklamalar bu hesap yönteminde de geçerlidir. İlave detaylardan birisi düşey elemanlarda çatlamış kesitin atalet momenti kullanılmıştır. Diğeri ise kolonlarda plastik mafsall oluşmasını beklediğimiz kesitlere SAP2000 programında plastik mafsallar yerleştirilmiştir. Plastik mafsalları tanımlayabilmek için kolon enkesitleri Autocad programı ile çizilmiş ve şekil 3.1 da görülen kesitlerdeki beton, çelik koordinatları bulunmuştur. Bu koordinatlar kullanılarak her kolon kesitin moment-eğrilik diyagramları (Bak. Şekil Ek.B1, B2) Xtract programı kullanılarak çizilmiş ve bilineer hale getirilmiştir. Elde edilen moment-eğrilik diyagramları (Bak. Şekil 3.2) moment-rotation eğrisine çevrilmiş (Bak. Şekil 3.3) ve Sap2000 programında şekil 3.1 de görülen kesitlerdeki mafsallara tanımlanmıştır.



Şekil 3.1 P5 ve P6 aksları kolonlarında plastik mafsal yerleştirilen kesitler ve plastik mafsal (L_p) boyları



Şekil 3.2 P5 aksı z=0 kesiti köprü boyuna yönde moment-eğrilik diyagramı

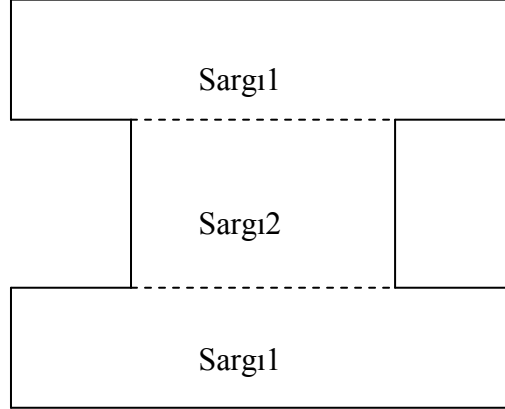


Şekil 3.3 Sap2000 programında tanımlanan P5 aksı kolonu z=0 kesiti M33 mafsalı
(köprü boyuna yönde) moment-plastik dönme diyagramı

Moment-eğrilik diyagramları çizilirken paspaylarının olduğu bölgelerde sargısız beton (bak şekil 1.6, Ek.B5) diğer bölgelerde ise sargılı betonun davranışı (bak şekil Ek.B3, B4) gözönüne alınmıştır. Sargılı beton davranışı için Manderin modeli

kullanılmıştır (Bak. Şekil Ek.B6). Çelik modeli için Caltrans SDC 3.2.3 maddesine bakılmıştır (Bak. Şekil Ek.B6)

Beton modelini tanımlayabilmek için H kolon kesiti şekil 3.4 deki gibi bölgelere ayrılmış ve her iki bölgede bulunan farklı etriye adet, şekilleri kullanılarak sargılı beton dayanımları hesaplanmıştır.



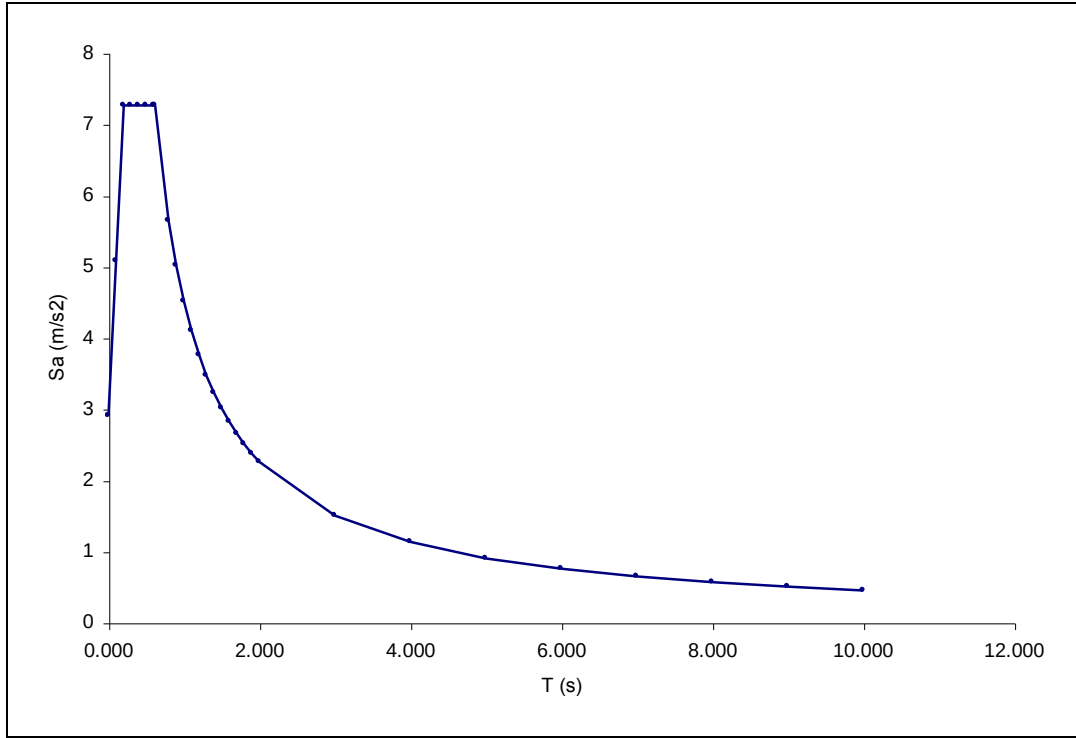
Şekil 3.4 Sargılı beton bölgeleri.

3.4 Yapılan Hesaplar Hakkında Açıklamalar ve Pushover Analiz Prosedürü

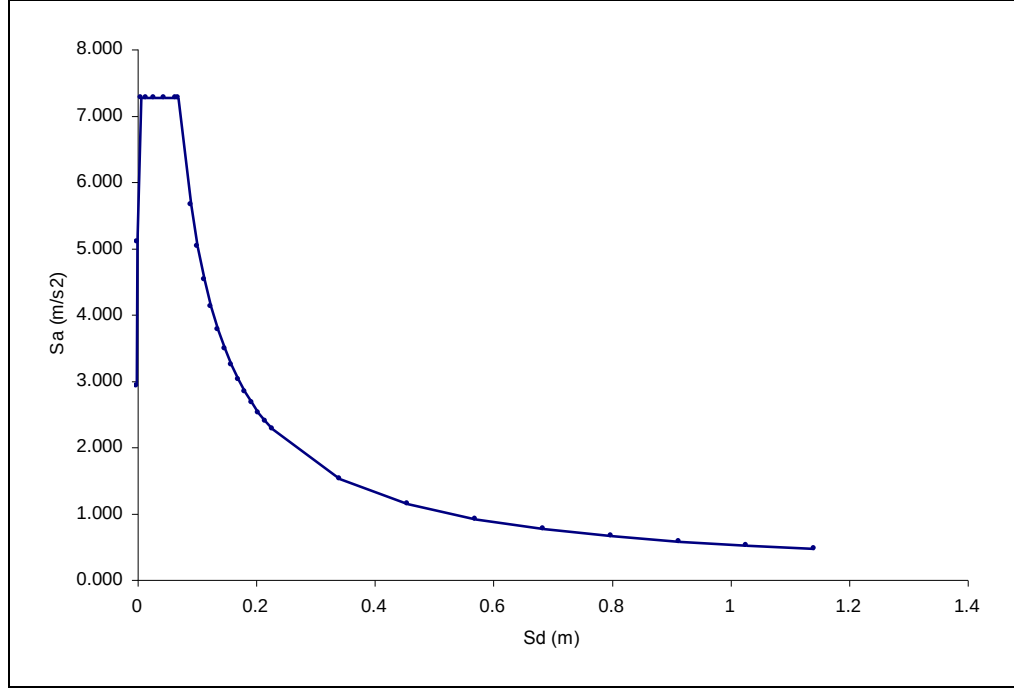
CALTRANS SDC 2001 ve ATC-32 şartnamelerinin deprem tasarımı olarak benzer fıkırlara sahiptir. Bu şartnameler iki kademeli bir deprem tasarım kriteri öngörmektedir. S1 deprem seviyesi (deterministik) ve S2 deprem seviyesi (probabilistik) 50 yıl içinde aşılma olasılığı %2 olan emniyet değerlendirilmesi deprem yer hareketi olarak belirlenmiştir (Bak. Şekil 3.5, 3.7). Davranış spektrumları (3-1) formülü ile şekil 3.6, 3.8 deki talep spektrumları elde edilmiştir. Bu deprem seviyelerine göre birim deformasyon sınırları aşağıda tablo 3.1 de verilmiştir. Köprü'nün pushover analizi için SAP2000 programı kullanılmıştır. Birinci olarak programa tanımlanan köprü modelinin şekil 3.10, 3.12'de verilen kapasite diyagramları elde edilmiştir. Köprü boyuna yöndeki kapasite diyagramını elde edebilmek için 1. mod (Bak. Şekil 3.15, boyuna yöndeki en yüksek kütle katılımlı mod) şeklini birim yükleme (statik) olarak yapıya etkililmiş ve adım adım arttırılarak (Sap2000 programında Nonlinear-static analiz prosedürü) kapasite diyagramı (pushover curve) elde edilmiştir. Enine yön içinse aynı prosedür 2. mod (Bak. Şekil 3.16) için uygulanarak diyagram elde edilmiştir. Elde edilen kapasite diyagramları (3.2), (3-3), (3-4), (3-5) formülleri kullanılarak şekil 3.11, 3.13 daki kapasite spektrumlarına çevirilmiştir.

Tablo 3.1 Birim deformasyon sınırları

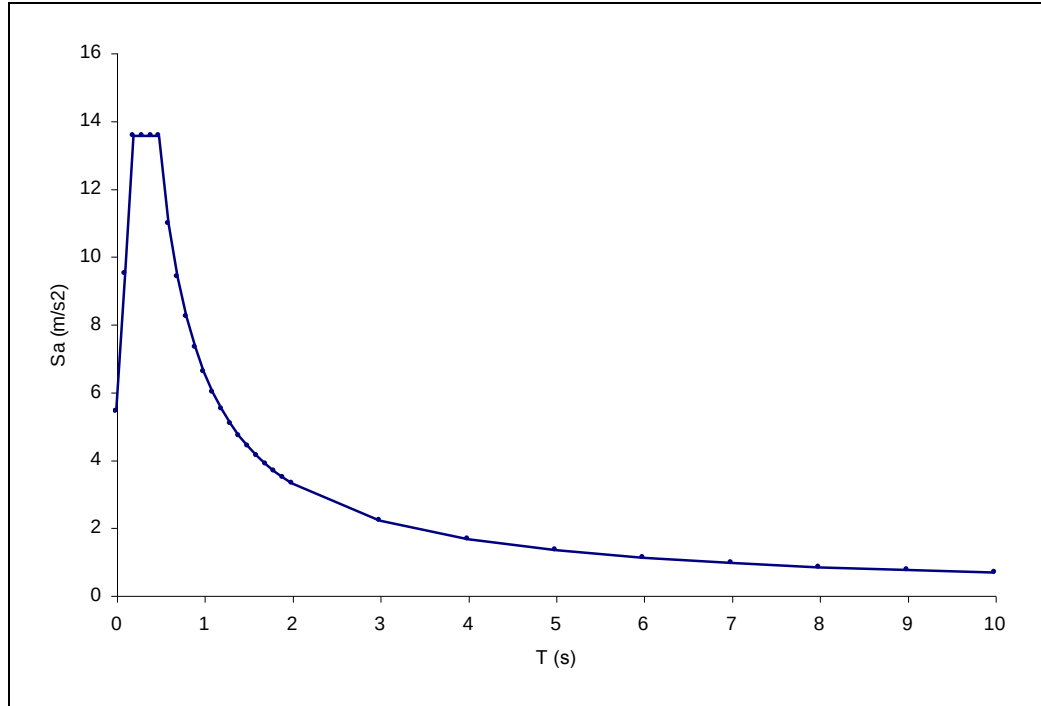
Deprem seviyesi	Sınır Durumu	Beton Birim Deformasyon Sınırı	Çelik Birim Deformasyon Sınırı
S1	Devamlı Servis	0.004 (basınç)	0.015 (çekme)
S2	Tamir edilebilir hasar	0.018 (basınç)	0.060 (çekme)



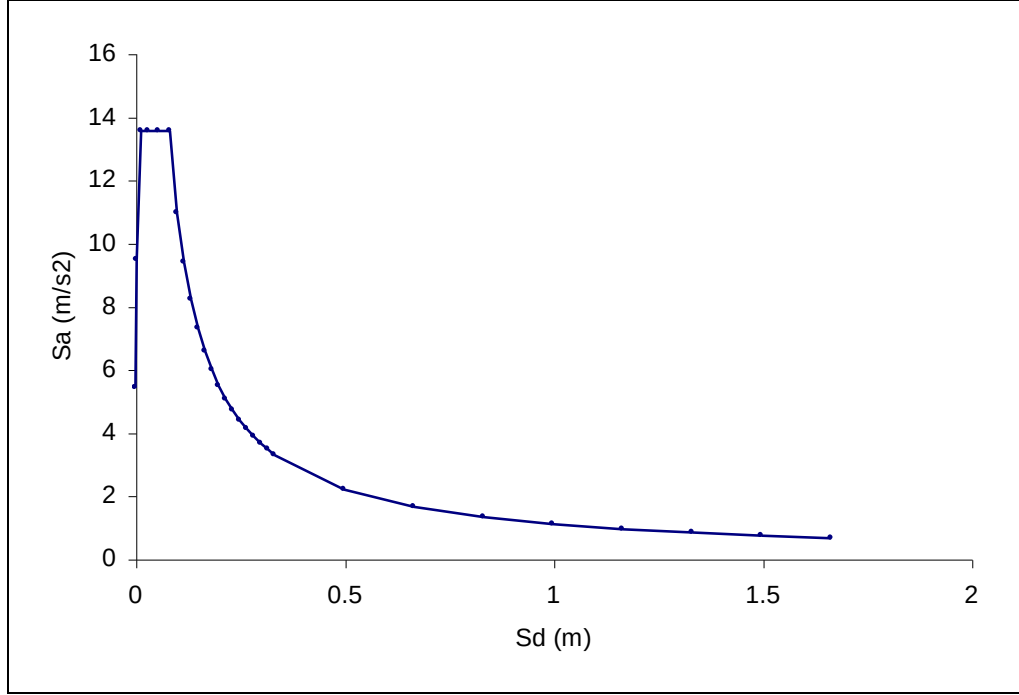
Şekil 3.5 S1 deprem seviyesi davranış spektrumu



Şekil 3.6 S1 deprem seviyesi spektral ivme-spektral deplasman spektrumu



Şekil 3.7 S2 deprem seviyesi davranış spektrumu



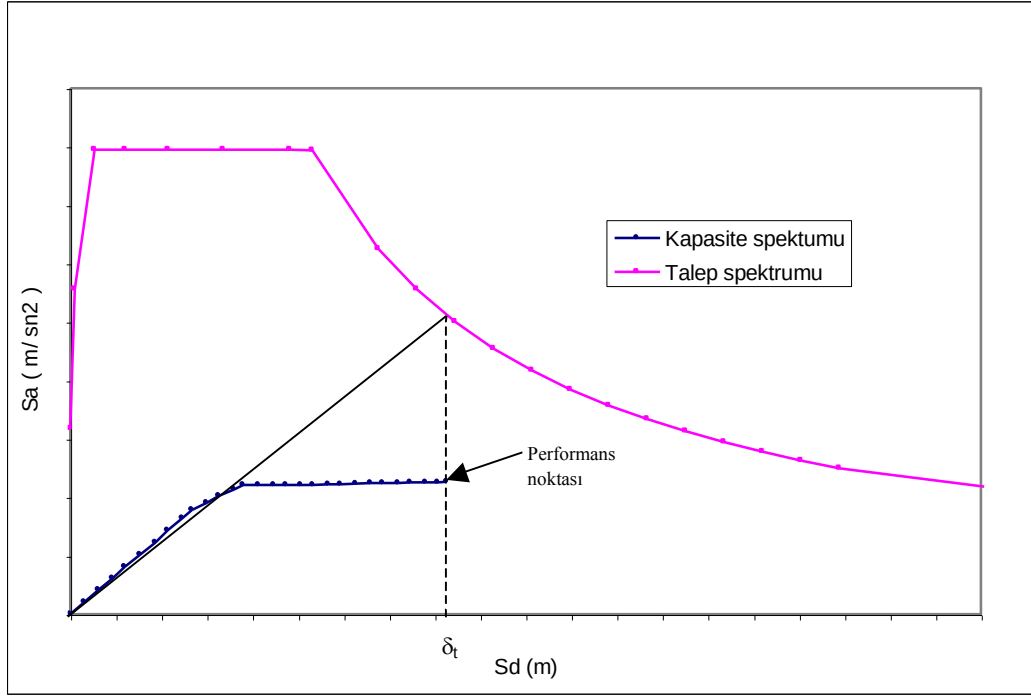
Şekil 3.8 S2 deprem seviyesi spektral ivme-spektral deplasman spektrumu

$$T_i = 2 \cdot \Pi \cdot \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (3-1)$$

Kapasite spektrumunun doğrusal kısmı talep eğrisini kesecek şekilde uzatılmış ve kestiği nokta performans noktası olarak belirlenmiştir (eşit deplasman kuralı). Şekil 3.9 da görüldüğü gibi bu noktanın x eksenindeki değeri hedef deplasman değerini vermektedir.

$$S_{ai} = \frac{V_i}{W \cdot \alpha_i}, S_{di} = \frac{\Delta_{tepe}}{(PF_1 \cdot \Phi_{1,tepe})} \quad (3-2)$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \cdot \Phi_{i1}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \cdot \Phi_{i1}^2}{g}} \right] \quad (3-3)$$



Şekil 3.9 Örnek kapasite-talep spektrumu kesiştirilmesi

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \cdot \Phi_{i1}}{g} \right]}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \cdot \Phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (3-4)$$

R: Elastik dayanım talep oranı

Te: Yapının etkin periyodu

Ts: Cevap spektrumunun karakteristik periyodu

C₁: Maksimum inelastik deplasmanla hesaplanan lineer elastik deplasmanlar arasında düzeltme faktörü

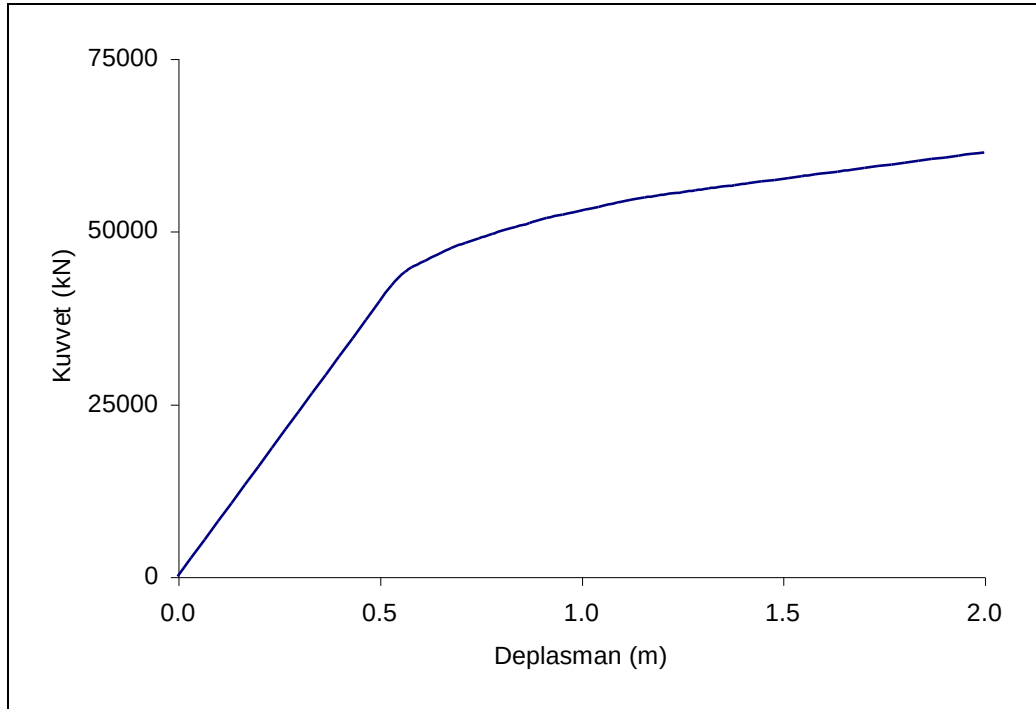
T_e ≥ T_s ise C₁ = 1

T_e < T_s ise

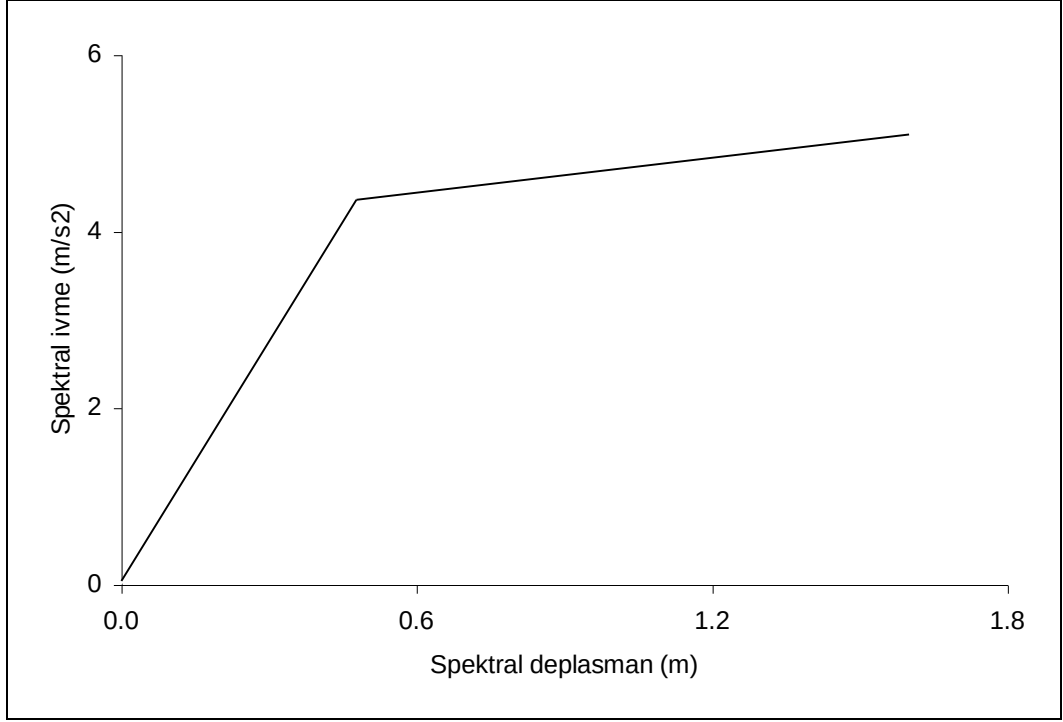
$$C1 = \left[1 + (R - 1) \cdot \frac{T_s}{T_e} \right] / R \quad (3-5)$$

Eğer $T_e < T_s$ durumu gerçekleşirse bulunan hedef deplasman (δ_t) değeri C_1 değeri ile artırılır

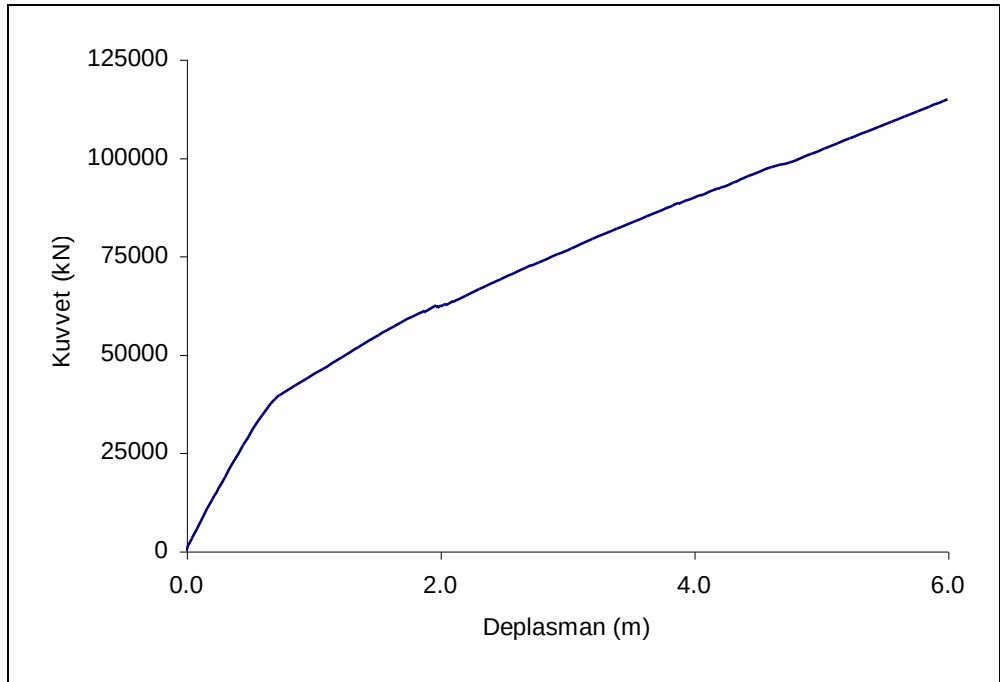
Hedef deplasmana ait dönme değerleri her eleman için plastik mafsal boyuna (L_p) bölünmüş ve elemanın plastik eğrilik değeri (κ_p) bulunmuştur. Bu plastik eğrilik değerine elastik eğrilik değeri (κ_e) eklenerek toplam eğrilik değeri bulunur. Bu toplam eğriliğe karşı gelen betondaki ve çelikteki birim deformasyon değerleri Xtract programı kullanılarak moment-eğrilik diyagramından okunmuştur. Bu değer her bir deprem seviyesi için tablo 3.1’de verilmiş limit birim deformasyon değerleriyle karşılaştırılmıştır. Köprünün tamamen elastik çalışması durumunda mafsallarda plastikleşme olmayacaktır ve mafsallardaki birim deformasyon değerlerinin belirlenmesi için başka bir yöntem izlenecektir. Bu durumda kolonlarda oluşan momentler mafsalların akma seviyelerini geçmemiştir. Kolon kesitlerinde oluşan momentler kaydedilir ve Xtract programında M- κ diyagramından bu momentlere karşılık gelen çelik ve beton birim deformasyon değerleri okunur.



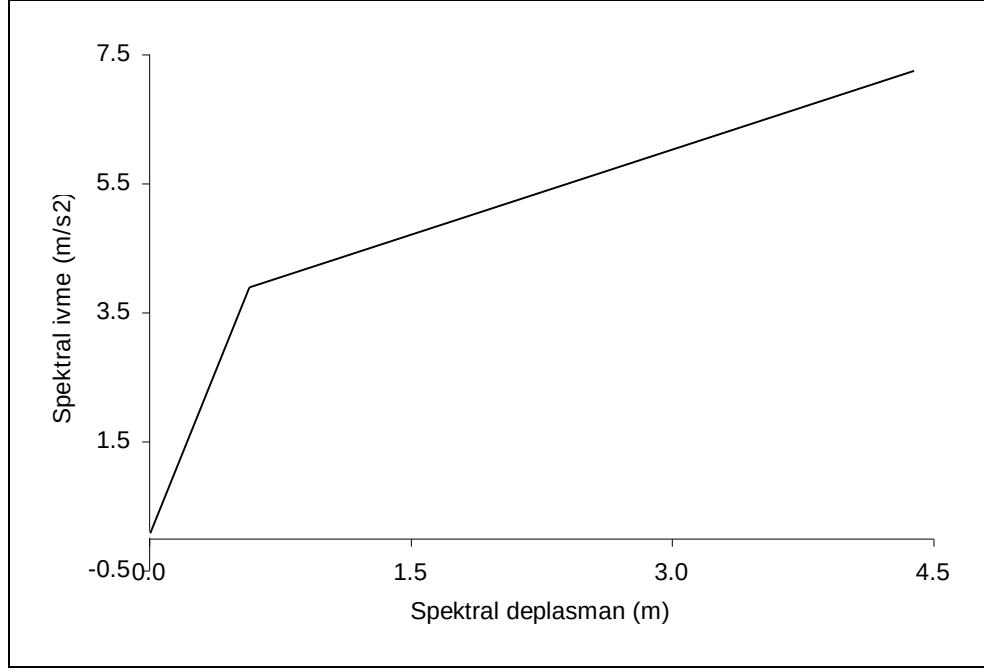
Şekil 3.10 Köprü enine yönde kapasite diyagramı



Şekil 3.11 Köprü enine yönde kapasite spektrumu (bilineer halde)

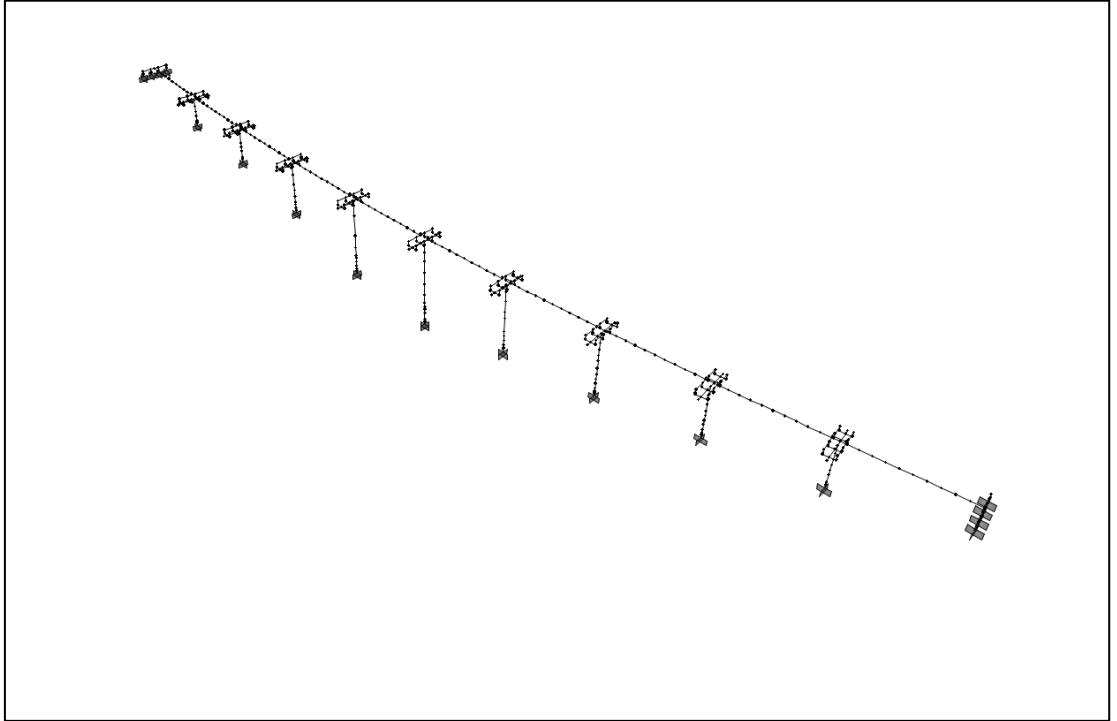


Şekil 3.12 Köprü boyuna yönde kapasite diyagramı



Şekil 3.13 Köprü boyuna yönde kapasite spektrumu (bilineer halde)

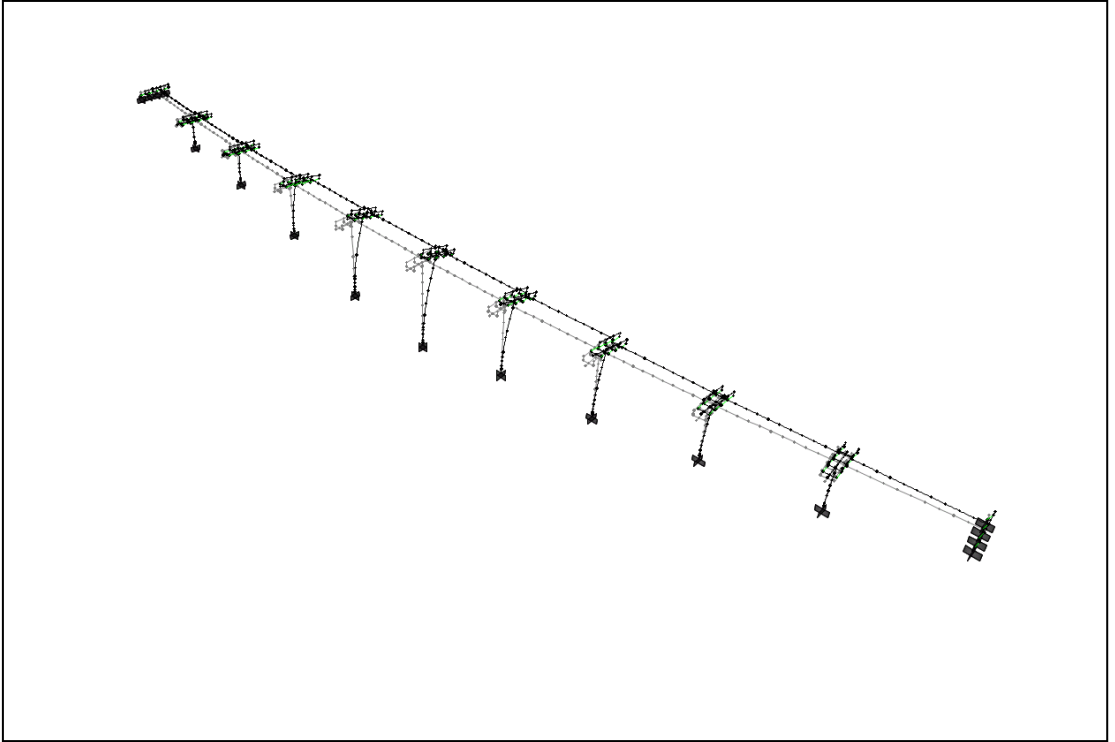
3.5 Sap2000 Model ve Mod Şekilleri



Şekil 3.14 Sap2000 modeli



Şekil 3.15 1. Mod: 2.307 s



Şekil 3.16 2. Mod: 2.1177 s

3.6 Pushover Analizleri

3.6.1 Birinci Adım: S1 Depremi Köprü Boyuna Yönde Hesap

Birinci aşamada köprü mevcut durumu boyuna yönde tahkik edilmiştir.

3.6.1.1 Kolon Mafsallarında Oluşan Birim Deformasyonların Hesabı

Şekil 3.17 de talep-kapasite spektrumu kesişimi görülmektedir. $T_e \geq T_s$ olduğundan dolayı $C_1 = 1$ alınmıştır. Dolayısıyla bulunan hedef deplasman değeri 0.292 i artırmaya gerek yoktur.

Orta ayak kolonlarında hesaplar sonucu plastik dönme okunamamıştır. Ayaklarda oluşan maksimum birim deformasyonları bulmak için SAP2000 modelinde en son adımdan okunan momente karşılık değerler Xtract programından bulunmuştur

Tablo 3.2, 3.3 te bu adımda kesitlerde oluşan birim deformasyon değerleri görülmektedir ve tablo 3.1 ile bu tablolar karşılaştırıldığında birim deformasyon değerlerinin gerekli sınırlar içinde olduğu görülmektedir. Dolayısı ile köprü bu hesap adımımda S1 deprem seviyesinde “serviste kalma” halini sağlamaktadır.

Tablo 3.2 Birinci adımda P5 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar

Frame no	Mafsal ismi	Pastik dönme (radian)	Moment (kNm)	Beton birim deformasyonu (ϵ_c)	Çelik birim deformasyonu (ϵ_s)	Sonuç
241	P5-0	0	69398	0.0005	0.0011	OK.
242	P5-0765	0	67647	0.00049	0.0012	OK
243	P5-330	0	63250	0.00046	0.00108	OK
244	P5-5265	0	57474	0.00045	0.00108	OK
245	P5-6765	0	54082	0.00044	0.00108	OK
246	P5-8265	0	44300	0.0005	0.0014	OK

Tablo 3.3 Birinci adımda P6 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar

Frame no	Mafsal ismi	Pastik dönme (radian)	Moment (kNm)	Beton birim deformasyonu (ϵ_c)	Çelik birim deformasyonu (ϵ_s)	Sonuç
229	P6-0	0	79861	0.0006	0.00165	OK
240	P6-15	0	75653	0.00057	0.0015	OK
254	P6-3765	0	70635	0.00054	0.0014	OK
255	P6-5265	0	65145	0.00055	0.0015	OK
256	P6-6765	0	60960	0.00052	0.0015	OK

3.6.1.2 Elastomer Mesnet Hesapları

Tablo 3.4 Kenarayak A ve P4 aksları arası köprü boyuna yönde S1 depremi için elastomer mesnet deformasyonları

Link	Mesnet boyutları (mm)	Mesnet neopren kalınlığı- h_n (mm)	OutputCase	Deplasman- δ (mm)	Tan $\gamma = \delta / h_n$
A-1	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	111	0.74
A-2	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	110	0.74
A-3	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	110	0.74
A-4	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	109	0.74
P1-5	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	65	0.46
P1-6	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	65	0.46
P1-7	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	65	0.46
P1-8	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	64	0.46
P1-9	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	80	0.46
P1-10	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	80	0.46
P1-11	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	79	0.46
P1-12	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	79	0.46
P2-13	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	48	0.38
P2-14	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	48	0.38
P2-15	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	48	0.38
P2-16	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	47	0.38
P2-17	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	62	0.38
P2-18	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	62	0.38
P2-19	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	61	0.38
P2-20	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	62	0.38
p3-21	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	72	0.48
P3-22	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	72	0.48
p3-23	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	72	0.48
p3-24	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	72	0.48
p3-25	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	210	1.4
p3-26	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	210	1.4
p3-27	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	210	1.4
p3-28	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	210	1.4
p4-29	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	74	0.587
p4-30	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	74	0.587
p4-31	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	74	0.587
p4-32	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	74	0.587
p4-33	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	87	0.69
p4-34	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	87	0.69
p4-35	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	87	0.69
p4-36	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	87	0.69

Tablo 3.5 P5 ve P8 aksları arası köprü boyuna yönde S1 depremi için elastomer mesnet deformasyonları

Link	Mesnet boyutları (mm)	Mesnet neopren kalınlığı- h_{rt} (mm)	OutputCase	Deplasman- δ (mm)	$Tan\gamma = \delta / h_{rt}$
p5-37	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S1	15	0.147
p5-38	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S1	15	0.147
p5-39	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S1	15	0.147
p5-40	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S1	15	0.147
p5-41	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S1	27	0.265
p5-42	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S1	27	0.265
p5-43	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S1	27	0.265
p5-44	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S1	27	0.265
p6-45	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	44	0.35
p6-46	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	44	0.35
p6-47	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	44	0.35
p6-48	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	44	0.35
p6-49	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	56	0.44
p6-50	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	56	0.44
p6-51	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	56	0.44
p6-52	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	56	0.44
P7-61	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	259	1.727
P7-62	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	259	1.727
P7-63	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	259	1.727
P7-64	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	259	1.727
P7-65	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	71	0.47
P7-66	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	71	0.47
P7-67	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	71	0.47
P7-68	450x450x176	126	PUSH BOYUNA S1	71	0.47
P8-69	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	45	0.357
P8-70	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	45	0.357
P8-71	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	45	0.357
P8-72	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	45	0.357
P8-73	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	57	0.45
P8-74	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	57	0.45
P8-75	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	57	0.45
P8-76	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	57	0.45

Tablo 3.4, tablo 3.5 den görüldüğü üzere genleşme derzlerinin bulunduğu P3 ve P7 orta ayaklarında elastomer mesnetler deplasman şartını sağlamamaktadır.

Tablo 3.6 P9 ve Kenarayak B aksları arası köprü boyuna yönde S1 depremi için elastomer mesnet deformasyonları

Link	Mesnet boyutları (mm)	Mesnet neopren kalınlığı- h_r (mm)	OutputCase	Deplasman- δ (mm)	$Tan\gamma = \delta / h_r$
P9-77	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	56	0.37
P9-78	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	56	0.37
P9-79	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	56	0.37
P9-80	450x450x148	150	PUSH BOYUNA S1	56	0.37
P9-81	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	69	0.46
P9-82	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	69	0.46
P9-83	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	69	0.46
P9-84	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S1	69	0.46
B-84	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	74	0.493
B-85	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	74	0.493
B-86	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	74	0.493
B-87	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S1	74	0.493

3.6.2 İkinci Adım: S1 Depremi Köprü Enine Yönde Hesap

İkinci aşamada köprü mevcut durumu enine yönde tahkik edilmiştir.

3.6.2.1 Kolon Mafsallarında Oluşan Birim Deformasyonların Hesabı

Şekil 3.18 de talep-kapasite spektrumu kesişimi görülmektedir. $T_e \geq T_s$ olduğundan dolayı $C_1 = 1$ alınmıştır. Dolayısıyla bulunan hedef deplasman değeri 0.241'i artırmaya gerek yoktur.

Orta ayak kolonlarında hesaplar sonucu plastik dönme okunamamıştır. Ayaklarda oluşan maksimum birim deformasyonları bulmak için SAP2000 modelinde en son adımdan okunan momente karşılık değerler Xtract programından bulunmuştur

Tablo 3.7, 3.8'de bu adımda kesitlerde oluşan birim deformasyon değerleri görülmektedir ve tablo 3.1 ile bu tablolar karşılaştırıldığında birim deformasyon değerlerinin gerekli sınırlar içinde olduğu görülmektedir. Dolayısı ile köprü bu hesap adımında S1 deprem seviyesinde “serviste kalma” halini sağlamaktadır.

Tablo 3.7 İkinci adımda P5 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar

Frame no	Mafsal ismi	Pastik dönme (radian)	Moment (kNm)	Beton birim deformasyonu (ϵ_c)	Çelik birim deformasyonu (ϵ_s)	Sonuç
241	P5-0	0	110640	0.0008	0.0013	OK.
242	P5-0765	0	108299	0.00074	0.00119	OK
243	P5-330	0	102368	0.00074	0.00119	OK
244	P5-5265	0	94595	0.00072	0.00119	OK
245	P5-6765	0	90026	0.00071	0.00119	OK
246	P5-8265	0	85449	0.00073	0.0013	OK

Tablo 3.8 İkinci adımda P6 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar

Frame no	Mafsal ismi	Pastik dönme (radian)	Moment (kNm)	Beton birim deformasyonu (ϵ_c)	Çelik birim deformasyonu (ϵ_s)	Sonuç
229	P6-0	0	111226	0.00078	0.0011	OK
240	P6-15	0	106098	0.00078	0.0013	OK
254	P6-3765	0	99982	0.00077	0.0013	OK
255	P6-5265	0	93289	0.0008	0.0014	OK
256	P6-6765	0	88184	0.00078	0.0014	OK

3.6.2.2 Elastomer Mesnet Hesapları

Tablo 3.9 Kenarayak A ve P4 aksları arası köprü enine yönde S1 depremi için elastomer mesnet deformasyonları

Link	Mesnet boyutları (mm)	Mesnet neopren kalınlığı- h_n (mm)	OutputCase	Deplasman- δ (mm)	Tan $\gamma = \delta / h_n$
A-1	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	26	0.173
A-2	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	26	0.173
A-3	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	26	0.173
A-4	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	26	0.173
P1-5	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	53	0.353
P1-6	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	53	0.353
P1-7	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	53	0.353
P1-8	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	53	0.353
P1-9	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	57	0.38
P1-10	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	57	0.38
P1-11	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	57	0.38
P1-12	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	57	0.38
P2-13	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	70	0.555
P2-14	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	70	0.555
P2-15	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	70	0.555
P2-16	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	70	0.555
P2-17	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	73	0.58
P2-18	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	73	0.58
P2-19	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	73	0.58
P2-20	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	73	0.58
p3-21	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	55	0.367
P3-22	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	55	0.367
p3-23	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	55	0.367
p3-24	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	55	0.367
p3-25	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	157	1.05
p3-26	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	157	1.05
p3-27	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	157	1.05
p3-28	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	157	1.05
p4-29	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	103	0.817
p4-30	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	103	0.817
p4-31	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	103	0.817
p4-32	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	103	0.817
p4-33	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	103	0.817
p4-34	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	103	0.817
p4-35	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	103	0.817
p4-36	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	103	0.817

Tablo 3.10 P5 ve P8 aksları arası köprü enine yönde S1 depremi için elastomer mesnet deformasyonları

Link	Mesnet boyutları (mm)	Mesnet neopren kalınlığı- h_{rt} (mm)	OutputCase	Deplasman- δ (mm)	$Tan\gamma = \delta / h_{rt}$
p5-37	450x450x120	102	PUSH ENINE S1	44	0.431
p5-38	450x450x120	102	PUSH ENINE S1	44	0.431
p5-39	450x450x120	102	PUSH ENINE S1	44	0.431
p5-40	450x450x120	102	PUSH ENINE S1	44	0.431
p5-41	450x450x120	102	PUSH ENINE S1	44	0.431
p5-42	450x450x120	102	PUSH ENINE S1	44	0.431
p5-43	450x450x120	102	PUSH ENINE S1	44	0.431
p5-44	450x450x120	102	PUSH ENINE S1	44	0.431
p6-45	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	75	0.595
p6-46	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	75	0.595
p6-47	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	75	0.595
p6-48	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	75	0.595
p6-49	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	74	0.587
p6-50	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	74	0.587
p6-51	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	74	0.587
p6-52	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	74	0.587
P7-61	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	190	1.267
P7-62	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	190	1.267
P7-63	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	190	1.267
P7-64	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	190	1.267
P7-65	450x450x148	150	PUSH ENINE S1	33	0.22
P7-66	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	33	0.22
P7-67	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	33	0.22
P7-68	450x450x176	126	PUSH ENINE S1	33	0.22
P8-69	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	64	0.508
P8-70	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	64	0.508
P8-71	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	64	0.508
P8-72	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	64	0.508
P8-73	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	62	0.492
P8-74	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	62	0.492
P8-75	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	62	0.492
P8-76	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	62	0.492

Tablo 3.9, tablo 3.10 dan görüldüğü üzere genişleme derzlerinin bulunduğu P3 ve P7 orta ayaklarında elastomer mesnetler deplasman şartını sağlamamaktadır.

Tablo 3.11 P9 ve Kenarayak B aksları arası köprü enine yönde S1 depremi için elastomer mesnet deformasyonları

Link	Mesnet boyutları (mm)	Mesnet neopren kalınlığı- h_{rt} (mm)	OutputCase	Deplasman- δ (mm)	$Tan\gamma = \delta / h_{rt}$
P9-77	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	45	0.3
P9-78	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	45	0.3
P9-79	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	45	0.3
P9-80	450x450x148	150	PUSH ENINE S1	45	0.3
P9-81	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	43	0.286
P9-82	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	43	0.286
P9-83	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	43	0.286
P9-84	450x450x148	126	PUSH ENINE S1	43	0.286
B-84	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	22	0.146
B-85	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	22	0.146
B-86	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	22	0.146
B-87	450x450x176	150	PUSH ENINE S1	22	0.146

3.6.3 Üçüncü Adım: S2 Depremi Köprü Boyuna Yönde Hesap

Üçüncü aşamada köprü boyuna yönde S2 depremi durumunda tahkik edilmiştir.

3.6.3.1 Kolon Mafsallarında Oluşan Birim Deformasyonların Hesabı

Şekil 3.19 de talep-kapasite spektrumu kesişimi görülmektedir. $T_e \geq T_s$ olduğundan dolayı $C_1 = 1$ alınmıştır. Dolayısıyla bulunan hedef deplasman değeri 0.439'u artırmaya gerek yoktur.

Orta ayak kolonlarında P4 aksı hariç hesaplar sonucu plastik dönme okunamamıştır. Ayaklarda oluşan maksimum birim deformasyonları bulmak için SAP2000 modelinde en son adımdan okunan momente karşılık değerler Xtract programından bulunmuştur

Tablo 3.12, 3.13 te bu adımda kesitlerde oluşan birim deformasyon değerleri görülmektedir ve tablo 3.1 ile bu tablolar karşılaştırıldığında birim deformasyon değerlerinin gerekli sınırlar içinde olduğu görülmektedir.

Ancak P4 nolu kolonun en alt çubuğunda mafsalda plastik dönme okunmuştur

$$\theta_p = 0.002635 \text{ rad} \quad L_p = 0.765 \text{ m}$$

$$\chi_p = \theta_p / L_p \quad (3-6)$$

$$\chi_p = 0.002635 / 0.765 = 0.00344 \quad (3-7)$$

$$\chi = \chi_e + \chi_p \quad \chi = 0.001303 + 0.00344 = 0.004743$$

$\chi = 0.004743$ için

$$\epsilon_c = 0.0021 < 0.016 \text{ (Sargısız beton için)}$$

$$\epsilon_c = 0.0016 < 0.016 \text{ (Sargılı beton için)}$$

$$\epsilon_s = 0.0116 < 0.06 \text{ (Çelik için)}$$

Sonuç olarak köprü bu hesap adımında S2 deprem seviyesinde ‘tamir edilebilir hasar’ halini sağlamaktadır

Tablo 3.12 Üçüncü adımda P5 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar

Frame no	Mafsal ismi	Pastik dönme (radian)	Moment (kNm)	Beton birim deformasyonu (ϵ_c)	Çelik birim deformasyonu (ϵ_s)	Sonuç
241	P5-0	0	102254	0.0007	0.0022	OK.
242	P5-0765	0	99756	0.00074	0.00221	OK
243	P5-330	0	93427	0.0007	0.0019	OK
244	P5-5265	0	85135	0.00066	0.00198	OK
245	P5-6765	0	80264	0.000675	0.0021	OK
246	P5-8265	0	75408	0.000705	0.0025	OK

Tablo 3.13 Üçüncü adımda P6 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar

Frame no	Mafsal ismi	Pastik dönme (radian)	Moment (kNm)	Beton birim deformasyonu (ϵ_c)	Çelik birim deformasyonu (ϵ_s)	Sonuç
229	P6-0	0	117945	0.0014	0.0086	OK
240	P6-15	0	111865	0.00101	0.0042	OK
254	P6-3765	0	104621	0.001	0.0044	OK
255	P6-5265	0	96733	0.001	0.0045	OK
256	P6-6765	0	90648	0.0011	0.0068	OK

3.6.3.2 Elastomer Mesnet Hesapları

Tablo 3.14 Kenarayak A ve P4 aksları arası köprü boyuna yönde S2 Depremi için elastomer mesnet deformasyonları

Link	Mesnet boyutları (mm)	Mesnet neopren kalınlığı- h_n (mm)	OutputCase	Deplasman- δ (mm)	Tan $\gamma = \delta / h_n$
A-1	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	162	1.08
A-2	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	162	1.08
A-3	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	162	1.08
A-4	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	162	1.08
P1-5	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	99	0.66
P1-6	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	98	0.66
P1-7	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	98	0.66
P1-8	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	98	0.66
P1-9	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	114	0.76
P1-10	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	113	0.76
P1-11	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	113	0.76
P1-12	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	112	0.76
P2-13	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	70	0.555
P2-14	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	70	0.555
P2-15	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	69	0.555
P2-16	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	68	0.555
P2-17	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	85	0.675
P2-18	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	84	0.675
P2-19	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	84	0.675
P2-20	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	83	0.675
P3-21	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	110	0.73
P3-22	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	110	0.73
P3-23	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	110	0.73
P3-24	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	110	0.73
P3-25	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	320	2.133
P3-26	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	320	2.133
P3-27	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	320	2.133
P3-28	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	320	2.133
P4-29	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	96	0.762
P4-30	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	96	0.762
P4-31	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	96	0.762
P4-32	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	96	0.762
P4-33	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	110	0.873
P4-34	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	110	0.873
P4-35	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	110	0.873
P4-36	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	110	0.873

Tablo 3.15 P5 ve P8 aksları arası köprü boyuna yönde S2 Depremi için elastomer mesnet deformasyonları

Link	Mesnet boyutları (mm)	Mesnet neopren kalınlığı- h_{rt} (mm)	OutputCase	Deplasman- δ (mm)	$Tan\gamma = \delta / h_{rt}$
p5-37	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S2	24	0.235
p5-38	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S2	24	0.235
p5-39	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S2	24	0.235
p5-40	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S2	24	0.235
p5-41	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S2	36	0.353
p5-42	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S2	36	0.353
p5-43	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S2	36	0.353
p5-44	450x450x120	102	PUSH BOYUNA S2	36	0.353
p6-45	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	66	0.523
p6-46	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	67	0.523
p6-47	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	67	0.523
p6-48	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	67	0.523
p6-49	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	77	0.619
p6-50	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	78	0.619
p6-51	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	78	0.619
p6-52	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	78	0.619
P7-61	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	390	2.6
P7-62	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	390	2.6
P7-63	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	390	2.6
P7-64	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	390	2.6
P7-65	450x450x148	150	PUSH BOYUNA S2	108	0.72
P7-66	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	108	0.72
P7-67	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	108	0.72
P7-68	450x450x176	126	PUSH BOYUNA S2	108	0.72
P8-69	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	70	0.555
P8-70	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	70	0.555
P8-71	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	70	0.555
P8-72	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	70	0.555
P8-73	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	80	0.635
P8-74	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	80	0.635
P8-75	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	80	0.635
P8-76	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	80	0.635

Tablo 3.14, tablo 3.15 den görüldüğü üzere genleşme derzlerinin bulunduğu P3 ve P7 orta ayaklarında elastomer mesnetler deplasman şartını sağlamamaktadır.

Tablo 3.16 P9 ve Kenarayak B aksları arası köprü boyuna yönde S2 depremi için elastomer mesnet deformasyonları

Link	Mesnet boyutları (mm)	Mesnet neopren kalınlığı- h_n (mm)	OutputCase	Deplasman- δ (mm)	$Tan\gamma = \delta / h_n$
P9-77	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	83	0.553
P9-78	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	83	0.553
P9-79	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	83	0.553
P9-80	450x450x148	150	PUSH BOYUNA S2	83	0.553
P9-81	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	96	0.64
P9-82	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	96	0.64
P9-83	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	96	0.64
P9-84	450x450x148	126	PUSH BOYUNA S2	96	0.64
B-84	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	104	0.693
B-85	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	104	0.693
B-86	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	104	0.693
B-87	450x450x176	150	PUSH BOYUNA S2	104	0.693

3.6.4 Dördüncü Adım: S2 Depremi Köprü Enine Yönde Hesap

Dördüncü aşamada köprü enine yönde S2 deprem seviyesi için tahkik edilmiştir.

3.6.4.1 Kolon Mafsallarında Oluşan Birim Deformasyonların Hesabı

Şekil 3.20 de talep-kapasite spektrumu kesişimi görülmektedir. $T_e \geq T_s$ olduğundan dolayı $C_1 = 1$ alınmıştır. Dolayısıyla bulunan hedef deplasman değeri 0.35'i artırmaya gerek yoktur.

Orta ayak kolonlarında hesaplar sonucu plastik dönme okunamamıştır. Ayaklarda oluşan maksimum birim deformasyonları bulmak için SAP2000 modelinde en son adımdan okunan momente karşılık değerler Xtract programından bulunmuştur

Tablo 3.17, 3.18'de bu adımda kesitlerde oluşan birim deformasyon değerleri görülmektedir ve tablo 3.1 ile bu tablolar karşılaştırıldığında birim deformasyon değerlerinin gerekli sınırlar içinde olduğu görülmektedir. Dolayısı ile köprü bu hesap adımımda S2 deprem seviyesinde “tamir edilebilir hasar” halini sağlamaktadır.

Tablo 3.17 Dördüncü adımda P5 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar

Frame no	Mafsal ismi	Pastik dönme (radian)	Moment (kNm)	Beton birim deformasyonu (ϵ_c)	Çelik birim deformasyonu (ϵ_s)	Sonuç
241	P5-0	0	159923	0.0011	0.0021	OK.
242	P5-0765	0	157386	0.0011	0.0022	OK
243	P5-330	0	148744	0.00113	0.0021	OK
244	P5-5265	0	137448	0.00109	0.0021	OK
245	P5-6765	0	130809	0.00107	0.0021	OK
246	P5-8265	0	124179	0.0012	0.0028	OK

Tablo 3.18 Dördüncü adımda P6 aksı kolonu mafsallarında oluşan birim deformasyonlar

Frame no	Mafsal ismi	Pastik dönme (radian)	Moment (kNm)	Beton birim deformasyonu (ϵ_c)	Çelik birim deformasyonu (ϵ_s)	Sonuç
229	P6-0	0	161601	0.0012	0.0024	OK
240	P6-15	0	154150	0.00116	0.00221	OK
254	P6-3765	0	145263	0.0012	0.0024	OK
255	P6-5265	0	135539	0.00126	0.0025	OK
256	P6-6765	0	128121	0.0012	0.00268	OK

3.6.4.2 Elastomer Mesnet Hesapları

Tablo 3.19 Kenarayak A ve P4 aksları arası köprü enine yönde S2 depremi için elastomer mesnet deformasyonları

Link	Mesnet boyutları (mm)	Mesnet neopren kalınlığı- h_n (mm)	OutputCase	Deplasman- δ (mm)	Tan $\gamma = \delta / h_n$
A-1	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	39	0.26
A-2	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	39	0.26
A-3	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	39	0.26
A-4	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	39	0.26
P1-5	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	78	0.52
P1-6	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	78	0.52
P1-7	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	78	0.52
P1-8	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	78	0.52
P1-9	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	83	0.553
P1-10	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	83	0.553
P1-11	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	83	0.553
P1-12	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	83	0.553
P2-13	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	102	0.81
P2-14	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	102	0.81
P2-15	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	102	0.81
P2-16	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	102	0.81
P2-17	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	107	0.85
P2-18	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	107	0.85
P2-19	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	107	0.85
P2-20	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	107	0.85
p3-21	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	80	0.533
P3-22	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	80	0.533
p3-23	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	80	0.533
p3-24	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	80	0.533
p3-25	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	249	1.66
p3-26	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	249	1.66
p3-27	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	249	1.66
p3-28	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	249	1.66
p4-29	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	150	1.19
p4-30	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	150	1.19
p4-31	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	150	1.19
p4-32	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	150	1.19
p4-33	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	150	1.19
p4-34	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	150	1.19
p4-35	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	150	1.19
p4-36	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	150	1.19

Tablo 3.20 P5 ve P8 aksları arası köprü enine yönde S2 Depremi için elastomer mesnet deformasyonları

Link	Mesnet boyutları (mm)	Mesnet neopren kalınlığı- h_{rt} (mm)	OutputCase	Deplasman- δ (mm)	$Tan\gamma = \delta / h_{rt}$
p5-37	450x450x120	102	PUSH ENINE S2	65	0.637
p5-38	450x450x120	102	PUSH ENINE S2	65	0.637
p5-39	450x450x120	102	PUSH ENINE S2	65	0.637
p5-40	450x450x120	102	PUSH ENINE S2	65	0.637
p5-41	450x450x120	102	PUSH ENINE S2	65	0.637
p5-42	450x450x120	102	PUSH ENINE S2	65	0.637
p5-43	450x450x120	102	PUSH ENINE S2	65	0.637
p5-44	450x450x120	102	PUSH ENINE S2	65	0.637
p6-45	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	109	0.865
p6-46	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	109	0.865
p6-47	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	109	0.865
p6-48	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	109	0.865
p6-49	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	109	0.865
p6-50	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	109	0.865
p6-51	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	109	0.865
p6-52	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	109	0.865
P7-61	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	275	1.833
P7-62	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	275	1.833
P7-63	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	275	1.833
P7-64	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	275	1.833
P7-65	450x450x148	150	PUSH ENINE S2	48	0.32
P7-66	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	48	0.32
P7-67	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	48	0.32
P7-68	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	48	0.32
P8-69	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	94	0.746
P8-70	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	94	0.746
P8-71	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	94	0.746
P8-72	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	94	0.746
P8-73	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	90	0.714
P8-74	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	90	0.714
P8-75	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	90	0.714
P8-76	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	90	0.714

Tablo 3.19, 3.20 den görüldüğü üzere genleşme derzlerinin bulunduğu P3, P7 ve P4 orta ayaklarında elastomer mesnetler deplasman şartını sağlamamaktadır.

Tablo 3.21 P9 ve Kenar ayak B aksları arası köprü enine yönde S2 Depremi için elastomer mesnet deformasyonları

Link	Mesnet boyutları (mm)	Mesnet neopren kalınlığı- h_n (mm)	OutputCase	Deplasman- δ (mm)	$Tan\gamma = \delta / h_n$
P9-77	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	65	0.433
P9-78	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	65	0.433
P9-79	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	65	0.433
P9-80	450x450x148	150	PUSH ENINE S2	65	0.433
P9-81	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	62	0.413
P9-82	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	62	0.413
P9-83	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	62	0.413
P9-84	450x450x148	126	PUSH ENINE S2	62	0.413
B-84	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	33	0.22
B-85	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	33	0.22
B-86	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	33	0.22
B-87	450x450x176	150	PUSH ENINE S2	33	0.22

3.7. Kolon Kayma Hesapları ve Sargı Donatısı İncelenmesi

3.7.1. Sap2000 Sonuçları

Kolonlarda yapılacak kayma hesapları için tahkikler $z=0$ kesitindeki en büyük kuvvetlere göre yapılmıştır. Tablo 3.22’de ki değerler şekil Ek.c1, c2, c3, c4’e bakılarak konulmuştur. Kayma hesabı için SDC 3.16 kullanılmış, P5 aksı boyuna yön için bir defalık gösterilmiş diğerleri için sonuçlar tablo 3.23’e yazılmıştır.

Tablo 3.22 Kolon kayma hesabı için iç kuvvet tablosu

Kolon aksı	Normal kuvvet P_c (kN)	Köprü boyuna yönde kesme kuvveti V_n (kN)	Köprü enine yönde kesme kuvveti V_n (kN)
P5	25448	3254	4431
P6	24015	4058	4951

3.7.2 P5 Aksı Köprü Boyuna Yönde Kayma Hesabı

Kolon normal kuvveti:	$P_c = 25448000 \text{ N}$
Kolon kesit alanı:	$A_g = 7500000 \text{ mm}^2$
Faydalı yükseklik:	$d = 2950 \text{ mm}$
Karakteristik beton basınç dayanımı :	$f'_c = 25 \text{ N/mm}^2$
Karakteristik çelik akma dayanımı :	$f_y = 420 \text{ N/mm}^2$
Etriye aralığı:	$s = 150 \text{ mm}$
Etriye alanı:	$A_s = 3041 \text{ mm}^2$

$$\text{Faktör1: } 0.025 \leq \frac{\rho_s \cdot f_{yh}}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_d < 0.25 \quad (3-8)$$

Faktör1: 0.25

$$\text{Faktör2: } 1 + \frac{P_c}{13.8 \cdot A_g} < 1.5 \quad (3-9)$$

Faktör2: 1.2459

Beton tarafından taşınmasına izin verilen gerilme

$$v_c = \text{faktör1} \cdot \text{faktör2} \cdot \sqrt{f'_c} \quad (3-10)$$

$v_c = 1.557 \text{ Mpa}$

Etkili kesme alanı $A_e = A_g \cdot 0.8$ $A_e = 6000000 \text{ mm}^2$

Beton tarafından taşınan kesme dayanımı $V_c = v_c \cdot A_e$ $V_c = 9344058 \text{ N}$

Etriyenin taşıdığı kesme kuvveti :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad (3-11)$$

$V_s = 25118660 \text{ N}$

Kapasite azaltma faktörü $\phi = 0.85$

$$V_n \leq \phi \cdot (V_c + V_s) \quad (3-10)$$

Kesitteki nominal kesme kuvveti: $V_n = 3254000 \text{ N}$

$$V_n = 3254 \text{ kN} \leq \phi \cdot (V_c + V_s) = 29293 \text{ kN}$$

Tablo 3.23 P5 ve P6 aksları kayma hesabı tablosu

Aks		Pc (kN)	d (m)	Faktör1	Faktör2	A _s (mm ²)	v _c (kN/m ²)	V _c (kN)	V _s (kN)	V _n (kN)
P5	Boyuna	25448	2950	0.25	1.2459	3041	6024	9344	25118	3254
	Enine	25448	2450	0.25	1.2459	3085	6147	9344	21163	4431
P6	Boyuna	24015	2950	0.25	1.232	3041	6024	9240	25118	4038
	Enine	24015	2450	0.25	1.232	3085	6147	9240	21163	4951

$$f'_c=25 \text{ MPa}$$

$$f'_y=420 \text{ MPa}$$

$$A_g=7.5\text{m}^2$$

$$\Phi=0.85$$

$$s=150\text{mm}$$

$$A_e=6\text{m}^2$$

3.7.3 Sargı Donatısı İncelenmesi

Kolonlarda sargı donatısının sıklaştırıldığı plastik mafsallık bölgesinin uzunluğu aşağıdakilerden en büyük olanına göre belirlenir.

- Eğilme yönündeki enkesit uzunluğunun 1.5 katı
- Plastik momentin %75'ini geçen momentin olduğu bölge
- Kolonda momentin sıfır olduğu noktanın yüksekliğinin %25 i

Yukarıdaki şıklara göre P5 aksı kolonunda plastik mafsallık bölgesi (ettriye sıklaştırma bölgesi) uzunluğu 9 m P6 aksında ise 8.70 m bulunmuştur. Bu kolonlarda sıklaştırma bölgesi 3.30 m ve 10 cm olan maksimum olması gereken ettriye aralığı 15 cm dir. Dolayısı ile yapılan kolon plastik mafsallık bölgesi uzunluğu ve sargı aralığı detayları SDC kriterlerini sağlamamaktadır.

4. SONUÇLAR

Köprünün gözle yapılan muayenelerinde betonarme taşıyıcı elemanlarda (kolon, başlık kirişi, öngerilmeli kirişler) herhangi bir hasara rastlanmamıştır. Ancak elastomer mesnetlerde kalıcı deformasyonlara ve yırtılmalara görülmüştür. Dolayısıyla elastomer mesnetlerin değiştirilmesi gerekmektedir. Bu değiştirme işlemi için iki elastomer mesnetin arasında bulunan deprem takozunun kırılıp buradan hidrolik krikolar vasıtası ile kirişlerin kaldırılması gerekmektedir.

H kesitli kolonlar AASHTO'da bulunan eğik eğilme ve kayma donatısı şartlarını sağlamaktadır. Etriye sıklaştırma bölgesi uzunluğu kolonlarda 3.30 m yapılmıştır. Ancak şartname hükümlerine göre minimum sıklaştırma bölgesi uzunluğu, ayak yüksekliği ve ölçülerine bağlı olarak 5~6 m olmalıdır. Sargı donatısı aralığı şartnamede maksimum 10 cm olmasına rağmen uygulamada 15 cm olduğu görülmüştür. CALTRANS'a göre incelendiğinde kolonlarda oluşan birim deformasyon değerlerinin limitler içerisinde kaldığı ve kayma hesaplarında bir sorun olmadığı görülmüştür. Plastik mafsal bölgesi uzunluğu ve sargı donatısı aralığı ile ilgili detaylarda da bölüm 3.7.3 de anlatılan kriterleri sağlamadığı görülmüştür.

Üstyapı ile altyapı arasındaki bağlantıyı sağlayan elemanlar olan elastomer mesnetlerin her iki yöntemde de gereken şartları sağlayamadığı anlaşılmıştır. Dolayısı ile köprünün enine ve boyuna yönde yüzen köprü olarak düşünülmemesi gerekmektedir. Enine ve boyuna yöndeki deplasmanları kısıtlayabilecek elemanlar (Deprem takozu, Lock up Device vs) kullanılarak köprü hesaplarının yeniden yapılması gerekmektedir.

Şartname ve yöntemlerin karşılaştırılması açısından incelediğimizde ise AASHTO kullanılarak yapılan KBA'nın CALTRANS DBA'den daha kullanışlı olduğunu görüyoruz. KBA ile hesap yaparken elimizde çok sayıda doküman ve şartname bulunmaktadır. Oysa DBA son yıllarda geliştirilen bir yöntem olmasından dolayı geniş bir program, doküman ve şartname kütüphanesine sahip değildir. Yöntemleri karşılaştırdığımızda, DBA'nın daha uzun sürmekte ve lineer olmayan özellikler

taşıdığından daha çok detay içermektedir. Sonuçlar olarak baktığımızda ise depremde yapının davranışını etkileyen deplasmanlar olduğundan DBA bu açıdan daha iyi sonuç vermektedir.

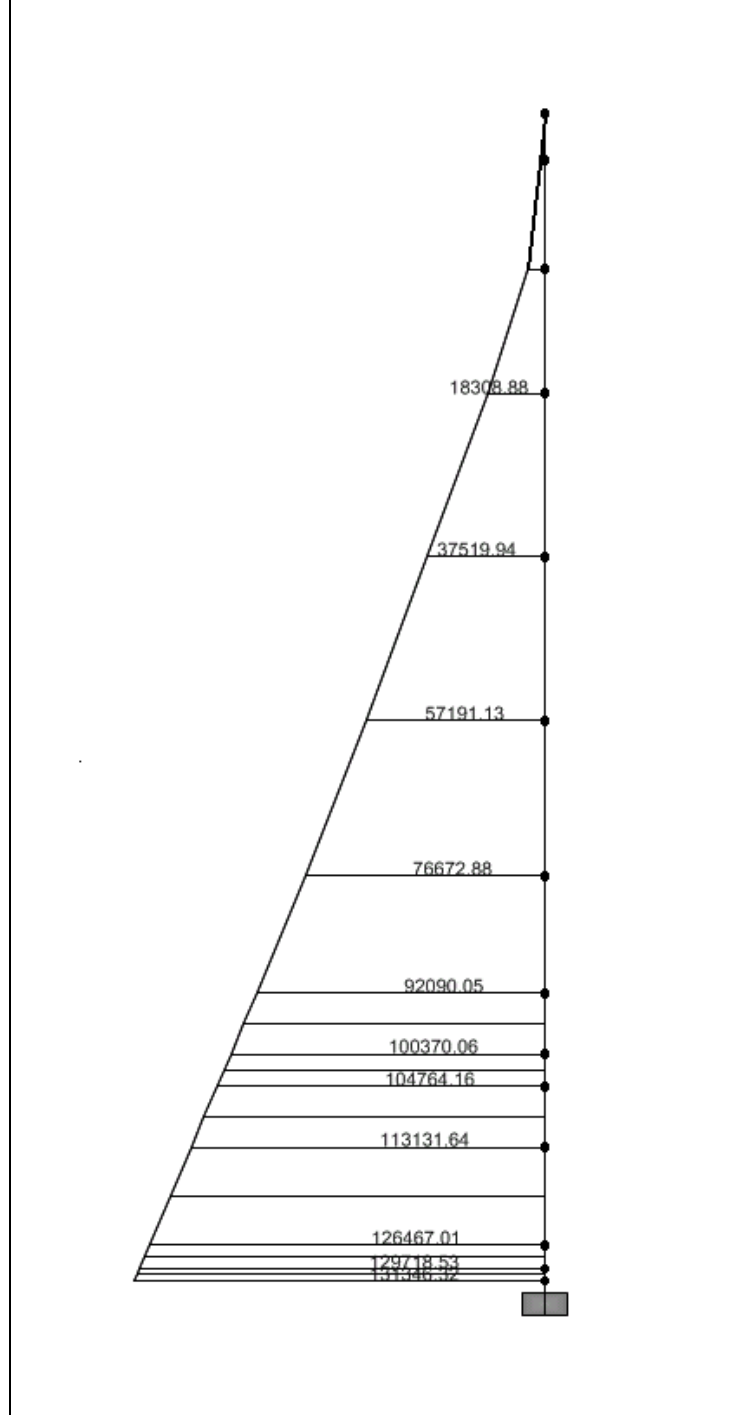
KAYNAKLAR

- [1] **Code:HB-17**, 2002. Standard Specifications for Highway Bridges, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington.
- [2] **FEMA 356**, 2000. Prestandardand Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [3] **ATC-40**, 1996. ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, California.
- [4] **CSD Ver.1.2**, 2001. Seismic Design Criteria Version 1.2, *alifornia Transportation*, California.
- [5] **Yayın No: 207**, 1973. Yol Köprüleri için Teknik Şartname, *Karayolları Genel Müdürlüğü*, California.
- [6] **NEHRP**, 1997. Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [7] **ATC-32**, 1996. Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendatioans, *Applied Technology Council*, California.
- [8] **FHWA-RD-94-052**, 1995. Seismic Retrofitting Manual for Highway Bridges, *FU.S.Department of Transportation Federal Highway Administration*, Virginia.
- [9] **Priestly, N. ve Calvi, M.**, 1995. Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley and Sons, New York.
- [10] **Priestly, N. ve Kowalsky, J.**, 1995. Aspects of Drift and Ductility Capacity of Rectangular Cantilever Structural Walls,

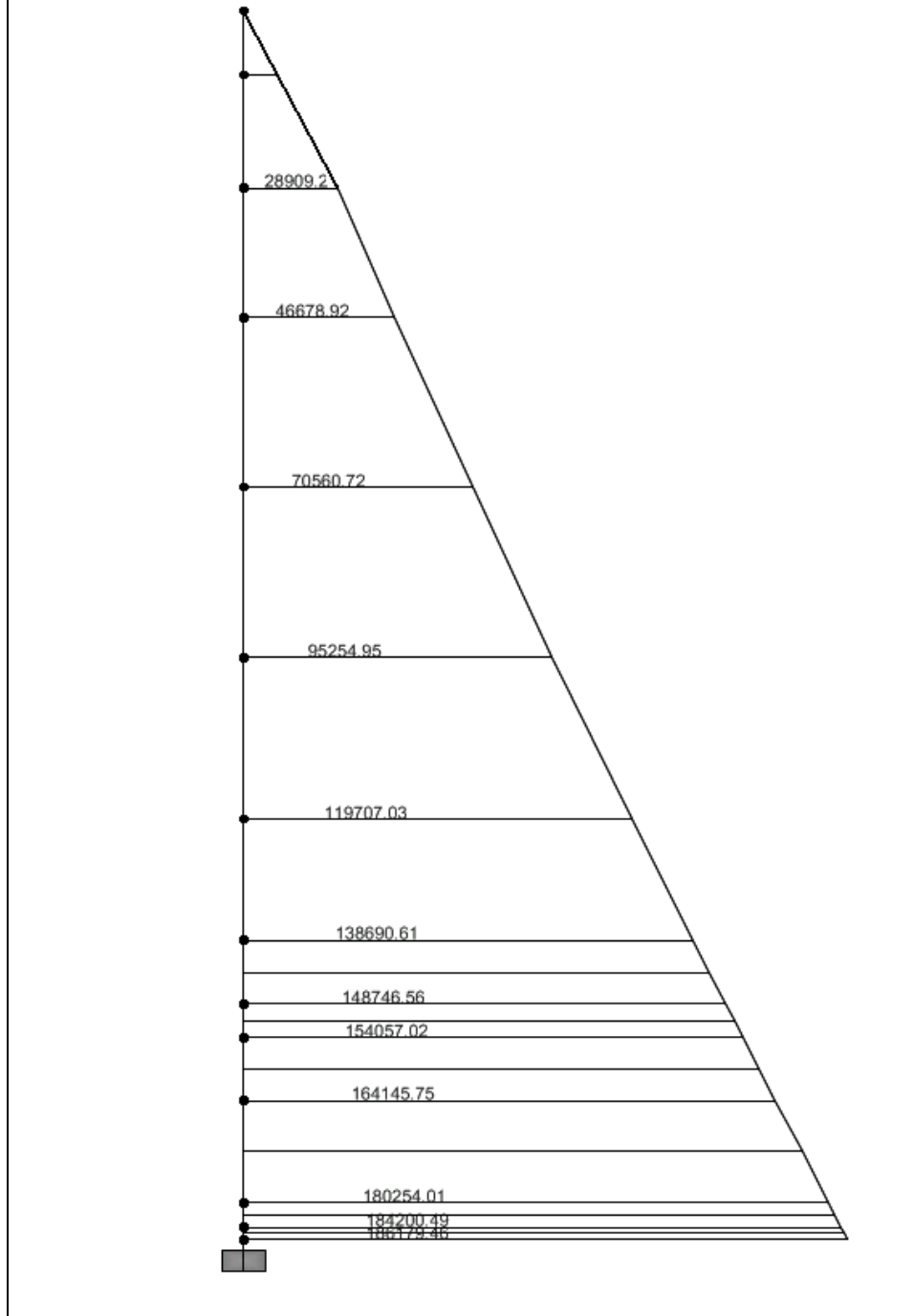
EKLER

EK A.

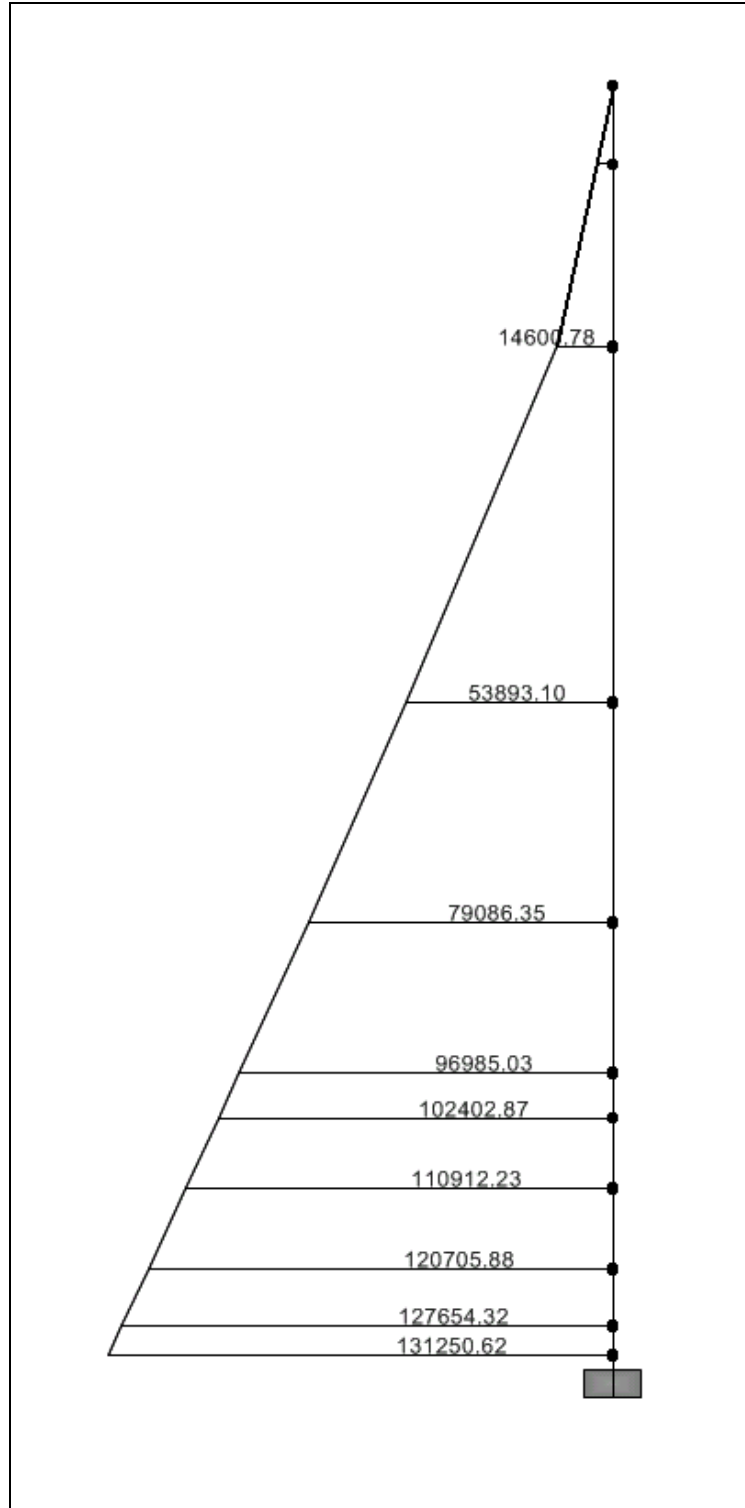
Bölüm 2 de tablo 2.3 ve 2.4 te verilen sonuçlar Sap2000 programı çıktılarıdır. Söz konusu olan P5 ve P6 akslarını oluşturan çubuk elemanları programda seçilmiş ve bu elemanların sonuçları aşağıda verilmiştir. Kolon ayaklar düşey konsol ayak olduğu için Normal kuvvet diyagramları Sap2000 programından alınmamış, el hesabı ile bulunmuştur.



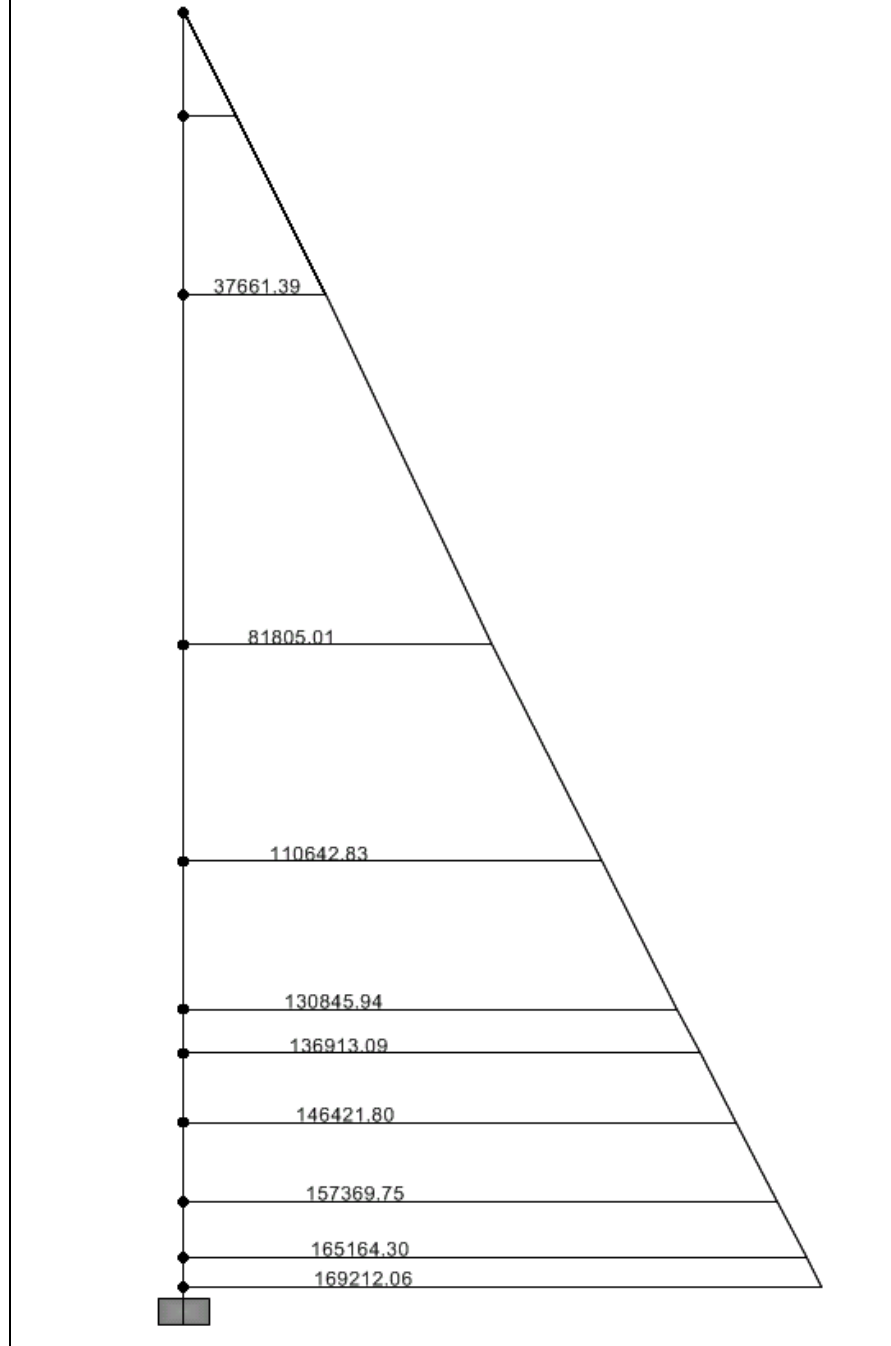
Şekil EK.A1. P5 aksı M_{33} diyagramı (EQ_y)



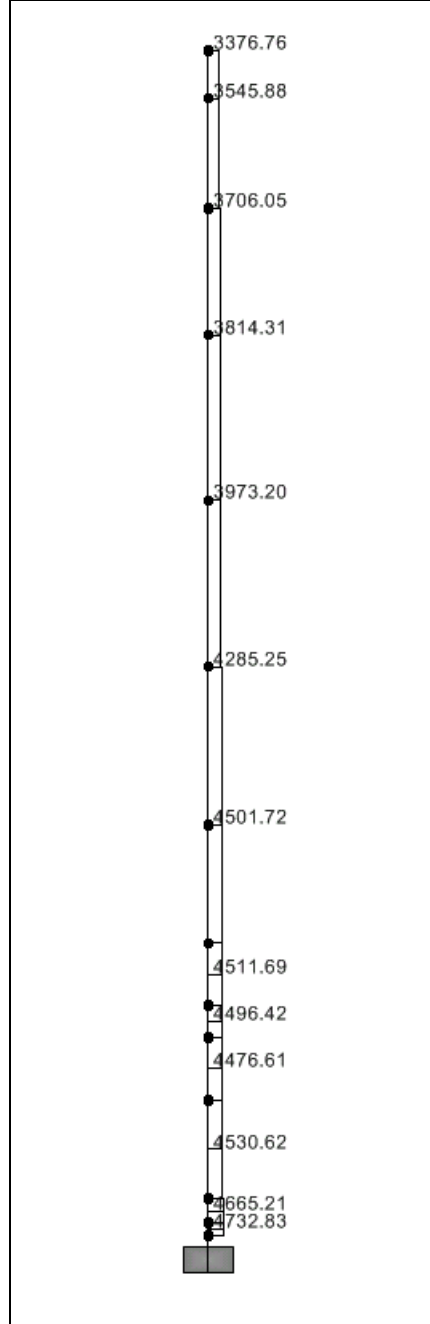
Şekil EK.A2 P5 aksı M_{22} diyagramı (EQ_x)



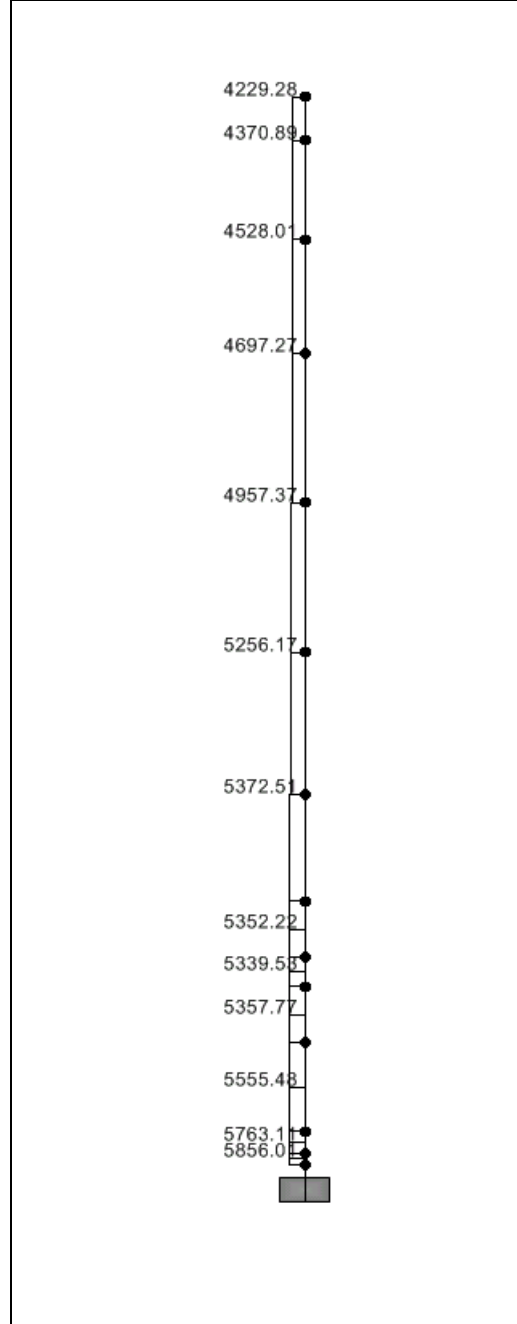
Şekil EK.A3. P6 aksı M_{33} diyagramı (EQ_y)



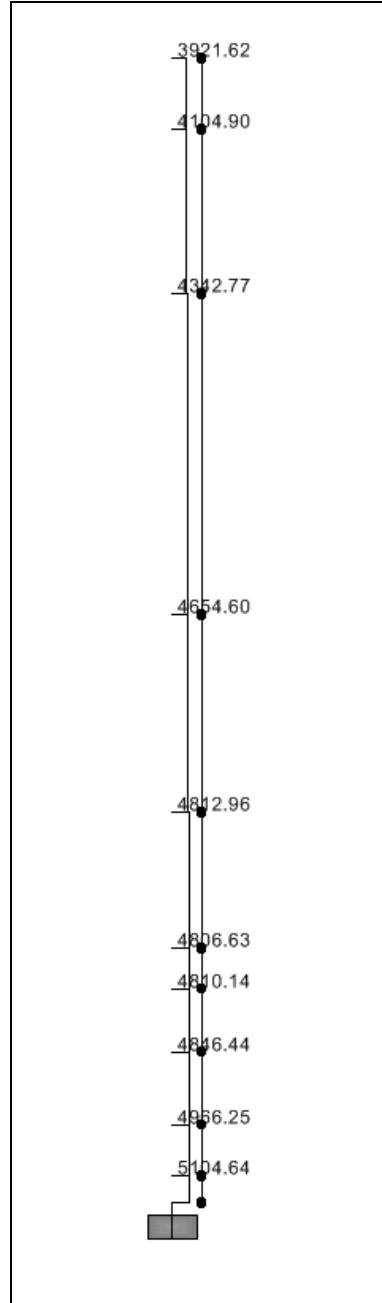
Şekil EK.A4. P6 aksı M_{22} diyagramı (EQ_x)



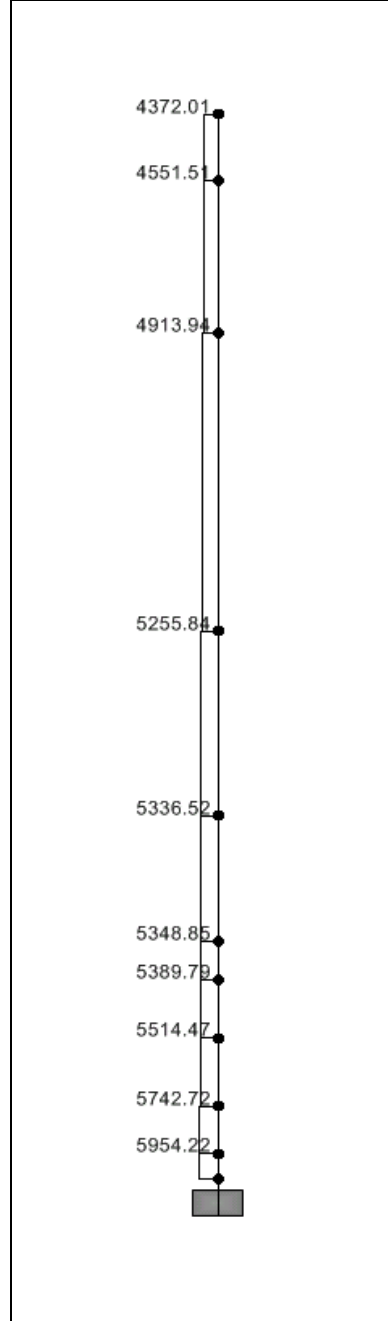
Şekil EK.A5. P5 aksı V_{22} diyagramı (EQ_y)



Şekil EK.A6 P5 aksı V_{33} diyagramı (EQ_x)



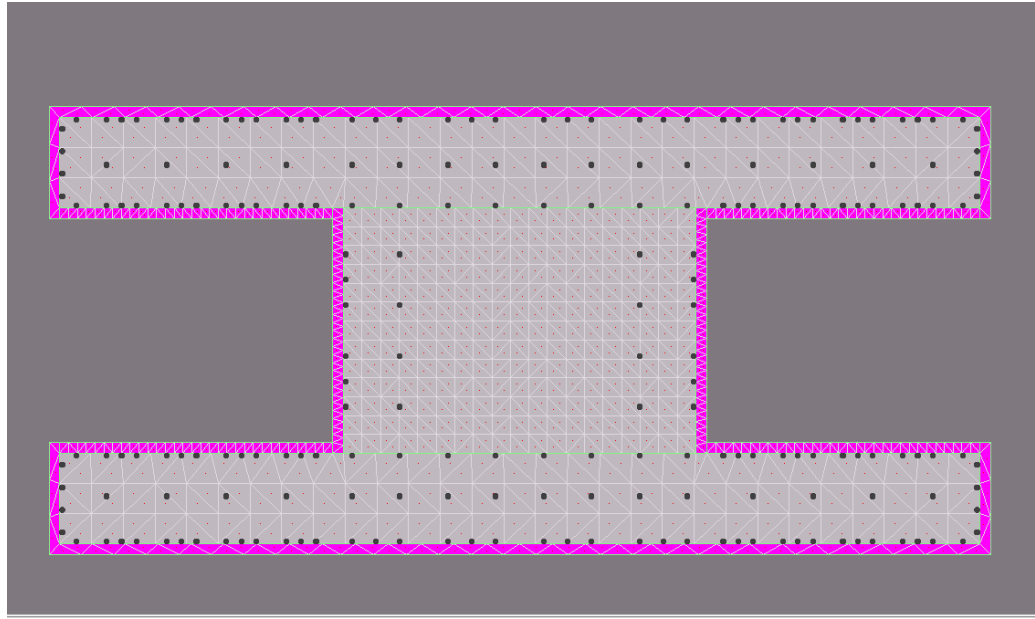
Şekil EK.A7. P6 aksı V_{22} diyagramı (EQ_y)



Şekil EK.A8. P6 aksı V_{33} diyagramı (EQ_x)

EK B.

Bölüm 3. anlatılan moment eğrilik diyagramlarını çizebilmek için Xtract programından yararlanılmıştır. Program Amerikada bulunan, köprü konusunda ve performansa dayalı analiz konusunda ileri bilgiye sahip Imbsen Firması tarafından geliştirilmiştir. Aşağıda Xtract çıktısı olarak verilen çelik, sargısız beton ile ilgili detaylar (birim deformasyon, gerilme, elastisite modülü) SDC'den alınmıştır. Sargılı betonun gerilme-deformasyon diyagramını çizerken program Manderin modelinden yararlanmaktadır.



Şekil EK.B1. P5 aksı Z=0 kesiti XTRACT programı enkesiti

XTRACT Analysis Report

Section Name: Section2
Loading Name: boyuna
Analysis Type: Moment Curvature

SERHAT YALCIN
-
24.04.2003
MAHMUTBEY VIYADUGU
Z=0 KESITI
Page __ of __

Section Details:

X Centroid: .1241E-6 m
Y Centroid: -51.80E-9 m
Section Area: 13.19 m²

Loading Details:

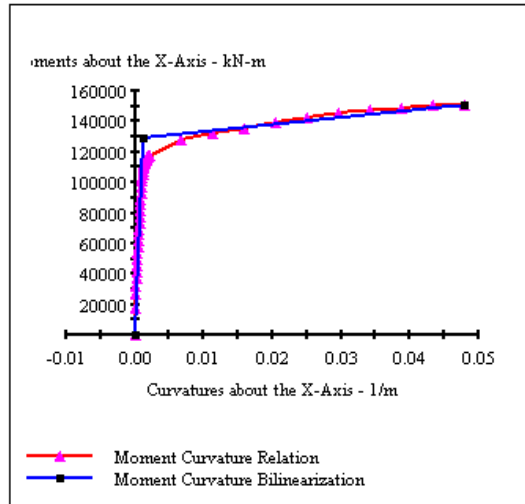
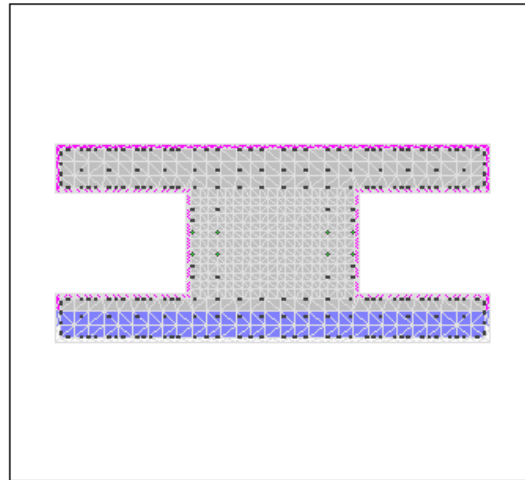
Constant Load - P: 25.45E+3 kN
Incrementing Loads: Mxx Only
Number of Points: 50
Analysis Strategy: Displacement Control

Analysis Results:

Failing Material: Steel
Failure Strain: .1200 Tension
Curvature at Initial Load: -.2657E-13 1/m
Curvature at First Yield: 1.021E-3 1/m
Ultimate Curvature: 47.95E-3 1/m
Moment at First Yield: 100.9E+3 kN-m
Ultimate Moment: 151.1E+3 kN-m
Centroid Strain at Yield: .6590E-3 Tension
Centroid Strain at Ultimate: 52.29E-3 Tension
N.A. at First Yield: .6457 m
N.A. at Ultimate: 1.091 m
Energy per Length: 6620 kN
Effective Yield Curvature: 1.306E-3 1/m
Effective Yield Moment: 129.1E+3 kN-m
Over Strength Factor: 1.170
EI Effective: 9.89E+10 N-m²
Yield EI Effective: 4.71E+8 N-m²
Bilinear Hardening Slope: .4765 %
Curvature Ductility: 36.72

Comments:

User Comments



Şekil EK.B2. P5 aksı Z=0 kesiti köprü boyuna yönde moment-eğrilik diyagramı çıktısı.

XTRACT Material Report

Material Name: Confined1
Material Type: Confined Concrete

SERHAT YALCIN
-
24.04.2003
MAHMUTBEY VIYADUGU
Z=0 KESİTİ
Page __ of __

Input Parameters:

Tension Strength: 0 kPa
28 Day Strength: 25.00E+3 kPa
Confined Concrete Strength: 41.03E+3 kPa
Tension Strain Capacity: 0 Tension
Strain at Peak Stress: 8.412E-3
Crushing Strain: 30.21E-3 Compression
Elastic Modulus: 2.35E+7 kPa
Secant Modulus: 707.4 kPa

Model Details:

For Strain - $\epsilon < \frac{1}{2} \epsilon_t$ $f_c = f_c$
For Strain - $\epsilon < \epsilon_{cc}$ $f_c = \epsilon E_c$
For Strain - $\epsilon < \epsilon_{cu}$ $f_c = \frac{f_{cc} \alpha \epsilon}{1 - 1 + \alpha^2}$

$$\alpha = \frac{\epsilon}{\epsilon_{cc}}$$

$$\epsilon_{cc} = .002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{ci}} - 1 \right) \right]$$

$$\nu = \frac{E_c}{2(1 + \nu_{sp})}$$

$$E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

ϵ = Concrete Strain

f_c = Concrete Stress

E_c = Elastic Modulus

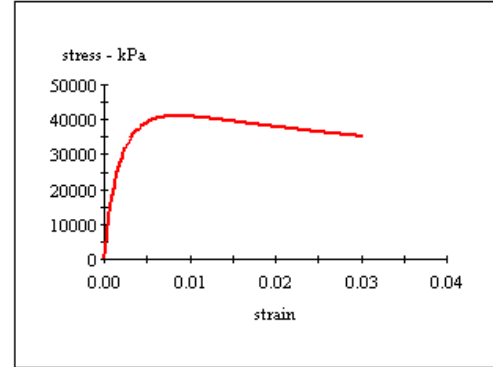
ϵ_t = Tension Strain Capacity

ϵ_{cu} = Ultimate Concrete Strain

ϵ_{cc} = Strain at Peak Stress

f_{cc} = 28 Day Compressive Strength

f_{cc} = Confined Concrete Strength



Material Color States:

- ☐ Tension strain after tension capacity
- ☐ Tension strain before tension capacity
- ☐ Initial state
- ☐ Compression before crushing strain

Reference:

Mander, J.B., Priestley, M. J. N., "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, August 1988, pp. 1827-1849

Comments:

User Comments

Şekil EK.B3. P5 aksı kolonu z=0 kesiti Sargı1 beton modeli.

XTRACT Material Report

Material Name: Confined2
Material Type: Confined Concrete

SERHAT YALCIN
-
24.04.2003
MAHMUTBEY VIYADUGU
Z=0 KESITI
Page __ of __

Input Parameters:

Tension Strength: 0 kPa
28 Day Strength: 25.00E+3 kPa
Confined Concrete Strength: 36.92E+3 kPa
Tension Strain Capacity: 0 Tension
Strain at Peak Stress: 6.768E-3
Crushing Strain: 23.14E-3 Compression
Elastic Modulus: 2.35E+7 kPa
Secant Modulus: 791.2 kPa

Model Details:

For Strain - $\epsilon < \epsilon_t$ $\sigma = E \epsilon$
For Strain - $\epsilon < \epsilon_{cc}$ $\sigma = \epsilon E_c$
For Strain - $\epsilon < \epsilon_{cu}$ $\sigma = \frac{f_{cc} \epsilon}{1 + \frac{\epsilon}{\epsilon_{cc}}}$

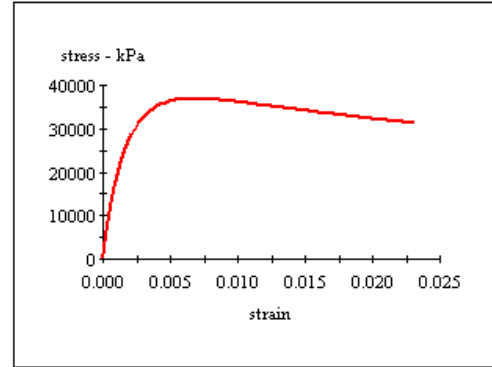
$$\epsilon = \frac{\sigma}{E_c}$$

$$\epsilon_{cc} = 0.02 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right]$$

$$\epsilon = \frac{E_c}{\sigma} \left[1 - \frac{f_{cc}}{\sigma} \right]$$

$$E_{sec} = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

ϵ = Concrete Strain
 σ = Concrete Stress
 E_c = Elastic Modulus
 ϵ_t = Tension Strain Capacity
 ϵ_{cu} = Ultimate Concrete Strain
 ϵ_{cc} = Strain at Peak Stress
 f_c = 28 Day Compressive Strength
 f_{cc} = Confined Concrete Strength



Material Color States:

- ☐ Tension strain after tension capacity
- ☐ Tension strain before tension capacity
- ☐ Initial state
- ☐ Compression before crushing strain

Reference:

Mander, J.B., Priestley, M. J. N., "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, August 1988, pp. 1827-1849

Comments:

User Comments

Şekil EK.B4. P5 aksı kolonu z=0 kesiti Sargı2 beton modeli.

XTRACT Material Report

Material Name: Unconfined1
Material Type: Unconfined Concrete

SERHAT YALCIN
-
24.04.2003
MAHMUTBEY VIYADUGU
Z=0 KESİTİ
Page __ of __

Input Parameters:

Tension Strength: 0 kPa
28 Day Strength: 25.00E+3 kPa
Post Crushing Strength: 0 kPa
Tension Strain Capacity: 0 Tension
Spalling Strain: 5.000E-3 Tension
Crushing Strain: 1.0000 Compression
Elastic Modulus: 2.35E+7 kPa
Secant Modulus: 1813 kPa

Model Details:

For Strain - $\epsilon < 2 \cdot \epsilon_t$ $f_c = 0$
For Strain - $\epsilon < \epsilon_c$ $f_c = \epsilon \cdot E_c$
For Strain - $\epsilon < \epsilon_{cu}$ $f_c = \frac{f_c' \cdot \epsilon \cdot r}{r + 1 + \epsilon}$
For Strain - $\epsilon < \epsilon_{sp}$ $f_c = f_{c,3} + (f_{cp} - f_{cu}) \cdot \frac{(\epsilon - \epsilon_{cu})}{(\epsilon_{sp} - \epsilon_{cu})}$

$$\alpha = \frac{\epsilon}{\epsilon_{cc}}$$

$$r = \frac{f_c}{f_{c,3} - f_{c,sp}}$$

$$E_{acc} = \frac{f_c}{\epsilon_{cu}}$$

ϵ = Concrete Strain

f_c = Concrete Stress

E_c = Elastic Modulus

E_{acc} = Secant Modulus

ϵ_t = Tension Strain Capacity

ϵ_{cu} = Ultimate Concrete Strain

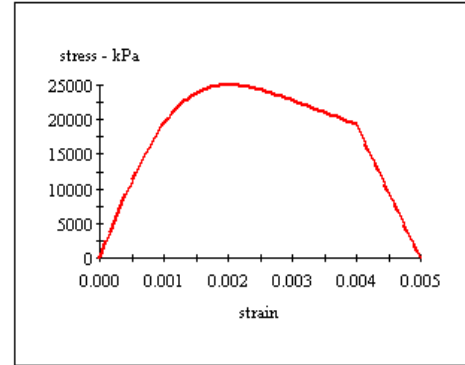
ϵ_{cc} = Strain at Peak Stress = .002

ϵ_{sp} = Spalling Strain

f_c = 28 Day Compressive Strength

f_{cu} = Stress at ϵ_{cu}

f_{cp} = Post Spalling Strength



Material Color States:

- Tension strain after tension capacity
- Tension strain before tension capacity
- Initial state
- Compression before crushing strain
- Compression before end of spalling
- Compression after spalling

Reference:

Mander, J.B., Priestley, M. J. N., "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 8, August 1988, pp. 1827-1849

Comments:

User Comments

Şekil Ek.B5. Sargısız beton modeli Xtract programı çıktısı.

XTRACT Material Report

Material Name: Steell
Material Type: Strain Hardening Steel

SERHAT YALCIN
-
24.04.2003
MAHMUTBEY VIYADUGU
Z=0 KESİTİ
Page __ of __

Input Parameters:

Yield Stress: 420.0E+3 kPa
Fracture Stress: 550.0E+3 kPa
Yield Strain: 2.100E-3
Strain at Strain Hardening: 11.50E-3
Failure Strain: .1200
Elastic Modulus: 2.00E+8 kPa
Additional Information: Symetric Tension and Comp.

Model Details:

$$\begin{aligned} \text{For Strain} - \varepsilon < \varepsilon_y & \quad f_s = E \cdot \varepsilon \\ \text{For Strain} - \varepsilon < \varepsilon_{sh} & \quad f_s = f_y \\ \text{For Strain} - \varepsilon < \varepsilon_{su} & \quad f_s = f_y + (f_u - f_y) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^2 \end{aligned}$$

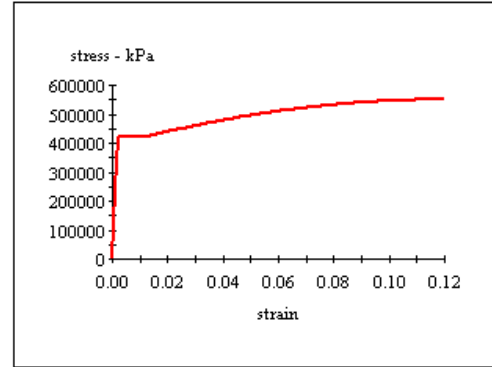
ε = Steel Strain
 f_s = Steel Stress
 f_y = Yield Stress
 f_u = Fracture Stress
 ε_y = Yield Strain
 ε_{sh} = Strain at Strain Hardening
 ε_{su} = Failure Strain
 E = Elastic Modulus

Material Color States:

- Tension force after onset of strain hardening
- Tension force after yield
- Initial state
- Compression force after yield
- Compression force after onset of strain hardening

Comments:

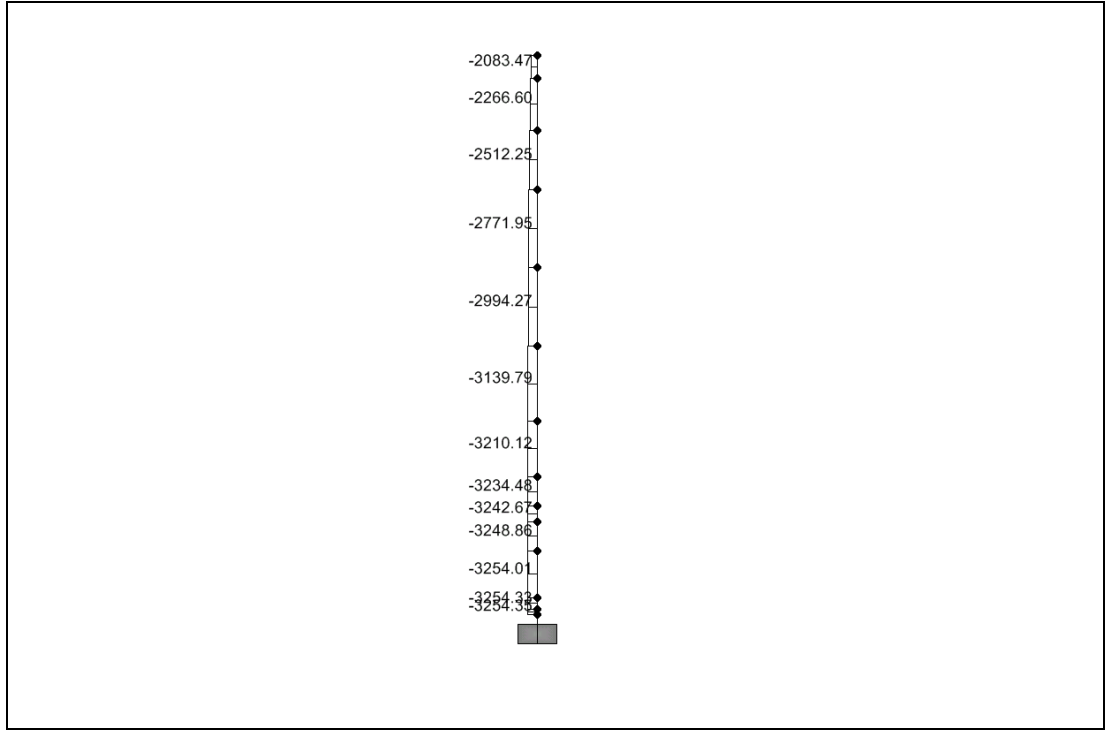
User Comments



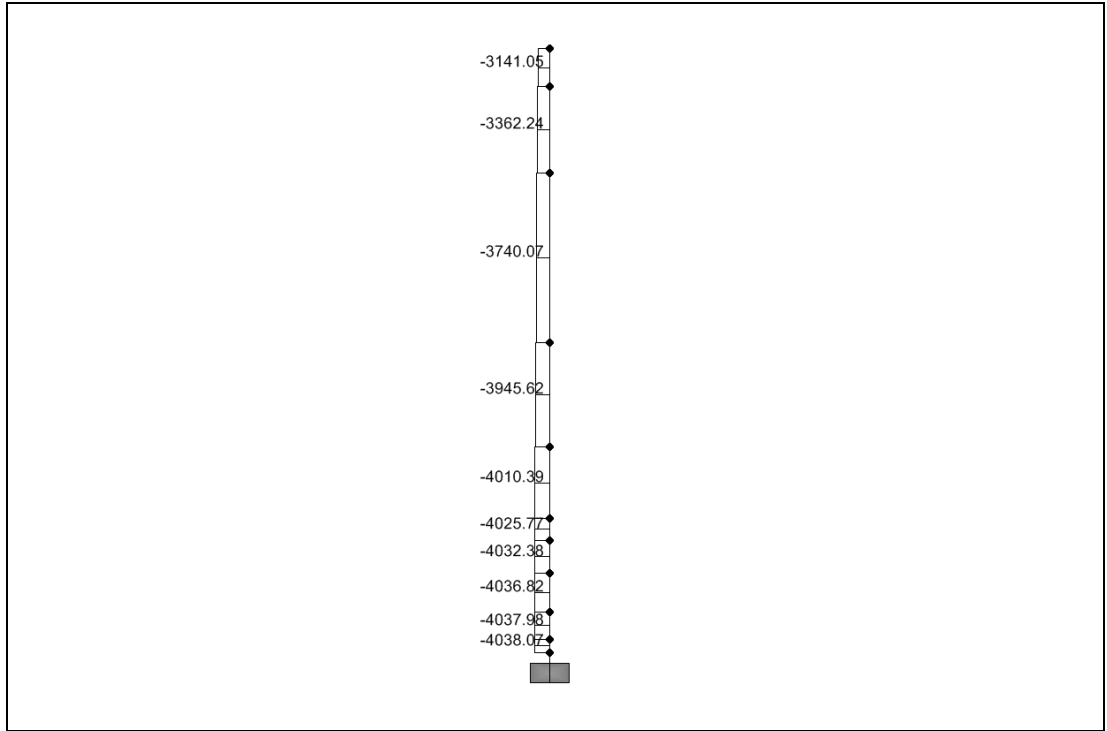
Şekil EK.B6. Çelik modeli Xtract programı çıktısı.

EK C.

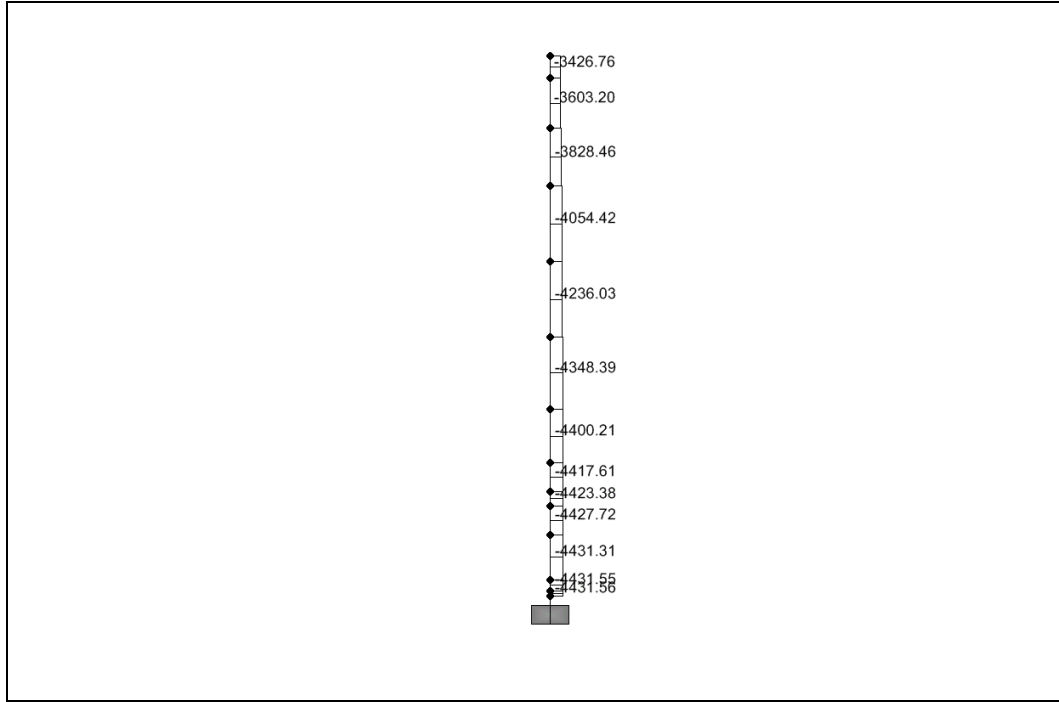
Bölüm 3’te kayma hesaplarında kullanmak için S2 deprem seviyesi kullanılmıştır. Bu seviyede enine ve boyuna hesaplar için P5, P6 akslarında oluşan kesme kuvvetleri aşağıda verilmiştir.



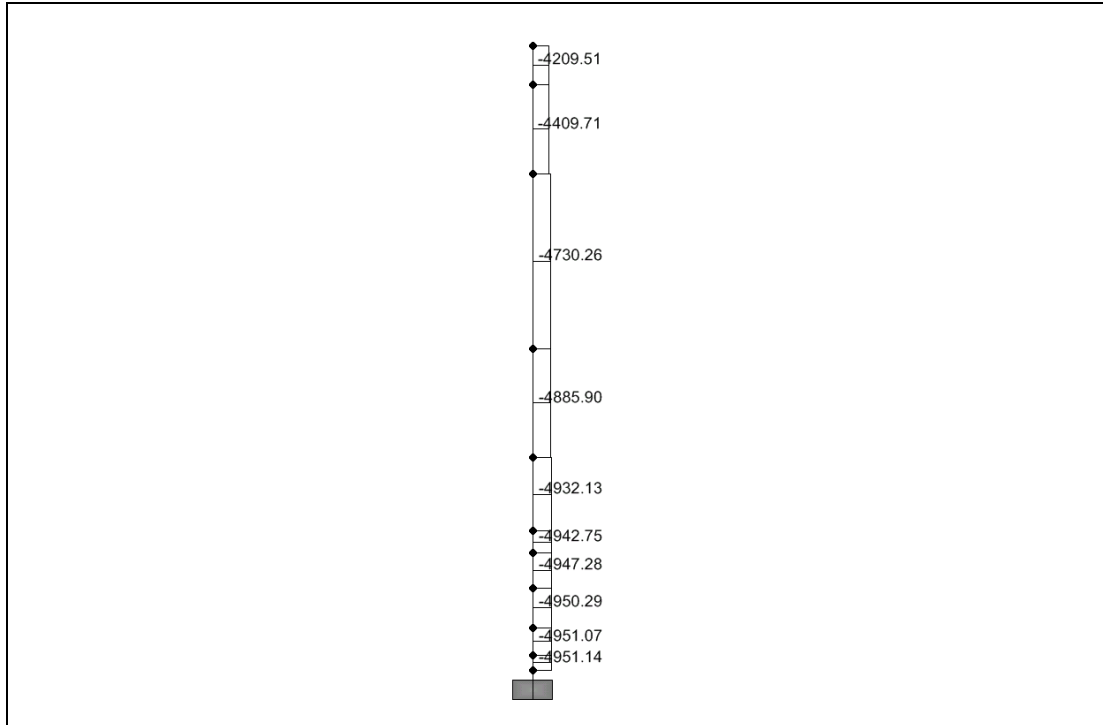
Şekil EK.C1. P5 aksı kolonu köprü boyuna yönde kesme kuvveti diyagramı



Şekil EK.C2. P6 aksı kolonu köprü boyuna yönde kesme kuvveti diyagramı



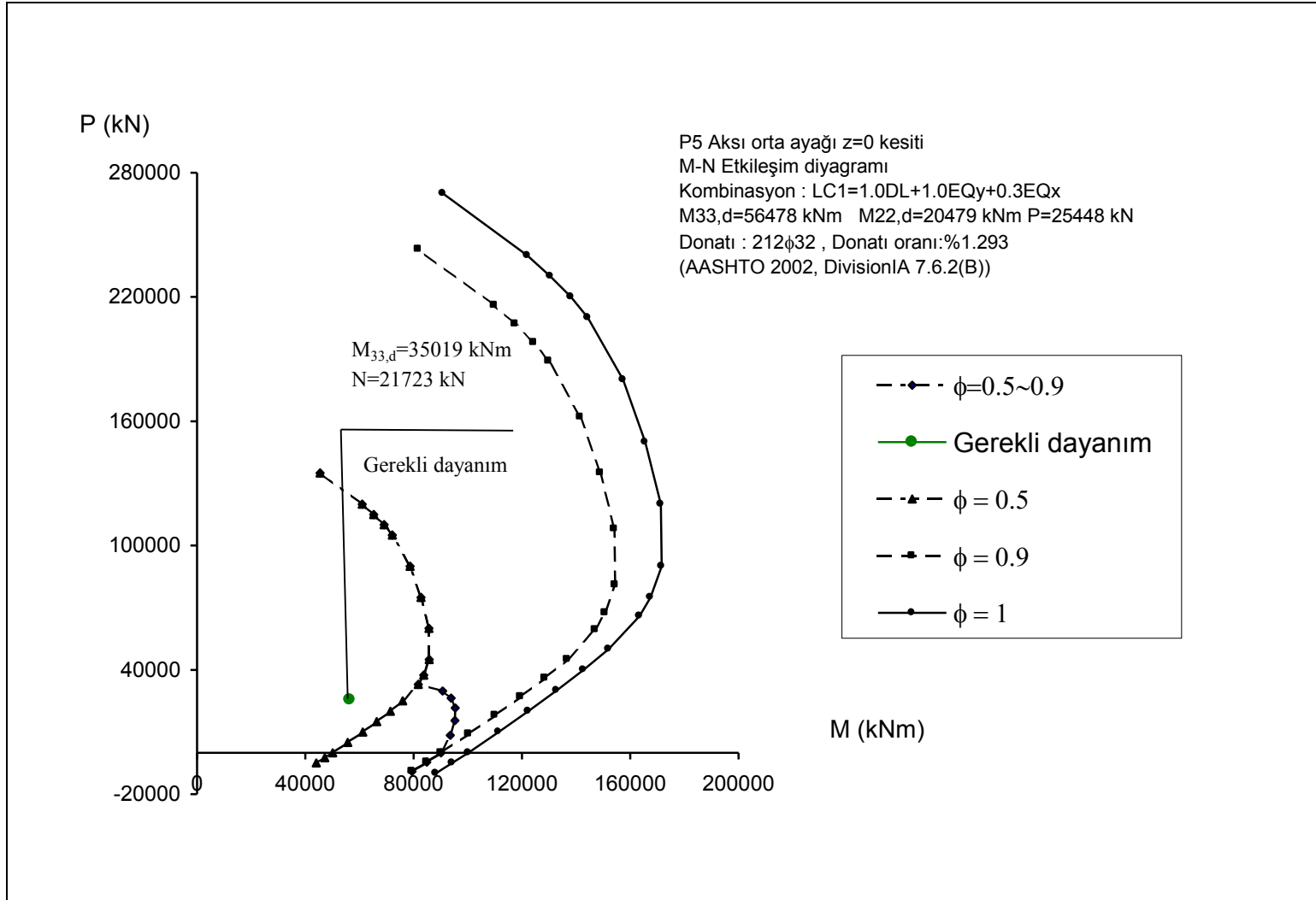
Şekil EK.C3. P5 aksı kolonu köprü enine yönde kesme kuvveti diyagramı



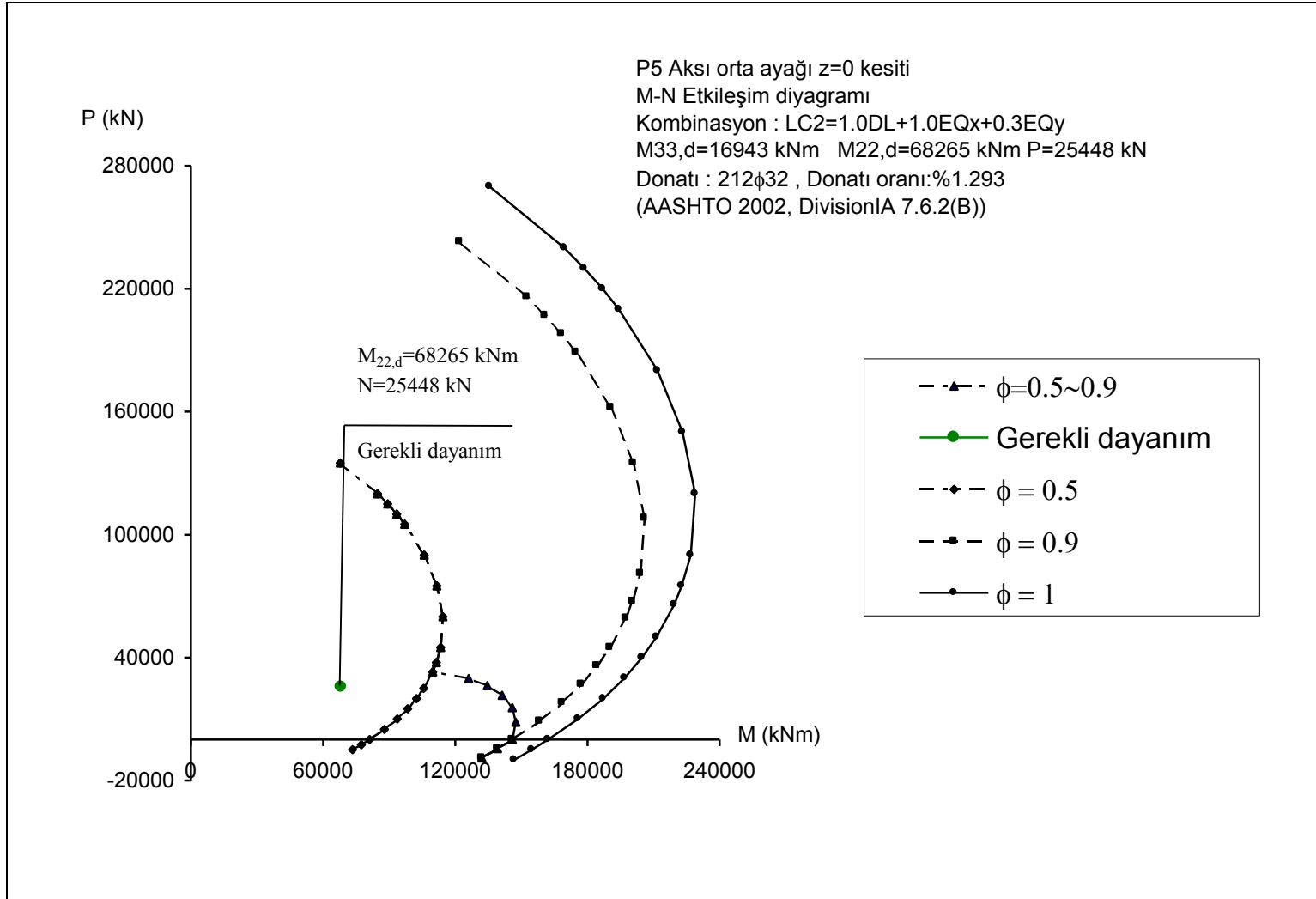
Şekil EK.C4. P6 aksı kolonu köprü enine yönde kesme kuvveti diyagramı

EK D.

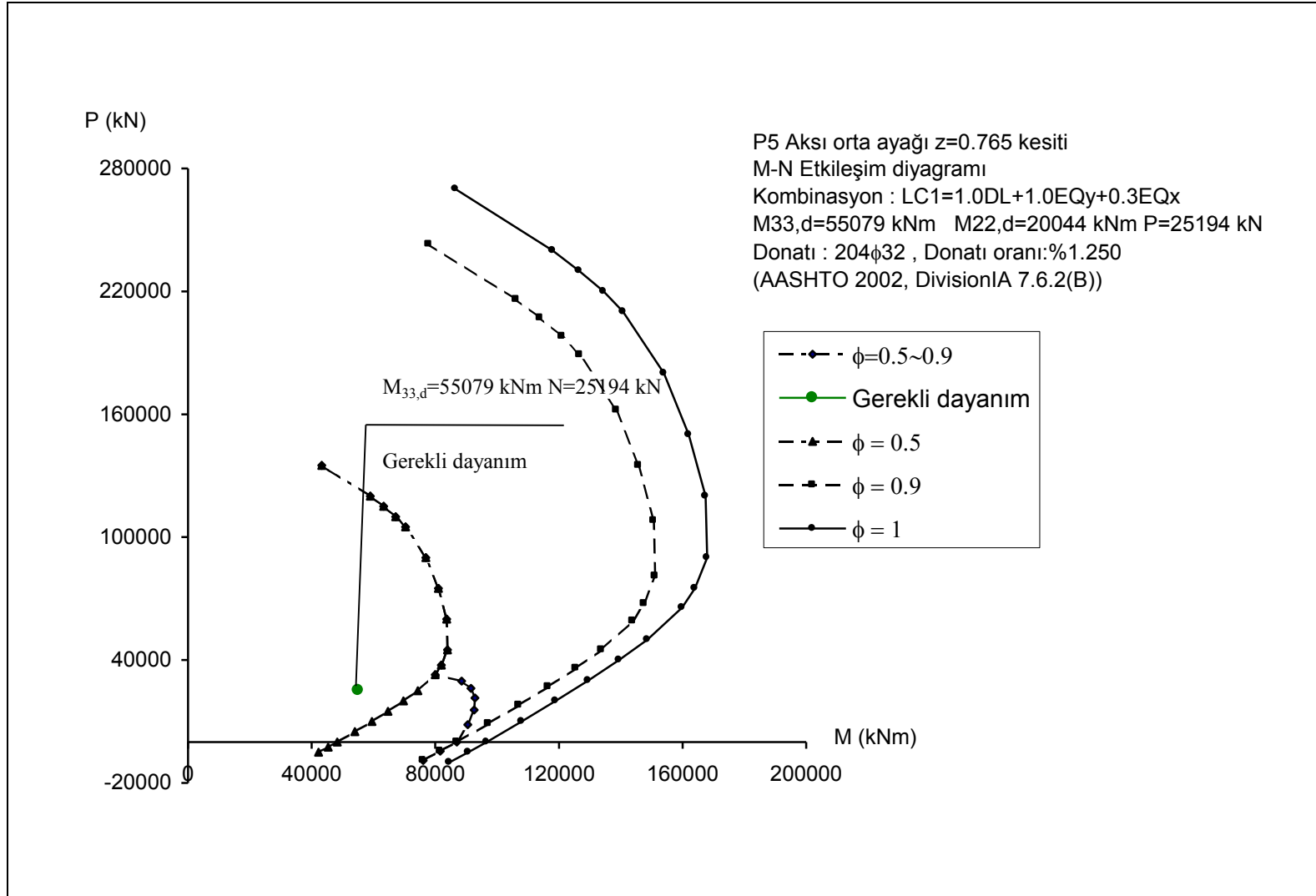
Ek D'de bölüm 2.9.1'de ve 2.9.2'de hesaplanan P5, P6 kolon kesit tesirlerinin (moment, normal kuvvet) eğik eğilme tahkiki için gerekli M-N etkileşim diyagramları verilmiştir. M-N etkileşim diyagramları çizilirken AASHTO Bölüm IA 7.6.2.(B) maddesine uyulmuştur.



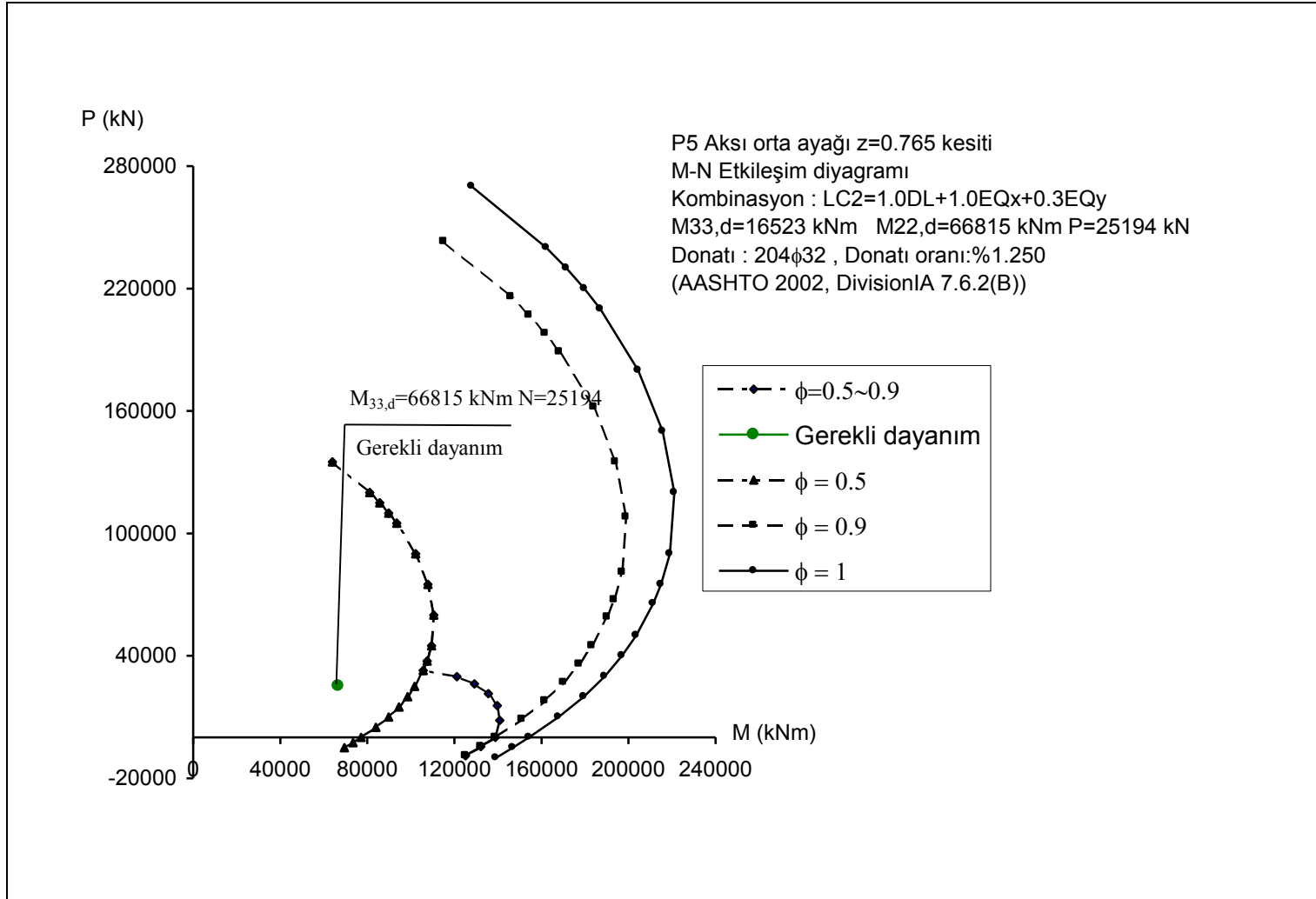
Şekil Ek.D1 P5 aksı z=0 kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı



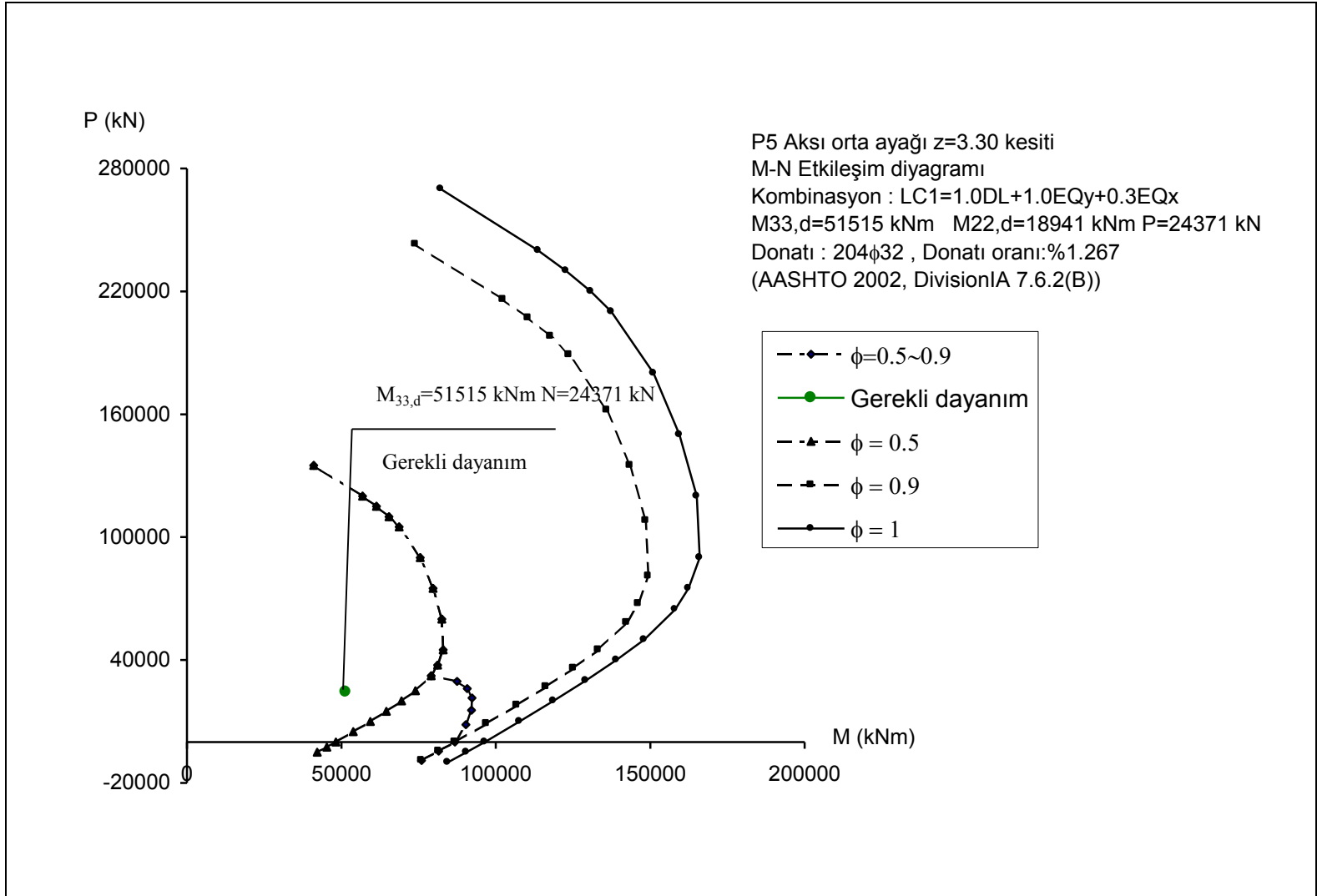
Şekil Ek.D2 P5 aksı z=0 kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı



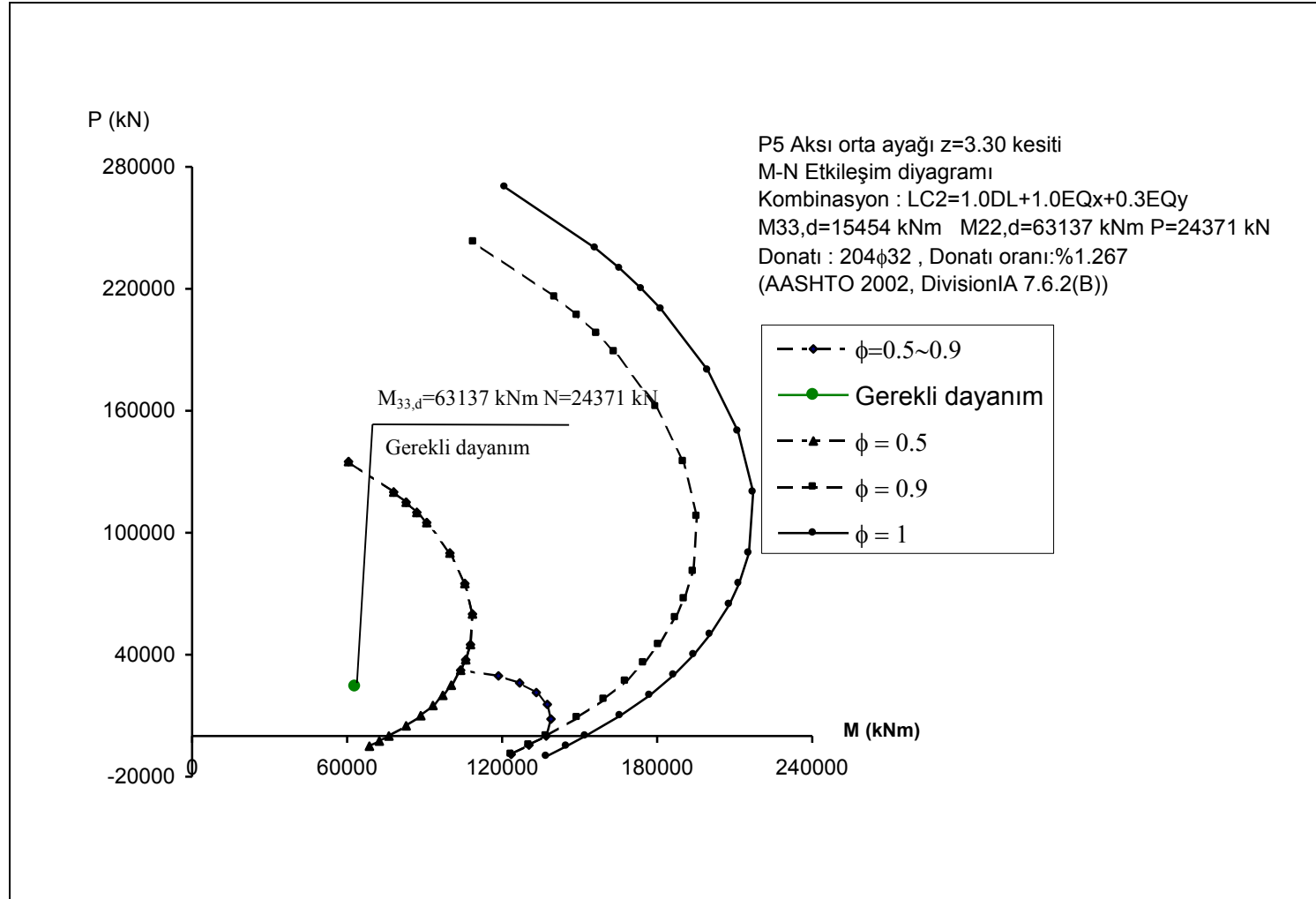
Şekil Ek.D3 P5 aksı z=0.765 kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı



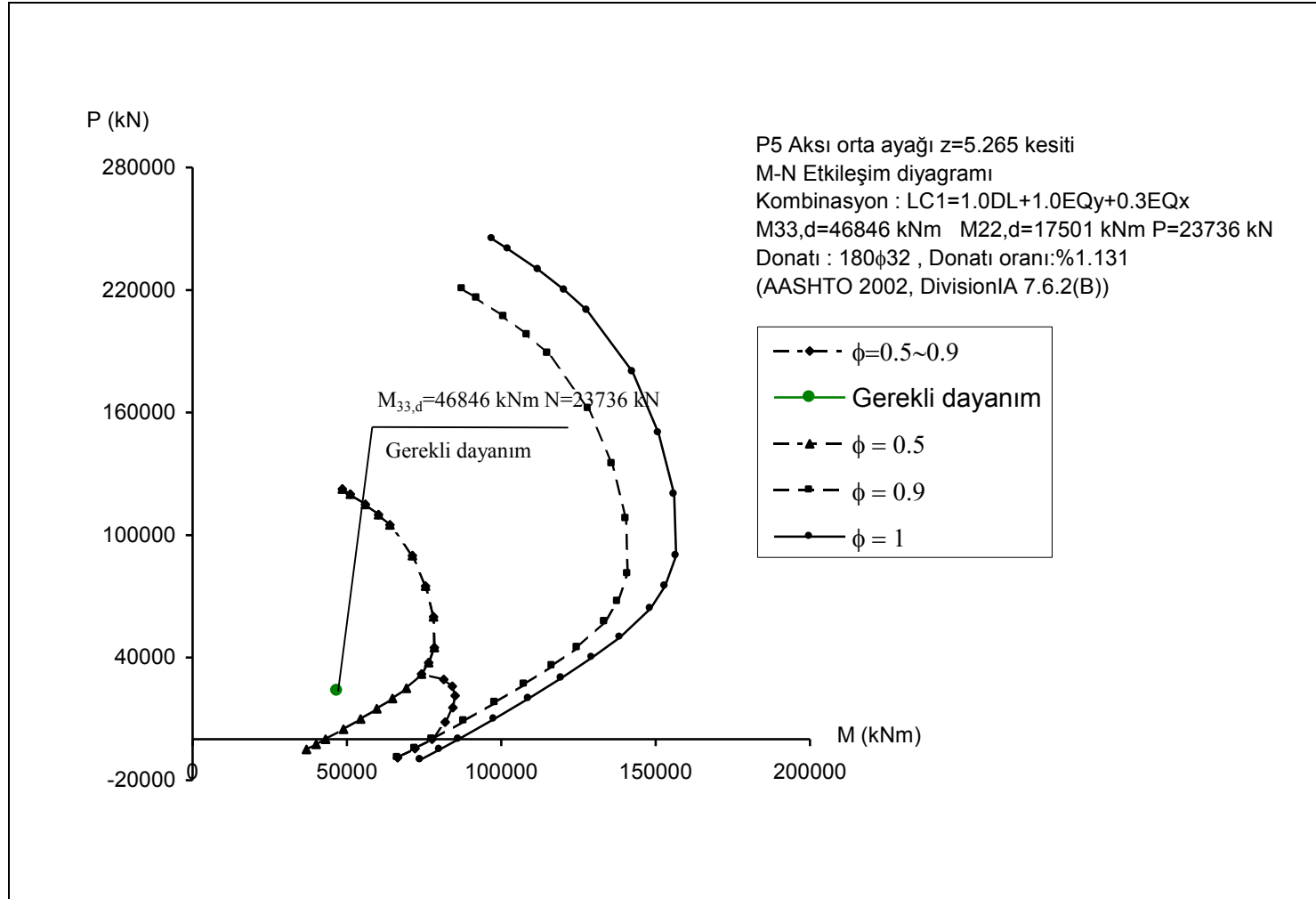
Şekil Ek.D4 P5 aksı z=0.765 kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı



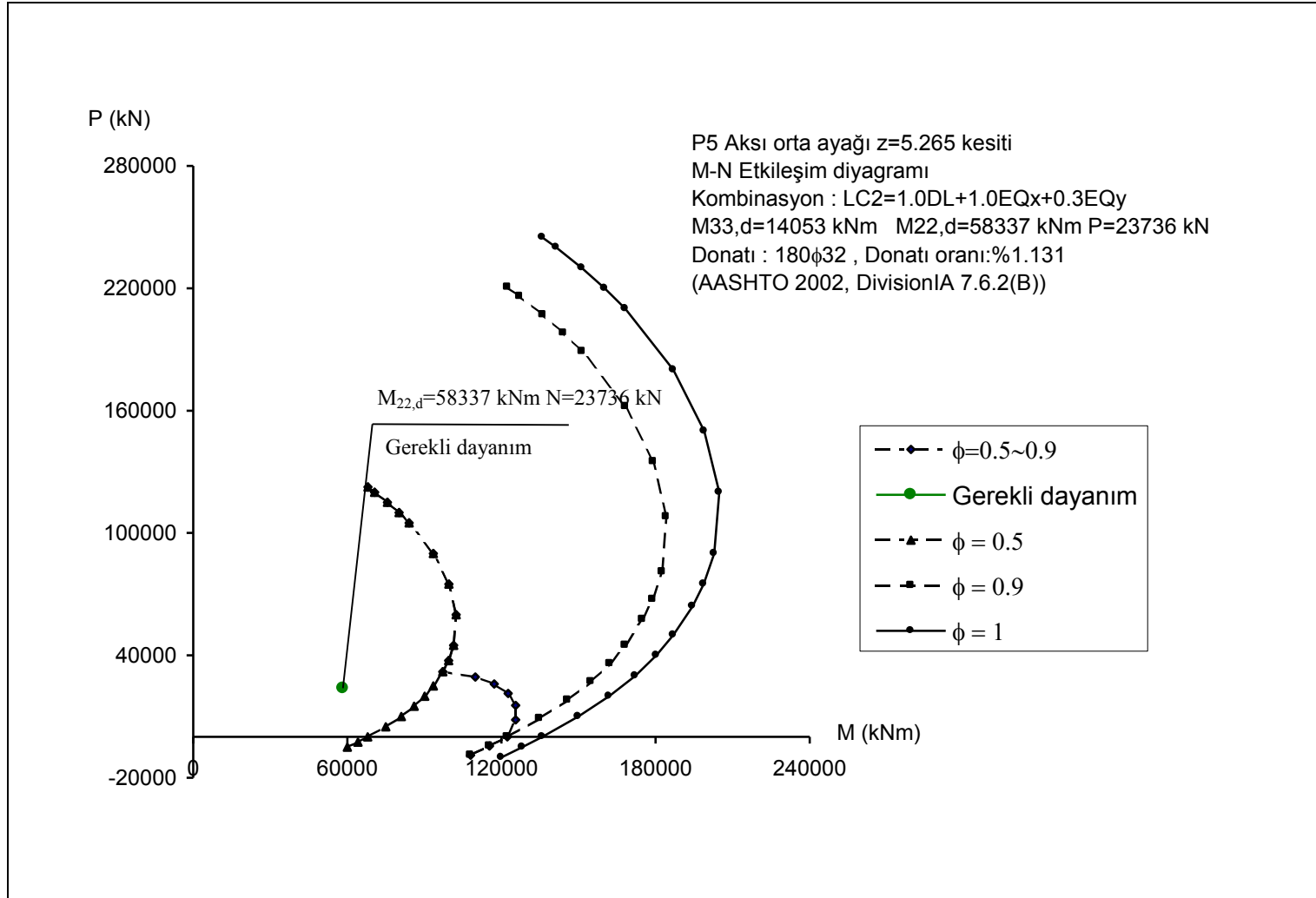
Şekil Ek.D5 P5 aksı z=3.30 kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı



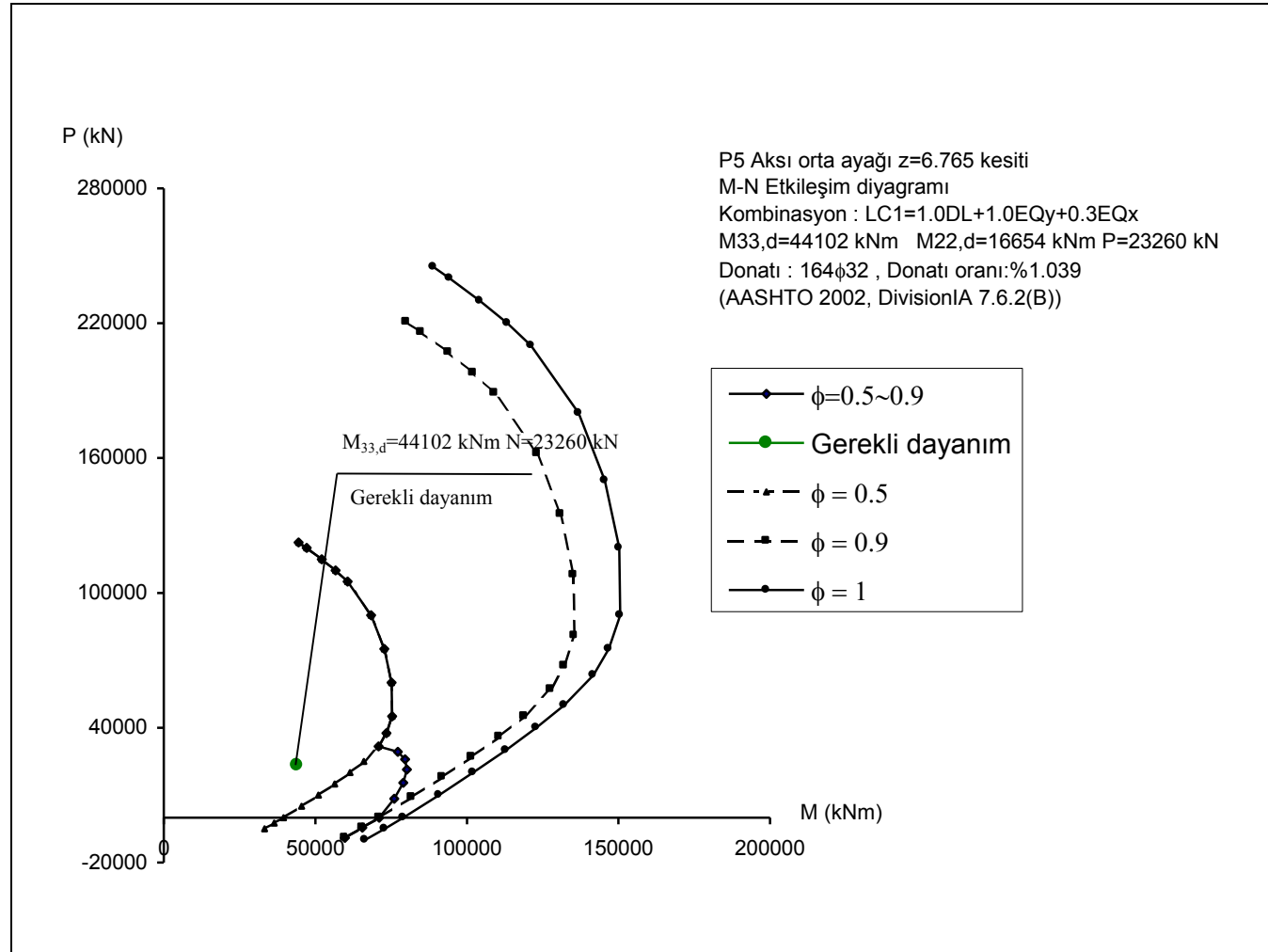
Şekil Ek.D6 P5 aksı z=3.30 kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı



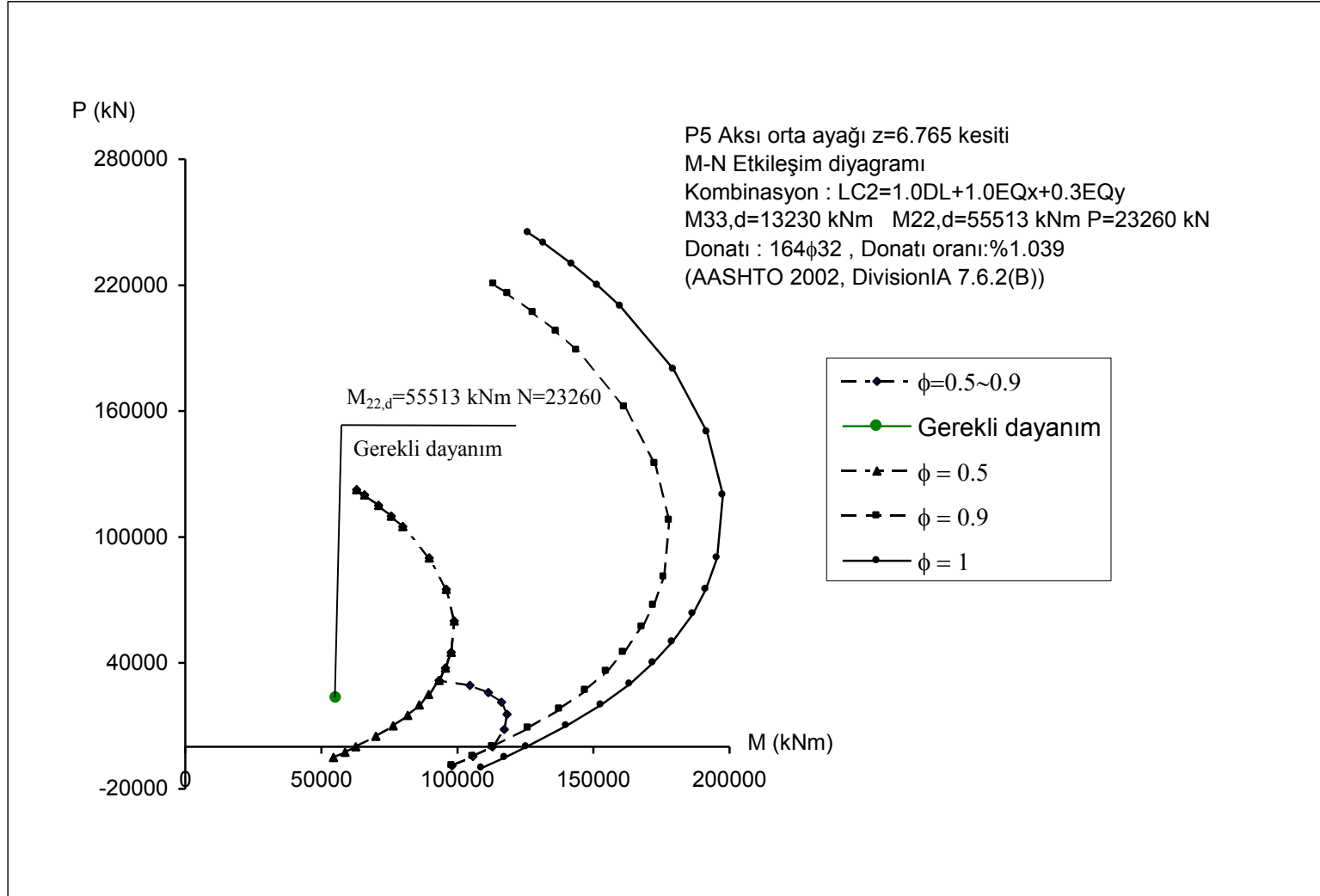
Şekil Ek.D7 P5 aksı z=5.265 kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı



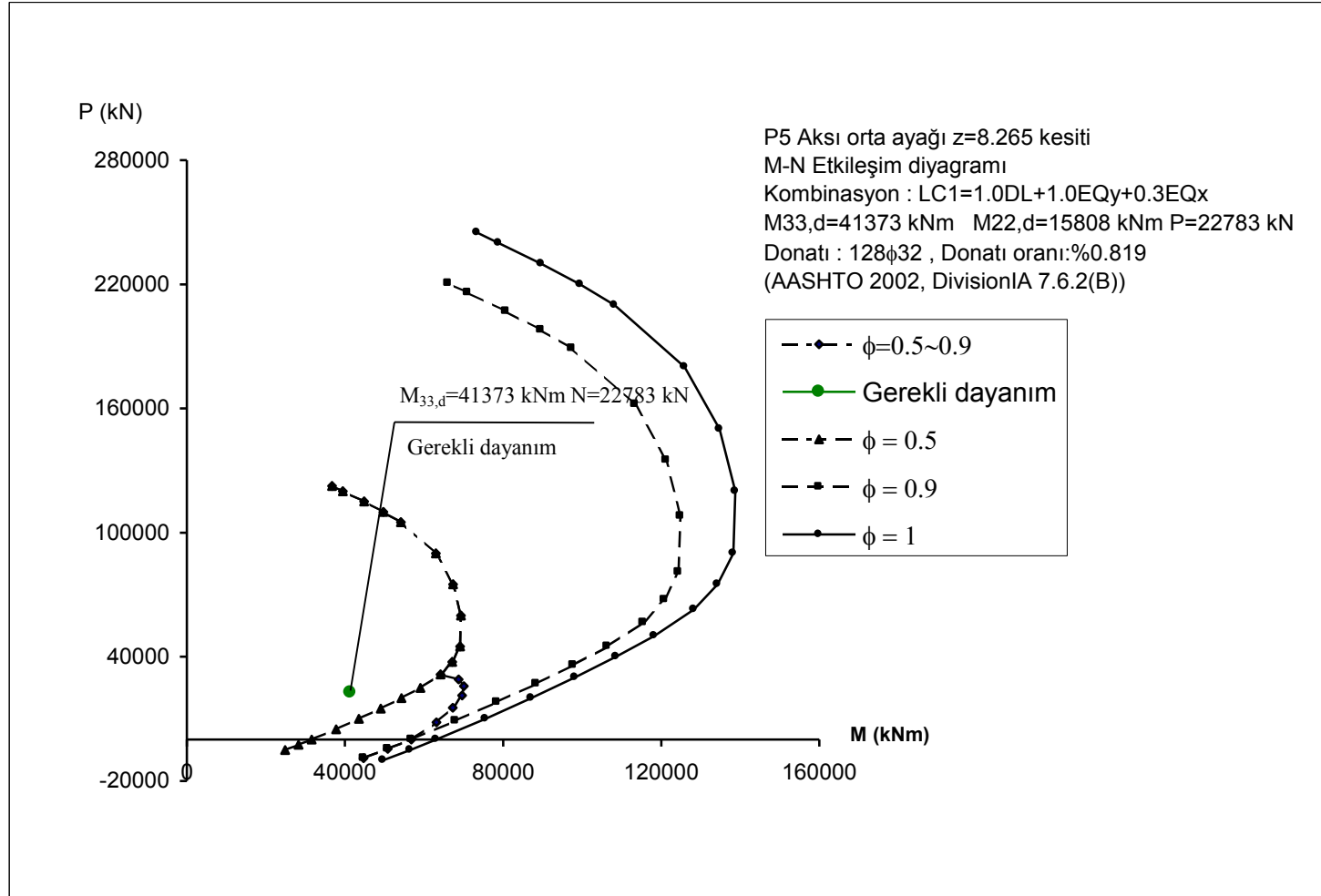
Şekil Ek.D8 P5 aksı z=5.265 kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı



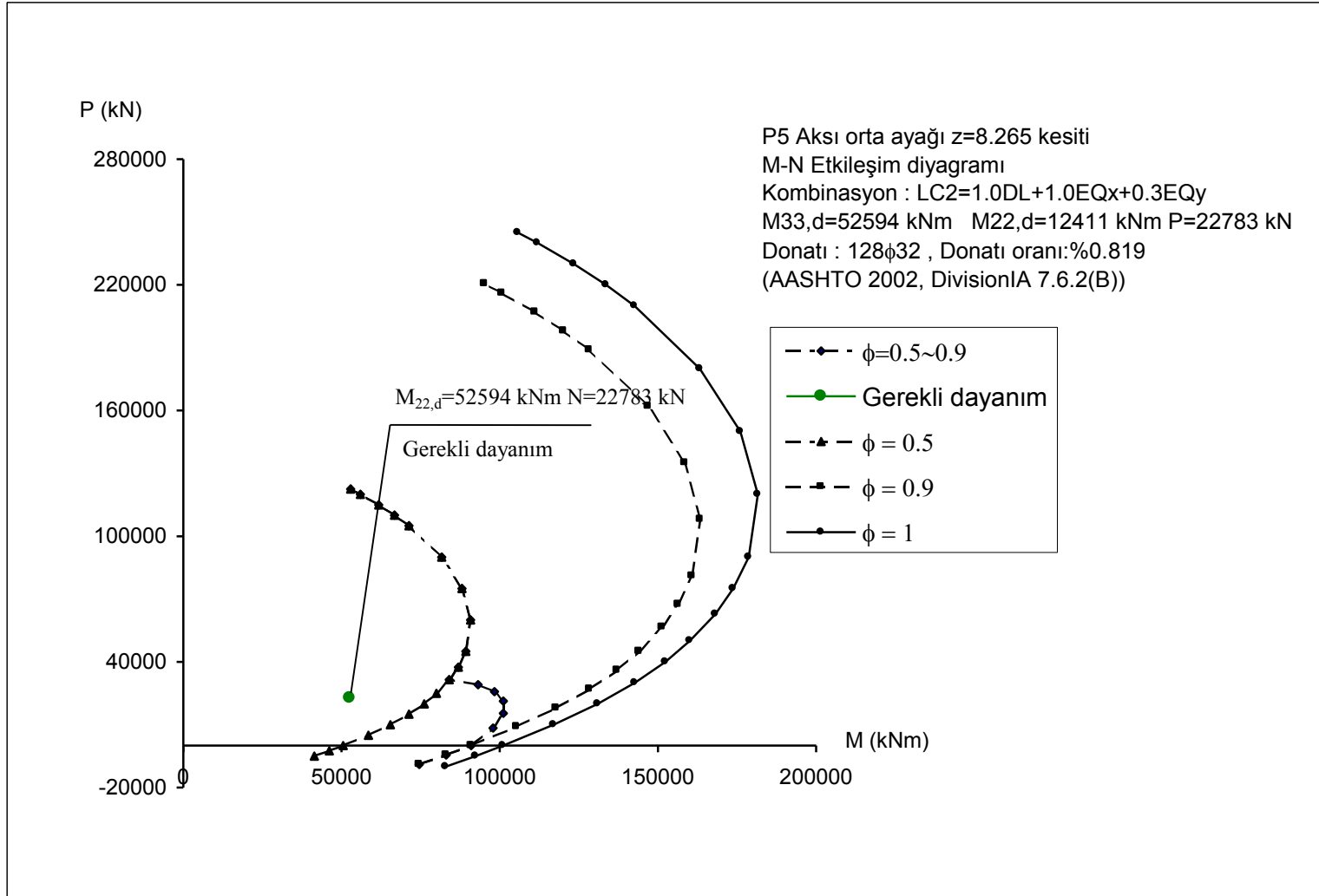
Şekil Ek.D9 P5 aksı z=6.765 kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı



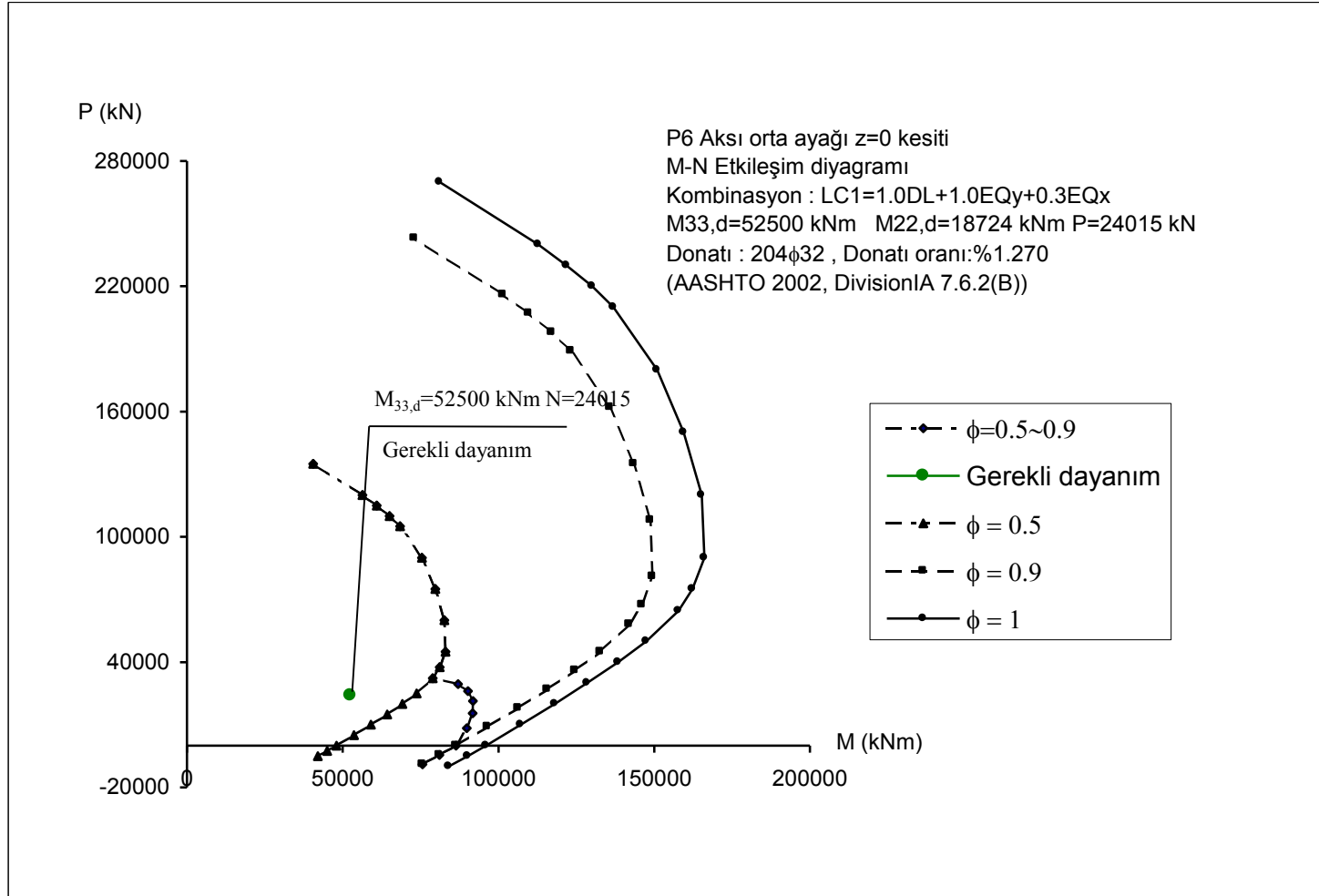
Şekil Ek.D10 P5 aksı z=6.765 kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı



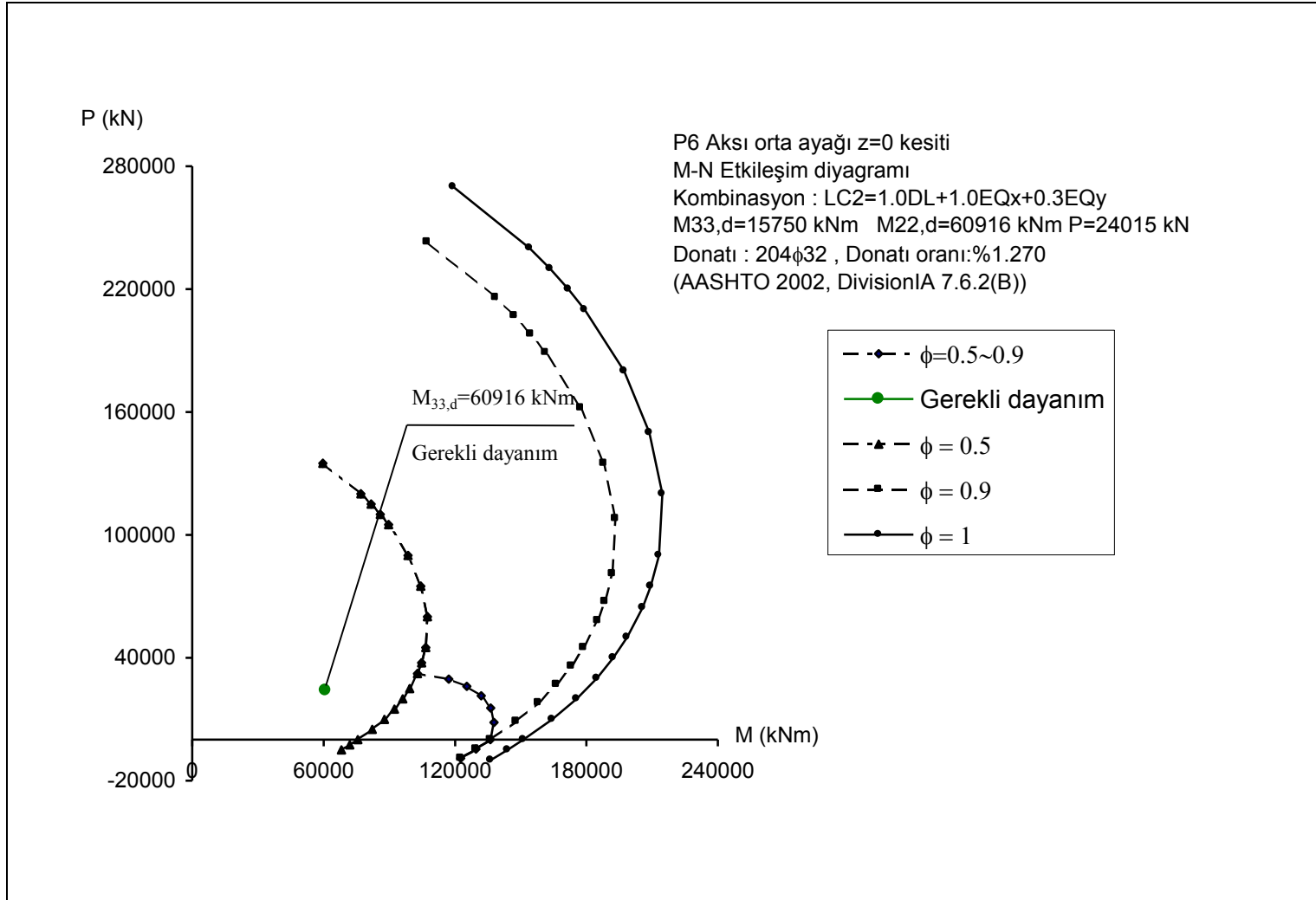
Şekil Ek.D11 P5 aksı z=8.265 kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı



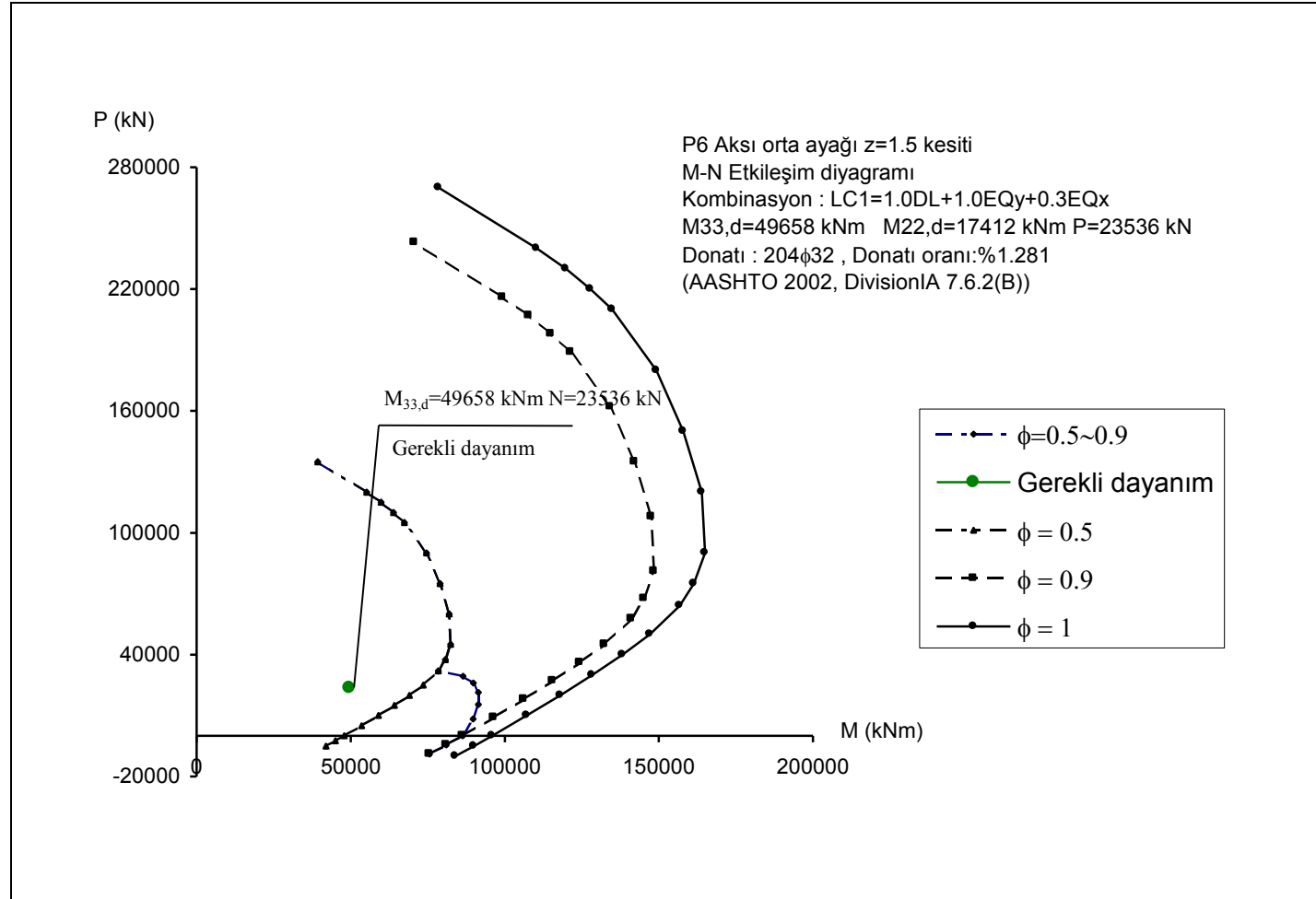
Şekil Ek.D12 P5 aksı z=8.265 kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı



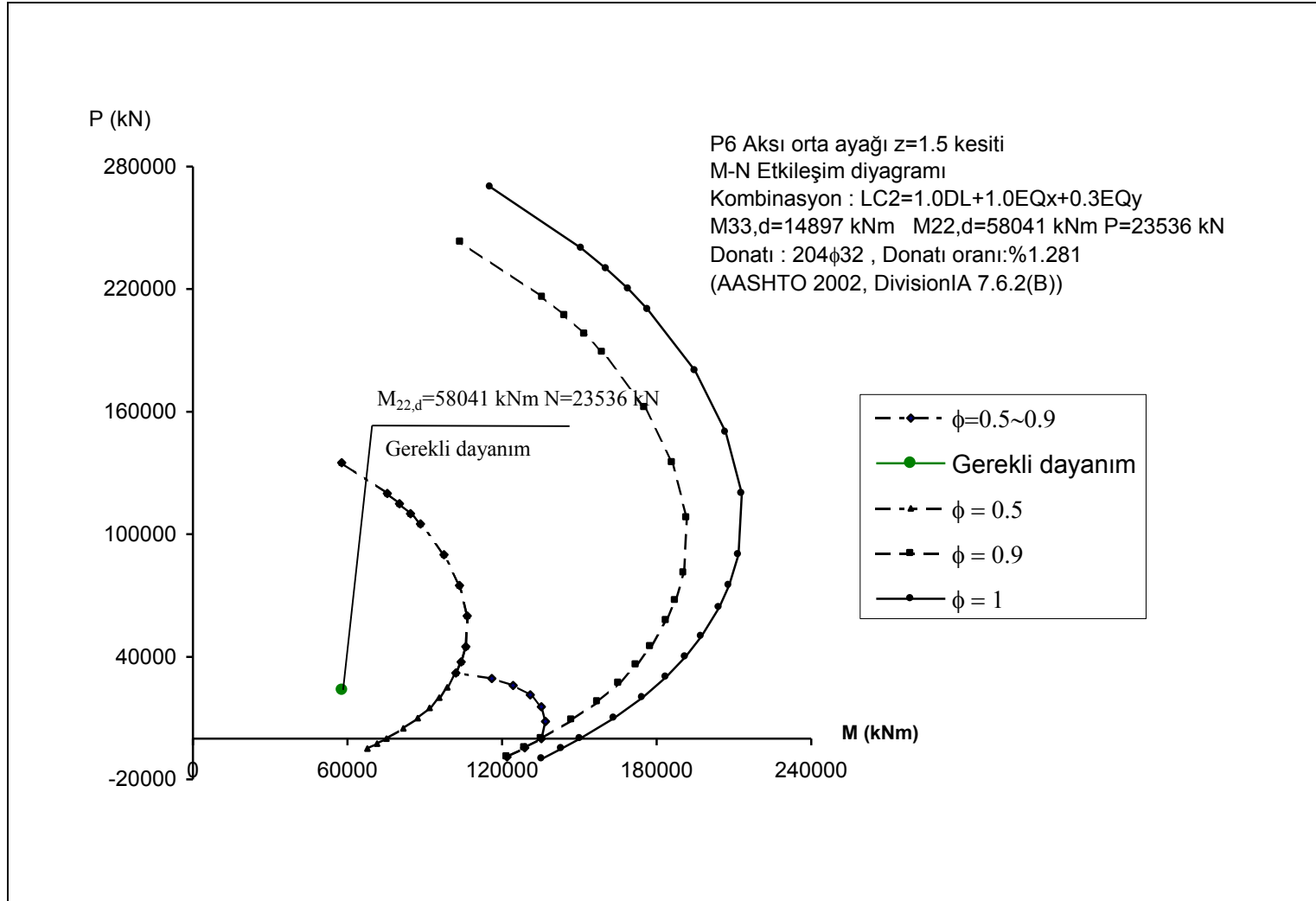
Şekil Ek.D13 P6 aksı z=0 kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı



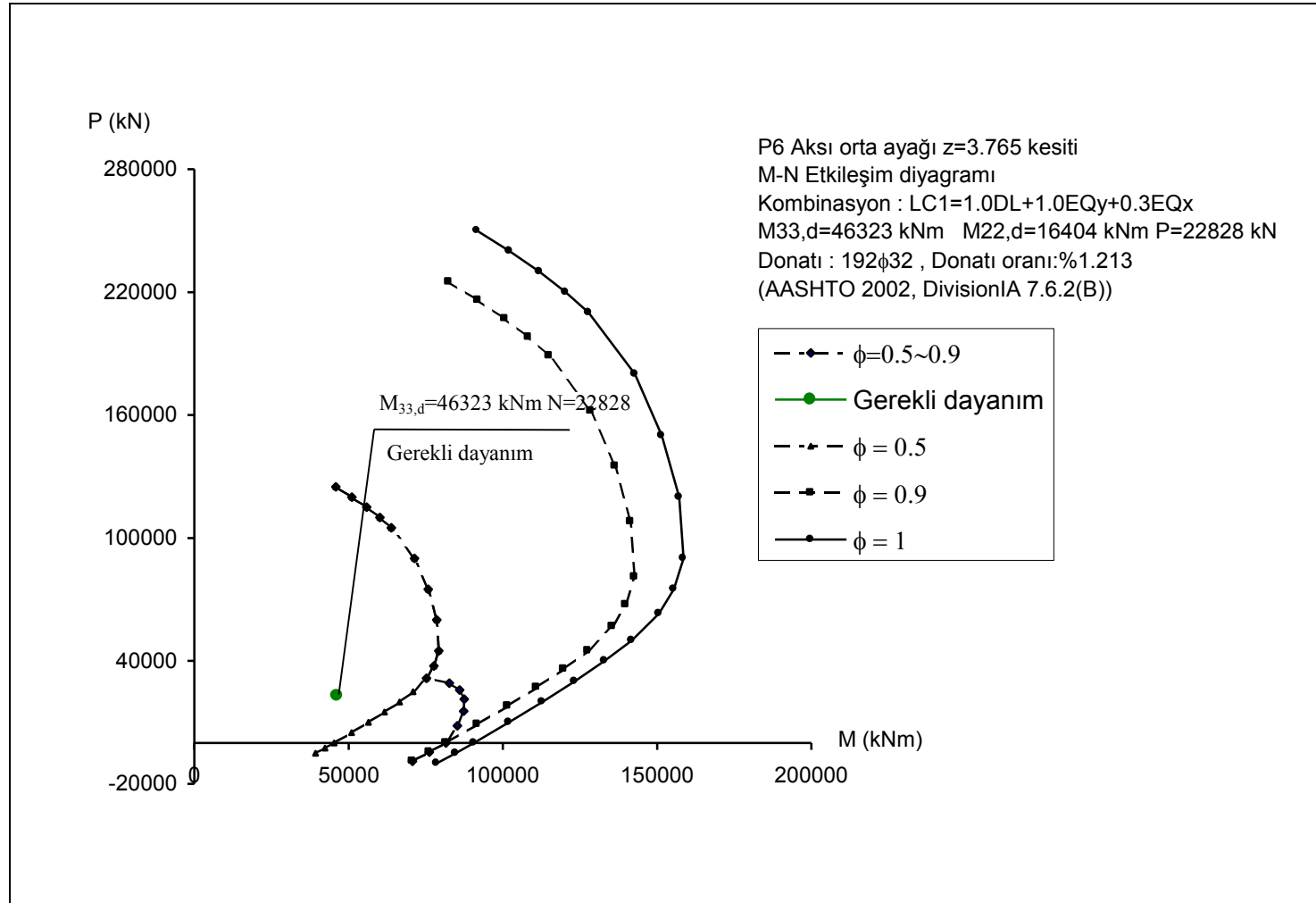
Şekil Ek.D14 P6 aksı z=0 kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı



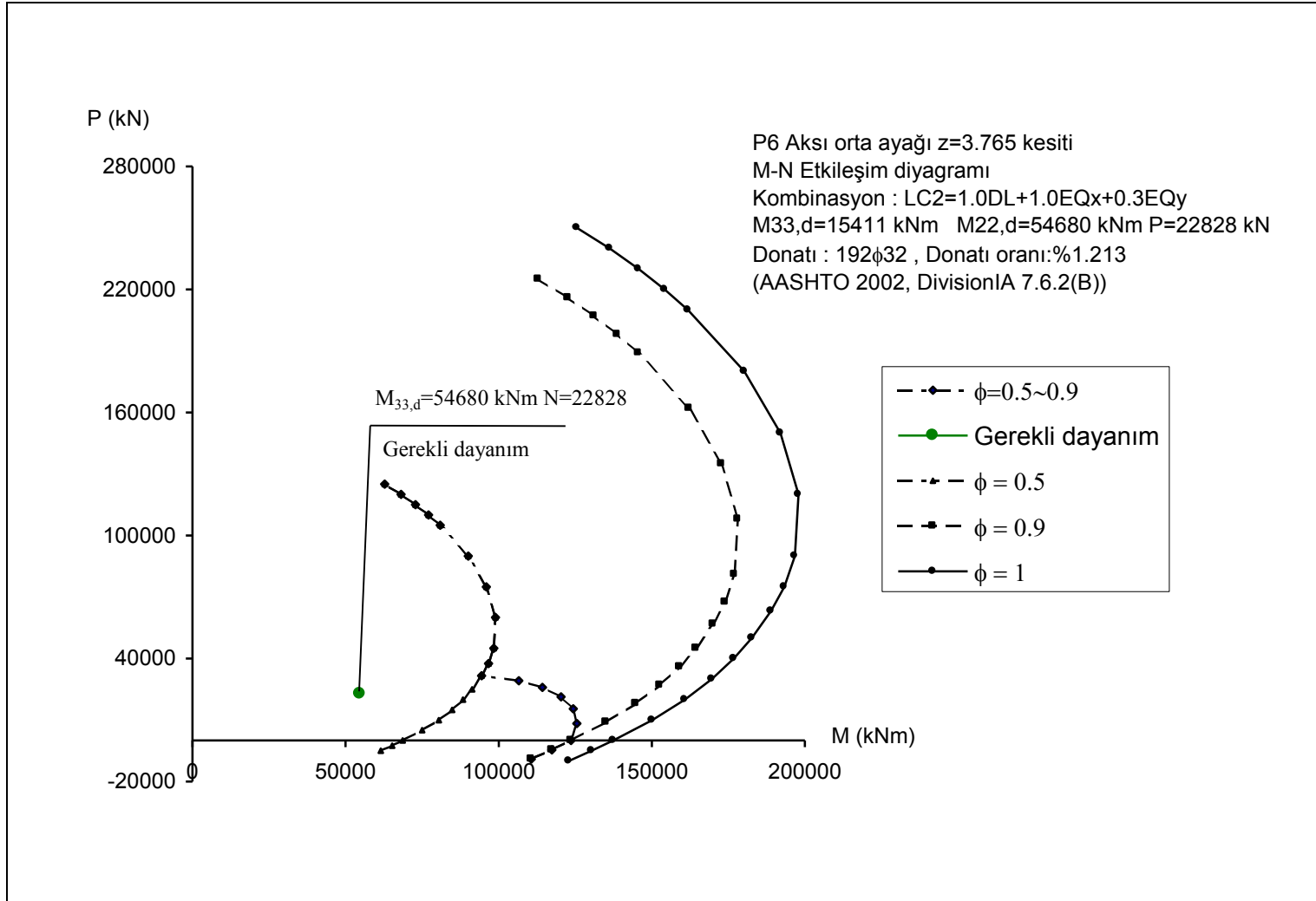
Şekil Ek.D15 P6 aksı z=1.5 kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı



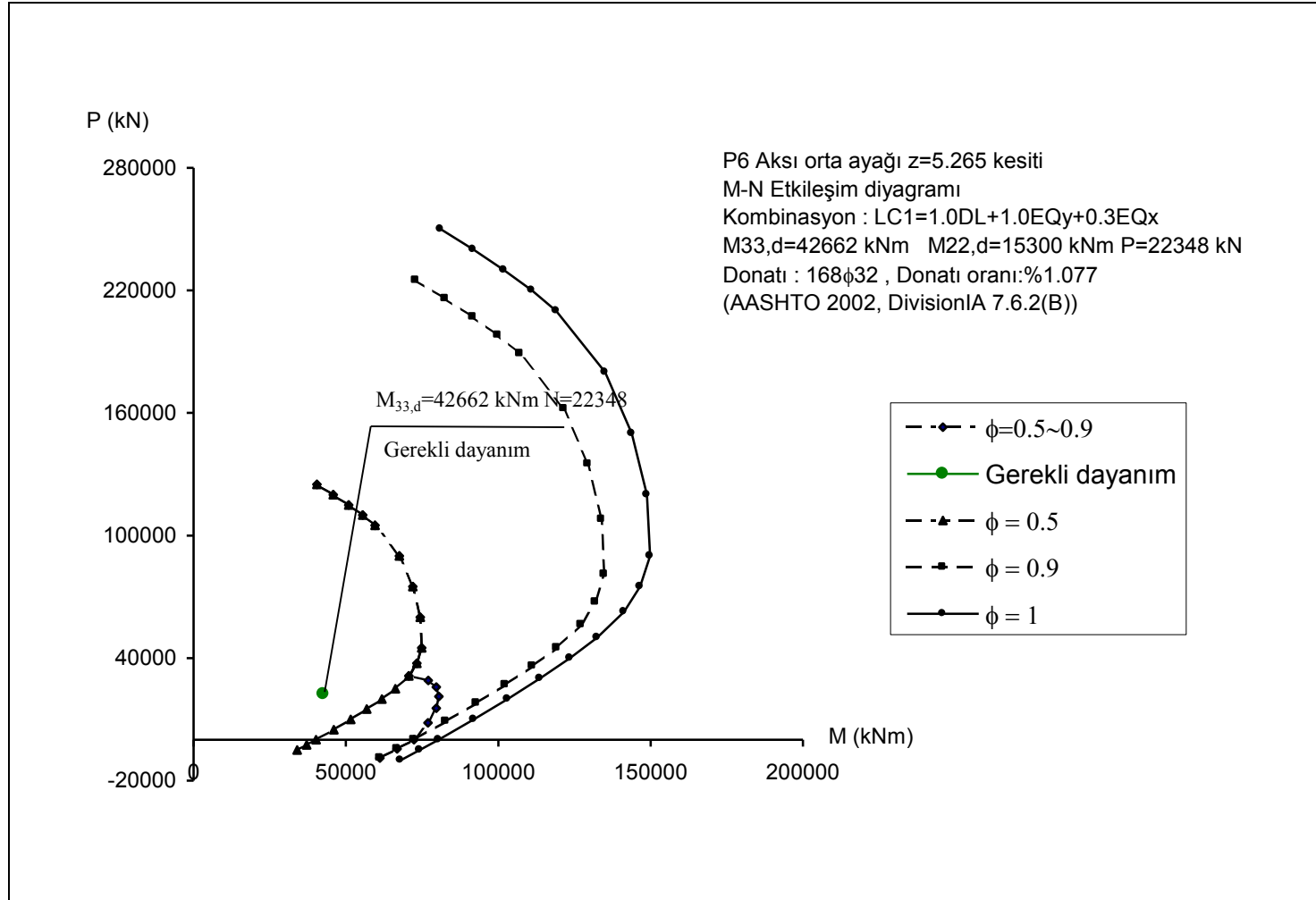
Şekil Ek.D16 P6 aksı z=1.5 kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı



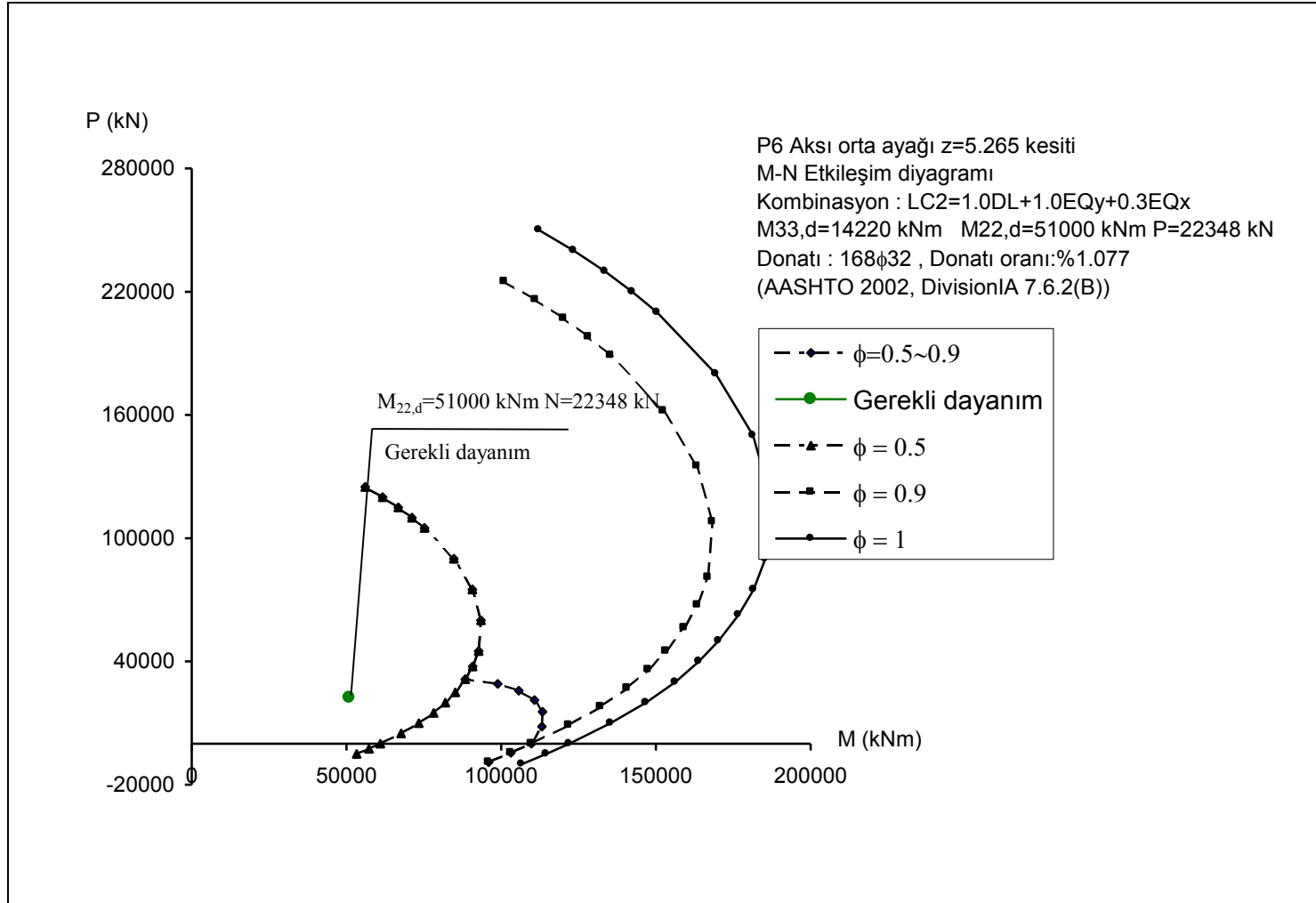
Şekil Ek.D17 P6 aksı $z=3.765$ kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı



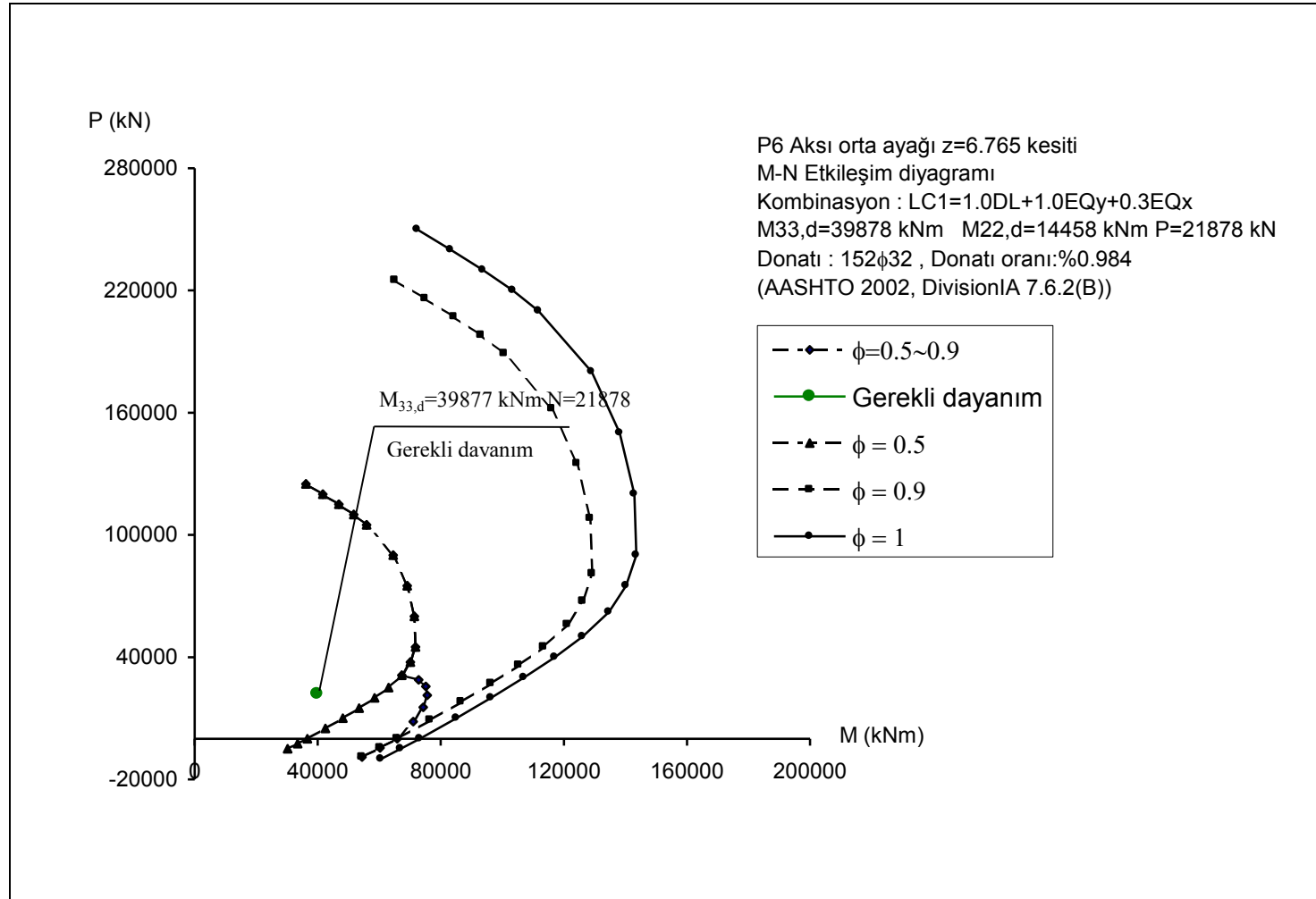
Şekil Ek.D18 P6 aksı z=3.765 kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı



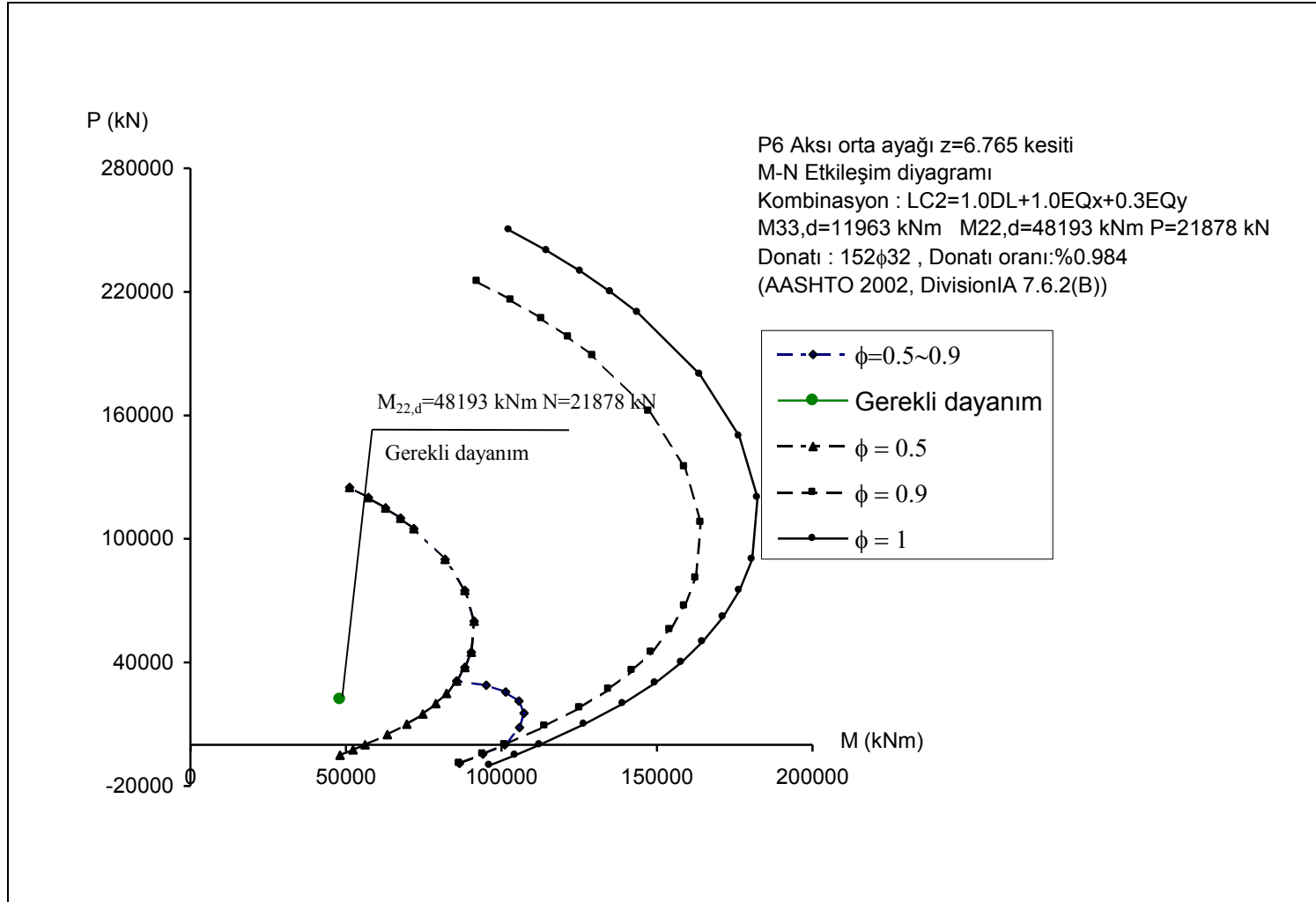
Şekil Ek.D19 P6 aksı z=5.265 kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı



Şekil Ek.D20 P6 aksı z=5.265 kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı



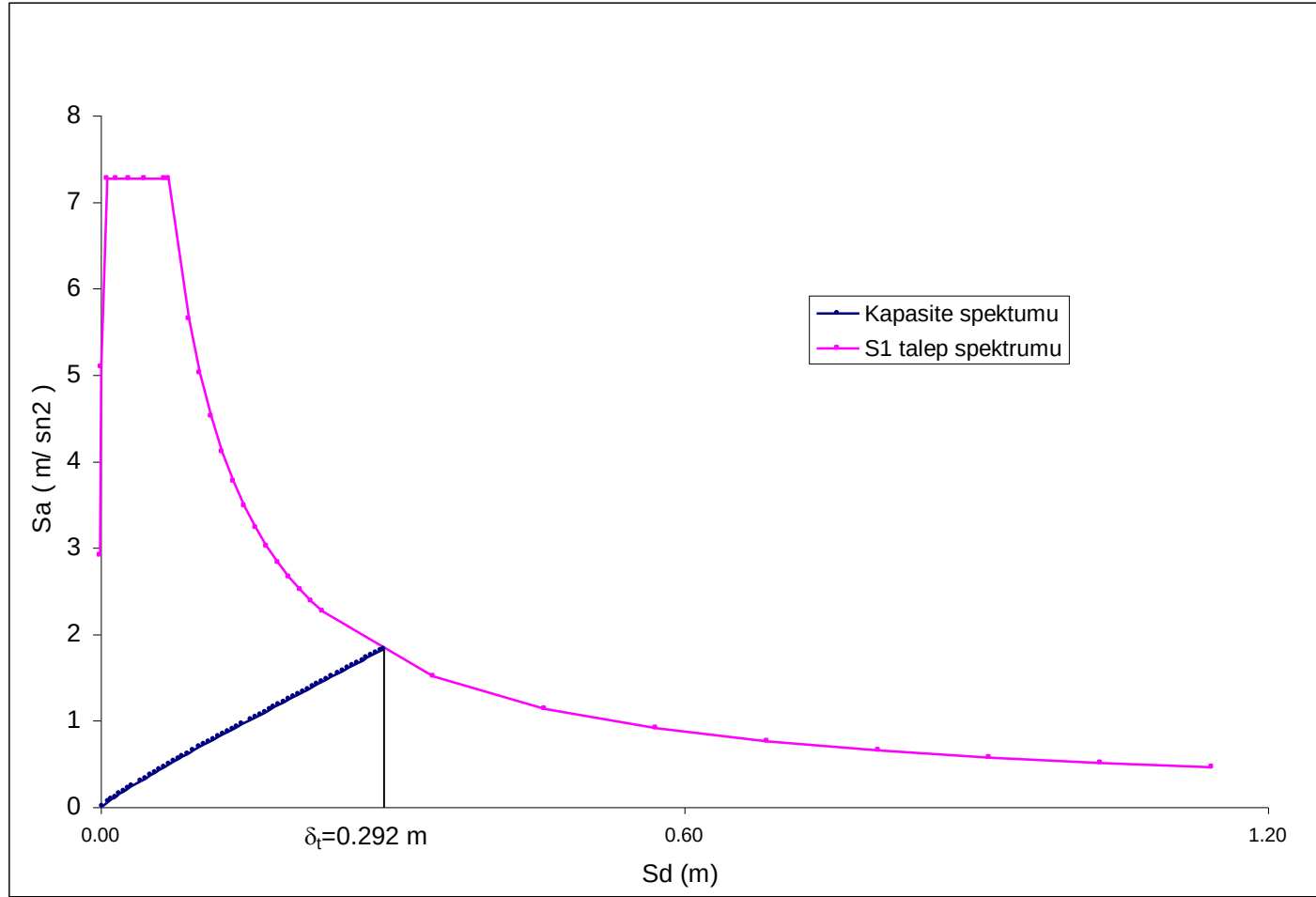
Şekil Ek.21 P6 aksı z=6.765 kesiti kombinasyon: LC1 M-N etkileşim diyagramı



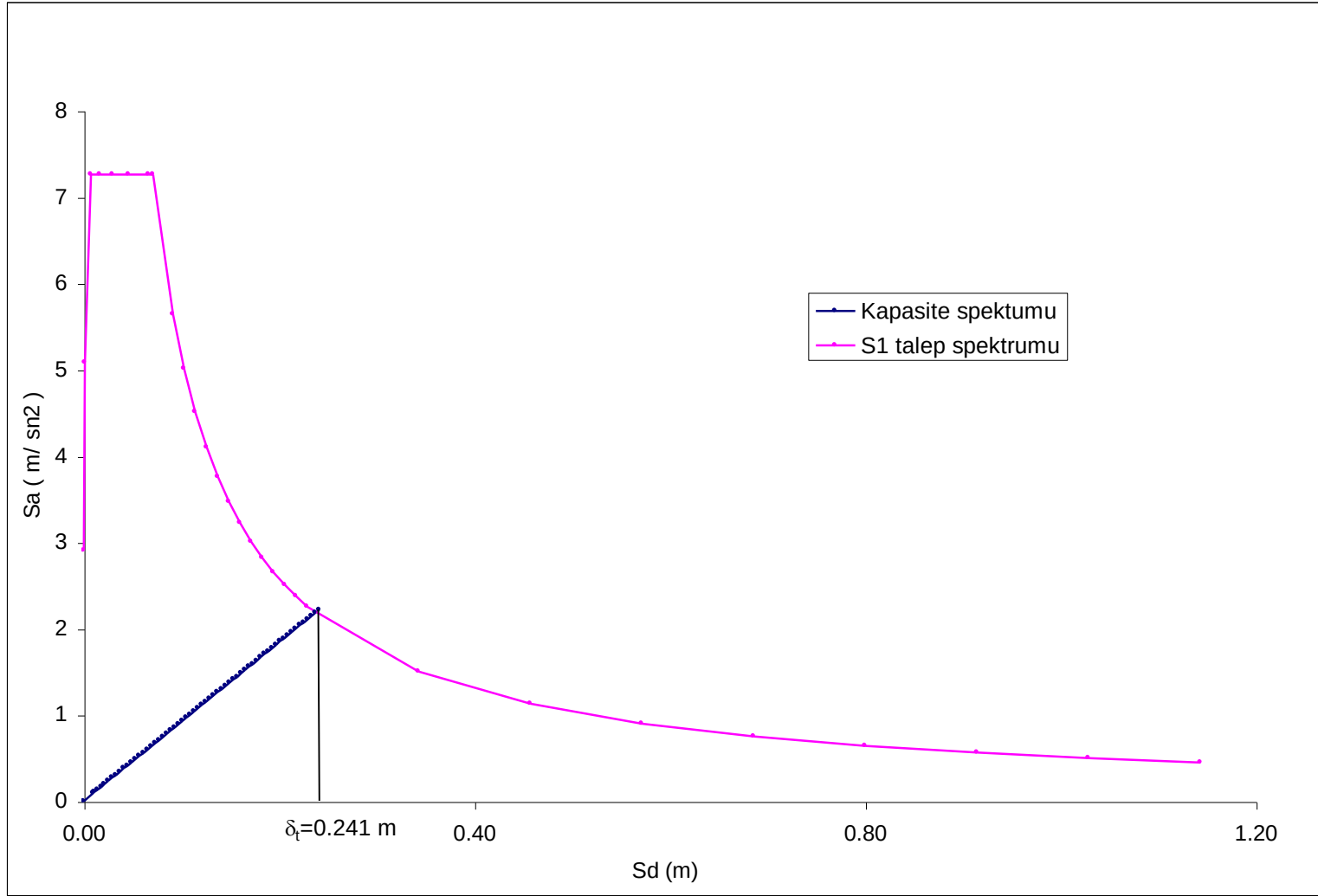
Şekil Ek.22 P6 aksı z=6.765 kesiti kombinasyon: LC2 M-N etkileşim diyagramı

EK E.

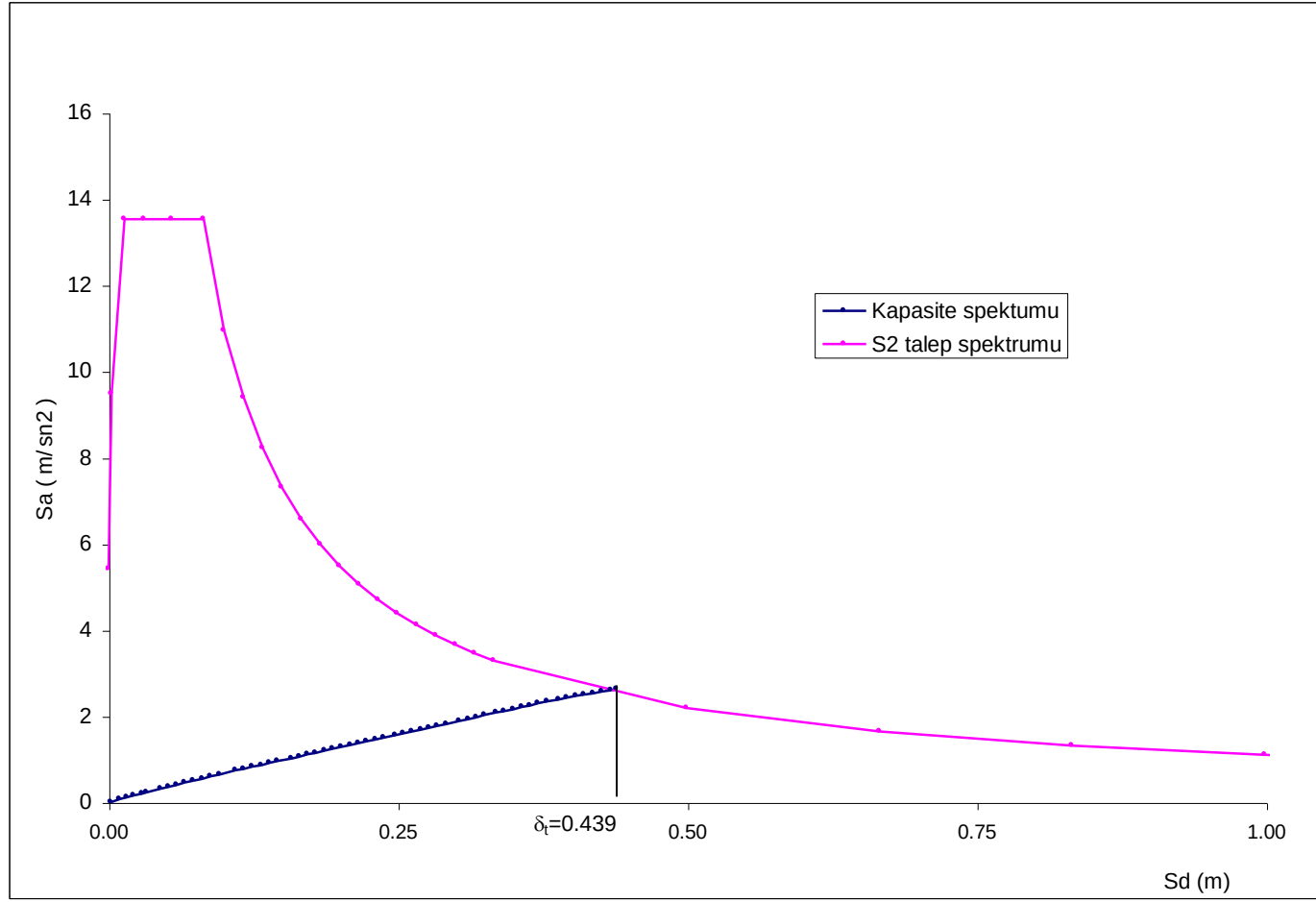
Ek E’de bölüm 3.6’da anlatılan talep-kapasite spektrumu kesiştirilmesi ve köprünün S1 (deterministik), S2 (Probabilistik) deprem seviyelerinde boyuna, enine yönde performans noktalarının bulunması için gereken diyagramlar verilmiştir.



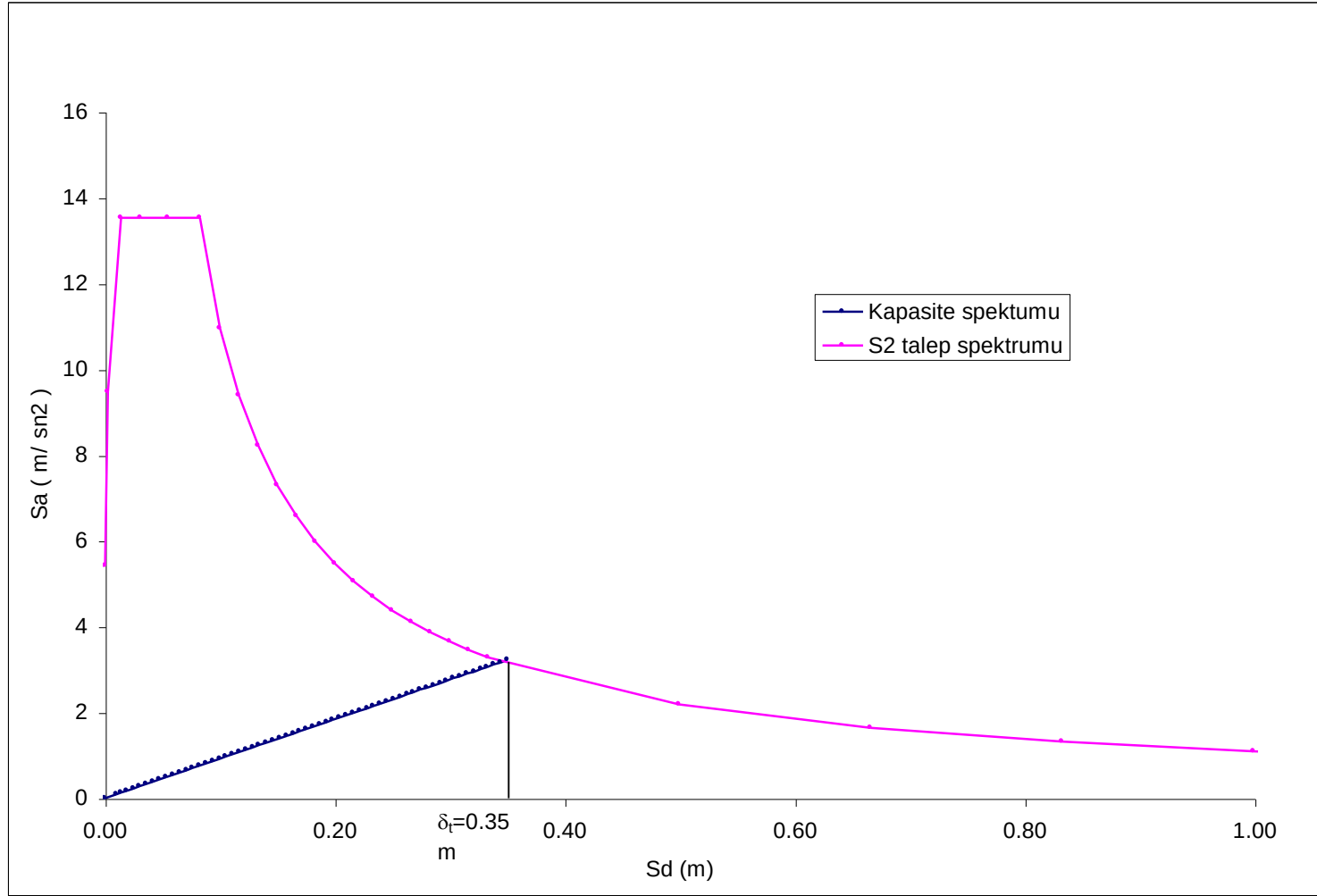
Şekil Ek.E1 Köprü boyuna yönde hesap için S1 talep-kapasite spektrumları.



Şekil Ek.E2 Köprü enine yönde hesap için S1 talep-kapasite spektrumları



Şekil Ek.E3 Köprü boyuna yönde hesap için S2 talep-kapasite spektrumları.



Şekil Ek.E4 Köprü enine yönde hesap için S2 talep-kapasite spektrumları

EK F.

Ek D bölümün de Karayolları Genel Müdürlüğü 17. Bölge Müdürlüğü Köprü Başmühendisliğinden alınan Mahmutbey Viyadüğünden seçilen önemli paftaların A3 boyutundaki çizimleri verilmiştir. Bu çizimlerde kolon donatısı olarak hesap açıklamaları bölümlerinde örnek olarak verilen ve en yüksek ayak P5 aksı seçilmiştir.

ÖZGEÇMİŞ

Adı Soyadı : Serhat YALÇIN

Doğum tarihi: 22 Aralık 1973

Doğum yeri: İstanbul

Eğitim :

Arnavutköy İlkokulu

Behçet Kemal Çağlar Lisesi (Ortaokul)

Maçka Endüstri Meslek Lisesi

İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği

Mesleki kuruluşlara üyelikler: İnşaat Mühendisleri Odası

Yabancı dil: İngilizce

İstihdam Kayıtları:

1997-2003: Emay Uluslararası Mühendislik Müşavirlik ve Ticaret Ltd.Şti.,
Köprü Viyadük Grubu Yöneticiliği

1996-1997: Korkmaz Yiğit İnşaat, Uus Platin Konutları Şantiyesi, Saha
Mühendisliği.

1995: Emek İnşaat, Erdek-Bandırma Karayolu İnşaatı, Staj