

**KOCAELİ ÜNİVERSİTESİ \*FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**HATİPDERE VİYADÜĞÜNÜN SİSMİK PERFORMANSININ  
YAKIN FAY ETKİSİNDE ANALİZİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**İnş. Müh. İbrahim YILMAZ**

**Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği**

**Danışman: Doç. Dr. Kemal BEYEN**

**KOCAELİ, 2009**

KOCAELİ ÜNİVERSİTESİ \* FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

HATİPDERE VİYADÜĞÜNÜN SİSMİK PERFORMANSININ  
YAKIN FAY ETKİSİNDE ANALİZİ

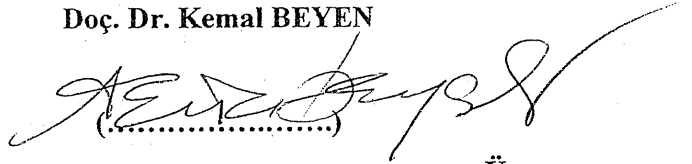
YÜKSEK LİSANS TEZİ  
İnş. Müh. İbrahim YILMAZ

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih: 19 Haziran 2009

Tezin Savunulduğu Tarih: 28 Eylül 2009

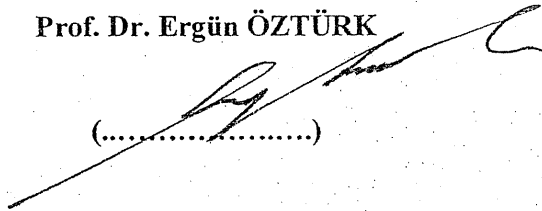
Tez Danışmanı

Doç. Dr. Kemal BEYEN



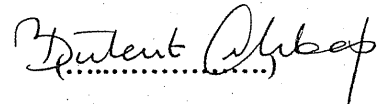
Üye

Prof. Dr. Ergün ÖZTÜRK



Üye

Doç. Dr. Bülent AKBAŞ



KOCAELİ, 2009

## **ÖNSÖZ ve TEŞEKKÜR**

Bu çalışmada Hatıpdere Viyadüğünün yakın fay etkisinde sismik performansı incelenmiştir. Dünyada yapılan viyadük ve köprü çalışmaları incelenmiş ve yakın fay etkisindeki depremlerin karakteristikleri ve yapıda oluşturduğu tepkiler araştırılmıştır. Geçmiş depremlerin viyadüklerde oluşturduğu hasarlar incelenmiş, yakın fay etkisinde meydana gelen hasar tipleri araştırılmıştır. Çalışmada Viyadük Taşıyıcı Sisteminin Dinamik Analizleri üzerinde durulmuştur. Taşıyıcı Sistemin Modal, Spektral ve Zaman Tanım Alınındaki Analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Ayrıca olmuş depremler ile şartname spektrumları karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırma bize şartname spektrumlarının mevcut ve olası depremlere göre yeterli olup olmadığını göstermiş ve daha önceki şartnamelere göre yapılan viyadüğün taşıyıcı kesitlerinin şimdi kullanılan şartnamelere göre yeterli olup olmadığını ortaya koymuştur. Ayrıca viyadükte ne tür bir hasar beklenebileceği araştırılmış, alınmış veya alınması gereken önlemler ortaya konulmuştur. Çalışmada bana maddi manevi desteklerini esirgemeyen tez danışmanı hocam Doç. Dr. Kemal Beyen'e, maddi manevi desteklerini her zaman yanımda hissettiğim aileme ve bölümdeki arkadaşlarıma teşekkürü bir borç bilirim.

## İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ .....	i
İÇİNDEKİLER .....	ii
ŞEKİLLER DİZİNİ .....	iv
TABLolar DİZİNİ .....	vii
SİMGELER DİZİNİ .....	viii
ÖZET .....	ix
İNGİLİZCE ÖZET .....	x
1.GİRİŞ .....	1
1.1. Bu Çalışmanın Kapsamı .....	1
1.2. Ulaşım ve Ulaşım Yapıları .....	1
1.3. Ulaşım ve Ulaşım Yapılarının Önemi .....	2
1.4. Türkiye’de Karayolu Ulaşımı .....	2
1.4.1. Türkiye’de karayolu ulaşımı tarihçesi .....	2
1.4.2. Ana arteller .....	3
1.4.3. Karayolu ulaşımında viyadük yapıları .....	5
1.5. Marmara Bölgesi Ulaşım Ağı .....	6
1.6. Viyadüklerin Depremde Gözlenen Davranışı ve Hasarları .....	7
1.6.1. Viyadük temellerinde meydana gelen hasarlar .....	7
1.6.2. Viyadük ayaklarında meydana gelen hasarlar .....	8
1.6.3. Viyadük tabliyelerinde meydana gelen hasarlar .....	12
1.6.4. Depremin düşey bileşeninin viyadüklere etkisi .....	16
2.ÇALIŞILAN VİYADÜK VE BÖLGE ŞARTLARI .....	18
2.1. Marmara Bölgesinde Çalışılan Güzergahtaki Önemli Sanat Yapıları .....	19
2.2. Hatıpdere Viyadüğü .....	27
2.3. Marmara Bölgesi ve Depremsellik .....	32
2.4. Kocaeli Depreminde Bölgenin Hasar Dağılımı .....	34
3.VİYADÜK YAPILARININ TEORİK DİNAMİK DAVRANIŞI .....	38
3.1. Dinamik Analiz .....	38
3.1.1. Modal analiz .....	40
3.1.1.1. Modal teori .....	41
3.1.1.2. Kompleks mod gösterge fonksiyonu(CMIF) .....	43
4.SONLU ELEMANLAR VE NÜMERİK UYGULAMA .....	46
4.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi Teorisi .....	46
4.1.1. Giriş .....	46
4.1.2. Sonlu elemanlar yönteminin tanımı .....	47
4.1.3. Genel sonlu eleman denklemleri .....	49
4.1.4. Bir boyutlu hal(Eksenel şekil değiştirme) .....	51
4.1.5. Düzlem çerçeve elemanı .....	54
4.2. Lusas Programı İle Viyadük Nasıl Modellenir .....	55
4.3. Hatıpdere Viyadüğü Sonlu Elemanlar Modeli Modal Analiz Sonuçları .....	57
5.YÖNETMELİKLERDE SİSMİK VİYADÜK TASARIMI .....	60
5.1. TDY 2007 Elastik Tasarım İvme Spektrumu .....	60
5.2. AASHTO-LRFD 2007 Elastik Tasarım İvme Spektrumu .....	61

5.3. Çok Açıklıklı Viyadüklerde Zaman Tanım Alanında Analizlerin AASTO-LRFD 2007 Şartnamesine Göre Gerekliliği.....	63
5.4. Spektral Analiz.....	64
5.4.1. TDY 2007 elastik tasarım ivme spektrumu ile analiz.....	64
5.4.2. AASHTO-LRFD 2007 elastik tasarım ivme spektrumu ile analiz .....	64
5.5. Zaman Tanım Alanında Analiz.....	65
5.5.1. 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi ivme kayıtlarının incelenmesi.....	65
5.5.2. 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi kayıtları tepki spektrumları ile şartname tepki spektrumlarının karşılaştırılması.....	69
6.YAKIN FAY ETKİSİNİN ANALİZİ.....	71
6.1. Faya Yakın ve Faya Uzak Depremlerin Etkileri .....	72
6.1.1. Çalışmadan elde edilen sonuçlar.....	87
6.2. Yakın Fay Kaydının Zaman Tanım Alanında Analizi ve Analizden Elde Edilen Sonuçların Tartışılması .....	89
7.SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	92
KAYNAKLAR .....	94
EKLER.....	97
ÖZGEÇMİŞ .....	122

## ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 1.1: Türkiye yol haritası.....	4
Şekil 1.2: Türkiye otoyol ağı durumu haritası.....	4
Şekil 1.3: Bolu Viyadüğü-I genel görünüşü.....	5
Şekil 1.4: Marmara Bölgesi karayolu ağı haritası.....	6
Şekil 1.5: Chi Chi Depremi sonrası Wu-Shi köprüsü temelinde fay hareketi sonucu meydana gelen kesme kırılmaları.....	7
Şekil 1.6: 1995 Kobe depremi sonrası temel-viyadük ayağı birleşim noktasında meydana gelen plastik eğilme hasarı.....	8
Şekil 1.7: 1995 Kobe depremi sonucu Fuake viyadüğünün genel durumu.....	8
Şekil 1.8: 1995 Kobe depremi sonucu Fuake viyadüğü kolonlarında meydana gelen kesme kırılmaları.....	9
Şekil 1.9: 1995 Kobe depreminde viyadük kolonlarındaki yetersiz etriyenin neden olduğu hasar sonucu boyuna donatıların kesilmesi.....	9
Şekil 1.10: 1995 Kobe depremi sonrası iki viyadük ayağında meydana gelen hasarlar.....	10
Şekil 1.11: Mission Gothic köprüsü ayağı kesit küçülmesi sonucu gerilmelerin büyümesiyle oluşan eğilme hasarı.....	10
Şekil 1.12: Bull Creek Channel köprüsü hasarları.....	11
Şekil 1.13: 1995 Kobe depremi sonrası köprü dairesel kolonlarında meydana gelen lokal burkulmalar.....	11
Şekil 1.14: 1995 Kobe depremi sonrası Nishinomiya-ko köprüsü hasarı.....	12
Şekil 1.15: Chi Chi depremi sonrası Wu-Shi köprüsünde meydana gelen tabliye hasarı.....	13
Şekil 1.16: 1964 Nigata Depremi sonrası Showa köprüsünde meydana gelen sıralı tabliye hasarı.....	13
Şekil 1.17: 1989 Loma Prieta depreminde San Francisco-Oakland Bay köprüsünde meydana gelen bağlantı tabliyesi hasarı.....	14
Şekil 1.18: Chi Chi depreminde fay zonunda bulunan Bei-Fong köprüsünde fay atımının yüzeyde neden olduğu yatay ve düşey yerdeğiştirme sonucu oluşan köprü hasarları.....	14
Şekil 1.19: Bolu viyadüğü mesnetlerinde meydana gelen ötelenmeler.....	15
Şekil 1.20: Bolu viyadüğü elastomerik mesnetlerinde meydana gelen yerdeğiştirmelerin mesnet kayma izleri.....	15
Şekil 1.21: 1989 Loma Prieta depreminde Napa river köprüsü prekast kiriş birleşim noktalarında meydana gelen çarpma hasarı.....	16
Şekil 1.22: Bolu viyadüğünde 1999 Düzce depreminde vizkoz sönümleyici mesnetlerde meydana gelen hasarlar.....	16
Şekil 1.23: 1995 Kobe depremi düşey bileşeninin a) Betonarme bina kolonlarında sebep olduğu basınç kırılmalarına bir örnek , b) Hanshin viyadüğü kolonlarında sebep olduğu basınç kırılmaları.....	17
Şekil 2.1: Hatıpdere viyadüğünün uzaydan görünüşü.....	25
Şekil 2.2: Hatıpdere viyadüğünün yandan görünüşü.....	25
Şekil 2.3: Sağ taşıt yolu boyuna kesiti.....	27

Şekil 2.4: Tabliye Planı .....	28
Şekil 2.5: Hatıpdere viyadüğü sağ taşıt yolu 2 no'lu ayak kesiti .....	29
Şekil 2.6: Hatıpdere viyadüğü sağ taşıt yolu 2 no'lu ayak gövdesi boykesiti .....	30
Şekil 2.7: Hatıpdere viyadüğü sağ taşıt yolu prekast kiriş kesiti .....	30
Şekil 2.8: Hatıpdere viyadüğü sağ taşıt yolu prekast kiriş kesiti .....	31
Şekil 2.9: Hatıpdere viyadüğü sağ taşıt yolu prekast kiriş boyuna kesiti .....	31
Şekil 2.10: Hatıpdere viyadüğü tabliyesi açıklık ortası enine kesit detayı .....	31
Şekil 2.11: Marmara Bölgesi deprem dağılımı .....	33
Şekil 2.12: TDY 2007 Deprem Bölgeleri Haritası .....	34
Şekil 2.13: Arifiye Köprüsünde meydana gelen hasar .....	37
Şekil 2.14: Arifiye yakınlarında fayın geçtiği yolda meydana gelen hasar .....	37
Şekil 4.1: Bir, iki ve üç boyutlu sonlu eleman örnekleri .....	48
Şekil 4.2: Düzensiz geometriye haiz bir levhanın üçgen sonlu elemanlarla idealleştirilmesi .....	48
Şekil 4.3: Tek boyutlu (eksenel şekil değiştirme) sonlu eleman .....	51
Şekil 4.4: İki noktalı lineer eleman şekil fonksiyonlarının değişimi .....	53
Şekil 4.5: Çerçeve eleman, düğüm noktası serbestlikleri ve pozitif yönler .....	54
Şekil 4.6: 3D Thick Beam Element çubuk elemanı .....	55
Şekil 4.7: Hatıpdere viyadüğü sonlu elemanlar modeli izometrik görünüşü .....	56
Şekil 4.8: Hatıpdere viyadüğü sonlu elemanlar modeli boy kesiti .....	56
Şekil 4.9: Hatıpdere viyadüğü 1. mod şekli .....	57
Şekil 4.10: Hatıpdere viyadüğü 1. yanal simetrik mod şekli .....	58
Şekil 4.11: Hatıpdere viyadüğü 1. yanal mod şekli .....	58
Şekil 4.12: Hatıpdere Viyadüğü 1. uzun yöndeki mod şekli .....	58
Şekil 5.1: TDY 2007 Elastik Tasarım İvme Spektrumu .....	61
Şekil 5.2: AASHTO-LRFD 2007 Elastik Tasarım İvme Spektrumu .....	62
Şekil 5.3: TDY 2007 Spektral Analiz 1.mod deformasyon şekli .....	64
Şekil 5.4: AASHTO-LRFD 2007 Spektral Analiz 1. mod deforme olmuş şekil .....	65
Şekil 5.5: İzmit meteoroloji istasyonu ve Hatıpdere viyadüğü arasındaki mesafe (Yaklaşık 2 km olarak uzaydan çekilmiş fotoğraf üzerinden hesaplanmıştır). .....	67
Şekil 5.6: 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi ana şok T (Batı-Doğu yönü) bileşeni ivme kayıtları .....	67
Şekil 5.7: 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi ana şok L (Güney-Kuzey yönü) bileşeni ivme kayıtları .....	68
Şekil 5.8: 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi ana şok V (Düşey yön) bileşeni ivme kayıtları .....	68
Şekil 5.9: 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi ana şok T (Batı-Doğu yön) kayıtları Fourier dönüşümleri .....	69
Şekil 5.10: 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi kayıtları tepki spektrumları ile yönetmelik tepki spektrumlarının karşılaştırılması .....	70
Şekil 6.1: Fay tipleri .....	71
Şekil 6.2: Faya dik bileşen (a) Rinaldi istasyonu 1994 Northridge depremi kaydı (yakın fay) ve (b) Taft istasyonu 1952 Kern Country depremi kaydı (uzak fay). .....	72
Şekil 6.3: Faya paralel bileşen (a) Rinaldi istasyonu 1994 Northridge depremi kaydı (yakın fay) ve (b) Taft istasyonu 1952 Kern Country depremi kaydı (uzak fay). .....	75
Şekil 6.4: Faya dik ve paralel bileşen tepki spektrumları (a) NR94rrs (b) Taft istasyonu sönüm oranı: %5 .....	77
Şekil 6.5: MH84 depremi faya dik ve paralel bileşen tepki spektrumları (sönüm oranı: %5) .....	77

Şekil 6.6: Faya dik bileşen ve faya paralel bileşen normalize edilmiş tepki spektrumu (a) NR94rrs ve (b) Taft istasyonu kaydı (sönüm oranı: %5).....	78
Şekil 6.7: (a) 4 tepe ile idealize edilmiş yer hareketi ivme, hız ve deplasman $t_p$ periyodu ile (b) 4 tepe içeren idealize edilmiş hareketin normalize edilmiş tepki spektrumu.....	79
Şekil 6.8: Deprem kaydının faya dik bileşeni için tepki spektrumu (a) Taft istasyonu kaydı ve (b) NR94rrs depremi için kesikli çizgi ile gösterilen idealize edilmiş versiyonu.....	80
Şekil 6.9: Faya yakın 3 farklı deprem kaydı ve faya uzak Taft istasyonu kaydının faya dik bileşeni için idealize edilmiş tepki spektrumları (sönüm oranı:%5).....	81
Şekil 6.10: Kuvvet azaltma katsayısı değişimi (a) $T_n$ 'e göre (b) $T_n/T_c$ 'ye göre NR94rrs depremi ve Taft istasyonu kaydı (Düktilite faktörü:4 ve sönüm oranı:%5).....	82
Şekil 6.11: Kuvvet azaltma katsayısı değişimi (a) $T_n$ 'e göre (b) $T_n/T_c$ 'ye göre 15 adet yakın fay kaydı ve 15 adet uzak fay kaydı kullanılarak (Düktilite faktörü:4 ve sönüm oranı:%5).....	83
Şekil 6.12: NR94rrs kaydı ve Taft istasyonu kaydı faya dik bileşen kayıtları kullanılarak elastoplastik ve elastik sistemlerde oluşan tepe deformasyon oranları ( $u_m/u_0$ ) .....	84
Şekil 6.13: 15 adet yakın fay ve 15 adet uzak fay kayıtları kullanılarak elastoplastik ve elastik sistemlerde oluşan tepe deformasyon oranları ( $u_m/u_0$ ) (a) $T_n$ 'e göre (b) $T_n/T_c$ 'ye göre (Düktilite faktörü:4, sönüm oranı:%5).....	85
Şekil 6.14: Ortalama değer (a) Kuvvet azaltma katsayısı ve (b) 15 adet uzak fay deprem kaydı için $u_m/u_0$ 2 farklı dizayn denklemi için (Düktilite faktörü:4, sönüm oranı:%5).....	86
Şekil 6.15: Ortalama değer (a) Kuvvet azaltma katsayısı ve (b) 15 adet yakın fay deprem kaydı için $u_m/u_0$ 2 farklı dizayn denklemi için (Düktilite faktörü:4, sönüm oranı:%5).....	87
Şekil 6.16: LUSAS'ta analizler sonucu maksimum deplasman (Kocaeli depremi ana şok Sakaraya kaydı:17,76cm).....	90
Şekil 6.17: LUSAS'ta analizler sonucu maksimum kesme (TDY 2007 spektral analiz).....	90
Şekil 6.18: LUSAS'ta analizler sonucu maksimum moment (Kocaeli depremi Sakaraya kaydı).....	91



## TABLULAR DİZİNİ

Tablo 1.1: Satih cinslerine göre Türkiye'deki Devlet ve İl Yolları.....	4
Tablo 1.2: Satih cinsine göre Marmara Bölgesi'ndeki yol ağı.....	6
Tablo 2.1: Çalışılan güzergahtaki önemli sanat yapıları.....	20
Tablo 2.2: Bölgede oluşan önemli depremler.....	32
Tablo 2.3: Kocaeli depremi sonrası bölgede can kaybı açısından hasar dağılımı.....	35
Tablo 2.4: Kocaeli depremi sonrası bölgede hasar dağılımı.....	36
Tablo 2.5: Kocaeli depreminin neden olduğu Kocaeli ilçelerindeki konut hasar dağılımı.....	36
Tablo 5.1: AASHTO-LRFD 2007 R katsayısı değerleri.....	63
Tablo 5.2: AASHTO-LRFD 2007 minimum sismik analiz gerekliliği.....	63
Tablo 6.1: Faya dik bileşen deprem kayıtları parametreleri.....	73
Tablo 6.2: Faya yakın deprem kayıtları parametreleri.....	76
Tablo 6.3: Analiz sonuçlarının karşılaştırılması.....	89

## SİMGELER DİZİNİ

$A_0$	Etkin ivme katsayısı
$A(T)$	Spektral ivme katsayısı
$ae$	Düğüm noktası serbestliklerinden (bilinmeyenlerinden) oluşan vektör
$B$	Düğüm noktası serbestliklerini şekil değiştirmelere bağlayan matris
$b$	Hacim kuvvetlerinden oluşan vektör (birim hacme gelen kuvvetler)
$D$	Elastisite matrisi
$G_{eff}$	Efektif kayma modülü
$f_p$	Düğüm noktası yüklerinden oluşan vektör
$I$	Yapı önem katsayısı
$k$	Rijitlik
$L$	Yer değiştirmeleri şekil değiştirmelere bağlayan lineer operatör
$N$	Şekil fonksiyonları matrisi
$R$	Elastik davranış katsayısı
$S$	Zemin sınıfı
$s$	Yüzey kuvvetlerinden oluşan vektör (birim alana gelen kuvvetler)
$S(T)$	Spektrum katsayısı
$V_n$	Kesitin minimum kesme kapasitesi
$V_c$	Kesitin betondan gelen kesme dayanımı
$V_p$	Kesitte bulununan öngermeli donatıdan gelen kesme dayanımı
$V_s$	Kesitin yatay donatıdan (etriye) gelen kesme dayanımı
$u$	Deplasman
$\varepsilon$	Şekil değiştirme vektörü
$\sigma$	Gerilme vektörü

## HATİPDERE VİYADÜĞÜNÜN SİSMİK PERFORMANSININ YAKIN FAY ETKİSİNDE ANALİZİ

**İbrahim YILMAZ**

**Anahtar Kelimeler:** Fay, Deprem, Dinamik Analiz, Spektral Analiz, Tepki Spektrumu

**Özet:** Ülkemizde Sakarya-İstanbul otobanı istikametinde yer alan Hatipdere viyadüğünün bulunduğu bölgede mevcut ve muhtemel faylar bulunmaktadır. Viyadüğün bulunduğu istikamet son derece jeopolitik öneme sahiptir ve deprem sonrası hemen kullanılacak yapılardandır.

Çalışmada geçmiş depremlerin viyadüklerde ürettikleri hasarlar incelenmiş ve yakın fay etkisinde oluşan hasar tipleri araştırılmıştır. Hatipdere viyadüğünün taşıyıcı sistemi, viyadüğün bulunduğu bölgedeki faylar dikkate alınarak American Association of State Highway and Transportation Officials ve Türk Deprem Yönetmeliği şartnamelerine göre spektral analizler yapılmış ve sonucunda elde edilen değerler ile mevcut depremler kullanılarak zaman tanım alanında yapılan analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Bunun yanında mevcut şartname tepki spektrumları ile geçmiş depremlerin tepki spektrumları karşılaştırmış, zaman tanım alanındaki analizlerin gerekliliği vurgulanmıştır. Elde edilen sonuçlar doğrultusunda yapıda ne gibi hasarlar oluşabileceği hakkında yorumlar yapılmış ve bu hasarların önlenmesi için yapılması gerekenler belirtilmiştir.

Taşıyıcı sistemin birinci modal periyodu 1,03sn'dir. Taşıyıcı sistemin analizler sonucu en zorlanan bölgesi uzun doğrultuda orta kısımlardır. Bunun en büyük sebebi orta kısımlardaki ayakların yüksek oluşu (56m) ve binanın rijitliğinin hakim yanal doğrultuda yüksek oluşudur.

Yapılan analizler sonucu elde edilen verilere göre 1990 yıllarında inşa edilen viyadük taşıyıcı kesitlerinden viyadük ayaklarının yeterli olduğu ortaya çıkmıştır. Ancak viyadük ayaklarının temele bağlandığı kesitlerin yapıda en çok zorlanan bölüm oluşu sebebiyle buralarda meydana gelebilecek hasar tipleri ve alınacak önlemler hakkında yorumlar ortaya koyulmuştur.

## SEISMIC PERFORMANCE STUDY FOR HATIPDERE VIADUCT UNDER NEAR FIELD ANALYSIS

**Ibrahim YILMAZ**

**Key Words:** Fault effect, Earthquake, Structural dynamic analysis, Spectral Analysis, Response Spectra

**Subtract:** In the region in which Hatipdere Viaduct is located, on highway connecting İstanbul to Sakarya, there are available and probable fault effects. The direction the viaduct is located has a great geopolitical importance. And it is one of the structures to be used at once after earthquake.

In the study, the damages the early earthquakes created in viaducts is analyzed and the damage kinds which appeared under the effect of close fault effect is searched. The structural system of the viaduct is analyzed based on spectral approach for the possible fault movement in the light of the recommendations specified in the codes, respectively, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) and Tuskish Earthquake Specification (TDY). Results obtained from spectral studies are also compared with the those which are inferred from time history analysis for the recent great Turkish earthquakes recorded in several near field stations about the viaduct and the necessity of the analysis in time history is stressed. In the light of the obtained results, comments are made about what kind of damages can occur and what can be done to prevent these damages is stated.

First dominant modal period is obtained as 1,03 sec. Much dammage sensitive region on the structure takes place in the middle portion in the longitudinal direction due to the highest pier dimension with 56m. Another important influence is the first fundamental modes are lateral modes.

According to the datums obtained as a result of the analysis, it is concluded that viaduct columns are sufficient as to the viaduct vehicle sections constructed in 1990. However, because of the fact that the sections based on the viaduct columns are the most compelled parts in the consruction, the comments about the damage types which may occur there and the precautions to be taken are made.

## **1. GİRİŞ**

### **1.1. Bu Çalışmanın Kapsamı**

Bu çalışmada amaç; İstanbul-Kocaeli Otoyolunda yer alan Hatipdere Viyadüğü'nün ülkemiz ve bulunduğu bölgenin ulaşım sistemi içindeki önemini araştırmak, dinamik davranış karakteristiğini belirlemek, mevcut şartnamelerden AASHTO-LRFD 2007 yönetmelik spektrumu ve TDY 2007 spektrumları kullanılarak viyadüğün şartnameye uygun dayanıma sahip olup olmadığını belirlemek, kullanılan bu yönetmelik spektrumlarının Kocaeli 1999 Depremi tepki spektrumlarını kapsayıp kapsamadığını görmek ve viyadüğün oturduğu zeminde bulunan fay ve olası fayların etkisini düşünerek Kocaeli 1999 depremi kayıtları kullanılarak yapının deprem performansını çalışmak, kesitlerin yeterli olup olmadığını ve güçlendirmeye gerek olup olmadığına karar vermektir.

### **1.2. Ulaşım ve Ulaşım Yapıları**

İnsanların ürettikleri çeşitli ham ve işlenmiş maddelerin, haberlerin bir yerden başka bir yere nakledilmesine ulaşım denir. Başlıca ulaşım yolları: Karayolları, demiryolları, deniz yolları ve havayollarıdır.

Karayolları ülkemizde en yaygın ulaşım türüdür. Yük taşımacılığının %70'i, yolcu taşımacılığının %90'ı karayolu ile yapılmaktadır. Özellikle 1950'li yıllardan sonra, karayolu yapımı artmış ve ulaşım araçları çoğalmıştır. Ülkemizdeki en işlek karayolları, Edirne, İstanbul, Ankara, Adana arası ile İstanbul, Bursa, İzmir arası ve İzmir, Aydın, Denizli arasıdır. Şekil1.2'de görüldüğü gibi modern karayolu olan otoyollar ülkemizde sadece Edirne, İstanbul, Bolu ve Ankara arasında, Adana, Hatay çevresinde ve İzmir çevresinde bulunur.

### **1.3. Ulaşım ve Ulaşım Yapılarının Önemi**

Bir ülkede ulusal birliğin sağlanmasında, ülkenin savunulmasında ve ekonominin gelişmesinde ulaşımın rolü büyüktür. Ulaşım, ekonomik kaynakların iyi bir şekilde işletilmesi ve değerlendirilmesinde de etkilidir. Cumhuriyet döneminde artan nüfusumuz ve gelişen ekonomimize paralel olarak, kara ve demir yolu yapımına hız verilmiştir, deniz ve hava ulaşımı önem kazanmıştır.

Başlıca ulaşım yapıları olan köprüler, viyadükler, tüneller ve geçitler savaş, deprem, sel baskını gibi doğal afetlerde tehlikenin kontrol edilmesinde, yardımların zamanında ulaştırılmasında birinci derece rol oynarlar.

Kocaeli depremi neticesinde, bölgeden geçmekte olan Anadolu Otoyolunun İzmit Doğu Kavşağı – Akyazı bölümünü kapsayan yaklaşık 60 km.'lik kesimde otoyol gövdesinde çatlaklar, çökmeler, kabarmalar ve derin yarıklar oluşmuş, otoyol üzerindeki sanat yapıları da büyük hasar görmüştür. Devlet ve İl Yolları kapsamında; İstanbul-Ankara, İzmit-Gölcük-Yalova, Sakarya-Bilecik, Hendek-Kocaeli, Akyazı-Dokurcun-Mudurnu, Adapazarı-Karasu, Bursa-Yalova, Bursa-Karacabey, Bursa-Mudanya, Mudanya-Zeytinbağı, Bursa-Gemlik, Bursa-İnegöl, İznik-Karamürsel yollarının muhtelif kesimlerinde ve bazı Köy yollarının üst yapısında, köprü ve sanat yapılarında da bozulmalar meydana gelmiştir.

Ülkemizin, karayolu ana taşıma akslarının geçtiği Marmara Bölgesinde, yoğun bir trafik yükü bulunmaktadır. Bu nedenle, karayolu altyapısının depremden hasar görmesi bölge ve ülke ulaşımını olumsuz etkilemektedir.

### **1.4. Türkiye’de Karayolu Ulaşımı**

#### **1.4.1. Türkiye’de karayolu ulaşımı tarihçesi**

Ülkemizde ulaşım Anadolu’nun konumu itibariyle doğu-batı doğrultulu bir gelişme gösterir. Ancak teknik olanaklardaki ilerlemelere bağlı olarak kuzey-güney doğrultulu yollar da tarihi süreç içinde gelişmiştir.

Ülkemizde varlığı bilinen en eski karayolu M.Ö.2000 yılında Hititler tarafından yapılmıştır. Bu yol İç Anadolu'daki başlıca yerleşme merkezlerini birbirine bağlıyor ayrıca Karadeniz ve Ege kıyılarına kadar uzanıyordu. Pers İmparatorluğu zamanında ise bu imparatorluğun başkenti olan Susa'yı Musul, Mardin, Diyarbakır, Malatya ve Sivas'tan geçerek Ege bölgesinin ünlü kenti Sardes'e ve buradan Ege kıyılarındaki liman kentlerine bağlayan (Foça, İzmir, Efes, Milet), uzunluğu 2600 km.'yi bulan kral yolu yapıldı.

19. yüzyılın ikinci yarısından itibaren ülkemizde kasabaları kentlere, kentleri iskele ve demiryollarına bağlayan karayolları yapılmış ancak Osmanlı İmparatorluğu'nun son yıllarında ve uzun savaş yıllarında bu yollar bakımsız kalmıştır. Cumhuriyetin ilk yıllarında da demiryolu yapımına öncelik verilmiş bu bakımdan sadece mevcut karayollarının şartları iyileştirilmiştir.

Osmanlı imparatorluğu döneminde 14.000 km. şose, 4000 km. toprak yol bulunurken bu sayı Cumhuriyetin ilanından sonra 18.300 km.'ye ulaşmıştır. Ancak ülkemizde karayollarının yapımına II. Dünya savaşından sonra önem verilmeye başlanmıştır.

1950 yılında çıkartılan karayolları kanunu uyarınca yol yapımının Karayolları Genel Müdürlüğü'ne (KGM) verilmesi ve karayolları yapımına ayrılan ödeneğin arttırılması karayolu yapımını hızlandırmıştır.

#### **1.4.2. Ana arteller**

Şekil 1.1'de görülen Türkiye yol haritasında devlet yolları (il ve bölgeleri birbirine bağlayan yollar) il yolları (il sınırları içinde kalan ikinci derecede önemli yollar) kır yerleşmelerini bu yollara bağlayan köy yolları ve orman yolları oluşturur. Tablo 1.1'de görebileceğiniz üzere bugün ülkemizde devlet ve il yollarının toplamı 64.033 km.'dir. Buna rağmen gelişmiş ülkelerle karşılaştırıldığında Türkiye'de karayolları şebekesinin pek fazla gelişmediği söylenebilir.

Tablo 1.1: Sath cinslerine göre Türkiye'deki Devlet ve İl Yolları [26]

SATIŞ CİNSİNE GÖRE YOL AĞI (KM)							
01.01.2009 tarihi itibarıyla							
	Asfalt Beton	Sathi Kaplama	Parke	Stabilize	Toprak	Geçit Vermez	Toplam
Otoyol	2 010	--	--	--	--	--	2 010
Devlet Yolları	6 910	23 874	60	157	104	206	31 311
İl Yolları	1 094	26 431	108	1 443	758	878	30 712
<b>Toplam</b>	<b>10 014</b>	<b>50 305</b>	<b>168</b>	<b>1 600</b>	<b>862</b>	<b>1 084</b>	<b>64 033</b>



Şekil 1.1: Türkiye yol haritası [26]



Şekil 1.2: Türkiye otoyol ağı durumu haritası [26]



### 1.4.3. Karayolu ulaşımında viyadük yapıları

Ulaşım sistemi; karayolları, demiryolları, deniz ve havayollarının tümünü kapsar. Karayolları için en kritik yapılar köprüler ve viyadüklerdir. Köprü ve viyadükler Depremi takip eden günlerde deprem bölgesine yardım ulaştırılmasında, yaralıların ve insanların hastanelere veya daha emin bölgelere taşınmasında çok fazla önem kazanırlar. Dolayısıyla bu yapılarda oluşan hasar sonucunda meydana gelecek herhangi bir aksaklık her türlü yardım ve kurtarma çalışmasını felce uğratır.

Viyadük ve köprülerin yapılmasında en büyük etken; ulaşım hattındaki coğrafi özelliklerden kaynaklanan yüksek eğimli engebeler, nehir yatakları, veya tektonik yapıdan kaynaklanan fay hatlarının doğuracağı risklerden ulaşımın daha az riskli veya risksiz ve konforlu hale getirilmesidir.

Viyadük ve köprüler betonarme, çelik, ahşap ve karma (hibrit) taşıyıcılı sistemlerde inşa edilirler. Ülkemizde en yaygın viyadük uygulamaları betonarme taşıyıcı sistemli, öngermeli betonarme prekast kirişli olanlardır. Bu sistemde öncelikle viyadük ayağı temelleri hazırlanır. Şekil 1.3'de betonarme ayak ve öngermeli kirişlerden imal edilmiş 2300 metre uzunluğundaki Bolu Viyadüğü birinci kısmı Cumhuriyet döneminin en önemli büyük viyadük yapısı olarak görölmektedir.



Şekil 1.3: Bolu Viyadüğü-I genel görünüşü [27]

## 1.5. Marmara Bölgesi Ulaşım Ağı

Ülkemizin en büyük jeopolitik öneme sahip bölgesi olan, Marmara Bölgesi'ndeki yol ağı haritası ve uzunlukları Şekil 1.4'de gösterilmiştir. Tablo 1.2'de satih kaplama cinsine göre verilen, bölgedeki otoyol, devlet ve il yolu toplamı 3775 km.'dir.



Şekil 1.4: Marmara bölgesi karayolu ağı haritası [26]

Tablo 1.2: Satih cinsine göre Marmara bölgesindeki yol ağı [26]

SATIH CİNSİNE GÖRE YOL AĞI (KM)							01.01.2004
	Asfalt Betonu	Sathi Kaplama	Stabilize	Parke	Toprak	Geçit vermez	Toplam
Otoyol	244	--	--	--	--		244
Devlet Yolları	1 459	586	--	--	--	15	2 060
İl Yolları	649	765	30	1	--	26	1 471
<b>Toplam</b>	<b>2352</b>	<b>1351</b>	<b>30</b>	<b>1</b>	<b>--</b>	<b>41</b>	<b>3 775</b>

## 1.6. Viyadüklerin Depremde Gözlenen Davranışı ve Hasarları

Geçmiş yüksek şiddetli depremler incelendiğinde, depremlerde viyadüklerin temellerinde, ayaklarında ve üstyapı tabliye kirişleri ve tabliyesinde farklı sebeplerden dolayı oluşan hasarlar gözlenmiştir. Bu hasarlar aşağıda ayrı ayrı irdelenmiş ve örneklenmiştir.

### 1.6.1. Viyadük temellerinde meydana gelen hasarlar

Viyadük temellerinde yüksek fay hareketlerinden ve temel-kolon birleşim noktalarında yüksek eğilme + kesme kuvvetlerinin meydana getirdiği hasarlar en çok gözlenen viyadük hasarlarıdır. Şekil 1.5’de Chi Chi Taiwan depremi sonrasında büyük fay hareketi sonucu viyadük temelinde meydana gelen kesme hasarlarına bakınız. Şekil 1.6’de 1995 Kobe depremi sonrasında viyadüklerin en yüksek moment kuvvetine maruz kalan noktaları olan temel-kolon birleşim noktalarında meydana gelen hasarları görülmektedir.



Şekil 1.5: Chi Chi depreminde Wu-Shi köprüsü temelinde fay hareketi sonucu meydana gelen kesme kırılmaları [28]



Şekil 1.6: 1995 Kobe depremi sonrası temel-viyadük ayağı birleşim noktasında meydana gelen plastik eğilme hasarı [19]

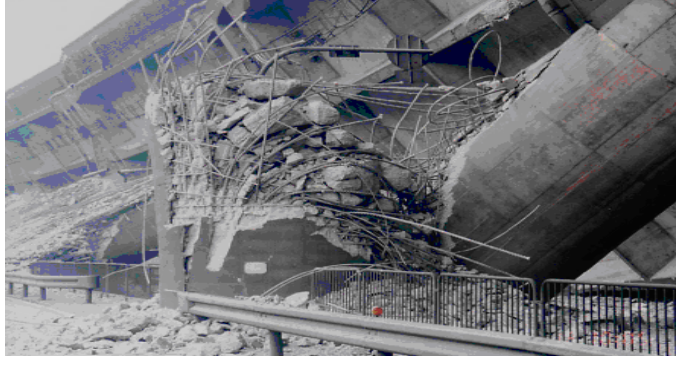
### 1.6.2. Viyadük ayaklarında meydana gelen hasarlar

Viyadük ayakları depremde farklı dış kuvvet kombinasyonları tarafından zorlanırlar. Bunlardan en çok hasar oluşturanları aksel kuvvet + eğilme, eğilme + kesme kombinasyonlarıdır. Fuake Viyadüğü 1995 Kobe depreminde kesme + eğilme kuvvetleri etkisinde Şekil 1.7’de görüldüğü gibi hasar almış ve çökmüştür. Şekil 1.8 ayaklardan birinin kesme ve eğilme altında aldığı hasarın yakından görünüşüdür.

Şekil 1.9’da gösterilen viyadük ayağı ise 1995 Kobe depremi sonrası aksel kuvvet + eğilme kuvveti kombinasyonu sonucu etriye yetersizliğinden eğilme hasarı almıştır. Şekil 1.10 ise viyadük ayağı aksel kuvvet + eğilme kuvveti kombinasyonuna maruz kalmış, eğilme ve kesme hasarı almıştır. Temelde kolon hasarları sargılama (etriye, çiroz) donatısı yetersizliğini göstermektedir.



Şekil 1.7: 1995 Kobe depremi sonucu Fuake viyadüğünün genel durumu [28]



Şekil 1.8: 1995 Kobe depremi sonucu Fuake viyadüğü kolonlarında meydana gelen kesme kırılmaları [28]



Şekil 1.9: 1995 Kobe depreminde viyadük kolonlarındaki yetersiz etriyenin neden olduğu hasar sonucu boyuna donatıların kesilmesi [19]



Şekil 1.10: 1995 Kobe depreminde iki viyadük ayağında meydana gelen hasarlar [19]

Viyadük ayaklarında hasar oluşmasının bir diğer sebebi kesitlerin değişken olması sonucu, kesitin daralan kısımlarının yetersiz mukavemetde tasarlanmasıdır. Şekil 1.11’de gösterilen Mission Gothic köprüsü ayağında eksenel kuvvet + eğilme kuvveti kombinasyonuna maruz daralan kesit oluşan gerilme büyümesi karşısında yetersiz kalmıştır.



Şekil1.11: Mission Gothic köprüsü ayağı kesit küçülmesi sonucu gerilmelerin büyümesiyle oluşan eğilme hasarı [19]

Viyadük ayaklarında aksel kuvvet + eğilme kuvveti kombinasyonunun kesitte zorladığı kısımlar genellikle ankastrelik momenti ve aksel kuvvetin maksimum olduğu temele yakın kısımlardır. Şekil 1.12’de gösterilen Bull Creek Canyon Channel köprüsü ayaklarında meydana gelen hasarlar bu duruma örnek gösterilebilir. Ayrıca Şekil 1.13’de 1995 Kobe depreminde köprü ayağında aksel kuvvet + eğilme kuvveti kombinasyonunun oluşturduğu kesit zoru sonucunda meydana gelen lokal burkulmalar bir diğer hasar türüdür.



Şekil 1.12: Bull Creek Canyon Channel köprüsü hasarları [19]



Şekil 1.13: 1995 Kobe depreminde köprü dairesel kolonlarında meydana gelen lokal burkulmalar [19]

### 1.6.3. Viyadük tabliyelerinde meydana gelen hasarlar

Viyadük tabliyelerinde deprem sonrası en çok gözlenen hasar tipi büyük fay hareketi sonucunda viyadük ayaklarının yüksek ötelenmeleri ve buna bağlı olarak tabliyelerin ayaklardan ayrılmasıdır. Şekil 1.14 ile Şekil 1.17 arası değişik depremlerden oluşan viyadük tabliye düşme hasar örneklerini göstermektedir.



Şekil 1.14: 1995 Kobe depreminde Nishinomiya-ko köprüsü hasarı [19]

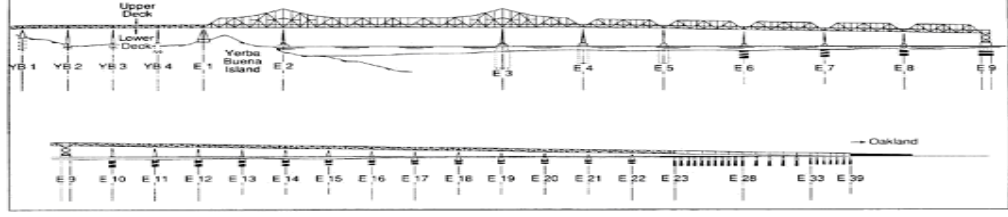




Şekil 1.15: Chi Chi depreminde Wu-Shi köprüsünde meydana gelen tabliye hasarı [28]



Şekil 1.16: 1964 Nigata depreminde Showa köprüsünde meydana gelen sıralı tabliye hasarı [28]

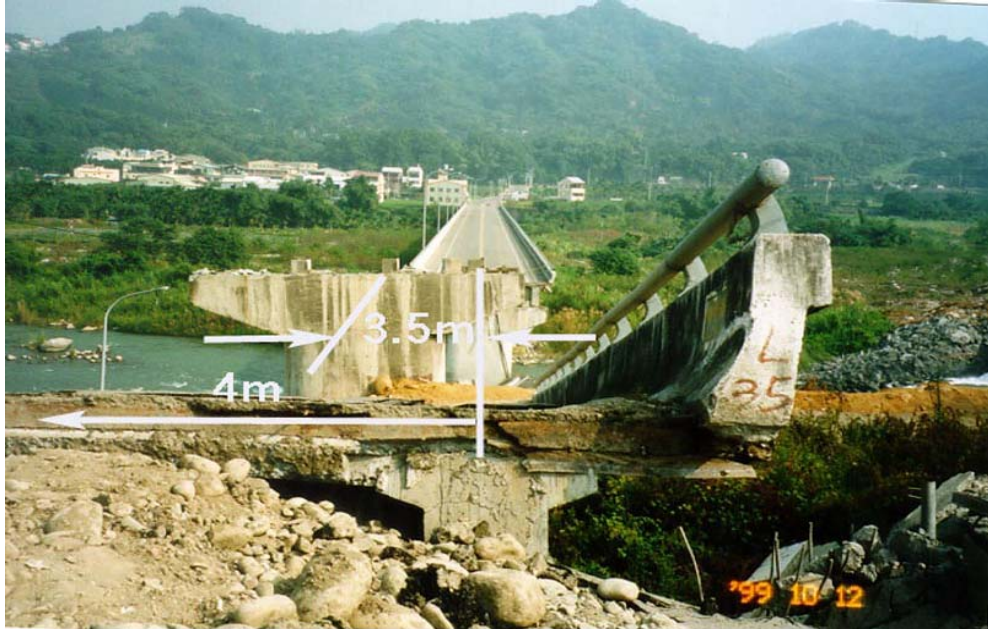


(a)



(b)

Şekil 1.17: 1989 Loma Prieta depreminde San Francisco-Oakland Bay köprüsünde meydana gelen bağlantı tabliyesi hasarı [28]



Şekil 1.18: Chi Chi depreminde fay zonunda bulunan Bei-Fong köprüsünde fay atımının yüzeyde neden olduğu yatay ve düşey yerdeğiştirme sonucu oluşan köprü hasarları [28]

Depremde viyadük ayakları veya viyadük tabliyesi mesnetlerinde meydana gelen ötelenmeler farklı bir hasar tipidir. Şekil 1.18'de fayı keserek geçen Bei-Fong

köprüsünün fay atımı sonucunda yüzeyde neden olduğu yerdeğiş-tirmeler sonucu oluşan köprü hasarı görülmektedir. Şekil 1.19 ve Şekil1.20’de 12 Kasım Düzce depreminde Bolu viyadüğü mesnetlerinde meydana gelen mesnet ötelenmesi hasarları gösterilmiştir. Ayrıca Şekil 1.21’de ise 1989 Loma Prieta depreminde mesnet ötelenmesi sonucu prekast kirişlerin aradaki derzi aşarak birbirine çarpması viyadüklerde gözlenen farklı bir diğer hasar tipidir. Şekil 1.22’de ise Bolu viyadüğü vizkoz sönümleyici mesnetlerde 1999 Düzce depreminde meydana gelen hasarlar görülmektedir.



Şekil 1.19: Bolu viyadüğü mesnetlerinde meydana gelen ötelenmeler [28]



Şekil 1.20: Bolu viyadüğü elastomerik mesnetlerinde meydana gelen yerdeğiş-tirmelerin mesnet kayma izleri [11]



Şekil 1.21: 1989 Loma Prieta depreminde Napa river köprüsü prekast kiriş birleşim noktalarında meydana gelen çarpma hasarı [29]

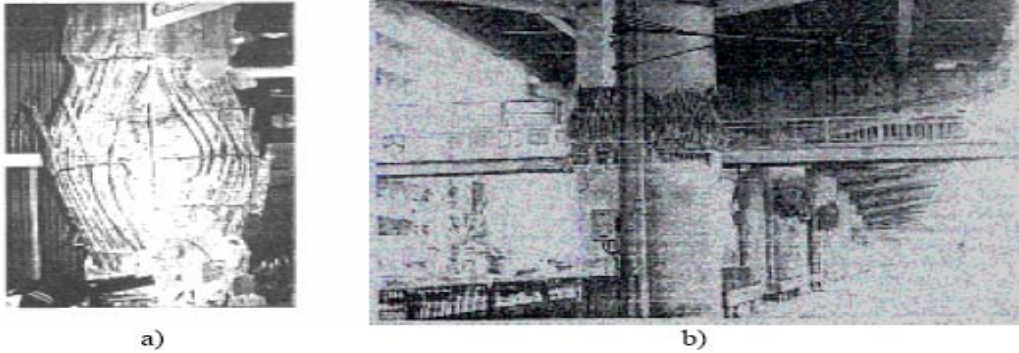


Şekil 1.22: Bolu viyadüğünde 1999 Düzce depreminde vizkoz sönümleyici mesnetlerde meydana gelen hasarlar [28]

#### 1.6.4. Depremin düşey bileşeninin viyadüklere etkisi

Şekil 1.23’de hasar örneği verilen viyadük ayağı hasarının temel sebebini veya sebeplerinin her birini düşey bileşen etkisine ve dolayısıyla kesit basınç kuvvetlerindeki değişimlerle ilişkilendirmek mümkündür. Kolon gibi düşey kuvvetleri taşıyan bir elemanda, değişken yatay kuvvet üreten deprem hareketinin düşey bileşeninin etkisi ile basınç kuvvetinde artma ve azalmalar, diğer bir deyişle dalgalanmalar meydana gelir. Kuvvetteki artış önceki örneklerde gösterildiği gibi basınç ve kesme-basınç veya eğilme-basınç hasarlarına yol açabilmektedir. Bunun

yanında doğrudan bir hasar meydana getirmemiş olsada, basınç kuvvetindeki artışın kolonun sünekliğini olumsuz etkileyeceği, ve belkide meydana gelmeyecek bir eğilme kırılmasına sebep olabileceği söylenebilir. Düşey bileşenin kolon ve perde duvarlardaki eksenel kuvvetleri azaltması durumunda ise eş zamanlı olarak etki eden yatay bileşenin bu elemanlarda özellikle kesme kırılmasını meydana getirmesi kolaylaşacaktır. Çünkü, taşıdığı basınç kuvveti önemli miktarda düşen betonarme kolon ve perde duvar kesitlerinde, betonun kesme dayanımına katkısı azaldığından, kesme kuvveti dayanımında azalmalar meydana geldiği bilinmektedir. (Penelis, 1997, Papazoglu,1996) Ayrıca, deprem hareketinin düşey bileşeni gibi etkilerle eksenel kuvvetlerde meydana gelen azalmaların, yapıların depremlerde en çok zorlanan bölgelerinden biri olan kolon-kiriş birleşim bölgelerinin hem sünekliğini hem de kesme dayanımını olumsuz etkilediği saptanmıştır. (Agbabian,1994, Papazoglu,1996)



Şekil 1.23: 1995 Kobe depremi düşey bileşenin a) Betonarme bina kolonlarında sebep olduğu basınç kırılmalarına bir örnek b) Hanshin viyadüğü kolonlarında sebep olduğu basınç kırılmaları [17]

## 2. ÇALIŞILAN VİYADÜK VE BÖLGE ŞARTLARI

Üzerinde çalışılan Hatipdere Viyadüğü'nün bulunduğu il olan Kocaeli'nin büyük bir bölümü Karayolları Genel Müdürlüğü'nün (KGM) İstanbul'da bulunan 1. bölge müdürlüğü hizmet alanı içerisinde. Ancak Hatipdere viyadüğü 17. bölge müdürlüğü hizmet alanı içerisinde. İzmit'in İstanbul yolu üzerinde bulunması ve sanayinin hızla gelişmesi karayolu ulaşımında etkilemiştir. Bu gelişmeler karayolları üzerindeki trafik yoğunluğunun artmasına neden olmuştur.

Bugün Kocaeli il sınırları içinde tamamı asfalt 456 km devlet ve il yolu bulunmaktadır. Bu yollardan İzmit-İstanbul arası 81 km otoyoldur. Gebze-İzmit-Sakarya ve İzmit-Bursa karayolları birinci derecede önem taşıyan nitelikli karayollarıdır. İzmit-Gebze (Eski İstanbul yolu) ile İzmit-Kandıra, Kandıra-Şile, Kandıra-Kaynarca yolları ise düşük nitelikli yollardandır. Karamürsel-İzmit yolunun il sınırları içerisinde kalan bölümünde bu gruba girer. Ayrıca İzmit'in kuzeyinden geçen O-4 Otoyolu'nun 74 km'lik bölümünde il sınırları içerisinde bulunmaktadır. Kocaeli sınırları içinde 180 km'si asfalt betonu, 69 km'si yüzeyi kaplama olmak üzere 249 km devlet karayolu mevcuttur. Bunun 49 km'si bölünmüş yoldur. Ayrıca 21 km asfalt betonu, 109 km yüzeyi kaplama, 15 km stabilize, 62 km geçit vermeyen yol olmak üzere 207 km il yolu mevcuttur.

Bölgede trafik yoğunluğunun artması nedeniyle, İstanbul-Bursa yönündeki trafiğin, İzmit Körfezi'ni dolaşmadan, Gebze ile Karamürsel arasında yapılacak bir geçiş köprüsüyle D-130 karayoluna bağlamayı sağlayacak bir proje geliştirilmiştir. Körfez Geçiş Projesi olarak adlandırılan bu projenin bağlantı yollarıyla birlikte 3-4 yıllık bir sürede bitirilmesi planlanmıştır.

Trakya ve İstanbul'u Anadolu'ya bağlayan topraklar üzerinde bulunan Kocaeli'nde demiryolunun da önemi çok büyüktür. İzmit-İstanbul arasındaki demiryolu 1873'de ulaşımına açılmıştır. İzmit Körfezi'nde denizyoluyla yolcu taşımacılığı ise önceleri

Türkiye Denizcilik İşletmeleri A.Ş.'ye (TDİ) ait gemilerle, son zamanlarda ise İzmit Büyükşehir Belediyesi'nce yapılmaktadır.

Kocaeli Türkiye'deki kişi başına düşen Gayri Safi Milli Hasıla'nın en yüksek olduğu ildir. Ayrıca sanayi oranı en yüksek olan illerin başında gelmektedir. Kocaeli'de birçok sanayi kuruluşu ve fabrikaların yanı sıra Petro kimya arıtım ve işleme tesisleride bulunmaktadır. Dolayısıyla tüm bunlar bölgede ulaşımın ne denli önemli olduğunu ortaya koymaktadır.

### **2.1. Marmara Bölgesinde Çalışılan Güzergahtaki Önemli Sanat Yapıları**

Çalışılan güzergahta yer alan Hatipdere viyadüğü büyük öneme sahiptir. Olası bir depremde meydana gelebilecek hasarlar sonucu yolun trafiğe kapanması otoyolun büyük bir bölümünün kullanılamamasına neden olabileceği gibi, büyük kayıplara yol açması kaçınılmazdır.

Tablo 2.1: Çalışılan güzargahtaki önemli sanat yapıları

KARAYOLLARI 17. BÖLGE MÜDÜRLÜĞÜ ANADOLU OTOYOLU ÇAMLICA-GÜMÜŞOVA (KM:6+120-182+585)ARASI OTOYOLU VE OTOYOLU BAĞLANTI YOLLARI ÜZERİNDEKİ KÖPRÜ,VİYADÜK VE TÜNELLER				
ARAZİDE-Kİ YAPI NO.	YAPININ ADI VEYA NUMARASI	KM.	KISIM	YOL KESİMİ
9	OP-209 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	6+840	1	ÇAMLICA-GEBZE OTOYOL KESİMİ
-	UP-210 ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ	7+500	1	
-	UP-211 ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ (İMES KÖPRÜLÜ KAV.)	8+097	1	
10	YAYA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ (İMES Y.O.G)	8+700	1	
-	UP-300 ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ	10+210	1	
11	YAYA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	10+710	1	
12	OP-301 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	12+140	1	
13	OP-301A ÜSTGEÇİT KÖPRÜ(SAMANDIRA KÖPRÜLÜ KAV.)	12+700	1	
-	MCSA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	1+402	1	SAMANDIRA-KARTAL BAĞLANTI YOLU
-	SAMANDIRA-2 KAVŞAK KÖPRÜSÜ	2+315	1	
-	MCSC ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	3+242	1	
-	ORTADAĞ ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	5+034	1	
-	YAYA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	7+205	1	
-	UP-302 ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ	13+810	1	ÇAMLICA-GEBZE OTOYOL KESİMİ
-	UP-303 ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ	13+971	1	
14	YAYA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	14+525	1	
15	OP-304 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	16+610	1	
17	OP-305 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	17+670	1	
18	YAYA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	18+153	1	
19	OP-306 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	18+800	1	
20	YAYA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	19+500	1	
21	YAYA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	20+042	1	
22	YAYA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	20+713	1	
23	OP-307 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	21+280	1	
24	YAYA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	21+760	1	
25	OP-401 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ (KURTKÖY KÖP. KAV.)	24+760	1	KURTKÖY-PENDİK BAĞLANTI YOLU
-	OP-601 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	0+376	1	
-	OP-602 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	0+780	1	
-	SABİHA GÖKÇEN KAVŞAK KÖPRÜSÜ	1+750	1	ÇAMLICA-GEBZE OTOYOL KESİMİ
-	UP-403 ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ	25+690	1	
27	OP-404 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	25+820	1	
28	OP-405 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	29+905	1	
-	BAYRAMOĞLU VİYADÜĞÜ	33+058-33+258	1	
29	OP-501 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ(ŞEKERPİNAR KÖP. KAV.)	34+109	1	ŞEKERPİNAR-ÇAYIROVA BAĞLANTI YOLU
-	OP-701 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	1+385	1	
-	OP-702 A.ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	2+210	1	
-	OP-703 KAVŞAK KÖPRÜSÜ(ÇAYIROVA)	0+270	1	
-	OP-704 D-100 KAVŞAK KÖPRÜSÜ(ÇAYIROVA)	0+588	1	



Tablo 2.1: Çalışılan güzargahtaki önemli sanat yapıları (devamı)

30	OP-502 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ		34+543	1	ÇAMLICA- GEBZE OTOYOL KESİMİ
-	FEVZİ ATAÇ VİYADÜĞÜ		34+755- 34+915	1	
-	ORHAN MERSİNLİ VİYADÜĞÜ		35+489- 35+649	1	
31	OP-505 ÜSTGEÖİT KÖPRÜSÜ		38+853	1	
-	GÜZELTEPE VİYADÜĞÜ		37+873- 38+033	1	
-	UP-507 ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ		39+322	1	
32	OP-508 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ		41+245	1	
-	GAZİLER VİYADÜĞÜ		41+573- 41+893	1	
33	OP-510 ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ		42+640	1	
34	OTOYOL GEBZE KAVŞAK KÖPRÜSÜ		45+323	1	
35	ÜSTGEÇİT-2 KÖPRÜSÜ		46+321	1	
-	KESİŞME KÖPRÜSÜ		46+855	1	
36	ÜSTGEÇİT-3 KÖPRÜSÜ		47+516	1	
-	MUALLİMKÖY VİYADÜĞÜ		48+709- 48+811	1	
-	DİLDERESİ KAVŞAK KÖPRÜSÜ		51+525	1	
-	DİLDERESİ KAVŞAK VİYADÜĞÜ	SOL	51+620- 51+722	1	
-		SAĞ	51+640- 51+739		
-	ALTGEÇİT 3 KÖPRÜSÜ		52+160	1	
-	ALTGEÇİT 4 KÖPRÜSÜ		52+488	1	
-	DİLDERESİ TUNELİ		53+171- 53+391	1	
-	AZİZ HAMDİ VİYADÜĞÜ	SOL	53+741- 53+872	1	
-		SAĞ	53+741- 53+877		
-	GRUP 1 VİYADÜĞÜ	SOL	54+084- 54+170	1	
-		SAĞ	54+066- 54+198		
-	GRUP 2 VİYADÜĞÜ	SOL	54+238- 54+324	1	
-		SAĞ	54+259- 54+345		
-	KAVAKLİDERE VİYADÜĞÜ		54+459- 54+635	1	
-	DİKENLİDERE VİYADÜĞÜ		55+071- 55+158	1	
-	TAVŞANCIL VİYADÜĞÜ	SOL	56+014- 56+145	1	
-		SAĞ	56+023- 56+154		
-	KAVŞAK VİYADÜĞÜ		57+528- 57+640	1	

Tablo 2.1: Çalışılan güzargahtaki önemli sanat yapıları (devamı)

-	BATI HEREKE VİYADÜĞÜ		58+203-58+854	1	GEBZE-İZMİT OTOYOL KESİMİ
-	HEREKE TÜNELİ		58+887-59+176	2	
-	HEREKE KOYU VİYADÜĞÜ	SOL	59+337-59+782	2	
		SAĞ	59+336-59+798		
37	HEREKE DOĞU KAVŞAK KÖPRÜSÜ		60+030	2	
-	KOYDERESİ VİYADÜĞÜ	SOL	61+971-62+073	2	
		SAĞ	61+985-62+085		
38	KALBURCU ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ		67+725	2	
-	HAMZADERE VİYADÜĞÜ		69+276-69+496	2	
-	ALTGEÇİT 6 KÖPRÜSÜ		72+383	2	
-	ALTGEÇİT 7 KÖPRÜSÜ		73+005	2	
-	KÖRFEZ KAVŞAK KÖPRÜSÜ		73+459	2	
-	ALTGEÇİT 9 KÖPRÜSÜ		73+809	2	
39	ÜSTGEÇİT 4 KÖPRÜSÜ		74+782	2	
-	ALTGEÇİT 10 KÖPRÜSÜ		75+318	2	
-	ALTGEÇİT 11 KÖPRÜSÜ		76+466	2	
40	ÜSTGEÇİT 5 KÖPRÜSÜ		76+812	2	
41	ÜSTGEÇİT 6 KÖPRÜSÜ		77+310	2	
-	ÇENEDERE VİYADÜĞÜ		77+395-77+571	2	
-	ALTGEÇİT 12 KÖPRÜSÜ		77+822	2	
42	ÜSTGEÇİT 7 KÖPRÜSÜ		78+012	2	
43	ÜSTGEÇİT 8 KÖPRÜSÜ		78+340	2	
44	ÜSTGEÇİT 9 KÖPRÜSÜ		79+662	2	
-	ÇINARLIDERE VİYADÜĞÜ	SOL	80+564-81+372	2	İZMİT(BATI)- İZMİT(DOĞU) KAVŞAKLA- RI OTOYOL KESİMİ
		SAĞ	80+580-81+372		
-	AÇIK TÜNEL (BATI 2 TÜNELİ)	SOL	81+141-81+576	2	
		SAĞ	81+355-81+571		
-	KARANTEPE VİYADÜĞÜ	SOL	81+808-82+007	2	
		SAĞ	81+808-82+008		
-	DANIŞ KOPER VİYADÜĞÜ (HATİPDERE)	SOL	83+410-84+214	3	
		SAĞ	83+410-84+179		
-	KORUTEPE TÜNELİ		84+200-85+297	3	

Tablo 2.1: Çalışılan güzargahtaki önemli sanat yapıları (devamı)

-	MUSTAFA İNAN VİYADÜĞÜ (AĞADERE)	SOL	85+305-85+705	3	İZMİT(BATI)-İZMİT(DOĞU) KAVŞAKLARI OTOYOL KESİMİ
		SAĞ	85+315-85+713		
-	GÜLTEPE TÜNELİ		85+735-86+345	3	
-	YENİDOĞAN VİYADÜĞÜ	SOL	86+380-86+580	3	İZMİT(BATI)-İZMİT(DOĞU) KAVŞAKLARI OTOYOL KESİMİ
		SAĞ	86+357-86+557		
45	UG/OB 2 ESKİ İSTANBUL YOLU ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ		88+030	3	
-	BEKİRDERE VİYADÜĞÜ	SOL	88+840-89+480	3	İZMİT(BATI)-İZMİT(DOĞU) KAVŞAKLARI OTOYOL KESİMİ
		SAĞ1	88+840-88+980		
		SAĞ2	89+080-89+480		
46	UG/OB3 GÜNDOĞDU ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ		90+211	3	
-	AG/UB 1B KANDIRA ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ		91+582	3	
-	AG/UB 2 KANDIRA ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ		91+964	3	
-	HY/HS7B AKARCA NEHİR KÖPRÜSÜ		92+080	3	
-	AG/UB 3 KANDIRA KAVŞAK KÖPRÜSÜ		92+342	3	
-	AG/UB 6 ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ		95+411	3	
-	HY/HS 13 YIRIM NEHİR KÖPRÜSÜ		98+915	3	
-	AG/UB 9 ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ		99+180	3	
-	AG/UB 9A ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ		99+313	3	
-	AG/UB 10 İZMİT D.1 KOLU ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ		99+700	3	
47	UG/OB 12 SUADİYE ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ		99+444	3	
49	UG/OB 13 TEPETARLA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ		101+525	3	
50	UG/OB 18 ACISU ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ		105+005	3	
51	UG/OB 22 MAŞUKİYE ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ		108+677	3	
-	HY/HS 29 YANIK DERESİ KÖPRÜSÜ		109+844	3	
-	HY/HS 36 KURTKÖY DERESİ KÖPRÜSÜ		111+934	3	
-	AG/UB 37 SERVİS ALANI ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ		112+560	3	
-	AG/UB 39 DEMİRYOLU ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ		113+687	3	
52	UG/OB43 KIRKPINAR ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ		114+789	3	
53	UG/OB44 SEGMENT FABRİKA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ		115+405	3	
-	AG/UB 47 SAPANCA 1 KOLU ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ		116+425	3	
54	UG/OB 47B SAPANCA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ		116+840	3	
55	UG/OB 48B SAPANCA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ		117+175	3	
-	HY/HS 49 İSTANBUL DERESİ KÖPRÜSÜ		117+317	3	

Tablo 2.1: Çalışılan güzargahtaki önemli sanat yapıları (devamı)

-	AG/UB 53 SAPANCA ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ	119+734	3	İZMİT(DOĞU) KAVŞAĞI- KAZANCI OTOYOL KESİMİ	
56	UG/OB 62 SAPANCA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	123+323	3		
57	UG/OB 68 KÖY ENSTİTÜSÜ ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	126+360	3		
58	UG/OB 68 ARIFIYE ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	126+895	3		
-	AG/UB 72 DEMİRYOLU ALTGEÇİT KÖPRÜSÜ	128+243	3		
60	UG/OB 74 ESKİŞEHİR YOLU ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	128+958	3		
61	UG/OB 74A MOLLAKÖY ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	129+480	3		
62	AG/UB 75 ADAPAZARI KAVŞAK KÖPRÜSÜ	129+898	3		
-	BİLECİK DEVLET YOLU ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	0+516	3		ADAPAZARI- HANLI BAĞLANTI YOLU
-	HANLIKÖY KAVŞAK KÖPRÜSÜ	0+843	3		
-	YENİ HANLI KAVŞAK KÖPRÜSÜ	1+744	3		
63	UG/OB 75 HANLIKÖY ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	130+948	3	İZMİT(DOĞU) KAVŞAĞI- KAZANCI OTOYOL KESİMİ	
64	UB/OB 77 KARAABDİLER ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	132+223	3		
-	SAKARYA VİYADÜĞÜ	132+647- 133+047	3		
65	UG/OB 81ALANCUMA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	134+401	3		
66	UG/OB 84 KAMIŞLI ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	135+603	3		
67	UG/OB 85 KAMIŞLI ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	137+230	3		
68	UG/OB 87 TAVUKLAR ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	138+096	3		
69	UG/OB 96 KAZANCI ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	139+410	3		
-	HY/HS 90 KAYALAR SUYU NEHİR KÖPRÜSÜ	140+680	3		
-	HY/HS 95 KANLIÇAY NEHİR KÖPRÜSÜ	142+223	3		
70	UG/OB 96 KAZANCI (ŞEYHKÖY) ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	143+515	3	KAZANCI- GÜMÜŞOVA OTOYOL KESİMİ	
-	HY/HS 97 MUDURNU ÇAYI KÖPRÜSÜ	144+242	3		
71	BEDİLİSMO ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	145+295	3		
72	AKYAZI KAVŞAK KÖPRÜSÜ	145+705	3		
73	UZUNÇINAR ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	147+044	3		
74	AKYAZI ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	148+980	3		
75	TOPAĞAÇ ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	151+075	3		
-	DİNSİZ NEHİR KÖPRÜSÜ	153+415	3		
76	HENDEK ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	159+270	3		
-	ULUDERE NEHİR KÖPRÜSÜ	160+606	3		
77	YARICA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	164+260	3		
-	MADEN NEHİR YANYOL KÖPRÜSÜ	165+900	3		
-	MADEN NEHİR KÖPRÜSÜ	166+383	3		
78	ORTA ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	166+542	3		
79	SIRT ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	168+857	3		
80	RIFATBEY ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	173+780	3		
81	ARDIÇDİBİ ÜSTGEÇİT KÖPRÜSÜ	177+787	3		

## 2.2. Hatipdere Viyadüğü (Daniş Koper Viyadüğü)

Hatipdere viyadüğü Sakarya-İstanbul otoyolunda yer alan, sağ ve sol taşıt yolu olmak üzere iki kısımdan oluşan bir viyadüktür. Sol taşıt yolu 804 m uzunluğunda, en yüksek viyadük ayağı 57.4 m olan ve açıklıkları 40-40.5 m arasında değişen 20 açıklıklı bir yapıdır. Sağ taşıt yolu ise 769m uzunluğunda, en yüksek ayağı 57.9m olan ve açıklıkları 40-41m arasında değişen 19 açıklıklıktan oluşan bir yapıdır. Bu çalışmada Hatipdere viyadüğünün sağ taşıt yolu kısmı incelenmiştir. Şekil 2.1’de Hatipdere viyadüğünün uzaydan görünüşü yer almaktadır.

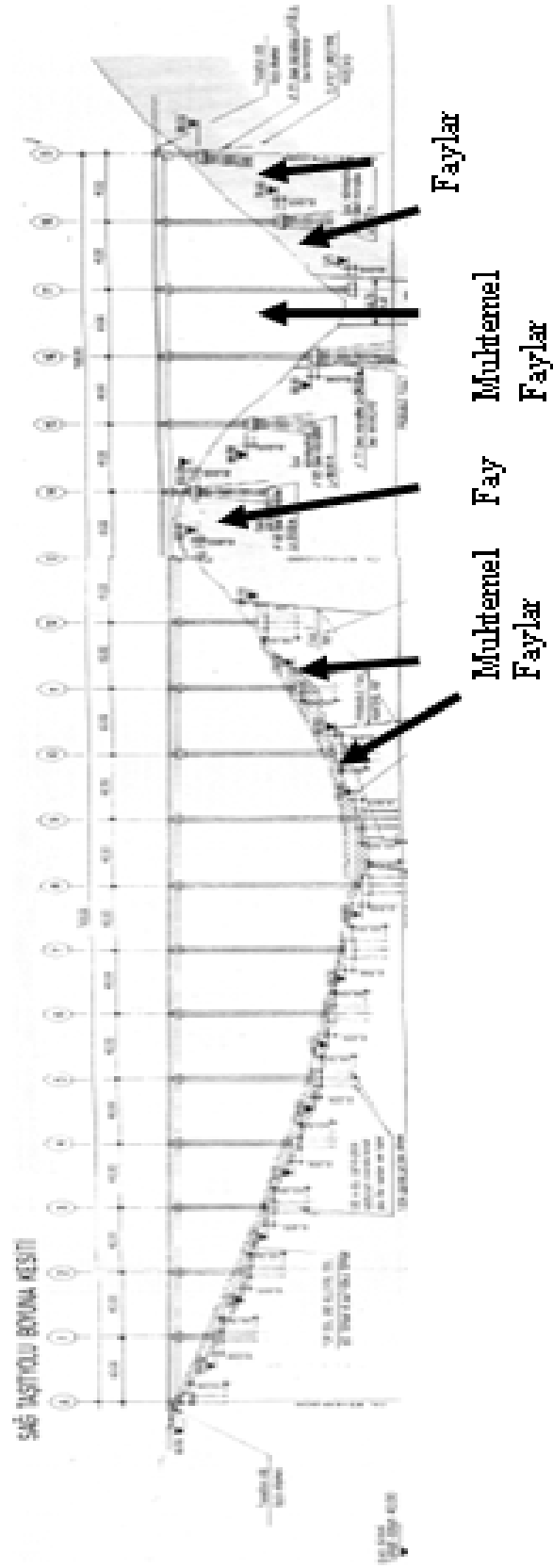


Şekil 2.1: Hatipdere viyadüğünün uzaydan görünüşü [30]

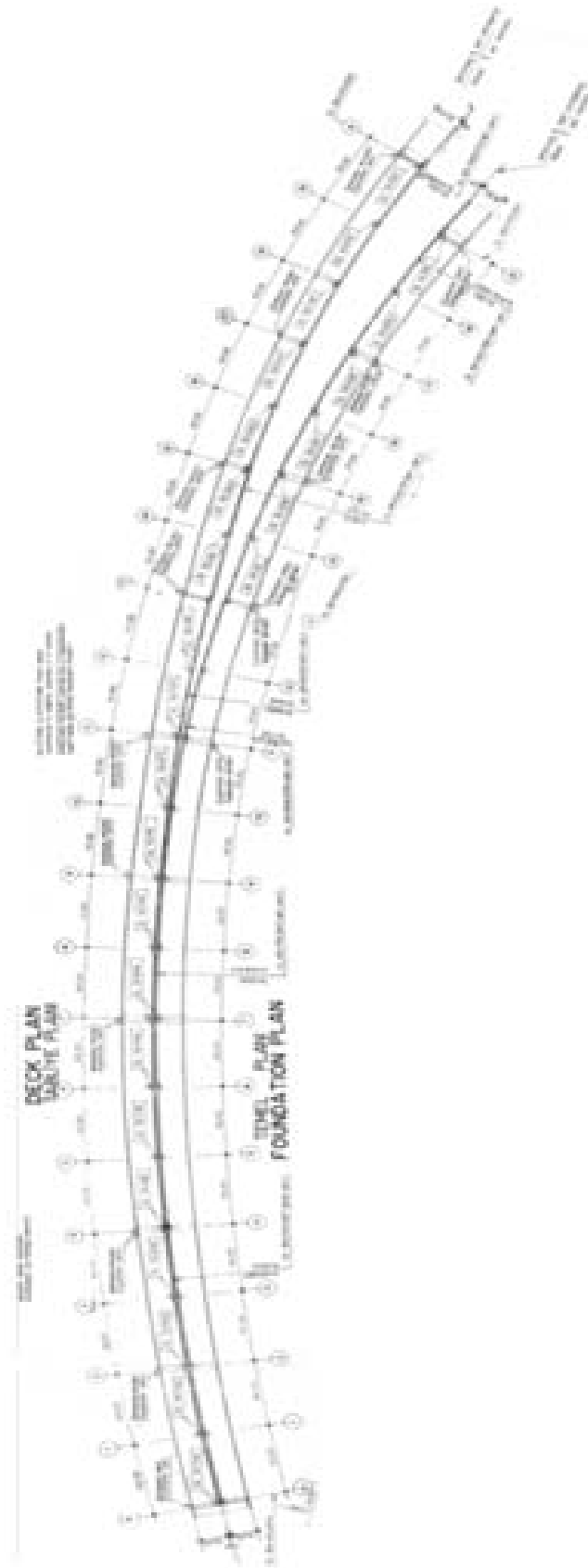


Şekil 2.2: Hatipdere viyadüğünün yandan görünüşü [31]

Hatipdere viyadüğünün inşa edildiği bölge ve zemininde yüksek bir faylanma potansiyeli mevcuttur. Şekil 2.3'de Hatipdere viyadüğü sağ taşıyolu boyuna kesiti gösterilmiş ve kesit üzerinde zeminde yer alan faylar ve muhtemel faylar işaretlenmiştir. Şekil 2.4'de ise viyadük tabliye planı gösterilmiştir.



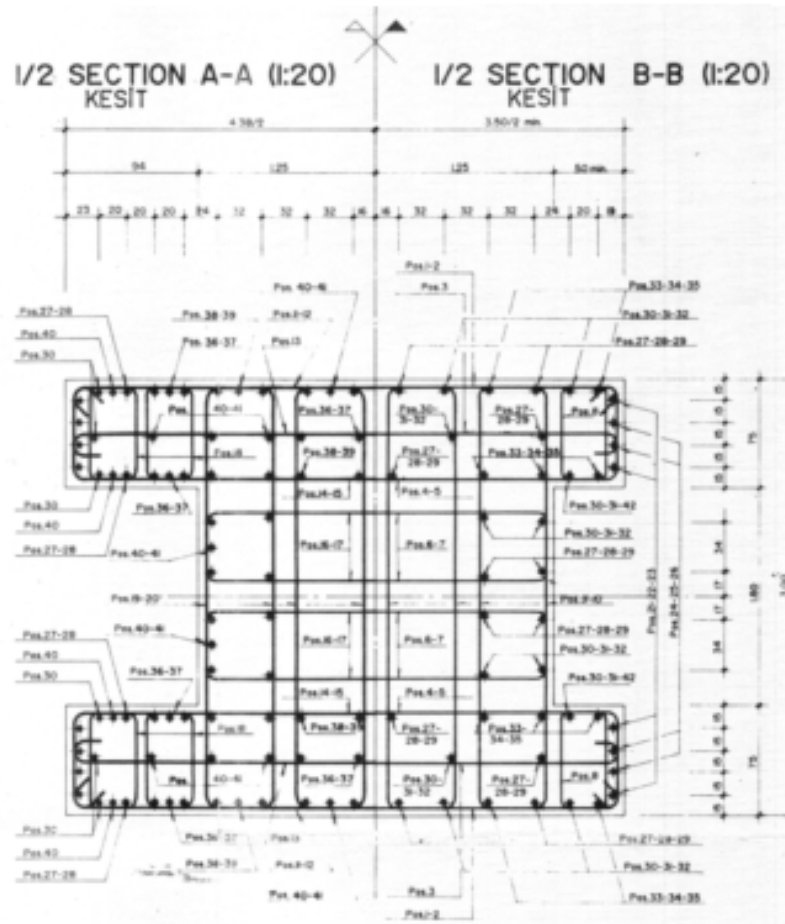
Şekil 2.3: Sağ taşıt yolu boyuna kesiti [12]



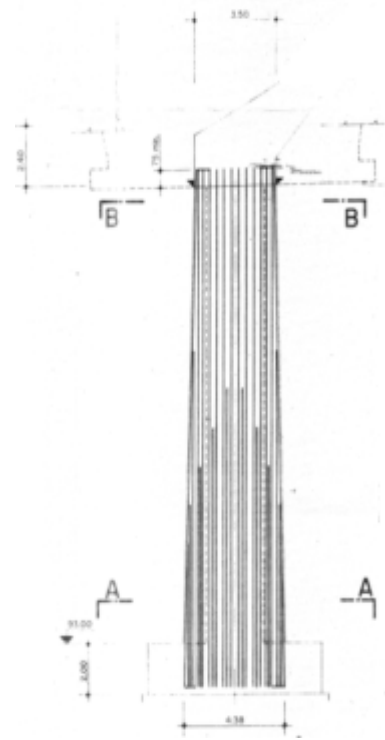
Şekil 2.4: Tabliye Planı [12]



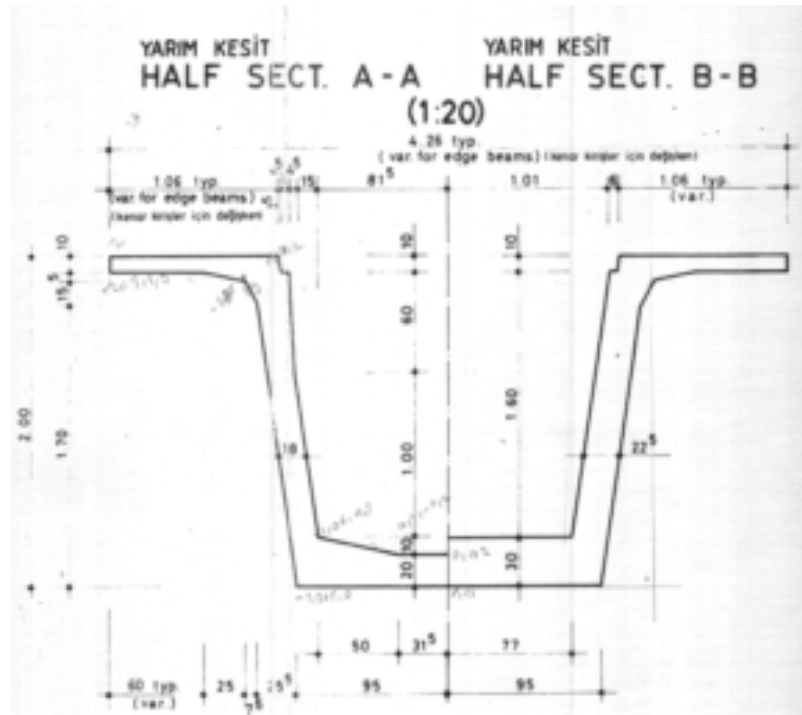
Hatıpdere viyadüğü 2 nolu ayak kesitinde donatı yerleşimi Şekil 2.5’de gösterilmiştir. Düşey donatılar S420 dayanımında ve  $\emptyset 32$  çapında, yatay donatılar ise S420 dayanımında ve  $\emptyset 20$  çapındadır. Şekil 2.6’da ise 2 nolu ayağın boy kesiti gösterilmiştir. Burada viyadük ayağı kesiti daraldığından boy donatılar düz eğimli olarak yerleştirilmiştir. Şekil 2.7’de gösterilen viyadük tabliyesi prekast kirişlerinin geometrik kesitlerinin gövdeleri açıklıkta boş kesit iken mesnete yakın kısımda hemen hemen dolu bir kesite dönüşmüş olarak Şekil 2.8’de gösterilmiş, boyuna detayı ise Şekil 2.9’da verilmiştir. Şekil 2.10’da da Hatıpdere viyadüğü tabliyesi açıklık ortası kesit detayı verilmiştir.



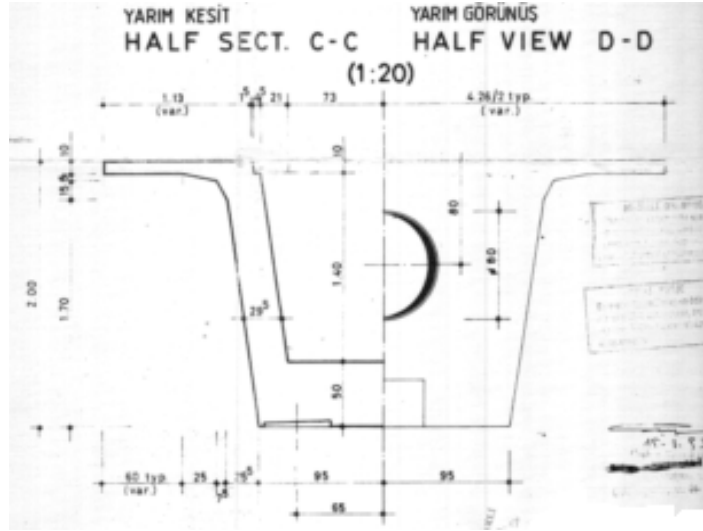
Şekil 2.5: Hatıpdere viyadüğü sağ taşıyıcı yolu 2 no’lu ayak kesiti [12]



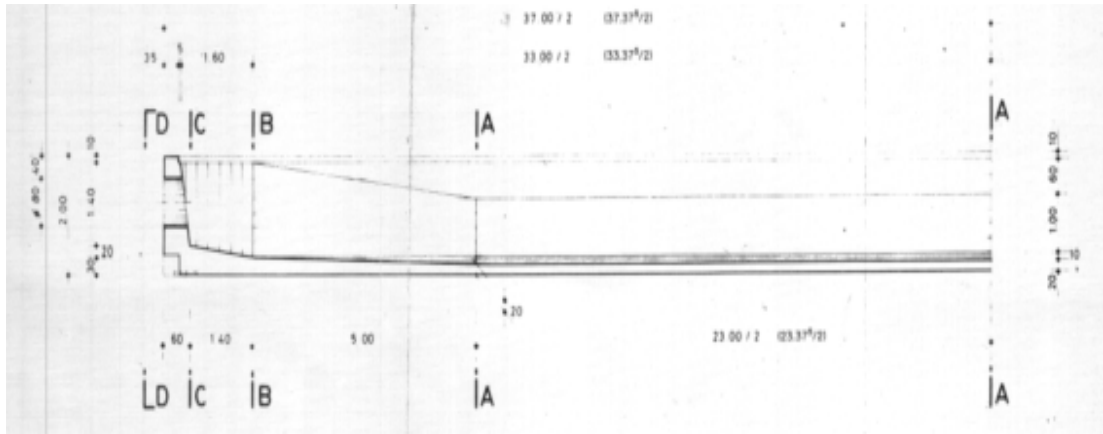
Şekil 2.6: Hatıpdere viyadüğü sağ taşıt yolu 2 no'lu ayak gövdesi boykesiti [12]



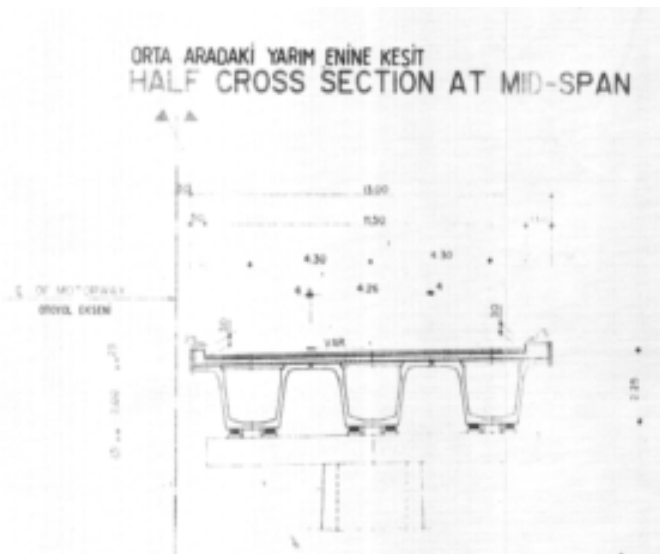
Şekil 2.7: Hatıpdere viyadüğü sağ taşıt yolu prekast kiriş kesiti [12]



Şekil 2.8: Hatıpdere viyadüğü sağ taşıt yolu prekast kiriş kesiti [12]



Şekil 2.9: Hatıpdere viyadüğü sağ taşıt yolu prekast kiriş boyuna kesiti [12]



Şekil 2.10: Hatıpdere viyadüğü tabliyesi açıklık ortası enine kesit detayı [12]

### 2.3. Marmara Bölgesi ve Depremsellik

Marmara Bölgesi yaklaşık olarak 26°- 31° doğu boylamları ve 40°- 41°.30' kuzey enlemleri ile sınırlanan alandır. Bu alan çok sayıda yapısal-tektonik yükselti ve bu yükselti arasında kalan fay denetimli havzalar ile şekillenir. Yükselti arasında Kocaeli, Istranca, Rodop, Ganos, Gelibolu yarımadası, Kapıdağ, Uludağ ve Armutlu tektonik blokları; fay denetimli havzalar arasında ise İzmit-Sapanca, Adapazarı, Geyve, İznik, Gemlik, İnegöl, Bursa, Saros, Ergene ve Marmara denizi ile İstanbul ve Çanakkale boğazları sayılabilir. [4]

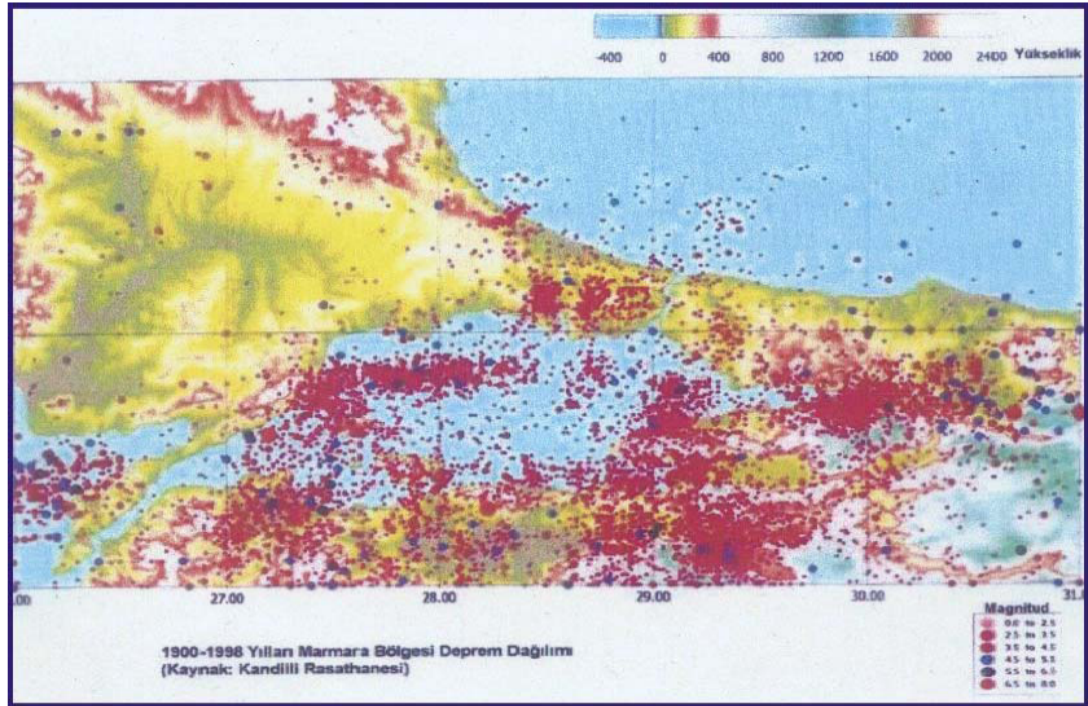
Gerek tarihsel, gerekse güncel (aletsel dönem) depremleriyle kanıtlanmış olduğu gibi Marmara bölgesinin depremselliği göreceli olarak çok yüksektir. Marmara bölgesinde, milattan sonra 29 ve 1894 yılları arasında 18 tarihsel, 1912 ve 1999 yılları arasında ise büyüklüğü 6.1 ile 7.4 arasında değişen 13 adet yıkıcı deprem yaşanmıştır. Bu denli yüksek sismik etkinlik, Marmara bölgesindeki deprem tehlikesinin önemsenmesini gerektirmektedir. Çünkü Türkiye nüfusunun dörtte biri ve sanayi merkezlerinin çoğunluğu Marmara bölgesinde yer almaktadır. Tablo 2.2'de Marmara bölgesinde meydana gelmiş önemli depremler gösterilmiştir. [4]

Tablo 2.2: Bölgede oluşan önemli depremler [20]

1912	Şarköy – Mürefte	$M_3=7.3$
1935	Marmara Adası	$M_3=6.3$
1953	Yenice – Gönen	$M_3=7.4$
1957	Abant	$M_3=6.9$
1963	Çınarcık	$M_3=6.3$
1964	Manyas	$M_3=6.8$
1967	Adapazarı-Mudurnusuyu	$M_3=7.0$
1975	Çanakkale	$M_3=6.7$
1999	Gölcük Depremi	$M_w=7.6$

(Ms: Yüzeysel dalgası cinsinden büyüklük, Mw: Dalga boyu cinsinden moment büyüklük)

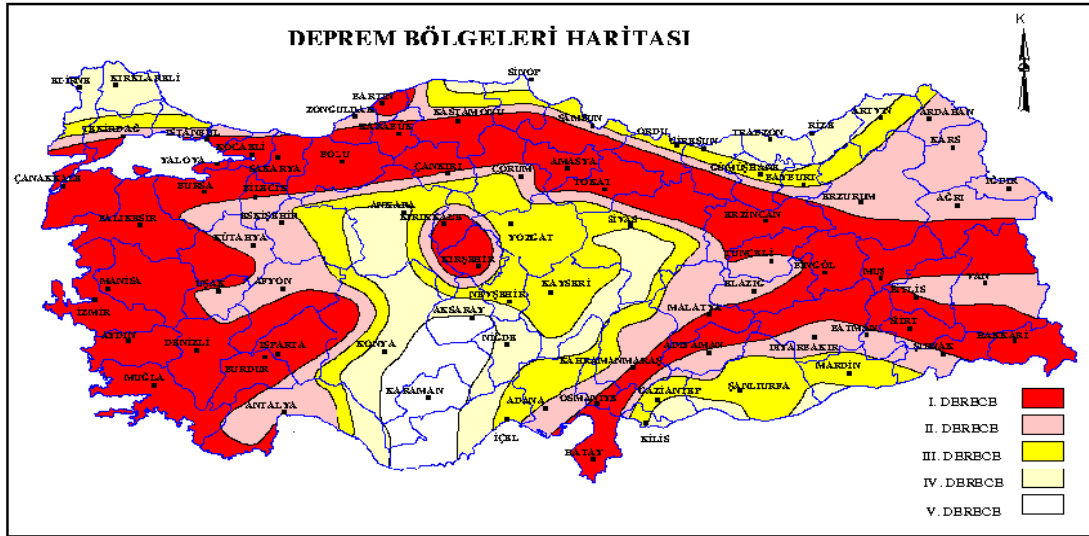
Marmara bölgesindeki yüksek deprem etkinliği ve deprem tehlikesinden, eş zamanlı olarak etkinlik gösteren iki neotektonik rejim ve bu rejimleri karakterize eden faylar sorumludur. Bunlar doğrultu atımlı neotektonik rejim ve genişleme türü neotektonik rejimdir. Bu rejimler sırayla, sağ yanal doğrultu atımlı bir fay sistemi olan Kuzey Anadolu Fay Sistemi'nin (KAFS) batı kesimi ve verev atımlı normal faylarla karakterize edilir. Marmara bölgesinde, KAFS iki alt fay sistemi ile temsil edilir. Bunlar Güney Marmara alt fay sistemi (GMAFS) ve Kuzey Marmara alt fay sistemidir (KMAFS). GMAFS başlıca Yenice-Gönen, Sarıköy-Aşağı İnova, Edincik-Denizkent ve Geyve -İznik fay zonlarından, KMAFS ise Ganos, Işıklar, Kuzey Marmara, Adalar, Hendek-Yığılca, Gölcük-Akyazı ve Karapüçek-Sapanca fay zonlarından oluşur. Marmara bölgesinin Bursa kesimi çoğunlukla genişleme türü neotektonik rejimin ve bu rejim ile ilgili normal fayların etkisi altındadır. Bunlar İnönü-Eskişehir ve Bursa fay zonlarıdır. [4] Şekil 2.11'den Marmara bölgesi deprem dağılımını inceleyebilirsiniz.



Şekil 2.11: Marmara Bölgesi deprem dağılımı [20]

Gerek tarihsel, gerekse aletsel dönemde, Güney ve Kuzey Marmara alt fay sistemleri ile Bursa fay zonunu oluşturan çeşitli fay segmentleri etkinlik kazanmış ve büyük yıkıcı depremler üretmiştir. Bu aktif fay segmentlerinin bazıları kısa süreli (39-151

yıldır), diğer bazıları ise uzun süreli (246-587 yıldır) sismik boşluk özelliği taşımaktadır. Uzun süreli sismik boşluk özelliğindeki aktif fay segmentleri arasında İzmit, Yeşilköy, Kumburgaz, Orta Marmara, Naimköy, Işıklar, Evreşe, Denizkent, Edinci, Sarıköy-Aşağınova, Bandırma, Yenice, Boğazköy, Gençali, Gemlik, Narlıca, Çamdibi, Mekece-Geyve, Demirtaş ve Soğukpınar fay segmentleri sayılabilir. [4] Şekil 2.12’de verilen Türkiye Deprem Yönetmeliği deprem bölgeleri haritası bütün coğrafyadaki benzer riskleri göz önüne alan, deprem bölgelerini göstermektedir.



Şekil 2.12: Türk Deprem Yönetmeliği 2007 Deprem Bölgeleri Haritası [22]

Geçmişte olan depremler ve yapılan araştırmalar göstermektedir ki ülkemiz bir deprem ülkesidir ve gelecekte deprem üretecek faylara sahiptir. Olası depremlerde yakın tarihte Kocaeli ve Düzce depreminde yaşadığımız seneryoların yaşanmaması için öncelikle geçmişte yapılmış yapılar, viyadük ve köprü gibi önemli konumdaki yapılar yeni yönetmeliklere göre tekrar incelenmeli ve gerekli ise güçlendirmeleri yapılmalıdır.

#### 2.4. Kocaeli Depreminde Bölgenin Hasar Dağılımı

17 Ağustos 1999 tarihinde yerel saat ile 03:02'de Kocaeli (İzmit) il merkezinin 12 km Güneydoğusunda Kuzey Anadolu Fay Zonu üzerinde Magnitudü Md 6.7 (süre büyüklüğü), Mw 7.4 (moment büyüklüğü) olan bir deprem meydana gelmiştir. Bu depremin dışmerkezi 40.70 K, 29.91 D, derinliği 15.9 km olarak Bayındırlık ve İskan Bakanlığı afet işleri deprem araştırma dairesi tarafından belirlenmiştir. (Depremin

maksimum şiddeti MSK şiddet cetveline göre X olarak saptanmıştır.) Depremden etkilenen illerin il merkezlerinin deprem merkez üssüne uzaklıkları İzmit 12 km, Adapazarı 39 km, Yalova 59 km, Bilecik 61 km, İstanbul 85 km, Bursa 94 km, Eskişehir 113 km, Bolu 142 km, Zonguldak 180 km ve Tekirdağ 210 km olarak hesaplanmıştır. Deprem sonrası illere göre meydana gelen can kayıplarını Tablo 2.3’de verilmiştir.

Tablo 2.3: Kocaeli depremi sonrası bölgede can kaybı açısından hasar dağılımı [20]

İL ADI	ÖLÜ SAYISI	YARALI SAYISI
KOCAELİ	9476	19447
SAKARYA	3890	7284
YALOVA	2504	6042
İSTANBUL*	981	7204
DÜZCE	271	1163
BOLU	-	2
BURSA*	268	2375
ESKİŞEHİR*	86	375
ZONGULDAK	3	26
TEKİRDAĞ	-	35
<b>TOPLAM</b>	<b>17479</b>	<b>43953</b>

\* İstanbul, Bursa, Eskişehir’de ölü sayısı sırası ile 454, 10, 33 kişidir, tablodaki sayılar, diğer bölgelerden yaralı olarak gelmiş ve tedavi sırasında bu illerde hayatını kaybedenleri de içermektedir.

Kocaeli ili 6 ilçe ve 280 köyüyle 1997 nüfus sayımına göre 1.177.379 dur. Bunun 629.333’ü ilçe merkezlerinde, 548.046’sı köylerde yaşamaktadır. Bu nüfusa depremde verilen ölü sayısını oranlarsak %1 insan kaybı, %2 yaralı oranlarıyla en büyük can riski olan bir ilimizdir. Buna mukabil ilçe bazında yüzde olarak en fazla can ve mal kaybı Gölcük ilçesinde olmuştur. Gölcük’teki konutların % 35.7’si ağır hasara uğramış ve bu ilçede yaşayan 5025 kişi ölmüştür. Kocaeli il ve ilçe merkezlerinin deprem merkez üssüne uzaklıkları Kocaeli (Merkez) 7.95 km, Gebze 42.85 km, Gölcük 7.12 km, Kandıra 46.56 km, Karamürsel 24.54 km ve Körfez 17.61 km dir. Gölcük ve İzmit ilçe merkezlerinin deprem merkez üssüne uzaklıkları hemen hemen eşit olmasına rağmen Gölcük ilçe merkezinde İzmit ilçe merkezinin

yüzde olarak yaklaşık 2.5 katı fazla sayıda konut ağır hasara uğramıştır. Kocaeli depremi sonrası bölgede meydana gelen hasar dağılımı Tablo 2.4’de gösterilmiştir.

Tablo 2.4: Kocaeli depremi sonrası bölgede hasar dağılımı [20]

ŞEHİR	AĞIR	ORTA	HAFİF
BOLU	-	-	-
BURSA	68	453	1008
DÜZCE	3095	4180	3303
ESKİŞEHİR	99	104	336
İSTANBUL	3605	15338	13694
KOCAELİ	22346	24288	25679
GÖLCÜK	14180	8675	10417
SAKARYA	23111	14163	20387
YALOVA	10189	8953	14566
<b>TOPLAM</b>	<b>77342</b>	<b>77169</b>	<b>89872</b>

Kocaeli ilinde toplam 31.625 konut ağır, 29.076 konut orta, 31.751 konut hafif hasara uğramıştır. Kocaeli depremi nedeniyle meydana gelen ağır hasarın %48’i, orta hasarın % 43’ü ve hafif hasarın % 40’ı Kocaeli ilinde meydana gelmiştir.

Kocaeli (Merkez) il merkezindeki konutların % 10’u, Gebze ilçe merkezindeki konutların % 0.48’i, Gölcük ilçe merkezindeki konutların % 35.70’i, Kandıra ilçe merkezindeki konutların % 0.25’i, Karamürsel ilçe merkezindeki konutların % 14.19’u ve Körfez ilçe merkezindeki konutların % 12.75’i ağır hasara uğramıştır. Tablo 2.5’de Kocaeli depreminde Kocaeli ilçelerinde meydana gelen konut hasar dağılımını verilmiştir.

Tablo 2.5: Kocaeli depreminin neden olduğu Koceli ilçelerindeki konut hasar dağılımı [21]

KOCAELİ İLİ	KONUT HASARI								
	Toplam Ağır	Toplam Orta	Toplam Hafif	Ağır (Şehir)	Orta (Şehir)	Hafif (Şehir)	Ağır (Köy)	Orta (Köy)	Hafif (Köy)
İZMİT	868	3488	5202	167	1687	2435	692	795	692
DERİNCE	9	1006	2075	0	997	2051	9	9	24
GEBZE	270	1325	3469	0	416	725	270	909	2744
GÖLCÜK	1123	3422	847	0	1985	0	1123	1437	847
KANDIRA	35	94	272	0	0	12	35	94	260
KARAMÜRSEL	41	1052	416	0	833	252	41	219	164
KÖRFEZ	18	879	849	0	761	572	18	118	277
<b>TOPLAM</b>	<b>2355</b>	<b>10260</b>	<b>11055</b>	<b>167</b>	<b>6679</b>	<b>6047</b>	<b>2188</b>	<b>3581</b>	<b>5008</b>



Kocaeli Depremi sonrası Arifiye köprüsü tabliyesinin çökmesi (Şekil 2.13) ve yüksek fay hareketi sonucu ulaşım yolu kaplamalarında meydana gelen hasarlar (Şekil 2.14'de gösterildiği gibi) bölgede oluşan belirgin ulaşım yolu hasarlarıdır. Ayrıca viyadüklerden hasar almamasına rağmen önemli noktalarda bulunan bazı viyadükler 1999 Kocaeli depreminden sonra bakım ve güçlendirme görmüştür. Bu viyadükler: Bayramoğlu viyadüğü, Fevzi Ataç viyadüğü, Orhan Mersinli viyadüğü, Güzeltepe viyadüğü, Gaziler viyadüğü, Grup 1 viyadüğü, Gurup 2 viyadüğü, Kavaklıdere viyadüğü, Dikenlidere viyadüğü, Tavşancıl viyadüğü, Kavşak viyadüğü, Batı Hereke viyadüğüdür.



Şekil 2.13: Arifiye köprüsünde meydana gelen hasar [28]



Şekil 2.14: Arifiye yakınlarında fayın geçtiği yolda meydana gelen hasar [28]

### 3. VİYADÜK YAPILARININ TEORİK DİNAMİK DAVRANIŞI

#### 3.1. Dinamik Analiz

Yapısal sistemlerin dinamik analizleri üç temel gruplandırma içerisinde değerlendirilmektedir. Doğal frekans analizleri, frekans tepki analizi, zamana bağlı tepki analizi. Bunlardan ilki serbest titreşimler grubu içerisinde düşünülürken diğer ikisi zorlanmış titreşimler olarak değerlendirilir. Zorlama işlemi yapı sistemine verilen zamanla değişen harici bir kuvvet veya frekansın fonksiyonu olarak gerçekleşir.

Titreşim veya periyodik yüklere maruz kalan yapısal sistemlerin dinamik analizlerinde çoğunlukla ilk olarak doğal frekans analizleri yapılmaktadır. Doğal frekans analizleri yapısal sistemin doğal frekanslarını ve bu frekans değerinde tahrik edilmeleri halinde alacakları mod şekillerini vermektedir. Konunun teorik izahından önce hangi fiziksel özelliklerin yapısal sistemin doğal frekansına etkidiğinin ve bu etkinin ne yönde olduğunun bilinmesinde fayda vardır. Basit bir şekle sahip yapısal sistemin ilk mod şekilleri en düşük potansiyel enerjili şekle aittir ve dolayısıyla birim uzama enerjisi diğerlerine oranla daha düşüktür. İkinci, üçüncü ve diğer mod şekillerinin oluşumunda gittikçe artan iç birim şekil değiştirme enerjisine ihtiyaç duyulur. Pratikteki uygulamalarda genellikle ilk doğal frekans en önemlisidir. Bu frekans en rahat bulunan ve tasarım parametrelerine yapılan müdahalelerle en rahat kontrol edilendir. [9]

Yapısal sistemi doğal frekanslarından bir tanesine ait frekans değerine sahip bir değişken kuvvetle tahrik ettiğimizde sistem önce belli bir formu oluşturacak şekilde bir yöne doğru, daha sonra ise onun zıttı olacak diğer yöne doğru hareket edecektir. Bu durumun bir saniye içerisinde gerçekleşme adedi diğer bir değişle sıklığı ise hareketin frekansı olarak adlandırılmaktadır. Bu durumun karakteristiğine etki eden iki adet temel parametre vardır. Tek serbestliği olan bir yapı için;

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.1)$$

olmaktadır. Burada  $\omega_n$ : dairesel doğal frekans, k: sistemin rijitliği, m: sistemin toplam kütlesi bu ifadede kütlelenin etkisi harekete karşı atalet ile kendini göstermektedir. Daha büyük kütlelenin anlamı titreşim yapan sistemin yönünün daha zor değişmesi demektir. Bu nedenle doğal frekansa ters orantı olarak etkimektedir.

Sistemin rijitliği ya da katılığı ise denge konumundan diğer yöne hareketlenmiş olan sistemi geri getirmek açısından etkir. Rijitliğin artması salınım hızını artırma yönünde katkı sağlar. Bu iki parametrenin etkileşimi ile sabit bir titreşim hızında çevrim dengeye oturur ve süreklilik kazanır.

Genel hareket denkleminde yola çıkılarak çok serbestliği olan bir yapısal sistemin doğrusal dinamik hareket denklemi;

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (3.2)$$

ifadesi ile yazılabilir. Burada M kütleli, C sönümü, K rijitliği, u yer değiştirmeyi ve F ise kuvvet matrisi ve vektörlerini temsil etmektedir. Serbest titreşim hali ve sönümün ihmal edilmesi ile denklem;

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = \{0\} \quad (3.3)$$

şeklini alır. Sistemin harmonik hareketi ile ifadeyi

$$([K] - \omega^2 [M])\{u\} = \{0\} \quad (3.4)$$

Şeklinde yazmak mümkündür.

Bu denklemin kökleri  $\omega_i$  ler özdeğerlerdir ve sistemin doğal frekanslarını temsil ederler.  $i$ 'ler burada 1 den başlayarak sistemin sahip olduğu serbestlik derecesine kadar olan sayılardır.  $\{u\}_i$  ler sistemin özvektörleridir ve ilgili frekansa karşılık gelen mod şekillerini temsil ederler.

Gerçek durumlarda hiç bir sistem sürekli durumunu sürdürecektir kadar serbest değildir. Sisteme etkiyen bir sönüm faktörü vardır. Bu kavram malzeme içerisinde moleküler bazda enerji kaybına dayalı olarak ortaya çıkar.

Temel ve basit yapıların doğal frekanslarına analitik yöntemlerle ulaşılsa bile karmaşık konstrüksiyona sahip yapılarda sonlu elemanlar gibi sayısal yöntemler bir çok kez tek yöntem olarak karşımıza çıkmaktadır.

Doğal frekans analizlerinin en temel amacı sisteme etkiyen tahrik kuvveti frekansının yakınlığında yapıya ait doğal frekanslardan bir tanesinin bulunmasıdır. Burada teorik olarak en az üç kat kadar uzak bir değerde olması istenir. Ancak bu durumun sağlanması pratikte her zaman gerçekleştirilememektedir. Tahrik frekansı ile doğal frekanslardan bir tanesinin çakışması durumunda sistem rezonansa girmekte titreşim genliği yüksek değerlere ulaşmakta buda yapıda hasara neden olmaktadır. [9]

### **3.1.1. Modal analiz**

Modal analiz, bir yapıdan elde edilmiş olan dinamik titreşim verilerinin işlenerek yapının özelliklerinin belirlenmesi olarak tanımlanabilir. Modal analiz teknikleri zaman, frekans, ve Laplace çözümlerinde  $s$  uzayları üzerinde uygulanabilir. Zaman ekseninde toplanan veriler çoğunlukla hızlı Fourier transformu (FFT) kullanılarak frekans uzayına aktarılır. FFT, sayısallaştırılmış veri üzerine uygulandığından, belirli zaman aralıkları ile toplanan dinamik verinin işlenmesi için uygundur. Laplace transformu frekans uzayında kolayca yapılamayacak bazı işlemlerin 's' uzayına taşınmasında kullanılır. [9]

### 3.1.1.1. Modal teori

Köprülerin dinamik davranışı, ivme, hız, rijitlik ve yapıya etkiyen dış kuvvetlerin dengesi olarak Eşitlik 3.5'deki gibi yazılabilir.

$$M \ddot{x}(t) + C \dot{x}(t) + K x(t) = f(t) \quad (3.5)$$

Yapı serbest salınım yaparken, eşitliğin sağ tarafı sıfıra eşit olur ve denklem ikinci dereceden homojen bir yapıya sahip olur.  $x(t) = X e^{st}$  olarak Eşitlik 1'e yerleştirildiğinde sonuç Eşitlik 3.6'de olduğu gibi elde edilir. Burada 's' değişkeni, kompleks değere sahip Laplace değişkeni olarak tanımlanmaktadır.

$$(M s^2 + C s + K) X e^{st} = 0 \quad (3.6)$$

Eşitlik 3.6'nın parantez içinde kalan kısmın gerçekçi çözüm kümesi, Eşitlik 3.7'de görüldüğü gibi hesaplanabilir.

$$s_{1,2} = -\frac{C}{2M} \pm \left\{ \left( \frac{C}{2M} \right)^2 - \left( \frac{K}{M} \right) \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (3.7)$$

Eşitlik 3.7 kullanılarak  $x(t) = X e^{st}$  ya da  $\lambda = s$  olarak tanımlandığında aynı çözümü verecek  $x(t) = A e^{\lambda_1 t} + B e^{\lambda_2 t}$  denklemini elde edilir.  $\lambda_1$  ve  $\lambda_2$  çözüm elemanları,  $\sigma_1 + j\omega_1$  ve  $\sigma_2 + j\omega_2$  şeklinde tanımlanan kompleks sayılardır. Bu sayılarda  $\sigma$  sönüm oranını ve  $\omega$  sönümlü doğal salınım frekansını (radyan/saniye) tanımlayan terimlerdir. Her iki teriminde açılmış şekli Eşitlik 3.8'de görülmektedir.

$$\lambda_1, \lambda_1^* = -\zeta_1 \Omega_1 \pm j \Omega_1 \sqrt{1 - \zeta_1^2} \quad (3.8)$$

Eşitlik 3.8'de  $\Omega_1$  sönümlenme olmayan doğal salınım frekansını,  $\zeta_1$  ise yüzde sönüm oranını tanımlamaktadır. Bu durumda  $\omega_1$ ,  $\Omega_1 \sqrt{1 - \zeta_1^2}$  değerine eşittir ve  $\sigma$

ise  $-\zeta_1\Omega_1$  olarak hesaplanır. Deneysel veriler işlenerek elde edilebilecek olan  $\sigma_1 + j\omega_1$  çözümünü kullanılarak,  $\zeta$  ve  $\Omega$  değerleri hesaplanabilir.

$$\Omega^2(1-\zeta^2) = \omega^2 \quad (3.9)$$

$$\zeta^2.\Omega^2 = \sigma^2 \quad (3.10)$$

$$\Omega^2\left(1-\frac{\sigma^2}{\Omega^2}\right) = \omega^2 \quad (3.11)$$

$$\Omega^2 - \sigma^2 = \omega^2 \quad (3.12)$$

Eşitlik 3.13’de tanımlandığı şekilde  $\Omega$  (sönümlenmeyen doğal salınım frekansı) ve  $\zeta_1$  (yüzde sönüm oranı) elde edilir.

$$\Omega = \sqrt{\omega^2 + \sigma^2} \text{ ve } \zeta = \frac{\sigma}{\Omega} \quad (3.13)$$

Sönümlenme etkisi altında olan yapılarda, doğal salınım frekansı değişeceğinden Eşitlik 3.14 kullanılarak sönümlü doğal salınım frekansı hesaplanabilir. ‘ $\omega$ ’ değeri zaten  $\lambda_1 = \sigma_1 + j\omega_1$  çözüm kökü içinde bulunmaktadır.

$$\omega_1 = \Omega_1\sqrt{1-\zeta^2} \quad (3.14)$$

olduğu gibi elde edilir. Burada ‘ $s$ ’ değişkeni, kompleks değere sahip Laplace değişkeni olarak tanımlanmaktadır. Eşitlik 3.7 ve 3.8’de  $\sigma_1$  ya da  $\lambda_1$  ile gösterilen çözüm köklerinin ölçüme dayalı olarak elde edilmesi için toplanan dinamik verilerin işlenmesi gerekir. Modal parametre tahmini zaman, frekans ve mekansal uzaylarda yapılabilir. Zaman uzayında a) İbrahim zaman uzayı (İbrahim time domain, ITD), b) çok frekanslı zaman uzayı (poly-reference time domain, PTD), c) Eigen sistem gerçekleştirme yöntemi (Eigensystem Realization Algorithm, ERA) en sıklıkla

kullanılan yöntemlerdir. Frekans uzayında ise a) dik polinomlar (orthogonal polynomials), b) çok frekanslı frekans uzayı, ve c) doğrudan parametre tahmini sıklıkla kullanılır. Mekansal uzayda ise a) küçük MAC (multiply and accumulate), b) çoklu MAC, ve c) CMIF (Kompleks mod gösterge fonksiyonu) bilinen tekniklerdir. Burada CMIF üzerinde durulacaktır. [9]

### 3.1.1.2. Kompleks mod gösterge fonksiyonu(CMIF)

‘Complex Mode Indicator Function’(CMIF) tekil değer çözümlenmesi (singular value decomposition, SVD) kullanılan bir metottur ve tekil ya da çoklu referanslı ölçümler için kullanılabilir. Tekrarlanan köklerin bulunması durumunda CMIF olumlu sonuçlar vermektedir.

Çok referanslı dinamik sistemlerin frekans uzayında tanımlanması, Eşitlik 3.15’de gösterilmektedir.

$$[H(\omega)]_{N_0 \times N_i} = \sum_{r=1}^N \frac{[A_r]}{j\omega - \lambda_r} + \frac{[A_r^*]}{j\omega - \lambda_r^*} = \sum_{r=1}^{2N} \frac{[A_r]}{j\omega - \lambda_r} = \sum_{r=1}^{2N} \frac{Q\{\phi\}_r \{L\}_r^H}{j\omega - \lambda_r} \quad (3.15)$$

Bu denklemde gösterilen  $H(\omega)$ ,  $N_0 \times N_i$  boyutlarında frekans tepki fonksiyonu (frequency response function; FRF) matrisidir.  $H(\omega)$ , teorik olarak  $i$  noktasından okunan dinamik deplasmanın ( $X$ ),  $j$  noktasından uygulanan dinamik kuvvete ( $F$ ) bölünmesiyle elde edilir. Laplace uzayında,  $H$ , Eşitlik 3.16’de gösterildiği gibi tanımlanır. Laplace transformunda  $s = j\omega$  olarak alınır.

$$H(s) = \frac{X(s)}{F(s)} = \frac{1}{M s^2 + C s + K} = \frac{1/M}{s^2 + \left(\frac{C}{M}\right)s + \left(\frac{K}{M}\right)} \quad (3.16)$$

Elde edilen dinamik veriler kullanılarak, modal parametrelerin elde edilebilmesi için transfer fonksiyonu olan  $H(\omega)$ ,  $s$  uzayında Eşitlik 3.17’de gösterildiği gibi tanımlanabilir.

$$H(s) = \frac{1/M}{(s-\lambda_1)(s-\lambda_1^*)} = \frac{A}{(s-\lambda_1)} + \frac{A^*}{(s-\lambda_1^*)} \quad (3.17)$$

Eşitlik 3.17’de tanımlanan  $A$  kalıntı (residue) olarak tanımlanır ve  $A^*$  değişkeni,  $A$  değerinin kompleks eşleniğidir. Kompleks eşlenik,  $A=a+jb$  şeklindeki bir sayının  $A^*=a-jb$  şeklinde tanımlanmasıyla bulunur.  $\lambda_1$  ölçülen dinamik sistemin  $(\sigma_1 + j\omega_1)$  şeklinde) doğal kökü,  $\lambda_1^*$  ise benzer şekilde  $(\sigma_1 - j\omega_1)$  kompleks eşleniğidir. Değişken ‘ $s$ ’ ise  $j\omega$  olarak tanımlanmakta ve farklı  $\omega$  değerleri için farklı değerler almaktadır. ‘ $s$ ’ değeri  $\lambda_1$ ’e eşit olduğu durumda, eğer sönümlenme oranı sıfıra yakın ise  $(s-\lambda_1)$  sıfıra yakın bir değer almakta ve  $H(s)$  sonsuza girmektedir.

Birden fazla serbestlik derecesine sahip sistemlerde, transfer fonksiyonu Eşitlik 3.18’de olduğu gibi tanımlanır. Fonksiyonda gösterilen  $N$  değeri, kaç farklı modun dinamik veriye uydurulmaya (fitting) çalışıldığını tanımlamaktadır.

$$[H(s)] = \sum_{r=1}^N \frac{[A_r]}{s-\lambda_r} + \frac{[A_r^*]}{s-\lambda_r} = \sum_{r=1}^{2N} \frac{[A_r]}{s-\lambda_r} \quad (3.18)$$

CMIF tekniğinde, modların frekans uzayında yerlerinin belirlenmesi tekil değer çözümlemesi (SVD) ile yapılır. Eşitlik 3.15, aşağıdaki gibi tekrar yazılabilir.

$$[H(\omega)]_{N_0 \times N_i} = \sum_{r=1}^{2N} \{\phi\}_r \frac{Q_r}{j\omega - \lambda_r} \{L\}_r^H \quad (3.19)$$



Bu denklemde,  $\phi_r$ ,  $r$ 'inci moda ait ve  $N_0 \times 1$  boyutunda mod şekli;  $Q_r$   $r$ 'inci moda ait büyütme değeri, ve  $L_r$ ,  $r$ 'inci modun modal katılım katsayısıdır ( $N_i \times 1$  boyutunda).

$$[A] = [H(\omega_k)]_{N_0 \times N_i} \text{ ve } SVD([A]) = [U(\omega_k)][\Sigma(\omega_k)][V(\omega_k)]^H \quad (3.20)$$

Eşitlik 3.19 ve 3.20 karşılaştırıldığında,  $U(\omega_k)$   $\{\phi\}_r$ 'a (mod şekillerine) ve  $V(\omega_k)$  modal katılım katsayısına  $\{L_r\}$  eşit olduğu görülmektedir. [9]

## **4. SONLU ELEMANLAR VE NÜMERİK UYGULAMA**

### **4.1. Sonlu Elemanlar Yöntemi Teorisi**

#### **4.1.1. Giriş**

Sonlu elemanlar yöntemi çok güçlü ve çağdaş bir sayısal hesaplama yöntemidir. Son 40 yılda bilgisayarların hızlı gelişimine paralel olarak gelişen sayısal hesap yöntemleri içinde çok önemli bir yer tutmaktadır. Bu sayısal yaklaşım yöntemi her ne kadar orijinal olarak yapı sistemleri için geliştirilmiş ise de dayandığı esasların genelliği dolayısıyla yöntem diğer mühendislik alanlarında ve fizik problemlerinin çözümünde araç olarak kullanılmaktadır.

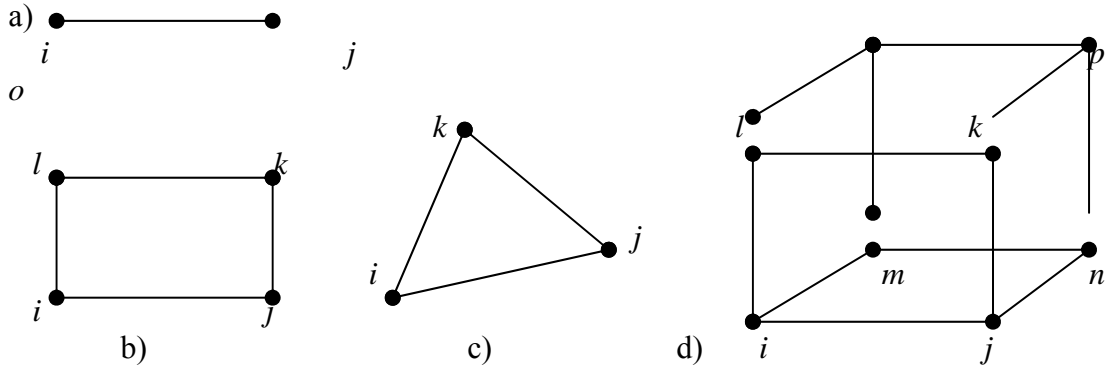
Karşılaştığımız mühendislik problemlerinin küçük bir kısmının analitik çözümü mevcuttur. Bu, çözüm aranan bölgede çözüme ait matematiksel ifadelerin bulunabilmesi, yani sonsuz noktada çözümün bilinmesi anlamına gelmektedir. Analitik çözümler yalnızca fizik problemin bazı basitleştirilmiş ve sadeleştirilmiş matematik modelleri için elde edilebilir. Uygulamada karşılaşılan pek çok mühendislik problemi için kapalı çözüm bulmak mümkün değildir. Ekseriya deneyimli mühendisler veya araştırmacılar problemin tabiatına çok uzak olmayan basitleştirmeler ve varsayımlar altında yaklaşık çözümlere ulaşmaktadırlar. Ancak, örneğin düzgün olmayan geometri, karışık sınır koşulları, üniform olmayan yüklemeler, lineer olmayan malzeme davranışı gibi nedenlerle bu gibi kapalı çözümlerin elde edilmesi çok güçleşmekte veya olanaksız hale gelmektedir. Sonlu elemanlar yönteminin kullanılması halinde bu gibi durumlara ait yaklaşık çözümler kolaylıkla elde edilebilmektedir.

Sayısal yöntemlerin pek çoğunda çözüm, bilinmeyen büyüklüklerin bölge içinde belirli bazı ayırık noktalardaki yaklaşık değerlerinin bulunmasına yöneliktir (Örneğin

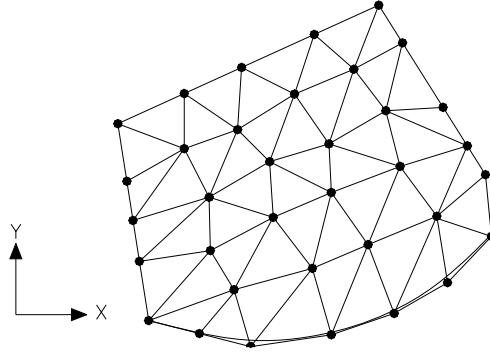
bir kirişin belirli noktalarında çökme değerlerinin bulunması gibi). Yani çözüm, bölgedeki bu seçilmiş noktalarındaki değerlerin bulunması işlemine indirgenmektedir. Bölgede belirli bir sayıda noktayı seçme işlemine ayrıklaştırma denir. Bir bölgeyi ayrıklaştırmanın yolu onu küçük parçalara, ünitelere, bölmektir. Bu küçük parçalar bir araya gelerek orijinal yapıyı temsil ederler. Böylece tüm yapıyı bir seferde çözmek yerine, bu küçük üniteler için çözüm yapıp bir araya getirilerek orijinal bölgeye ait çözüm elde edilebilmektedir. Bu suretle küçük parçalar için yapılan basit yaklaşımlar ile bölgenin tümü için kabul edilebilir sonuçlar elde etmek mümkün olabilmektedir. Ancak daha iyi sonuç elde etmek için orijinal yapıyı daha küçük ünitelere bölmek, yani daha çok sayısal veri işlemek gerekir ki, bu da mutlaka kapasiteli bilgisayarlar ve bilgisayar programları kullanımı gerektirir. [18]

#### **4.1.2. Sonlu elemanlar yönteminin tanımı**

Sonlu elemanlar yönteminin esası çözüm aranan yapıyı, bölgeyi veya cismi çok sayıda küçük sonlu elemanlara, kısaca elemanlara bölmektir. Bir, iki veya üç boyutlu olabilen bu elemanlar düğüm ya da düğüm noktası adı verilen noktalarda birbirlerine bağlanmaktadır. Örnek olmak üzere (Şekil 4.1) de bir, iki ve üç boyutlu elemanlardan örnekler gösterilmiştir. (Şekil 4.2) de ise düzensiz bir geometriyi haiz bir levhanın üçgen sonlu elemanlarla ayrıklaştırılması, veya idealleştirilmesi, görülmektedir. Bu problemin sonlu elemanlar yöntemi ile çözümü sonucunda aranan büyüklüklerin, örneğin  $x$  ve  $y$  doğrultusundaki yer değiştirmelerin, dolu yuvarlaklar ile gösterilen düğüm noktalarındaki sayısal değerleri elde edilecektir. Eleman düğüm noktalarındaki aranan büyüklüklerin sayısal değerleri düğüm nokta serbestlikleri



Şekil 4.1: Bir, iki ve üç boyutlu sonlu eleman örnekleri  
a) Bir boyutlu çubuk eleman, b) İki boyutlu dikdörtgen eleman, c) İki boyutlu üçgen eleman, d) Üç boyutlu dikdörtgen prizma (tuğla) eleman



Şekil 4.2: Düzensiz geometriye haiz bir levhanın üçgen sonlu elemanlarla idealleştirilmesi olarak adlandırılmaktadır. Aranılan büyüklüğün eleman içindeki değişimi için seçimi kolay, matematik işlemlerin yapılması basit ve problemin fiziği ile uyumlu, yani davranışı yansıtan, sürekli fonksiyonlar, örneğin polinomlar, seçilmektedir. Bu fonksiyonlara elemanın yer değiştirme şeklini tanımladığı için genel olarak şekil fonksiyonları adı verilir. Seçilen fonksiyonların eleman içindeki davranışa katkıları, örneğin polinom seçilmesi halinde polinomun katsayıları, düğüm noktalarındaki aranılan büyüklükler cinsinden tayin edilebilmektedir. Yani çözüm yapıp düğüm noktalarındaki bilinmeyenler elde edildikten sonra eleman içindeki değişim belirlenmiş demektir. Sonlu eleman içinde davranışı iyi bir şekilde temsil eden fonksiyonlar yardımıyla oluşturulan elemana ait özellikler orijinal yapı için bir araya getirildiğinde tüm yapıyı iyi bir yaklaşımla temsil edebilmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemi yardımıyla çoğu mühendislik problemlerinin çözümünde karşılaşılan; a) Çözüm bölgesinin düzensiz geometriye haiz olması, b) Karışık ve süreksiz sınır koşullarının varlığı, c)Yüklemenin üniform olmaması, süreksiz ve tekil yüklerin varlığı, d) Malzemenin heterojen (beton gibi) olması, anizotrop (ahşap gibi) olması gibi problemler kolaylıkla çözülebilir. Sonlu elemanlar yöntemi lineer ve lineer olmayan sistemlere, keza statik olduğu gibi dinamik problemlere de uygulanabilir. Yukarıda sayılan önemli üstünlükler yanında yöntemin genellikle kapasiteli bilgisayarlara ve özellikle amaca yönelik ya da genel bilgisayar programlarına gereksinimi olduğu unutulmamalıdır. [18]

#### 4.1.3. Genel sonlu eleman denklemleri

Sonlu eleman denklemleri için genel olarak kullanılabilen bir ifade yapı sistemlerinde çok kullanılan potansiyel enerjinin minimumu ilkesinden hareket edilerek elde edilebilir. Bu amaçla önce bazı tanımlar yapmaya gereksinim vardır. Bu tanımların çoğu matris formunda yapılacaktır. Aktarılan bilgi Prof. Dr. Metin AYDOĞAN isimli yazarın ‘Taşıyıcı Elemanlarda Sonlu Elemanlar Yöntemi’ notlarından elde edilebilir.

Minimum potansiyel enerji ilkesi “bir yapıda geometrik sınır koşullarını sağlayan çözümler içinde denge denklemlerini sağlayan çözüme ait toplam potansiyel enerji minimumdur” şeklinde tanımlanabilir. Burada toplam potansiyel enerji  $\pi$  iki ayrı enerjinin toplamı olarak ifade edilebilir. İç potansiyel enerji (şekil değiştirme enerjisi),  $U_i$  ve sisteme etkiyen dış yüklerden oluşan dış potansiyel enerji,  $U_e$ . Yani  $\pi = U_i + U_e$  olup dış potansiyel enerji ters işaretli dış kuvvetlerin yaptığı işe eşit alınarak (zira yer değiştirme esnasında potansiyel enerjide bir azalma söz konusudur)  $-U_e = +W_e$  ile  $\pi = U_i - W_e$  yazılabilir. Toplamın minimumu varyasyon hesabından

$$\delta\pi = \delta U_i - \delta W_e = 0 \text{ veya } \delta U_i = \delta W_e \quad (4.1)$$

olarak elde edilir. Matris bağıntılar yardımıyla iş ifadeleri

$$\delta U_i = \int_V (\delta \varepsilon)^T \sigma dV \quad (4.2a)$$

$$\delta W_e = \int_V (\delta u)^T b dV + \int_S (\delta u)^T s dS + \sum_{p=1}^N (\delta u)^T f_p \quad (4.2b)$$

$$\int_V (\delta \varepsilon)^T \sigma dV = \int_V (\delta u)^T b dV + \int_S (\delta u)^T s dS + \sum_{p=1}^N (\delta u)^T f_p \quad (4.3)$$

bağıntısı yazılabilir. Lineer elastik malzeme halinde

$$\sigma = D (\varepsilon - \varepsilon_0) + \sigma_0 \quad (\text{Genel Hooke kanunu-eksenel yüklü kolon halinde } D=E) \quad (4.4)$$

Yazılarak

$$\int_V (\delta \varepsilon)^T D \varepsilon dV = \int_V (\delta \varepsilon)^T D \varepsilon_0 dV - \int_V (\delta \varepsilon)^T \sigma_0 dV + \int_V (\delta u)^T b dV + \int_S (\delta u)^T s dS + \sum_{p=1}^N (\delta u)^T f_p \quad (4.5)$$

elde edilir. Bu sonuç bütün statik ve lineer elastik problemlere ait sonlu eleman karakteristiklerini bulmak için kullanılabilir. D matrisi homogen, izotrop sistemlerde elastisite modülü ve Poisson oranı ile belirlenir. Şekil değiştirmeleri düğüm nokta yer değiştirmelerine bağlayan matris

$$\varepsilon = Lu = LNa^e = B a^e \quad (4.6)$$

olup ilgili büyüklükler yerine koyulup varyasyon işlemi yapıldığında sonuç olarak lineer elastik sistemlerde (4.7) bağıntısı elde edilir.

$$\left\{ \int_{V^e} B^T D B dV \right\} a^e - \int_{V^e} B^T D \varepsilon_0 dV + \int_{V^e} B^T D \sigma_0 dV - \int_{V^e} N^T b dV - \int_{S^e} N^T s dS - \sum N^T f_p = 0 \quad (4.7)$$

Burada  $a^e$  vektörü bilinmeyenlerden oluşur ve koordinatların fonksiyonu olmadığından integral dışına alınabilir. Sonuçta (4.8) bağıntısı elde edilir.

$$K^e a^e = f^e \quad (4.8)$$

burada

$$f^e = f_{\varepsilon_0}^e - f_{\sigma_0}^e + f_b^e + f_s^e + f_{PL}^e \quad (4.9)$$

olup eleman rijitlik matrisi  $K^e$  aşağıda verilmiştir.

$$K^e = \int_{V^e} B^T DB dV \quad (4.10)$$

Buradaki eleman eşdeğer tekil düğüm nokta kuvvetleri aşağıda gösterilmiştir:

$$f_{\varepsilon_0}^e = \int_{V^e} B^T D \varepsilon_0 dV \quad (4.11)$$

$$f_{\sigma_0}^e = \int_{V^e} B^T \sigma_0 dV \quad (4.12)$$

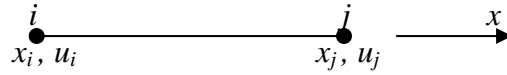
$$f_b^e = \int_{V^e} N^T b dV \quad (4.13)$$

$$f_s^e = \int_{S^e} N^T s dS \quad (4.14)$$

$$f_{PL}^e = \sum N^T f_p \quad (4.15)$$

#### 4.1.4. Bir boyutlu hal (Eksenel şekil değiştirme)

Örneğin Şekil4.3'de görülen tek boyutlu eksenel yüklü çubuk probleminde yer değiştirme (parametre) fonksiyonu



Şekil 4.3: Tek boyutlu (eksenel şekil değiştirme) sonlu eleman

$$u = c_1 + c_2.x \quad (4.16)$$

şeklinde 1.derece polinom olarak ifade edilebilir. Burada her bir düğüm noktasındaki boyuna yer değiştirme düğüm nokta serbestliği olarak alınmıştır. İki noktadan bir doğru geçeceğinden yer değiştirme fonksiyonu lineer (4.16) bağıntısı ile verilebilir ve bu durum problemin fiziği ile de uyumludur.  $i$  düğüm noktasında  $u(x_i) = u_i$  ve  $j$

düğüm noktasında,  $u(x_j) = u_j$  uç koşulları yardımıyla  $c_1$  ve  $c_2$  katsayıları aşağıda izlenen yol ile kolayca bulunur:

$$u = \begin{bmatrix} 1 & x \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix} \quad (4.17)$$

$u_i = c_1 + c_2 x_i$  ,  $u_j = c_1 + c_2 x_j$  veya matris formunda

$$\begin{bmatrix} u_i \\ u_j \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_i \\ 1 & x_j \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix} \quad (4.18)$$

olur. Sabitler vektörü hesaplanıp yerine konulursa

$$\begin{bmatrix} c_1 \\ c_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x_i \\ 1 & x_j \end{bmatrix}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} u_i \\ u_j \end{bmatrix} \quad u = \begin{bmatrix} 1 & x \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 & x_i \\ 1 & x_j \end{bmatrix}^{-1} \cdot \begin{bmatrix} u_i \\ u_j \end{bmatrix} \quad (4.19)$$

bulunur. Matris tersi alınıp yerine konulur ve çarpım yapılırsa

$$u = \left( \frac{x_j - x}{x_j - x_i} \right) u_i + \left( \frac{x - x_i}{x_j - x_i} \right) u_j \quad (4.20)$$

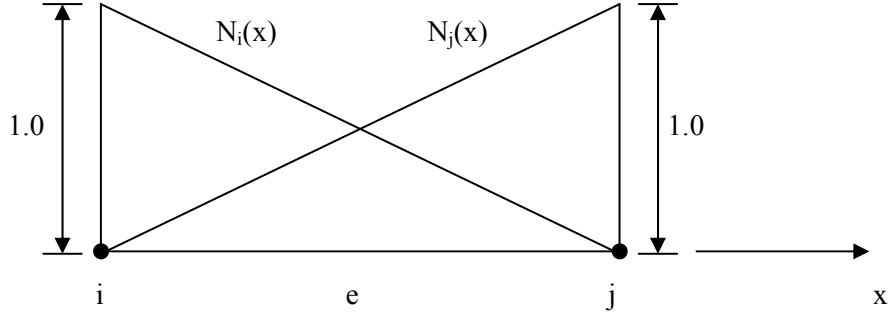
$$u = N_i(x) u_i + N_j(x) u_j \quad (4.21)$$

olur. Burada  $N_i$  ve  $N_j$   $i$  ve  $j$  düğüm noktalarındaki serbestliklere ait şekil fonksiyonları

$$N_i(x) = \frac{x_j - x}{x_j - x_i} \quad N_j(x) = \frac{x - x_i}{x_j - x_i} \quad (4.22)$$

Şekil fonksiyonlarının özelliklerini burada kolayca görmek mümkündür. Herhangi bir düğüm nokta serbestliğine ait şekil fonksiyonu o noktada o serbestlik için 1 değerini, diğer noktalarda ve diğer tüm serbestlikler için 0 değerini alır (Şekil 4.4). Eleman içinde herhangi bir noktadaki yer değiştirme değeri süperpozisyon kuralı ile elde edilir.





Şekil 4.4: İki noktalı lineer eleman şekil fonksiyonlarının değişimi

Yer değiştirme fonksiyonu  $u$ , matris formunda

$$u = N a^e \quad (4.23)$$

olup bu sonlu eleman için şekil fonksiyonları matrisi  $N$  ve düğüm noktası bilinmeyenlerine ait vektör  $a^e$  aşağıdaki gibi tanımlanır:

$$N = [ N_i(x) \quad N_j(x) ] \quad (4.24a)$$

$$a^e = [ u_i \quad u_j ]^T \quad (4.24b)$$

Tek boyutlu aksenal şekil değiştirme elemanı için paragraf başında tanımlanan büyüklükler

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (4.25a)$$

$$L = \frac{\partial}{\partial x} \quad (4.25b)$$

$$\varepsilon = L u \quad (4.25c)$$

$$\varepsilon = L N a^e = B a^e = \frac{\partial}{\partial x} [ N_i(x) \quad N_j(x) ] a^e = \frac{1}{x_j - x_i} [-1 \quad 1] a^e \quad (4.26)$$

$$D = E \quad (4.27a)$$

$$\sigma = E(\varepsilon - \varepsilon_0) + \sigma_0 \quad (4.27b)$$

olarak elde edilir. Burada  $L$  ve  $D(1 \times 1)$ ,  $N$  ve  $B$  ( $1 \times 2$ ) boyutlu matrislerdir. Bu büyüklüklerle ( $2 \times 2$ ) boyutlu eleman rijitlik matrisi  $l$  uzunluklu ve sabit  $A$  en kesit alanlı çubuk için

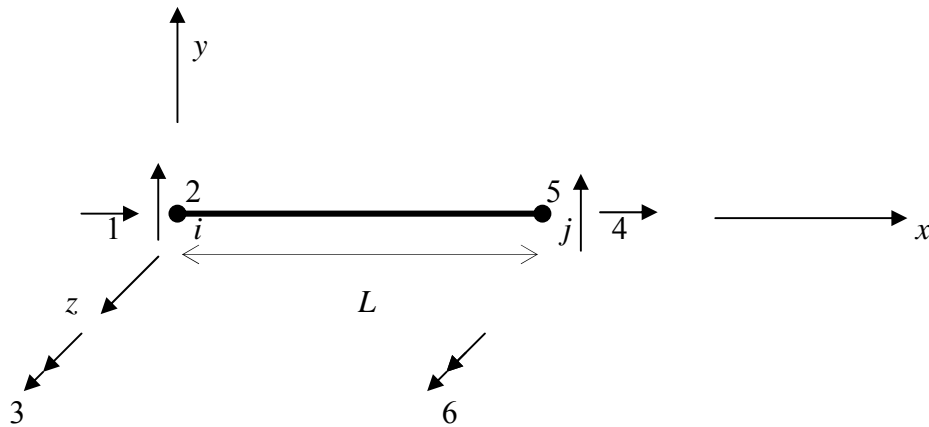
$$K^e = \int_V B^T D B dV = \int_{x_i}^{x_j} B^T E B A dx = \frac{AE}{l} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (4.28)$$

olarak elde edilir.

$K^e$  matrisinin ( $2 \times 2$ ) boyutunda olması rastlantı değildir. Zira eleman üzerinde 2 düğüm noktası ve her bir noktada 1 adet olmak üzere toplam 2 serbestlik bulunmaktadır. Dolayısıyla kare rijitlik matrisinin boyutu toplam serbestlik sayısı olan 2 dir. [18]

#### 4.1.5. Düzlem çerçeve elemanı

Bu halde her bir düğüm noktasında 3 serbestlik bulunmaktadır (Şekil 4.5). Bunlar  $x$  eksenini doğrultusunda yer değiştirme,  $y$  eksenini doğrultusunda yer değiştirme ve  $z$  eksenini etrafında dönmedir.



Şekil 4.5: Çerçeve eleman, düğüm noktası serbestlikleri ve pozitif yönler

Düğüm noktası serbestliklerinden oluşan vektör  $a^e$

$$a^e = \{u_i \quad v_i \quad \vartheta_i \quad u_j \quad v_j \quad \vartheta_j\} \quad (4.29)$$

olup eleman rijitlik matrisi  $K^e$

$$K^e = \begin{bmatrix} AE/L & 0 & 0 & -AE/L & 0 & 0 \\ 0 & 12EI/L^3 & 6EI/L^2 & 0 & -12EI/L^3 & 6EI/L^2 \\ 0 & 6EI/L^2 & 4EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 2EI/L \\ -AE/L & 0 & 0 & AE/L & 0 & 0 \\ 0 & -12EI/L^3 & -6EI/L^2 & 0 & 12EI/L^3 & -6EI/L^2 \\ 0 & 6EI/L^2 & 2EI/L & 0 & -6EI/L^2 & 4EI/L \end{bmatrix} \quad (4.30)$$

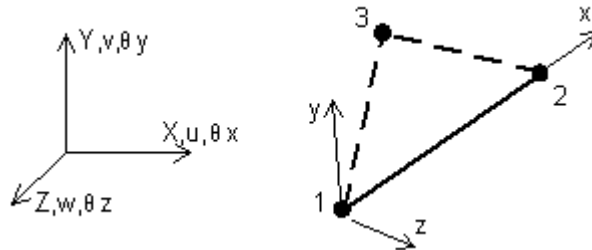
olarak elde edilmiştir. Üniform yayılı yük için ankastralık uç tesirleri:

$$f^e = \begin{bmatrix} 0 \\ pL/2 \\ pL^2/12 \\ 0 \\ pL/2 \\ -pL^2/12 \end{bmatrix} \quad (4.31)$$

## 4.2. LUSAS Programı İle Viyadük Nasıl Modellenir

LUSAS programında viyadükler LUSAS Bridge modülü ile modellenirler. Viyadük sonlu elemanlar modeli; LUSAS kütüphanesindeki çubuk, alan veya hacim elemanlar kullanılarak oluşturulabilir. Hatırdere Viyadüğü sonlu elemanlar modeli oluşturulurken viyadük ayakları, tabla kirişi ve viyadük açıklığındaki prekast kirişler '3d thick beam element' çubuk elemanı kullanılarak oluşturulmuştur.

3 boyutlu düz çizgi eleman kesme deformasyonu yapabilir. Çubuk uzunluğunca geometrik özellikleri sabittir.



Şekil 4.6: 3D Thick Beam Element çubuk elemanı

Eleman Grubu:Çubuk eleman

Düğüm Noktası(Node) Sayısı:3 (3. düğüm noktası lokal x-y planını tanımlamak için kullanılır.)

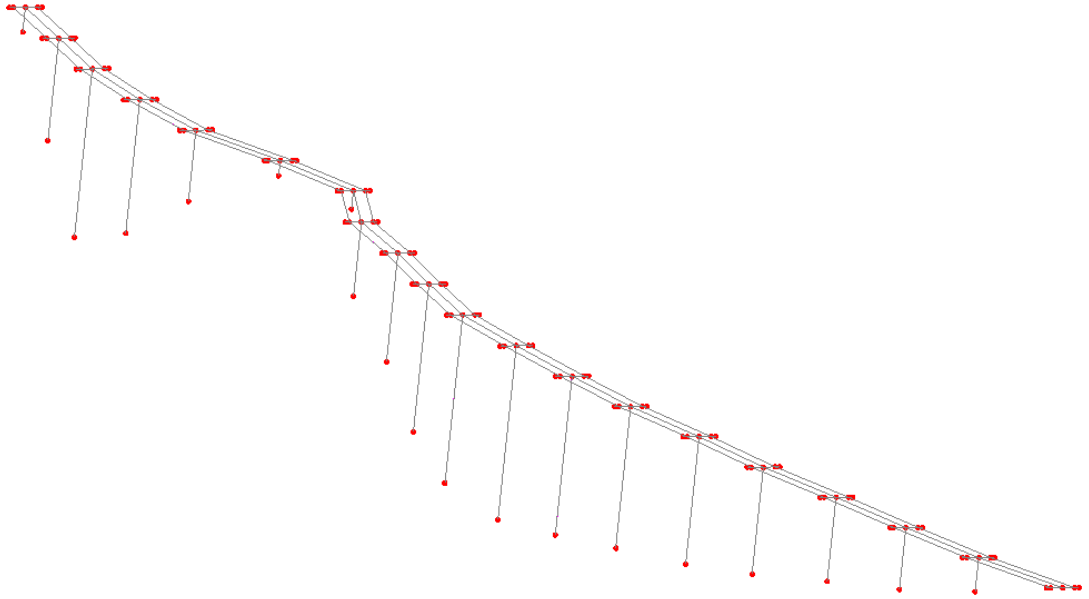
Serbestlikleri:U,V,W deplasman ve  $\theta_x, \theta_y, \theta_z$  dönme serbestlikleri vardır.

Uç Serbestlikleri(End Releases):Programda varsıyalan ayarlarda uç serbestlikleri kapalıdır. İstenirse 1 ve 2 nolu node düğüm noktalarında  $\theta_y, \theta_z$  serbestlikleri tanımlanabilir.

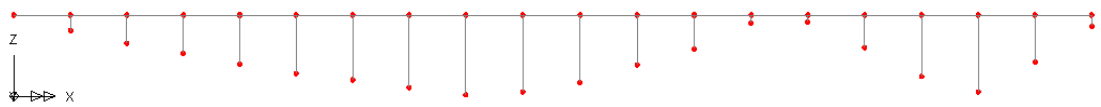
Geometrik Özellikleri:A, Iyy, Izz, Jxx, Asz, Asy, Rz, Ry

Malzeme Özellikleri:Yalnızca lineer izotropik malzemelerde kullanılır.

Elemanlar mesh'lere ayrılmıştır. Malzeme özellikleri projeye uygun olarak viyadük modelinde tanımlanmıştır. Viyadük temel bağlantısı ankstre mesnetli tanımlanmış ve viyadük ayağı ile açıklık kirişlerinin birleşim noktalarında yer alan elastomerik mesnetler sebebiyle bu noktalara yay sabiti tanımlanmıştır. Yay sabitinin AASHTO yönetmeliğine göre hesaplanması ve modelleme ile ilgili adımlar için Ek-A'ya bakınız.



Şekil 4.7: Hatipdere viyadüğü sonlu elemanlar modeli izometrik görünüşü



Şekil 4.8: Hatipdere viyadüğü sonlu elemanlar modeli boy kesiti

### 4.3. Hatıpdere Viyadüğü Sonlu Elemanlar Modeli Modal Analiz Sonuçları

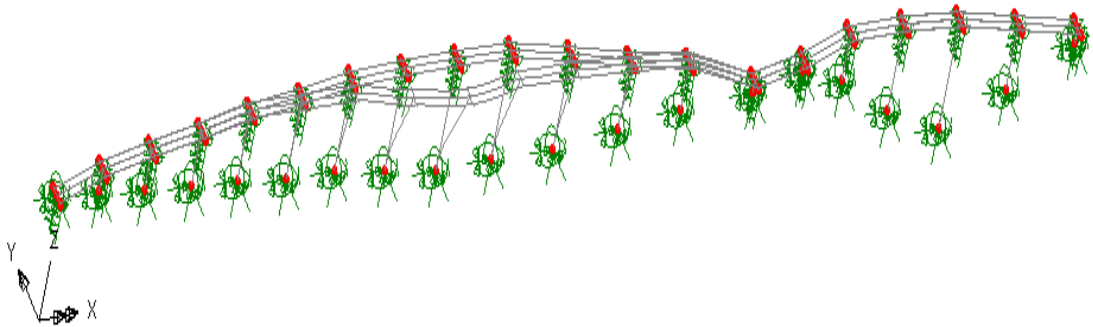
Hatıpdere Viyadüğü numerik modeli modal analizleri sonucunda;

1.Modal periyod: 1,03sn (Şekil 4.9) olarak elde edilmiştir. Yapının birinci mod şeklinde beklenen üzere rijitliğin yüksek olduğu yanal doğrultuda ve kütlelerin ayakların yüksekliğinden dolayı fazla olduğu viyadük açıklığında hareket hakimdir.

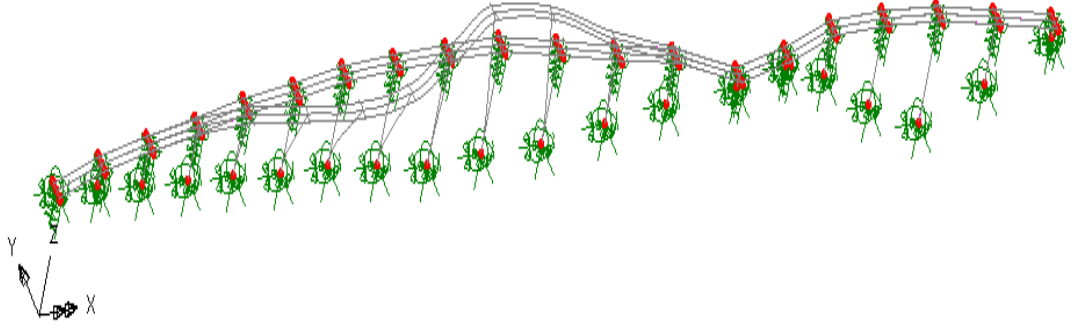
1.Yanal Simetrik Modal periyod: 0,93sn (Şekil 4.10) olarak elde edilmiştir. Bu mod şeklinde yapı en yüksek ayağının bulunduğu noktadan simetrik olarak yanal hareket hakimdir. Bunun sebebi viyadük ayağının yüksekliğinin artmasıyla narinliğinin doğru orantılı olarak artmasıdır.

1.Yanal Mod periyod: 0,85sn (Şekil 4.11) olarak elde edilmiştir. Bu mod aslında binanın ikinci yanal modudur, ancak birinci yanal mod binanın hakim modu olduğundan bu moda birinci yanal mod denilmiştir. Bu mod şeklinde de birinci mod şekline benzer olarak viyadükün kısa ayaklar arasında kalan yüksek ayakların bulunduğu bölümde bir hareket hakimdir.

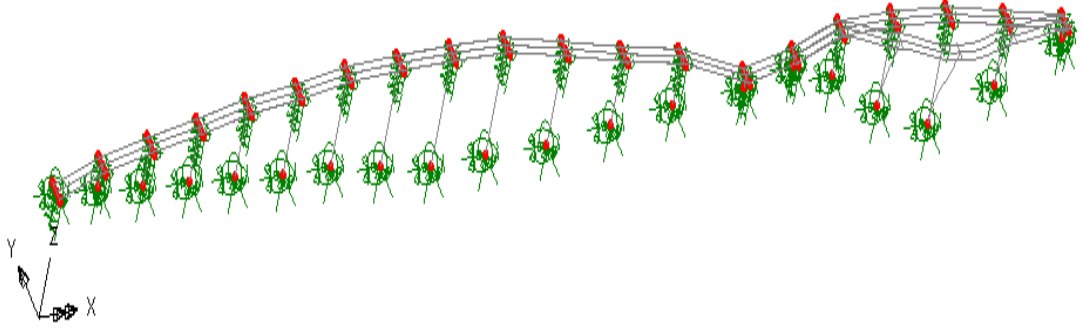
1.Uzun Yöndeki Modal periyod: 0,52sn (Şekil 4.12) olarak elde edilmiştir. Binanın uzun yöndeki modu periyod değerinin diğer mod şekillerine nazaran düşük olmasının sebebi tabliyesinin uzun yöndeki ve mesnetlerdeki rijitliğidir. Bu mod şeklinde beklenen üzere en yüksek, dolayısıyla en narin ayaklarda meydana gelen hareket hakimdir.



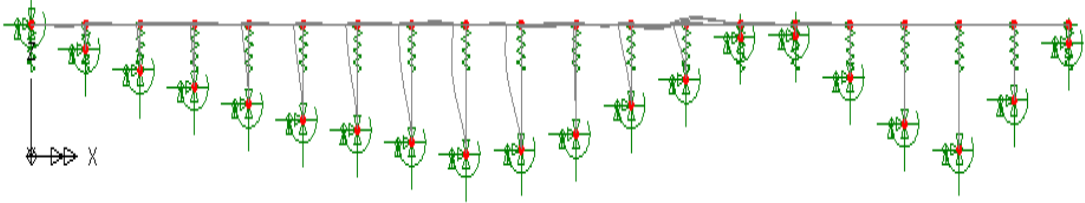
Şekil 4.9: Hatıpdere viyadüğü 1.mod şekli



Şekil 4.10:Hatıpdere viyadüğü 1.yanal simetrik mod şekli



Şekil 4.11 Hatıpdere viyadüğü 1. yanal mod şekli



Şekil 4.12 Hatıpdere viyadüğü 1. uzun yöndeki mod şekli

Bina frekans değerleri beklilen üzere modlar ilerledikçe artmakta, artış oranı ise modlar ilerledikçe azalmaktadır. Oluşan hata oranları kabul edilebilir derecede ve çok küçüktür. Modal analiz sonucu oluşan frekans değerleri ve hata oranları EK-B'de verilmiştir.

İlk mod hareketin hakim olduğu  $y$  yönünde yani yanal doğrultuda kütle katılımının en yüksek olduğunu görürüz ve yüksek periyot değerlerine sahip ilk 8 modun yanal doğrultuda oluştuğu bu değerlerden rahatlıkla anlaşılır. 9. modan itibaren gözle

görülür oranda  $x$  yönünde yani viyadük uzunluğu doğrultusunda kütle katılımları oluşmuş ve 9. mod birinci uzun yöndeki mod olarak elde edilmiştir. Viyadük yüksekliği doğrultusunda yani  $z$  yönünde çok yüksek modlara kadar belirgin bir kütle katılımı gözlenmemiştir. Modal analiz sonucu oluşan kütle katılım oranları EK-B'de verilmiştir.

## 5. YÖNETMELİKLERDE SİSMİK VİYADÜK TASARIMI

Hatırdere viyadüğü sismik analizleri yapılırken TDY 2007 deprem yönetmeliği ve 'AASHTO-LRFD 2007 Bridge Design Specificitaion' yönetmeliklerinden faydalanılmıştır. TDY 2007 elastik tasarım spektrumu ve AASHTO spektrumları kullanılarak sismik analizler yapılmıştır. TDY viyadük yapılarını kapsamamakla beraber önerdiği elastik deprem spektrumunun diğerleriyle farkının anlaşılabilmesi için analizlerde yer almıştır. Ancak TDY spektrumu sismik analizlerde kullanılırken ve bazı parametreler için AASHTO şartnamesindeki değerler kullanılmıştır.

### 5.1. TDY 2007 Elastik Tasarım İvme Spektrumu

Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas alınacak olan Spektral İvme Katsayısı,  $A(T)$ , Denklem 5.1.'de verilmiştir. %5 sönüm oranı için tanımlanan Elastik İvme Spektrumu'nun ordinatı olan Elastik Spektral İvme,  $S_{ae}(T)$ , Spektral İvme Katsayısı ile yerçekimi ivmesi  $g$ 'nin çarpımına karşılık gelmektedir.

$$A(T) = A_0 I S(T) \quad (5.1)$$

$$S_{ae}(T) = A(T) g$$

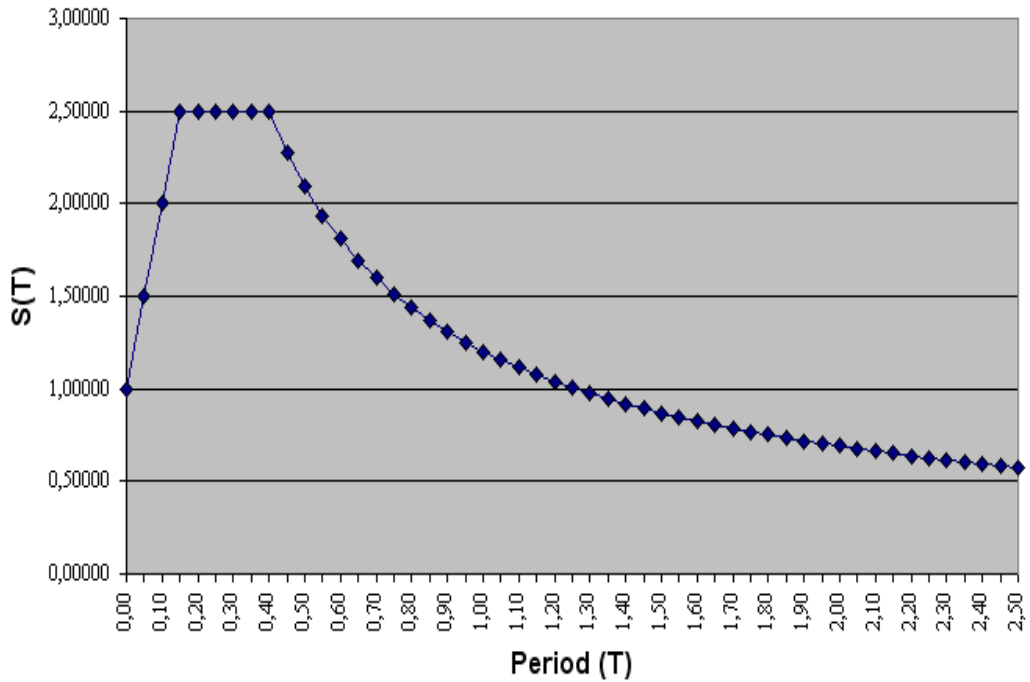
Denklemden  $A_0$  etkin yer ivme katsayısıdır. Ve yapının yapılacağı bölgenin depremselliğine göre alacağı değerler belirlenir. Hatırdere Viyadüğü'nün bulunduğu bölge daha önceki bölümlerde de belirttiği üzere 1. derece deprem bölgesidir. Bu yüzden TDY 2007 yönetmeliğine göre  $A_0 = 0.4$  olarak alınmıştır.  $I$  ise bina önem katsayısıdır. Viyadüklerin TDY yönetmeliği kapsamı dışında olduğu bilinci içinde spektral analizlerde önemli bir yapı olması nedeniyle yapı önem katsayısı  $I = 1.5$  değeri kullanılmıştır.  $S(T)$  spektrum katsayısı yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu  $T$ 'ye bağlı olarak Denklem 5.2'de verildiği gibi hesaplanmıştır (Şekil 5.1).



$$\begin{aligned}
S(T) &= 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} & (0 \leq T \leq T_A) \\
S(T) &= 2.5 & (T_A \leq T \leq T_B) \\
S(T) &= 2.5 \left( \frac{T}{T_A} \right)^{0.8} & (T_B \leq T)
\end{aligned} \tag{5.2}$$

Zemin karakteristik periyodları, zemin sınıflarına bağlı olarak TDY şartnamesinde verilmiştir. Buna göre viyadüğün oturduğu zemin kiltası-kireçtaşından oluşmakta ve şartnameye göre Z2 zemin sınıfıdır. Deprem yükü azaltma katsayısı (R) ise AASHTO şartnamesine uygun olarak 1.5 alınmıştır.

### TDY 2007 ELASTİK TASARIM İVME SPEKTRUMU



Şekil 5.1: TDY 2007 Elastik Tasarım İvme Spektrumu

### 5.2. AASHTO-LRFD 2007 Elastik Tasarım İvme Spektrumu

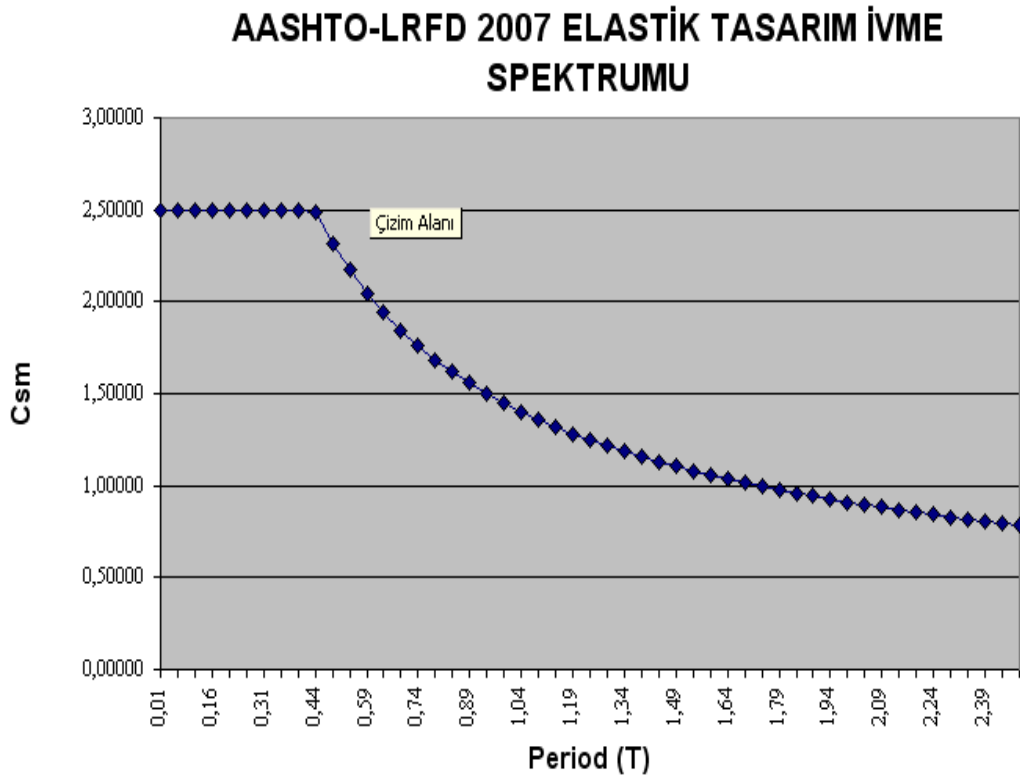
AASHTO şartnamesi spektrumu katsayısı Denklem 5.3.'den hesaplanarak Şekil 5.2'de çizilmiştir.

$$C_{sm} = \frac{1.2AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5A \quad (5.3)$$

Denklemden  $A$  ivme katsayısıdır. Ve AASHTO'ya göre 4.deprem bölgesi (en riskli),  $0.29 < A$  olmalıdır. Analizlerde  $A=0.4$  seçilmiştir.  $S$  zemine bağlı katsayıdır ve kilitli-kireçtaşı için zemin tipi 2. sınıf ve buna bağlı olarak  $S=1.2$  alınır.  $T_m$  ise periyottur.

Deprem yükü azaltma katsayısı ( $R$ ) ise viyadüğün çok açıklıklı ve kritik öneme sahip olduğundan ötürü AASHTO'da verilen ve Tablo 5.1'de gösterilen değerlere göre 1.5 alınmıştır.

AASHTO'ya göre betonarme yapılarda sönüm oranı %2, kaynak ve bulonlu birleşimli çelik yapılarda %1 ve ahşap yapılarda %5 olarak alınmaktadır. Analizlerimizde verilen sönüm oranlarına uyulmuştur.



Şekil 5.2: AASHTO-LRFD 2007 Elastik Tasarım İvme Spektrumu

Tablo 5.1: AASHTO-LRFD 2007 Yönetmeliğine R katsayısı değerleri [1]

Substructure	Importance Category		
	Critical	Essential	Other
Wall-type piers—larger dimension	1.5	1.5	2.0
Reinforced concrete pile bents			
• Vertical piles only	1.5	2.0	3.0
• With batter piles	1.5	1.5	2.0
Single columns	1.5	2.0	3.0
Steel or composite steel and concrete pile bents			
• Vertical pile only	1.5	3.5	5.0
• With batter piles	1.5	2.0	3.0
Multiple column bents	1.5	3.5	5.0

### 5.3. Çok Açıklıklı Viyadüklerde Zaman Tanım Alanında Analizlerin AASHTO-LRFD 2007 Yönetmeliğine Göre Gerekliliği

AASHTO şartnamesine göre çok açıklıklı köprü ve viyadükler için, bölge depremselliğine bağlı olarak zaman tanım alanında analiz zorunluluğu vardır. Hatırdere viyadüğünün çok açıklıklı olması ve AASHTO'ya göre 4. derece (riskli) deprem bölgesinde yer alması sistemin zaman tanım alanında analiz edilmesi gerekliliğini ortaya çıkarmıştır. Daha detaylı bilgi, AASHTO-LRFD 2007 Bridge Design Specification Bölüm 4.7.4.3.1'de bulunabilir.

Tablo 5.2: AASHTO-LRFD 2007 minimum sismik analiz gerekliliği [1]

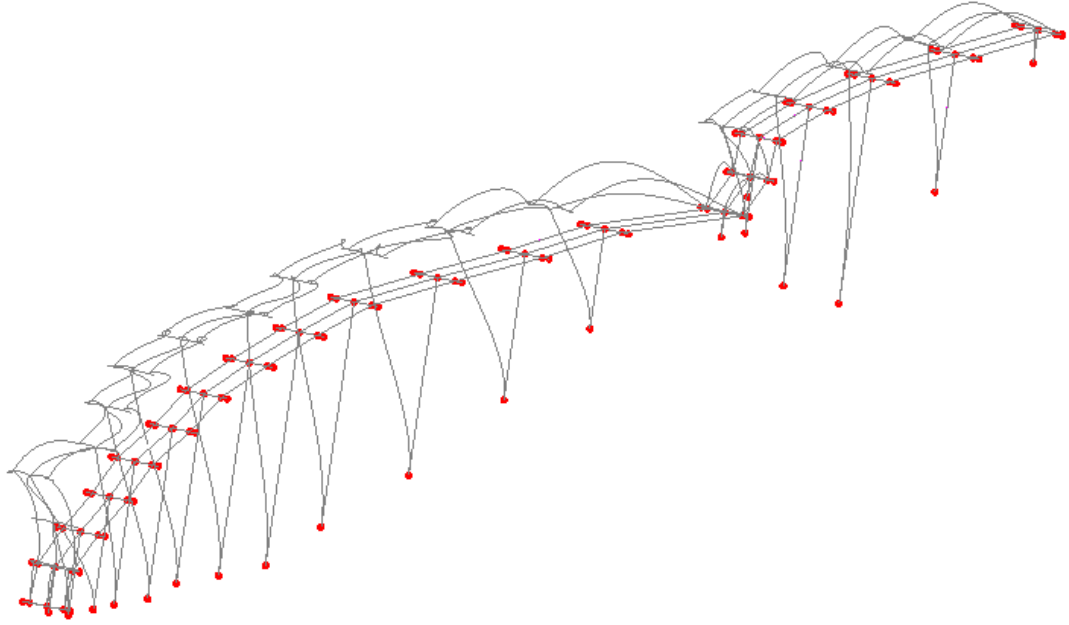
Seismic Zone	Single-Span Bridges	Multispan Bridges					
		Other Bridges		Essential Bridges		Critical Bridges	
		regular	irregular	regular	irregular	regular	irregular
1	No seismic analysis required	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

\* =Sismik analize gerek yok, UL=Düzgün yüklü elastik metod, SM =Tek mod elastik metod, MM=Çok mod elastik metod, TH =Zaman tanım alanında metottur.

## 5.4. Spektral Analiz

### 5.4.1. TDY 2007 elastik tasarım ivme spektrumu ile analiz

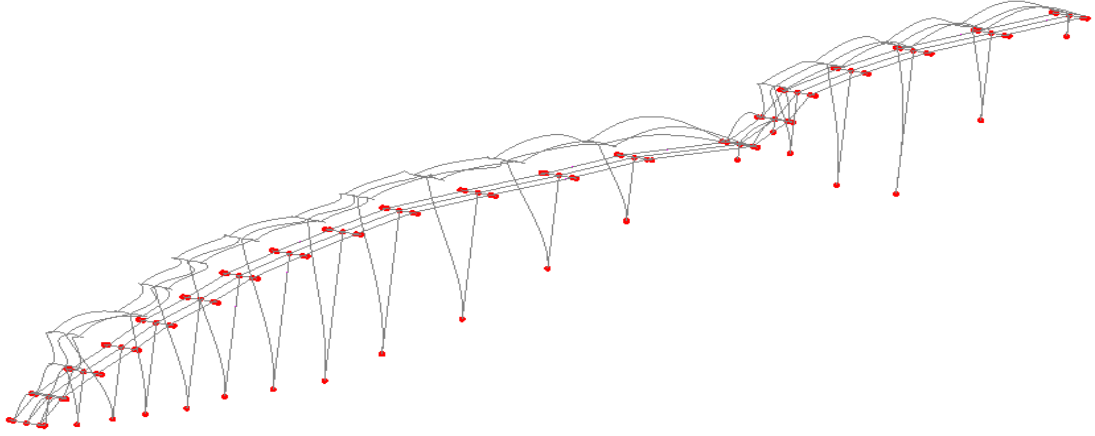
TDY spektrumu kullanılarak yapılan spektral analiz sonucu yapının 1.modundaki deplasman tepkisi Şekil 5.3'de gösterilmiştir. Yapıdaki maksimum deplasman 5.2 cm olarak gözlenmiştir.



Şekil 5.3: TDY 2007 Spektral Analiz 1.mod deformatsyon şekli

### 5.4.2. AASHTO-LRFD 2007 elastik tasarım ivme spektrumu ile analiz

AASHTO spektrumu kullanılarak yapılan spektral analiz sonucu yapının 1. modundaki deplasman tepkisi Şekil 5.3.'de gösterilmiştir. Yapıdaki maksimum deplasman 4.9 cm olarak gözlenmiştir. Maksimum moment değeri 8 no'lu ayakta oluşmuştur. Bu ayağın viyadüğün en yüksek ayağı olması sebebiyle viyadük-temel bağlantısındaki ankastrelik momentinin maksimum moment olarak oluşması beklenen bir sonuçtur. Maksimum kesme kuvveti ise 14 no'lu kısa bir ayakta oluşmuştur.



Şekil 5.4: AASHTO-LRFD 2007 Spektral Analiz 1. mod deforme olmuş şekil

## 5.5. Zaman Tanım Alanında Analiz

Viyadüklerin sismik analizleri yapılırken zaman tanım alanında analizlerin gerekliliği konusuna Bölüm 5.3.'de yer verilmişti. Hatipdere viyadüğünde bulunduğu bölgenin depremselliği ve fiziksel özellikleri dolayısıyla zaman tanım alanında analiz edilmiştir. Zaman tanım alanında yakın deprem kaydı olarak seçilmiş ve karakteristik özellikleri ayrıca incelenmiştir.

### 5.5.1 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi ivme kayıtlarının incelenmesi

Bir numerik model, zaman tanım alanında analiz yapılırken öncelikle zaman tanım alanındaki datalar numerik modelin oluşturulmasında kullanılan sonlu elemanlar programı formatına göre düzenlenmiştir. Ülkemizde olmuş deprem kayıtlarına [angoradeprem.gov.tr](http://angoradeprem.gov.tr) sitesinden ulaşılabilir. 17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminin İzmit Meteoroloji İstasyonundan kaydedilmiş verinin üst başlık bilgisi aşağıda özetlenmiştir. Burada depremin kaydedildiği istasyon, enlem, boylam, cihaz konum şartları, kaydedilen maksimum ivme değeri vb. değerler gözükmemektedir. Sonrasında üç bileşenli ivme ölçerlerin kaydettikleri kuvvetli yer hareketi verisi üç kolon halinde yer alır.

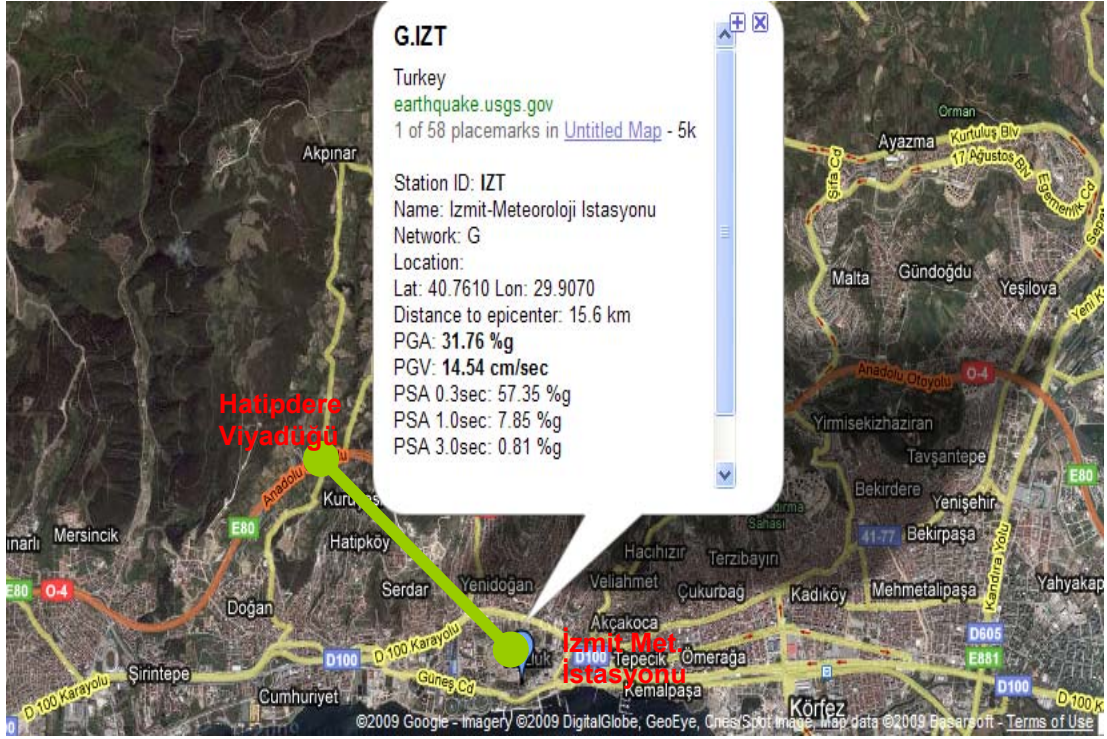
#### Deprem Kaydı Verilerinin Başlık Formatı:

Yer	:İzmit Meteoroloji İstasyonu
Koordinatlar	:40.790N- 29.960
Tarih	:17/ 8/1999 00:01:39 (GMT)
Yön	:+T East
Data Sayısı	: 10391
Data Örnekleme Aralığı	: .005000
Max. Değer(mG)	: 224.911900
Deprem Episentir Koordinatları	:40.70N - 29.91E
Deprem Şiddeti	: 6.70 ML

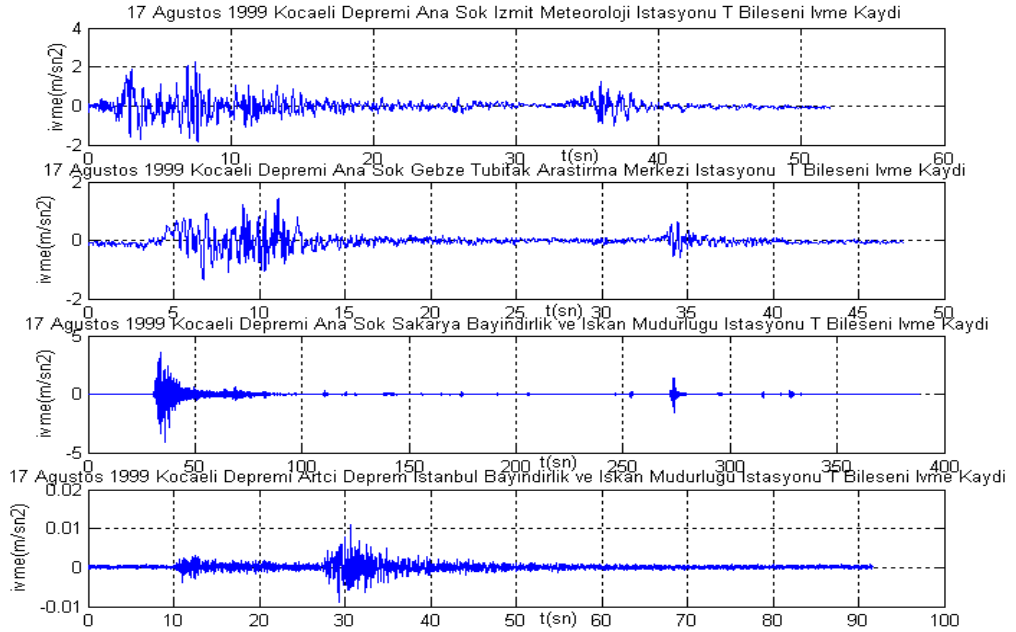
Şekil 5.5’de depremin kaydedildiği istasyon ile viyadüğün bulunduğu bölge arası mesafe uzaydan çekilen fotoğraf ile gösterilmiştir. Mesafe yaklaşık 2 km olup yakın alan etkisinin çalışılabileceği ender kayıtlardan bir tanesi olarak bu çalışmada kullanılmıştır.

Analizlerde kullanılan farklı istasyonlardan elde edilmiş 1999 Kocaeli depremi ana şok ve artçı kayıtlarının zaman tanım alanında oluşturulan grafikleri Şekil 5.6, Şekil 5.7 ve Şekil 5.8’de gösterilmiştir. Bu deprem kayıtlarını yapıya uzaklıklarına göre; İzmit kaydı, Gebze kaydı, Sakarya kaydı ve İstanbul kaydı olarak sıralayabiliriz. Bu kayıtların elde edildiği istasyon zemin tipleri, Şekil 5.10’da maksimum tepkinin elde edildiği periyot bilgisine göre İzmit ve Gebze kaydı yumuşak zemin ve Sakarya kaydı ise sert zemindir.

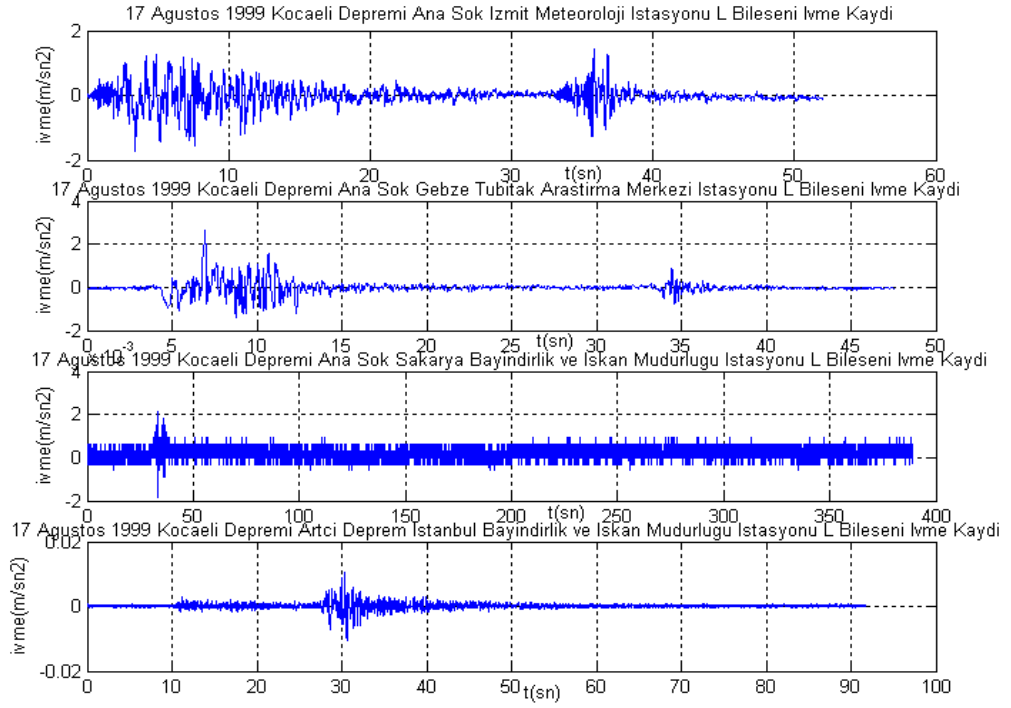
Ayrıca hareketin frekans tanım alanında karakteristiğini ortaya çıkaran Fourier transformları Şekil 5.9.’da gösterilmiştir. FFT sonucu deprem kayıtlarının en büyük tepkilerini 0.5-10.0 Hz arasında değiştiğini gözükmektedir. Ancak Sakarya Bayındırlık ve İskan Müdürlüğü’nden elde edilen kayıtların büyük genlik tepkisinin 15 Hz’lere kadar devam ettiği görülmekte olup sert zemin kaydı olduğunu desteklemektedir. Fourier transformlarının çıkartılmasında kullanılan Matlab programı kodları için Ek-C’ye bakınız.



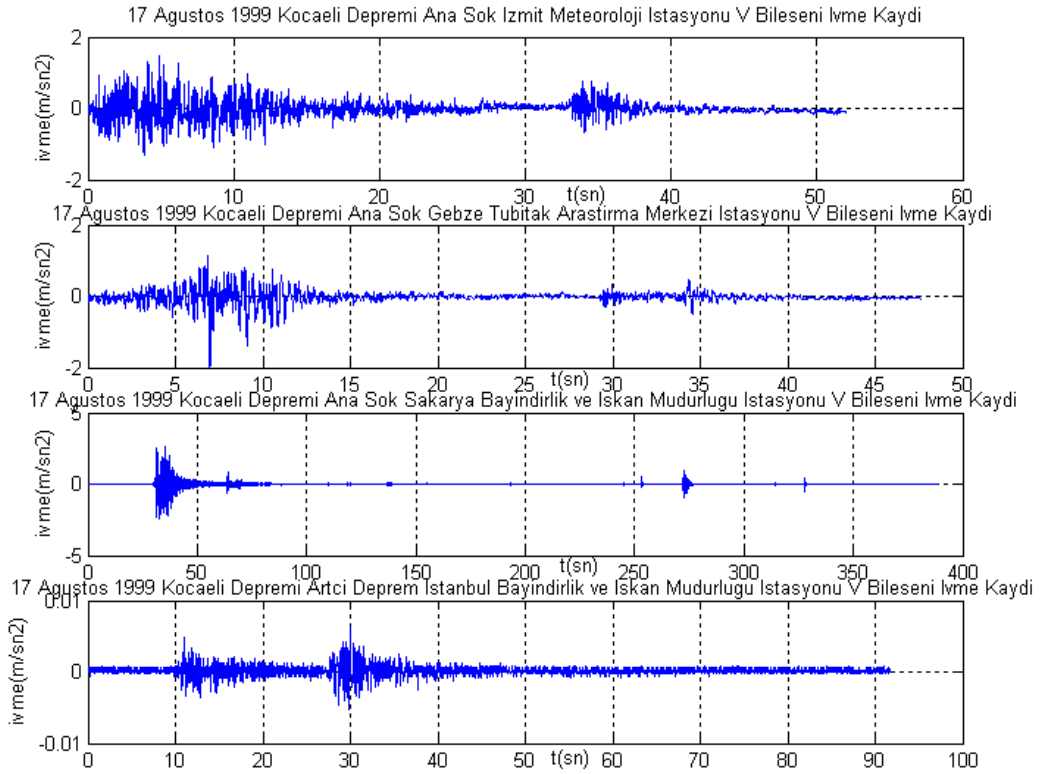
Şekil 5.5: İzmit meteoroloji istasyonu ve Hatipdere viyadüğü arasındaki mesafe (Yaklaşık 2 km olarak uzaydan çekilmiş fotoğraf üzerinden hesaplanmıştır). [5]



Şekil 5.6: 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi ana şok T (Batı-Doğu yönü) bileşeni ivme kayıtları [32]

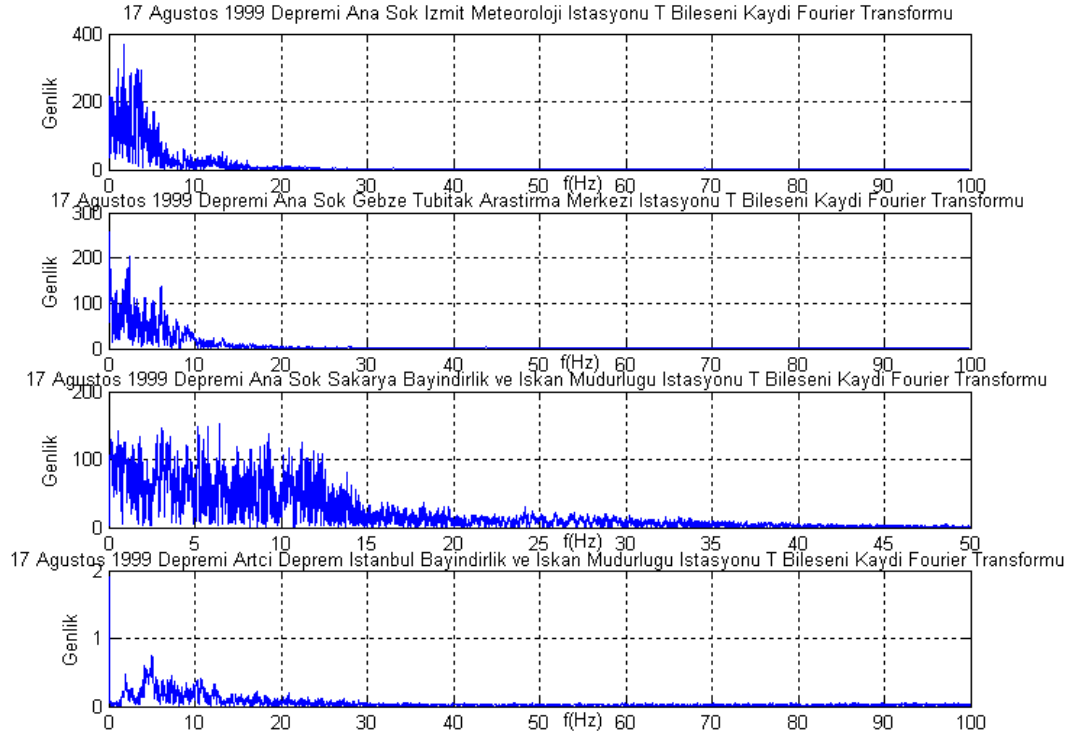


Şekil 5.7:17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi ana şok L (Güney-Kuzey yönü) bileşeni ivme kayıtları [32]



Şekil 5.8:17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi ana şok V (Düşey yön) bileşeni ivme kayıtları [32]





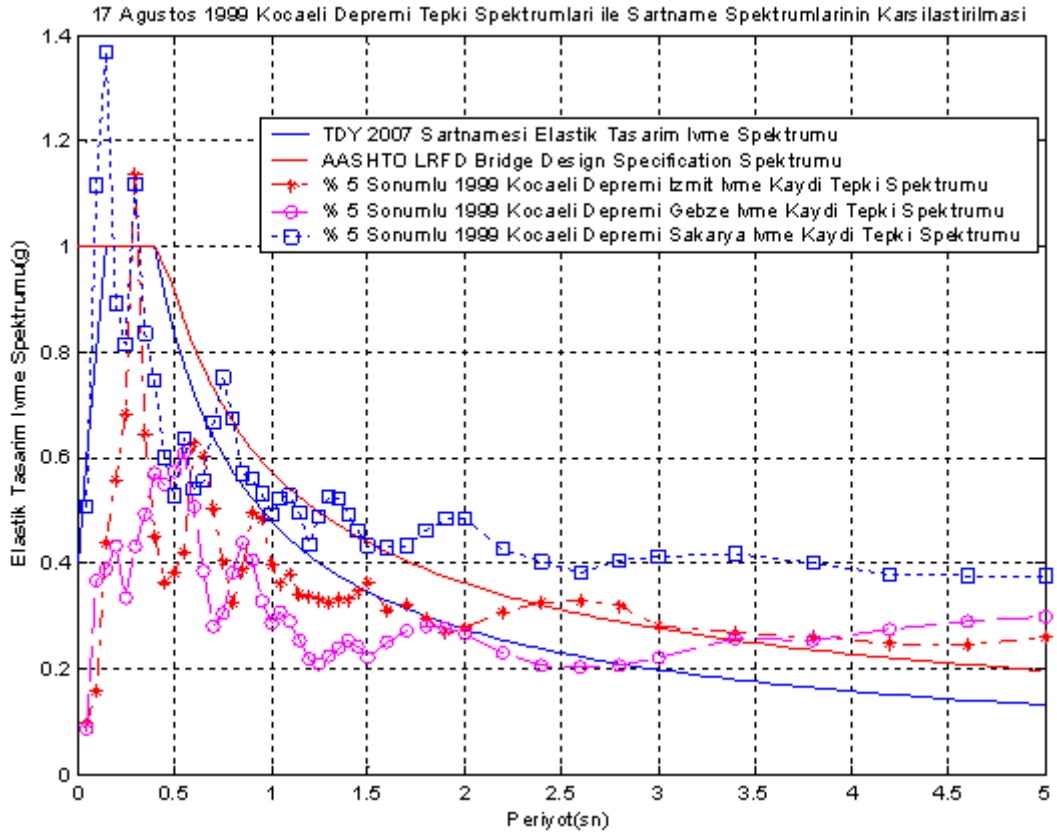
Şekil 5.9:17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi ana şok T (Batı-Doğu yön) kayıtları Fourier dönüşümleri [32]

### 5.5.2. 7 Ağustos 1999 Kocaeli depremi tepki spektrumları ile şartname spektrumlarının karşılaştırılması

17 Ağustos 1999 Kocaeli Depreminin tepki spektrumları tek serbestlik dereceli farklı periyottaki sistemlere deprem girdisi verilerek elde edilen tepkilerin maksimumlarından oluşur. Şekil 5.10'dan yakın alan ve uzak alan depremlerinin MATLAB programında yazılarak [15] hesaplanmış ve çizilmiştir. Matlab tepki spektrumu yazılımı Ek-D'de verilmiştir.

Şekil 5.10'da görüldüğü üzere ana şok kayıtları tepki spektrumları, yönetmelik spektrumlarını genelde aşmaktadır. Özellikle spektrumun maksimum genlik değeri 1.0 g değerindeyken, Kocaeli depremi Sakarya kaydı 1.4g, İzmit kaydı ise 1.1g değerindedir. 2 saniyeden uzun periyod bölümlerinde spektrumların aşıldığı gözlenmektedir. Bu sonuçlar yapının modal analiz içinde 2 sn'yi geçen yüksek modlarda gerçekte yönetmeliğin önerdiğinden daha yüksek ivmelerle (deprem kuvvetleriyle) karşılaşacağı gerçeğini göstermektedir. Yapı önem katsayısının 1.5 alınması bu durumu bir miktar telafi etmektedir. Bu durum, TDY şartnamesinde de

belirtildiği üzere, yapı sistemlerinin bölgeye özel spektrumlar ve zaman tanım alanında kaydedilmiş deprem dataları ile analizlerin gerekliliğini ortaya koymaktadır.

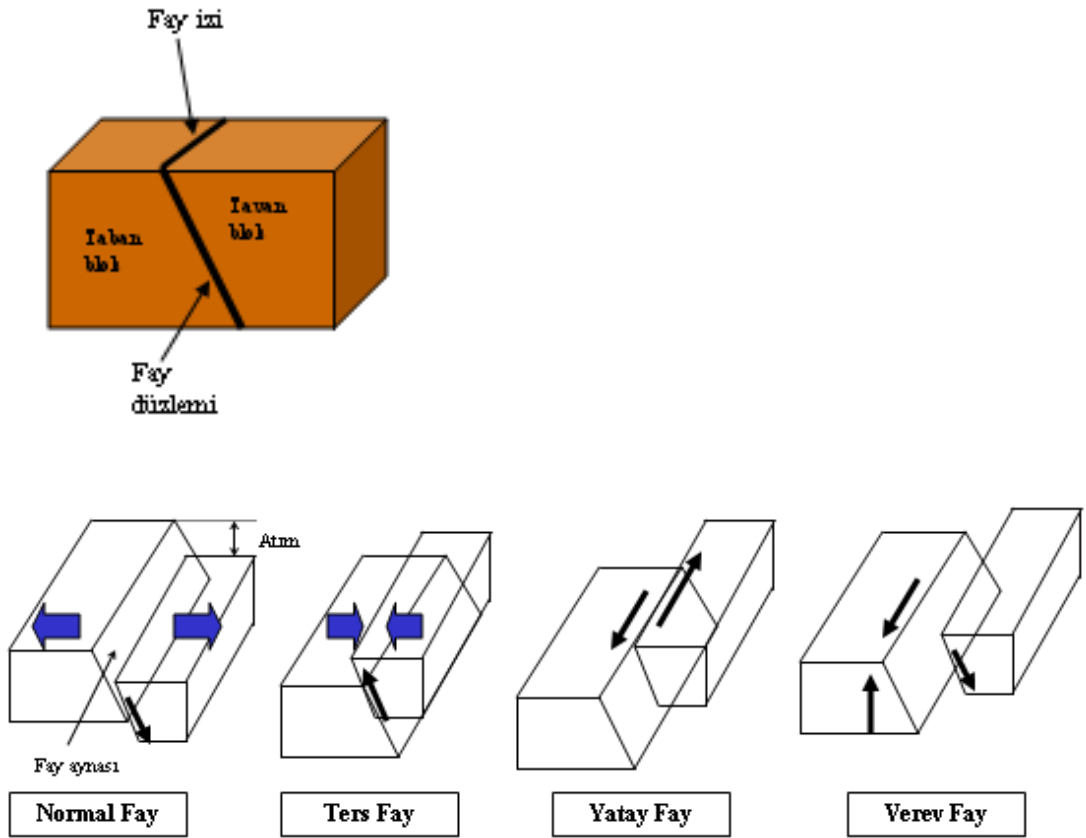


Şekil 5.10:17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi kayıtları tepki spektrumları ile yönetmelik tepki spektrumlarının karşılaştırılması [32]

Buna mukabil uzun periyotlarda AASHTO, TDY'nin önerdiği elastik tasarım ivme spektrumunu bu son 1999 Kocaeli depremiyle mukayese ettiğimizde daha tutarlı sonuçlar vermektedir. Düşük periyotlarda sert zemin özelliği olan Sakarya istasyon kayıtlarının yönetmelik tasarım spektrumunu çok aşması, benzer aşımın İzmit'dede görülmesi, karşılaşılan 17 Ağustos Kocaeli depreminin frekans muhteviyatının çok geniş spektruma yayılmış bir kuvvetli yer hareketi özelliği gösterdiğini, bu özelliğininde mesafe ve istasyon zemin özelliklerine göre yani yerel etkilerle çeşitlendiğini anlamaktayız.

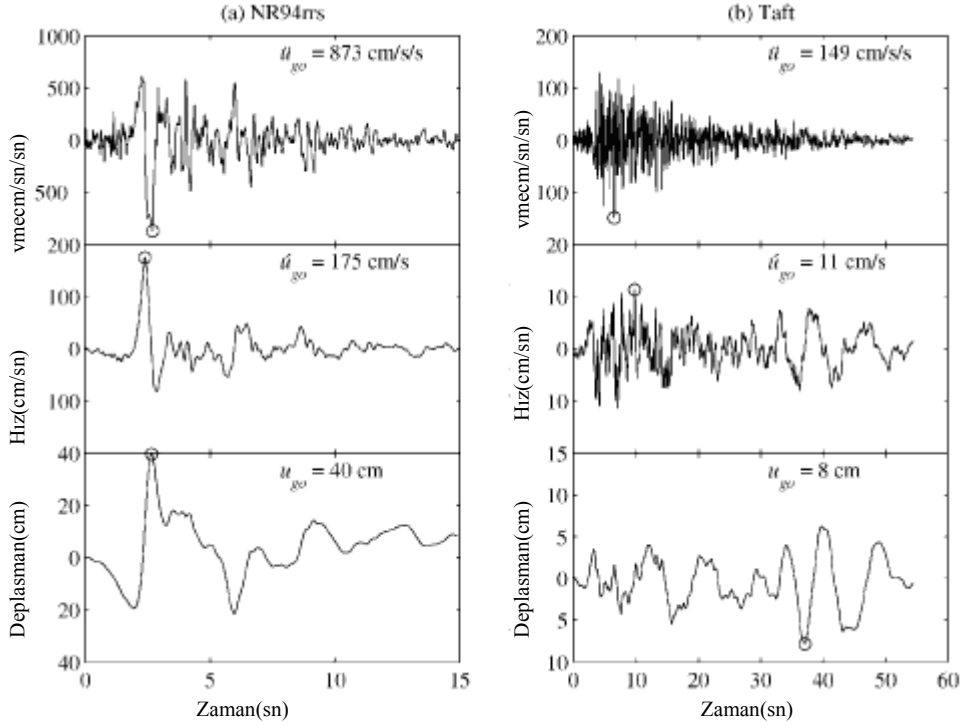
## 6. YAKIN FAY ETKİSİNİN ANALİZİ

Yerkabuğunda deformasyonlar üretecek zamanla biriken potansiyel enerjinin kayaçları kırarak seviyeye ulaşıp aşılıarak yerdeğiştirmelerle sonuçlanan dislokasyonlara fay denilir. Mekanik kayma ve kesme hareketleri faylanmayı oluşturur. Temel olarak faylar, Şekil 6.1’de görüldüğü gibi, normal, ters ve doğrudu atımlı (yatay) olmak üzere ayrılırlar.



Şekil 6.1: Fay Tipleri [15]

## 6.1. Faya Yakın ve Faya Uzak Depremlerin Etkileri



Şekil 6.2: Faya dik bileşen (a) Rinaldi istasyonu 1994 Northridge depremi kaydı (yakın fay) ve (b) Taft istasyonu 1952 Kern Country depremi kaydı (uzak fay) [5]

Yakın ve uzak depremlerin yapılar üzerindeki etkisi Chopra, 2001 makalesinden özetlenerek bu bölümde anlatılmıştır. Şekil 6.2’de görüldüğü üzere 1994 Northridge depremi faya 7.5 km uzaklıktaki Rinaldi istasyonu faya dik bileşen ivme, hız ve deplasman kayıtları genlik değerleri, 1952 Kern Country depremi faya 43 km uzaklıktaki Taft istasyonu faya dik bileşen ivme, hız ve deplasman kayıtları genlik değerlerinden çok yüksektir.

Tablo 6.1:Faya dik bileşen deprem kayıtları parametreleri [5]

No. Kayıt	Deprem	İstasyon	Faya Uzaklık(km)	$\dot{u}_{go}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$u_{go}$ (cm/s)	$u_{go}/\dot{u}_{go}$ (cm)	$\ddot{u}_{go}/\dot{u}_{go}$ (s)	$T_b$ (s)	$T_c$ (s)	$T_d$ (s)	$\alpha_d$	$\alpha_T$	$\alpha_D$	
1	LP89lgrc	Loma Prieta	3.5	704	173	65	0.25	0.38	0.43	0.79	3.72	3.33	1.71	2.68
2	LP89lgrc	Loma Prieta	6.3	673	179	57	0.27	0.32	0.65	1.09	1.56	2.96	1.94	1.51
3	KB95lato	Hyogo-Ken-Nambu Takatori Station	4.3	771	174	56	0.23	0.32	0.70	1.54	1.65	2.15	2.51	1.91
4	KB95kobj	Hyogo-Ken-Nambu Kobe Station	3.4	1067	160	40	0.15	0.25	0.35	1.00	1.18	2.35	2.50	1.88
5	KB95kprl	Hyogo-Ken-Nambu Port Island	6.6	426	100	50	0.24	0.50	0.50	1.32	2.80	2.26	2.02	1.81
6	EZ92erzi	Erzincan	2.0	424	119	42	0.28	0.35	0.20	1.30	2.47	2.03	1.49	1.66
7	NR94rns	Northridge	7.5	873	175	40	0.20	0.23	0.30	0.99	1.21	2.21	1.74	1.50
8	NR94spva	Northridge	8.9	715	63	16	0.09	0.26	0.13	0.35	2.82	2.55	1.64	2.88
9	NR94sylvn	Northridge	6.4	718	122	31	0.17	0.25	0.18	0.59	3.23	2.09	1.16	2.34
10	NR94scs	Northridge	?	577	131	65	0.23	0.50	0.50	0.89	3.33	2.70	1.69	1.80
11	NR94newh	Northridge	7.1	709	119	34	0.17	0.29	0.20	0.75	1.33	2.53	1.80	1.33
12	IV79mdlo	Imperial Valley	0.0	372	117	44	0.32	0.37	0.30	1.89	3.14	1.78	1.70	2.28
13	IV79ar06	Imperial Valley	1.2	424	110	58	0.26	0.53	0.07	1.63	4.46	1.60	1.60	2.16
14	MHS4clyd	Morgan Hill	0.1	712	70	10	0.10	0.15	0.22	0.58	0.86	2.29	3.17	2.02
15	MHS4amdd	Morgan Hill	4.5	436	27	4	0.06	0.14	0.16	0.40	0.56	1.81	2.66	1.20
Taft	Kern County		43	149	11	8	0.08	0.69	0.17	0.39	6.06	2.68	2.16	3.03

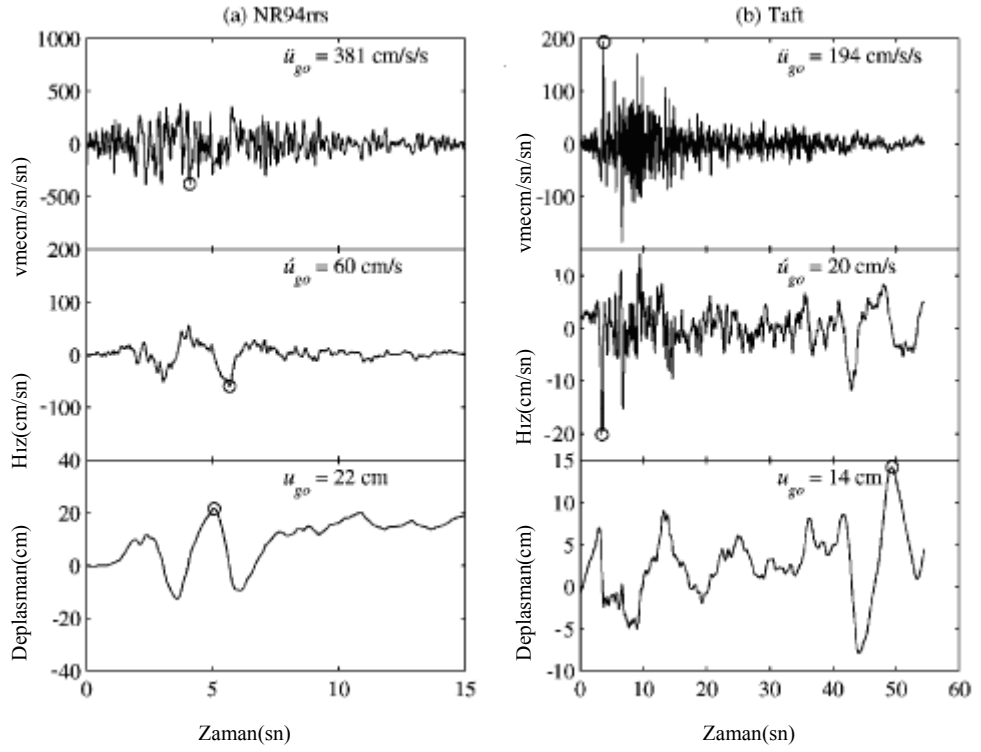
Yakın faya depremlerinin yapılarda oluşturduğu tepkilerin çok belirgin karakteristiğe sahip olduğu son yıllarda daha iyi anlaşılmıştır. Ankestre ve deprem izolasyonlu temellerde çok büyük deformasyonlar gözlenmiştir.

Ayrıca Tablo 6.1’de verilen Chopra’nın Tablo 1’inde bahsi geçen 15 ayrı faya yakın deprem kaydı incelenmiştir. Bu depremlerden bazıları Imperia Valley(1979), Morgan Hill(1984), Loma Prieta(1989), Erzincan(1992), Northridge(1994) ve Kobe(1995) depremleridir. Ayrıca bu çalışmada Kern Country(1952) Deprem Taft İstasyonu faya

uzak ve depremin faya dik bileşeni kaydı da diğer 15 adet faya yakın deprem kaydıyla birlikte incelenmiştir. Bu çalışmada farklı deprem kayıtlarının depreme dik yön kaydı elastik ve elastik olmayan tepki spektrumları çıkarılmıştır. Faya dik bileşen kayıtları tepki spektrumlarının faya paralel deprem kaydı spektrumlarından daha şiddetli olduğu bilinmektedir. Ancak bunun her deprem için geçerli olmadığı anlaşılmıştır.

Şekil 6.3’de bir yakın bir uzak alan deprem örneği verilen ikinci çalışmada faya yakın ve faya uzak depremlere karşı yapı tepkisini karşılaştırmak için 15 adet faya uzak deprem kaydı ile çalışılmıştır. Tablo 6.2’de gösterilen depremler için kaya ve gevşek zeminlerde elde edilen kayıtlar; California ve Washington’da 1934 ve 1983 yılları arasında meydana gelmiş 9 depremden elde edilmiştir. Bu depremlerin şiddeti 5.7-7.7 Mw arasında ve kayıt istasyonlarının depremin merkezinden uzaklığı 12-64 km arasındadır.

Şekil 6.4’de verilen NR94rrs kaydı faya dik yön ve faya paralel yön kayıtları tepki spektrumları birbirinden çok farklıdır. Özellikle faya dik bileşen kayıtları büyük deplasmanlar göstermektedir. Yakın fay deprem kaydı faya dik bileşeni, faya paralel bileşenden daha şiddetlidir. Ancak faya uzak Taft istasyonu kaydının iki bileşeni için elastik tepki spektrumları büyük bir periyot bandı için benzerdir. NR94rrs kaydı iki farklı bileşen için yapılan tepki spektrumu karşılaştırmasındaki sonuç (Faya dik bileşenin faya paralel bileşenden şiddetli olması) her kayıt için geçerli değildir. Örneğin Şekil 6.5’de görüldüğü gibi MH84 kaydı faya dik bileşeni tepki spektrumları büyük bir periyot bölümünde paralel bileşenden daha büyük ivme, hız ve deplasman genliği değerlerine sahiptir.



Şekil 6.3: Faya paralel bileşen (a) Rinaldi istasyonu 1994 Northridge depremi kaydı (yakın fay) ve (b) Taft istasyonu 1952 Kern Country depremi kaydı (uzak fay) [5]

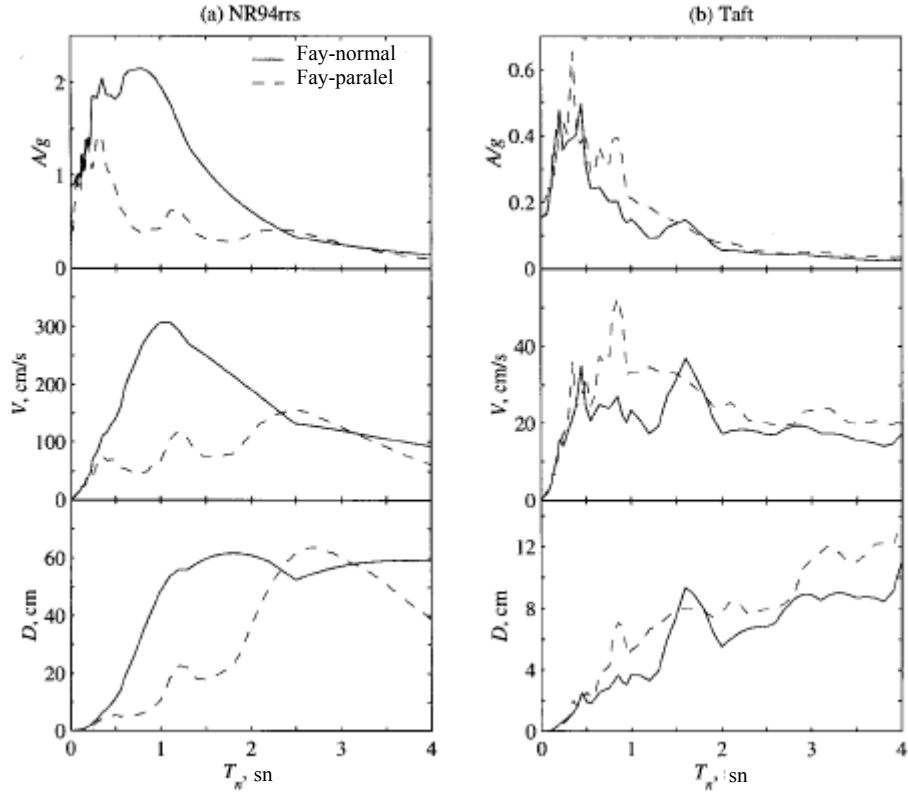
Tablo 6.2: Faya yakın deprem kayıtları parametreleri [5]

No.	İstasyon	Bileşen	Deprem	Yıl	M	e (km)	Süre(sn)	$\ddot{u}_{go}$ (cm/s <sup>2</sup> )	$\dot{u}_{go}$ (cm/s)	$u_{go}/\ddot{u}_{go}$
1	Taft	021	Kern county	1952	7.7	43	11.2	152.7	15.7	0.10
2	Taft	111	Kern county	1952	7.7	43	12.6	175.9	17.7	0.10
3	El Centro	000	Lower California	1934	6.5	64	13.0	156.8	20.5	0.13
4	El Centro	090	Lower California	1934	6.5	64	15.6	179.1	11.5	0.06
5	Olympia	176	Western Washington	1949	7.0	16	19.8	161.6	21.4	0.13
6	Olympia	266	Western Washington	1949	7.0	16	19.2	274.6	17.0	0.06
7	Olympia	266	Puget Sound	1965	6.5	61	11.2	194.3	12.7	0.07
8	Castaic	291	San Fernando	1971	6.6	29	15.1	265.4	27.2	0.10
9	Public Utility	180	Long Beach	1933	6.3	27	5.6	192.7	29.3	0.15
10	Public Utility	270	Long Beach	1933	6.3	27	6.4	156.0	15.8	0.10
11	Holtville	225	Imperial Valley	1979	6.6	19	6.7	246.2	44.0	0.18
12	Calxico	225	Imperial Valley	1979	6.6	15	10.9	269.6	18.3	0.07
13	San Yasidro	360	Coyote Lake	1979	5.7	12	7.9	246.2	32.9	0.13
14	San Yasidro	270	Coyote Lake	1979	5.7	12	6.4	228.1	24.9	0.11
15	Parkfield	000	Coalinga	1983	6.5	39	8.2	178.7	14.7	0.08

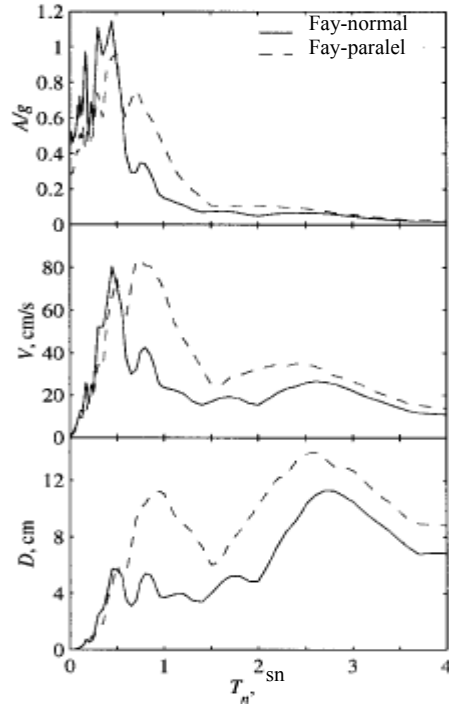
Genellikle depremin faya dik bileşeni tepki spektrumu daha büyük genliklerde olmasına rağmen, normalize edilmiş tepki spektrumu veya tepki büyütme faktörü olarak yorumlanabilen grafiğin faya paralel bileşeninkinden daha küçük genliklere sahiptir. Bunun en büyük sebebi spektrumlardaki tepe sayısıdır. Çünkü tepe sayısı arttıkça tepki büyütme faktörü artar. Şekil 6.6'dan da anlaşılacağı gibi örneğin NR94rrs kaydı faya dik bileşeni tepki büyütme faktörü grafiği faya paralel bileşeninkinden küçüktür. Bunun sebebi faya dik bileşen hız spektrumunun 1 tepeye



sahip olması, buna mukabil faya paralel bileşen hız spektrumunun 2 tepeye sahip olmasıdır.

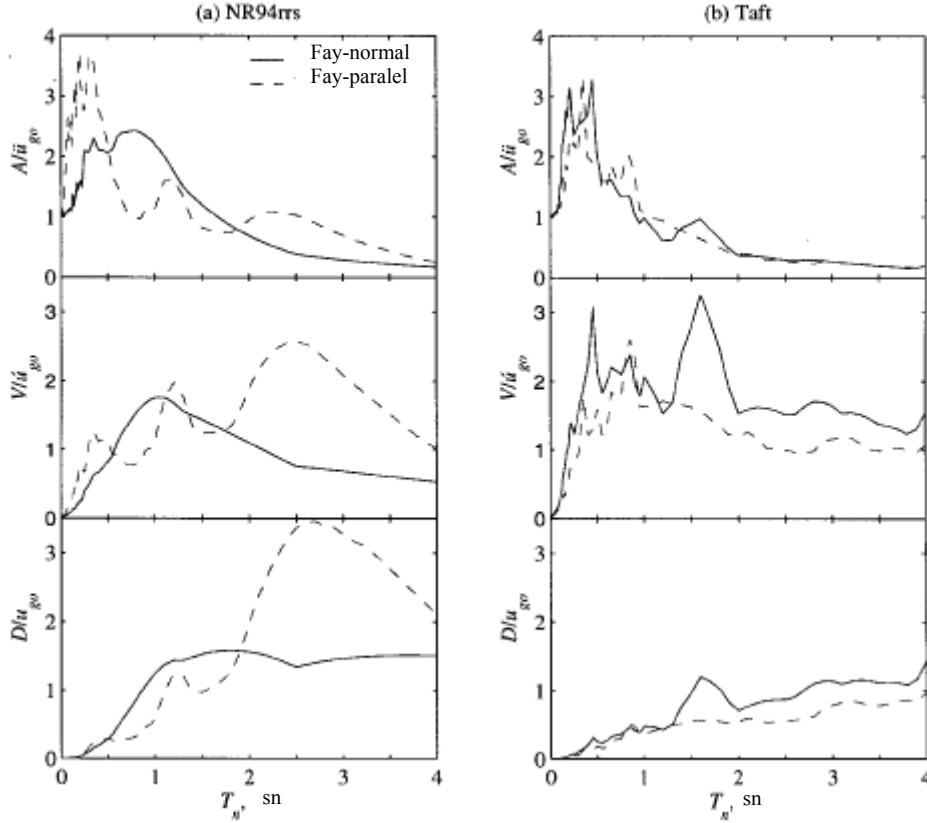


Şekil 6.4: Faya dik ve paralel bileşen tepki spektrumları (a) NR94rrs (b) Taft istasyonu  
sönüm oranı: %5 [5]



Şekil 6.5: MH84 depremi faya dik ve paralel bileşen tepki spektrumları  
(sönüm oranı: %5) [5]

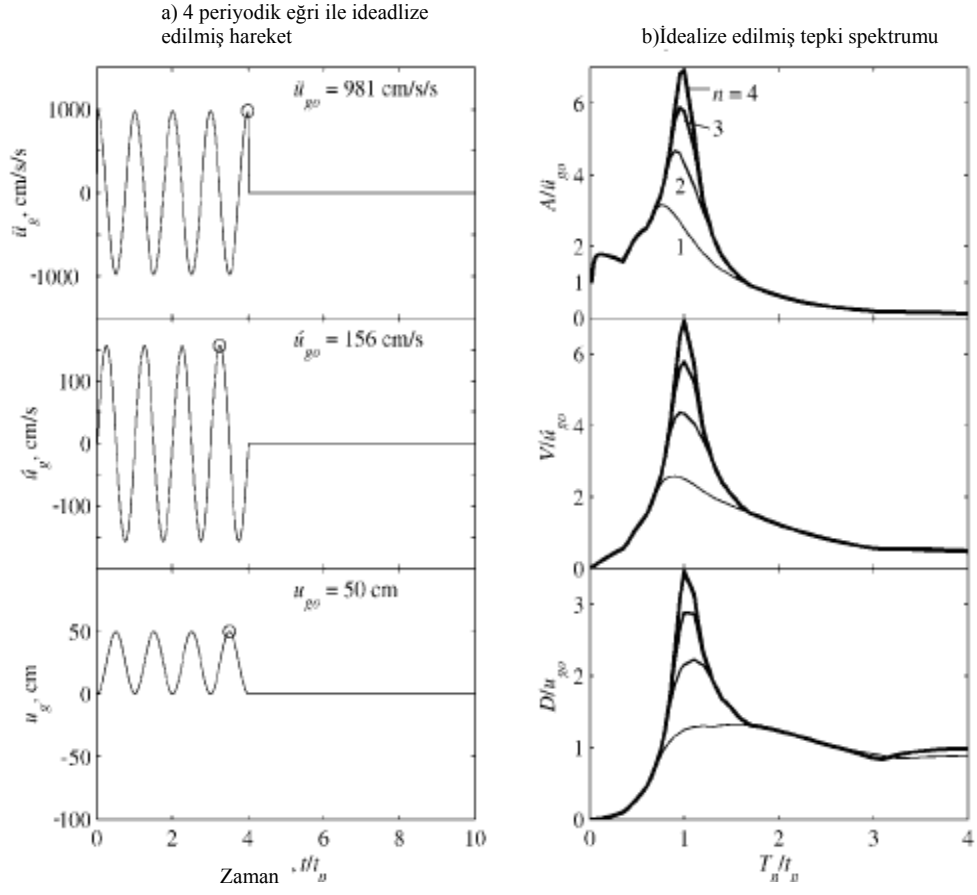
Şekil 6.8 (a) ve (b) göstermiş tirki NR94rrs depremi (yakın fay) tepki spektrumu hız duyarlı bölgede daha dar, ivme ve deplasman duyarlı bölgede daha geniştir. Bu iki şekilde açıklanabilir. Birincisi NR94rrs depremi  $T_c$  periyotu (0.99 sn) Taft istasyonu kaydı  $T_c$  periyotundan(0.39 sn) daha uzundur. İkincisi ise NRrrs depremi  $T_d$  periyotu (1.21 sn), Taft istasyonu periyotundan (6.1 sn) daha kısadır.



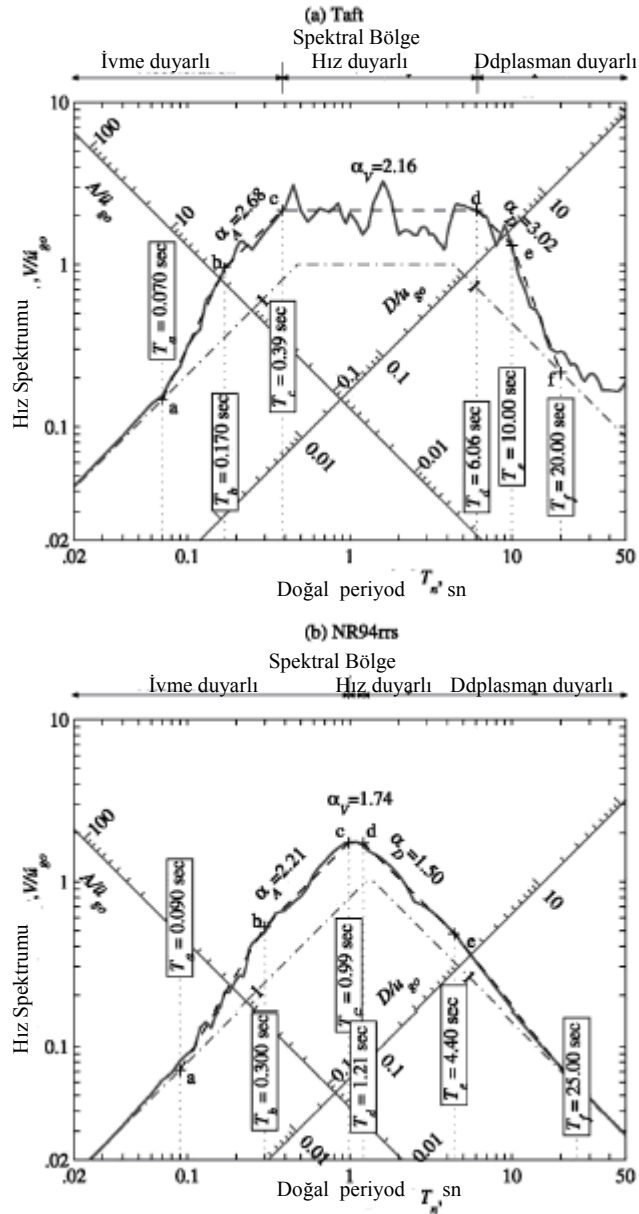
Şekil 6.6: Faya dik bileşen ve faya paralel bileşen normalize edilmiş tepki spektrumu (a) NR94rrs ve (b) Taft istasyonu kaydı (sönüm oranı: %5) [5]

Şekil 6.9'da gösterildiği üzere 3 adet yakın fay deprem kaydının idealize edilmiş tepki spektrumlarının hız duyarlı bölümlerinin daraldığı kısımlar uzun periyotlara kaymıştır. İvme ve deplasman duyarlı bölge için yakın fay etkisinin karakteristik özellikleri belirlemektedir.

Önemli bir konuda tepki büyütme katsayısı  $a_A$ ,  $a_V$ ,  $a_D$ 'nin yakın fay hareketinin faya olan uzaklığıyla değişmesidir. Her nasılsa bu katsayı değişimi oldukça küçük ve sırasıyla 0.20, 0.27 ve 0.25'dir.

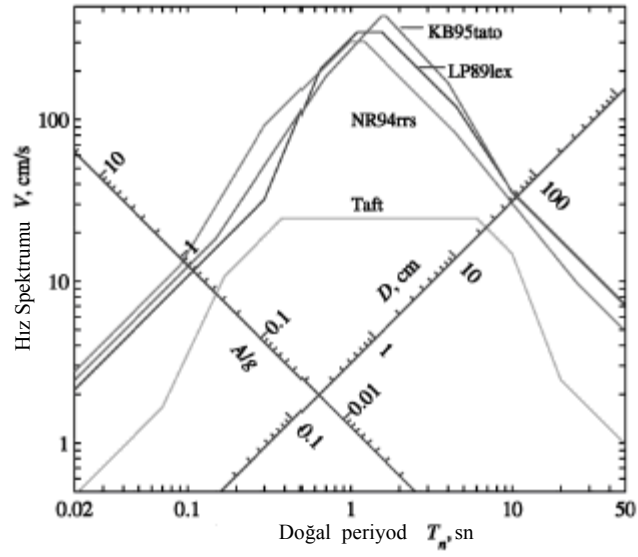


Şekil 6.7: (a) 4 tepe ile idealize edilmiş yer hareketi ivme, hız ve deplasman  $t_p$  periyodu ile (b) 4 tepe içeren idealize edilmiş hareketin normalize edilmiş tepki spektrumu [5]



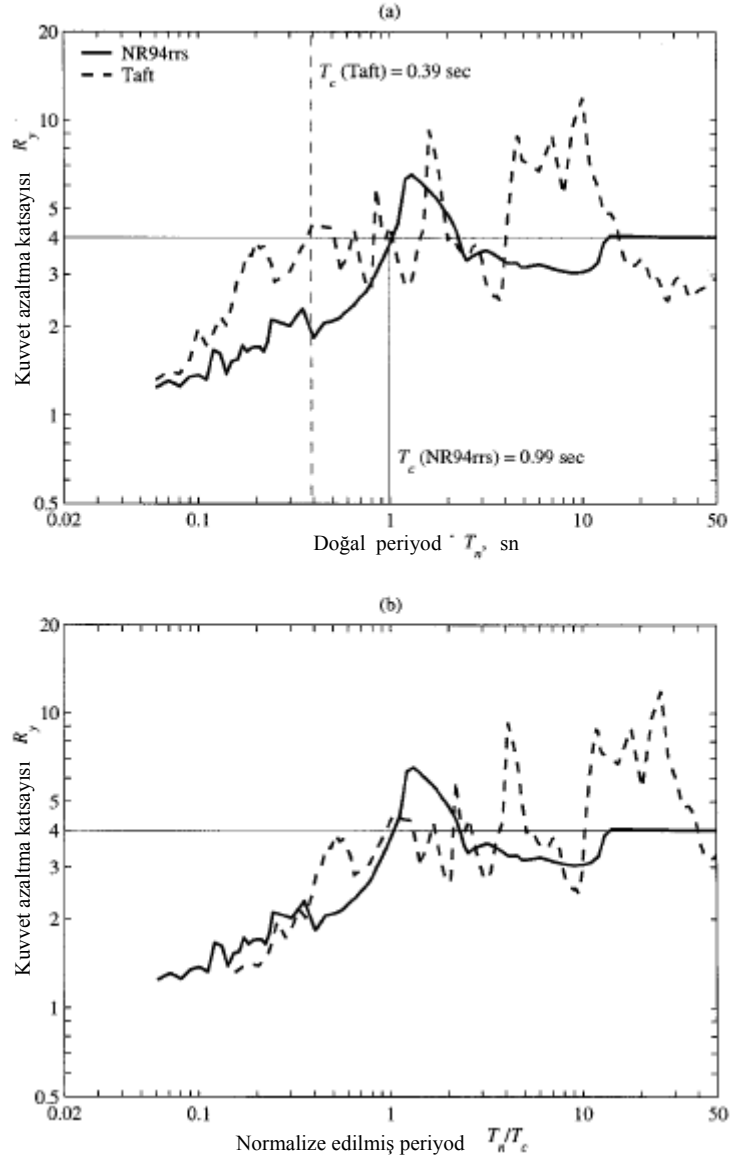
Şekil 6.8: Deprem kaydının faya dik bileşeni için tepki spektrumu (a) Taft istasyonu kaydı ve (b) NR94rrs depremi için kesikli çizgi ile gösterilen idealize edilmiş versiyonu [5]

Şekil 6.11 (a) ve (b) göstermiştir ki düşük periyotlarda  $R_y$  (Kuvvet azaltma faktörü) değeri yaklaşık 1 ve bütün faya uzak ve yakın depremlerin çok büyük periyotlarında ise 4 değerine eşittir.

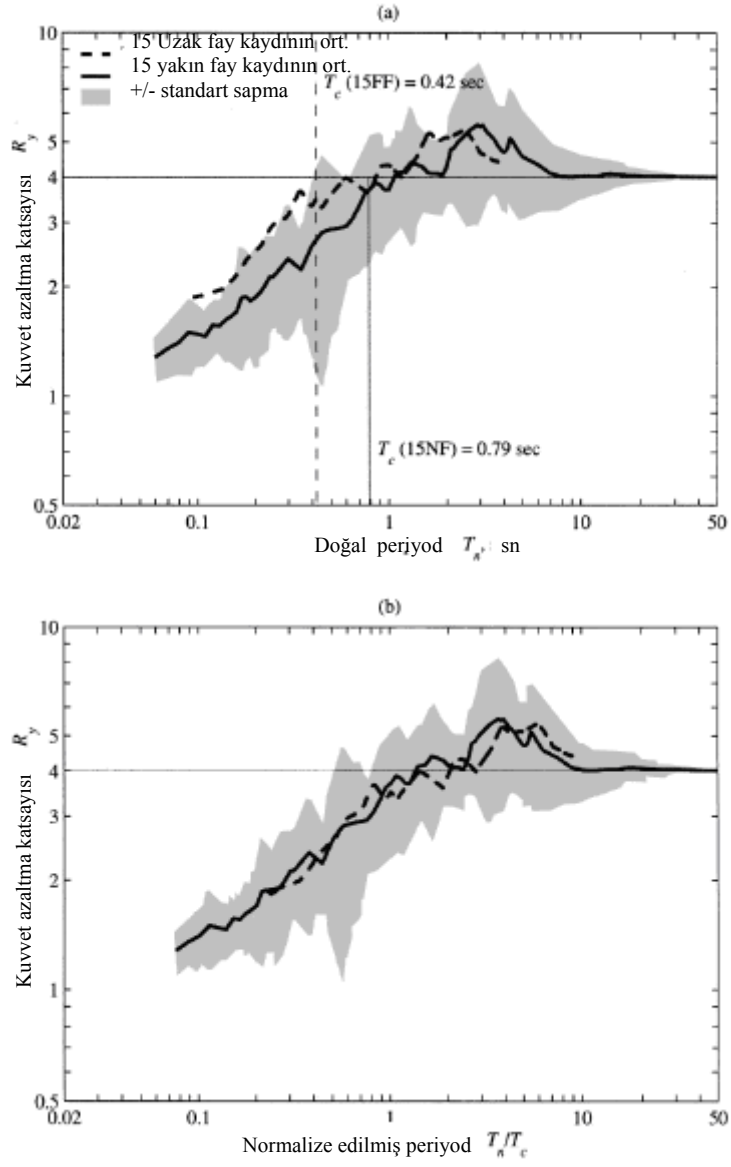


Şekil 6.9: Faya yakın 3 farklı deprem kaydı ve faya uzak Taft istasyonu kaydının faya dik bileşeni için idealize edilmiş tepki spektrumları (sönüm oranı:%5) [5]

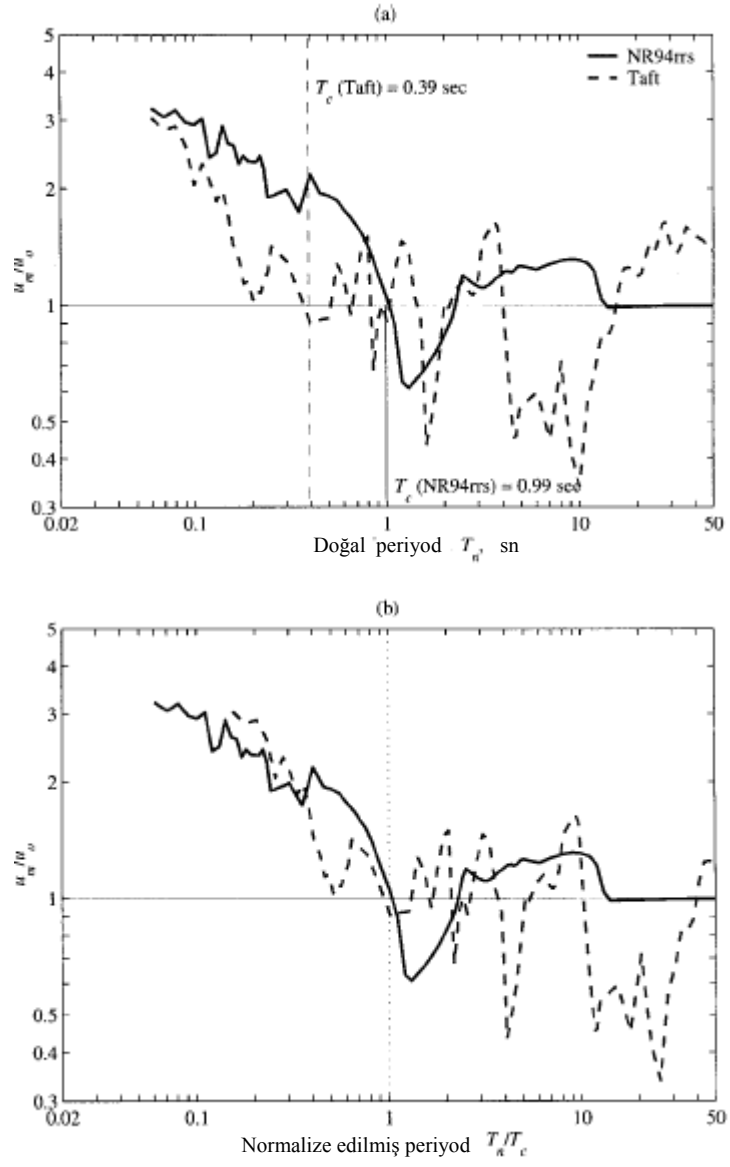
Yakın fay ve uzak fay hareketi için aynı düktilite faktörüne sahip olmalarına rağmen, yakın fay hareketi için kuvvet azaltma faktörü sistematik ve anlamlı bir şekilde uzak fay hareketininkinden küçüktür. Yakın fay hareketleri, uzak fay hareketlerine göre daha büyük kuvvet tepkileri verirler. Ancak bu paragrafta anlatılanlar kısa periyodlu binalarda, uzak fay hareketlerinin kuvvet azaltma faktörü ile tutarlılık göstermez.



Şekil 6.10: Kuvvet azaltma katsayısı değişimi (a)  $T_n$  'e göre (b)  $T_n/T_c$  'ye göre NR94rrs depremi ve Taft istasyonu kaydı (Düktilite faktörü:4 ve sönüm oranı:%5) [5]

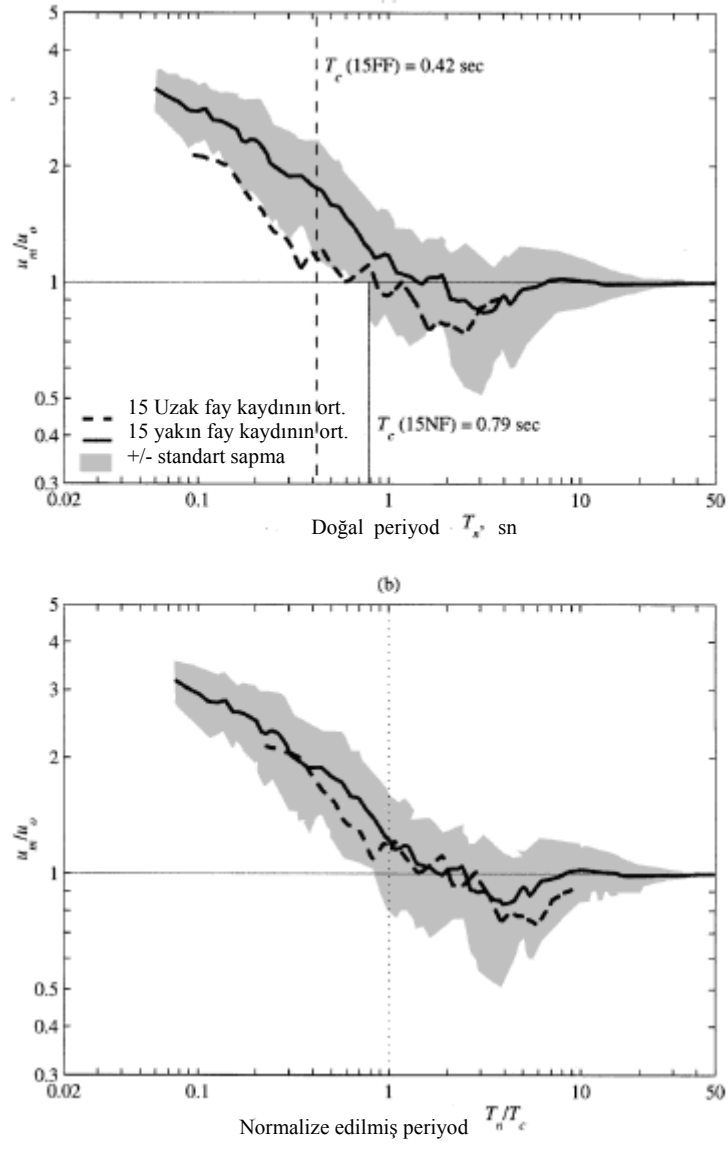


Şekil 6.11: Kuvvet azaltma katsayısı değişimi (a)  $T_n$ 'e göre (b)  $T_n/T_c$ 'ye göre 15 adet yakın fay kaydı ve 15 adet uzak fay kaydı kullanılarak (Düktilite faktörü:4 ve sönüm oranı:%5) [5]



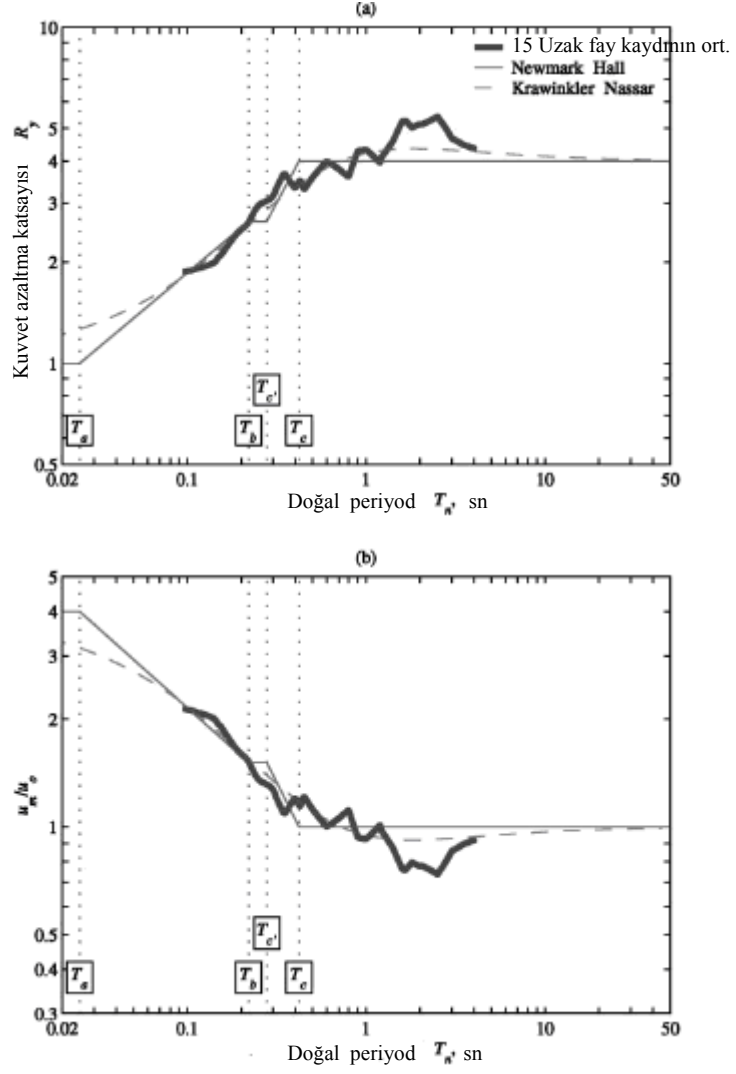
Şekil 6.12: NR94rrs kaydı ve Taft istasyonu kaydı faya dik bileşen kayıtları kullanılarak elastoplastik ve elastik sistemlerde oluşan tepe deformasyon oranları ( $u_m/u_0$ )  
 (a)  $T_n$  'e göre (b)  $T_n/T_c$  'ye göre (Düktilite faktörü:4, sönüm oranı:%5) [5]



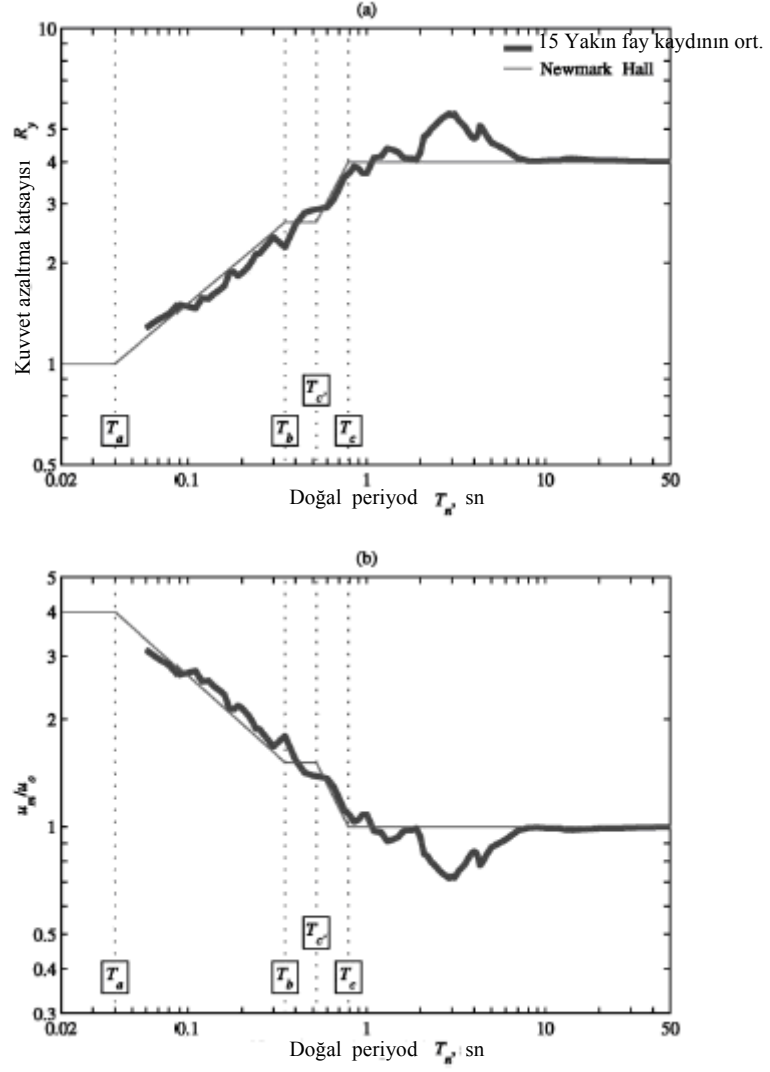


Şekil 6.13: 15 adet yakın fay ve 15 adet uzak fay kayıtları kullanılarak elastoplastik ve elastik sistemlerde oluşan tepe deformasyon oranları ( $u_m/u_0$ )

(a)  $T_n$  'e göre (b)  $T_n / T_c$  'ye göre (Düktilite faktörü:4, sönüm oranı:%5) [5]



Şekil 6.14: Ortalama değer (a) Kuvvet azaltma katsayısı ve (b) 15 adet uzak fay deprem kaydı için  $u_m/u_0$  2 farklı dizayn denklemi için (Düktilite faktörü:4, sönüm oranı:%5) [5]



Şekil 6.15: Ortalama değer (a) Kuvvet azaltma katsayısı ve (b) 15 adet yakın fay deprem kaydı için  $u_m/u_0$  2 farklı dizayn denklemi için (Düktilite faktörü:4, sönüm oranı:%5) [5]

### 6.1.1. Çalışmadan elde edilen sonuçlar

- 1) Çoğunlukla yakın fay depremleri faya dik bileşen kayıtları, faya paralel bileşen kayıtlarına göre geniş bir periyot aralığında daha büyük deplasman ve kuvvet tepkisi verirler. Uzak fay depremleri faya dik ve paralel bileşenleri genellikle birbirine benzer tepkiler verirler.
- 2) Birçok yakın fay deprem kaydı faya dik bileşeni kuvvet ve deformasyon talebi faya paralel bileşene göre daha büyüktür. Bunun sebebi, faya dik bileşenin tepki

büyüme katsayısının düşük olmasına rağmen, ivme, hız ve deplasman tepe formlarının geniş olmasıdır.

3) Yakın fay deprem kaydı faya dik bileşeni spektral hız duyarlı alanı faya uzak deprem kayıtlarına göre daha dar ve ivme ve deplasmana duyarlı alanı ise daha geniştir. Yakın fay kaydı dar hız duyarlı bölgesi uzun periyotlara kaymaktadır.

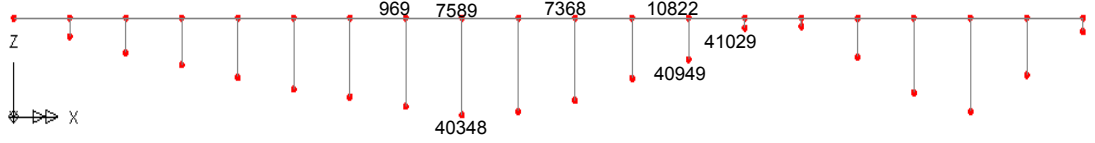
4) Düktilite faktörleri aynı olmasına rağmen yakın fay kaydı tepkisi ivme duyarlı bölgede uzak fay kaydına göre daha büyük kuvvetler talep eder. Bunun başlıca sebebi iki farklı kaydın  $T_c$  periyodu değerlerinin farklı olmasıdır. Eğer periyot aralığı  $T_c$ 'ye bağlı olarak normalize edilirse tüm spektral alanlarda ( ivme, hız, deplasman) iki kayıt içinde benzer kuvvet azaltma katsayısı ortaya çıkar.

5) Eğer  $u_m/u_0$  değerleri uzak fay deprem kaydı kullanılarak elde edildi ise yakın fay kaydının elastik olmayan sistemler için ivme duyarlı bölgedeki tepe deformasyonları sistematik ve anlamlı şekilde küçük olabilir. Bunun başlıca sebebi iki farklı deprem kaydı için  $T_c$  periyod değerinin farklılık göstermesidir. Eğer periyod aralığı  $T_c$ 'ye bağlı olarak normalize edilirse tüm spektral alanlarda( ivme, hız, deplasman)iki kayıt içinde benzer  $u_m/u_0$  oranları ortaya çıkar.

6)  $R_y$  ve  $u_m/u_0$  tasarım denklemleri açıkça göstermiştir ki tüm spektral alanlarda farklı deprem tipleri için(yakın fay kaydı, uzak fay kaydı, kaya kaydı, yumuşak zemin kaydı, düşük şiddetli, yüksek şiddetli depremler) birbirine yakın  $T_a, T_b$  ve  $T_c$  değerleri kullanıldığı sürece aynı denklemler kullanılabilir. Özel olarak Veletsos ve Newmark tarafından 1960'larda geliştirilen denklemlerde, yakın fay kaydı faya dik bileşeni için  $T_a=0.04$  sn,  $T_b=0.35$  sn ve  $T_c=0.79$  sn değerleri kullanılmıştır.

## 6.2. Yakın Fay Kaydının Zaman Tanım Alanında Analizi ve Analizden Elde Edilen Sonuçların Tartışılması

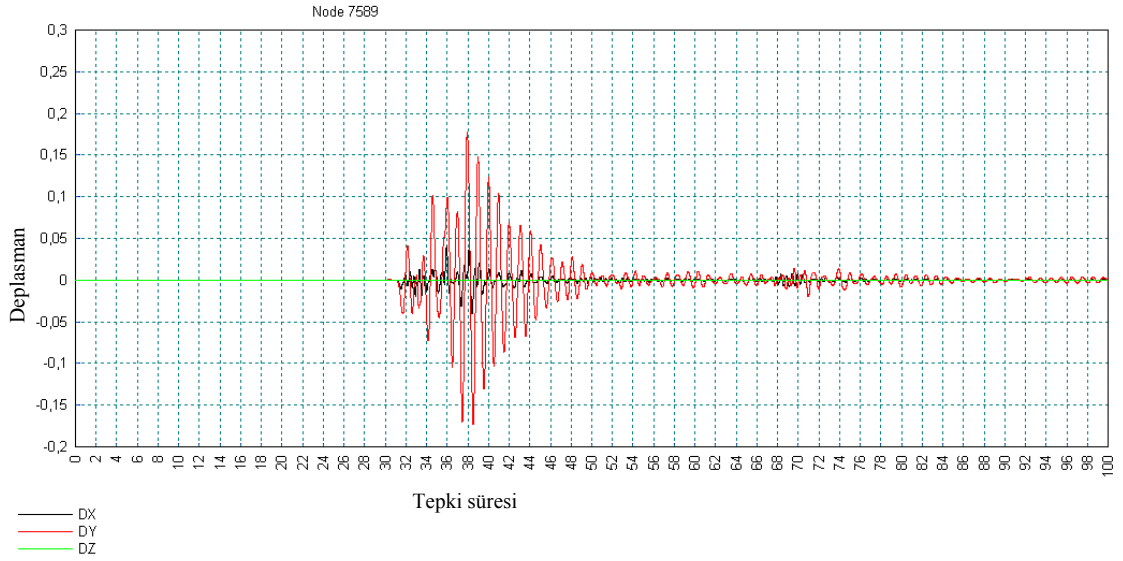
Tablo 6.3: Analiz sonuçlarının karşılaştırılması



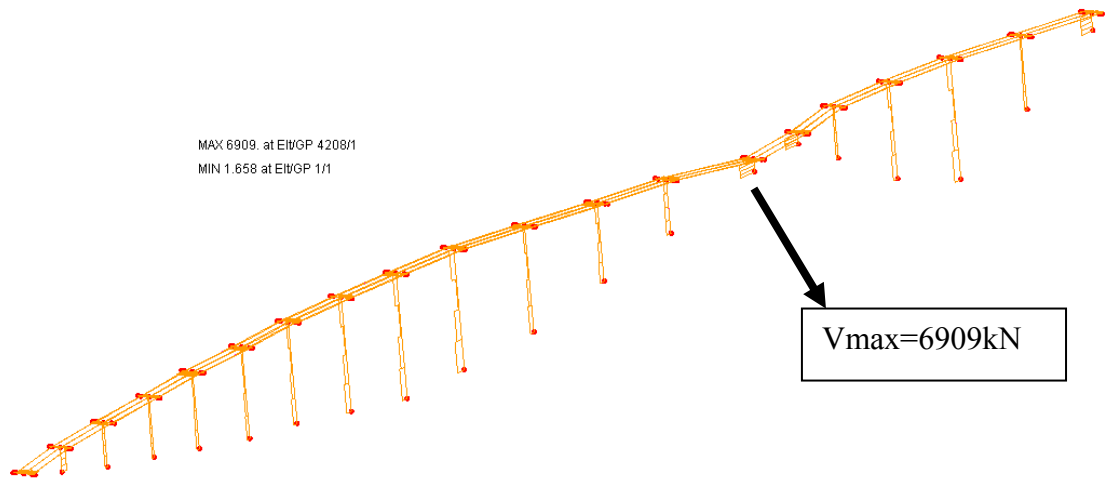
ANALİZ	GİRDİ BİLGİSİ	MAKS. DEPLASMAN (m)	MAKS. DEP. NODE NO	MAKS. KESME KUV. (kN)	MAKS. KESME NODE NO	MAKS. MOMENT (kNm)	MAKS. MOMENT NODE NO
Spektral Analiz	TDY 2007	0.0527	7368	6909.0	41029	70160.0	40949
Spektral Analiz	AASHTO 2007	0.0497	7368	6185.0	41029	62780.0	40949
Zaman Tanım Alanında Analiz	17 AGUSTOS 1999 DEPREMİ İZMİT KAYDI	0.123	7589	6026.0	41029	60210.0	40348
Zaman Tanım Alanında Analiz	17 AGUSTOS 1999 DEPREMİ GEBZE KAYDI	0.086	7589	2607.0	969	38860.0	40348
Zaman Tanım Alanında Analiz	17 AGUSTOS 1999 DEPREMİ SAKARYA KAYDI	0.1776	7589	6039.0	41029	130300.0	40348
Zaman Tanım Alanında Analiz	22 AGUSTOS 1999 ARTÇI DEPREM İSTANBUL KAYDI	0.024	10822	3113.0	41029	28520.0	40949

Hatıpdere viyadüğü 17 Ağustos 1999 Kocaeli depremi yakın fay kaydı (Sakarya Bay. ve İ. Müd. istasyonu) kullanılarak analiz edilmiştir. Analizler sonucu yapının maksimum deplasmanı 17,7 cm (Şekil 6.16) olarak en yüksek viyadük ayağında meydana gelmiştir. Analizler sonucu oluşan maksimum kesme kuvveti 6039 kN (Şekil 6.17) ve maks. moment ise 130300 kNm dir (Şekil 6.18). Yakın fay kaydında oluşan deplasman beklenen üzere uzak fay kayıtlarına göre daha fazladır. Bu sonucu Bölüm 6.1.1’de incelenen makalede elde edilen ‘yakın fay kaydı dik bileşeni ivme ve deplasmana duyarlı alanı faya uzak deprem kayıtlarına göre daha büyüktür’ ifadesi destekler. Bunun yanında ortaya çıkan bir diğer sonuç, yakın fay kaydı ile uzak fay kayıtları karşılaştırıldığında aynı viyadük ayaklarında yaklaşık kesme kuvvetleri

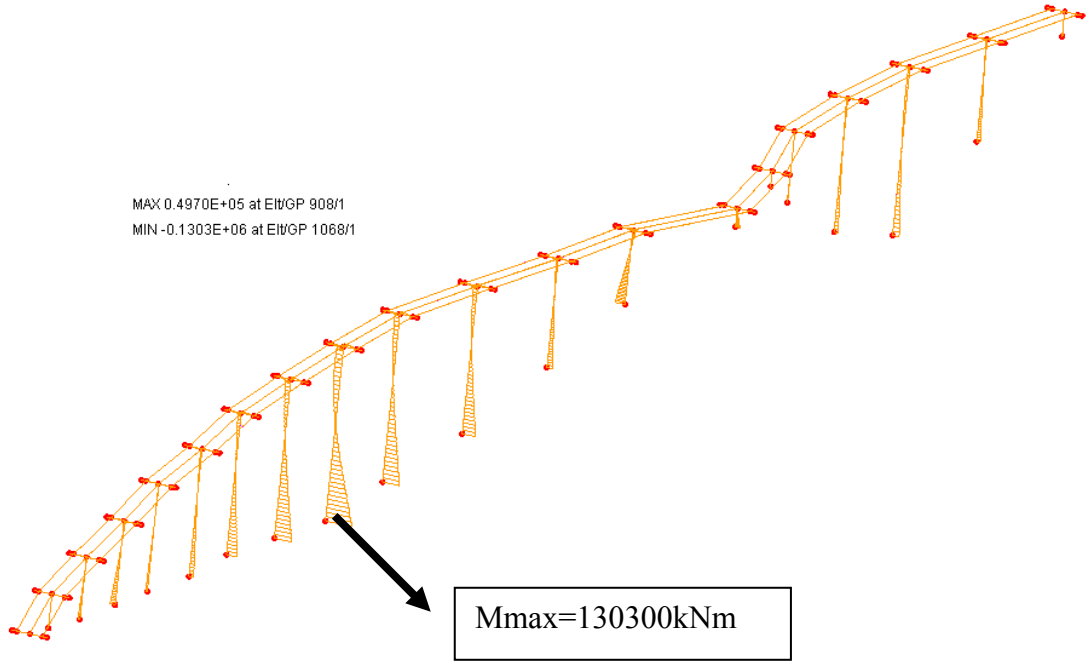
oluşmasına rağmen, iki katı momentler oluşmasıdır. Bunun sebebi de yakın fay kaydının oluşturduğu dinamik etki ve enerji olabilir.



Şekil 6.16: LUSAS'ta analizler sonucu maksimum deplasman (Kocaeli depremi ana şok Sakarya kaydı:17,76cm)



Şekil 6.17: LUSAS'ta analizler sonucu maksimum kesme (TDY 2007 spektral analiz)



Şekil 6.18: LUSAS'ta analizler sonucu maksimum moment (Kocaeli depremi Sakarya kaydı)

## 7.SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Hatırdere Viyadüğü yakın fay etkisinde incelendiğinde; mevcut yakın fay ivme kayıtları tepki spektrumunun, uzak fay ivme kayıtları tepki spektrumuna göre büyük genlik değerlerine sahip olduğu ortaya çıkmış. Şekil 5.10'da görüldüğü üzere yakın fay kaydı olan 1999 Kocaeli depremi Sakarya kaydı tepki spekturmu, uzak fay kaydı olan Gebze kaydına göre büyük genliklere sahiptir. Bölüm 6.1'de bu durumu yakın fay kaydı dik bileşenleri ivme ve deplasman duyarlı bölgelerinin daha geniş olduğu atfını yaparak bu durumu destekler niteliktedir. Ayrıca uzak fay kaydı olan Gebze kaydının, faya daha yakın olan İzmit kaydına göre yüksek periyotlarda daha büyük genliklere sahip olması, Bölüm 6.1.1'de elde edilen faya uzak kayıtların spektral hız duyarlı bölgelerinin daha geniş olması sonucuna bağlı olabilir.

Yakın fay etkisindeki viyadüklerde depremin ürettiği hasarlar incelendiğinde fayda meydana gelen büyük yerdeğiştirmeler sonucu viyadük temellerinde kesme ve kaymalar ve tabliyelerin mesnetlerden ayrılması gibi hasarların meydana geldiği Bölüm 1.5'de gösterilmiştir. Bu hasarları engellemek için temellerde sağlam zemine kazık uygulaması yapılması ve proje tasarımına uygun olarak temeller söndürücüler yerleştirilmesi yapılabilecek yaygın uygulamalardandır. Bunun yanında viyadük ayaklarında geçmiş depremlerin meydana getirdiği hasarlar incelendiğinde kesitlerin yetersiz ve sargı donatılarının yetersiz olduğu gözlenmiştir. Bunları önlemek için mevcut şartnamelere uygun tasarımlar yapılmalı, bölgeye özel spektrumlar ve yakın fayın etkisi göz önünde tutularak oluşturulan deprem kayıtları ile dinamik analizler yapılmalıdır. Ayrıca rüzgar tüneli testleri ve deneyler proje uygulamasına başlanmadan gerçekleştirilmelidir.

Hatırdere viyadüğünde oluşan maksimum deplasman (yanal) 1999 İzmit depremi ana şok Sakarya deprem kayıt dataları kullanılarak yapılan zaman tanım alanında analizler sonucu 17 cm olarak ortaya çıkmıştır. Bu deplasman miktarı orta yükseklikteki yapılar için yüksek bir değer olsada, deplasmanın olduğu viyadük



ayağının 56m oluşu göz önünde bulundurulduğunda çok yüksek bir değer değildir. Ayrıca AASHTO şartnamesine göre viyadüklerin gerekli analizlerde göz önünde bulundurularak 20 cm deplasman sınırı vardır.

Viyadük ayaklarının kesme kapasiteleri incelendiğinde TS500 ve AASHTO yönetmeliklerine göre yeterli olduğu gözlenmiştir. (Viyadük ayaklarının kesme kapasitesi değerleri için EK-E'ye bakınız) AASHTO yönetmeliği kesme kapasitesinin TS500 kesme kapasitesinden fazla oluşu çalışılan kesit üzerinde TS500'ün daha güvenli tarafta olduğunu göstermiştir.

Viyadük ayaklarının moment kapasiteleri incelendiğinde AASHTO97 yönetmeliğine göre yeterlidir. (Viyadük ayaklarının moment kapasitesi değerleri için EK-E'ye bakınız) Ancak temel viyadük ayağı birleşim bölgelerinde depremin karakteristiğine de bağlı olarak hasar oluşması beklenebilir. Bunu en aza indirmek için birleşimin kapasitesi artırılmalı, yatay donatı sıklaştırması maksimum düzeyde tutulmalı ve oluşabilecek soğuk derzler önlemler alınmalıdır. Ancak 1999 Kocaeli depremi sonrası olduğu gibi Bölüm 4'de belirtilen viyadüklerde hasar oluşmamasına rağmen viyadüklerin deprem karşısında performansının ve dayanımının artırılması amacıyla güçlendirme uygulanmıştır. Bu güçlendirme çalışmaları içinde Hatipdere viyadüğünde güçlendirme ihalesi yapılmış, ancak güçlendirme işine henüz başlanmamıştır.

Bu çalışma kapsamında gerçekleştirilemeyen, viyadüğün sensörlerle cihazlandırılması sonucu dinamik davranışının belirlenmesi ileriki çalışmalarda gerçekleştirilebilir. Ayrıca cihazlardan elde edilen datalarla, üzerinde çalışılan nümerik modelin modal değerlerinin karşılaştırılması ve gerekli ise nümerik modelde modal kalibrasyonun yapılması ileride yapılabilecek çalışmalardır. Bunların viyadüğe yerleştirilen cihazlardan elde edilen dataların belirli sıklıklarla elde edilip yapı sağlığının incelenmesi, hasar alıp almadığının saptanması elde edilen dataların modal karakteristiklerinden elde edilebilir.

## KAYNAKLAR

1-AASHTO LRFD Bridge Design Specification(2007)

2-Application Examples Manual of LUSAS 14

3-Ahmet Türker,Hüseyin Kaya, “Köprülerin Yapısal Özelliklerinin Dinamik Ölçümler Ve Modal Analiz İle Belirlenmesi” *Orta Doğu Teknik Üniv. İnşaat Müh. Böl.* ,Birinci Köprü ve Viyadükler Sempozyumu 29-30 Kasım 2007, Antalya

4-Ali KOÇYİĞİT, “Marmara Bölgesinin Depremselliği ve Deprem Kaynakları (Faylar)” *ODTÜ, Müh. Fak. , Jeoloji Müh. Böl.* ,Aktif Tektonik ve Deprem Araştırma Lab.

5-Anil K. Chopra,Chatpan Chintanapakde“Comparing response of SDF systems to near-fault and far fault earthquake motions in the context spektral regions”, *Department of Civil and Enviromental Engineerig, University of California, Berkeley, CA 94720, U.S.A.* , 21 p.(2001)

6-Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları(TS500-2000)

7-Can Akoğul, Oğuz Cem Çelik“ Prekast Kirişli Betonarme Köprülerin AASHTO’ya Göre Depreme Dayanıklı Tasarımı ”, *Tekfen Mühendislik İstanbul ve İTÜ Mimarlık Fakültesi, Yapı Statifiği ve Betonarme Birimi*,12 s.

8-Edgar Salom Restrapo“Determination of AASHTO Bridge Design Parameters through Field Evaluation of the Rt. 601 Bridge:A Bridge Utilizing Strongwell 36 in. Fiber-Reinforced Polymer Double Web Beams as the Main Load Carrying Members ”Master thesis, *Virgina Polytechnic İnstitute and State University* ,p.179(2002)

9-Hakan Ersoy, “Yeni Galata Köprüsünün Dinamik Analizi” *DepartmenAkdeniz Üniv. , Makine Müh. Böl.* Birinci Köprü ve Viyadükler Sempozyumu 29-30 Kasım 2007, Antalya

10-Hamid Ghasemi, Ph.D., “Bolu Viaduct: Damage Assesment and Refroit Strategy”

11-Hamid Ghasemi, James D. Cooper, Roy Imbsen, Hasan Piskin, Fulya Inal, Azmi Tiras, “The November 1999 Duzce Earthquake: Post-Earthquake Investigation of the Structures on the TEM”

- 12-Hatıpdere Viyadüğü Projeleri, INGEGNERI CONSULTENTI – VIA SAVONA, 105 –MILANO – (ITALY), 20.03.1999
- 13-Jack M. Moehle, Marc O. Eberhard, “Earthquake Damage to Bridges” Bridge Engineering Handbook,2000
- 14-Joe O’Donovan,Keith Wilson,Pat Maher“ Loading test and Structural analysis on Siikajoki concrete bridge monitoring”, *The Institution of Engineers of Ireland* , 43 p.
- 15-Kemal Beyen, “Deprem Mühendisliğine Giriş Ders Notları”, *Kocaeli Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü*, (2007)
- 16-“ Loading test and Structural analysis on Siikajoki concrete bridge monitoring” , *Oulun Lioposta University of Oulu*,27 p.
- 17-M.A.Gürel, M.Kısa“Deprem Hareketinin Düşey Bileşenin Çeşitli Yapı Elemanları Üzerindeki Etkileri ve Hasar Potansiyeli” *Harran Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Şanlıurfa 63300, Türkiye*, (ECAS 2002 Uluslararası Yapı ve Deprem Mühendisliği Sempozyumu, 14 Ekim 2002, Ortadoğu Teknik Üniversitesi, Ankara, Türkiye)
- 18-Metin AYDOĞAN “Taşıyıcı Elemanlarda Sonlu Elemanlar Yöntemi”
- 19-Moehle, J.P. , Eberhard, M.O. "Earthquake Damage to Bridges." *Bridge Engineering Handbook.* , 2000
- 20-Oğuz GÜNDOĞDU, Nurdan SAYIN, Ferhat ÖZÇEP, Mümtaz HİSARLI “Marmara ve İstanbul’da Deprem Tehlikesi” *İstanbul Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeofizik Mühendisliği Bölümü*, Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 26-30 Mayıs 2003
- 21-Özmen, B. , 12 Kasım 1999 Düzce Depreminin Konut ve İşyeri Hasarları (Rakamsal Verilerle) s: 155-214, 12 Kasım Düzce Depremi Raporu, 2000
- 22-Türk Deprem Yönetmeliği(TDY2007)
- 23-Van Bac Nguyen“Numerical Modelling of Reinforced Concrete Bridge Pier under Artificially Generated Earthquake Time Histories”Doctora thesis, *The University of Birmingham*, p.409(2006)
- 24-Wael Zatar, Hiroshi Mutsuyoshi, William Tanzo, Isao Hosaka, “Dynamic Response Behavior of Prestressed Concrete Viaduct under Severe Earthquake”, 1997
- 25-Zeki Hasgür,Önder Umut, “Yakın Fay Hareketli Depremlerin Yapılar Üzerindeki Etkisi Ve Temel Ayırıcılı-Sıvı Sönümleyicilerin Bu Yapılardaki Etkinliği” Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı 16-20 Ekim 2007, İstanbul

26-<http://www.kgm.gov.tr/>, (2009)

27-<http://www.bolunet.com/boluresim/254-bolu-dagi-viyadugu-yapi-calismalari>, (2009)

28-[http://seismic.cv.titech.ac.jp/common/PDF/lecture/seismic\\_design/2009/Chapter3\\_text.pdf](http://seismic.cv.titech.ac.jp/common/PDF/lecture/seismic_design/2009/Chapter3_text.pdf), (2009)

29-[http://www.dot.ca.gov/hq/esc/earthquake\\_engineering/Research/pequit.pdf](http://www.dot.ca.gov/hq/esc/earthquake_engineering/Research/pequit.pdf), (2009)

30-<http://maps.google.com/>, (2009)

31-[http://www.ozgurkocaeli.com.tr/photo\\_detail.php?id=5176](http://www.ozgurkocaeli.com.tr/photo_detail.php?id=5176), (2009)

32-<http://angora.depem.gov.tr/>, (2009)

## **EKLER**

### **EK A HATİPDERE VİYADÜĞÜ'NÜN LUSAS SONLU ELEMANLAR PROGRAMINDA MODELLENMESİ**

Windows Başlangıç Menüsü

- Programs
- LUSAS 14.0 for Windows
- LUSAS 14.0 Modeller

LUSAS Modeller On-line Help. Minimize yada close seçilir.

Academic Version

- LUSAS Bridge

OK seçilir.

LUSAS Modeller Başlangıç

- Create New Model

OK seçilir.

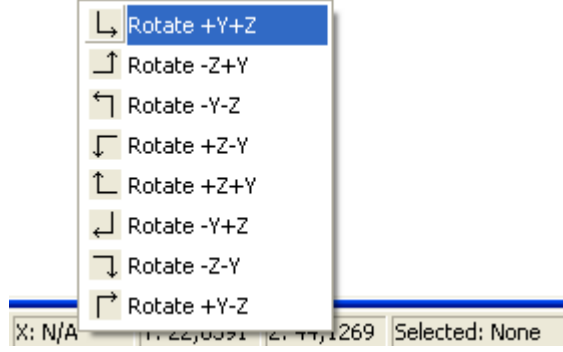
New Model

- File name:HATİPDERE VİYADÜĞÜ
- Working folder:Default
- Title:Box Girder Bridge
- Units:kN, m, t, s, C
- Startup template:Standart
- User interface:Structural
- Job no.:
- Vertical Axis:Z

OK seçilir.

Tip of the Day. OK seçilir. Model dosyası ve grafik ekranı açılır.

Grafik ekranının altındaki kesit yada planlardan, üzerinde çalışılacak olan seçilir (X butonu sağ tuş ve +Y+Z seçilir.).



Şekil A.1: LUSAS grafik ekranı seçenekleri

### A.1. Noktalar

Main Menu →Geometry →Coordinates

Grid Style:3 Columns

Tab tuşu ile alt satıra geçilir.

	X	Y	Z
1	0	,61	56,8
2	0	2,13	56,8
3	0	6,39	56,8
4	0	10,65	56,8
5	0	12,1	56,8

Şekil A.2: LUSAS koordinat tanımlama

OK seçilir.

Kontrol:Grafik penceresi sağ tuş →Labels

Point Name


Point Position seçilir.

OK seçilir.

P1, (0,0; 0,61; 56,8) P2, (0,0; 2,13; 56,8) P3, (0,0; 6,39; 56,8)

Şekil A.3: LUSAS'ta tanımlanan noktaların gösterimi

## A.2. Çubuk Elemanlar

P1 ve P2 noktaları birlikte seçilir ve grafik ekranı üzerindeki  (New Line) tıklanır. Aynı işlem;

P2,P3

P3,P4

P4,P5

İçin tekrarlanır.



Şekil A.4: LUSAS'ta çubuk elemanların gösterimi

## A.3. Mesh

Main Menu →Attributes→Mesh→Line

Structural element type:Thick beam

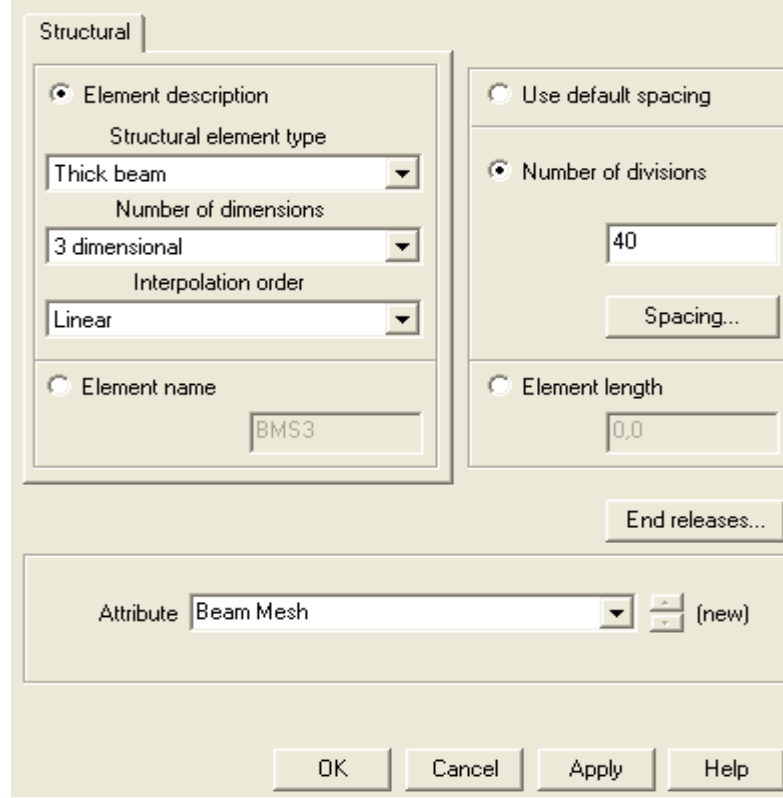
Number of dimensions:3 dimensional

Interpolation order:Linear

Number of divisions:40

Attribute:Beam Mesh

OK seçilir.

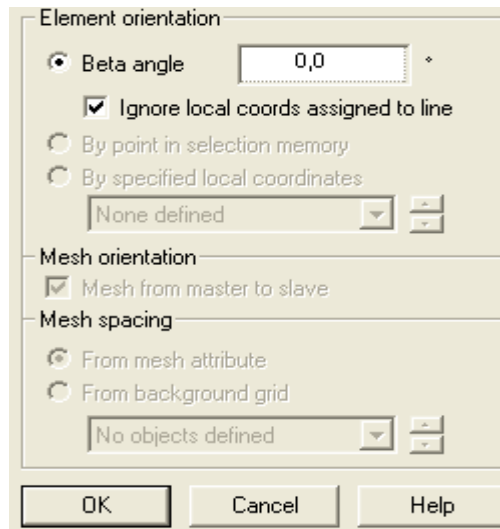


Şekil A.5: LUSAS'ta mesh tanımlanması

Daha sonra ekrandaki bütün çubuk elemanlar seçilir(Ctrl A)

Grafik ekranının solunda bulunan Treewiew→Attributes→Mesh→Line→Beam Mesh bölümüne sağ tuş yapılarak;

Assign seçilir



Şekil A.6: LUSAS'ta mesh atanması

Daha sonra Şekil 1.10'da açılan ekrandan OK seçilir.





Şekil A.7 LUSAS'ta atanan mesh'lerin gösterimi

#### A.4. 3 Boyutlu Modelin Oluşturulması

Grafik ekranındaki bütün elemanlar seçilerek;Sağ tuş →Sweep

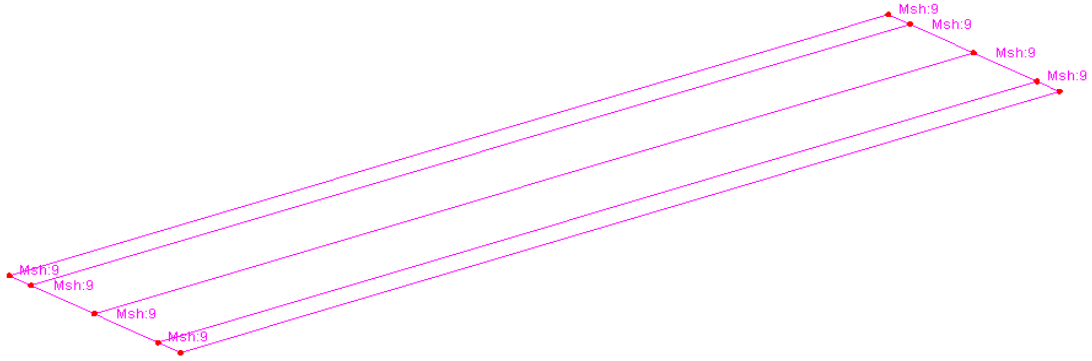
Translate

Translation:X=40(m)

Y=9 (m)

Order of geometry to create:Line

OK seçilir.



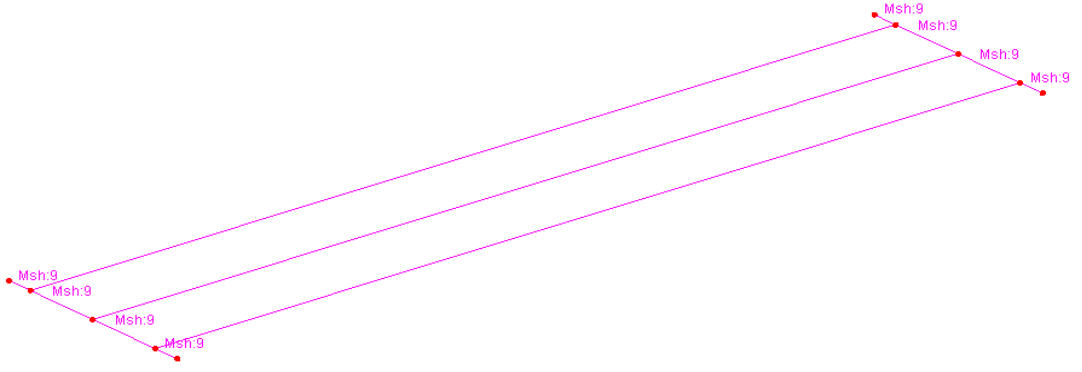
Şekil A.8: LUSAS'ta oluşturulan viyadük ilk açıklık kirişlerinin gösterimi

Kopyalama sonucu oluşan dış kontüdeki çubuk elemanlar seçilerek, Sağ tuş →Delete

Confirm line object to be deleted :YES

Confirm point object to be deleted:YES

Seçilerek modelde tanımlanmayacak çubuk elemanlar silinir.



Şekil A.9: LUSAS'ta oluşturulan ilk açıklık prekast kirişlerinin gösterimi


Daha sonra oluşan modeldeki 13 nolu nokta seçilerek Sağ tuş → Copy

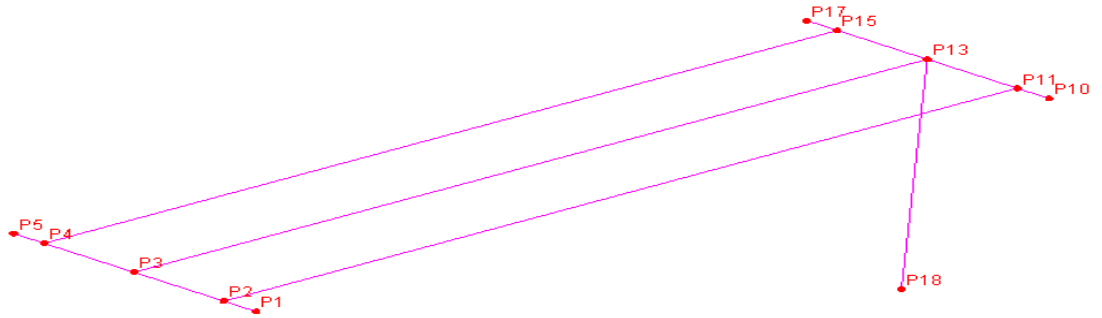
Translate

Translation:Z=-10,9(m)

OK seçilerek 18 nolu nokta oluşturulmuş olur.

Daha sonra P13 ve P18 birlikte seçilerek

 (New Line) tıklanarak kenar ayaktan sonraki ilk viyadük ayağı oluşturulmuş olur .



Şekil A.10: LUSAS'ta oluşturulan viyadük ilk açıklığının gösterimi

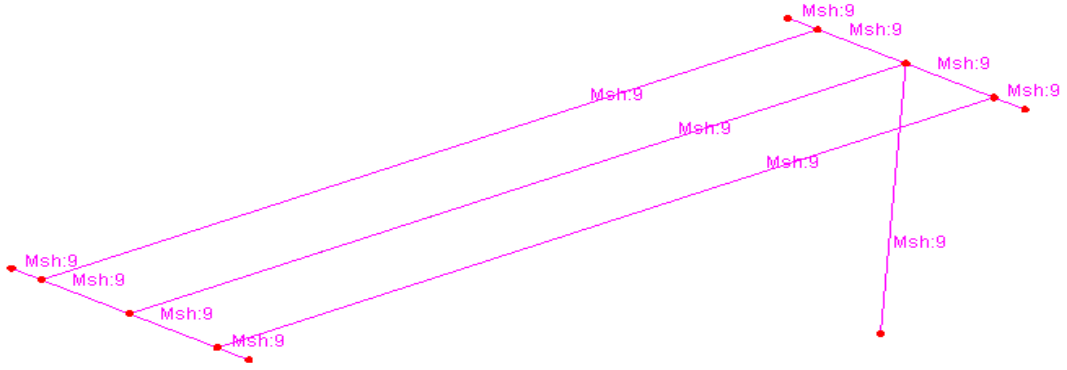
Yeni oluşturulan çubuk elemanlara Beam Mesh atanır.

Grafik ekranının solunda bulunan Treewiew→Attributes→Mesh→Line→Beam

Mesh bölümüne sağ tuş yapılarak;

Assign seçilir.

OK seçilir.



Şekil A.11: LUSAS ilk açıklık meshlerinin gösterimi

### A.5. Kesit Özellikleri

Başlık kirişi kesit özellikleri tanımlamak için öncelikle;

Utilities →Section Property Calculator→Standart Section bölümünden dolu dikdörtgen kesit seçilir ;

D:0.9(m)

B:5.0(m)

kesit özellikleri elde edilir.

Dimensional data		Calculated properties	
D	,9	A	4,500
B	5	I <sub>xx</sub>	0,304
		I <sub>yy</sub>	9,375
		I <sub>xy</sub>	0,0
Units used	kN,m,t,s,C	J	1,077
Name	RSS D=0,9 B=5	A <sub>sy</sub>	3,750
		A <sub>sx</sub>	3,750

Şekil A.12: LUSAS'ta viyadük tabla kirişi kesit özelliklerinin hesaplanması

Kolon (Köprü ayağı) kesit özellikleri;

Utilities →Section Property Calculator→Standart Section bölümünden dolu 'I Kesit' kesit seçilir

D:3.00

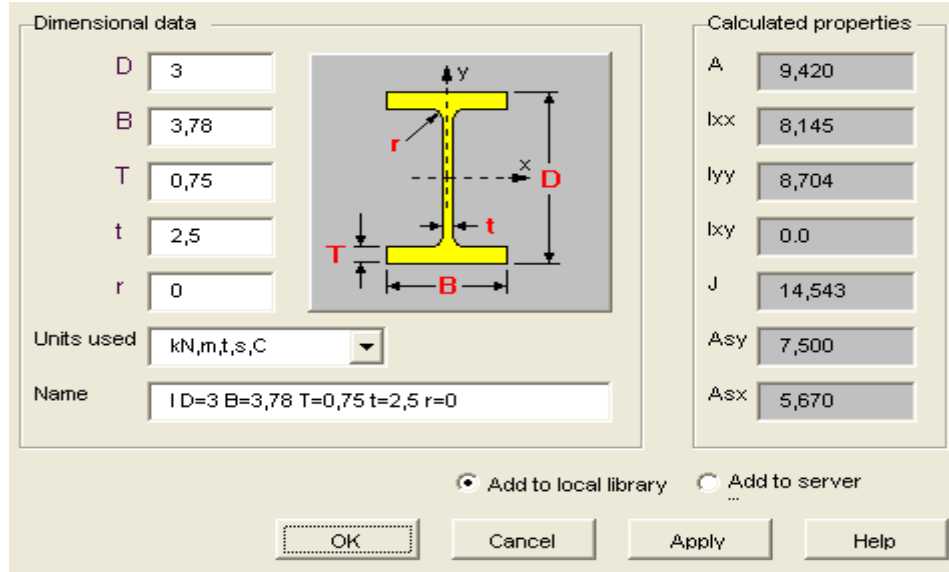
B:3.78

T:0.75

t:2.5

r:0.00

kesit özellikleri elde edilir.



Şekil A.13: LUSAS'ta viyadük ilk ayağının kesit özelliklerinin hesaplanması

Prekast kirşi kesit özellikleri tanımlamak için öncelikle;

Farklı bir ekranda Lusas Modeller →Lusas Composite

OK seçilir.

Grafik ekranında kesit oluşturulur ve tüm elemanlar seçilerek (Ctrl A);

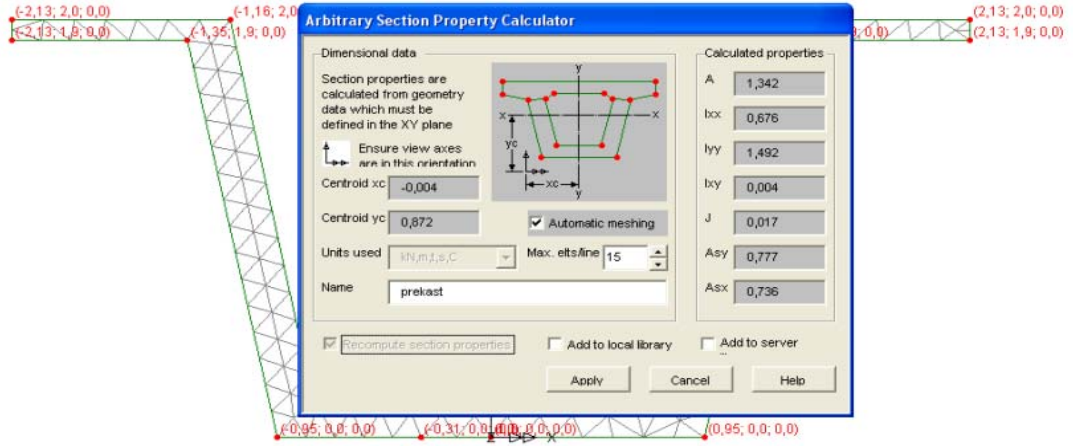
Geometry →Surface →Points

OK seçilir.

Oluşturulan kesitin sayısal kesit özelliklerini elde etmek için;

Utilities →Section Property Calculator →Arbitrary Section

Apply seçilir ve hesaplanan kesit özellikleri elde edilir.



Şekil A.14: LUSAS'ta viyadük prekast kirişlerinin geometrik özelliklerinin hesaplanması

## A.6. Kesit Özelliklerinin LUSAS'ta Tanımlanması

Attributes→Geometric →Line

Element Type:3d Thick Beam

Kesit özelliklerinin değerleri yerlerine yazılır.

Attributes: Başlık Kirişi

Apply.OK.Seçilir.

Element type

	Value
Cross sectional area (A)	4,5
Second moment of area about y axis (Iyy)	0,304
Second moment of area about z axis (Izz)	9,375
Product moment of area (Iyz)	0
Torsion constant (Jxx)	1,077
Effective shear area in y direction (Asy)	3,75
Effective shear area in z direction (Asz)	3,75
Offset in y direction (Ry)	0
Offset in z direction (Rz)	0

Attribute

Şekil A.15: Tabla kirişlerin LUSAS'ta tanımlanması

Attributes→Geometric →Line

Element Type:3d Thick Beam

Kesit özelliklerinin değerleri yerlerine yazılır.

Attributes: Ayak 1

Apply.OK seçilir.

	Value
Cross sectional area (A)	9,42
Second moment of area about y axis (Iyy)	8,704
Second moment of area about z axis (Izz)	8,145
Product moment of area (Iyz)	0
Torsion constant (Jxx)	14,54
Effective shear area in y direction (Asy)	5,67
Effective shear area in z direction (Asz)	7,5
Offset in y direction (Ry)	0
Offset in z direction (Rz)	0

Attribute: Ayak 1 (new)

Şekil A.16: Viyadük ayağı kesit özelliklerinin LUSAS'ta tanımlanması

Attributes→Geometric →Line

Element Type:3d Thick Beam

Kesit özelliklerinin değerleri yerlerine yazılır.

Attributes:Prekast Kiriş

Apply.OK seçilir.

Element type: 3D Thick Beam

	Value
Cross sectional area (A)	1,342
Second moment of area about y axis (Iyy)	0,576
Second moment of area about z axis (Izz)	1,492
Product moment of area (Iyz)	0,004
Torsion constant (Jxx)	0,017
Effective shear area in y direction (Asy)	0,777
Effective shear area in z direction (Asz)	0,736
Offset in y direction (Ry)	0
Offset in z direction (Rz)	0

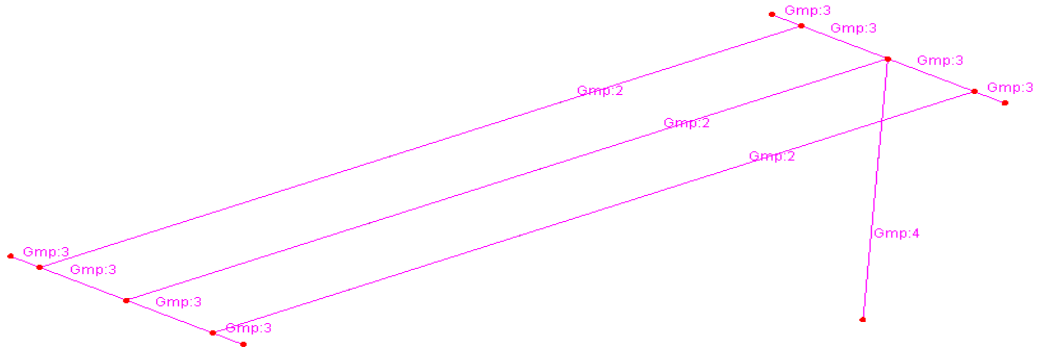
Buttons: Cross section..., Visualise..., Plastic properties...

Attribute: Prekast Kiriş (new)

Şekil A.17: Prekast kiriş kesit özelliklerinin LUSAS'ta tanımlanması

### A.7. Kesitlerin LUSAS'ta Atanması

Grafik ekranının solunda bulunan Treewiew→Attributes→Geometric→Line bölümünde tanımlı olan kesit özelliklerinden ilgili olana sağ tuş yapılarak, Assign seçilir.



Şekil A.18: İlk açıklık kesit özelliklerinin LUSAS'ta atanması

### A.8. Malzeme Özellikleri

Viyadük Başlık Kirişi ve Ayakları Malzeme Özellikleri:

C30;

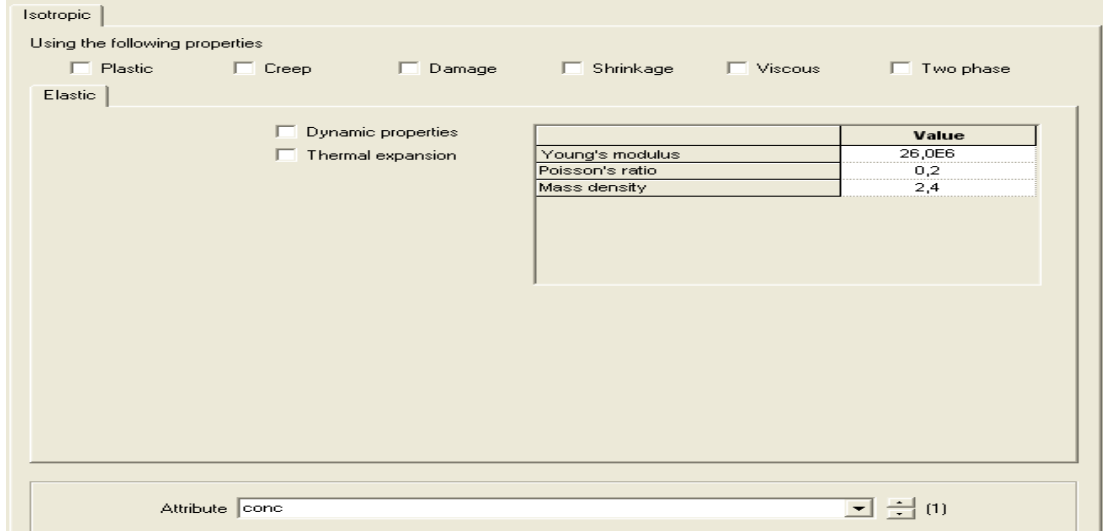
S420;

Attributes→Material →Isotropic

Beton elastisite modülü, poisson oranı ve yoğunluk değerleri yazılır.

Attribute:conc

Apply .OK seçilir.



Şekil A.19: Viyadük başlık kirişi ve ayağı C30 betonu malzeme özelliklerinin LUSAS'ta tanımlanması

Prekast Kirişlerin Malzemesi:

C30;

S420;

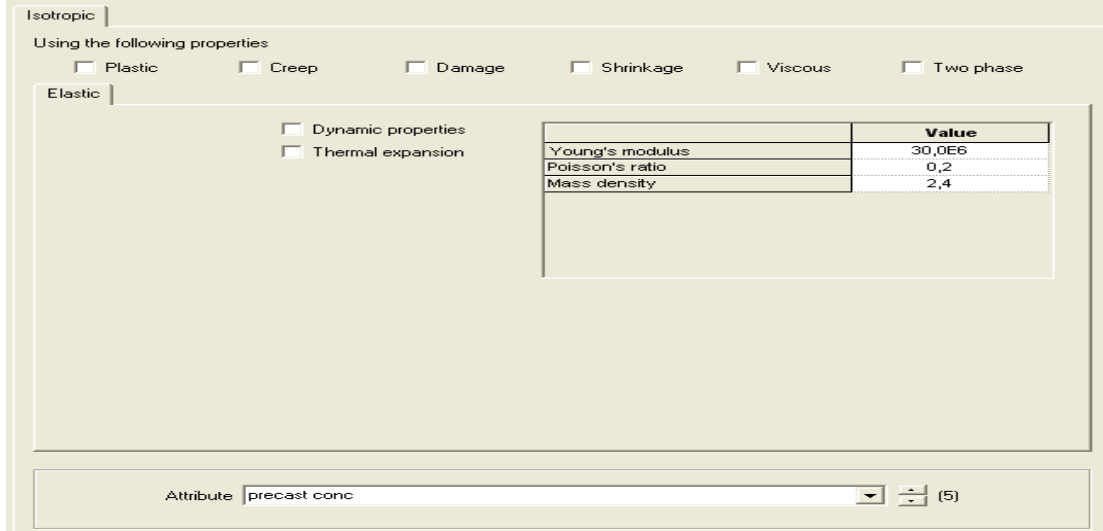
Attributes→Material →Isotropic

İlgili değerler yazılır.

Attribute:precast conc

Apply. OK seçilir.

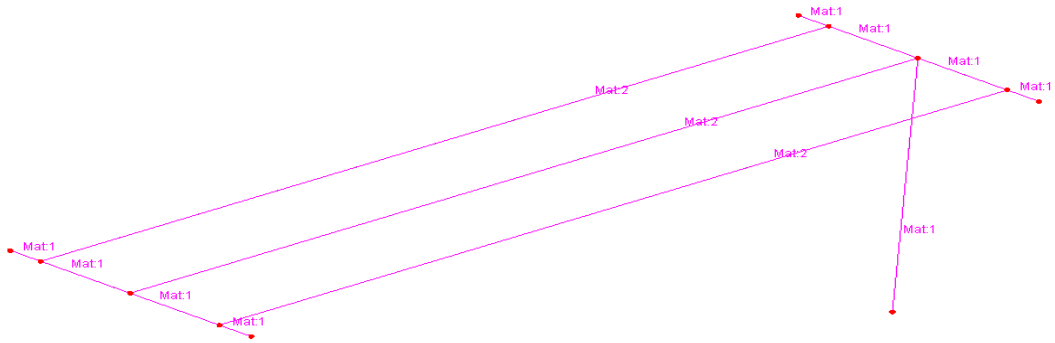




Şekil A.20: Viyadük prekast kirişleri C35 betonun LUSAS'ta tanımlanması

### A.9. Malzeme Özelliklerini LUSAS'TA Atanması

Grafik ekranının solunda bulunan Treewiew→Attributes→Material→Isotropic bölümünde tanımlı olan malzeme özelliklerinden ilgili Olana sağ tuş yapılarak; Assign seçilir.

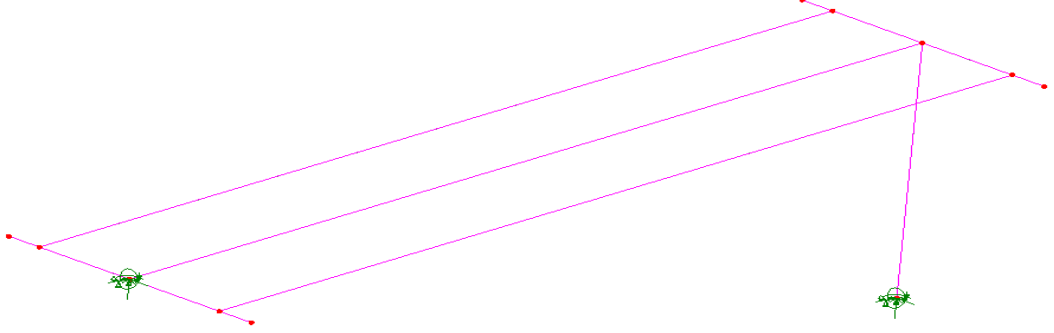


Şekil A.21: İlk açıklık malzeme özelliklerinin LUSAS'ta atanması

### A.10. Mesnetler

Viyadük modelinde ayak-temel bağlantıları ankastre modellenmiştir. Modelde bu noktalar seçilerek,

grafik ekranının solunda bulunan Treewiew→Attributes→Support→Fully Fixed sağ tuş yapılarak;  
Assign seçilir.



Şekil A.22: İlk açıklık mesnetlerinin LUSAS'ta tanımlanması

#### A.10.1. Elastomerik mesnetler

LUSAS'ta yay (spring) olarak tanımlanan elastomerik mesnetlerin, sayısal yay Sabiti değerlerinin hesaplanması:

$G_{eff}=0,68 \text{ MPa}=680 \text{ kN/m}^2$ (AASHTO yönetmeliği elastomer kayma modülü değeri)

Elastomer Mesnet Boyu  $L(\text{cm}) = 45$

Elastomer Mesnet Genişliği  $W(\text{cm}) = 45$

Elastomer Mesnet Yüksekliği  $H(\text{cm})=10$

Kauçuk Toplam Kalınlığı  $H_r(\text{cm}) = 8$

Elastomer Alanı  $A(\text{cm}^2) = 2025$

Elastomer Atalet Momenti  $I(\text{cm}^4) = 3750$

Elastomer Elastisite Modülü  $(\text{N/m}^2) = 617263$

LUSAS programı ile köprü modellemede elastomer mesnetler köprü tabla kirişi ile prekast kirişin birleşim noktasına yay sabiti tanımlanarak modellenir.

$$K_h = k_{eff} = (G_{eff} \times A) / H_r = 680 \times 0,2025 / 0,061$$

$$= 2257,37 \text{ kN/m}$$

$$K_v = (E \times A) / H = 617263 \times 0,2025 / 0,1$$

$$= 1249957,57 \text{ kN/m}$$

$$KQ=(E \times I) /Hr =617263 \times 0,3750 / 0,061$$

$$=379649,79 \text{ kN/m}$$

### A.10.2. Elastomerik mesnetlerin LUSAS'ta tanımlanması

Grafik Ekranında Attributes →Support ;

Yay sabiti değerlerinin girileceği yerlerde spring stiffnes seçilerek değer girilir.

Attribute:elastomer

Apply seçilir.

	Free	Fixed	Spring stiffness
Translation in	X	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/> 4,5E3
	Y	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/> 4,5E3
	Z	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/> 2,4E6
Rotation about	X	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>
	Y	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>
	Z	<input type="radio"/>	<input checked="" type="radio"/> 800,0E3
Hinge rotation	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
Pore pressure	<input checked="" type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Spring stiffness distribution

Stiffness    Stiffness/unit length    Stiffness/unit area

Attribute: elastomer (12)

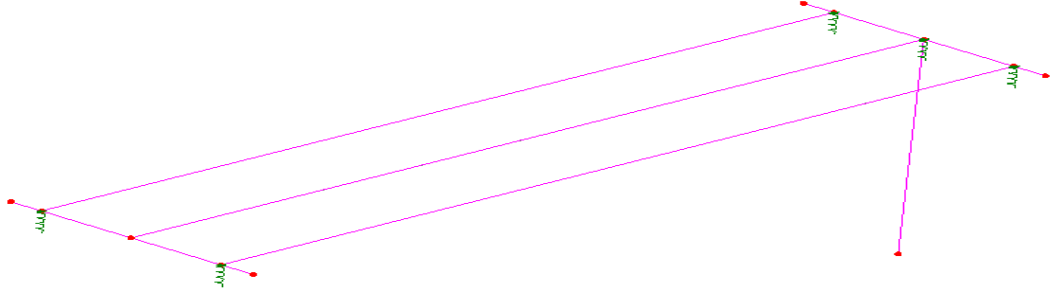
Şekil A.23: Elastomerik mesnet yay sabiti değerlerinin LUSAS'ta tanımlanması

### A.10.3. Elastomerik mesnetlerin LUSAS'ta atanması

Grafik ekranının solunda bulunan Treewiew →Attributes →Support →elastomer sağ tuş yapılarak;

Assign seçilir.

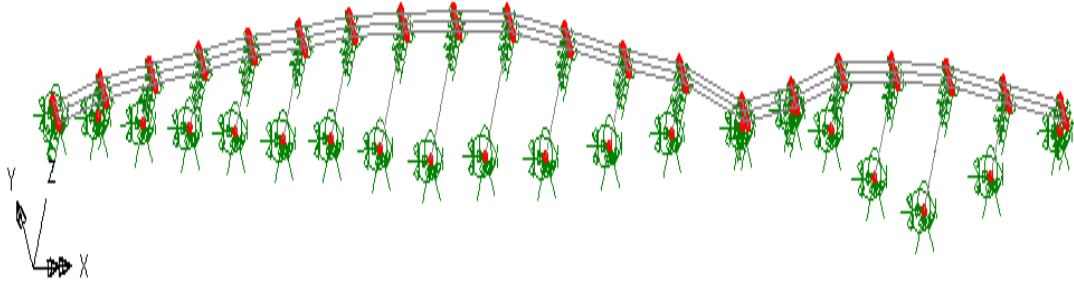
OK seçilir.



Şekil A.24: Elastomerik mesnetlerin LUSAS'ta atanması

### A.11. 3 Boyutlu İzometrik Model

Diğer bölümlerde anlatılan adımlar gerçekleştirilerek tüm model oluşturulmuş olur.



Şekil A.25: LUSAS'ta oluşturulan Hatipdere viyadüğü modeli

## EK B MATLAB KODLARI

Tablo B.1: Modal Analiz Sonuçları

Results File = C:\Lusas140\Projects\HATİPDERE VİYADÜĞÜ son.mys ID= 0 Eigenvalues

MODE	EIGENVALUE	FREQUENCY	ERROR NORM
1	38.4979	0.987504	0.164722E-10
2	47.9715	1.10233	0.167612E-10
3	56.2966	1.19416	0.151099E-10
4	65.5625	1.28869	0.142618E-10
5	86.6971	1.48191	0.132243E-10
6	110.555	1.67344	0.100903E-10
7	110.760	1.67499	0.135928E-10
8	135.464	1.85239	0.637408E-11
9	153.769	1.97358	0.128714E-10
10	168.901	2.06841	0.128899E-06
11	169.576	2.07254	0.314355E-07
12	185.235	2.16611	0.741805E-07
13	217.137	2.34524	0.132506E-06
14	217.140	2.34525	0.165423E-06
15	217.884	2.34927	0.223484E-06
16	241.167	2.47160	0.242594E-07
17	242.344	2.47763	0.230333E-08
18	242.429	2.47806	0.396666E-07
19	243.417	2.48311	0.225896E-07
20	245.232	2.49235	0.228945E-07
21	245.290	2.49264	0.208147E-07
22	246.057	2.49654	0.675316E-09
23	247.545	2.50408	0.161550E-07
24	247.627	2.50449	0.306989E-09
25	247.694	2.50483	0.161863E-07
26	247.743	2.50507	0.100611E-07
27	248.015	2.50645	0.376171E-08
28	248.090	2.50683	0.178921E-08
29	248.549	2.50915	0.412367E-09
30	248.583	2.50932	0.579391E-10
31	248.598	2.50939	0.907009E-08
32	248.723	2.51002	0.568987E-08
33	248.958	2.51121	0.465569E-08
34	249.033	2.51159	0.283539E-07

Tablo B.2: Kütle Katılım Oranları

MODE	SUM MASS X	SUM MASS Y	SUM MASS Z	0	Eigenvalues
1	0.330877E-02	0.246345	0.302457E-08		
2	0.171838E-01	0.250115	0.316371E-08		
3	0.186533E-01	0.380894	0.324800E-05		
4	0.190753E-01	0.493205	0.324854E-05		
5	0.211658E-01	0.496226	0.324855E-05		
6	0.213103E-01	0.527472	0.328033E-05		
7	0.280280E-01	0.534648	0.563283E-05		
8	0.609387E-01	0.535297	0.563905E-05		
9	0.199121	0.547268	0.572826E-05		
10	0.203807	0.572235	0.585804E-05		
11	0.319685	0.583560	0.599437E-05		
12	0.434742	0.589500	0.622903E-05		
13	0.434744	0.589500	0.646572E-05		
14	0.434744	0.589500	0.653748E-05		
15	0.435100	0.589501	0.654226E-05		
16	0.435100	0.589501	0.654283E-05		
17	0.435143	0.589519	0.655007E-05		
18	0.449243	0.598011	0.659995E-05		
19	0.449730	0.598428	0.660435E-05		
20	0.449730	0.598428	0.665786E-05		
21	0.449731	0.598429	0.672645E-05		
22	0.449731	0.598444	0.672686E-05		
23	0.449732	0.598444	0.676577E-05		
24	0.449756	0.598444	0.695904E-05		
25	0.449756	0.598444	0.702625E-05		

## EK C MATLAB KODLARI

Import Wizard created variables in the current workspace.

Import Wizard created variables in the current workspace.

Import Wizard created variables in the current workspace.

Import Wizard created variables in the current workspace.

```
>> dt=1/200;
>> fnyq=1/2/dt;
>> fitt=abs(fft(itt/100));
>> df=1/10390/dt;
>> f=0.0001:df:fnyq;
>> subplot(4,1,1),plot(f,fitt(1:5195));
>> grid on;
>> hold on;
>> df=1/9528/dt;
>> f=0.0001:df:fnyq;
>> fgbt=abs(fft(gbt/100));
>> grid on;
>> hold on;
>> df=1/9528/dt;
>> f=0.0001:df:fnyq;
>> subplot(4,1,2),plot(f,fgbt(1:4764));
>> grid on;
>> hold on;
>> dt=1/100;
>> df=1/38880/dt;
>> fnyq=1/2/dt;
>> f=0.0001:df:fnyq;
>> fskr=abs(fft(A18/100));
>> subplot(4,1,3),plot(f,fskr(1:19440));
```

```
>> grid on;
>> hold on;
>> dt=1/200;
>> df=1/9166/dt;
>> fnyq=1/2/dt;
>> f=0.0001:df:fnyq;
>> fist=abs(fft(AIST/100));
>> subplot(4,1,4),plot(f,fist(1:4583));
>> grid on;
```



## EK D MATLAB KODLARI

% OSC\_RESP.M: M-File to calculate the response of a damped oscillator to base accelerations.

% Input:

% x, delt= Base accelerations and time interval.

% f0,d0= Frequency in Hz and damping ratio.

% err= Optional error margin for accelerations; if not given, err=max|x|/10e-6

% Output:

% aa= Absolute (i.e., base + oscillator) accelerations or relative acc.

% v= Relative, with respect to base, velocities.

% d= Relative, with respect to base, displacements.

% -----

% FORMAT: [aa,v,d]=osc\_resp(x,delt,f0,d0,err)

% -----

function [aa,v,d]=osc\_resp(x,delt,f0,d0,err)

niter=100; n=length(x); omega=2\*pi\*f0;

if nargin==4, err=max(abs(x))/1000000; end

a=zeros(n,1); v=zeros(n,1); d=zeros(n,1);

for i=2:n

    a(i)=a(i-1);

    for j=1:(niter+1)

        if j==niter+1,

            error(['Solution did not converge in ',int2str(j-1),' iteration; reduce the delt!']);

        end

        v(i)=v(i-1)+(a(i)+a(i-1))\*delt/2.;

        d(i)=d(i-1)+v(i-1)\*delt+delt\*delt\*(a(i)+a(i-1))/4.;

        a\_new=-2.\*d0\*omega\*v(i)-omega\*omega\*d(i)-x(i);

        if abs(a(i)-a\_new)>err, a(i)=a\_new; else break; end

    end

end

%aa=a+x;%absolute acc

aa=a;% relative acc

## EK E VİYADÜK AYAKLARININ KESME VE MOMENT KAPASİTESİ

### E.1. Viyadük Ayaklarının Kesme Dayanımı

#### E.1.1. TS 500 şartnamesine göre kesme dayanımı

$$V_r = V_c + V_w$$

$$V_c = 0,8 \times V_{cr}$$

$$V_{cr} = 0,65 \times f_{ctd} \times b_w \times d$$

$$\begin{aligned} V_{cr} &= 0,65 \times (0,35 \times \sqrt{30}) \times 2500 \times 2500 \\ &= 7787930,12 \text{ N} = 7787,93 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_w = (A_{sw} / s) \times f_{yw} \times d$$

$$\begin{aligned} &= (8 \times 314 / 300) \times 365 \times 2500 \\ &= 7640666,67 \text{ N} = 7640,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_r = 0,8 \times 7787,93 + 7640,66 = 13871,01 \text{ kN}$$

$V_r = 13871,01 \text{ kN} \geq 6909 \text{ kN}$  olduğundan kesitin kesme kapasitesi yeterlidir.

NOT: Etriye aralığı kesitteki maksimum aralığa göre belirlenmiştir.

#### E.1.2. AASHTO-LRFD 2007 şartnamesine göre kesme dayanımı

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$V_n$ : Kesitin Minimum Kesme Kapasitesi

$V_c$ : Kesitin Betondan Gelen Kesme Dayanımı

$V_s$ : Kesitin Yatay Donatıdan (Etriye) Gelen Kesme Dayanımı

$V_p$ : Kesitte Bulununan Öngermeli Donatıdan Gelen Kesme Dayanımı

$$V_p: 0$$

$$\begin{aligned}
V_n &= 0,25 f_c' \times b \times d \times v \\
&= 0,25 \times 30 \times 2500 \times 2500 \\
&= 46875000,00 \text{ N} = 46875,00 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_c &= 0.083 \times \beta \times (\sqrt{f_c'}) \times b \times d \times v \\
&= 0.083 \times 2 \times (\sqrt{30}) \times 2500 \times 2500 \\
&= 5682621,53 \text{ N} = 5682,62 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
V_s &= (A_s \times f_y \times d \times \cot \theta) / (s) \\
&= (8 \times 314 \times 420 \times 2500 \times 1) / 300 \\
&= 8792000,00 \text{ N} = 8792,00 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$V_n = 5682,62 + 8792,00 = 14474,62 \text{ kN}$$

$V_n = 14474,62 < 46875,00$  olduğundan;

$V_n = 14474,62 \text{ kN} \geq 6909 \text{ kN}$  olduğundan kesitin kesme kapasitesi yeterlidir.

NOT: Etriye aralığı kesitteki maksimum aralığa göre belirlenmiştir.

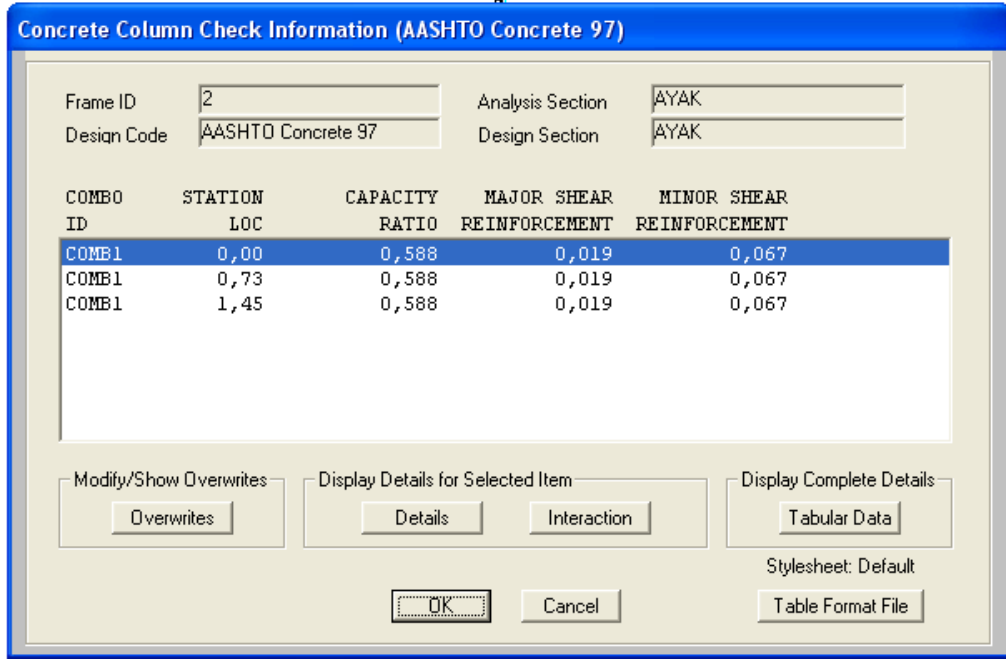
## **E.2. Viyadük Ayaklarının Moment Kapasitesi**

Maksimum momentin olduğu 8 nolu ayağın temel birleşim noktası dikdörtgen kesit olarak idealize edilmiş ve üzerine etkiyen aksel yük + moment'e göre SAP 2000 Programında incelenmiştir. Kesite etkiyen aksel kuvvet ve moment;

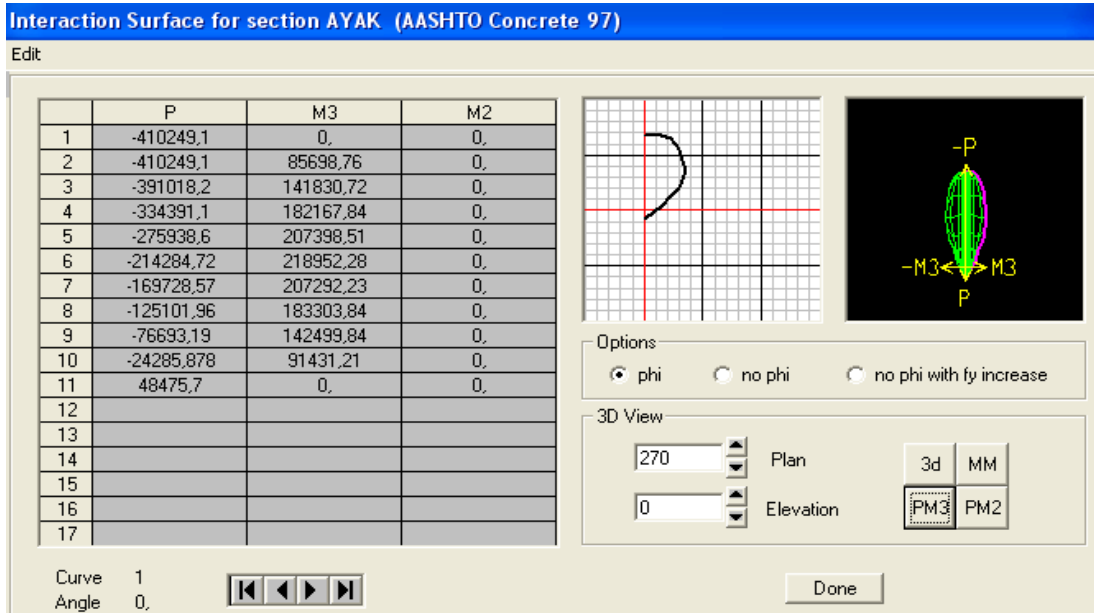
$$P = 10000,00 \text{ kN}$$

$$M = 130300,00 \text{ kNm' dir.}$$

Şekil E.1'de gösterildiği gibi yapılan analiz sonucu maksimum moment dış kuvvetinin etkidiği 8 nolu viyadük ayağı betonarme kesitinin kapasitesinin %58.8 ile yeterli olduğu sonucuna ulaşılmıştır. Şekil E.2'de ise kesitin P-M diyagramı gösterilmiştir.



Şekil E.1: 8 Nolu ayağın AASHTO 97'ye göre dizayn sonuçları



Şekil E.2: 8 Nolu ayağın AASHTO 97'ye göre dizaynı sonucu P-M diyagramı

## ÖZGEÇMİŞ

27.10.1984 tarihinde Zonguldak'ta doğdum. İlk ve orta öğrenimimi Zonguldak'ta tamaladıktan sonra; 2002 yılında Kocaeli Üniversitesi İnş. Müh. Bölümünde öğrenime başladım. 2006 yılında Kocaeli Üni. İnş. Mühendisliği bölümünden mezun oldum ve aynı yıl Kocaeli Üniversitesi Fen Bil. Ens. İnş. Müh. Bölümünde yüksek lisans öğrenimime başladım. 2006 yılından beri özel kuruluşlarda saha ve proje uygulamalarında inşaat mühendisi olarak çalışmaktayım. Şu anda bir hafif çelik yapı üretim ve montajı yapan özel bir şirkette inşaat mühendisi olarak görevimi sürdürmekteyim.