

T.C.
GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
MÜHENDİSLİK VE FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK TABLİYELİ
EĞİK KABLO ASKILI KÖPRÜLERİN DEPREM
PERFORMANSLARININ İNCELENMESİ

Oğuzhan ÇETİNDİR
YÜKSEK LİSANS TEZİ
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ

GEBZE

2011

T.C.
GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
MÜHENDİSLİK VE FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK TABLİYELİ
EĞİK KABLO ASKILI KÖPRÜLERİN DEPREM
PERFORMANSLARININ İNCELENMESİ

Oğuzhan ÇETİNDİR
YÜKSEK LİSANS TEZİ
DEPREM VE YAPI MÜHENDİSLİĞİ

DANIŞMAN
Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

GEBZE

2011

 GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ	YÜKSEK LİSANS JÜRİ ONAY FORMU
--	---

G.Y.T.E. Mühendislik ve Fen Bilimleri/Sosyal Bilimler Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun tarih ve/..... sayılı kararıyla oluşturulan jüri tarafından/...../..... tarihinde tez savunma sınavı yapılan Oğuzhan Çetindemir'in tez çalışması Deprem ve Yapı Mühendisliği Anabilim Dalında YÜKSEK LİSANS tezi olarak kabul edilmiştir.

JÜRİ

ÜYE :

(TEZ DANIŞMANI) : Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

ÜYE :

ÜYE :

ÜYE :

ÜYE :

ONAY

G.Y.T.E. Mühendislik ve Fen Bilimleri/Sosyal Bilimler Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun tarih ve/..... sayılı kararı.

İMZA/MÜHÜR

ÖZET

TEZİN BAŞLIĞI: ÇELİK TABLİYELİ EĞİK KABLO ASKILI KÖPRÜLERİN DEPREM PERFORMANSLARININ İNCELENMESİ

YAZAR ADI: OĞUZHAN ÇETİNDİR

Eğik kablo askılı köprüler (EKAK) yirmi yıldan fazla süredir yaygın olarak asma köprüler yerine kullanılmaktadır. EKAK'ler kablolar, köprü tabliyeleri ve pylonlardan oluşur. Uzun açıklıklı EKAK tasarımının dinamik davranışını ağırlıklı olarak rüzgar ve kablo titreşimleri kontrol eder. Fakat modern teknoloji ve analiz teknikleri bu problemler için çözüm sağlar ve böylece 1000 m üzerindeki uzun açıklıklı EKAK'ler asma köprüler yerine alternatif olarak kabul edilmiştir.

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, EKAK'lerin zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi ile deprem performansının belirlenmesi üzerine sayısal bir inceleme yapılmış ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir. Uzun açıklıklı EKAK'ler ve modelleme teknikleri doğrusal olmayan zaman geçmişi analizi ile 1.074 m ana açıklıklı (İstanbuldaki Boğaziçi Köprüsü ile aynı) örnek EKAK üzerinde tartışılmıştır. Örnek EKAK için Çin'de 2008 yılında inşası tamamlanan 1088 metrelik dünyanın en uzun ana açıklığına sahip Sutong köprüsünden esinlenilmiştir. Örnek EKAK için yapılan analizde geometrik ve malzeme nonlineeriteleri dikkate alınmıştır. Örnek EKAK bir dizi uygun deprem hareketlerine maruz bırakılarak dinamik davranışı araştırılmıştır. Köprünün ana açıklığın ortasında yük-yer değiştirme zaman geçmişleri, pylon ucunda üstündeki yük-sehim eğrisi çizilmiştir. Analiz sonuçları ve modelleme teknikleri analiz sonunda tartışılmıştır.

SUMMARY

TITLE OF THE THESIS: SEISMIC PERFORMANCE
EVALUATION OF CABLE-STAYED BRIDGES WITH
STEEL DECK

NAME OF THE AUTHOR: OĞUZHAN ÇETİNDİR

Cable-Stayed Bridges (CSBs) have been extensively used as a replacement for suspension bridges for over two decades. CSBs are composed of cables, main girders and towers. The design for long-span CSBs are mainly controlled by the dynamic response to wind and cable vibrations. However, modern technology and analysis techniques provide solution to these problems and long-span CSBs over 1000 m are now considered as an alternative for suspension bridges.

In this study, which is presented as Master of Science Thesis, a numerical analysis is performed for seismic performance evaluation of CSBs by means of nonlinear time history analysis. Nonlinear time history analysis of long-span CSBs and modeling issues are discussed on a three-span continuous CSB composed of a 1074 m center span (the same with Bosphorus Bridge in İstanbul). Sutong bridge was inspired for the structural model that will be used for the analysis. Sutong Bridge in China is designated as the longest CSB having a main span of 1088 m and completed 2008. The geometric and material nonlinearities are considered in the analysis. The bridge was subjected to a set of earthquake ground motions and its' dynamic behavior was investigated. The load-deflection curves for the mid-span and at the top of the tower were plotted. Results and modeling issues are discussed at the end of the analysis.

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans eğitimim boyunca ve bu çalışma sırasında her türlü düşüncemi destekleyen, geliştirmem için sonsuz fırsatlar sunan, engin bilgi birikiminden yararlandığım, görüş ve tavsiyeleri benim için çok önemli olan değerli danışman hocam Doç. Dr. Bülent AKBAŞ'a, her konuda bilgi ve tecrübelerini esirgemeyen ve beni her zaman cesaretlendiren değerli hocam Doç. Dr. Yasin FAHJAN' a, güler yüzü ile her zaman desteğini yanımda hissettiğim değerli hocam Prof. Dr. Bilge Siyahi'ye teşekkür ederim.

Hayatım boyunca yapmış olduğum her işte tatlı kokularını bırakan, benim sönmeyen ışığım canım annem, babam ve abime şükranlarımı sunarım.

Oğuzhan Çetindemir

Gebze, Haziran 2011

İÇİNDEKİLER DİZİNİ

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	iv
SUMMARY	v
TEŞEKKÜR	vi
İÇİNDEKİLER DİZİNİ	vii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	x
ŞEKİLLER DİZİNİ	xii
TABLolar DİZİNİ	xviii
1. GİRİŞ	1
2. EĞİK KABLO ASKILI KÖPRÜLER	8
2.1. EĞİK ASKILI KÖPRÜLERİN İNŞASINDA TARİHSEL GELİŞİM	8
2.2. EĞİK KABLO ASKILI KÖPRÜLERİN TEMEL ÖZELLİKLERİ	37
2.3. KABLolu KÖPRÜLERİN BİLEŞENLERİ	45
2.3.1. Kablolar	46
2.3.1.1. Paralel Çubuk Kablolar	49
2.3.1.2. Paralel Tekil Kablolar	49
2.3.1.3. Demetlenmiş Kablolar	50
2.3.1.4. Kilit Sargılı Kablolar	51
2.3.2. Tabliye	51
2.3.2.1. Ana Kirişin Mesnet Koşulları	56
2.3.2.2. Kablo Düzlemlerinin Pozisyonları Ve Kiriş Tipi	57
2.3.3. Kuleler (Pilonlar)	58
2.4. EĞİK KABLO ASKILI KÖPRÜLERİN YAPIM YÖNTEMLERİ	60
2.4.1. Kademeli İnşa Yöntemi	60
2.4.2. İttirme Yöntemi	61
2.4.3. Dengeli Konsol Yöntemi	63
2.6. EĞİK KABLO ASKILI KÖPRÜLERDE ZAMANA BAĞLI ANALİZ	72
2.6.1. Zamana Bağlı Etkenler	72
2.6.1.1. Sünme Etkisi	72
2.6.1.2. Rötire Etkisi	76
2.6.1.3. Gevşeme Etkisi	77
2.6.1.4. Betonun Yaşlanma Etkisi	79
3. ÜÇ BOYUTLU EĞİK KABLO ASKILI KÖPRÜ MODELİ	81
3.1. ÖRNEK EĞİK KABLO ASKILI KÖPRÜNÜN SEÇİMİ	81
3.2. SUTONG EĞİK KABLO ASKILI KÖPRÜSÜ HAKKINDA GENEL BİLGİLER VE YAPILAN DEĞİŞİKLİKLER	82

3.3. ÖRNEK EKAK’NÜN SONLU ELAMANLAR MODELİ	89
3.4. YÜK ANALİZİ	92
3.4.1 Birim Hacim ve Birim Boy Ağırlıkları	92
3.4.2. Zati Yük Analizi	92
3.4.2.1. Esas Yükler	92
3.4.2.2. İlave Yükler	93
3.4.3. Toplam Ölü Yük Sebebiyle Köprü Boyunca Oluşan Maksimum İç Kuvvetler	98
4. ÖRNEK EĞİK KABLO ASKILI KÖPRÜNÜN ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMİ İLE DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ	100
4.1. HEDEFLenen PERFORMANS DÜZEYİ VE KULLANILAN DEPREM DÜZEYLERİ	101
4.2. ZAMAN TANIM ALANINDA DEPREM ETKİSİ	103
4.2.1. Gerçek Deprem Kayıtlarının Seçilmesi	105
4.2.2. Analizde Kullanılacak Gerçek ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları	111
4.2.3. Gerçek ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları İçin Tasarım ve Davranış Spektrumları	114
4.2.4. Köprünün Ana Açıklığının Orta noktasında ve Pilonun Uç Noktası için Zaman – Tanım Alanında Analiz Sonucunda Bulunan Yerdeğiştirme Geçmiş	119
4.2.5. Örnek Eğik Kablo Askılı Köprüde Kullanılan Plastik Mafsalların Özellikleri ve Kesit Rijitlikleri	123
4.2.5.1. Plastik Mafsal Boyları	124
4.2.5.2. Pilon ve Kablolardaki Plastik Mafsal Özellikleri	125
4.2.5.3. A, B, D mafsalı moment – eğrilik diyagramı	129
4.2.5.4. Kesit Rijitlikleri	131
4.2.5.5. Plastik Eğrilik ve Toplam Eğrilik İstemlerinin Belirlenmesi	131
4.2.5.6. Zaman – Tanım Alanında Analizde Kullanılan Modele ait Mod Şekilleri ve Periyotlar	132
4.2.5.7. DBE-1 Deprem Seviyesi için Maksimum Tesir Değerlerini Veren Deprem için Pilon Plastik Mafsallarının Kontrolü	133
4.2.6. Kullanılan Depremler için Zaman – Tanım Alanında Analiz Sonucunda Köprü Boyunca Oluşan Maksimum İç Kuvvetler	138
4.2.7. Kullanılan Depremler için Zaman – Tanım Alanında Analiz Sonucunda Kablolarda Oluşan Maksimum Çekme Kuvvetleri	143
4.2.7.1. Deprem Yükleri Altında Kablo Kesitleri Kontrolü	143
4.2.7.2. Zaman-Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi	148
5 .SONUÇLAR	150
KAYNAKLAR DİZİNİ	152
ÖZGEÇMİŞ	158

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

EKAK : Eğik Kablo Askılı Köprüler

E : Elastisite Modülü

l : Kablonun Yatay İz Düşüm Uzaklığı

γ_c : Kablonun Birim Hacim Ağırlığı

σ : Kablodaki Çekme Gerilmesi

$\emptyset$: Kabloyu Oluşturan Bir Telin Çapı

ESDEP : The European Steel Design Programme (Avrupa Çelik Dizayn Programı)

AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials
Standart Specifications for Highway Bridges

LRFD : Yük ve Mukavemet Faktörü Tasarımı (Load and Resistance Factor Design)

SAP : Structural Analysis Program

E_{MOD} : Eşdeğer Kablo Elastisite Modülü

W_k : Kablo Ağırlığı

A : Kablo Enkesit Alanı

α : Kablonun Yatayla Yaptığı Açı

H : Kablo Kuvvetinin Yatay Bileşeni

V_s : Köprüde Kayma Dalgası Hızı

ε^c : Betonda Sünme Şekildeğiştirmesi

t : Gözlem Zamanı.

t_0 : Yükleme Altındaki Betonun Yaşı.

β_a : Başlangıç Tersinmez Sünme Şekil Değişimi Fonksiyonu.

β_d : Zamanla Gecikmiş Elastisite Fonksiyonu.

β_f : Zamanla Gecikmiş Plastisite Fonksiyonu.

φ_d : Gecikmiş Elastisite Katsayısı (0,4).

φ_f : Gecikmiş Plastisite Katsayısı.

A_c : Betonarme Elemanın Kesit Alanı

U_c : Betonarme Elemanın Kesit Uzunluğu.

λ : Nem Faktörü

τ : Zaman Aralığının Başlangıcındaki Betonun Yaşı

ε_{s1} : Çevresel Neme Bağlı Şekildeğiştirme Değeri.

ε_{s2} : Hayali Derinliğe Bağlı Şekildeğiştirme Değeri

β_s : Hayali Derinliğin ve Zamanın Fonksiyonu

f_s : t Anındaki Çelikteki Gerilme.

f_{si} : İlk Çelik Gerilme Değeri.

f_{sy} : 0,001 Sapma ile Akma Gerilmesi Değeri.

t : Gerilme Verildikten Sonraki Saat Cinsinden Zaman Değeri

c : Sabit

E_1 : Beton Elemanın t_1 Anındaki Elastisite Modülü.

E_2 : Beton Elemanın t_2 Anındaki Elastisite Modülü.

Fa = Kısa periyotlu spektral ivme için zemin etkisi katsayısı

Fv = 1 saniye periyotlu spektral ivme için zemin etkisi katsayısı

Sae = Elastik spektral ivme

Ss = Referans zemin sınıfı için kısa periyotlu spektral ivme

S1 = Referans zemin sınıfı için 1 saniye periyotlu spektral ivme

SMS = Göz önüne alınan zemin sınıfı için kısa periyotlu spektral ivme

SM1 = Göz önüne alınan zemin sınıfı için 1 saniye periyotlu spektral ivme

T = Doğal titreşim periyodu

To = Spektrum köşe periyodu

TL = Uzun periyod bölgesine geçiş periyodu

TS = Spektrum köşe periyodu

DBYBHY 2007 : Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
2007

Fa : Referans Zemin Sınıfı, 0.2 saniye Kısa Periyotlu Spektral İvme için Zemin Etkisi Modifikasyon Katsayısı

Fv: Referans Zemin Sınıfı, 1 saniye Periyotlu Spektral İvme için Zemin Etkisi Modifikasyon Katsayısı

L_p : Plastik Mafsallı Boyu

d_b : Pilonlarda Kullanılan Donatı Çapı

Md : Bileşke Moment

IYBDY : İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği

ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Sekil</u>	<u>Sayfa</u>
1.1. Kablolu Köprülerin Genel Şekli	6
2.1. İlkel Eğik Kablo Askılı Bir Köprü	8
2.2. Lezardrieux Köprüsü	11
2.3. Strömsund Köprüsü	13
2.4. Severin Köprüsü	14
2.5. Jindo Köprüsü	14
2.6. Jindo Köprüsünün Genel Görünümü	15
2.7. Jindo Köprüsünde A- Çerçeve Tipindeki Kule (Pilon) Görünümü	16
2.8. Theodor Heuss Köprüsü (Düsseldorf)	18
2.9. Maracaibo Köprüsü	19
2.10. Friedrich Ebert Köprüsü	20
2.11. Knie Köprüsü	20
2.12. Köhlbrand Köprüsü	21
2.13. Flehe Köprüsü	21
2.14. Saint Nazaire Köprüsü	22
2.15. Indiano Köprüsü	23
2.16. Danube Kanal Köprüsü	24
2.17. Brotonne Köprüsü	24
2.18. Zarate-Brazo Largo Köprüsü	25
2.19. Barrios De Luna Köprüsü	26
2.20. Rokko Köprüsü	27
2.21. Hitsuishijima Köprüsü	27
2.22. Higashi Kobe Köprüsü	28
2.23. Tsurumi Tsubasa Köprüsü	29
2.24. Yangpu Köprüsü	30
2.25. Normandia Köprüsü	31
2.26. Tatara Köprüsü	31
2.27. Yapım Aşamasında Sutong Köprüsü	32

2.28. Sutong Köprüsü	33
2.29. Millau Viaduct Köprüsü	33
2.30. Rion-Antirion Köprüsü	34
2.31. Ting-Kau Köprüsü	34
2.32. Rüzgar Tüneli Testleri İçin Ölçekli Kablolü Köprü Modeli	36
2.33. Rüzgar Etkisi Altında Burulan Köprü Tabliyesi (Takoma Narrows Asma Köprüsü)	37
2.34. Eğik Kablo Askılı Köprülerde Dış Mesnetlerin Oluşturulması	40
2.35. Eğik Kablo Askılı Köprülerde Yük Taşıma Prensipleri	40
2.36. Eğik Kablo Askılı Köprülerin Temel Elemanları	41
2.37. Ortotropik Plaklı Döşemeye Sahip Eğik Kablo Askılı Bir Köprünün Genel Görünüşü	42
2.38. Tipik Boylama Şekilleri	43
2.39. Tipik Eğik Kablo Askılı Köprü	45
2.40. Değişik Kablo Düzenlemelerine Sahip Eğik Kablo Askılı Köprüler	46
2.41. Eksenel Çekme Kuvveti Altında Kablo Geometrisinin Değişimi [Boduroğlu, 2007]	48
2.42. Paralel Çubuk Kablo Enkesiti	49
2.43. Paralel Tekil Kablo Enkesiti	50
2.44. Demetlenmiş Kablo Kesiti	50
2.45. Kilit Sargılı Kablo Kesiti	51
2.46. Kutu Kesitli Betonarme Tabliye Enkesitleri	52
2.47. Ortotropik Tabliye Kesiti	54
2.48. Fiber Takviyeli Polimer Tabliye Kesiti	55
2.49. Tabliyede Oluşan Tipik Eksenel Basınç Kuvvetleri Dağılımı	55
2.50. Tipik Mesnet Koşulları	56
2.51. Tabliye-Kule Bağlantı Tipleri	57
2.52. Kule Kesitleri (A) Tekil Kule (B-C) H Şekilli Kule (D) A Şekilli Kule (E) Elmas Şekilli Kule (F) Ters Y Şekilli Kule	59
2.53. Kademeli İnşa Yöntemi İçin Uygulanma	61
2.54. İttirme (Push Out) Yöntemi İçin Uygulanma	62
2.55. Dengeli Konsol Yöntemi İçin Uygulanma	64
2.56. Pasco-Kennewick Köprüsü	65

2.57. Kablolarda Eksenel Yüke Bağlı Gerilme Ve Sehim Değişimi	66
2.58. Kablololu Köprülerde Pilon Deplasman Şekilleri	67
2.59. Tabliyede Göçme Mekanizması	68
2.60. Kablololu Köprünün Yapım Aşamaları	70
2.61. Deprem Dalgalarının Kablololu Köprü Pilonlarına Etkisi	71
2.62. Sünme Gerilme Grafiği	73
2.63. Sünme Şekil Değiştirme Grafiği	73
2.64. Tendon Gerilme-Gevşeme Grafiği	78
2.65. Betonun Yaşlanmaya Bağlı Şekildeğiştirmesi	80
3.1. Sutong Köprüsü	82
3.2. Sutong Köprüsünün Açıklık Düzenlemesi	82
3.3. Sutong Köprüsünün Yangtze Nehri Üzerindeki Yerleşimi	83
3.4 Boğaziçi Köprüsünün Genel Görünümü	83
3.5. Boğaziçi Köprüsünün Açıklık Düzenlemesi (Birimler : Metre)	84
3.6. Boğaziçi'nin Topoğrafik Yapısı	85
3.7. İstanbul Boğazının Kuşbakışı Görünüşü Ve Köprülerin Yerleşimi	86
3.8. Örnek Eğik Kablo Askılı Köprünün Açıklık Düzenlemesi	86
3.9. Örnek Eğik Kablo Askılı Köprünün Pilon Kesitlerinin Detayı (Birimler : Metre)	88
3.10. Örnek Eğik Kablo Askılı Köprünün Tabliye En Kesiti (Birimler : Metre)	89
3.11. Örnek Ekak'nün Üç Boyutlu Sap2000 Modeli	89
3.12. Örnek Ekak'nün Üç Boyutlu Sap2000 Modeli (Boy Kesit)	90
3.13. Örnek Ekak'nün Çubuk Elemanları, Düğüm Noktaları Ve Kabloları	90
3.14. Kablo – Kiriş Birleşimi Ve Rijit Link Elemanlar İle Modellenmesi	91
3.15. Pilon – Kiriş Birleşimi Ve Lineer Link Eleman İle Modellenmesi	91
3.16. Örnek Ekak'nün Toplam Ölü Yük Etkisi Altındaki Sehim	93
3.17. Örnek Ekak'de Uygulanan Ters Sehimin Gösterimi	94
3.18. Örnek Ekak' Nün 1. Ve 2. Mod Şekilleri	94
3.19. Örnek Ekak' Nün 3., 4. Ve 5. Mod Şekilleri	95
3.20. Örnek Ekak' Nün 6., 7., Ve 8. Mod Şekilleri	96
3.21. Örnek Ekak' Nün 9. Ve 10. Mod Şekilleri	97
3.22. Toplam Ölü Yük Sebebiyle Köprü Boyunca Oluşan Moment 3	98

3.23. Toplam Ölü Yük Sebebiyle Köprü Boyunca Oluşan Kesme Kuvveti (V-2)	98
3.24. Toplam Ölü Yük Sebebiyle Köprü Boyunca Oluşan Normal Kuvvet	99
4.1. Deprem Tehlike Haritası (50 Yılda %10 Aşılma Olasılığına Karşı Gelen %5 Sönüm Oranlı $T=0.2$ Sn S_s Spektral İvme Haritası)	107
4.2. Deprem Tehlike Haritası (50 Yılda %10 Aşılma Olasılığına Karşı Gelen %5 Sönüm Oranlı $T=1.0$ Sn S_1 Spektral İvme Haritası)	107
4.3. Deprem Tasarım Spektrumu	108
4.4. : D2 Deprem Düzeyi İçin Ekak'nün Deprem Tasarım Spektrumu	109
4.5. Kocaeli Arçelik Fn Gerçek Ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları	111
4.6. Kocaeli Arçelik Fp Gerçek Ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları	111
4.7. Kocaeli Arçelik Dwn Gerçek Ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları	111
4.8. Hector Mine Fp Gerçek Ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları	112
4.9. Hector Mine Fn Gerçek Ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları	112
4.10. Hector Mine Ver Gerçek Ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları	112
4.11. Düzce 1060 Fn Gerçek Ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları	113
4.12. Düzce 106 Fn Gerçek Ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları	113
4.13. Düzce 1060 Ver Gerçek Ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları	113
4.14. Kocaeli Arçelik Dwn Kaydı İçin Tasarım Ve Davranış Spektrumları	114
4.15. Kocaeli Arçelik Fn Kaydı İçin Tasarım Ve Davranış Spektrumları	114
4.16. Kocaeli Arçelik Fp Kaydı İçin Tasarım Ve Davranış Spektrumları	115
4.17. Hector Mine Fp Kaydı İçin Tasarım Ve Davranış Spektrumları	115
4.18. Hector Mine Fn Kaydı İçin Tasarım Ve Davranış Spektrumları	116
4.19. Hector Mine Ver Kaydı İçin Tasarım Ve Davranış Spektrumları	116
4.20. Düzce Lamont 1060 Fn Kaydı İçin Tasarım Ve Davranış Spektrumları	117
4.21. Düzce Lamont 106 Fn Kaydı İçin Tasarım Ve Davranış Spektrumları	117
4.22. Düzce Lamont 1060-Ver Kaydı İçin Tasarım Ve Davranış Spektrumları	118
4.23. Düzce 106 FN Deprem Kaydı İçin Köprü'nün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 İçin) Maksimum : 29.26 cm, Pilonun Uç Noktasında (Joint 69 İçin) Maksimum : 45.46 cm Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri	119
4.24. Düzce 1060 FN Deprem Kaydı İçin Köprü'nün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 İçin) Maksimum : 145.8 cm, Pilonun Uç Noktasında (Joint 69 İçin) Maksimum : 93.39 cm Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri	119

4.25. Düzce 1060 Ver Deprem Kaydı İçin Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 İçin) Maksimum : 79.48 cm, Pilonun Uç Noktasında (Joint 69 İçin) Maksimum : 0.49 cm Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri	120
4.26. Hector Mine FN Deprem Kaydı İçin Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 İçin) Maksimum : 17.75 cm, Pilonun Uç Noktasında (Joint 69 İçin) Maksimum : 26.3 cm Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri	120
4.27. Hector Mine FP Deprem Kaydı İçin Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 İçin) Maksimum : 77.1 Cm, Pilonun Uç Noktasında (Joint 69 İçin) Maksimum : 39.9 Cm Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri	121
4.28. Hector Mine Ver Deprem Kaydı İçin Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 İçin) Maksimum : 19.49 cm, Pilonun Uç Noktasında (Joint 69 İçin) Maksimum : 0.36 cm Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri	121
4.29. Kocaeli Arçelik FN Deprem Kaydı İçin Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 İçin) Maksimum : 6.4 cm, Pilonun Uç Noktasında (Joint 69 İçin) Maksimum : 22.7 cm Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri	122
4.30. Kocaeli Arçelik FP Deprem Kaydı İçin Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 İçin) Maksimum : 218.3 cm, Pilonun Uç Noktasında (Joint 69 İçin) Maksimum : 98.28 Cm Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri	122
4.31. Kocaeli Arçelik DWN Deprem Kaydı İçin Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 İçin) Maksimum : 34.03 cm, Pilonun Uç Noktasında (Joint 69 İçin) Maksimum : 0.31 cm Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri	123
4.32. Örnek Ekak'de Oluşması Muhtemel Plastik Mafsal Yerleri	124
4.33. Eşdeğer Akma Momenti Grafiği	125
4.34. Betonarme Pilon Kesiti	126
4.35. Tipik Sargılı Ve Sargısız Beton Gerilme-Birim Uzama İlişkisi	126
4.36. Pilonun Sargısız Beton Gerilme- Birim Kısılma İlişkisi	127
4.37. Pilonun Sargılı Beton Gerilme-Birim Kısılma İlişkisi	127
4.38. Beton Çeliği Gerilme-Birim Uzama İlişkisi	128
4.39. Pilon Donatısı Gerilme – Birim Uzama İlişkisi	128
4.40. A Mafsalı İçin Moment-Eğrilik Diyagramı Bi-Lineer Gösterimi (Köprünün Boyuna Doğrultusunda)	129
4.41. A Mafsalı İçin Moment-Eğrilik Diyagramı Bi-Lineer Gösterimi (Köprünün Enine Doğrultusunda)	130
4.42. Toplam Eğrilik İsteminin Elde Edilmesi	132
4.43. P= 100823 Kn İçin Moment Eğrilik Diyagramı Ve Dbe-1 Deprem Seviyesi Moment-Eğrilik Noktası (Pilon A Kesiti)	134

4.44. P = 94986 Kn İçin Moment Eğrilik Diyagramı Ve Dbe-1 Deprem Seviyesi Moment-Eğrilik Noktası (Pilon A Kesiti – Köprü Enine Yön)	135
4.45. Pilon A Kesiti Sargılı Beton Dbe-1 Deprem Seviyesi İçin Birim Şekildeğiştirme Noktası	136
4.46. Pilon A Kesiti Betonarme Donatısı Dbe-1 Deprem Seviyesi İçin Birim Şekildeğiştirme Noktası	137
4.47. Düzce 106 Fn Depreminin Tabliyede Sebep Olduğu Maksimum Normal Kuvvet Değerleri	138
4.48. Düzce 106 Fn Depreminin Tabliyede Sebep Olduğu Maksimum Kesme Kuvveti Değerleri	138
4.49. Kocaeli Arçelik Fp Depreminin Tabliyede Sebep Olduğu Maksimum Kesme Kuvveti (V3) Değerleri	139
4.50. Kocaeli Arçelik Fp Depreminin Tabliyede Sebep Olduğu Maksimum Moment 2 Değerleri	139
4.51. Düzce 106 Fn Depreminin Tabliyede Sebep Olduğu Maksimum Moment 3 Değerleri	140
4.52. Tabliye İçin Moment-Eğrilik İlişkisi	141
4.53. Tabliye İçin Moment-Eğrilik İlişkisi Üzerinde Düzce 106 Fn Kaydı İçin Elde Edilen Maksimum Moment Gösterilişi	142
4.54. Ekak'de Kablo Numaraları	143
4.55. Kablo Plastik Kesiti Eksenel Yük-Uzama İlişkisi	146
4.56. Kablo Mafsallı Eksenel Yük-Uzama İlişkisi Ve Dbe-1 Deprem Seviyesi Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu	147

TABLOLAR DİZİNİ

<u>TABLO</u>	<u>SAYFA</u>
4.1. Performans Düzeyleri	102
4.2. Birim Şekil Değiştirme Sınırları	103
4.3. Örnek Ekak İçin Kullanılabilecek Deprem Kayıtları	110
4.4. Örnek Ekak İçin Kullanılacak Deprem Kayıtları	110
4.5. S220 Ve S420 Donatı Çeliklerine Ait Bazı Değerler	128
4.6. Analizde Kullanılan Depremler Ve Ölü Yük Sebebiyle Tabliyede Oluşan Maksimum İç Kuvvet Değerleri	133
4.7. A Plastik Mafsalına Ait Sayısal Değerler	136
4.8. Analizde Kullanılan Depremler Sebebiyle Tabliyede Oluşan Maksimum İç Kuvvet Değerleri	140
4.9. Kablolarda Oluşan Çekme Kuvvetleri	144
4.10. Kablolarda Oluşan Çekme Kuvvetleri	145
4.11. Plastik Kesit Karakteristikleri	146

1. GİRİŞ

Köprüler belki de insanlığın varlığından bu yana farklı malzemelerle bir engeli aşmak için kullanılmışlardır. Önceleri bir vadiyi ya da bir nehri aşmak için ağaçları köprü olarak kullanan insanoğlu, teknolojiye gelişmelere bağlı olarak, taştan, demirden, beton ve betonarmeden köprüler inşa etmiştir. Teknolojinin gelişimi ve nüfusun artması ile daha büyük açıklıkların geçilmesi gerekli olmuş ve böylece kablolu çelik köprülerin yapımı hız kazanmıştır [Eğriboyun, 2008].

Ülkeler ve toplumlar geliştikçe ulaşımın giderek önemi artmakta, bu duruma paralel olarak ulaşım yapılarına (köprü, viyadük vb.) olan gereksinim artmakta, ayrıca bu yapılar prestij yapıları haline gelmektedir. Gelişmiş ve gelişmekte olan ülkelerde inşa edilen bu prestij yapılarından biri de büyük açıklıklı çelik tabliyeli eğik kablo askılı köprülerdir [Boduroğlu, 2007].

Bir ya da birden çok kulelerin (pilonun) kablolar vasıtası ile tabliyeyi desteklediği ve kabloların direk tabliye ile kulelere bağlandığı köprü türüne eğik kablo askılı köprü adı verilmektedir [Yazıcı, 1991].

Eğik kablo askılı köprüler (EKAK), üstün yük taşıma kapasiteleri, düşük maliyetleri, estetik görünümleri ve inşa sürelerinin kısalığı nedeniyle dünya çapında son yıllarda orta ve uzun açıklıkların geçilmesi amacıyla tercih edilmektedirler [Eğriboyun, 2008].

İlk EKAK'ler genelde sismik olmayan bölgelerde inşa ediliyor iken, son yıllarda mühendislik ve yapım teknolojilerindeki gelişmeler yardımıyla bu tür büyük açıklıklı EKAK'ler yüksek dereceden sismik bölgelerde de inşa edilmektedirler [Boduroğlu, 2007].

Depremsellik bakımından son derece riskli olan ülkemizde de önümüzdeki yıllarda büyük açıklı EKAK'lerin inşa edilmesi, mühendislik birikiminin ulaştığı

düzey dikkate alındığında, bir gereklilik olarak mühendislerin karşısına çıkmaktadır. Ülkemiz oldukça aktif bir deprem kuşağı üzerinde yer almaktadır. Özellikle Marmara Bölgesi yoğun sanayi yatırımlarının ve ülke ulaşım ağına büyük katkı sağlayan ulaşım yapılarının bulunduğu bir bölgedir. Önümüzdeki yıllarda bu bölgede inşa edilmesi olası büyük açıklıklı bir EKAK'nın yüksek deprem riski altında olması kaçınılmazdır. Bu açıdan bakıldığında, EKAK'lerin deprem etkisi altında davranışı ve analizi incelenmesi gereken önemli bir konu olmaktadır. Deprem etkisi altında ekonomik ve güvenli tasarım özellikle doğrusal olmayan davranışın incelenmesi ve yapıların göçme güvenliklerinin dolayısıyla performansının belirlenmesiyle mümkün olmaktadır. Bu nedenle, EKAK'ler deprem performansının belirlenmesi ekonomik ve güvenli tasarım açısından önem kazanmaktadır [Boduroğlu, 2007].

EKAK 19. yüzyıldan itibaren sıkça kullanılmaya başlanan bir köprü türüdür. EKAK'ler temel olarak tabliye, ana giriş, kule, kablo ve ankraj elemanlarından oluşan sistemlerdir. Yakın tarihlere kadar orta açıklıklar için tercih edilirlerken son yirmi yılda hızlı bir gelişim göstererek Sutong Köprüsü gibi 1 088 m merkez açıklığa kadar olan köprüler için uygulanabilir hale gelmişlerdir. Betonarme, çelik ya da betonarme-çelik kompozit olarak dizayn edilebilirler [Cengiz, 2009].

EKAK'ler, asma köprülerle birlikte köprü sistemleri ailesi içinde büyük açıklıkları geçmeye uygunlukları ile diğer köprü türlerinden ayırt edilme özelliği taşırlar. Günümüzde 150 m. ile 1500 m.(ve daha uzun) arasındaki açıklık değerleri için uygulanabilir çözümler oluşturmaktadırlar. Yapılan bir çalışma; 150-1500 m. açıklıkta köprülerin toplam uzunluğunun, dünyada inşa edilmiş köprülerin toplam uzunluğuna oranının 5/6 olduğunu göstermektedir [Diri, 2009].

Kablo sistemli köprüler özellikle geniş nehirler, derin vadiler ve arada ayak yapılmasına elverişli olmayan geniş otoyol geçişlerinde ideal bir çözüm olmaktadır. Çoğunlukla bu tür köprüler deniz trafiğine açık nehirlerde bu koşulların sağlanabildiği, açıklığın su yüzeyinden yeterli yükseklikte olduğu durumlarda inşa edilebilmektedir [Diri, 2009].

EKAK'lerin uygulanabilirliğinin ekonomik olabilmesi; açıklıkların kule yüksekliklerine oranına, kablo sayısı ve eğimlerine, üst yapının türü ve birbiri ile olan karşılıklı etkileşimlerine bağlıdır. Simetrik olmayan iki açıklıklı köprüler için, yapılmış örneklerin incelenmesi sonucunda büyük açıklığın küçük açıklığa oranının, toplam açıklığın %60-70 'i oranında olduğu ortaya çıkmaktadır. Küçük açıklığı mesnetleyen kabloların, tek grup halinde toplanarak kara ayağına ya da ağırlık bloklarına ankrajlanması sonucunda bu değerin %80 e ulaşabildiği ise yine mevcut uygulamalardan çıkarılabilecek bir diğer sonuçtur [Diri, 2009].

Üç açıklıklı köprülerde ise orta açıklığın toplam açıklığın yaklaşık %55'i oranında olduğu benzer bir inceleme sonucunda saptanabilir. Bu tür köprülerde kenar açıklık uzunlukları ve kablo düzeni çoğunlukla simetrik olmaktadır. EKAK kavramı çok zengin geometrik düzenlemelere olanak vermektedir. Kabloların düzeni, üstyapı türü, kulelerin türü; estetik, arazinin topografyası ve birçok zorunluluğa uygun olabilecek şekilde ayarlanabilir [Diri, 2009].

Günümüzde, geçmişteki mühendislerin kablolardaki kuvvetleri doğru olarak hesaplayamadıkları ve kabloların sehim ve hiperstatik davranışlarını tam olarak belirleyemedikleri anlaşılmaktadır. Böylelikle EKAK'ler kullanılmaz bulunmuş ve inşası bırakılmıştır. Ancak 20. yüzyılın başında; gerçek anlamda kablo, yüksek mukavemetli çelik kullanımının başlaması ve yapı teorisindeki diğer gelişmeler kablolardan oluşan sistemlerin yeniden kullanılmaya başlanmasını sağlamıştır. 19. yüzyılda ünlü mühendis Arnodin tarafından Fransa'da kablolu ve asma köprü karışımı birkaç köprü inşa edilmiştir. Bu sistemlerde diyagonal kabloların kule tepelerinden itibaren uzandıkları bölgelerde düşey askılar kullanılmamıştır. Böylece sistemde ana kirişin deformasyonu azalmış ve kiriş yüksekliğinin daha küçük tutulabilmesi sağlanmıştır. Ancak karma sistem köprüler estetik görünümünden dolayı pek fazla uygulama alanı bulamamıştır. Asma ve EKAK'ler ayrı ayrı karma sistem köprülerden daha tatmin edici bulunmuştur [Cengiz, 2009]. 1950'den sonra Almanya'da Rhine Nehri üzerinde kablolu köprü yapımı tercih edilmiştir. EKAK'lerin asma köprüler ile karşılaştırılmasından, EKAK'lerin 600 m'ye kadar küçük açıklıklar için daha ekonomik olduğu anlaşılmıştır. Aynı periyot içerisinde, alman Demag şirketi Dischinger ile işbirliği yaparak 1955 yılında İsveç'teki

Strömsund Köprüsü'nü inşa etmiştir. Strömsund Köprüsü ilk modern EKAK olarak kabul edilmektedir [Cengiz, 2009].

Sitka Harbor ve Pasco Kennewick köprüleri, EKAK tasarımlarında estetik kavramlarının oynadığı ve oynayabileceği rolü gösteren örnekler olmaları açısından önemli veriler içermektedirler. Değişik EKAK formlarının, maliyet açısından dikkate alınması gereken farklar doğurmaması, tasarımcılarına geniş bir seçim serbestliği getirmektedir [Diri, 2009].

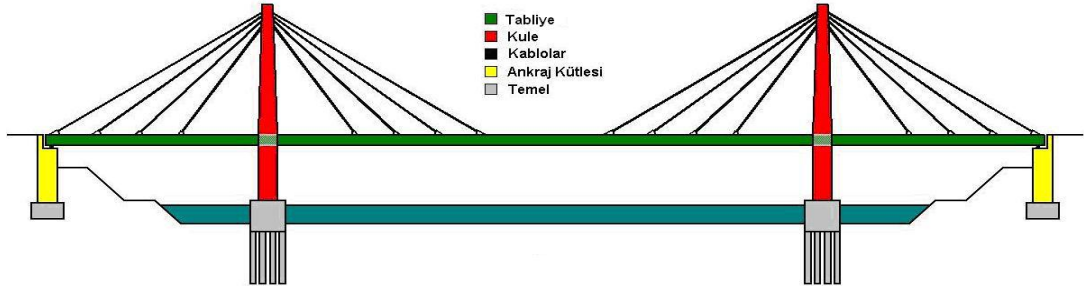
Modern mühendisliğin kilometre taşları olan bu köprülerden sonra birçok mühendis konuyla ilgilenmeye başlamış ve dünya seksenli yıllarda ve doksanların ilk yansında bu türde yapılan azımsanamayacak sayıdaki uygulamalara sahne olmuştur. Tarihsel süreç içerisinde kullanılan taşıyıcı sistemler incelendiğinde; kablo düzeni açısından, son yıllarda büyüyen açıklık değerleriyle birlikte, yelpaze türü düzenlemenin radyal türü karşısında baskın olduğu görülmektedir. Gelişen bilgisayar olanakları yardımıyla, sistemin yüksek dereceden hiperstatik olmasının günümüzde hesaplamalar açısından bir zorluk olmaktan çıkması, tabliyenin daha çok sayıda kablo ile mesnetlenmesine yönelimi sağlamıştır. Bu eğilim, daha narin tabliye elemanlarının oluşmasına yol açtığından, burkulmanın ve hareketli tekil yüklerin oluşturacağı yerel deformasyonların sınırlandırılması koşullarının kesit büyüklüklerinin belirlenmesinde çok daha önemli hale gelmesine neden olmuştur. Tabliyelerin hafiflemesi, hareketli yüklerin toplam yük içerisindeki oranını yükselttiğinden, yorulma problemleri önem kazanmış ve hareketli yükün zati yük karşısındaki düşük oranı varsayımıyla ileri sürülmüş, tabliye davranışına ilişkin kabullerin gözden geçirilmesi noktasına gelinmiştir. 1987 yılı istatistikleri itibariyle; 1976 yılına kadar yapılan 58 köprünün sadece yedi tanesinin orta açıklığı 305 m'nin üzerindeyken, bunu takip eden 11 yıl içinde inşa edilen 27 köprünün 14 tanesi 305m'nin üzerinde orta açıklık uzunluğuna sahiptir. 1976-87 yılları arasında beton ve öngerilmeli beton tabliyelerin, çelik tabliyeler karşısında ağırlıklı duruma geçtiği de yine aynı istatistiklerde görülmektedir. Son yıllarda konu ile ilgili yürütülen araştırmaların karakterleri incelendiğinde; çelik tabliyeli köprüler açısından, narinliğin ve yer değiştirmelerin büyük olmasının ortaya çıkarttığı lineer olmayan davranış özelliklerine; beton tabliyeli köprülerde ise rötre, sıcaklık değişimi ve

malzeme mukavemetinin zamana bağıl değişiminden kaynaklanan etkilerin daha ayrıntılı incelenmesine yönelik eğilimlerin var olduğu görülmektedir. Ayrıca göreceli olarak büyük açıklıklı köprülerin günümüze kadar büyük fırtınalar ve depremler geçirmemiş olmaları konu ile ilgili gözlemlerin oluşmasına olanak sağlamadığından, bu konuların daha dikkatle ele alınmasını ve özel araştırmaları zorunlu kılmaktadır. Yüzyılın son otuz yılı içerisinde hızlı bir yayılım gösteren EKAK'ler, yeni fikirlerin nasıl ve ne tür ortamlarda ortaya çıktığı ile ilgili bazı değerlendirmeler yapma fırsatını da yaratmaktadır. Bir kavram olarak bu tür köprüler, Almanya'da savaş sonrası döneminin oluşturduğu sosyal ihtiyaçların baskısıyla ortaya atılmış ve geliştirildikleri ortamda ekonomik olabilme koşulunu sağladıkları için kabul görmüşlerdir. Dönemin ekonomik koşulları içerisinde bu köprülerin daha ucuz bir çözüm olabilecek kafes köprüler karşısında göz ardı edilmemiş olmasının altında ise kafes köprüleri görsel nedenlerle beğenmemiş olan bir estetik anlayışı yatmaktadır [Diri, 2009].

Başka bir ifade ile, tasarımcı ve bürokratların yeni form arayışlara sürükleyen neden salt bir ekonomi anlayışı değil, aynı zamanda görünüm açısından çekici bir ürün oluşturma sorumluluğudur [Diri, 2009].

EKAK'ler sayesinde çok açıklıklı mesafeler rahatlıkla geçilebilmekte ve yapısal verimliliğine ek olarak estetik açıdan da bu köprüler güzel sonuçlar vermektedir. Kablolu köprülerin gelişimindeki en büyük etken, kuşkusuz çelik kablolardır. El ile yapılan telleri 14.yüzyılda Avrupa'da makinede çekilen teller izlemiştir. Bugünlere benzeyen ilk çelik kablo ise 1834 yılında Albert Dishinger isimli bir Alman tarafından geliştirilmiştir. Çelik kabloların geliştirilmesi ve taşıyıcı sistem malzemesi olarak kullanılmaya başlamasıyla, kablolu köprülerde büyük gelişmeler olmuştur [Abbas, 1993]. Konunun gelişmesinde etkili olmuş diğer iki faktör ise Almanya'daki tasarım yarışmaları ve mühendislik eğitimi sistemidir. Störmsund, Duesseldorf North, Duisburg köprülerinin tümü tasarım-inşa yarışmaları (design-construction competitions) sonucunda ortaya çıkmışlardır. Bu sayede değişik taşıyıcı sistemler ayrıntılı yayınlarla açıkça karşılaştırılmış, yeni formların karşılaştırmalı maliyetleri belirlenebilmiştir. Bu yeni yapı türü yavaş yavaş tüm ülkeleri etkisi altına alarak, 150-650 m ve daha büyük açıklıklarda yaygın olarak

kullanılmaya başlanmıştır. Amerika, Avrupa, Japonya ve daha birçok farklı ülkeye 70’den fazla inşa edilmiştir. Günümüzde ise kablolu köprüler, 650 m’ye kadar olan açıklıklarda daha ekonomik ve estetik bir şekilde uygulanmaktadır. Kablolu köprülerin genel şekli Şekil 1.1’de basitçe verilmektedir. EKAK’lerde genellikle iki taşıyıcı kule ile tabliyeleri kulelere bağlayan kablolar bulunmaktadır [Diri, 2009].



Şekil 1.1. Kablolu Köprülerin Genel Şekli [Diri, 2009].

Klasik asma köprüden farklı olarak, EKAK’ler köprü tabliyesi kulelere doğrudan bağlıdır. Çoğul kablo düzenlemenin birçok avantajı vardır. İlk olarak, tabliye konsol dilim metoduyla kulelere bağlanarak ardışık olarak tabliyelerin bağlanmasını sağlar. İkinci olarak, kabloların çok sayıda kullanımı ile kule ve tabliyede bulunan ankraj noktalarındaki tekil kuvvetler azalır. Ayrıca, bu ankrajlar tabliyeyi askıya alma noktaları arasında momentlerin azalmasını sağlar. Üçüncü olarak, EKAK’lerin yapım aşamasında oluşabilecek hasarın veya zararın herhangi bir zamanda köprü yapısını ve modelini bozmadan kolayca düzeltilebilmesine imkan sağlamaktadır. Son olarak, kablo sayısının artırılması, mükemmel aerodinamik denge sistemi ve dolayısıyla farklı doğal frekansların oluşmasını sağlamaktadır [Abbas, 1993].

EKAK’ler kule, kablo ve tabliye gibi değişik davranış gösteren elemanlardan oluşmaktadır. Dış kuvvetler altında özellikle kablolar büyük çekme kuvvetine maruz kaldıklarından bu kuvvetlerin eleman rijitlik matrislerine etkisi büyük olmaktadır. Yapı elemanlarının geometrik olarak lineer olmayan davranışı olarak adlandırılan bu özelliğin EKAK’lerin analizinde dikkate alınması gerekmektedir [Abbas, 1993].

Son dönemlerde artık köprülerin analizi için ticari analiz programları kullanılmaktadır. Bu programlar çok daha karmaşık yapıların modellenmesini sağlamaktadır. Kütle, atalet, ağırlık ve rijitlik merkezi gibi yapısal bileşenler gerçekçi olarak modellenebilmektedir [Gren and Cebon, 1977].

ABAQUS, ANSYS, DYTRAN, NASTRAN, ADINA ve LS-DYNA bu programlar arasındadır. Ayrıca RMBridge, LARSA ve SAP2000 Köprü Modülü de analizlerde sıklıkla kullanılan bazı diğer programlardır [Cengiz, 2009].

Bu çalışmada, öncelikle EKAK'lerin tarihsel gelişim sürecinden kısaca bahsedilecek, EKAK elemanları ve bu elemanların davranışı hakkında bilgilere genel hatlarıyla ikinci bölümde yer verilecektir. Üçüncü bölümde, ülkemizde henüz kullanılmayan uzun açıklıklı örnek bir EKAK tanımlanacak ve sonlu elemanlar modeli oluşturulacaktır. Dördüncü bölümde modeli oluşturulan EKAK üzerinde doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizleri uygulanacaktır. Elde edilen sonuçlar sayısal olarak karşılaştırılarak örnek köprünün deprem performansı belirlenecektir. Beşinci bölümde ise elde edilen sonuçlar sayısal olarak karşılaştırılacaktır.

Bu çalışmada analiz için aşağıdaki yöntemler uygulanacaktır:

- a. Uzun açıklıklı örnek bir EKAK'nın seçilmesi,
- b. Seçilen örnek köprünün malzeme ve geometrik açıdan doğrusal olmayan şekilde modellenmesi,
- c. Uygun görülen deprem seviyesi için analizlerde kullanılacak deprem yer hareketlerinin seçilmesi,
- d. Örnek köprü üzerinde doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizlerinin yapılması ve deprem performansının belirlenmesi
- e. Sonuçların karşılaştırılması.

2. EĞİK KABLO ASKILI KÖPRÜLER

2.1. Eğik Kablo Askılı Köprülerin İnşasında Tarihsel Gelişim

EKAK'lerin tarihine genel bir bakış, bir kirişin eğik halatlar ya da zincirler ile kuleye asılarak desteklenmesi düşüncesinin eski çağlardan beri bilindiğini göstermektedir. Tropik bölgelerde asmaların nehirlerin her iki kıyısındaki ağaçlara bağlanması suretiyle, bambu ve ahşaptan yapılmış karşıdan karşıya geçmeyi sağlayan ilkel tipteki kablolu asma köprü sistemleri oluşturulmuştur [Gimsing, 1983].

Bu tip basit uygulama örnekleri ile günümüzde kırsal kesimdeki özellikle dere ve vadi geçişlerindeki köprülerde karşılaşılmaktadır. Ahşaptan yapılmış bir platformun, ipler veya teller yardımıyla yamaçlardaki kayalara veya önceden hazırlanan destek noktalarına bağlanması ile oluşturulan geçit, bir EKAK olarak nitelendirilebilir ve günümüzdeki EKAK'lerin ilkel bir uygulaması sayılabilir (Şekil 2.1) [Boduroğlu, 2007].



Şekil 2.1. İlkel Eğik Kablo Askılı Bir Köprü [Boduroğlu, 2007].

EKAK'lere ait ilk örnek 1784 yılında Alman marangoz C. T. Loesher tarafından Friburg'da inşa edilen 32 m açıklığındaki köprüdür. Söz konusu köprü tamamen ahşaptan inşa edilmiştir [Paskalov and Garevski, 1985].

Eğik zincirler ile desteklenen ilk köprü Dryburgh Abbey'de Tweed Nehri üzerine inşa edilen 79.3 m açıklığındaki ve 1.2 m genişliğindeki köprü olmuştur. Bu köprü yapımından kısa bir süre sonra yıkılmıştır [Podolyn, 1975].

1821 yılında Fransız Mimar Poyet, kirişlerin oldukça yüksek kulelere dövme demir çubuklarla asıldığı sistemleri önermiştir. Önerilen sistemlerde çubuk destekler yelpaze şeklinde düzenlenmiş olup, tüm çubuklar kule tepe noktalarında toplanmıştır. Poyet'in ortaya koyduğu sistem Fransız Mühendis Navier tarafından geliştirilmiş ve 1823 yılında eğik zincirler ile rijitlenmiş köprü sistemleri oluşturulmuştur. 1868 yılında Ordish ve Le Feuvre tarafından asma ve EKAK'lerin birleşimi olarak tasarlanan Franz Joseph köprüsü Çekoslavakyada Moldau Nehri üzerine inşa edilmiştir [Troitsky, 1988].

Kablolar ilk ve yaygın olarak 19. Yüzyılın başında İngiltere'de kullanılmaya başlanmıştır. Fakat eğik kablolarla sahip birkaç köprünün rüzgar dirençlerinin düşük olmasından dolayı yıkılması, bu sistemlerin İngiltere'deki inşasını kısmen durdurmuştur [Troitsky, 1988].

İlk inşa edilen EKAK'lerin çoğu yıkılmış olup, 20. Yüzyıla kadar başarılı bir şekilde uygulanamamıştır. Yıkılma sebepleri; EKAK'lerin gerçek yapı davranışının yanlış anlaşılmasından ve yapım aşamasındaki bazı hatalardan kaynaklanmıştır. Örneğin, kabloları oluşturmak için demir ve zincir gibi uygun olmayan malzemelerin kullanılması ve kullanılan malzemelerin alanlarının genelde yetersiz oluşu, söz konusu sistemlerin büyük ölçüde yıkılmasına neden olmuştur. Bu sistemlerde kullanılan kablolar yapım aşamasında gerginleştirilmemiş ve kablolar görevlerini etkileyen yükler altında ancak bütün sistem önemli derecede deformasyon yaptıktan sonra yerine getirmeye başlamışlardır. Böylelikle, EKAK'lerin fazla esnek olmalarının yanı sıra güvenli olmadıkları sonucuna varılmış ve EKAK'lerin inşası

bırakılmıştır. EKAK'lerdeki hatalar üzerinde çalışan ve EKAK inşası yerine asma köprüleri öneren Navier olmuştur. Navier'in önerisi ile köprü mühendisliğinde asma köprü inşasına yönelim olmuştur [Krishna et al, 1985].

19. yüzyılın ikinci yarısında kablolar ünlü köprü mühendisi Roebling tarafından Amerika'da tekrar ele alınmıştır. Roebling'in tasarladığı asma köprülerde eğik destek kabloları kullanılarak köprü sistemi desteklenmeye çalışılmıştır. Bu kablolar köprünün desteklenmesi için ana kablolarla yardımcı olmuş, araç tarafı güvenliğini ve rüzgardan kaynaklanabilecek titreşimler için döşemenin en etkili ve ekonomik olarak rijitlenmesini sağlamıştır [Soyluk, 1997].

Roebling 1855 yılında dünyadaki ilk demiryolu asma köprüsünü Niagara Nehri üzerinde inşa etmiştir. Bu sistemde toplam yük ana kablo ve destek kabloları arasında bölüşülmüştür. Söz konusu sistem, taşıtların geçebilmesi için gerekli olan rijitliği ve rüzgara karşı köprünün stabilitesini sağlamıştır. Roebling ayrıca Ohia Köprüsünün inşasında da destek kabloları kullanmıştır. Ohia köprüsünde yol ve hareketli yük ağırlığının yarıya yakını, kulelerin tepelerinde döşeme noktalarına kadar uzanan diyagonal destek kabloları ile taşınmıştır. Destek kabloları; döşemenin rijitlendirilmesini sağlamış olup, ağır yükler altında ve rüzgar etkisinde köprünün titreşimini kontrol imkanı vermiştir [Gimsing, 1983].

Günümüzde, eski mühendislerin kablolardaki kuvvetleri doğru olarak hesaplayamadıkları ve kabloların sehim ve hiperstatik davranışlarını tam olarak belirleyemedikleri anlaşılmaktadır. Böylelikle kablolu köprüler kullanışsız bulunmuş ve inşası bırakılmıştır. Ancak 20. Yüzyılın başında; gerçek anlamda kablo, yüksek mukavemetli çelik kullanımının başlaması ve yapı teorisindeki diğer gelişmeler kablolardan oluşan sistemlerin yeniden kullanılmaya başlamasını sağlamıştır [Soyluk, 1997].

19. yüzyılda ünlü mühendis Arnodin tarafından Fransa'da asma ve EKAK karışımı birkaç köprü inşa edilmiştir. Bu sistemlerde diyagonal kabloların kule tepelerinden itibaren uzandıkları bölgelerde düşey askılar kullanılmamıştır. Böylece

sistemde asal kirişin deformasyonu azalmış ve kiriş yüksekliğinin daha küçük tutulabilmesi sağlanmıştır. Ancak karma sistem köprüler estetik görünümlerinden dolayı pek fazla uygulama alanı bulamamıştır. Asma ve EKAK'ler ayrı ayrı karma sistem köprülerden daha tatmin edici bulunmuştur. Poyet tarafından ortaya konulan kabloların yelpaze şeklinde desteklenmesi düşüncesi, Arnodin'in 1903 yılında Nant'da inşa ettiği Transporter köprüsü ile geliştirilmiş ve başarı ile uygulanmıştır [Soyluk, 1997].

EKAK'lerde gerekli rijitlik ve ekonomiyi sağlayan ilk uygulama, 1899 yılında Fransız Mühendis Gishlard tarafından tasarlanmıştır. Gishlard eğik ve yatay kablolardan oluşan bir sistem önermiştir. Önerdiği sistemde eğik kabloların oluşturduğu kuvvetlerin yatay bileşenleri asal kirişe aktarılmamıştır. Böylece döşemede basınç kuvvetlerinin oluşmasına mani olunmuştur. Gishlard'ın önerdiği sistem göze pek hoş gelmemesine rağmen, demiryolu için uygun bir sistem olmuş ve Fransa'da geniş bir kullanım alanı bulmuştur [Walther, 1985].

Gishlard'ın geliştirdiği sistemin temel ilkelerini kullanan Fransız Mühendis Leinekugel le Cocq, kablolardan oluşan ve kablo kuvvetlerinin yatay bileşenlerini asal kirişe aktaran sistemleri geliştirmiştir. Bu sistem; çok ekonomik olduğu gibi, oldukça az deformasyon yapmıştır. Söz konusu sisteme ait örnek köprü 1925 yılında Fransa'da Trieaux Nehri üzerine inşa edilen Lezardrieux köprüsüdür (Şekil 2.2). Lezardrieux köprüsü yelpaze şeklinde çağdaş EKAK'lerin modeli olarak düşünülebilir [Walther, 1985].



Şekil 2.2. Lezardrieux Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

1938 yılında Dischinger Almanya’da Elbe Nehri üzerinde 753 m açıklığındaki asma demiryolu köprüsü için kablolar kullanmıştır. Dischinger ağır demiryolu yükü altında asma köprünün deformasyonunu azaltmak için, kablo sehimini azaltacak yüksek mukavemetli tellerden oluşan kablolar kullanmıştır. Araştırmaları sonucu Dischinger; rijitlik ve dinamik stabilitenin sağlanabilmesi için ana asma kabloların destek kabloları ile birleştirilmesinin gerekli olduğu sonucuna varmıştır. Bu amaçla eğik kablolarla başlangıçta çekme verilmesi gerekmiştir [Walther, 1985].

İkinci Dünya Savaşından dolayı birçok köprünün yıkılması, savaş sonrası söz konusu köprülerin yeniden inşasını gerektirmiştir. Bu periyot içerisinde çeliğin zor bulunur bir malzeme olmasından dolayı minimum ağırlık, maksimum ekonomi ve stabilite gerektirecek sistemler üzerinde durulması, köprü mühendisliğinde yeni bir sistemin gerekliliğini ortaya koymuştur. Böylece malzeme ve maliyetten ekonomi sağlamak amacı ile EKAK’lerin inşasına tekrar dönüş yapılmıştır. EKAK’lerin yeniden inşasındaki öncülüğü Dischinger yapmıştır [Troitsky, 1988].

1950’den sonra Almanya’da Rhine Nehri üzerinde EKAK yapımı tercih edilmiştir. EKAK’lerin asma köprüler ile karşılaştırılmasından, EKAK’lerin 600 m’ye kadar küçük açıklıklar için daha ekonomik olduğu anlaşılmıştır [Troitsky, 1988].

Aynı periyot içinde, Alman Demag şirketi Dischinger ile işbirliği yaparak 1955 yılında İsveç’teki Strömsund köprüsü (Şekil 2.3) inşa etmiştir. Strömsund köprüsü ilk modern EKAK olarak kabul edilmektedir [Gimsing, 1983].



Şekil 2.3. Strömsund Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

İlk modern EKAK'lerin trafik yükleri altında oldukça rijit davranması, estetik olarak hoş görünmesi, ekonomik ve yapımının kolay olması EKAK sistemlerinin uygulama alanını arttırmıştır. Yeni sistem kablolu köprüler önce Alman mühendisler arasında, daha sonrada birçok ülkede kabul görmüştür [Troitsky, 1988].

EKAK'lerin en güzel ve başarılı uygulamalarından bir tanesi, 1959 yılında Köln'de Rhine Nehri üzerinde inşa edilen 700 m uzunluğundaki Severn köprüsüdür. Söz konusu köprü A-çerçeve şeklindeki kule ile kablo düzlemlerinin birlikte kullanıldığı ilk EKAK örneğidir. Severn köprüsü; nehrin sadece bir yakasında kule kullanılması ile de, ilk asimetric özellikteki EKAK uygulamasıdır. Köprü döşemesi ortotropik çelik plak ile birleşen kutu kesitli iki kirişten oluşmaktadır. Severn köprüsü, $(49.1 + 89.0 + 47.9 + 302.0 + 150.7 + 52.5 \text{ m})$ 'lik 6 açıklığa sahiptir ve en uzun iki açıklık kule tepe noktalarında birleşen 12 adet kablo ile rijitlenmiştir. Böylece köprüde oldukça yüksek bir burulma rijitliği sağlanmıştır. Severn köprüsü ilk inşa edilen EKAK'lerden olmasına rağmen, halen EKAK'ler arasında en başarılı uygulamalardan bir tanesi olarak kabul edilmektedir (Şekil 2.4) [Gimsing, 1983].



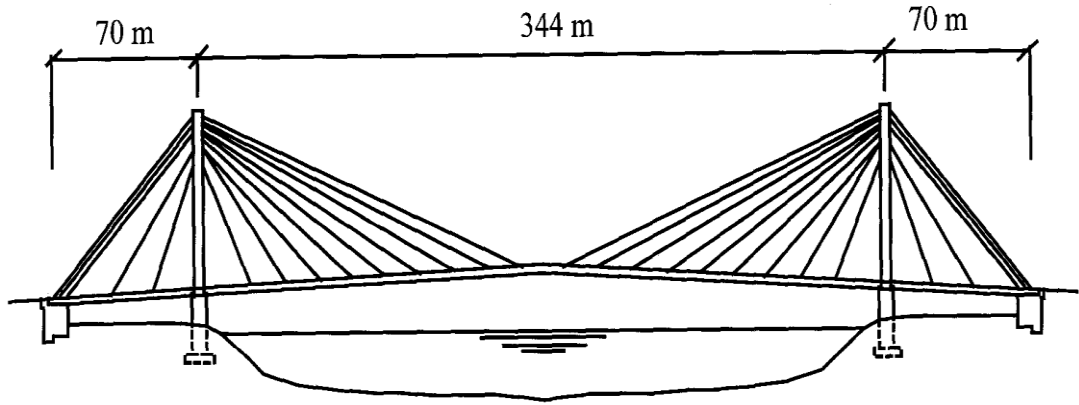
Şekil 2.4. Severin Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

EKAK'lerin geniş ve başarılı uygulamaları; yüksek mukavemetli çeliklerin ve ototropik döşemelerin kullanılmasıyla, kaynak tekniklerindeki gelişmelerle ve yapı analizindeki ilerlemeler ile ancak son yıllarda olmuştur. Bilgisayarların gelişimi, EKAK gibi yüksek dereceden statik olarak belirsiz sistemlerin çözümü için ve üç boyutlu davranışının analizi için büyük imkanlar sağlamıştır. Böylece, son yıllarda rüzgar etkilerine karşı aerodinamik olarak dayanıklı EKAK'ler yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Güney Kore'de 1982 yılında inşa edilen, 344 m ana açıklığa ve 70'er m olan iki kenar açıklığa sahip Jindo köprüsü (Şekil 2.5) ve 1983 yılında inşa edilen 280 m ana açıklığa ve 85'er m olan iki kenar açıklığa sahip Dolsan köprüsü, son yıllarda inşa edilen EKAK'lere ait örneklerdir [Tappin and Clark, 1985].



Şekil 2.5. Jindo Köprüsü [Soyluk, 2002].

Söz konusu köprü Jindo Adası ile ana kıtayı birbirine bağlamaktadır. Şekil 2.6’da genel bir şekli görülen Jindo köprüsü, 344 m olan ana açıklık ve 70’er m olan iki kenar açıklık olmak üzere, toplam üç açıklıktan oluşmaktadır. Kablolar yelpaze şeklinde düzenlenmiş olup, A-Çerçeve tipindeki kulelerin tepelerinde toplanmışlardır (Şekil 2.7). Kullanılan kabloların çapları 56 mm, 67 mm, 76 mm ve 87 mm’dir. Her bir kule 28 kablo taşımaktadır ve kulelerin mesnetlendikleri ayaklar üzerindeki yükseklikleri 69 m’dir. Söz konusu kuleler burulma rijitliklerinin büyüklükleri sayesinde birçok EKAK’nın inşasında tercih edilmiştir [Soyluk, 2002].



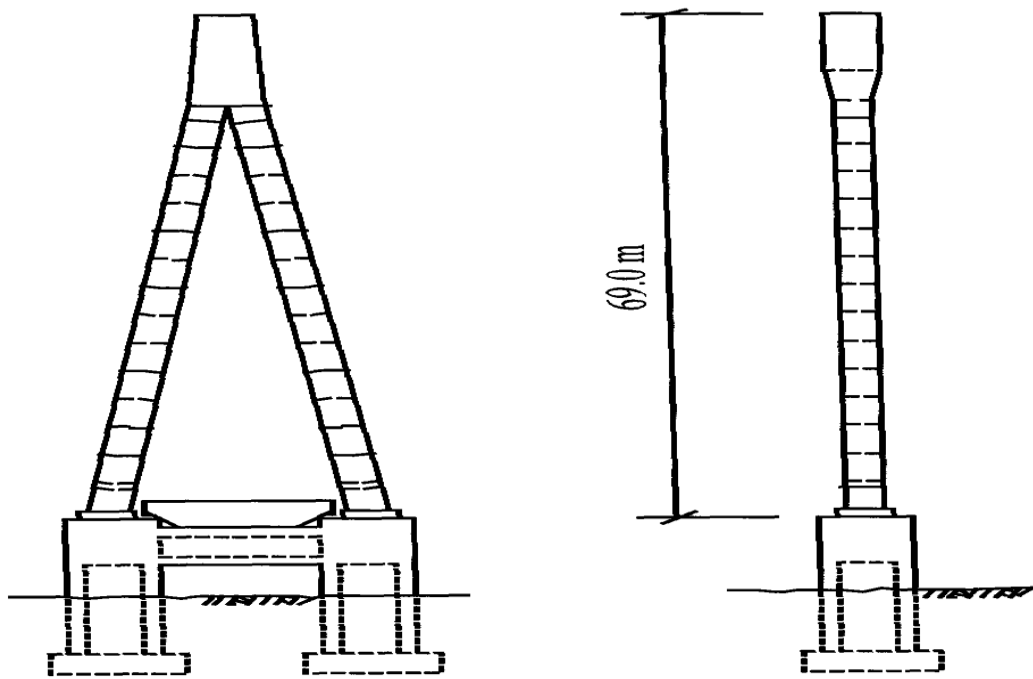
Şekil 2.6. Jindo Köprüsünün Genel Görünümü [Soyluk, 2002].

Çelik asal kiriş altıgen biçimlidir ve köprüünün bir ucundan diğer ucuna kadar sürekli olarak uzanır. EKAK’lerde en çok tercih edilen sistem, Jindo köprüsünde olduğu gibi asal kirişin bir uçtan diğer uca kadar sürekli olarak uzandığı sistemlerdir. Jindo köprüsü için, ana kıtadaki ayak üzerinde köprü eksenini doğrultusundaki hareket engellenirken, Jindo adası tarafındaki ayak üzerinde ve diğer mesnetlerde söz konusu doğrultudaki hareket serbest bırakılmıştır [Soyluk, 2002].

Gelgit olayına bağlı akımlar, Jindo köprüsü ayaklarına ait temellerin deniz içerisinde inşasını oldukça güç ve pahalı bir duruma getirmiştir. Bu sebepten dolayı, üzerilerine köprü ayaklarının inşa edileceği temellerin karada inşa edilmesine karar verilmiştir [Tappin and Clark, 1985].

Tappin Jindo köprüsünün inşa edildiği bölgenin jeolojik yapısının volkanik (proklastik) ve tüffit kayaç karışımı olduğunu ifade etmektedir. Ayrıca ana kıta tarafında mevcut olan fayların yer yer kil ile dolu olduğu belirtilmektedir [Tappin and Clark, 1985].

Jindo köprüsüne ait asal kiriş ve kuleler çelik malzemeden inşa edilmiştir. Hesaplarda Jindo köprüsü için sönüm oranı % 2 olarak alınmıştır. EKAK'ler için sönüm oranı oldukça küçük olup yaklaşık olarak %1-2 civarındadır [Nazmy and Abdel-Ghaffar,1987].



Şekil 2.7. Jindo Köprüsünde A- Çerçeve Tipindeki Kule (Pilon) Görünümü [Soyluk, 2002].

EKAK'lerin asma köprülere göre üstünlükleri aşağıda verilmektedir [Eğriboyun, 2008].

- 1–Asma köprülere nazaran daha fazla rijit yapıya sahip olduğundan tabliyede oluşan yer değiştirmelerin ve şekil değiştirmelerin daha küçük olması,
- 2–Küçük şekil değiştirmeler sayesinde tabliyenin daha ince yapılabilmesi,
- 3–Simetrik yapılabilme özelliği ile yatay kuvvetleri karşılaması, bu sayede kabloların asma köprülerdeki gibi zemine mesnetlenmesine gerek kalmaması,
- 4– Asma köprülerde iki kule kullanılması zorunlu iken EKAK'lerin tek kule ile de inşa edilebilir olması,
- 5– İkiden fazla kule kullanılarak ve birden fazla EKAK inşa edilerek çok daha uzun açıklıkların geçilebilir olması.

EKAK'lerin önceleri 150 – 600 m arası orta tabliye uzunluğu için, asma köprülerden daha ekonomik olduğu gözlemlenmiştir. Günümüzde ise EKAK'lerin büyük açıklıklar için asma köprüler kadar ekonomik olması sağlanabilmektedir. Ancak açıklık boyutu büyüdükçe EKAK'lerde, yeterli tabliye rijitliğinin elde edilmesi ve yükler altında sistemin kararlılığının sağlanması için, tabliye kalınlığının ve kablo çaplarının artırılması gerekmektedir. Asma köprülerde ise gene tabliye kalınlığı artırılmalı ancak mevcut kabloların çapı sabit tutulup sayısı artırılmalıdır. Orta açıklığı 1000 metreyi aşan köprü modelleri için asma köprülerin daha dayanıklı olduğu gözlemlenmiştir [Soyluk, 1997].

Özellikle 20. yüzyılda kablolu köprü yapım hızı daha da artmış ve estetik açıdan da hoş görüldüğü için asma köprülerden fazla uygulanma şansı bulmuştur [Eğriboyun, 2008].

Almanya'nın ilk kablolu köprüsü olan Theodor Heuss köprüsü 260 m ana açıklığa ve 108 m kenar açıklığa sahiptir. Tabliyeye ve kuleye bağlantı şekli ile birbirine paralel uzanan kablolar (harp şekli) ilk bu köprüde kullanılmıştır (Şekil 2.8) [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.8. Theodor Heuss Köprüsü (Düsseldorf) [Eğriboyun, 2008].

1962 yılında Venezuela’da ilk çok açıklıklı kablolu köprü olan Maracaibo köprüsü inşa edilmiştir. Kabloları hariç, kalan tüm kesitler betonarmeden imal edilmiştir. 5 adet 235 metrelik ana açıklığa sahip köprüde kule yapımı içinde farklı bir tasarım düşünülerek zeminden 4 ayaklı başlayan kule tepede 2 noktada birleştirilmiş bu sayede kulede oluşabilecek asimetrik yüklere karşı da stabilite sağlanmıştır. Köprüde tek eğik kablo ile kule tabliye bağlantısı yapılmış bu nedenle tabliye deformasyonları önleyebilmek içinde tabliye yüksekliği 5 metreyi bulmuştur. Bu sebepten yapı ağırlığı artmış ve malzeme olarak yüksek dayanımlı beton kullanılması gerekmiştir (Şekil 2.9) [Eğriboyun, 2008].

EKAK’lerdeki gelişmeler, az fakat ağır gergi kabloları yerine, daha çok noktadan tabliyeyi destekleyen kabloların, yani çok kablolu sistemlerin geliştirilmesiyle gerçekleşmiştir. Kullanım süresince paslanma ve yorgunluk gibi etkenlerden zarar gören gergi kablolarının değiştirilmesinde sağladığı kolaylık ve oluşturduğu daha kararlı yapı nedeniyle, ilerleyen yıllarda yeni köprü uygulamalarında kablo sayısı artırılarak daha ince ve hafif tabliyeler inşa edilmiştir [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.9. Maracaibo Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

Köprü türü yapılar yüksek dereceden belirsiz olduklarından, elle çözümleri çok uzun zaman almaktadır ve hata payı yüksektir. Bilgisayar programlarının gelişimi ve prefabrik üretim tekniklerindeki yenilikler ile çoklu EKAK sistemleri 1970'lerden itibaren kullanılmaya başlanmıştır. Bir konsept olarak bu tür köprüler, Almanya'da savaş sonrası dönemin oluşturduğu sosyal ihtiyaçların baskısıyla ortaya atılmış ve geliştirildikleri ortamda ekonomik olabilme özeliğini sağladıkları için kabul görmüşlerdir. Ekonomik olarak kafes türü köprülerin, daha üstün olmalarına rağmen, kablolu köprülerin daha fazla uygulama alanı bulmuş olması tasarımcı ve bürokratların aynı zamanda görüntüsel olarak da yeni bir ürün oluşturma istekleridir [Eğriboyun, 2008].

Bu yönde yapılan ilk köprü Almanya'da inşa edilen Friedrich Ebert köprüsüdür. 91 ve 123 adet iki tip 5 mm' lik yüksek dayanımlı çelikten imal edilmiş kabloların bir arada sargılanması ile oluşturulan 80 adet kablo ile desteklenen köprü, 280 m ana açıklığa sahiptir. Çok sayıda 5 – 7 mm çaplı yüksek dayanımlı çelik tellerin bir arada sargılanması ile oluşturan kablo demetleri günümüzde de

kullanılmaktadır. Çok kablo kullanımı ile tabliye bağlantı noktalarında ekstra güçlendirme yapılmasına gerek kalmamıştır. Ancak söz konusu köprüde kullanılan kuleler tabliye ortasında bulunduğundan burulma rijitliğini sağlamak için büyük kutu kirişler kullanılması gerekmiştir. Bu nedenle çoklu kablo sistemi tek kuleli köprü için çok fazla ekonomi sağlamamıştır (Şekil 2.10) [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.10. Friedrich Ebert Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

Almanya’da inşa edilen bir diğer köprü olan Knie köprüsü harp tip kablo sistemine sahip olup önceki köprü uygulamalarından farklı olarak yan açıklıkta her bir kablonun tabliyeye mesnetlendiği noktalara ayaklar konularak mesnet sayısı artırılmıştır. Bu çalışma daha az kablo ve ince kirişler kullanılmasına olanak tanımış ayrıca burulma rijitliğini sağlamada yararlı olmuştur (Şekil 2.11) [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.11. Knie Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

Hamburg’da inşa edilen Köhlbrand köprüsü λ (lamda) şekilli kule tarafından desteklenen çift düzlem çoklu kablo sisteminin uygulandığı ilk köprüdür. Kule şekli nedeniyle uygulanan fan tip kablo sistemine, geliştirilmiş fan tip kablo sistemi adı verilmiştir (Şekil 2.12). Ana açıklığı 325 m olan köprüde 88 kablo kullanılmıştır. Aynı yapım tarzı ile Duesseldorf’ta inşa edilen Flehe köprüsü de λ (lamda) şekilli kuleli kablolu köprülere örnek olmuştur (Şekil 2.13) [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.12. Köhlbrand Köprüsü [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.13. Flehe Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

1970'lerin ortalarına kadar Almanya'da örnekleri inşa edilen EKAK'ler bu tarihten sonra dünyada geniş uygulanma şansı bulmuştur. 1974'te Fransa'da inşa edilen Saint Nazaire köprüsü ana açıklığı 400 m den uzun olan ilk köprü olmuştur. Tabliye altına kadar betondan inşa edilen kule ayakları, tabliye üstündeki ters V şekilli çelikten imal edilmiş kuleleri mesnetlendirmiştir (Şekil 2.14) [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.14. Saint Nazaire Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

1978'de İtalya'da inşa edilen Indiano köprüsü 206 m ana açıklığa ve 70' er m kenar açıklıklara sahiptir. Kenar açıklıklar ayaklarla mesnetlendirilmiş olduğundan bu köprüde asma köprü tarzı kabloların bir ucu toprağa bağlanmıştır. Bu inşa tarzı ile asma ve kablolu köprü karışımı bir tasarım oluşturulmuştur. Köprünün çok uzun olmaması nedeniyle yatay ve düşey kablo kuvvetlerinin zemine aktarılması yapının narin yapılabilmesini sağlamıştır (Şekil 2.15) [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.15. Indiano Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

1980’lerden sonra EKAK’lerde, yapı teknolojilerinin gelişmesi ile ön gerilmeli betonarme tabliyeler kullanılmaya başlanmıştır. Bu sayede daha geniş ve uzun tabliyeler yapma olanağı doğmuştur. Betonarme kutu kesitli tabliyeli inşa edilen ilk köprü 119 m ana açıklığa sahip Avusturya’daki Danube kanal köprüsüdür (Şekil 2.16). Bu ufak uygulamadan sonra çok kablolu betonarme ön gerilmeli tabliyeli köprü olarak Fransa’daki Brotonne köprüsü inşa edilmiştir (Şekil 2.17). Tabliye, ortasından yükselen iki tekil kuleye bağlı harp tip 84 kablo ile desteklenmiştir. Korozyondan korumak için demetlenmiş kabloların üzerine çelik tüpler geçirilip boşluklar betonla doldurulmuştur. Ancak bu köprüde kabloların tabliye ile bağlantı noktaları da betondan olduğundan özellikle titreşim üreten yükler altında tabliyenin yorulma dayanımının azaldığı görülmüştür. Bu nedenle köprü inşasından sonra kablo ankraj noktaları çelik kutular içine alınıp içleri epoxy ile doldurularak dayanım artırılmıştır [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.16. Danube Kanal Köprüsü [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.17. Brotonne Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

1978’de Arjantin’de yapılan Zarate-Brazo Largo köprüsü ilk uzun açıklıklı tren yükü taşıma özelliği olan EKAK olup H şekilli 2 kuleli, fan tip kablo sistemli ve 330 m ana açıklığa sahiptir. Köprünün tren yükü taşıması özel bir tasarım problemi oluşturmuş, bu problem tabliyenin her iki tarafında da farklı çaplı kablolar kullanılmasını gerektirmiştir. Kullanılan kablolar 103 ile 377 arasında değişen

sayılarda 7 mm çaplı kabloların demetlendirilmesi ile oluşturulmuştur (şekil 2.18) [Eğriboyun, 2008].



şekil 2.18. Zarate-Brazo Largo Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

1984'te İspanya'da inşa edilen Barrios De Luna köprüsü betonun sadece kulelerde değil tabliyenin enine kirişlerinde de kullanılabileceğinin ve elik kesitlerle ekonomi ve rijitlik konularında yarışabileceğini göstermiştir. 440 m ana açıklığa sahip köprü, tabliyenin her iki kenarından kablolar ile desteklenen enine kirişlerin uygulanması ile büyük burulma rijitliğine sahip olmuştur (şekil 2.19) [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.19. Barrios De Luna Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

Asma köprülerde tabliye rijitliğinin sağlanması için enine kirişler, tabliye altına yerleştirilen kafes elemanlar ile oluşturulmaktadır. EKAK’lerde ise kablo ankrajları gerekli rijitliği sağladığından ayrı bir kafes elemana gerek kalmamaktadır. Ancak artan trafik yüklerinin etkisi ile çift tabliyeli EKAK yapımı gündeme gelmiş ve alt tabliye ile üst tabliye bağlantıları kafes elemanlarla sağlanmıştır [Eğriboyun, 2008].

İlk çift tabliyeli EKAK 1977’de Japonya’da inşa edilen Rokko kablolu köprüsüdür (Şekil 2.20). İki tabliye arası 8 m olup H şekilli kuleli, fan tip kablo sistemli, 220 m ana açıklığa sahip bir köprüdür. Rokko köprüsü ile aynı tasarıma sahip 1988 yılında inşa edilen Hitsuishijima (Şekil 2.21) ve İwagurojima köprüleri de 14 m aralıklı çift tabliyeli olup üst tabliyede 4 şeritlik taşıt yolu, alt tabliyede ise 2 şeritlik tren yolu bulunmaktadır. Ancak bu köprülerde yüklerin çok büyük olması kesitlerinde büyük olmasını gerektirmiş ve eleman sayılarını artırmıştır. Bu sebepten bu köprülerde estetikten çok emniyete önem verilmiştir [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.20. Rokko Köprüsü [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.21. Hitsuishijima Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

Japonya’ da, çift tabliye uygulamalarının eksik ve yetersiz yönleri düzeltilerek 1993’te 484 m ana açıklığa sahip gayet estetik ve çok daha modern olan Higashi Kobe köprüsü inşa edilmiştir. İki ortotropik tabliye (Alt tarafına açık veya kapalı çelik berkitmelerin kaynaklanmış olduğu bir çelik plakadan imal edilen döşeme) eğik kafes elemanlarla birleştirilerek yüksek yapısal randıman elde edilmiştir. 17 m genişliğindeki tabliyelerin ikisinde de 4 şeritlik taşıt yolu bulunmaktadır (Şekil 2.22) [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.22. Higashi Kobe Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

1990’lı yıllarda EKAK’ler konusunda söz sahibi hale gelen Japonya’da 1994 yılında kenar açıklığının orta açıklığa oranı 0,5 olan Tsurumi Tsubasa köprüsü inşa edilmiştir (Şekil 2.23). O tarihe kadar yapılan EKAK’lerde kenar-orta açıklık oranı 0,4’ü geçmemiş ve kenar açıklık tarafına ek mesnetler yerleştirilmiştir. Bu köprüyü ön plana çıkartan özelliği de kenar açıklıklarında mesnet olmayışdır. Ayrıca kablolar 38 m genişliğe sahip tabliyenin kenarlarından değil sadece ortasından bağlanmıştır. Bu şekilde bir tasarımın ayakta duramayacağını bilen Japon mühendisler tabliyeyi ön gerilmeli yaparak sabit yükler etkisi altındaki sehimini sıfırlamışlar ve aynı kesit

özelliklerine sahip normal betonarme döşemeden daha fazla yük taşıyabilen bir tabliye elde etmişlerdir. Böylelikle hem önemli ekonomi sağlanmış hem de estetik bir görünüm elde edilmiştir [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.23. Tsurumi Tsubasa Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

1990'lı yıllarda EKAK'lerin uygulanma oranı artmış böylelikle yapım teknikleri sürekli geliştirilmiştir. Özellikle Kuzey Amerika'da kullanımına başlanan kompozit tabliyeler ile tabliye yükseklikleri 1,5 m ye kadar azaltılmıştır. Çin'de 1993'te 602 m ana açıklığa ve 208 m kule yüksekliğine sahip Yangpu köprüsü de kompozit tabliye kullanılarak inşa edilmiştir (Şekil 2.24) [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.24. Yangpu Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

1995'te Fransa'da inşa edilen 856 m ana açıklığa sahip Normandia köprüsü çok farklı bir tasarıma sahiptir (Şekil 2.25). Tabliyenin orta 624 m' lik kısmı çelik, kalan kısmı ise betonarmedir. Gemi trafiğine açık bir nehir üzerine inşa edilen köprüde 214 m yüksekliğindeki kuleler ile su seviyesinden olabildiğince yükseğe çıkabilmek için tabliye bu farklı tasarıma sahiptir. Fan tip kablo düzeninde inşa edilmiş köprü tamamlandığında dünyanın en uzun EKAK'sü unvanını almıştır. Ancak 1999'da Japonya'da inşa edilen Tatara köprüsü (Şekil 2.26) bu unvanı 890 m ana açıklığı ile Normandie köprüsünün elinden almıştır. Gerek kule yüksekliği gerekse açıklığının büyüklüğü nedeniyle tamamıyla çelikten imal edilmiştir [Eğriboyun, 2008].

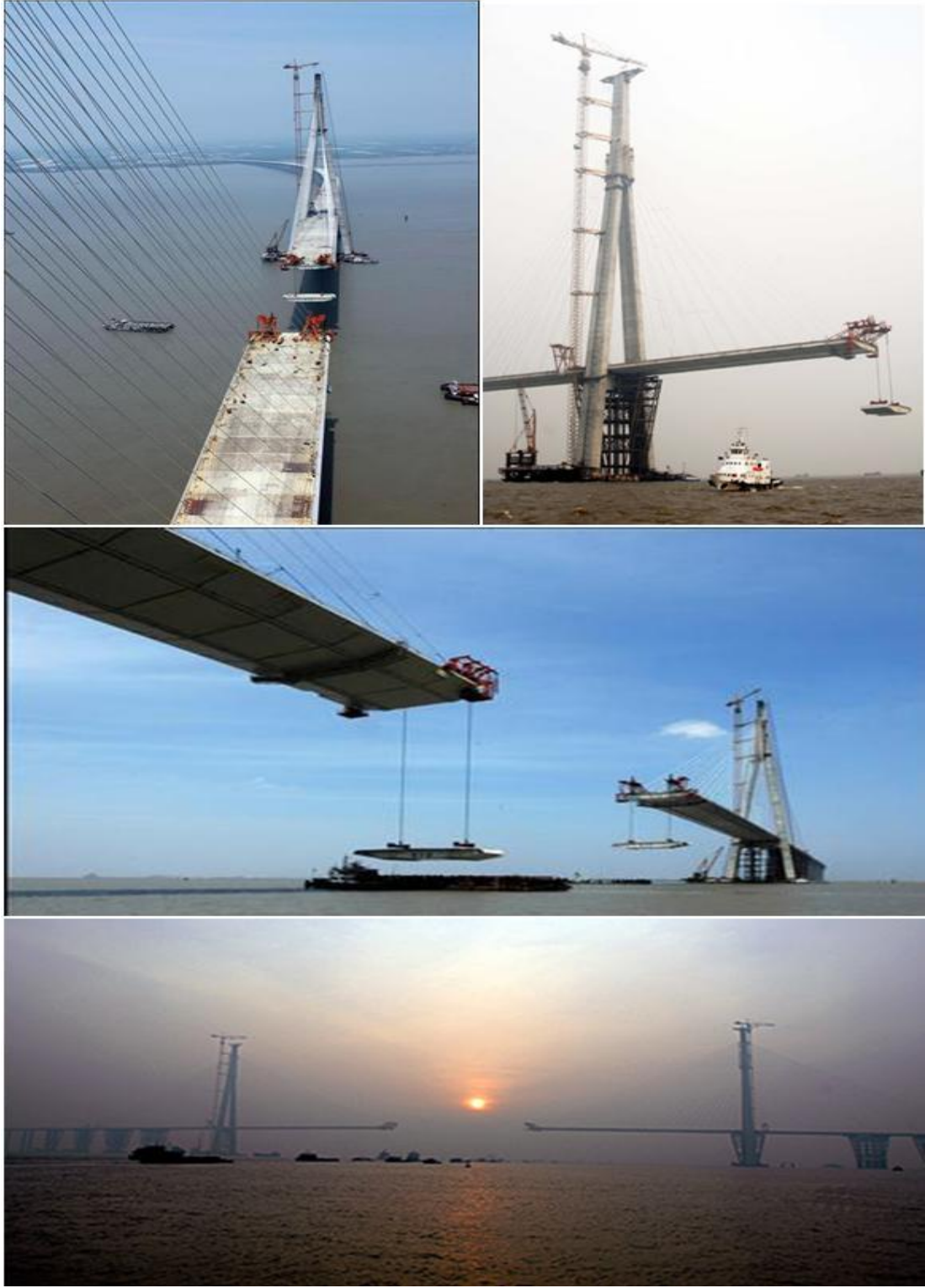


Şekil 2.25. Normandia Köprüsü [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.26. Tatara Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

Günümüzde ise Çin’de yapılmış olan 306 m kule yüksekliğine ve 1088 m orta açıklığa sahip Sutong köprüsü geleceğin köprülerinin ilk örneği sayılmaktadır (Şekil 2.28). 40 m genişliğindeki ve 4 m yüksekliğindeki ortotropik tür tabliye ve lamda (ters Y) şekilli iki kuleden oluşan köprü, dünyanın en uzun ve 1000 metreyi aşan ilk EKAK’südür [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.27. Yapım Aşamasında Sutong Köprüsü



Şekil 2.28. Sutong Köprüsü [Janjic, 2008]

Japonya'daki Kojima-Sakaide, Fransa'daki Millau Viaduct (Şekil 2.29), Yunanistan'daki Rion-Antirion (Şekil 2.30) ve Hong Kong'daki Ting-Kau köprüleri ikiden fazla kule kullanılarak uzunlukları 1500 metreyi aşan sıralı EKAK örnekleridir (Şekil 2.31) [Troitsky, 1988].



Şekil 2.29. Millau Viaduct Köprüsü [Diri, 2009].



Şekil 2.30. Rion-Antirion Köprüsü [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.31. Ting-Kau Köprüsü [Eğriboyun, 2008].

EKAK'lerin tarihsel süreç içinde gelişimine katkıda bulunan faktörleri şu şekilde sıralayabiliriz [Boduroğlu, 2007]:

a. Yapı Analiz Yöntemlerindeki Gelişmeler

EKAK'ler yüksek dereceden hiperstatik sistemlerdir ve özellikle kabloların kendi şekil değiştirmeleri nedeniyle doğrusal olmayan davranışa sahiptirler. Bu açılardan bakıldığında EKAK'lerin davranışının anlaşılması ve analizinin yapılması geleneksel yapı analizi yaklaşımlarından farklıdır. Özellikle kabloların doğrusal olmayan davranışı yeni analiz yöntemlerinin uygulama alanına girmektedir.

b. Bilgisayarlı Modelleme ve Çözümleme Yazılımlarındaki Gelişmeler

EKAK'lerin yüksek dereceden hiperstatik sistemler olması ve özellikle kabloların doğrusal olmayan davranışları, yapılacak analizlerde gelişmiş bilgisayar yazılımlarının kullanılmasını gerektirmektedir. Bu açıdan mühendislik yazılımlarındaki gelişmeler EKAK'lerin her geçen gün daha ekonomik olarak projelendirilmesi sağlamaktadırlar.

c. Yüksek Dayanımlı Çelik ve Beton Teknolojisinin Gelişmesi

EKAK'lerin geçtiği açıklıkların artması malzeme kalitesinin (kablo, tabliye ve kulelerde kullanılan çelik ve beton) artmasını zorunlu kılmaktadır. Yüksek dayanımlı çelik ve betonun uygulanması EKAK'lerin gelişimine önemli ölçüde ivme kazandırmıştır.

d. Yapım Teknolojilerindeki Gelişmeler

EKAK'lerin yapımı, asma köprüler gibi yüksek yapım teknolojisine ihtiyaç duymaktadır. Özellikle tabliyenin montajı ve eğik kabloların çekme verilerek yerine konulması EKAK'ler için önemli inşaat aşamalarıdır. Yapım teknolojilerinin ve inşaat makinelerinin gelişimi EKAK'lerin çok daha hızlı ve ekonomik olarak inşasına izin vermektedir.

e. Zamanla Kazanılan Deneyim ve Gözlemlerin Artması

Yapılan her EKAK ileride yapılacak köprülere önemli ölçüde bilgi aktarmaktadır. Mühendisler ve inşaat yapımcıları kazanılan bu deneyim sonucunda

hem yapılan proje ve imalata güveni arttırmakta hem de gelecekte yapılacak EKAK'ler için önemli ölçüde bilgi kaynağı oluşturmaktadır.

f. Ölçeklendirilmiş Model Çalışmalarının (Özellikle Rüzgar Testleri) Gelişmesi

19.yüzyıl ortalarında inşa edilen Takoma Narrows Asma Köprüsü'nün rüzgar etkisiyle yıkılmasından sonra, özellikle EKAK ve asma köprülerin rüzgar etkileri altındaki davranışı önem kazanmış ve özellikle bu konuda laboratuvar çalışmaları başlatılmıştır. Şekil 2.33'de Takoma Köprüsü tabliyesinin rüzgar etkisi altında burulması görülmektedir.



Şekil 2.32. Rüzgar Tüneli Testleri İçin Ölçekli Kablolu Köprü Modeli [Boduroğlu, 2007].

EKAK'lerde özellikle pylonların inşası sırasında ve tabliye montajının henüz tamamlanmadığı aşamada rüzgar etkisi önem kazanmaktadır. Laboratuvar ortamında küçük ölçekli modeller üzerinde yapılan deneyler ile kablolu köprülerin rüzgar etkileri altındaki davranışları anlaşılabilir (Şekil 2.32) [Boduroğlu, 2007].



Şekil 2.33. Rüzgar Etkisi Altında Burulan Köprü Tabliyesi (Takoma Narrows Asma Köprüsü) [Boduroğlu, 2007].

EKAK'ler günümüzde 1000 m orta açıklığa kadar inşa edilebilmektedir. Özellikle depremsellik açısından yüksek riskli bölgelerde dahi, kablolu köprü uygulamaları başarıyla gerçekleştirilmektedir. Estetik görünümleri ile şehirler ve ülkeler için bir prestij yapısı olarak tercih edilen kablolu köprüler bütün dünyada mühendislerin ilgi alanı haline gelmiştir [Boduroğlu, 2007].

2.2. Eğik Kablo Askılı Köprülerin Temel Özellikleri

EKAK'ler kabloların asal kirişe bağlandıkları noktalardan, kablolar ile elastik olarak desteklenen lineer olmayan sistemler olup; tabliye ile birlikte çalışan asal kirişten, basınca çalışan kulelerden, çekmeye çalışan kablolardan oluşan üç boyutlu sistemlerdir [Troitsky, 1988].

EKAK sistemlerinin temel yapısal karakteristiği; kulelerin tepelerinden uzanan öngerilmeli ya da sonradan çekme verilmiş kablolar ile, asal kirişin bir bütün olarak çalışmasıdır. Çekmeye çalışan kablolardan gelen yatay basınç kuvvetlerinin kirişler tarafından alınması, alt yapıda önemli bir ekonomi sağlamaktadır. EKAK kulelerin

ve asal kirişin; kabloların neden olduğu büyük eksenel basınç kuvvetleri ile birlikte eğilmeye maruz kalması EKAK'lerin ayırt edici özelliğidir [Walther, 1988].

Yüksek mukavemetli çelikten oluşan ortotropik plak tabliye kullanılması ile, özellikle son yıllarda, EKAK'lerin merkez açıklığı arttırılmıştır. Nitekim son yıllarda inşa edilen EKAK'lerin merkez açıklığı 1088 m'ye kadar ulaşmıştır [Lin et al, 1995]. 2012 yılında Vladivostok, Rusya'da Russky adasında tamamlanması düşünülen bir diğer EKAK 1104 m merkez açıklıklı Russky adası köprüsü, dünyanın en uzun EKAK'sü unvanını alacaktır.

Kabloların tepelerinde toplandığı A-Çerçeve tipindeki kulelerde yapı rijitliği ve stabilitesi artmaktadır. Böylece tabliye ve her iki düzlemdeki kablo sistemleri eğilmeye karşı birbirine rijit olarak bağlanmış bir sistem şeklinde çalışırlar. A - Çerçeve tipindeki kuleler, yüksek burulma rijitlikleri sayesinde EKAK'ler için daha çok tercih edilmektedirler [Podolyn, 1986].

EKAK sistemlerine ait elemanları oluşturan malzemeler lineer elastik davranış göstermesine rağmen, köprünün proje yükleri altındaki yük-yerdeğiştirme ilişkisi lineer olmayacaktır. Lineer olmayan bu davranış aşağıdaki sebeplerden kaynaklanmaktadır [Soyluk, 2002]:

- a. Kabloların öz ağırlıklarından kaynaklanan sehimlerinden dolayı, lineer olmayan eksenel kuvvet-deformasyon ilişkisi.
- b. Eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kule ve uzunlamasına doğrultudaki kiriş elemanları için, lineer olmayan eksenel kuvvet-deformasyon ve eğilme momenti-deformasyon ilişkisi.
- c. Bu tür yapılar için servis yükleri altında olabileceği gibi, çevresel yüklerden de kaynaklanabilecek büyük yer değiştirmelerin neden olduğu geometri değişimleri.

EKAK'lerdeki söz konusu lineer olmayan etkiler bir çok araştırmacı tarafından ele alınmıştır [Wang and Yang, 1996].

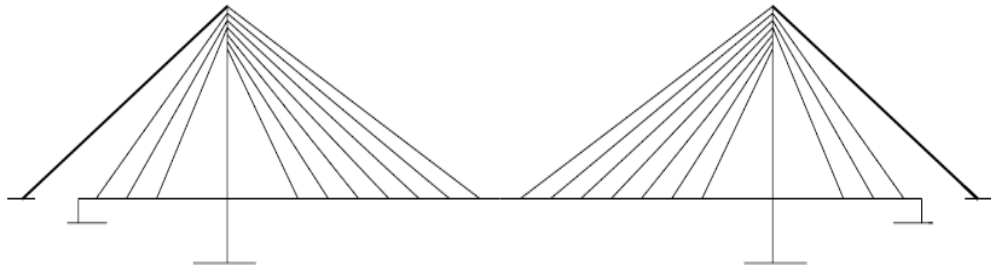
Kablolardaki lineer olmayan özellik, eşdeğer elastisite modülü ile dikkate alınmakta ve aşağıdaki gibi ifade edilmektedir [Soyluk, 2002].

$$E_i = \frac{E}{1 + \left(\frac{\gamma_c^2 l^2 E}{12 \sigma^3} \right)} \quad (2.1.)$$

Burada, E düz kablonun elastisite modülünü, l kablonun yatay iz düşüm uzaklığını, γ_c kablonun birim hacim ağırlığını, σ kablodaki çekme gerilmesini göstermektedir [Troitsky, 1988].

EKAK'ler asma köprülerden; analiz, projelendirme, yapım ve davranışları itibari ile oldukça farklıdır. Asma köprülerde asal kiriş hemen hemen eksenel kuvvete maruz kalmazken; EKAK'lerde kablolar asal kirişte büyük oranda eksenel basınç kuvvetleri oluşturmaktadır. Asma köprülerde tabliye, düşey askılara sahip kablolar ile desteklenir. EKAK'lerde ise, düz kablolar vasıtası ile direkt olarak kuleler tarafından desteklenir. Kablo şeklindeki değişimlerden kaynaklanan şekil değiştirmeler az olduğundan EKAK'ler asma köprülere oranla önemli derecede daha rijittir. EKAK'ler rijitlik ve sönüm özelliklerinden dolayı, rüzgar etkilerine karşı asma köprüler kadar hassas değildirler. Bununla birlikte EKAK'lerin hareketli yük taşıma kapasiteleri asma köprülerden daha fazla iken, sabit yüklerin taşınması hususunda asma köprülerin taşıma kapasiteleri daha fazladır. Dolayısıyla asma köprüler çok uzun açıklıkların geçilmesi için kullanılırken, EKAK'ler asma köprülere oranla daha kısa açıklıkları geçmek için kullanılmaktadır [Nazmy, 1987].

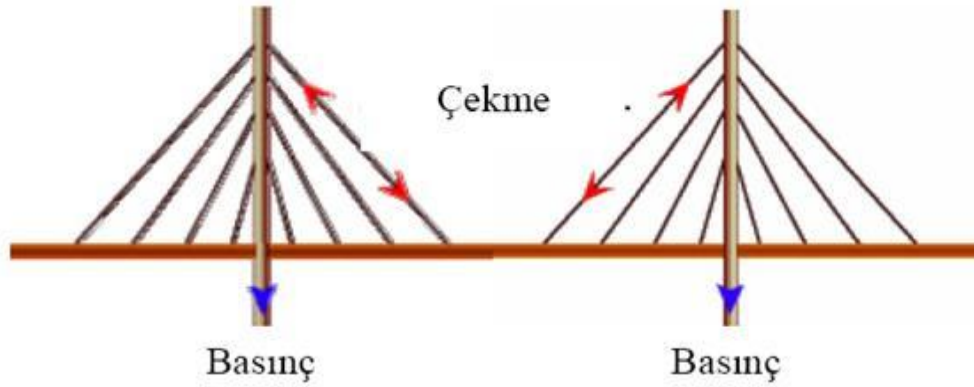
EKAK'lerin diğer tip köprülerden temel farkı, isminden de anlaşılacağı gibi, taşıyıcı sistemin bir bölümünde kablolardan oluşmasıdır. EKAK'lerde temel taşıyıcı sistem kablolar tarafından taşınan bir tabliye ile tabliyeyi taşıyan kabloların bağlandığı pilonlardan oluşmaktadır. EKAK'lerde tabliye kalınlığının açıklığa oranı küçüktür ve bu durum yapıya oldukça estetik bir görünüm kazandırmaktadır. Bazı tip kablolu köprülerde, kenar açıklıklardaki bazı EKAK dışında oluşturulan bir mesnet noktasına bağlanmaktadır, (Şekil 2.34). Bu tip köprülerde oluşturulan bu dış mesnet genel tasarımın önemli bir parçasını oluşturmaktadır [Boduroğlu, 2007].



Şekil 2.34. Eğik Kablo Askılı Köprülerde Dış Mesnetlerin Oluşturulması [Boduroğlu, 2007].

EKAK'lerin yük taşıma prensibi şu şekilde özetlenebilir. Tabliye ve tabliye üzerindeki yükler kablolarla asılmaktadırlar. Kablolar bu yüklerden oluşan çekme kuvvetlerini pilonlara basınç kuvveti olarak aktarırlar. Oluşan bu basınç kuvvetleri pylonlar tarafından zemine iletilirler [Boduroğlu, 2007].

Kablolaradaki bu çekme kuvvetleri aynı zamanda tabliyede yüksek basınç kuvvetleri oluşturur. Şekil 2.35'de bir EKAK'nın bu yük taşıma prensibi şematik olarak gösterilmiştir [Boduroğlu, 2007].

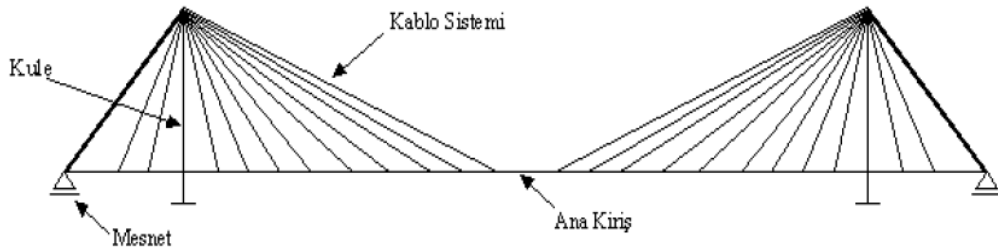


Şekil 2.35. Eğik Kablo Askılı Köprülerde Yük Taşıma Prensibi [Boduroğlu, 2007].

Yukarıda açıklandığı gibi EKAK'lerin temelde üç yapısal elemanı mevcuttur. Bunlar kablolar, tabliye ve pylonlardır [Boduroğlu, 2007].

En genel ifade biçimi ile köprü, iki ucunda iki kenar ayağa ve varsa orta ayaklara oturan bir tabliyeden ibaret bir sanat yapısıdır. Çoğu EKAK için yapı sistemi Şekil 2.36’da görüldüğü gibi dört temel bileşene ayrılabilir [Cengiz, 2009].

- 1- Döşeme ile birlikte çalışan ana kiriş
- 2- Ana kirişi destekleyen kablo sistemi
- 3- Kabloları taşıyan kuleler
- 4- Kabloları düşey veya yatay olarak destekleyen mesnetler



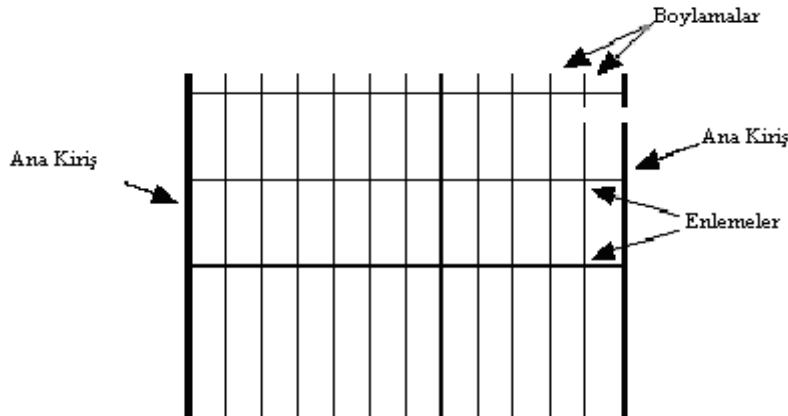
Şekil 2.36. Eğik Kablo Askılı Köprülerin Temel Elemanları [Cengiz, 2009].

EKAK’ler; kabloların ana kirişe bağlandıkları noktalardan, kablolar ile elastik olarak desteklenen lineer olmayan sistemlerdir. Modern EKAK’ler ana kirişlerden, enleme ve boylamalardan, ortotropik tipteki döşemeden ve destekleyici kısımları olan basınca çalışan kuleler ile çekmeye çalışan kablolardan oluşan üç boyutlu sistemlerdir. Üç boyutlu bir yapının en önemli özelliklerinden biri, enine doğrultudaki yapı kısımlarının yapının uzunlamasına doğrultudaki asıl hareketine tam katılımıdır. Böylece yapının atalet momenti önemli derecede artmakta ve kiriş yükseklikleri daha küçük tutulabilmektedir. Ayrıca çelikte de ekonomi sağlamaktadır [Cengiz, 2009].

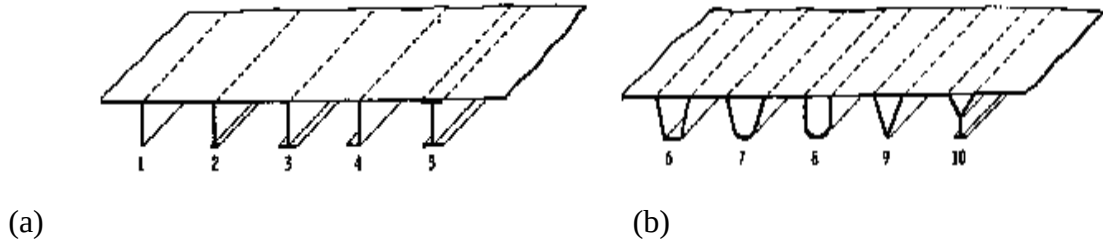
Kablolu sistemlerin temel yapısal karakteristiği; kulelerin tepelerinden ana kirişlere uzanan ön gerilmeli ya da sonradan çekme verilmiş kablolar ile, ana kirişlerin bir bütün olarak çalışmasıdır. Çekmeye çalışan kablolardan gelen yatay basınç kuvvetlerinin kiriş tarafından alınması, alt yapıda önemli bir ekonomi sağlamaktadır. EKAK’lerdeki kulelerin ve ana kirişin, kabloların neden olduğu büyük aksenal basınç kuvvetleri ile birlikte eğilmeye maruz kalması EKAK’lerin ayırt edici özelliğidir [Cengiz, 2009].

Geleneksel kısa açıklıklı ve kablolar ile desteklenmeyen köprüler, servis yüklerine karşı koyabilecek şekilde projelendirilirler. Bunun yanında ikinci adım olarak söz konusu köprülerin, rüzgar, deprem yükü gibi çevresel yüklere karşı dirençlerinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir. Ancak, kablolardan oluşan köprü sistemlerinde çevresel yükler servis yükleri kadar önemlidir. Döşeme plağı karşılıklı iki dik doğrultuda uzanan enlemeler ve boylamalar ile rijitlenmiş olup; döşeme plağı, enlemeler ve boylamalar ana kirişlerle birleşerek tabliyeyi meydana getirir. Döşeme plağı örtü elemanı görevini yapar ve rulman yüzeylerini taşır. Ayrıca, sabit ve hareketli yükleri boylamalara, enlemelere ve ana kirişlere iletir. Enlemeler ise ana kirişleri birbirine bağlayarak yük dağıtımını sağlar ve köprünün enine rijitliğini sağlar [Cengiz, 2009].

Rijitlenmiş plaklı döşeme davranışı, karşılıklı iki dik doğrultuda farklı özellikleri olan, ortogonal ve anizotropik ya da kısaca ortotropik olarak bilinen plağa benzetilebilir. Bu şekilde tanımlanan köprüler, ortotropik plaklı döşemeye sahip köprüler olarak adlandırılırlar. Şekil 2.37’de ortotropik plaklı döşemeye sahip bir köprünün genel bir şekli görülmektedir [Cengiz, 2009].



Şekil 2.37. Ortotropik Plaklı Döşemeye Sahip Eğik Kablo Askılı Bir Köprünün Genel Görünüşü [Cengiz, 2009].



Şekil 2.38 Tipik Boylama Şekilleri [Cengiz, 2009].

(a). Kutu Kesitli Boylama Şekilleri

(b). Açık Tipteki Boylama Şekilleri

Ortotropik döşemeler, boylamaların alanlarının farklılığı ve enlemeler arasındaki mesafelerin farklılığı ile birbirlerinden ayrılırlar. Ortotropik döşemelerde kullanılan tipik boylamalar Şekil 2.38.a ve 2.38.b.'de görülmektedir. Şekildeki boylamalar arasındaki temel fark burulmaya karşı olana dirençleridir. Kutu kesitli boylamaların burulma rijitliği, açık tiptekine oranla daha fazladır [Cengiz, 2009].

Ortotropik sistemlerin kullanılması ile yeni tip üst yapılar ortaya çıkmıştır. Bu sistemler, kabloların yatay etki kuvvetlerini uzun köprülerde dahi hemen hemen ek malzeme gerektirmeden karşılarlar. Eski tip üst yapılarda yapı elemanları bağımsız hareket ederken, ortotropik döşemelerin kullanılması ile birlikte büyük kesit alanıyla rijitlenmiş plak sadece ana kirişlerin ve enlemelerin örtü elemanı görevini yapmaz; aynı zamanda modern köprülere eski sistemlerde kullanılan rüzgar kirişlerinden daha fazla yatay rijitlik kazandıran yatay plak kirişi olarak çalışır. Yüksek mukavemetli çelikten oluşan ortotropik plak döşeme kullanılması ile, özellikle son yıllarda, çelik ana kirişli EKAK'lerin merkez açıklığı artırılmıştır. EKAK'lerde sabit yükten kaynaklanan ağırlığı azaltmak amacıyla ortotropik tipteki döşemeler kullanılmaktadır. Bilindiği gibi uzun açıklıklı köprülerde sabit yükten kaynaklanan ağırlık oldukça önemlidir [Cengiz, 2009].

Ortotropik sistem, döşemenin kulelerde ve ana açıklığın ortasında sürekliliğini sağlar. Köprü üst yapısının birçok açıklık boyunca sürekliliğinin avantajı vardır ve iyi bir EKAK için gereklidir. Kuleler genelde birkaç bin ton kadar olan ağır yükleri

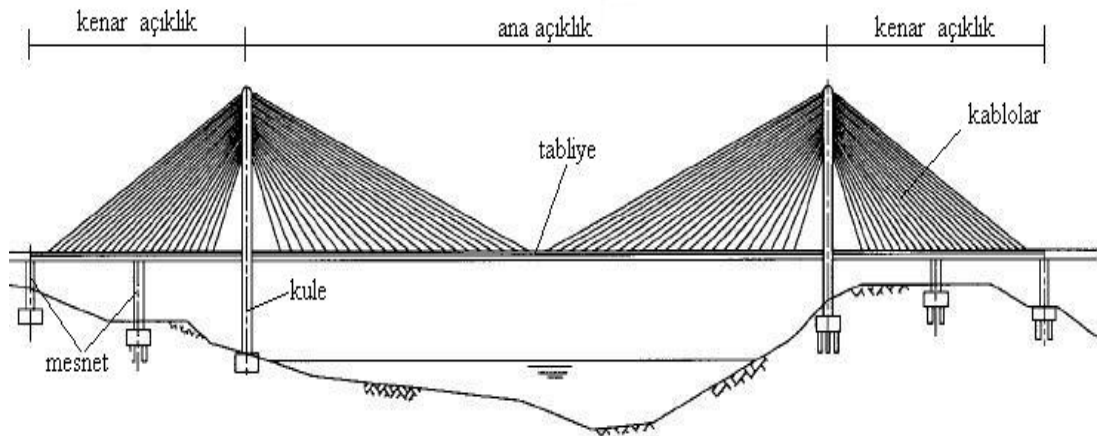
taşımak zorundadırlar. Bundan dolayı, kutu kesitleri kullanılarak minimum malzemeye burkulmaya karşı güvenlik sağlanmaya çalışılmaktadır. Kuleler çelikten, betondan veya öngerilmeli betondan yapılabilirler. Çelik kulelerin avantajı hızlı yapımıdır. Bununla birlikte büyük EKAK'lerde kulelerin betonla inşası, çeliğe oranla %40 ekonomi sağlar. Kulelerin davranışı; kablolar, döşemeye ve ayaklara bağlantı sekline göre değişir. Bağlantılar eğilme momentini indirgeyecek şekilde yapılabilirler. Kablo ile ana kiriş arasındaki eğimin açısı arttıkça, kablolardaki gerilmeler azalır. Bununla birlikte kulenin yüksekliği arttıkça, kablo uzunlukları ve dolayısıyla eksenel deformasyonlar da artar. Kuleler köprü ağırlığını taşımanın yanında rüzgardan veya depremden dolayı oluşacak yatay kuvvetlere de karşı koyabilmelidir. Kule, kablo kuvvetlerini temele itebilecek şekilde projelendirilmelidir ve taşıt yoluna engel olmamalıdır. Kuleler enlemesine ve uzunlamasına doğrultuda farklı şekillerde olabilirler [Cengiz, 2009].

Kablolar temel yük taşıyıcı elemanlar olup, kulelere ve ana kirişlere bağlanmıştır. Dolayısı ile kabloların ana kirişlere, kulelere ve altyapıya bağlantısı son derece önemlidir. Kablo bağlantıları yüklerin tam transferini sağlamalıdır ve iklim şartlarına karşı korunmalıdır. Çekmeye çalışan kablolar için yüksek mukavemetli kabloların kullanılması malzemede ve ağırlıkta ekonomi sağlar. Daha önce belirtildiği gibi kablolar döşemeye birleştirilmişlerdir ve döşemede basınç kuvvetleri oluştururlar. Ekonomik bir köprü için döşeme yüzeyi bu kuvvetleri taşımada yardımcı olmalıdır. Kablo geometrisi, ana kirisin tipi ve kuleler çok farklı şekillerde olabileceğinden tipik bir EKAK'nın tanımlanması oldukça zordur. Bunlardan başka kablo düzenlemesine ve sınır şartlarında da farklılıklar olabilir. Kabloların düzenlenişi enlemesine ve uzunlamasına doğrultuda farklılık gösterebilir. EKAK'lerin döşeme sistemine ait ana kirişler, genelde eğilme momentleri ve kablolardan gelen normal kuvvet bileşenleri etkisi altındadırlar. Ana kirişler bu moment ve kuvvetlere bağlı olarak projelendirilmelidirler. Tecrübeler optimum çözümün, ortotropik tipteki döşeme ile ana kirişlerin bir bütün içinde çalışması ile sağlanabileceğini göstermiştir. Ana kirişler, genelde kablolar için uygun bağlantılar oluşturacak şekilde kutu kesitli yapırlar. Böylece burulma etkilerine karşı önemli bir rijitlik sağlanmış olur ve köşegen kullanmaya gerek kalmaz. Eğer kablo düzeni tek düzlem olarak inşa edilmiş ise, simetrik olmayan hareketli yüklerden

kaynaklanacak burulma momentleri kutu kesitli ana kirişler tarafından alınır ve mesnetlere iletilir. Ana kiriş birlikte çalıştığı döşeme ile birlikte, EKAK'lere etkiyen dış yüklerin önemli bir bölümüne maruz kalmaktadır. Çünkü toplam trafik yükü ana kirişe ait döşeme üzerine etkimektedir. Ayrıca sabit yüklerden ve yatay kuvvetlerden gelen yükler de kablo sistemine oranla daha çok ana kirişe etkimektedir. Bu bakımdan ana kiriş yükleri transfer edebilmek zorundadır. Tüm elemanları her zaman çekmeye çalışan kablo sisteminin tersine, ana kiriş çekme ve basınç etkilerine maruz kalabilmektedir [Soyluk, 1997].

2.3. Kablolu Köprülerin Bileşenleri

Modern EKAK'ler, rijitlik sağlamada yardımcı enleme ve boylamalardan, kompozit veya ortotropik tipteki döşemeden, basınca çalışan kulelerden ve çekmeye çalışan yüksek dayanımlı kablolardan oluşan üç boyutlu sistemlerdir (Şekil 2.39) [Eğriboyun, 2008].

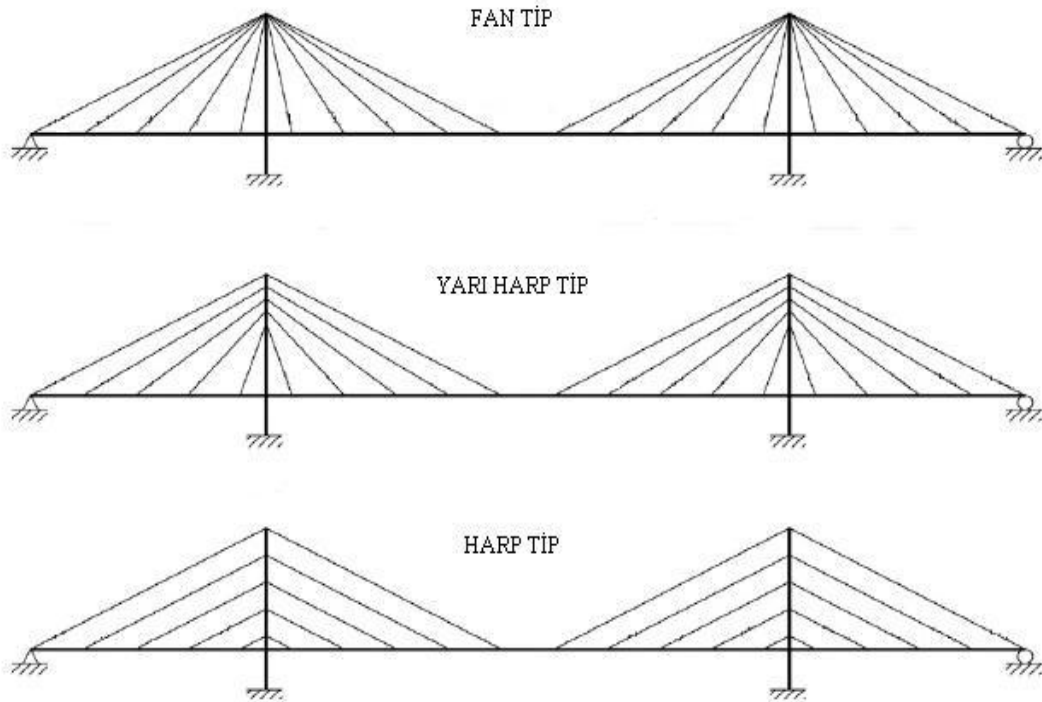


Şekil 2.39. Tipik Eğik Kablo Askılı Köprü [Eğriboyun, 2008].

EKAK'ler, asma köprülere nazaran daha iyi eksenel ve yanal rijitlik ve burulma dayanımı sağladığından rüzgar ve aerodinamik etkilere karşı daha kararlı davranış gösterir. Kablolu sistemlerin temel yapısal karakteristiği; kulelerin tepelerinden tabliyeye uzanan öngerilmeli ya da artgermeli kablolar ile tabliyenin bir bütün olarak çalışmasıdır. EKAK'ler, genel kablo sınıflandırması ile kablo

düzenlerine göre adlandırılmıştır. Bu şekilde fan tip, yarı harp tip ve harp tip olmak üzere üç tür EKAK tipi mevcuttur (Şekil 2.40) [Eğriboyun, 2008].

Fan tip EKAK'de kablolar, kulenin üst kısmında genellikle 0,2–0,5 m ara ile bağlanır. Yarı harp tip tasarımı kablolar kulenin tepesinden başlayarak genellikle 0,5–2 m ara ile bağlanırlar. Harp tip EKAK'de ise kablolar kule üst kısmından başlayarak eşit aralıklarla bağlanırlar. Tüm tasarımlarda kablolar tabliyeye eşit aralıklarla bağlanırlar. İdeal bir köprü tasarımı emniyet, işlevsellik, estetik ve ekonomi olmak üzere dört genel maddenin sağlanması ile elde edilir. Ayrıca kullanım süresince bakım masraflarının az olması da bir köprü için önemlidir [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.40. Değişik Kablo Düzenlemelerine Sahip Eğik Kablo Askılı Köprüler [Eğriboyun, 2008].

2.3.1. Kablolar

EKAK'lerin ana elemanlarından biri olan kablolar, normal yapı çeliğine nazaran daha büyük kopma dayanımına sahiptirler. Normal yapı çeliğinin kopma

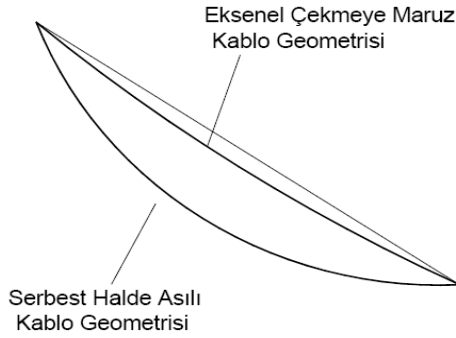
dayanımı 370 MPa civarında iken kablolu köprülerin kablolarının kopma dayanımı 1570–1860 MPa arasında değişmektedir. Kabloların yüksek dayanımı ve esnek yapısı, bağlantı geometrisine de bağlı olarak tabliyenin yer değiştirme değerlerini azaltarak asma köprülere nazaran daha durağan bir yapı elde edilmesini sağlar. EKAK'lerin tarihi boyunca, kablo çapları 5–7 mm arasında değişmiştir. Kabloların yapısal olarak;

- Yüksek yük taşıma kapasitesine,
 - Kablo doğrultusu boyunca kararlı elastisite modülüne,
 - Boşluksuz, sıkı kesit alanına,
 - Yüksek yorulma ve korozyon dayanımına,
- sahip olmaları gerekmektedir [Eğriboyun, 2008].

EKAK'lerde kullanılan genel kablo türleri;

- Paralel çubuk kablolar
 - Paralel tekil kablolar
 - Demetlenmiş kablolar
 - Kilit sargılı kablolar
- olmak üzere dört çeşittir [Eğriboyun, 2008].

EKAK'leri diğer geleneksel köprülerden ayıran en temel özelliği, taşıyıcı sistemin bir parçasını kabloların oluşturmasıdır. EKAK'lerde kablolar tabliyeye ve pilonlara belirli bir açıyla bağlanırlar. Kablolar bu tür köprülerin doğrusal olmayan davranış gösteren en önemli elemanlarıdır. Kablolarla oluşan eksenel çekme kuvveti etkisiyle, serbest haldeki geometrisi değişir. Bu durum rijitliğinin etkilenmesine neden olur, Şekil 2.41. Kablolar tabliye noktasına bağlanmadan önce bir ön çekme kuvvetine maruz bırakılırlar ve bu durumda tabliyeye bağlanırlar. Bu başlangıç durumundaki çekme kuvveti kablo davranışını etkileyen önemli bir faktördür [Boduroğlu, 2007].



Şekil 2.41. Eksenel Çekme Kuvveti Altında Kablo Geometrisinin Değişimi
[Boduroğlu, 2007]

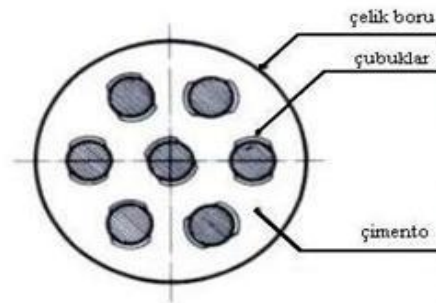
EKAK'lerde kullanılan kablolar genelde yüksek dayanımlı çelikten imal edilirler ve akma dayanımları 1860 MPa ve daha yüksektir. Bu kabloların kopma uzama oranları %3.5 mertebesinde dir. Özellikle tabliye ve kabloların tasarımında, kabloların bu eksenel yük altındaki uzamasının göz önüne alınması önemlidir [Boduroğlu, 2007].

Kablo boyları belirlenirken bu uzama oranları oldukça etkindir. Kablolar 0.6'' (1.52 cm) veya değişik çaplı tellerden oluşan demetler halindedir. Kullanılan bu tellerin korozyondan ve nemin diğer etkilerinden korunması gerekmektedir. Bunun için en etkin yöntemler galvanizleme, kabloların çeşitli polietilen esaslı katmanlarla sarılması ve son yıllarda geliştirilmekte olan ve nem oranını kontrol altında tutmak amacıyla halatlar içine kuru hava üflenmesiyle korozyona engel olma yöntemleridir. Bu tür koruma sistemi genelde asma köprülerde de kullanılmaktadır [Boduroğlu, 2007].

Kablolar en kesitte bir düşey düzlemde oluşturulabileceği gibi, iki veya daha fazla düşey veya eğik düzlemde de teşkil edilebilir [Boduroğlu, 2007].

2.3.1.1. Paralel Çubuk Kablolar

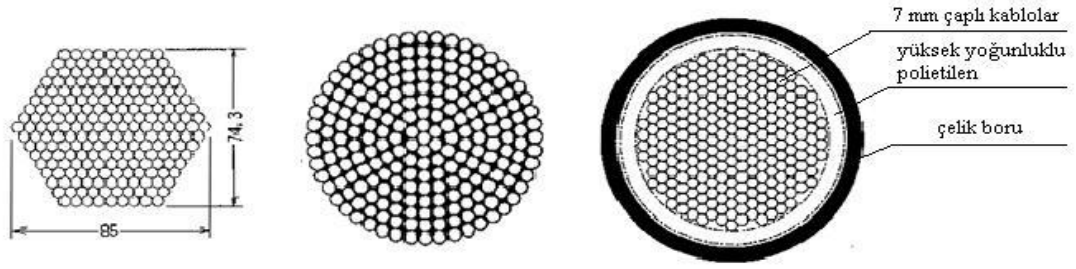
Standart çubuk kablo, her biri 26,5 mm, 32 mm veya 36 mm çapında akma sınırı 1080 MPa, kopma dayanımı 1230 MPa olan 7–10 tane galvaniz kaplamalı çelik çubuğun çelik bir boru içine yerleştirilmesi ve boşlukların çimento ile doldurulması suretiyle oluşturulur (Şekil 2.42). Çekme dayanımı ve yorulma dayanımı açısından diğer kablolardan zayıf olan çubuk kablolar, açıklığı, ağırlığı ve yükü az olan köprülerde tercih edilir [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.42. Paralel Çubuk Kablo Enkesiti [Eğriboyun, 2008].

2.3.1.2. Paralel Tekil Kablolar

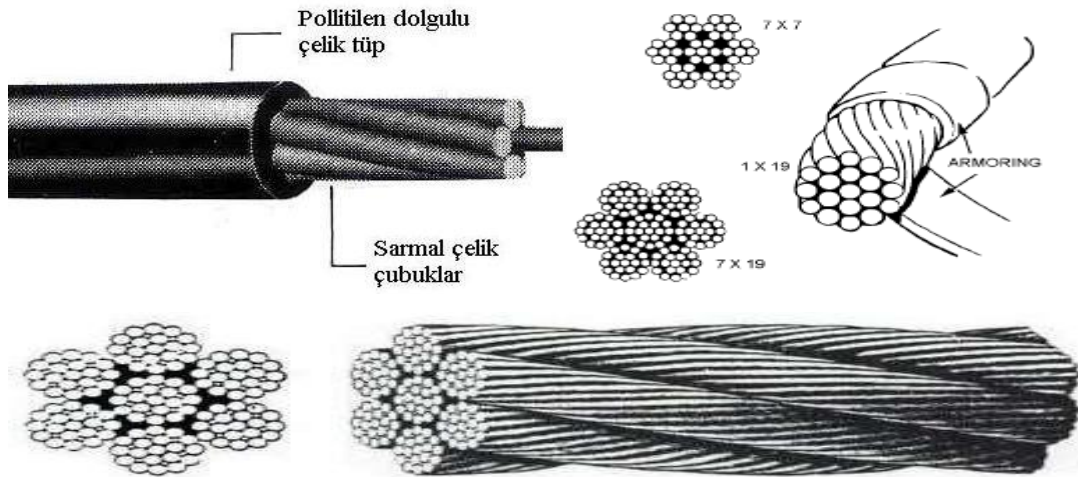
Paralel tekil kablolar genel olarak çok sayıda öngerilmeli yüksek dayanımlı galvaniz kaplamalı çelik kablonun birbirlerine paralel konumda bir arada kullanılması ile oluşturulur (Şekil 2.43). Ne tekil kablolar ne de ana kablo sarmal konum almaz. Yapım aşamasında her bir tekil kablo ayrı ayrı çekilir sonra gerilerek bir araya getirilir. Bu nedenle yapım aşaması uzun ve zahmetlidir. Ancak kablo sayısı standart olmadığından en çok tercih edilen kablo türüdür. Kaç adet tekil kablonun kullanılacağı yapının tasarımına göre seçilir. Örneğin, Shangai'da inşa edilmiş Yangpu köprüsünde 127-301Ø7 mm, Xupu köprüsünde 163 367Ø7 mm ve Nanpu köprüsünde 121-265Ø7 mm kablolar kullanılmıştır. Oluşturulan paralel tekil kablo çelik bir boru içine konarak boşluklar çimento ile değil korozyon önleyici kimyasallar ile doldurulmaktadır [Gimsing, 1998].



Şekil 2.43. Paralel Tekil Kablo Enkesiti [Eğriboyun, 2008].

2.3.1.3. Demetlenmiş Kablolar

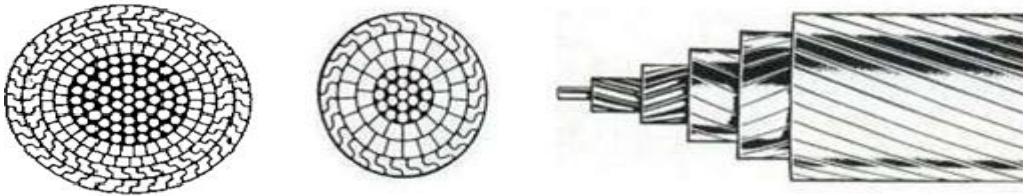
Genel olarak 5 mm çaplı yedi galvaniz kaplamalı kablonun sarmal olarak bir araya getirilmesi ile oluşturulur (Şekil 2.44). Prefabrik imal edildiğinden ihtiyaçlara göre çeşitli çap ve sayıda (7–19–37–61–91–127) üretilir. Kopma dayanımları 1770–1860 MPa arasında değişmektedir. Demetlenmiş kablolar ayrıca çok sayıda tekil kablonun merkezde bir kablo etrafında sarmal şekilde sarılması ile de oluşturulur. Oluşturulan ana kablo diğer kablolarda olduğu gibi çelik tüp içine konarak boşluklar genellikle yüksek dayanımlı çimento harcı ile doldurulur. Ancak günümüzde çimento doldurma uygulaması kablo ağırlığını artırdığından, kablolarda oluşan fazladan eksenel şekil değiştirmeyi ortadan kaldırmak için yerini polietilen kimyasallara bırakmıştır [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.44. Demetlenmiş Kablo Kesiti [Eğriboyun, 2008].

2.3.1.4. Kilit Sargılı Kablolar

Kilit sargılı kablolar iki ya da üç tip farklı kesitli kablonun bir araya getirilmesi ile oluşturulur (Şekil 2.45). Merkezde daire kesitli, dışta kare ve z kesitli kablolar kullanılır. Bu kablo türünde başka kablolarda kullanılmayan özel z kesitli kablolar kullanılarak ana kablonun mümkün olduğunca sıkı ve boşluksuz yapılabilmesi, böylece daha küçük kesitle, büyük kesitli kablolar kadar dayanım elde edilmesi, aynı zamanda da kablo ağırlığının azaltılması amaçlanmıştır. Kilit sargılı kablolar günümüzde diğer kablolar gibi galvaniz kaplamalı üretilmektedir. Bu kablolar, diğer tür kablolardan farklı olarak düzgün yüzeyli olduğundan çelik tüp içine konmadan boya kaplanması suretiyle, korozyon koruması yapılmaktadır. Korozyon korumasının sadece boya ile yapılması bu kablo türünün hafif olmasının bir diğer sebebidir [Gimsing, 1998].

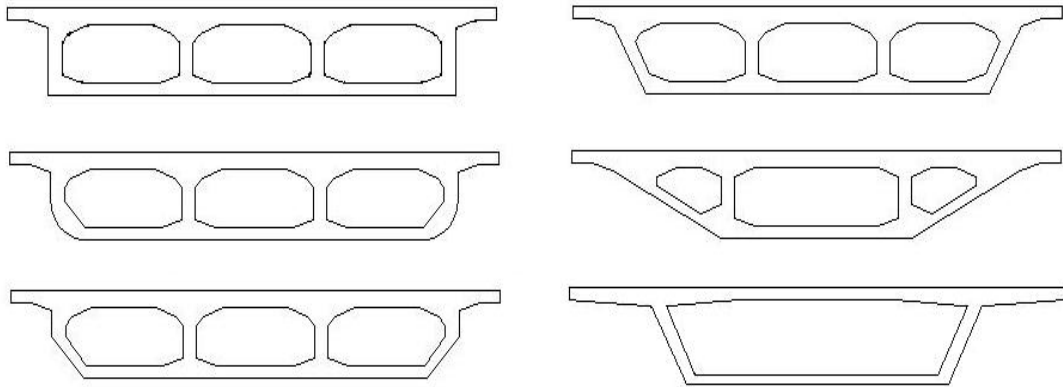


Şekil 2.45 Kilit Sargılı Kablo Kesiti [Eğribay, 2008].

2.3.2. Tabliye

EKAK'lerin bir diğer ana bileşeni de tabliyedir. Tabliye genel olarak trafik ve insan yükü gibi üzerine gelen yükleri kablolar vasıtası ile kulelere aktaran döşemedir. Kablolu köprülerde tabliyeler, betonarme, çelik, kompozit ve son yıllarda güçlendirilmiş fiber plastik malzemelerinden üretilmektedir. Betonarme tabliyeler rijitlik bakımından gayet iyi sonuçlar vermiş ve yorulma dayanımının üstünlüğü ilerleyen yıllarda kendini göstermiştir. Ancak tabliyenin esnek olmayışı ve tabliye-kablo bağlantı noktalarında oluşan kuvvetler altında betonun ezilmesi betonarme tabliyelerde yenilikleri getirmiştir. Bu yenilikler betonarme-çelik karışımı, öngerilmeli ve artgerilmeli betonarme tabliyelerin oluşmasını sağlamıştır. Kompozit tasarımda tabliye kenarları çelik plakalarla çevrilmiş, enlemelerde çelik profiller kullanılmış ve böylece tabliyeye esneklik kazandırılarak kesme kuvvetinin de çelik

enlemelerle daha rahat taşınması sağlanmıştır. Bunun yanı sıra öngerilmeli ve artgerilmeli betonarme elemanlar ile betonun düşük çekme gerilmesi mahzuru önlenmiştir. Betonun yüksek basınç dayanımı çeliğin yüksek çekme dayanımıyla birleştirilmiştir. Öngerilme ile betonun en büyük problemlerinden çatlak oluşumunun da önüne geçilmiştir. Bu tür tabliyelerde, betonda oluşturulan ön basınç gerilmeleri işletme sırasında doğacak çekme gerilmeleri ile süperpoze olmakta, böylece elemanlarda ya hiç çekme gerilmesi doğmamakta veya oluşan toplam çekme gerilmesi, betonun çekme dayanımının altında kalarak tabliyede aşırı sehime neden olmamaktadır. Bu özellik kısa açıklıklarda kullanılan betonarme tabliyelerin uzun açıklıklarda da kullanılabilmesini sağlamıştır. Ancak kullanılan malzemenin beton oluşu yapıyı ağırlaştırdığından tabliyelerde çelik kullanımı da öngerilmeli tabliyeler gibi yaygındır. Betonarme tabliyelerde genelde kapalı kutu kesitler tercih edilmektedir (Şekil 2.46) [Eğriboyun, 2008].

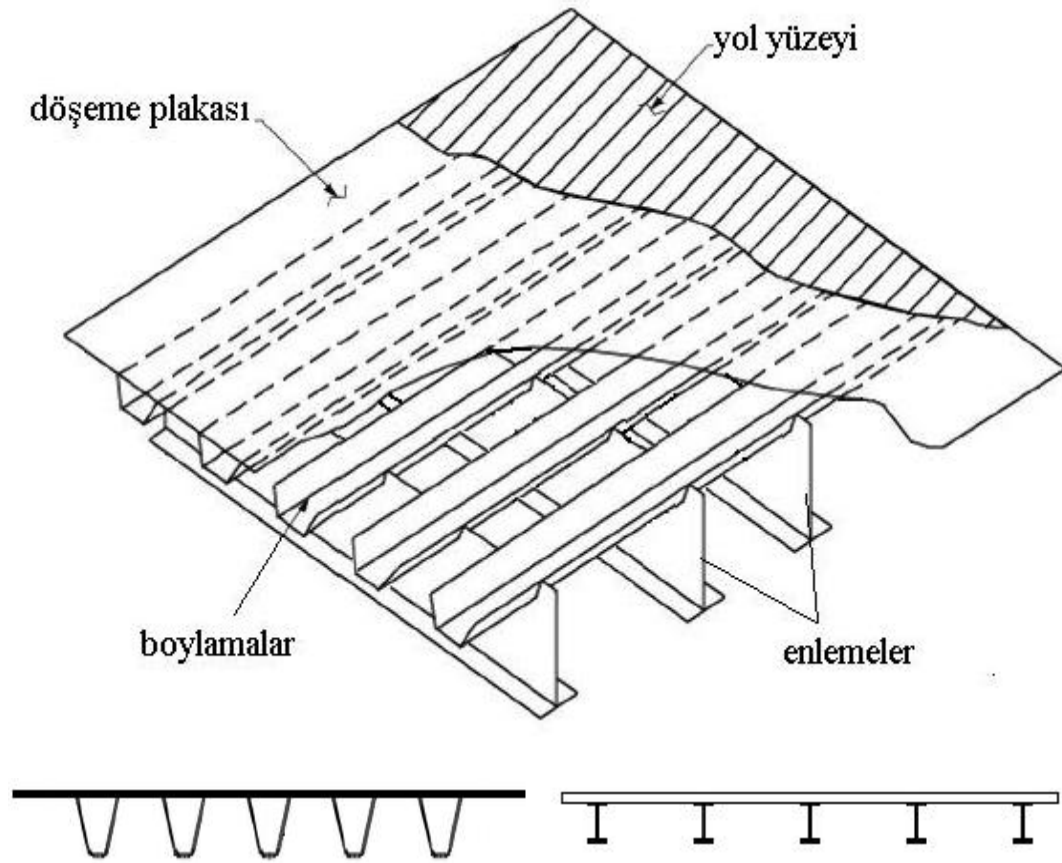


Şekil 2.46. Kutu Kesitli Betonarme Tabliye Enkesitleri [Eğriboyun, 2008].

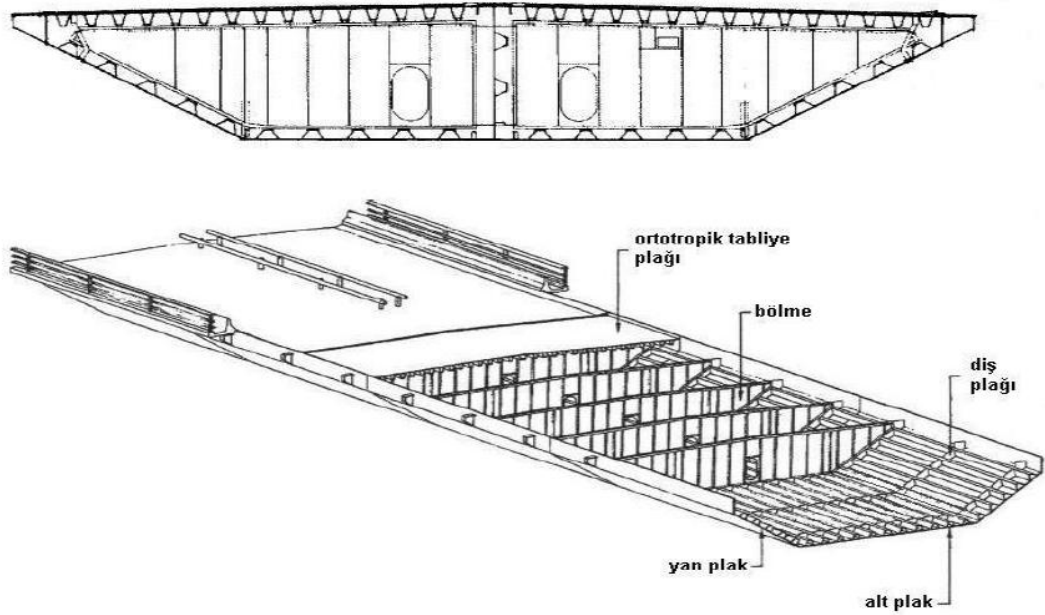
Tabliyelerde çelik kullanılması ile yeni bir döşeme tipi olan ortotropik döşeme ortaya çıkmıştır. Bir ortotropik döşeme basit olarak ince çelik plaka altına enine ve boyuna çelik plakaların kaynatılması ile oluşturulur. Köprüde kullanılacak tabliye ise enine ve boyuna çelik profillerin kullanılması ile meydana getirilir. Ortotropik döşeme enleme ve boylamaları sayesinde rijit bir yapı kazanır (Şekil 2.47). Ortotropik tabliye genel olarak orta ve uzun açıklıklardaki köprülerde ya da hafifliği nedeniyle hareketli köprülerde kullanılmaktadır. Bu döşemenin en önemli avantajı betonarme tabliyelere göre ince olmasına rağmen daha fazla yük taşıyabilmesidir. Dolayısıyla ağır yükler altında bile üstün yük dağıtma davranışı sayesinde düşey yer

değiştirme az olmaktadır. Ayrıca hareketli yükler altındaki dinamik davranışı da iyi sonuçlar vermektedir. Tabliyenin oluşturulmasında kullanılan enleme ve boylamaların aralıklarının belli bir değeri yoktur, maruz kalacağı yüklere göre aralıklar azaltılıp eleman sayısı artırılabilir [Eğriboyun, 2008].

Boylamalar arasındaki temel fark burulmaya karşı olan dirençleridir. Kutu kesitli profillerin burulma dirençleri daha fazladır. Ortotropik döşemelerde kaynak yerlerinin geometrisine ve bileşenlerinin narinliğine bağlı olarak yorulma çatlakları gözlemlenmiştir. Genelde tabliyenin kablo bağlantıları enlemelerin tabliye ile bağlantı noktalarından yapılmaktadır. Bu sebepten bu noktalara denk gelen enlemelerin kesitleri büyütülerek ya da kablo tabliye ankraj noktalarının çelik tüpler içine alınıp, epoxy ile doldurulması ile çatlak problemi ortadan kaldırılmıştır [Yarnold et al 2007].

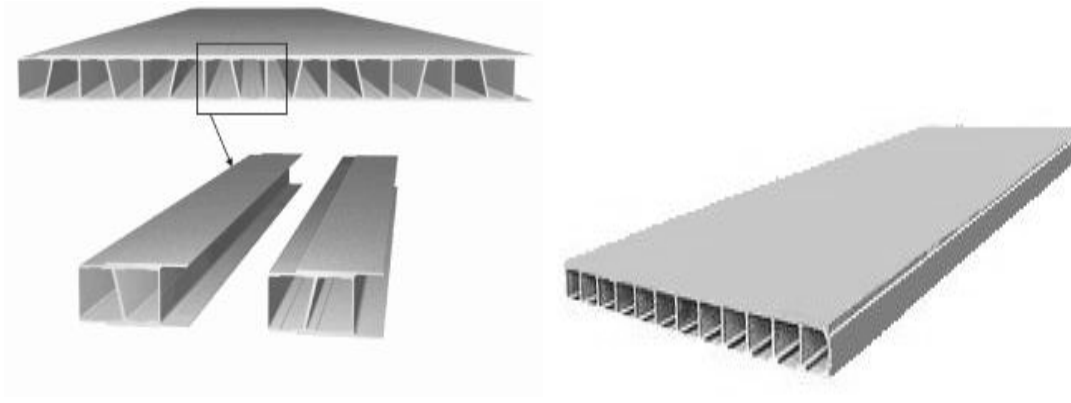


Şekil 2.47. Ortotropik Tabliye Kesiti [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.47. Devamı [Eğriboyun, 2008].

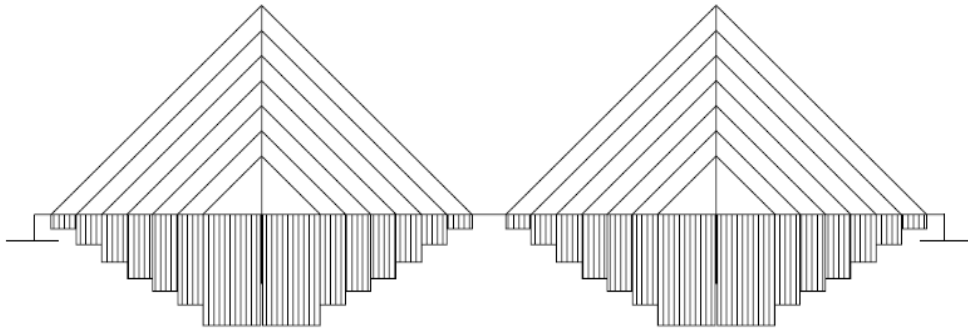
Uzun süreden beri kullanılan yapı malzemeleri çelik ve betona rakip yeni yapı malzemesi fiber takviyeli polimer, bu yüzyılda yapılarda kullanılmaya başlanmıştır (Şekil 2.48). Aynı boyutlarda çelik ve betondan fazla dayanıma ve az ağırlığa sahiptir. Ancak malzemenin yeni olması fiyat konusunda sorunlar oluşturduğundan yapılarda beton ya da çelikle kompozit olarak kullanılır. Genellikle yüksek verim alınması amacıyla çelik kirişlerin üzerine döşeme olarak veya çelik döşemeye kiriş olarak kullanılır. Malzemenin yeni olması, kullanılabilirliğinin araştırılmasını gerektirmiş ve yapılan çalışmalarda çelik ve betona göre, yükler altındaki dayanıklılığı, yorulma etkisi ile rijitliğinin bozulmaması, yorulma dayanımının büyüklüğü sayesinde köprü tabliye ömrünü uzatması, korozyon direnci, hareketli yük kapasitesi, inşa süresini kısaltması, bakım maliyetlerinin azlığı ve sıcaklık değişimlerine dayanıklılığı yönlerinden üstün olduğu gözlemlenmiştir [Zhang and Cai, 2007].



Şekil 2.48. Fiber Takviyeli Polimer Tabliye Kesiti [Eğriboyun, 2008].

EKAK'lerde tabliye kablolarla desteklenmesine rağmen, bu tür köprüler büyük açıklıklı köprüler olduğu için, yüksek eğilme momenti yanında kablolardan gelen yüksek basınç kuvvetleri etkisi altındadır. Kablolardan gelen bu yüksek basınç kuvvetleri pilonlara doğru artmaktadır (Şekil 2.49). Pilon yakınlarındaki tabliyede yüksek eğilme momentleri ve basınç kuvvetleri etkindir [Boduroğlu, 2007].

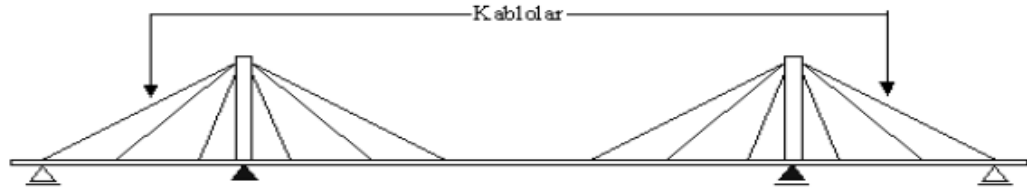
Tabliye ard germeli betonarme olacağı gibi çelik kesitlerden de oluşturulabilir. Ard germeli betonarme kesitlerde uygulanan en kesitler genelde trapez kutu enkesitlerdir. Çelik tabliyelerde genelde kullanılan başlıca elemanlar ana kirişler, boylama, enlemeler ve bunları bağlayan çelik yüzey plaklarıdır. Bu şekilde oluşturulan ortotropik tabliyeler oldukça sık kullanılmaktadırlar [Boduroğlu, 2007].



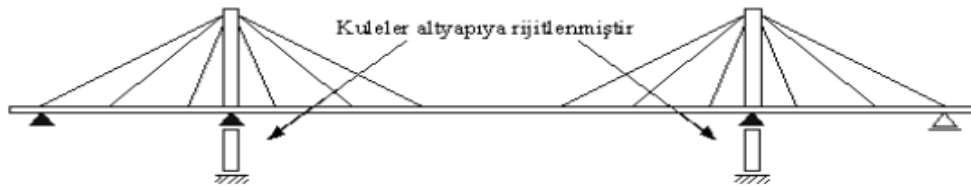
Şekil 2.49. Tabliyede Oluşan Tipik Eksenel Basınç Kuvvetleri Dağılımı [Boduroğlu, 2007].

2.3.1.1. Ana Kirişin Mesnet Koşulları

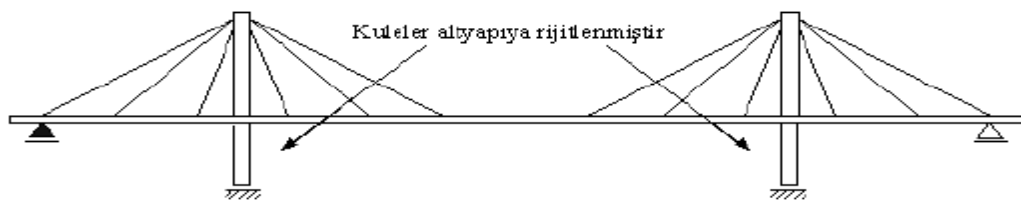
EKAK'lerin mesnet koşulları köprünün kendi ağırlığı ve üzerinden geçen taşıtların meydana getireceği düşey yük etkileri dikkate alınarak oluşturulmaktadır. Şekil 2.50.a'da en basit mesnetlenme koşulları görülmektedir [ESDEP, 2009].



(a)



(b)



(c)

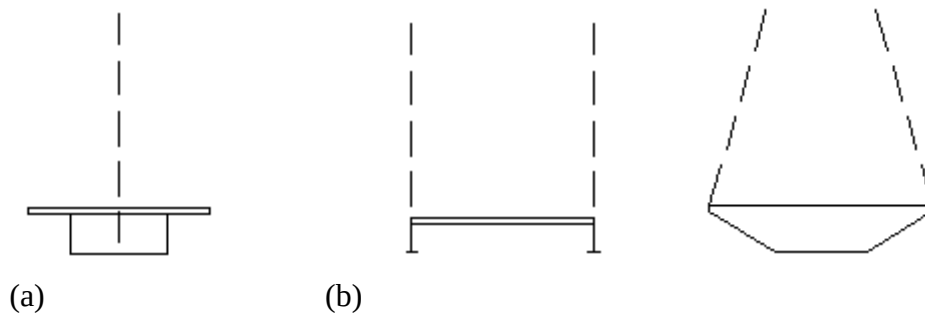
Şekil 2.50. Tipik Mesnet Koşulları [Cengiz, 2009].

- (a). Mesnetlenme Koşulu 1
- (b). Mesnetlenme Koşulu 2
- (c). Mesnetlenme Koşulu 3

Bazı durumlarda mesnet koşulları nedeniyle yatay yükler meydana geldiğinden köprü davranışı değişmektedir. Örneğin Sekil 2.50.b’de bir sabit mesnetli ve alt yapıya rijit olarak bağlanmış kulelerden oluşmaktadır. Bu sistem için, sol bitiş kablodaki sünme, kulenin de aynı yönde deplasman yapmasına, burulma ve kesme kuvvetlerinin meydana gelmesine sebep olmaktadır. Sonuç olarak, trafik yükleri altında hareketli mesnet yönünde bir deplasman meydana gelmekte ve bu sağ kuleye sağ taraftaki bağlantı kabloları aracılığıyla aktarılmaktadır. Ayrıca ısı etkileri kirişte meydana gelen sehim kulenin tepe noktalarında deplasmana, kule ayaklarında da yatay kesme kuvvetlerinin oluşmasına neden olmaktadır. Bazı EKAK’lerde, kirişin sadece kenar ayaklarda düşey yönde kuleler üzerinde serbestçe düşey hareket etmesini sağlayacak mesnetler vardır. Bu sistemler, Sekil 2.50.c’de olduğu gibi köprünün her iki çıkışına da uzunlamasına hareketi sağlayacak mesnetler yerleştirilerek sıcaklık değişimlerinde köprü simetrisinin bozulması engellenebilir. Bu yöntemle düşey kuvvetler, fren etkileri, kulelerin eğilmesiyle zemine aktarılmaktadır. Bu sistem sadece yatay yüklerinin şiddetinin azaltılabileceği durumlarda uygulanabilir.

2.3.2.2. Kablo Düzlemlerinin Pozisyonları ve Kiriş Tipi

Kablolar tasarım parametrelerine göre farklı şekillerde köprü tabliyesine bağlanabilirler.



Şekil 2.51. Tabliye-Kule Bağlantı Tipleri [Cengiz, 2009].

(a) Köprü Ana Ekseninden Tabliyeye Bağlantı

(b) İki Ayrı Eksenden Köprü Tabliyesine Bağlantı

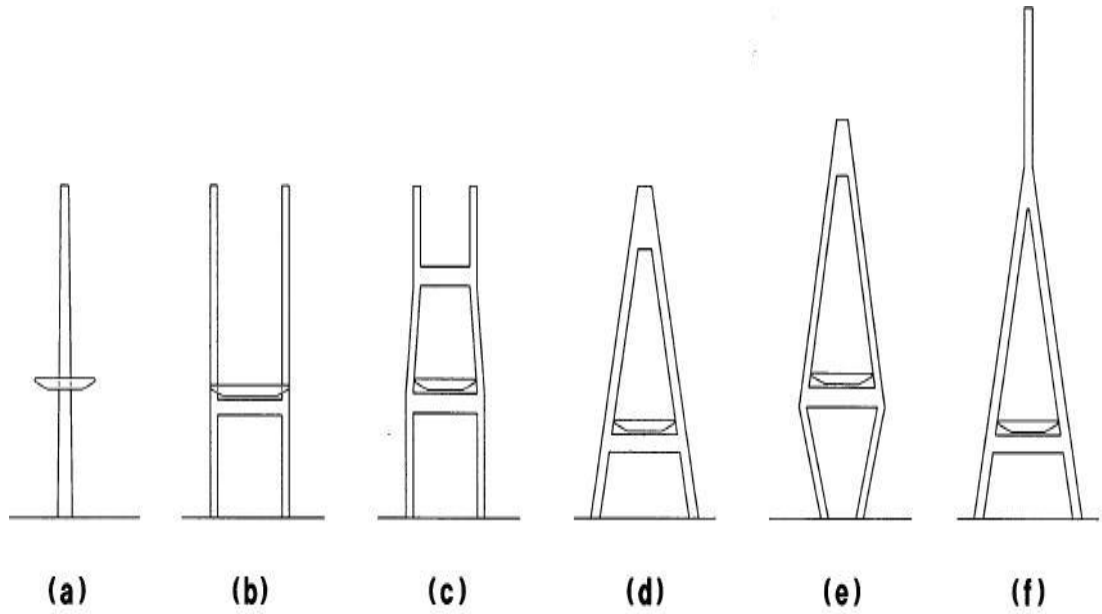
Sekil 2.51.a'da görülen bir merkez çizgisinden kabloların çıktığı ve tabliyenin kenarlarına bağlandığı tasarım yönteminde sadece düşey yükler karşılanabilir, ancak burulma etkisi karşılanamaz. Burulma etkisiyle oluşabilecek momentleri karşılamak amacıyla kiriş kutu kesitli olarak dizayn edilmektedir. Sekil 2.51.b'de kablolar doğrudan kirişin kenarlarına bağlanır ve hem düşey kuvvetler, hem de burulma kuvvetleri karşılanır. Köprü kirişi yüksek burulma rijitliğine sahiptir. Kablo bağlantılarının doğrudan köprü kirişine yapıldığı tasarımlarda kiriş kesiti I profil olarak seçilebilmektedir. Kabloların kulenin en uç noktasında birleşmesiyle, kiriş prensip olarak her iki taraftan da eşit kablolarla desteklenmektedir. Bu durumda ayrıca bir burulma rijitliğine sahip kirişe ihtiyaç yoktur. Burulma rijitliğinin önem kazandığı çok büyük açıklıklı köprülerde kompozit bir sistem teşkil edilebilir. Bu kompozit sistemler köprü genişliğinin, köprü açıklığına oranının 1/25 ten küçük olduğu köprülerde uygulanabilir [ESDEP, 2009].

2.3.3. Kuleler (Pylonlar)

EKAK'lerin diğer ana bileşeni de kuleleridir. Kuleler, tabliye ile kabloların yüklerini üzerine alarak zemine ileten yapılardır. İlke olarak, kuleler dev kolonlar olarak algılanabilir ve bu yönde projelendirilebilir şekilde düşünülse de kabloların ve diğer dinamik yüklerin neden olduğu yatay yüklerin oluşturduğu moment etkisi kulelerde eğilme meydana getirmektedir. Bu nedenle sadece eksenel yükler altında yapılan hesap, köprü kuleleri için yeterli değildir. Örneğin tabliye ortasından yükselen tekil kuleler için tabliye altında kalan kule kısmı zemine, tabliye üstünde kalan kule kısmı da tabliye seviyesinde kulenin alt kısmına ve tabliyedeki enine kalın kirişe ankastre mesnetlendirilerek burkulmaya karşı emniyet sağlanmış olmaktadır [Eğriboyun, 2008].

Kuleler genellikle binlerce ton yükü taşımak zorundadırlar. Bundan dolayı kutu kesitler kullanılarak minimum malzemeyle burkulmaya karşı güvenlik sağlanmaya çalışılmaktadır. Kuleler çelikten, betondan veya öngerilmeli betondan yapılabilir. Çelik kulelerin avantajı hafif, narin, esnek, sünek ve hızlı yapımıdır. Ancak çeliğin periyodik bakım gereksinimi maliyeti artırmaktadır. Bununla birlikte kulelerde malzeme olarak beton kullanılması uzun açıklıklarda çeliğe oranla % 40 civarında

ekonomi sağlamaktadır. Ancak malzeme seçimi sadece ekonomi ile ilgili değildir, zemin şartları, çevresel koşullar, yapı kararlılığı vb. sebepler bazen ekonomiyi ikinci planda bırakabilmektedir. İnşa edilecek kule tipi seçilirken kablolardan gelen yükleri sorunsuz, emniyetli bir şekilde zemine iletebilmesi sağlanmalıdır. Ayrıca kuleler temel işlevlerinin yanında estetik ve ekonomik olmalıdır. Diğer köprü bileşenlerinin aksine kuleler, yenilenemeyeceğinden ve bir parçası dahi değiştirilemeyeceğinden köprü ömrü açısından iyi dizayn edilmelidir. EKAK'lerde kullanılan çeşitli kule tipleri mevcuttur. Bunlar, tekil kuleler, H şekilli kuleler, A şekilli kuleler, elmas şekilli kuleler ve ters Y (λ , lamda) şekilli kuleler şeklinde sıralanabilmektedir (Şekil 2.52) [Eğriboyun, 2008].



Şekil 2.52. Kule Kesitleri (a) Tekil Kule (b-c) H Şekilli Kule (d) A Şekilli Kule (e) Elmas Şekilli Kule (f) Ters Y Şekilli Kule [Eğriboyun, 2008].

Tekil kuleler açıklıkları ve genişlikleri en az olan EKAK'lerde kullanılmaktadır. Kablolar tabliye ortasına düzlem şekilde bağlanırlar ve yatay yükler altında çok emniyetli olmayan sistemlerdir. H şekilli kulelerde kablolar tabliye kenarlarına bağlanırlar. Bu bağlantı yerlerinde tabliyede enine kirişler inşa edilerek rijit bir sistem oluşturulmakta ve dinamik ve yatay yüklerin döndürme etkilerine karşı emniyet sağlanmaktadır. H şekilli kulelerde yapı kararlılığı için kullanılan enine bağlantıların sayısı projeye göre değişebilmekte, enine bağlantılar

yatay değil çapraz elemanlarla da oluşturulabilmektedir. A şekilli kulelerin H şekilli kulelere göre avantajı kablo bağlantı noktalarıdır. H şekilli kulelerde kabloların kulelere mesnetlendiği yerler, tabliye hizasının dışında, A şekilli kulelerde ise tabliye hizasının içinde bulunmaktadır. H şekilli kulelerin kablo bağlantı noktaları tabliye ekseninden, A şekilli kulelere göre daha uzaktır. Bu sebepten A şekilli kulelerde kabloların kuleye bağlantı yerleri itibariyle moment kolları kısaldığından oluşan sistemin rijitliği ve stabilitesi daha yüksektir. A şekilli kuleler ile ters Y şekilli kuleler arasında yapı rijitliği bakımından fark yoktur. Uzun açıklıklar yüksek kulelere gereksinim duyduğundan ters Y şekilli kuleler ve elmas şekilli kuleler uzun açıklıklı EKAK'lerde kullanılmaktadır. Genel EKAK tasarımlarında kulelerin tabliye üstü yükseklikleri köprü ana açıklığının % 20 si kadardır [Chen and Duan, 2000].

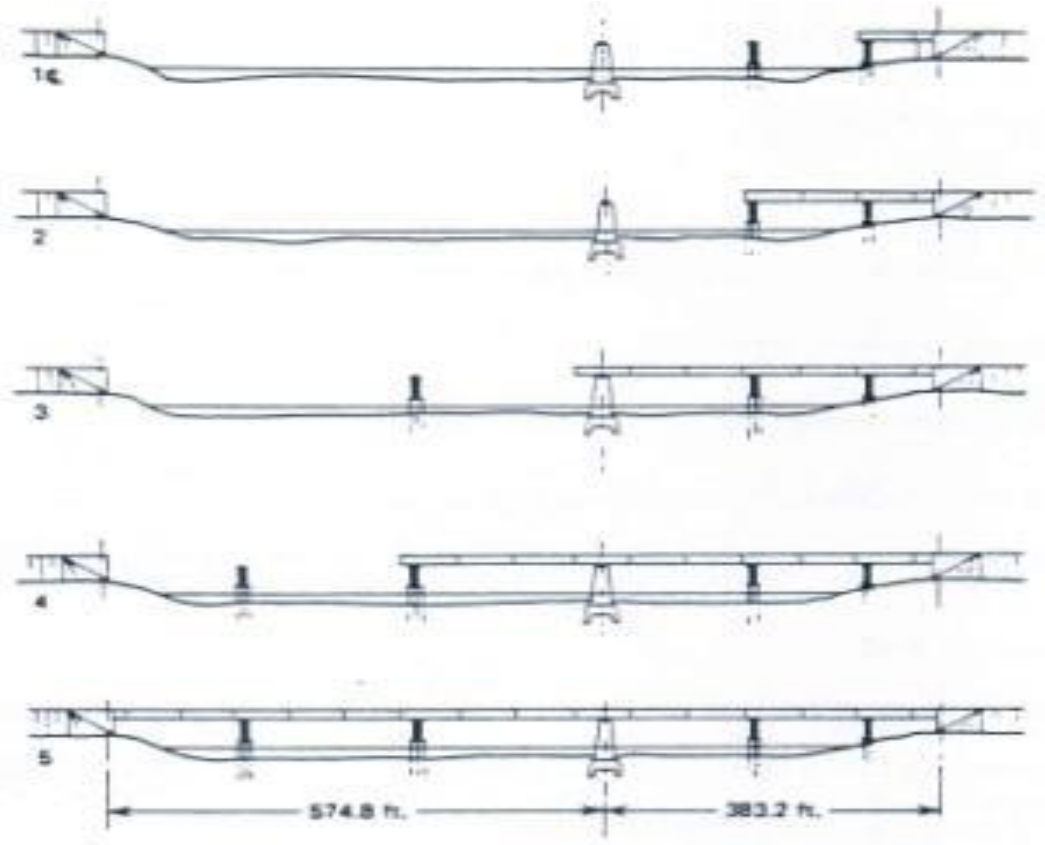
2.4. Eğik Kablo Askılı Köprülerin Yapım Yöntemleri

EKAK'lerin inşaatı için yaygın olarak kullanılan yöntemler aşağıdaki gibidir:

- 1- Kademeli İnşa Yöntemi
- 2- İttirme Yöntemi
- 3- Dengeli Konsol Yöntemi

2.4.1. Kademeli İnşa Yöntemi

Kademeli inşa yöntemi ile montajda; köprünün altında yer alan alçak ve geçici ayaklar köprü trafiğine karışmayacak şekilde dizayn edilir ve kullanılır. Böylelikle yapının geometrisini kontrol altına almak daha kolay olur (Şekil 2.53). Kademeli inşa yöntemi için uygulanmış bir örnek: Batı Almanya Maxau'da Rhine Köprüsü için yol üst yapısı montajı, ilk olarak kenar ayak üzerinde başlamıştır. Bu kısım köprünün mesneti görevini üstlenmiştir. Daha sonraki aşamada ise 2 adet geçici orta ayak kullanılmıştır. Bunlardan ilki toprağa basmaktadır, diğeri ise nehir içinde yer almaktadır. Nehrin ortasında ise kalıcı bir kule orta ayak yer almaktadır. Her biri yaklaşık olarak 20 m uzunluğunda ve 27,5 ton ağırlığındadır [Diri, 2009].



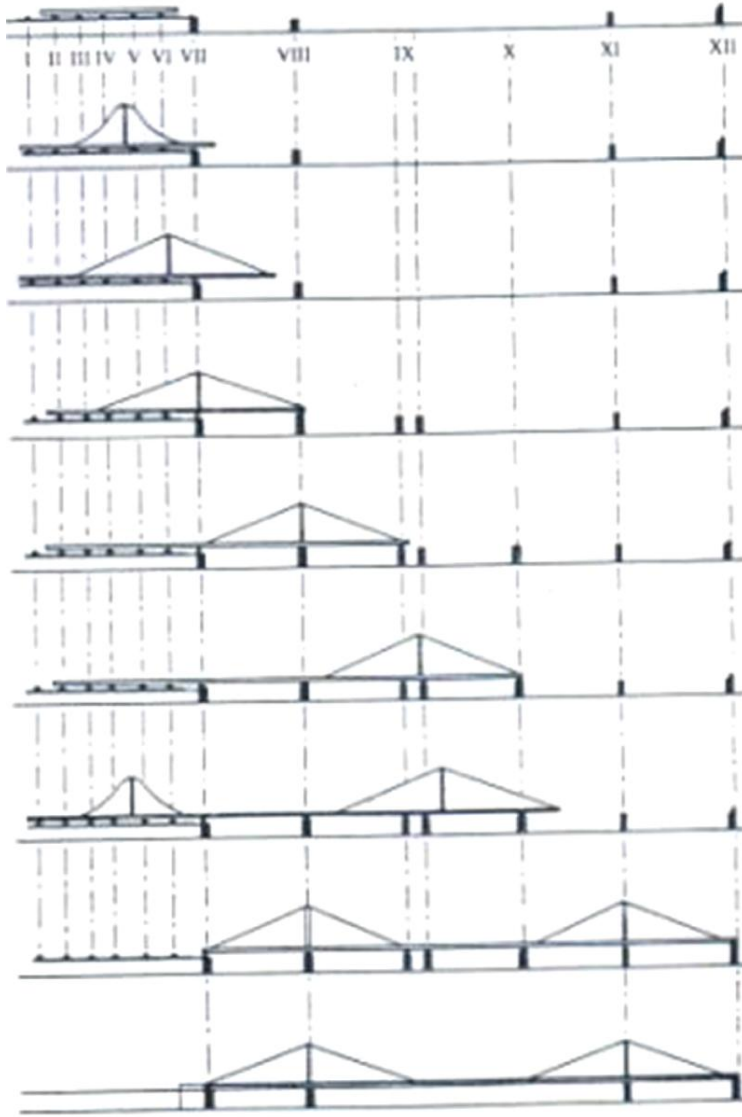
Şekil 2.53. Kademeli İnşa Yöntemi İçin Uygulanma [Diri, 2009].

2.4.2. İttirme Yöntemi

Bu metodun kullanımı ise, köprü aşağısındaki trafiğe karışmaması dikkate alınarak yapılır. Bu yöntemde köprü tabliyesinin büyük bölümü silindirik iskele yardımıyla ittirilerek montaj ve inşa gerçekleştirilir. Tabliye her bir ayaktan ittirilerek merkeze veya bazı örneklerde olduğu gibi bir ayaktan diğer ayağa kadar tüm yol boyunca ittirilerek inşaat tamamlanır (Şekil 2.54) [Diri, 2009].

İttirme yöntemi için uygulanmış bir örnek:

Batı Almanya'daki Julicher Strasse Köprüsü, Duesseldorf'a geçişi sağlayan otoyolu üzerinde bulunduran birkaç yolun kesiştiği bir köprü örneğidir. Merkez açıklığı 100 m ve her bir açıklığı 32 m'dir [Diri, 2009].



Şekil 2.54. İttirme (Push Out) Yöntemi İçin Uygulanma [Diri, 2009].

2.4.3. Dengeli Konsol Yöntemi

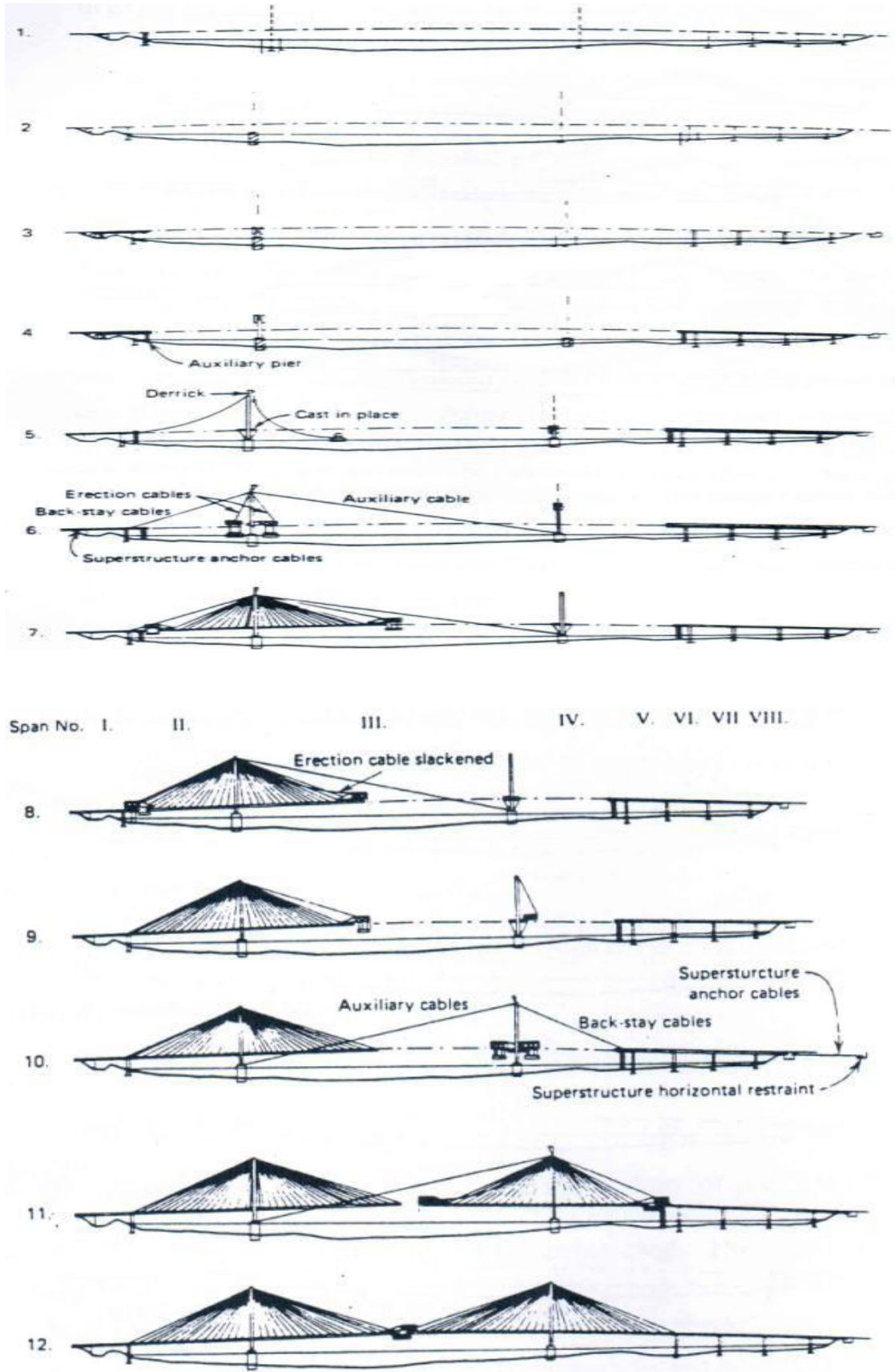
Prefabrik elemanların konsol dilimler halinde birbirlerine öngerilimle bağlanması yoluyla beton köprü yapımı uygulana gelen köprü inşa yöntemleri arasında en avantajlılarından biridir. Bu yöntemle, köprü tabliyesi küçük parçalar halinde prefabrike hazırlanmış elemanların şantiyede birleştirilmesi ile inşa edilir. Bu çeşit köprülerin yapımındaki artış, şantiye işçiliği düzeyinin yükselmesi, hızlanmış inşaat yapımı, daha iyi kalite kontrolü ve en uygun malzeme kullanımı ile gerçekleşebilir. Bununla birlikte, herhangi yeni bir teknik uygulamadaki kadar bu köprülerle ilgili olarak da dikkat isteyen bazı tasarım ve yapım problemleri vardır (Şekil 2.55) [Diri, 2009].

Bununla birlikte; dengeli konsol yöntemi, EKAK'lerin inşaatında sıcaklık etkilerini önemseyerek oluşturulan bir yöntemdir. Bu yöntemin avantajları [Diri, 2009];

- Çok ekonomiktir.
- Köprü açıklığı fazla derin vadiler veya nehirlerde inşası zor ve pahalı olması ise dezavantajıdır.

Dengeli konsol yöntemi için uygulanmış bir örnek:

Washington'da yer alan Kolombiya Nehri üzerindeki Pasco-Kennewick Köprüsü dünyada bilinen ilk örnektir (Şekil 2.56).



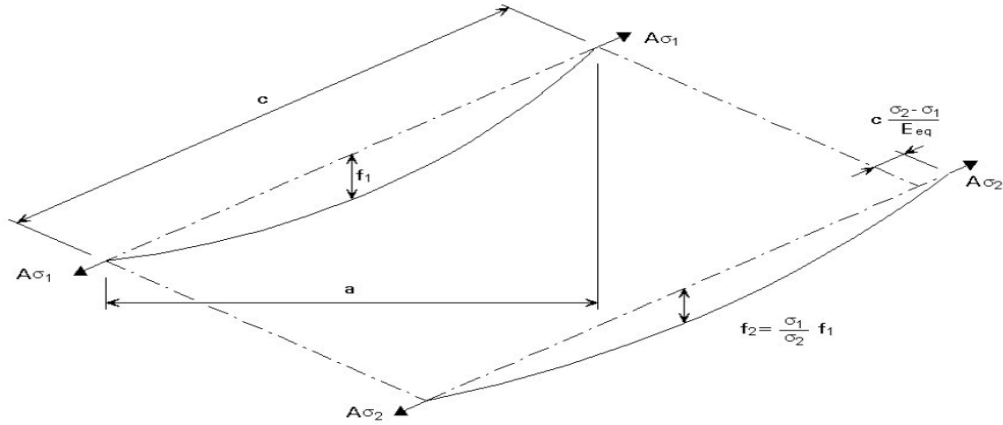
Şekil 2.55. Dengeli Konsol Yöntemi İçin Uygulanma [Diri, 2009].



Şekil 2.56. Pasco-Kennewick Köprüsü [Diri, 2009].

2.5. Eğik Kablo Askılı Köprülerin Servis Yükleri ve Deprem Etkileri Altındaki Davranışı

EKAK'lerin servis yükleri (öz ağırlıklar , hareketli yükler vb.) altında davranışı doğrusal değildir. Bu doğrusal olmayan davranışın kaynağı büyük bir oranda kablolardır. Kabloların üstündeki eksenel yüklerden ve kendi ağırlığından kaynaklanan sehim kablonun rijitliğini değiştirmektedir. Klasik yapı elemanlarında sehimlerin rijitliğe etkisi terkedilebilecek kadar azdır ve bu nedenle genelde ihmal edilir. Buna karşılık kablolarda durum farklıdır. Serbest halde duran bir kablo ile üstünde yüksek miktarda çekme kuvveti etkisi olan kablonun rijitliğinin doğru belirlenmesi, kablolu köprülerin analizi açısından önemlidir. Eksenel kuvvete bağlı rijitlik değişimi birkaç farklı yöntemle yapılabilmektedir. Şekil 2.57'de kablolarda sehim ve gerilmenin yüke bağlı olarak değişimi gösterilmiştir [Boduroğlu, 2007].



Şekil 2.57. Kablolarda Eksenel Yüke Bağlı Gerilme ve Sehim Değişimi [Boduroğlu, 2007].

Bu yöntemlerden en yaygın kullanılanı “*Eşdeğer Elastisite Modülü*” yöntemidir. Bu yöntemde kablo elemanının eşdeğer elastisite modülü kablo üstündeki çekme kuvvetine ve sehim miktarına bağlı olarak hesaplanmaktadır. Eşdeğer elastisite modülü formülü çeşitli kaynaklarda verilmiştir [Abbas, 1993]. AASHTO 2004 LFRD ‘ye göre

$$E_{MOD} = E_x \left[1 + \frac{E_x A_x (Wk)^2 x (\cos \alpha)^5}{12xH^3} \right] \quad (2.2.)$$

Burada,

E_{MOD} = Eşdeğer kablo elastisite modülünü (Mpa)

E = Kablo elastisite modülünü (Mpa)

Wk = Kablo ağırlığını (N)

A = Kablo enkesit alanını (mm²)

α = Kablonun yatayla yaptığı açığı (°)

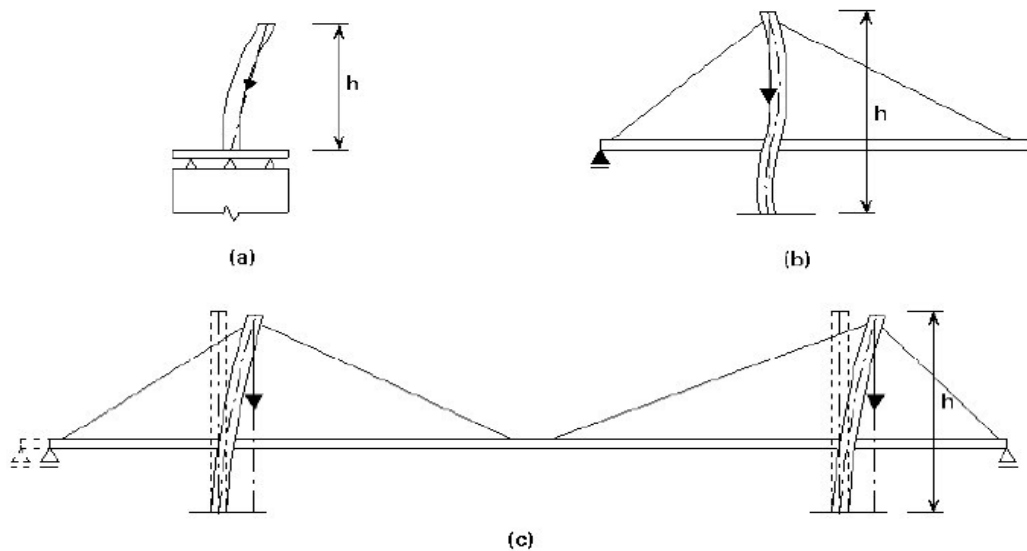
H = Kablo kuvvetinin yatay bileşenini (N)

göstermektedir.

Bilgisayar programlarıyla yapılan analizlerde, bu eşdeğer rijitliğin yanında, kablolardaki çekme kuvvetleri de göz önüne alınarak bu kuvvetlerin ikinci mertebe etkileri hesaba katılabilmektedir. Bu şekilde ayrıca, kabloların serbest titreşim modlarının da analiz dışında kalması sağlanabilmektedir [Boduroğlu, 2007].

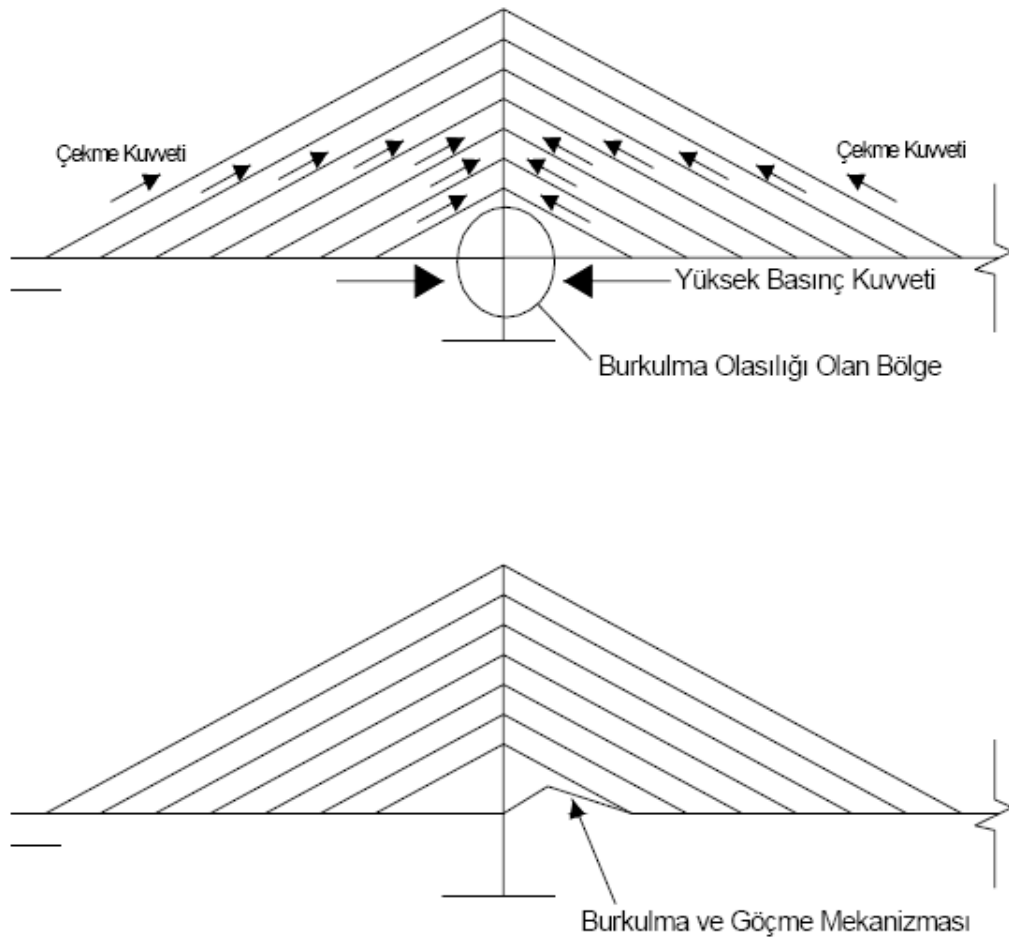
Kablolar iki ucu mafsallı elemanlardır ve sadece eksenel çekme kuvvetine çalışırlar. Basınç kuvveti taşımadıkları için yapılacak analizlerde bu özellik dikkate alınmalıdır. Özellikle deprem etkileri altında kabloların basınca geçerek boşalması köprü stabilitesi açısından çözülmesi gereken bir problemdir [Boduroğlu, 2007].

Yüksek eksenel yük altındaki pilonlarda pilon tepe noktasının yatay yerdeğiştirme miktarı doğrusal olmayan davranış bakımından önemlidir. Yüksek miktardaki tepe yatay yerdeğiştirmesi kablolar tarafından iletilen eksenel kuvvetin de etkisiyle ilave ikinci mertebe momentleri oluşturabilmektedir. Burada önemli kriter pilonun yatay rijitliğinin yatay yerdeğiştirmesine etkisidir. Pilonların başlıca yerdeğiştirme türleri Şekil 2.58’de gösterilmiştir [Boduroğlu, 2007].



Şekil 2.58. Kablolu Köprülerde Pilon Deplasman Şekilleri [Boduroğlu, 2007].

Aynı durum tabliye için de geçerlidir. Pilonlara yakın kesitlerdeki tabliye elemanları yüksek eksenel kuvvetler altındadır. Aynı zamanda yüksek eğilme momenti etkisinde olan bu kesitlerde oluşacak şekil değiştirmeler eksenel kuvvetlerle birleştiğinde ikinci mertebe etkileri ortaya çıkabilmektedir. Pilonlara yakın tabliye kesitlerinde stabilite açısından oluşacak bir zayıflık tabliyenin burkulmasına dolayısıyla bir göçme mekanizmasına neden olabilmektedir, Şekil 2.59. [Boduroğlu, 2007].



Şekil 2.59. Tabliyede Göçme Mekanizması [Boduroğlu, 2007].

Tabliye geometrisi oluşturulurken, tabliyenin özellikle kendi ağırlığı altında sehiminin fazla olması yapıya bir ters sehim verme gereksinimini doğurmaktadır. Bu

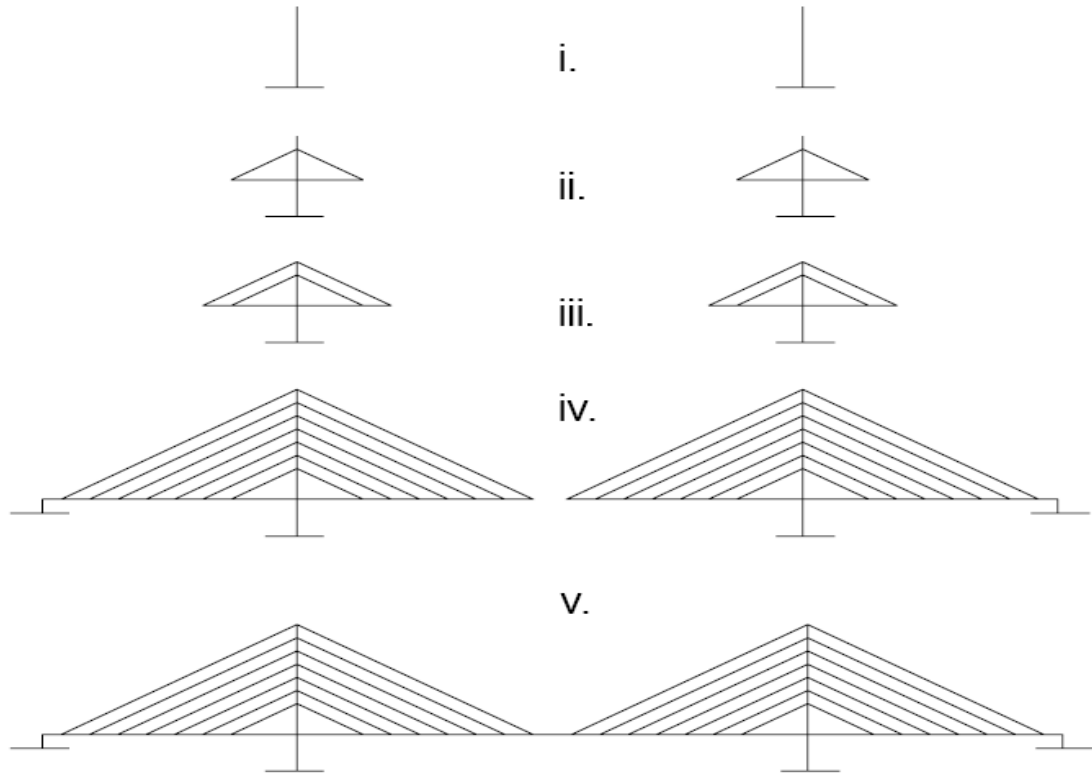
husus köprünün estetik görünümü açısından da oldukça önemlidir [Boduroğlu, 2007].

Özellikle deprem yükleri altında davranış belirlenirken, kablolu köprünün tabliyesinde oluşan yer değiştirmeler geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan davranış etkisi göstermektedir. Tabliye kendi öz ağırlığı altında önemli miktarda düşey yer değiştirme yapabilmektedir [Boduroğlu, 2007].

Bu nedenle deprem yükleri altında hesapta sistemin başlangıç konumu öz ağırlığı altında şekil değiştirmiş sistem üstünde tanımlanmalıdır [Boduroğlu, 2007].

Kablolu köprülerin yapım aşamaları sistemin çözümü açısından oldukça önemlidir. Yapım aşamalarının analiz esnasında dikkate alınması sistemin gerçek davranışının belirlenmesi açısından oldukça önemlidir. Kablolu köprülerde yapım sırası genelde şu şekildedir [Boduroğlu, 2007], Şekil 2.60.

- i. Pilonların kablo seviyesine kadar imal edilmesi.
- ii. İlk tabliye segmentinin yerine konması ve ilk kablonun gerilmesi.
- iii. İkinci segmentin yerine konması ve 2. kablonun gerilmesi.
- iv. Orta merkezi segment hariç olmak üzere tüm segmentlerin yerine konulması ve tüm kabloların gerilmesi.
- v. Orta segmentin yerine konulması ve tabliye ile pilonların montajının tamamlanması.



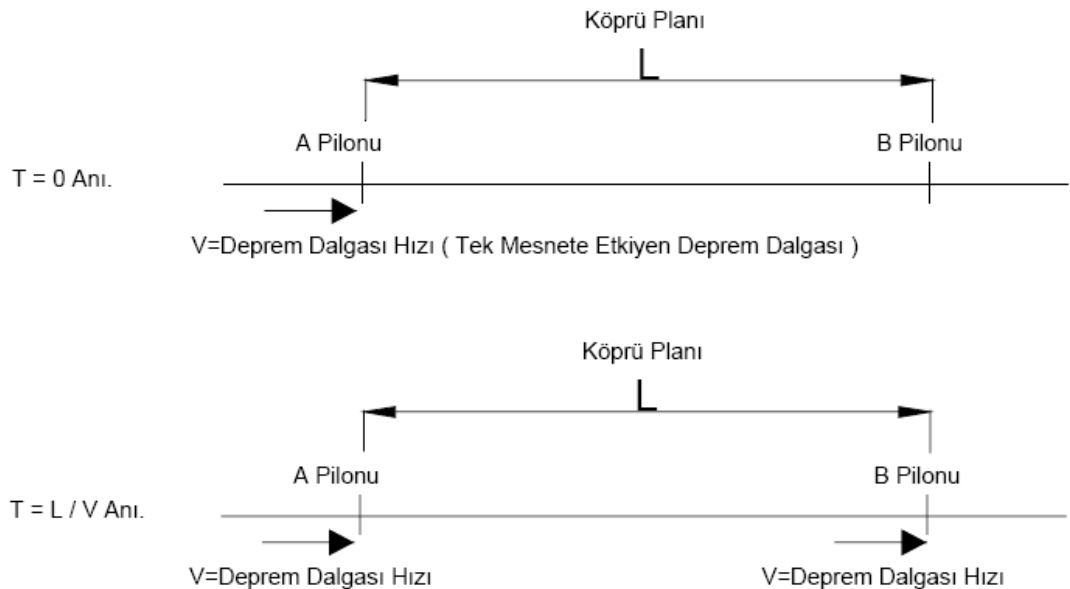
Şekil 2.60. Kablo lu Köprü nün Yapım Aş amaları [Boduro ğ lu, 2007].

Yukarıda yapım aşamaları tanımlanan kablo lu köprü de oldu ğ u gibi, sistemin inşaatı tamamlanmış durumda üç açıklıklı sürekli bir kiriş davranış ı göstermesi beklenirken, yapım yönteminden dolayı bu tür kablo lu köprü lerde sistem, pylonları mesnet kabul eden iki adet konsoldan oluşmaktadır. Son eklenen orta segment ise basit kiriş davranış ı göstermektedir. Bu yapım aşamaları, özellikle servis durumu analizlerinde dikkate alınması gereken bir özelliktir [Boduro ğ lu, 2007].

Kablo lu köprü lerde sistemin inşaatı tamamlanmadan önce örne ğ in sadece pylonların yapıldığı aşamada özellikle rüzgar yükleri altında kritik davranış lar oluşabilmektedir. Bu aşamada, pylonlar eksenel basınç kuvveti ile yüklenmemiş ve kablolarla tutulmamış halde iken, rüzgar etkisi altında burulma hareketi yapması istenmeyen bir durumdur. Bu davranış, yapılan rüzgar tüneli testlerinde belirlenmekte ve gerekli aerodinamik önlemler alınmaktadır [Boduro ğ lu, 2007].

Kablolu köprülerin dinamik analizi, özellikle büyük açıklıklı kablolu köprülerde kendine has bazı özellikler gösterebilmektedir. Bunlar şu şekilde özetlenebilir [Boduroğlu, 2007].

Geleneksel yapı tiplerinde yaygın yapılan varsayım yapının her mesnetine aynı anda aynı deprem dalgasının (deprem kaydının) etkimesidir. Bu varsayım, büyük açıklıklı kablolu köprülerde tam olarak geçerli bir yaklaşım değildir. Özellikle zayıf zeminlerde ve değişik formasyonların bir arada bulunduğu zeminlerde inşa edilen kablolu köprülerde bu durum önem kazanabilmektedir. Deprem dalgalarının yayılma hızı ile açıklığın büyüklüğü yapının her iki pilonuna gelecek deprem dalgasının aynı anda yapıya etkimemesi veya yapının bir pilonundan diğer bir pilonuna giden deprem dalgasının aradaki katmanların etkisiyle (deprem dalgalarının yayılması, kırılması ve yansması) değişmesi sonucunu ortaya çıkarır. Bu durum yapıda ikincil iç kuvvetlerin oluşmasına neden olmaktadır. Bu husus, kablolu köprülerin deprem yükleri altında davranışının anlaşılması açısından önemlidir. Bu tür kablolu köprülerde senkron olmayan (multi – support) dinamik analiz yapılması önem kazanmaktadır, [Krishna and Arya, 1985]. Şekil 2.61 ‘de deprem dalgasının bir kablolu köprüye etkisi şematik olarak gösterilmiştir [Boduroğlu, 2007].



Şekil 2.61. Deprem Dalgalarının Kablolu Köprü Pilonlarına Etkisi [Boduroğlu, 2007].

$T = 0$ anında yapının bir mesnedine (Örneğin A pilonuna) etkiyen deprem dalgası özellikle B pilonunda ikincil iç kuvvetler oluşturmaktadır. Deprem dalgası B mesnedine gittiği anda, bu ikincil kuvvetler depremden oluşan iç kuvvetlere eklenmektedir. Örneğin 600 metrelik bir merkez açıklığa sahip olan bir köprüde kayma dalgası hızı ortalama $V_s = 200 \text{ m / s}$ olarak alınır ise, iki mesnete deprem dalgasının etkimesi arasında 3 sn. lik bir zaman farkı olacaktır . Bu durum büyük açıklıklı kablolu köprüler için dikkate alınması gereken bir davranıştır [Boduroğlu, 2007].

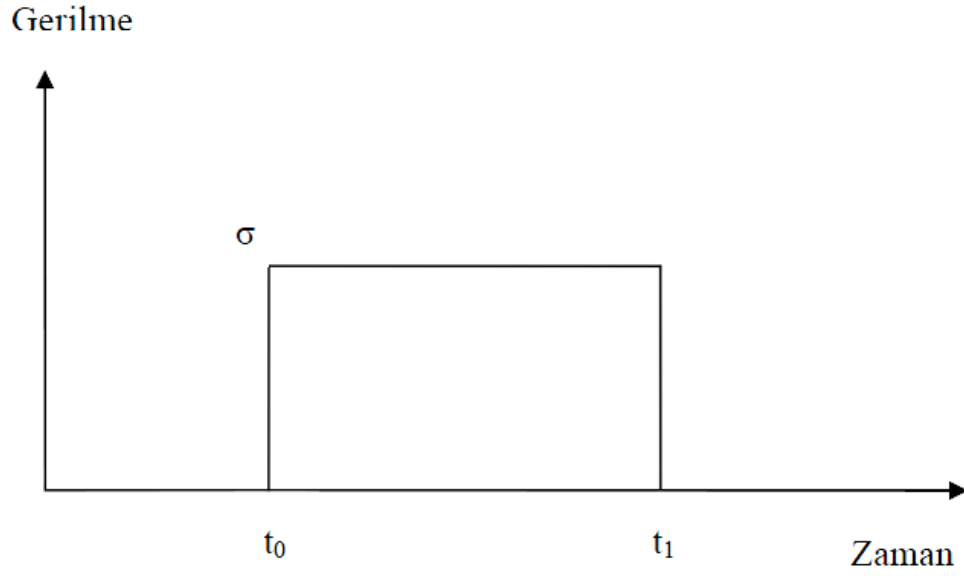
2.6. Eğik Kablo Askılı Köprülerde Zamana Bağlı Analiz

2.6.1. Zamana bağlı etkenler

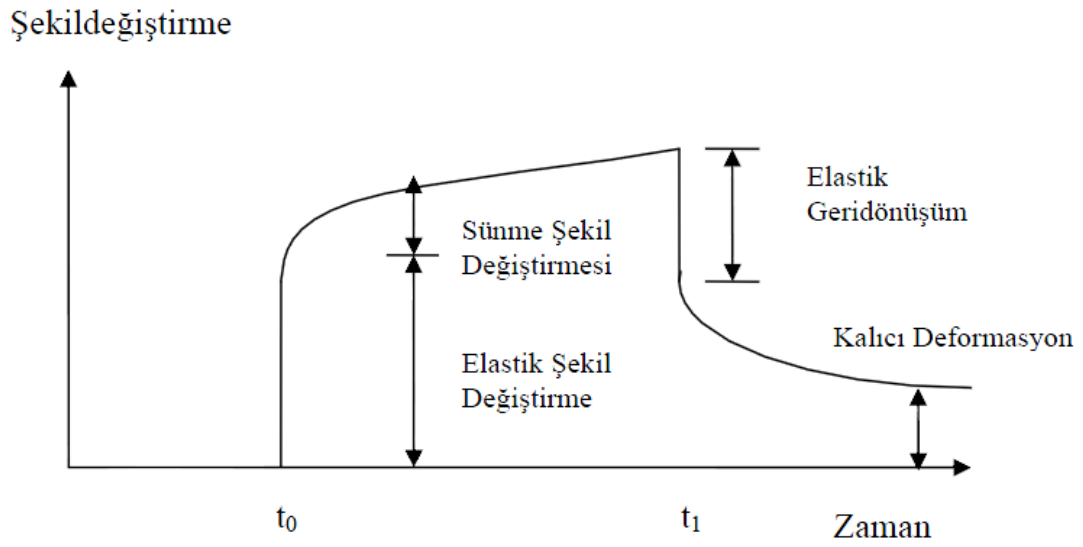
2.6.1.1. Sünme Etkisi

Betonda sünme sabit gerilme altında şekil değiştirmelerin zamanla artması olarak tanımlanmaktadır. Betonun yüklenmesi ile, ani olarak gelişen bir elastik şekil değiştirme ortaya çıkmaktadır. Yükleminin sabit kalması durumunda, zamana bağlı olarak ek sünme şekil değiştirmeleri ortaya çıkmaktadır. Böylelikle oluşan toplam sünme şekil değiştirmesi ani olarak gelişen elastik şekil değiştirmenin iki yılda üç katı mertebesinde olabilmektedir. Yükleminin kaldırılmasıyla eş zamanlı olarak şekil değiştirme geri kazanılmaktadır.

Bu durumu takiben başlangıçtaki sünme şekil değiştirmesinin ancak belli bir bölümünün geri kazanıldığı aşamalı bir evre gelmektedir (Şekil 2.62) [Podolyn, 1975].



Şekil 2.62. Sünme gerilme grafiği [Diri, 2009].



Şekil 2.63. Sünme şekil değiştirme grafiği [Diri, 2009].

Genellikle sünmenin yapı dayanımı üzerindeki etkisi küçüktür. Ancak, zamanla şekildeğiştirmelerde artmakta ve gerilme dağılımının değişimine sebebiyet verebilmektedir.

Betonda ortaya çıkan sünme aşağıdaki faktörlerden etkilenmektedir.

- Gerilme,
- Yüklemede betonun yaşı,
- Çevrenin bağıl nemi,
- Beton elemanın kalınlığı
- Beton karışımı.

Matematiksel olarak, t anında etkiyen σ gerilmesinden dolayı t anındaki sünme şekildeğiştirmesi ε^c ;

$$\varepsilon^c(t) = \varphi(t, \tau) \varepsilon_s \quad (2.3.)$$

bağlantısıyla tanımlanmaktadır. Burada, $\varphi(t, \tau)$ sünme katsayısı olup, sünme şekildeğiştirmesinin ani olarak ortaya çıkan elastik şekildeğiştirmeye oranıdır.

Sünme katsayısı olarak CEB-FIP 78 tarafından önerilen;

$$\varphi(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \varphi_a \beta_a(t - t_0) + \varphi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)] \quad (2.4.)$$

Bağıntısı kullanılmaktadır. Burada;

t : Gözlem zamanı.

t_0 : Yükleme altındaki betonun yaşı.

β_a : Başlangıç tersinmez sünme şekil değişimi fonksiyonu.

β_a : Zamanla gecikmiş elstisite fonksiyonu.

β_f : Zamanla gecikmiş plastisite fonksiyonu.

φ_a : Gecikmiş elstisite katsayısı (0,4).

φ_f : Gecikmiş plastisite katsayısı.

Tüm bu kabuller ortam sıcaklığının 20°C olduğu durumlarda geçerlidir. Eğer ki farklı bir sıcaklık durumunda inşa yapılması yani ortalama sıcaklığın 20°C'den çok farklı bir değer olması durumunda zaman ortam sıcaklığına bağlı olarak aşağıdaki gibi düzeltilir.

$$\Delta t = \frac{\alpha}{30} \sum_0^m (T_m + 10) \Delta t_m \quad (2.5.)$$

α : Çimento cinsine bağlı bir katsayı olup;

$\alpha = 1$: Normal çimentolu beton için.

$\alpha = 2$: Çabuk sertleşen çimentolu beton için.

$\alpha = 3$: Çabuk sertleşen ve yüksek mukavemetli çimentolu beton için kullanılır.

$\beta_a(t_0)$ fonksiyonu;

$$\beta_a(t_0) = 0.8 \left(1 - \frac{f_c'(t_0)}{f_c'(28)} \right) \quad (2.6.)$$

Şeklinde tanımlanmaktadır. $R_c(t_0)$ ve $R_c(\infty)$ değerleri, betonun t_0 ve $t \rightarrow \infty$ anlarındaki basınç mukavemetidir. Buna göre;

$$\beta_a(t_0) = 0.95 t_0^{-0.3} - 0.1 \quad (2.7.)$$

Olarak tanımlanmaktadır. Buradan;

φ_f : Gecikmiş plastisite katsayısı iki farklı katsayının çarpımı ile ifade edilebilir.

$$\varphi_f = \varphi_{f1} \varphi_{f2} \quad (2.8.)$$

φ_{f1} : Çevre neminin bir fonksiyonu olarak, 0.8 (beton su altında ise) -3.0 (beton çok kuru bir havaya maruz ise) arasında değerler almaktadır.

φ_{f2} : Elemanın kalınlığına (d_f) bağlı olarak değişen bir fonksiyondur.

$$d_f = \lambda \frac{2A_c}{U_c} \text{ mm} \quad (2.9.)$$

Burada;

A_c : Betonarme elemanın kesit alanı

U_c : Betonarme elemanın kesit uzunluğu.

λ : Nem faktörü olup 30 (beton su altında ise) -1.0 (beton kuru bir havaya maruz ise) arasında değişmektedir.

$$\beta_d(t - t_0) = 0.28 + 0.5 \tan^{-1} \left[0.011 (t - t_0)^{\frac{2}{3}} \right] \quad (2.10.)$$

Buna benzer olarak β_f fonksiyonu da;

$$\beta_f(t) = 1 - e^{-(A_f t)^{B_f}} \quad (2.11.)$$

Şeklinde tanımlanmaktadır.

$$A_f(t) = 0.078 e^{-1.22 \log d_f} \quad (2.12.)$$

$$B_f(t) = 0.528 e^{-0.13 \log d_f} \quad (2.13.)$$

2.6.1.2. Rötire Etkisi

Dış yüklerden ve ısı etkilerinden bağımsız olarak, zamana bağlı olarak beton hacminde oluşan değişim betonun rötresi olarak tanımlanmaktadır. Rötire betonun kurummasına bağlı olarak ortaya çıkan su kaybından kaynaklanan hacim değişimidir. Rötreye bağlı olarak ortaya çıkacak şekil değiştirmeler betondaki su çimento oranından önemli derecede etkilenmekte olup, büyük oranlar için ciddi şekilde artmaktadır. Rötire şekildeğiştirmeleri ayrıca betonda kullanılan agrega türüne, bağlı neme ve beton elemanın boyutuna bağlı değişmektedir.

Rötre durumunda betonarme elemanda $(t - \tau)$ zaman aralığında meydana gelen şekildeğiştirme değeri;

CFB-FIB 78'e göre;

$$\varepsilon_s(t, \tau) = \varepsilon_{s0} [\beta_s(t) - \beta_s(\tau)] \quad (2.14.)$$

Bağıntısı ile tanımlanmaktadır. Burada;

t : Gözlem anındaki betonun yaşı,

τ : Zaman aralığının başlangıcındaki betonun yaşı,

$$\varepsilon_{s0} = \varepsilon_{s1} \varepsilon_{s2} \quad (2.15.)$$

ε_{s1} : Çevresel neme bağlı şekildeğiştirme değeri.

ε_{s2} : Hayali derinliğe bağlı şekildeğiştirme değeri.

β_s : Hayali derinliğin ve zamanın fonksiyonudur.

Yukarıdaki fonksiyonlar için Krsitek tarafından verilen analitik ifadeler aşağıdaki gibidir [Troitsky, 1988].

$$\varepsilon_{s2} = 0.7001 + 0.6292e^{-0.0046 d_f} \quad (2.16.)$$

$$\beta_s(t) = 1 - e^{-(A_s t) B_s} \quad (2.17.)$$

$$A_s = 3.16e^{-2.98 \log d_f} \quad (2.18.)$$

$$B_s = 0.18e^{0.49 \log d_f} \quad (2.19.)$$

2.6.1.3. Gevşeme Etkisi

Öngermeli tendonlar ve kablolardaki çeliklerde ortaya çıkan gevşemenin hesabı için aşağıdaki denklem kullanılmaktadır.

$$\frac{f_s}{f_{si}} = 1 - \frac{\log t}{c} \left(\frac{f_s}{f_{sy}} - 0.55 \right) \quad (2.20.)$$

Burada;

f_s : t anındaki çelikteki gerilme.

f_{si} : İlk çelik gerilme değeri.

f_{sy} : 0,001 sapma ile akma gerilmesi değeri.

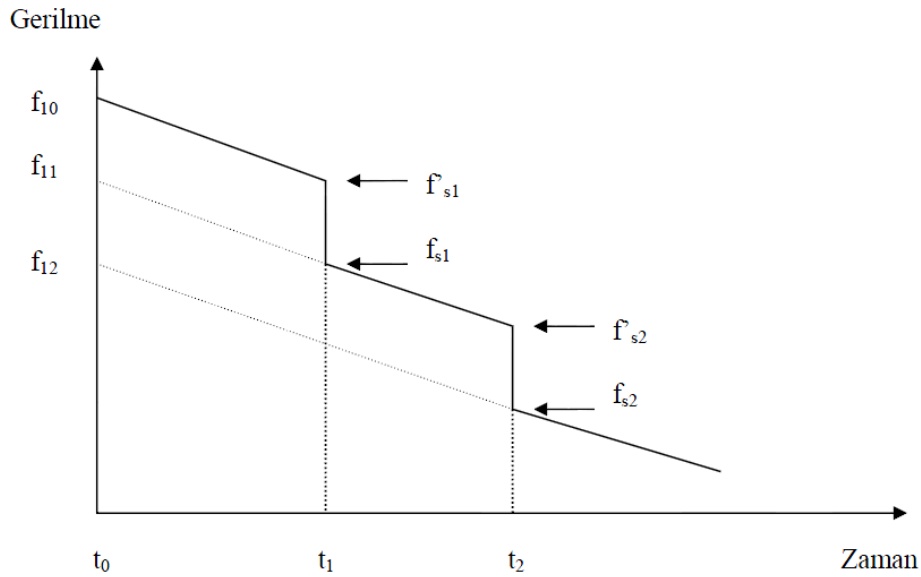
t : Gerilme verildikten sonraki saat cinsinden zaman değeri.

c : Sabit

Bu denklem sadece dikkate alınan zaman aralığında şekildeğiştirmenin sabit olması durumunda geçerlidir.

$\frac{f_s}{f_{sy}}$ değeri 0,55'den küçük olmamalıdır. Gevşeme sonucunda hiçbir kayıp oluşmaz ise

$$f_{si} = 0.55f_{sy} \text{ 'dir [Troitsky, 1988].} \quad (2.21.)$$



Şekil 2.64. Tendon gerilme-gevşeme grafiği [Diri, 2009].

2.6.1.4. Betonun Yaşlanma Etkisi

Beton bir elemanın, t_{n-1} 'den t_n 'e kadar olan zaman aralığında sabit bir gerilme altında yaşlanmaya bağlı şekil değişim artışı " $\delta\varepsilon_a$ " aşağıdaki denklemle ifade edilmektedir.

$$\delta\varepsilon_a = \sigma \left[\frac{1}{E(t_{n-1})} - \frac{1}{E(t_n)} \right] \quad (2.22.)$$

Betonun yaşlanmasını en iyi Şekil 1.19'da anlatılmaktadır. t_1 'den t_2 'ye kadar olan zaman aralığında sabit gerilme altındaki beton bir eleman dikkate alınırsa, betonun elastisite modülü zamana bağlı olarak değişecektir.

E_1 : Beton elemanın t_1 anındaki elastisite modülü.

E_2 : Beton elemanın t_2 anındaki elastisite modülü.

ε : Toplam şekildeğiştirme değeri olması durumunda, gerilme şekildeğiştirme ilişkisi kullanılarak t_2 anındaki beton gerilme değeri;

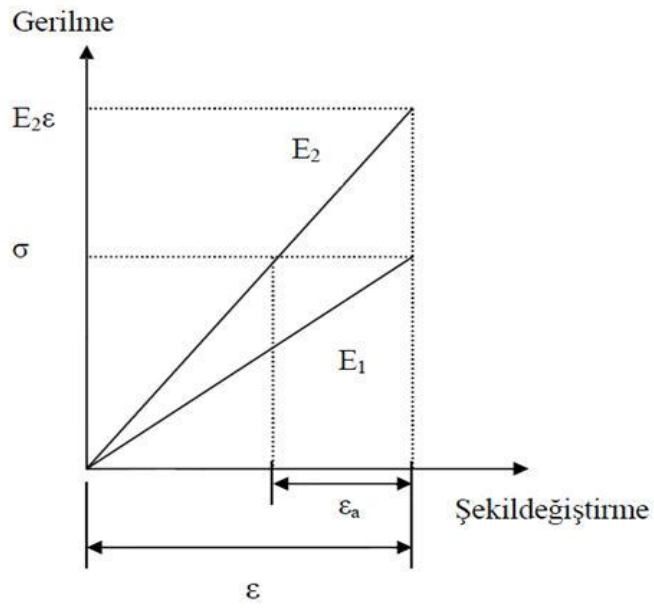
$$\sigma = E_2 \varepsilon \quad (2.23.)$$

bağıntısıyla hesaplanabilir.

Ancak, burada gerilme değeri yukarıdaki denklemde ifade edildiği gibi artmamakta ve tersine sabit kalmaktadır. Dolayısıyla bu denklemin aşağıdaki gibi düzeltilmesi gerekmektedir.

$$\sigma = E_2 (\varepsilon - \varepsilon^a) \quad (2.24.)$$

Betondaki yaşlanma hayali bir şekildeğiştirme olup, betondaki herhangi bir fiziksel deformasyona karşılık gelmemektedir. Bu bakımdan betonun yaşlanması, elastisite modülündeki değişime imkan tanıyan gerilme şekil değiştirme bağıntısındaki toplam şekildeğiştirmedeki düzeltme ile dikkate alınmaktadır [Troitsky, 1988].



Şekil 2.65. Betonun yaşlanmaya bağlı şekildeğiştirmesi [Diri, 2009].

3. ÜÇ BOYUTLU EĞİK KABLO ASKILI KÖPRÜ MODELİ

3.1. Örnek Eğik Kablo Askılı Köprünün Seçimi

Bu çalışmada, doğrusal olmayan dinamik zaman geçmişi analizi yöntemi ile deprem performansını belirlemek için bir eğik kablo askılı köprünün sonlu elemanlar oluşturulmuştur. Bu amaçla örnek EKAK için dünyanın en uzun ana açıklığına sahip Sutong köprüsünden esinlenilmiştir. Örnek EKAK'nın İstanbul boğazına inşa edileceği düşünülmüş ve buna göre köprü geometrisinde bazı değişiklikler yapılmıştır.

EKAK'nın sonlu elemanlar modelinin hazırlanmasında, Sutong Köprüsü hakkında yazılmış makalelerden ve çeşitli internet kaynaklarından faydalanılmıştır.

Sonlu elemanlar modelinin bilgisayar ortamında oluşturulmasında SAP2000 Advanced v.14.2.2 (Computers and Structures, Inc.) yapısal analiz programı kullanılmıştır [SAP2000 Advanced v.14.2.2].

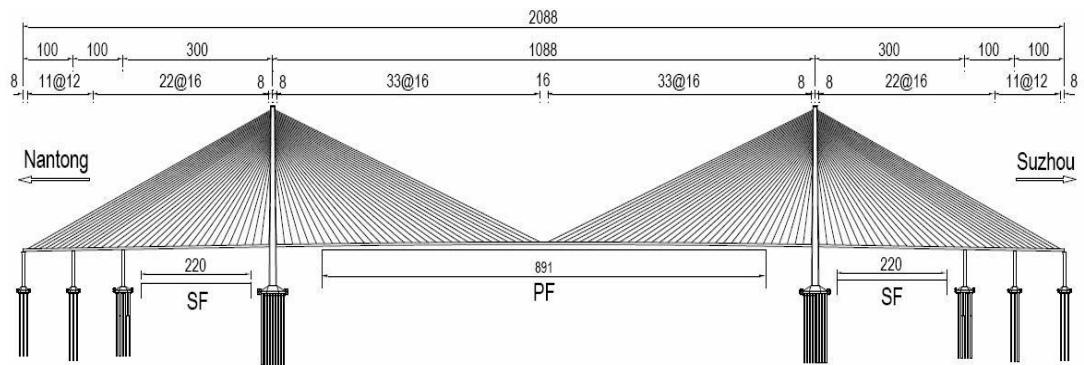
Bu bölümde ilk olarak Sutong eğik kablo askılı köprüsü hakkında genel bilgiler verilmiştir. Daha sonra sonlu elemanlar modelinin nasıl oluşturulduğu anlatılmış ve köprünün doğrusal olmayan zaman geçmişi analizi yöntemi ile dinamik davranışı değerlendirilmiştir.

3.2. Sutong Eğik Kablo Askılı Köprüsü Hakkında Genel Bilgiler ve Yapılan Değişiklikler

Çin’de Yangtze nehri üzerinde 2008 yılında tamamlanmış olan Sutong köprüsü ana açıklığı 1088 m ile dünyanın en uzun ana açıklığına sahip EKAK’sü durumundadır. Şekil 3.1’de Sutong köprüsü gösterilmektedir. Köprünün toplam uzunluğu her iki taraftaki yan açıklık düzenlemeleriyle birlikte 2088 m’ dir. Şekil 3.2’de köprünün boy kesiti gösterilmektedir.



Şekil 3.1. Sutong Köprüsü [Janjic, 2008].



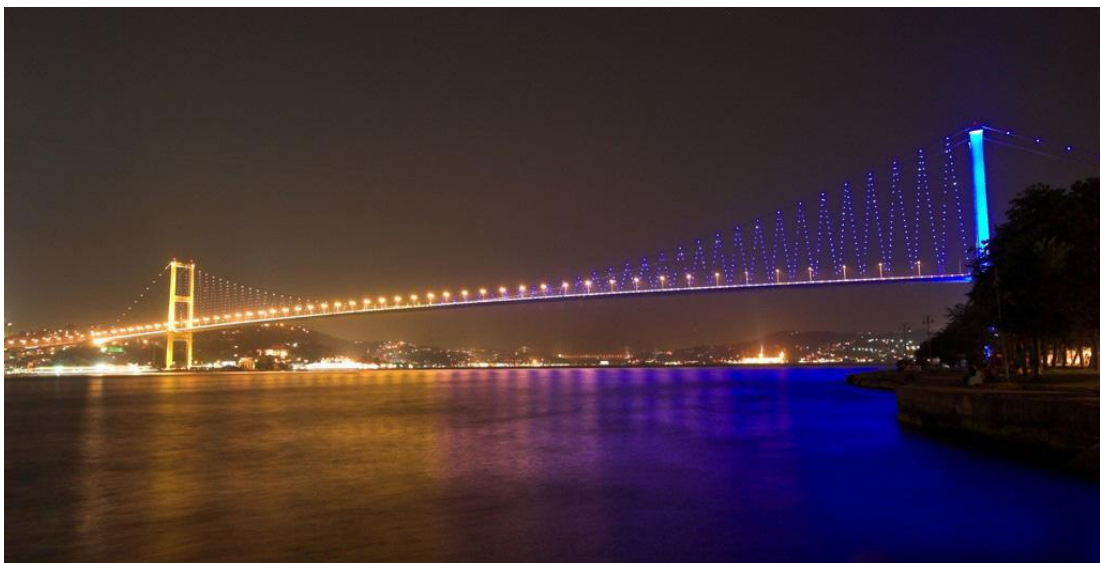
Şekil 3.2. Sutong Köprüsünün Açıklık Düzenlemesi [Janjic, 2008].

Sutong köprüsü Nantong ve Changshu viyadük yaklaşım açıklıkları ile toplam uzunluğu 8.2 km'dir. Şekil 3.3'de Sutong köprüsünün Yangtze nehri üzerindeki yerleşimi gösterilmiştir.

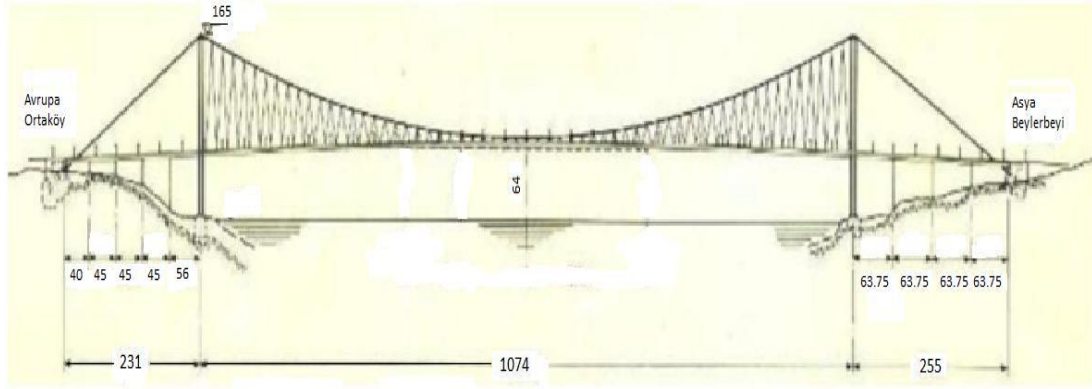


Şekil 3.3. Sutong Köprüsünün Yangtze Nehri Üzerindeki Yerleşimi [Verjum, 2008].

Sutong köprüsü, analizi yapılacak örnek EKAK için 1074 m ana açıklığı ile İstanbul Boğazındaki asma köprü olarak tasarlanıp 29 Ekim 1973'te hizmete açılan Boğaziçi köprüsüne uyarlanmıştır. Boğaziçi köprüsü ve boy kesitiyle açıklık düzenlemesi sırasıyla Şekil 3.4'te ve Şekil 3.5'te gösterilmektedir.

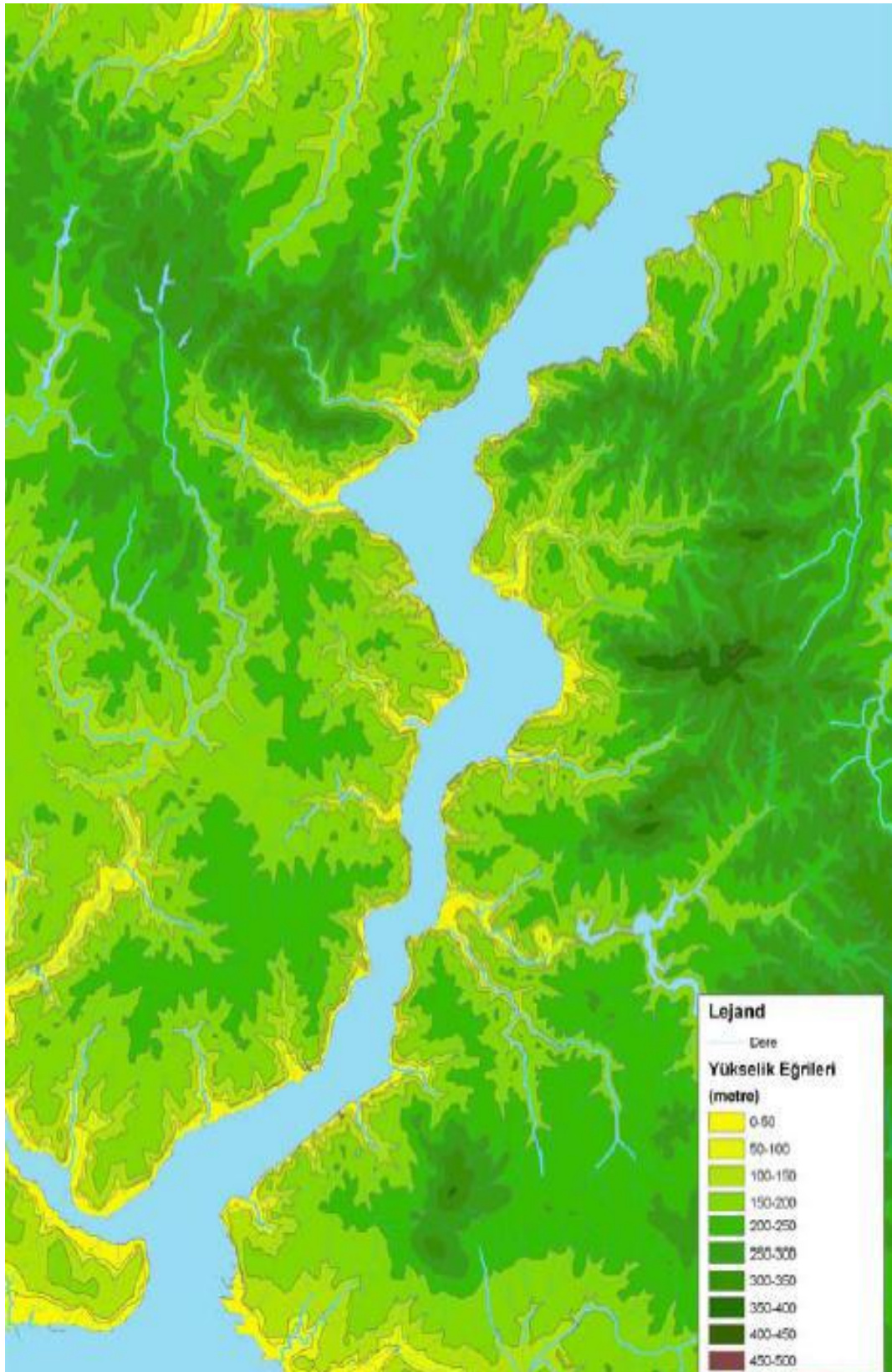


Şekil 3.4 Boğaziçi Köprüsünün Genel Görünümü [Smith, 2009].

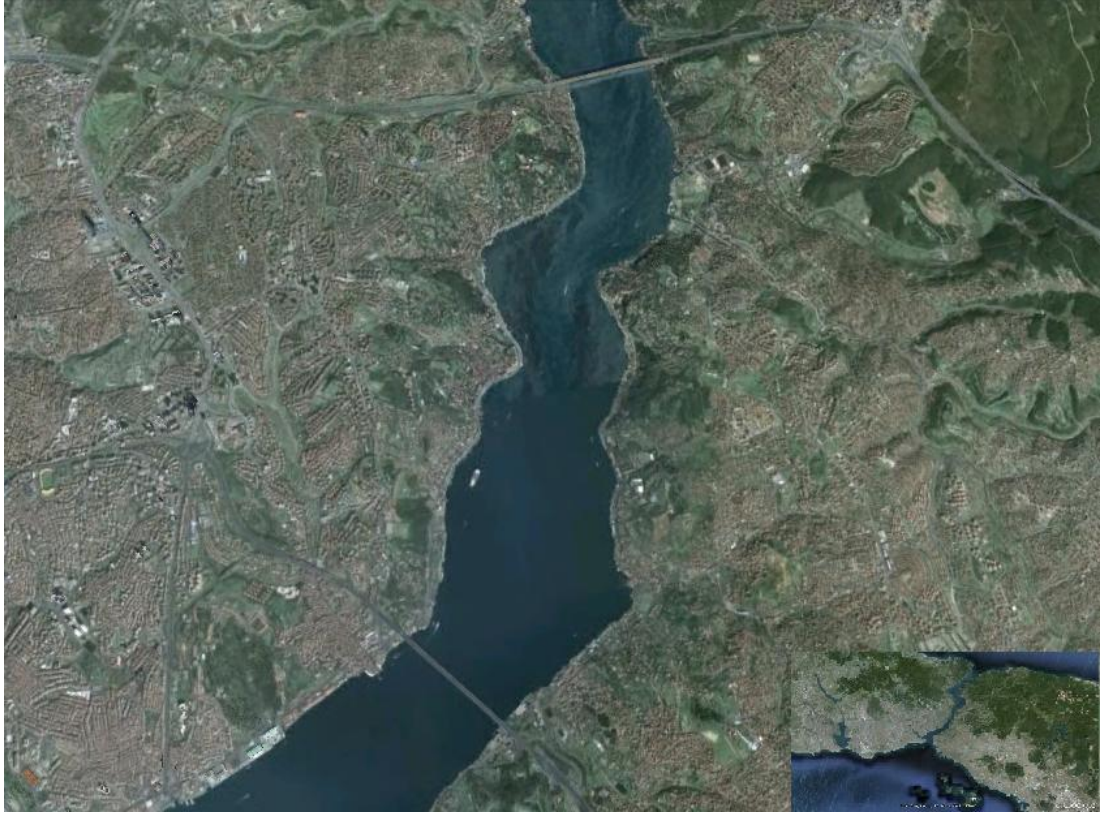


Şekil 3.5. Boğaziçi Köprüsünün Açıklık Düzenlemesi (Birimler : Metre)

Ancak örnek EKAK'nün simetrik olarak kablo sayılarının eşit olması için Boğaziçi köprüsünün (40 m + 45 m + 45 m + 45 m + 56 m) 231 m olan Ortaköy viyadüğü ile (63.75 m + 63.75 m + 63.75 m + 63.75 m) 255 m olan Beylerbeyi viyadüğü yerine Sutong köprüsündeki gibi 300 m açıklığındaki sadece ilk yan açıklıklar göz önüne alınarak tasarlanmıştır. Ayrıca Boğaziçi'nin topoğrafik yapısı göz önüne alınmıştır. Bu amaçla Sutong köprüsünün ilk yan açıklığı sonundaki köprü ayağı kaldırılarak mesnetlenmiştir. Şekil 3.6'te Boğaziçi'nin topoğrafik yapısı gösterilmiştir. Boğaziçi ve Fatih Sultan Mehmet Asma köprülerinin İstanbul Boğazındaki yerleşimleri Şekil 3.7'te gösterilmiştir.

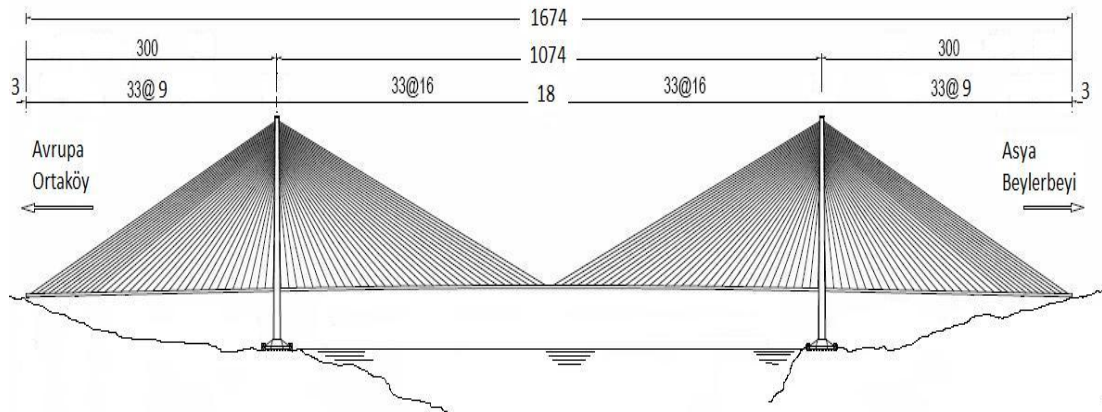


Şekil 3.6. Boğaziçi'nin Topoğrafik Yapısı [Kozaman, 2007].



Şekil 3.7. İstanbul Boğazının Kuşbakışı Görünüşü ve Köprülerin Yerleşimi [Kozaman, 2007].

Örnek EKAK, Boğaziçi köprüsünün bulunduğu koordinatlarda ve İstanbul boğazının sahip olduğu jeolojik yapısı ve geoteknik özelliklere göre tasarlanmıştır. Seçilen köprü geometrisi Şekil 3.8’de aşağıda verilmiştir.



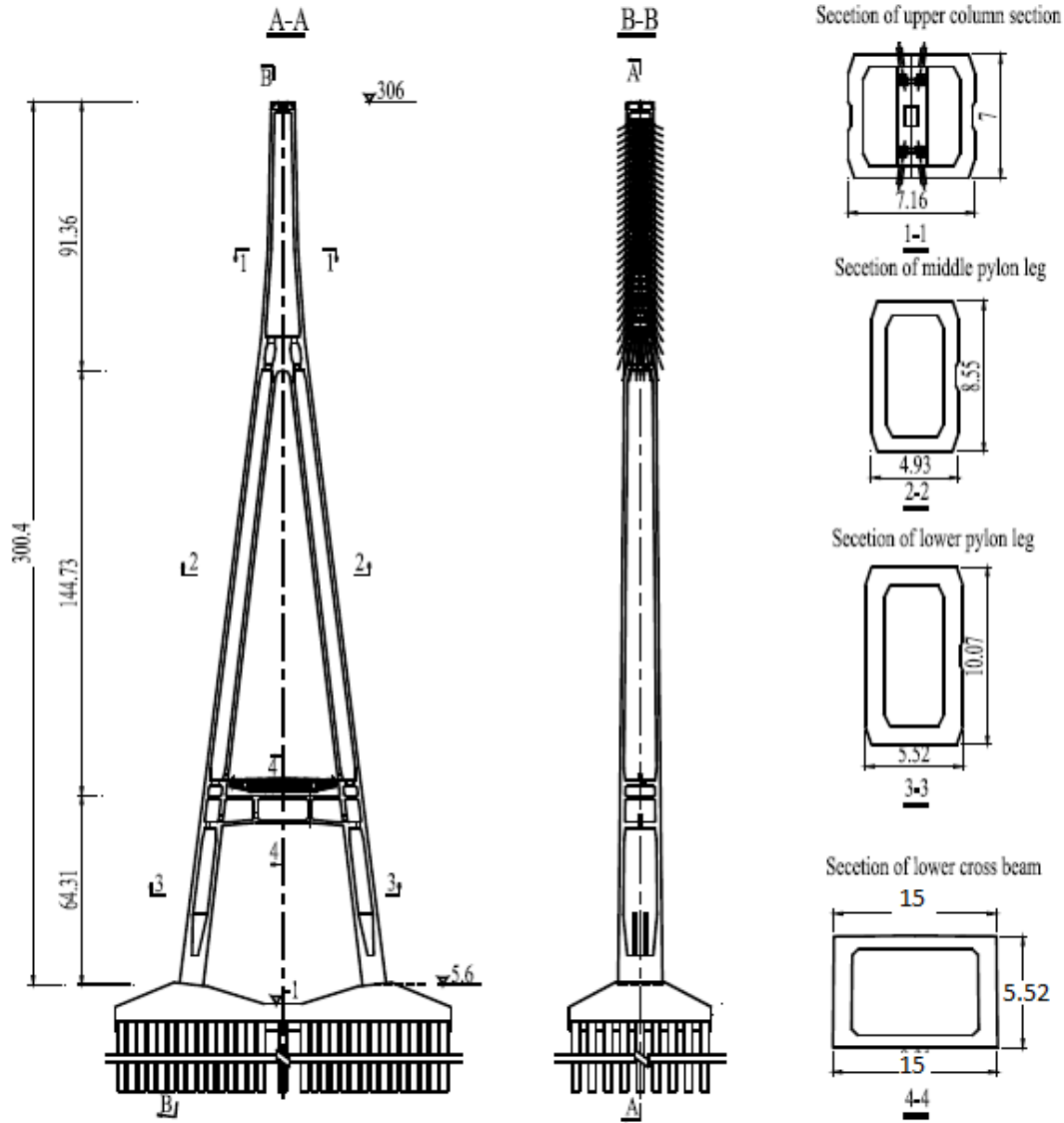
Şekil 3.8. Örnek Eğik Kablo Askılı Köprü'nün Açıklık Düzenlemesi

Köprü Toplam Uzunluğu	: 1674 m
Köprünün Ana Açıklığı	: 1074 m
Köprü Yan Açıklıkları	: 300 m
Pilon Yüksekliği	: 300.4 m
Kablo Adedi	: 264 adet (33 x 8)

EKAK, pilon eksenlerine göre simetrik olarak düzenlenen 33'er adet kablonun taşıdığı tabliye ile Ters Y tipli pilondan meydana gelmektedir. En kesitte, düşey düzlemde her bir pilonda iki düzlemde halatlar oluşturulmuş, böylece geniş olan tabliyede simetrik olmayan yüklemelerden oluşan burulma etkilerinin en aza indirilmesi amaçlanmıştır. Kablo düzenlemesi ana açıklıkta ve yan açıklıklarda sırasıyla 16 m ve 9 m mesafe olacak şekilde yapılmıştır.

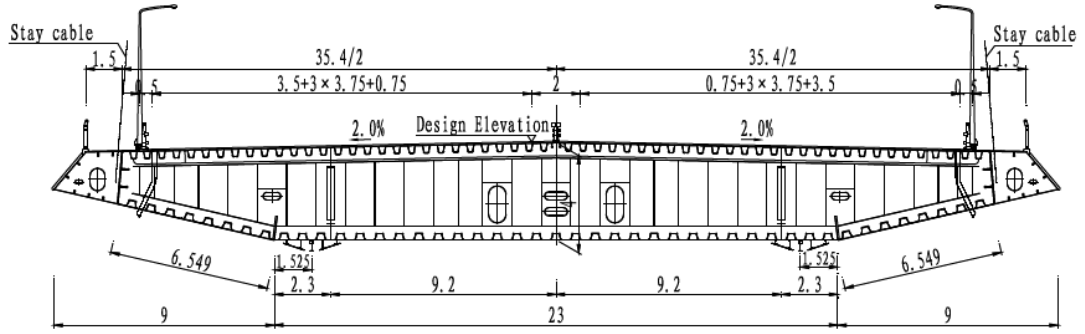
Seçilen Ters Y tipi pilon Şekil 3.9'da gösterilmiştir. Pilonlar betonarme kutu kesitli olarak düşünülmüştür. Pilonların beton dayanımı C50'dir. Pilonlar betona shear stud'lar ile pilonun üstünde sabitlenmiş 36 tonluk çelik kutuları tutacak şekilde modellenmiştir.

Rüzgar yükü etkisini azaltmak için, kablo sistemleri 7 milimetre tellerden oluşan paralel kablolardan yapılmış ve her telin enkesit alanı 38.48 mm^2 'dir. Kablo kalınlığı 130mm olarak tasarlanmıştır. Kabloların nominal çekme dayanımı 1770 MPa'dır. Örnek EKAK'de kullanılan en uzun kablo yaklaşık 577 metre ve 59 ton ağırlığındadır.



Şekil 3.9. Örnek Eğik Kablo Askılı Köprü'nün Pylon Kesitlerinin Detayı (Birimler : Metre) [You et al, 2008]

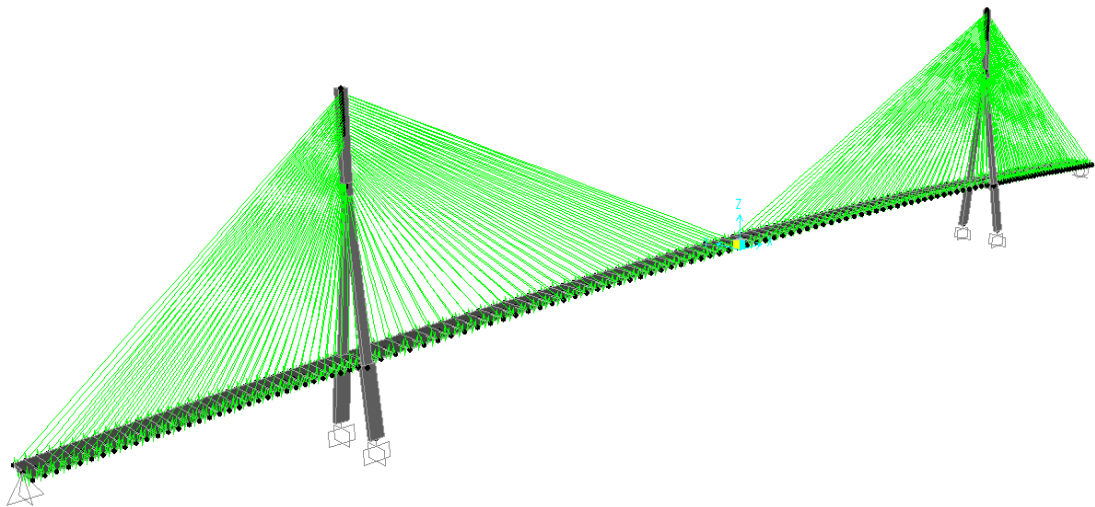
Köprü tabliyesi Sutong köprüsü ile benzer şekilde aerodinamik, kapalı, düz, çelik kutu kiriştir. 6 çift trafik şeritlerinin yerleştirildiği toplam genişlik 41 metredir. Enine kesit yüksekliği 4.0 metredir. Çelik kutu kiriş genellikle boyuna doğrultuda kapalı çelik oluklar ile rijitlenmiştir. Yapısal çeliğin karakteristik akma dayanımları 345 MPa'dır. Şekil 3.10'de kullanılan standart tabliye en kesiti gösterilmiştir.



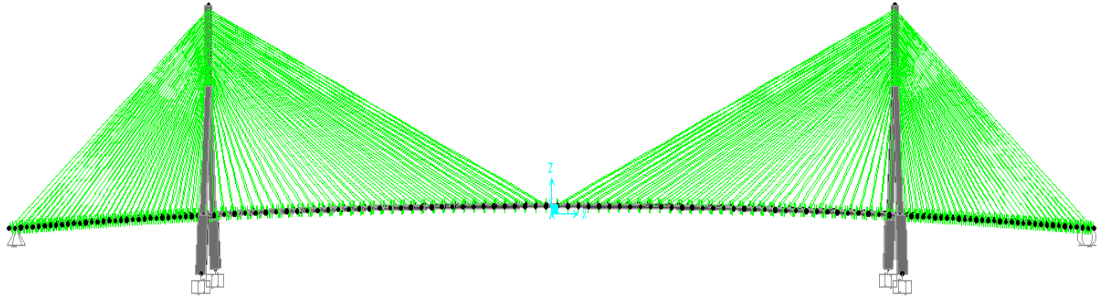
Şekil 3.10. Örnek Eğik Kablo Askılı Köprü'nün Tabliye En Kesiti (Birimler : Metre)
[Janjic, 2008].

3.3. Örnek EKAK'nın Sonlu Elamanlar Modeli

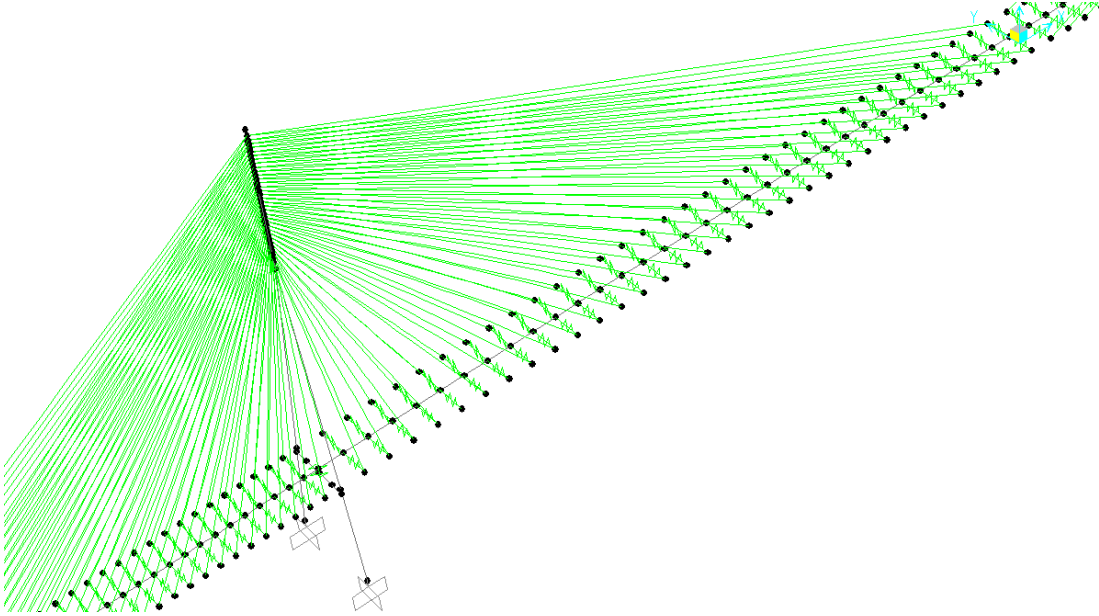
Geometrik özellikleri belirlenen örnek EKAK'nın üç boyutlu sonlu elemanlar modeli SAP2000 programı kullanılarak oluşturulmuştur. Köprü'nün üç boyutlu modeli çubuk elemanlar kullanılarak hazırlanmıştır. Malzeme özellikleri tanımlanmış ve tabliye kesitleri SAP2000 programının içinde bulunan CAD modülü ile çizilerek çubuk elemanlarına atanmıştır. Şekil 3.11'de örnek EKAK'nın üç boyutlu modeli, Şekil 3.12'de EKAK'nın boy kesiti, Şekil 3.13'de EKAK elemanları ve düğüm noktaları gösterilmiştir.



Şekil 3.11. Örnek EKAK'nın Üç Boyutlu Sap2000 Modeli

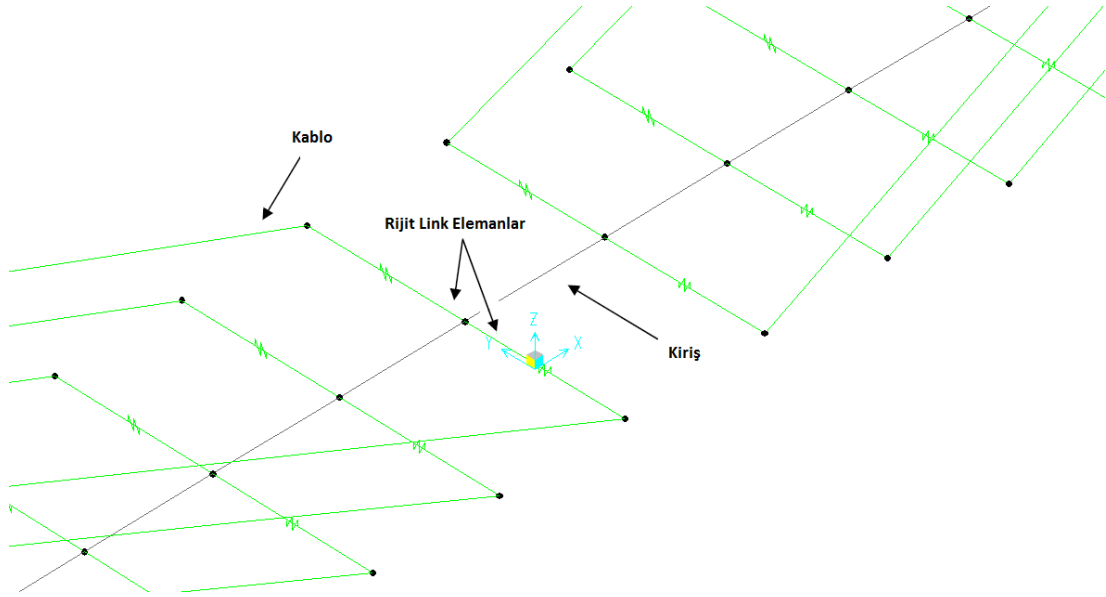


Şekil 3.12. Örnek EKAK'nın Üç Boyutlu Sap2000 Modeli (Boy Kesit)

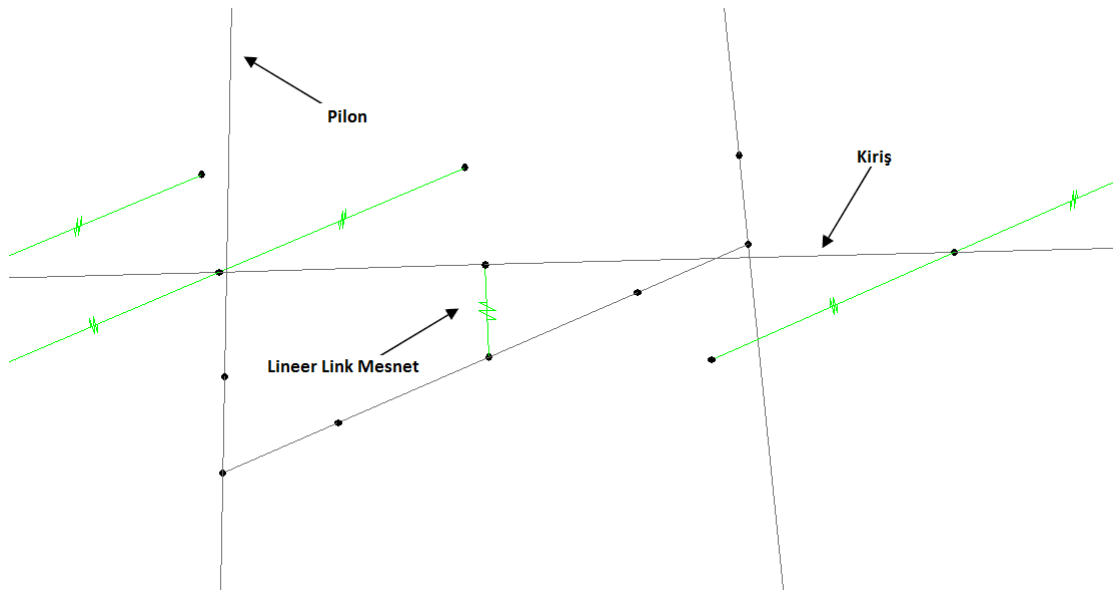


Şekil 3.13. Örnek EKAK'nın Çubuk Elemanları, Düğüm Noktaları ve Kabloları

Kablolar, SAP2000 programının içinde hazır olarak bulunan özel kablo elemanları ile modellenmiştir. Kablo elemanları, narin kabloların kendi ağırlığı altındaki nonlinear davranışı modellemek için kullanılan bir eleman türüdür. P- Δ ve büyük yerdeğiştirmelerin neden olduğu nonlinear davranış kablo elemanı için dikkate alınmaktadır. Modelde ana kirişleri oluşturan çubuk elemanlardan her iki tarafa sanal rijit link elemanlar tanımlanarak, kabloların ana kirişe olan bağlantı noktalarının gerçekçi bir şekilde modellenmesi Şekil 3.14.'deki gibi sağlanmıştır. Pilon ile kiriş bağlantısı ise Şekil 3.15'de gösterildiği gibi lineer link mesnet ile sağlanmıştır.



Şekil 3.14. Kablo – Kiriş Birleşimi ve Rijit Link Elemanlar ile Modellenmesi



Şekil 3.15. Pilon – Kiriş Birleşimi ve Lineer Link Eleman ile Modellenmesi

Örnek EKAK'nın pilon ayakları ankastre yaklaşım viyadüklerinin karaya oturduğu yerde biri sabit diğeri kayıcı olacak şekilde mesnetlenmiştir. Şekil 3.12'de mesnetleme koşulları gösterilmiştir.

3.4. Yük Analizi

3.4.1 Birim Hacim ve Birim Boy Ağırlıkları

Analizlerde kullanılan yapısal çelik, beton, asfalt ve oto korkuluk ve yaya korkuluk ağırlıkları aşağıdaki gibi alınmıştır.

Yapısal Çelik : 78.5 kN/m³

Beton : 25 kN/ m³

Asfalt : 23 kN/ m³

Oto Korkuluk ve Yaya Korkuluklar : 1.5 kN/m

3.4.2. Zati Yük Analizi

3.4.2.1. Esas Yükler

Sutong köprüsü hakkında yapılmış bir çalışmada tipik çelik ağırlığı 24 ton/m olarak verilmiştir [Verjum, 2008]. Buna göre;

Tabliye Zati Yüğü : 24 ton/m x 9.81 m/sn² = 235.44 KN/m

olarak bulunur.

Bu veriye göre; SAP2000’de “kesit tasarımcısı” modülü ile çizilmiş tabliye kesitlerinin en kesit alanı 3.0138 m²’dir.

Tabliye Enkesit Alanı : 3.0138 m²

Tabliye Zati Yüğü : 3.0138 m² x 78.5 kN/m³ = 236.5833 kN/m

Tabliye zati yükleri birbirlerine çok yakın olduğu için Sutong EKAK’nün tabliye enkesit alanı yaklaşık 3 m² olduğu kabul edilmiştir.

3.4.2.2. İlave yükler

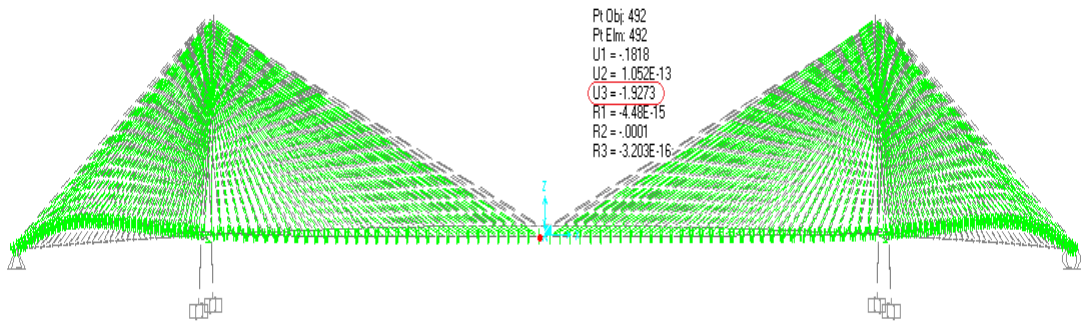
Sutong köprüsünde tabliye üzerinde asfalt kalınlığı 36 mm olarak alınmıştır [Al-Ammaren, 2009]. Buna göre;

$$\text{Asfalt Yüğü} : 41.00 \text{ m} \times 0.036 \text{ m} \times 23 \text{ kN/ m}^3 = 33.948 \text{ kN/m}$$

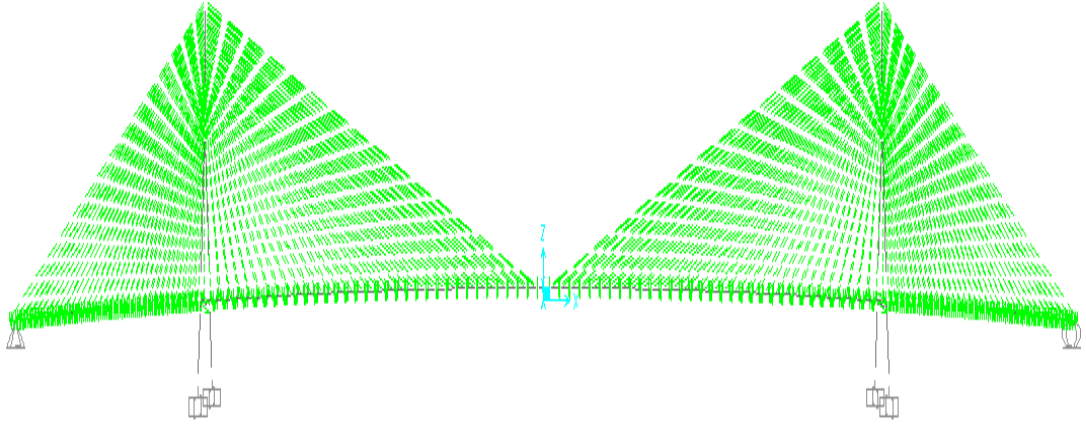
$$\text{Toplam Yüğü} : 270.5313 \text{ kN/m}$$

olarak bulunmuştur.

Esas ve ilave yükler altında EKAK'nın sehimini bulunmuştur. Şekil 3.16'te toplam ölü yükler altında 1.92 m ana açıklığın orta noktasında sehim oluştuğu okunmaktadır. Bu sehim yapıya ters sehim olarak verilirse köprü kendi ağırlığı altında aşırı şekil değiştirmiş görüntüsü vermeyecektir ve estetik olarak uygun bir görüntü sağlanmış olacaktır. Bu açıdan bakıldığında ters sehim miktarı geometrik olarak önemlidir ve köprü estetiği açısından da dikkat edilmesi gerekli bir husustur. Örnek EKAK için %3 eğimle köprü'nün boyuna doğrultusunda ters sehim verilmiştir. Ana açıklığın orta noktası 25.11 m yukarıda olacak şekilde parabolik ters sehim uygulanmıştır. Şekil 3.17'da örnek EKAK için ters sehim gösterilmiştir.



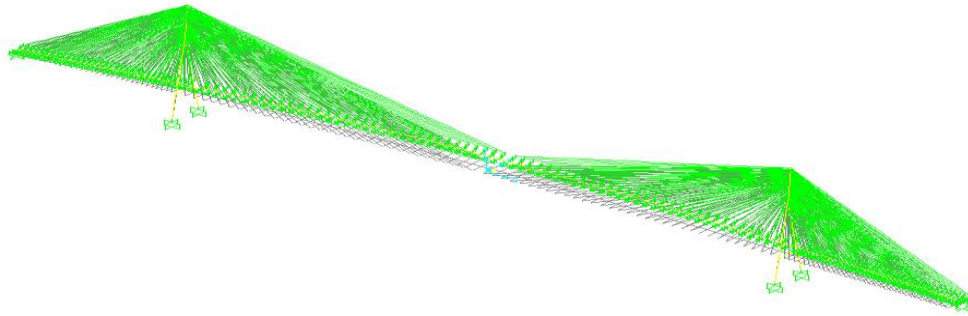
Şekil 3.16. Örnek EKAK'nın Toplam Ölü Yük Etkisi Altındaki Sehim



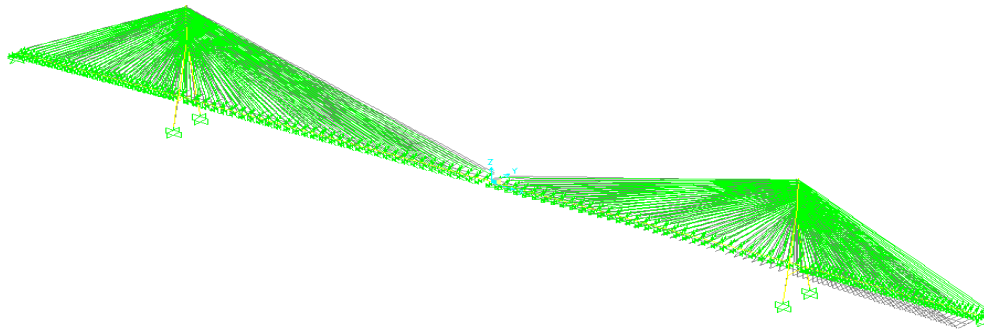
Şekil 3.17. Örnek EKAK’de Uygulanan Ters Sehimin Gösterimi

EKAK’de yapılan modal analiz sonucunda ilk 10 moda ait mod şekilleri aşağıda verilmiştir, Şekil 3.18.

Mod 1 $T = 13.71276$ sn $f=0.07292$

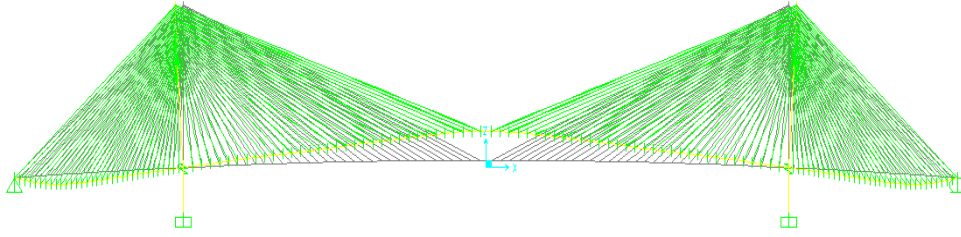


Mod 2 $T = 10.28320$ sn $f=0.09725$

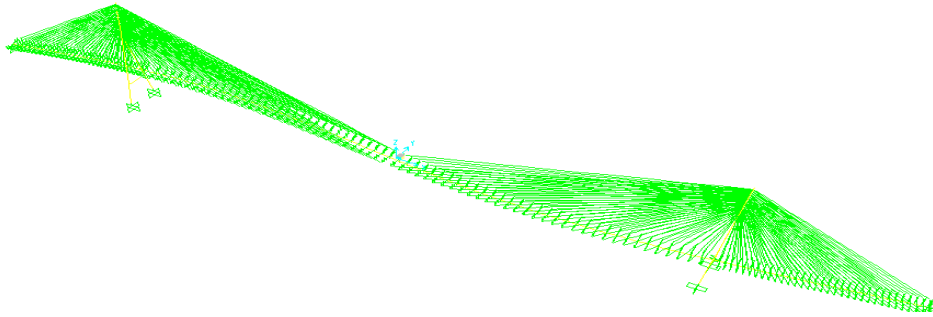


Şekil 3.18. Örnek EKAK’ nün 1. ve 2. Mod Şekilleri

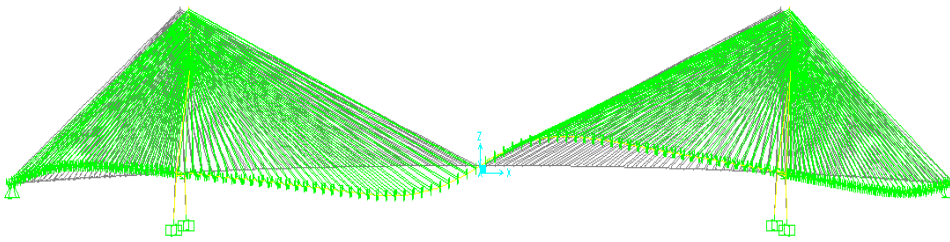
Mod 3 $T = 6.30669$ $f = 0.15856$



Mod 4 $T = 5.28825$ $f = 0.18910$

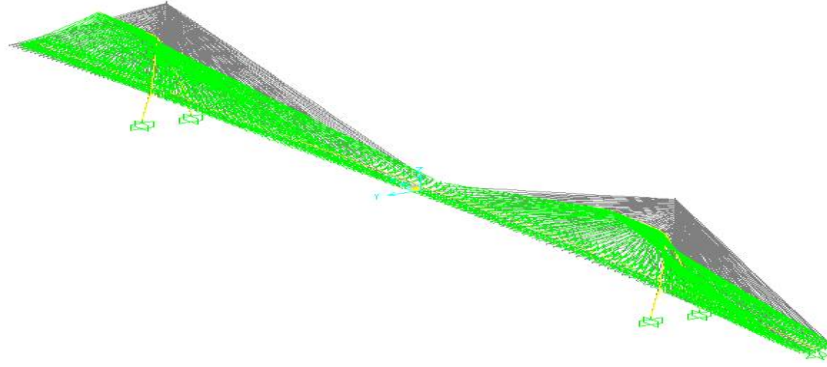


Mod 5 $T = 4.88676$ $f = 0.20463$

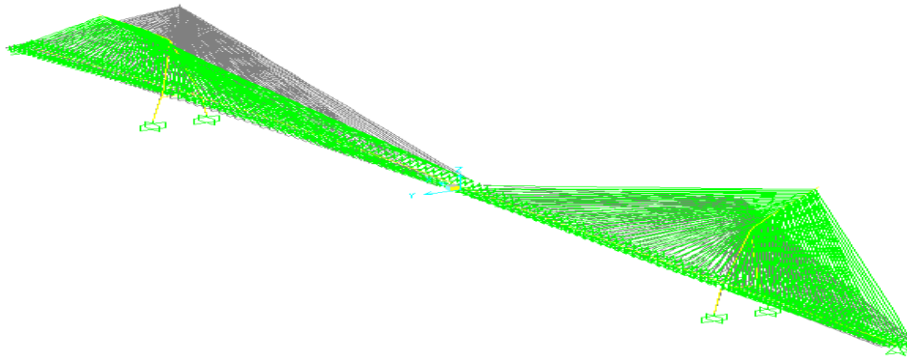


Şekil 3.19. Örnek EKAK' nün 3., 4. ve 5. Mod Şekilleri

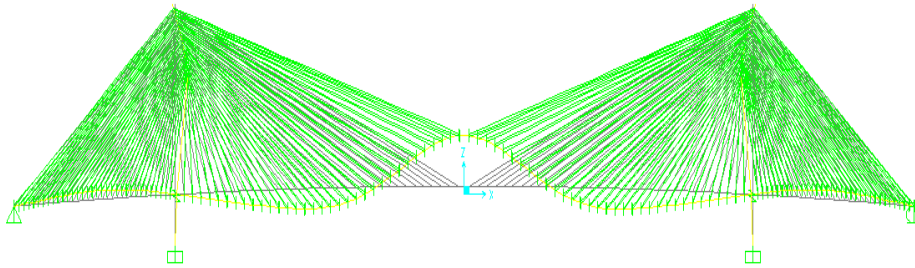
Mod 6 $T=3.82419\text{sn}$ $f=0.26149$



Mod 7 $T=3.78936\text{sn}$ $f=0.26390$

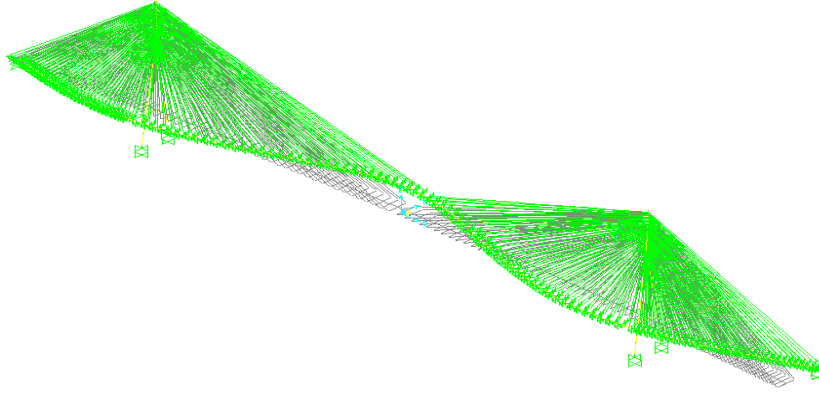


Mod 8 $T=2.87283\text{sn}$ $f=0.34809$

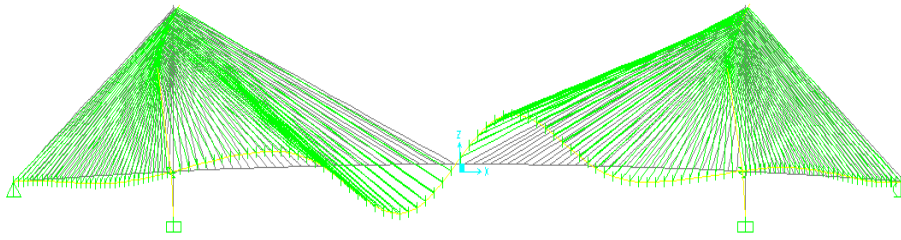


Şekil 3.20. Örnek EKAK' nün 6., 7., ve 8. Mod Şekilleri

Mod 9 $T = 2.83297$ sn $f = 0.35299$

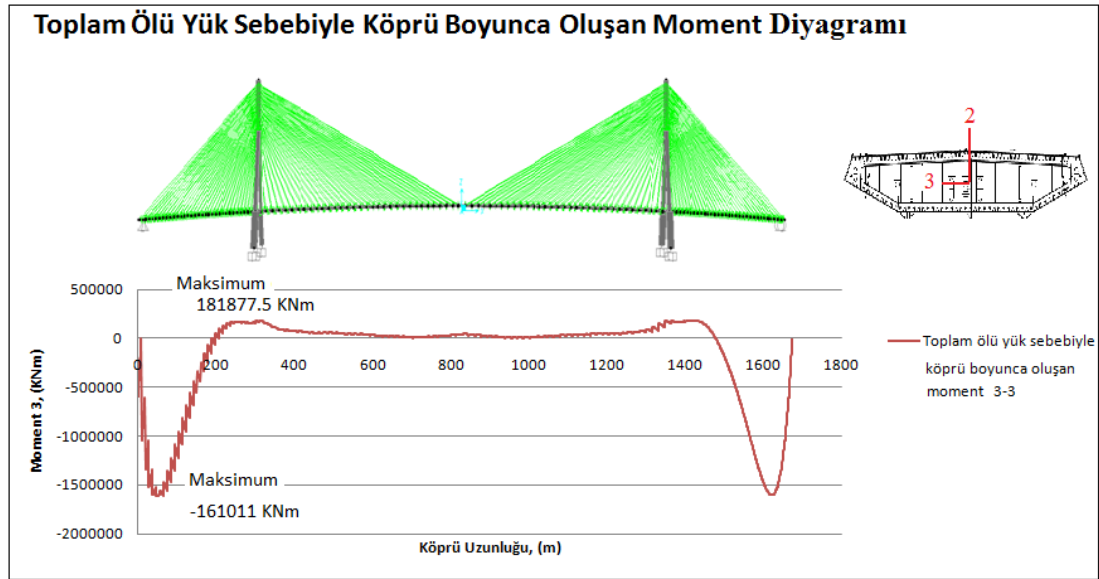


Mod 10 $T = 2.35931$ $f = 0.42385$

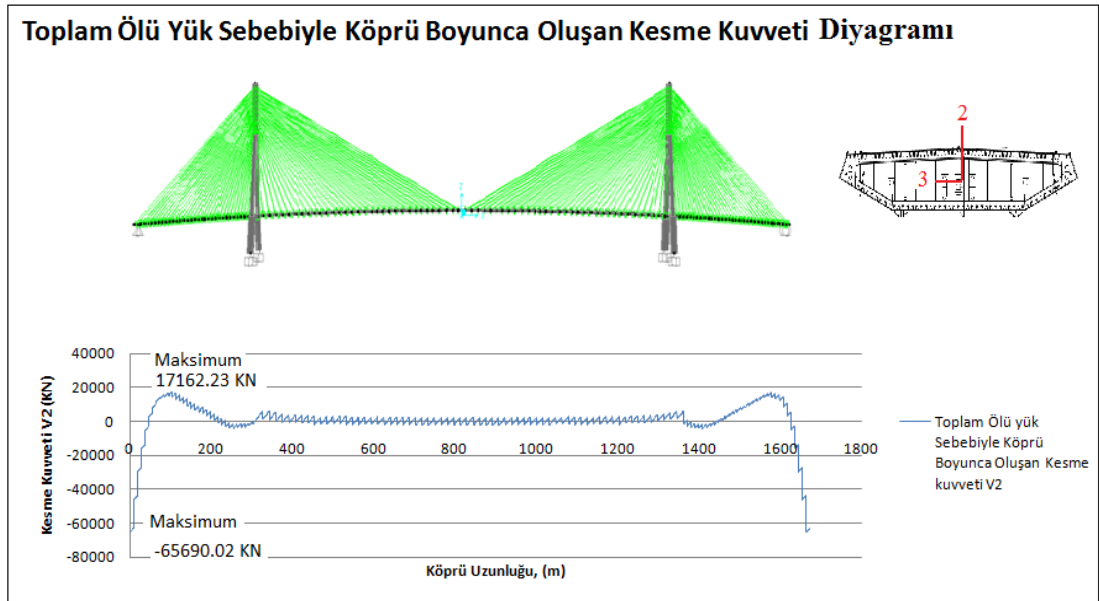


Şekil 3.21. Örnek EKAK' nün 9. ve 10. Mod Şekilleri

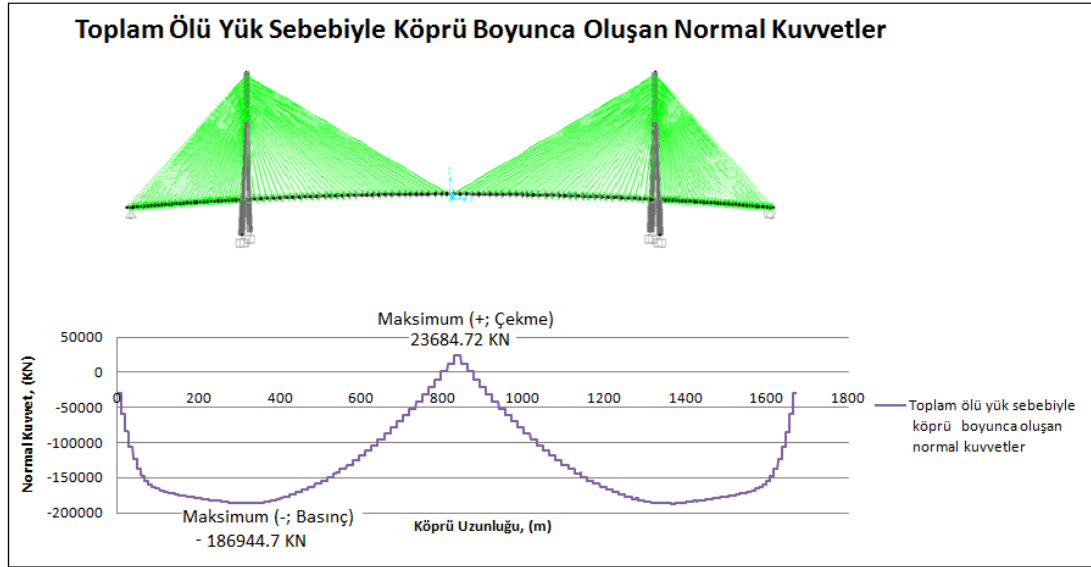
3.4.3. Toplam Ölü Yük Sebebiyle Köprü Boyunca Oluşan Maksimum İç Kuvvetler



Şekil 3.22. Toplam Ölü Yük Sebebiyle Köprü Boyunca Oluşan Moment Diyagramı



Şekil 3.23. Toplam Ölü Yük Sebebiyle Köprü Boyunca Oluşan Kesme Kuvveti Diyagramı



Şekil 3.24. Toplam Ölü Yük Sebebiyle Köprü Boyunca Oluşan Normal Kuvvet

Toplam ölü yükler sebebiyle tabliyede köprü boyunca oluşan iç kuvvetler Şekil 3.22., Şekil 3.23., ve Şekil 3.24.'de gösterilmiştir. Köprü boyunca tabliyedeki moment, normal kuvvet ve kesme kuvveti tesirlerinin hepsi yan açıklıklarda ana açıklığa göre daha fazla artış olduğu görülmektedir.

4. ÖRNEK EĞİK KABLO ASKILI KÖPRÜNÜN ZAMAN TANIM ALANINDA DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMİ İLE DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ

Mevcut ve/veya güçlendirilen köprü ve viyadüklerin deprem etkisi altındaki performansların değerlendirilmesi için, genel olarak iki farklı kriter geçerlidir. Birinci kritere göre, yapıya etkiyen deprem yükleri yönetmeliklerde öngörülen düzeye ulaştığında yapının istenilen performans hedefini dayanım, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeler bakımından karşılayıp karşılamadığı araştırılır. İkinci kritere göre yapılan araştırmada ise, belirli bir deprem etkisi altında yapıdaki yerdeğiştirme istemine ulaşıldığında, yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanamadığı kontrol edilmektedir. Yönetmeliklerde yer alan ve yapıların deprem yükleri altında analizi için kullanılmakta olan yöntemler, genel olarak yapıların doğrusal-elastik davranış göstereceği esasına dayanmaktadır. Deprem etkilerine göre yapı sistemlerinin analizinde, malzemenin doğrusal-elastik sınır ötesindeki davranışını dikkate almak üzere, taşıyıcı sistem davranış katsayısı tanımlanmakta ve elastik deprem yükleri bu katsayıya bağlı olarak bir deprem yükü azaltma katsayısı ile küçültülmektedir. Dolayısıyla doğrusal-elastik analiz yöntemlerinde yapının davranışı hesaplanan katsayıya bağlı kılınmaktadır. Gerçekte ise deprem etkileri, yapıların büyük miktarda enerji sönümlediği elastik ötesi davranışa neden olmakta ve bunun sonucunda doğrusal-elastik analiz yöntemleri ile tasarlanan yapılarda ağır hasara neden olabilmektedir. ‘Doğrusal-elastik davranış’ varsayımı, analizleri önemli miktarda kolaylaştırmasına ve yapının elastik kapasitesini iyi bir şekilde belirlemesine karşın, yapının göçme mekanizmasının belirlenmesi ve elastik ötesi kapasitesinin devreye sokulması konusunda yetersiz kalmaktadır. Ayrıca doğrusal-elastik analiz yöntemleri ile yapı sisteminin deprem etkileri altında gerçek performansının anlaşılması da mümkün olmamaktadır. Depremlerde oluşan hasarın ve ekonomik kayıpların çok büyük miktarda olması, depreme dayanıklı yapı tasarımında hasar kontrolünün, dolayısıyla performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin önemini ortaya çıkarmıştır. Yapı sistemlerinin deprem etkileri altında performansa dayalı tasarımı ve değerlendirilmesinde, yapının doğrusal olmayan davranışının belirlenmesi gereklidir. Bu amaçla kullanılan yöntemler,

doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemleri ve doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleri olmak üzere ikiye ayrılmaktadır.

Bu bölümde de boyutları belirlenen örnek kablolu köprünün deprem performansının belirlenmesi için, hazırlanan Sap2000 modelinde pylonlarda moment-dönme mafsalları kullanılmıştır. Betonarme pylonlarda kesit rijitlikleri için çatlamış kesit rijitlikleri kullanılmıştır. Kablolar sadece eksenel çekme kuvveti alacak şekilde modellenmiştir. Hazırlanan modelde zaman – tanım alanında doğrusal olmayan analiz ile plastik mafsallardaki dönmeler dolayısıyla eğrilik ile beton ve çelikteki birim uzama ve birim kısalma değerleri elde edilmiş daha sonra bu birim uzama ve kısalma değerleri her bir deprem performans düzeyi için belirlenen sınır değerlerle karşılaştırılmıştır.

4.1. Hedeflenen Performans Düzeyi ve Kullanılan Deprem Düzeyleri

Performans seviyeleri, yapıda belirli bir deprem etkisi altında meydana gelmesi öngörülen hasar miktarının sınır durumlarıdır. Bu sınır durumlar, yapı elemanlardaki fiziksel hasarın miktarına, bu hasarın can güvenliği bakımından bir tehlike oluşturup oluşturumamasına, deprem sonrasında yapının kullanılabilirlik durumuna ve hasarın neden olduğu ekonomik kayıplara bağlı olarak belirlenmektedir.

Şekildeğiştirmeye göre performans değerlendirmesi kapsamında, örnek kablolu köprü için iki farklı deprem düzeyi için, aşağıda tanımlanan performans düzeylerinin gerçekleşmesi öngörülmektedir:

a) Minimum hasar performans düzeyi: Bu performans düzeyi, 50 yılda %10 aşılma olasılıklı veya ortalama deterministik deprem etkisi altında EKAK'lerden beklenen deprem performansını ifade etmektedir. Öngörülen deprem DBE-1 deprem düzeyi olarak tanımlanmıştır. Bu deprem etkisi altında, örnek EKAK elemanlarının ihmal edilebilecek düzeyde, minimum hasar görmelerine izin verilmektedir. EKAK, depremden hemen sonra tüm performansı ile hizmet verebilecek durumdadır.

b) Kontrollü hasar performans düzeyi: Bu performans düzeyi, 50 yılda %2 aşılma olasılıklı deprem etkisi altında örnek köprüden beklenen deprem performansını ifade etmektedir. Öngörülen deprem örnek EKAK'nın servis ömrü boyunca aşılma olasılığı çok az olan, seyrek ve çok şiddetli bir deprem düzeyini temsil etmektedir. DBE-2 deprem düzeyi olarak tanımlanan bu düzeyde, EKAK'de belirli elemanlarında önemli derecede doğrusal şekildeğiştirmesine izin verilmekte, ancak meydana gelebilecek hasarın, köprü ve viyadüğün genel stabilitesini etkilemeyecek mertebede ve kabul edilebilir bir süre içinde onarılabilir düzeyde olması öngörülmektedir.

Tanımlanan performans düzeyleri ile bunlara karşı gelen deprem düzeylerinde sünek davranış için yapılacak performans değerlendirmesinde kullanılmak üzere, betonarme kesitlerde izin verilen birim şekil-değiştirme sınırları aşağıda tanımlanmıştır. Bu değerler köprüler için yapılan teorik ve deneysel çalışmalar esas alınarak tanımlanmıştır [Aydinoğlu, 2005]. Tablo 4.1 ve Tablo 4.2.

Tablo 4.1. Performans Düzeyleri [Boduroğlu, 2007].

Deprem Düzeyi	Performans Düzeyleri			
	Normal köprü		Önemli köprü	
	Servis	Hasar	Servis	Hasar
DBE-1	Devamlı	Onarılabilir	Devamlı	Minimum
DBE-2	Sınırlı	Önemli	Devamlı	Onarılabilir

Bu çalışmada sadece DBE-1 deprem düzeyine göre ölçeklendirilen ve davranış spektrumları çizilen kayıtlar kullanılmış ve bu seviyeye göre performans değerlendirilmesi yapılmıştır.

Tablo 4.2. Birim Şekil Değiştirme Sınırları [Boduroğlu, 2007].

Deprem Düzeyi	Sargısız beton için birim şekildeğiştirme sınırları		Sargılı beton için birim şekildeğiştirme sınırları	
	Beton	Çelik	Beton	Çelik
Minimum Hasar / DBE-1	0.002 (Basınç)	0.008 (Çekme)	0.004 (Basınç)	0.015 (Çekme)
Onarılabilir Hasar / DBE-2	0.005 (Basınç)	0.012 (Çekme)	0.018 (Basınç)	0.060 (Çekme)

Örnek EKAK, önemli köprüler kategorisinde ve tüm betonarme kesitleri sargılı olarak öngörülmüş ve detaylandırılmıştır. Köprünün deprem performanslarının belirlenmesini için kullanılacak deprem kayıtları, zaman-tanım alanında yapılacak doğrusal olmayan analiz için ölçeklendirilmiş üç adet ivme-zaman kayıdır.

4.2. Zaman Tanım Alanında Deprem Etkisi

Yapısal analiz ve hesaba dayalı olanaklardaki hızlı gelişmeler sonucu zaman tanım alanında hesap yöntemleri, sismik analizde ve yapıların tasarımında yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu yöntemler kullanılırken ortaya çıkan en önemli sorunlardan biri, yönetmelik gereksinimlerini karşılayan deprem kayıtlarının teminidir. Deprem ivme kayıtları üç kaynaktan elde edilebilir. Birincisi tasarım ivme spektrumu uyumlu yapay kayıtlar, ikincisi simule edilmiş (benzeştirilmiş) kayıtlar, üçüncüsü ise Deprem esnasında kaydedilen ivme kayıtlarıdır.

Mevcut olan kuvvetli yer hareketi veri bankalarının her geçen gün zenginleşmesi ve bunlara ulaşmanın ilerleyen teknoloji ile birlikte daha da kolaylaşması, gerçek depremlerden alınan kayıtların kullanılması ve ölçeklenmesini en güncel araştırma konularından biri haline getirmiştir. Türkiye Deprem Yönetmeliğinde (DBYBHY, 2007) tanımlanan uyum kriterlerine ve yerel zemin sınıflarına göre seçilen kayıtlar, zaman tanım alanında ölçekleme yöntemleri kullanılarak önerilen tasarım ivme spektrumlarıyla eşleştirilmeye çalışılmakta ve

farklı zemin tipleri için en iyi uyumu sağlayan gerçek kayıtlar seçilmektedir [Fahjan, 2008].

Geleneksel olarak, yapılara etkiyen sismik yüklerin hesabı “Eşdeğer Statik Deprem Yüğü Yöntemi” ve “Mod Birleştirme Yöntemi” ile yapılmaktadır. Son dönemlerde yapısal analizde ve teknolojiye sağlanan gelişmelerle birlikte, zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi yapıların tasarım ve analizinde yaygın olarak kullanılmaktadır.

Belirli bir bölgedeki tasarım ivme spektrumuna uygun gerçek kuvvetli yer hareketi kaydının seçilebilmesi için kullanılan kriterler jeolojik ve sismolojik şartları içermelidir. Depremin büyüklüğü, faylanma tipi, çalışma alanının faya olan mesafesi, yırtılma yönü, yerel zemin koşulları ve kaydın spektral içeriği bu şartların en önemlilerini teşkil etmektedir.

Gerçek deprem kayıtları, yer sarsıntısının doğası ve belli başlı özellikleri (genliği, süresi, faz özellikleri ve frekans muhteviyatı) hakkında sağlıklı bilgiler içerir. Ayrıca, kayıtları etkileyen kaynak, yayılım ortamı ve zemin gibi bütün faktörleri de yansıtır. Bu yüzden sahanın sismolojik parametrelerini de göz önünde bulundurarak bu tür kayıtların seçilmesi diğer alternatiflere göre büyük üstünlük sağlar.

Zaman – Tanım alanında doğrusal olmayan analiz , köprünün deprem yer hareketi altındaki hareket denkleminin doğrusal olmayan iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntıları kullanılarak zaman tanım alanında doğrudan entegrasyonuna karşı gelmektedir.

Zaman tanım alanında analiz için köprünün bulunduğu yerin depremsellik ve zemin özelliklerini temsil eden gerçek veya benzeştirilmiş deprem kayıtlarının elde olması veya türetilmiş olması gereklidir. Çözümler, kullanılan kaydın özelliklerine göre değişim göstereceğinden, bu tür analiz yaklaşımında birden fazla kaydın kullanılması ve elde edilen sonuçlarının bir istatistik süreçten geçirilmesi

öngörülmektedir. Bu çalışmada yukarıda anlatıldığı gibi 3 adet gerçek deprem kaydı kullanılmıştır. Bu kayıtlar yapının periyoduna ve tasarım spektrumuna göre ölçeklendirilmiştir. İç kuvvetler ve şekil değiştirmeler elde edilir iken bu 3 deprem kaydının sonuçlarından en büyük olanı kullanılmıştır.

4.2.1. Gerçek Deprem Kayıtlarının Seçilmesi

Gerçek deprem kayıtları, yer hareketinin belli özelliklerini temsil etmesi için genellikle ya tasarım spektrumuna veya büyüklük, mesafe ve zemin sınıfı gibi minimum parametreleri verilen deprem senaryosuna dayandırılarak seçilir. Sismik tasarım yönetmeliklerinde, uygun gerçek kayıtların nasıl seçileceği ile ilgili verilen yönlendirmeler çoğunlukla sismolojik parametreler yerine tepki spektrumuna uygunluğa odaklanır. Böylece kayıtlar en büyük yer ivmesi gibi kuvvetli yer hareketi parametrelerine göre bir tasarım tepki spektrumuna uyacak şekilde seçilir. Belirli bir bölge için seçilecek kayıtlar hem yapılan Sismik Tehlike Analizi sonucunda ortaya çıkan tepki spektrumuyla uyuşmalı hem de jeolojik ve sismolojik şartları sağlamalıdır.

Depremin büyüklüğü, yer hareketinin frekans içeriğini ve süresini güçlü bir şekilde etkilediği için uygun büyüklüğe sahip kayıtların seçilmesi çok önemlidir. Seçilecek kayıtların deprem büyüklüklerinin hedef olarak belirlenen büyüklüğe ± 0.25 yaklaşıklıkta olması istenir [Stewart et al, 2001]. Özellikle faya yakın olan bölgelerde yapılacak olan çalışmalarda seçilecek kayıtların uygun fay-saha mesafesine sahip olması önemlidir. Çünkü, yakın fay yer hareketlerinin özellikleri diğerlerine nazaran çok farklıdır. Diğer bir etken olan zemin koşullarının ise kuvvetli yer hareketinin özellikleri üzerinde çok önemli etkileri vardır. Yer hareketleri yumuşak zeminlerde büyütülmesine rağmen içeriğindeki yüksek frekanslı hareketler azalır. Büyütmenin yer hareketi üzerindeki etkileri, genellikle kaydın ivme spektrumunun orta ve yüksek periyotlu bölgelerinde fark edilebilir.

Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi (Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center [PEER, 2006], <http://peer.berkeley.edu/smcat>) kuvvetli yer hareketi veri bankasında bulunan deprem kayıtları kullanılmaktadır. Burada, dünyanın çeşitli yerlerinde aktif tektonik faaliyet gösteren bölgelerde

meydana gelen 92 sığ kabuksal depremden alınan 4 062 kayıt mevcuttur. Türkiye'nin genel fay yapısı doğrultu atımlı (strike-slip) olduğundan ölçekleme yapmak için genellikle doğrultu atımlı fayların oluşturduğu deprem kayıtları seçilmiştir.

Uygun deprem kayıtlarının seçilmesi ve uygun ölçekleme katsayılarının tayini için öncelikle deprem tasarım spektrumu çizilmelidir. İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliğinde (İYBDY) tanımlanan deprem tasarım spektrumu aşağıdaki denklemlere göre belirlenir.

$$T_o = 0.2T_s \quad (4.1.)$$

$$T_s = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \quad (4.2.)$$

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (4.3.)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (4.4.)$$

$$S_{ae}(T) = 0.4 S_{MS} + 0.6 \frac{S_{MS}}{T_o} T \quad (T_o \leq T) \quad (4.5.)$$

$$S_{ae}(T) = S_{MS} \quad (T_o \leq T \leq T_s) \quad (4.6.)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{M1}}{T} \quad (T_s \leq T \leq T_L) \quad (4.7.)$$

$$S_{ae}(T) = \frac{S_{M1} T_L}{T^2} \quad (T_L \leq T) \quad (4.8.)$$

F_a = Kısa periyotlu spektral ivme için zemin etkisi katsayısı

F_v = 1 saniye periyotlu spektral ivme için zemin etkisi katsayısı

S_{ae} = Elastik spektral ivme

S_s = Referans zemin sınıfı için kısa periyotlu spektral ivme

S_1 = Referans zemin sınıfı için 1 saniye periyotlu spektral ivme

S_{MS} = Göz önüne alınan zemin sınıfı için kısa periyotlu spektral ivme

S_{M1} = Göz önüne alınan zemin sınıfı için 1 saniye periyotlu spektral ivme

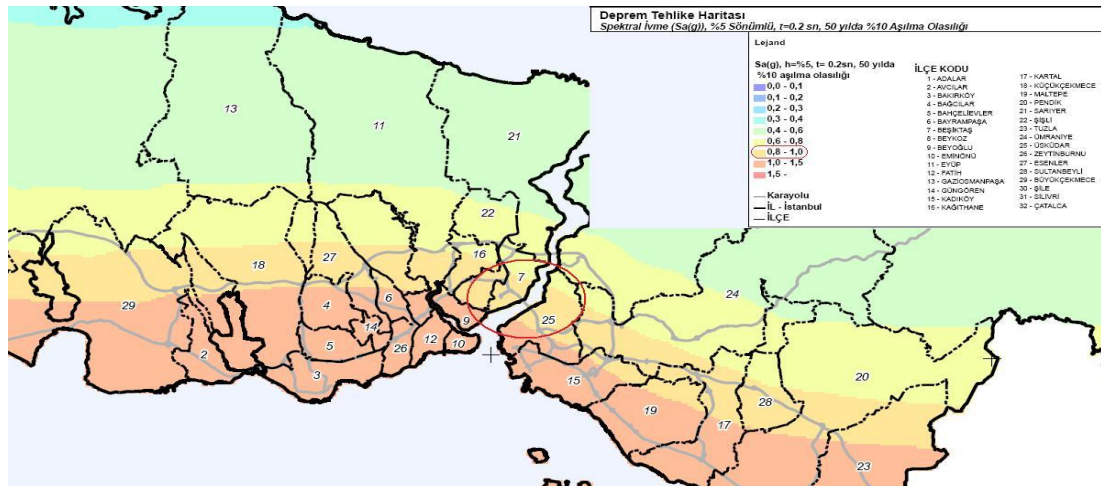
T = Doğal titreşim periyodu

T_o = Spektrum köşe periyodu

T_L = Uzun periyod bölgesine geçiş periyodu

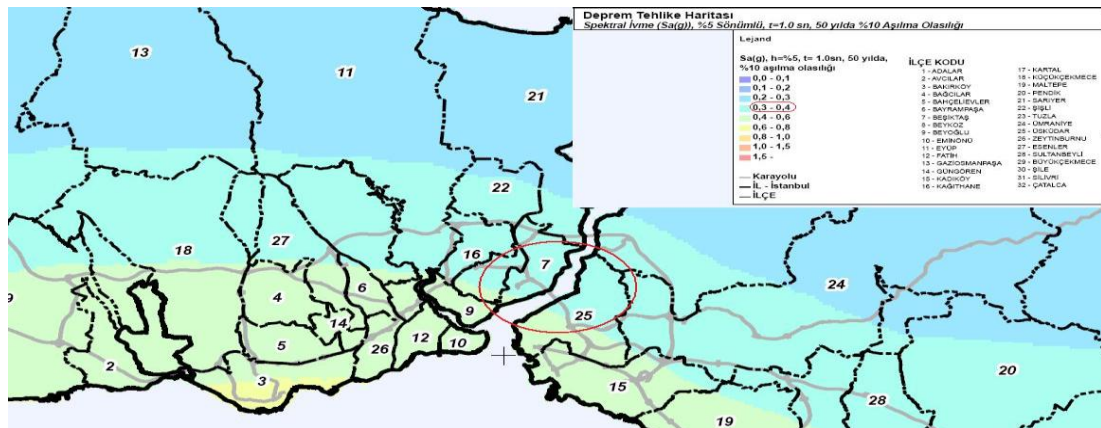
T_s = Spektrum köşe periyodu

Öncelikle kısa periyotlu spektral ivme S_s , ve $t=1$ sn periyotlu S_1 değerleri İYBDY Ek-A'da bulunan 50 yılda %10 aşılma olasılığı için deprem tehlike haritalarından EKAK'nün bulunduğu lokasyonda lineer iterasyon ile belirlenir.



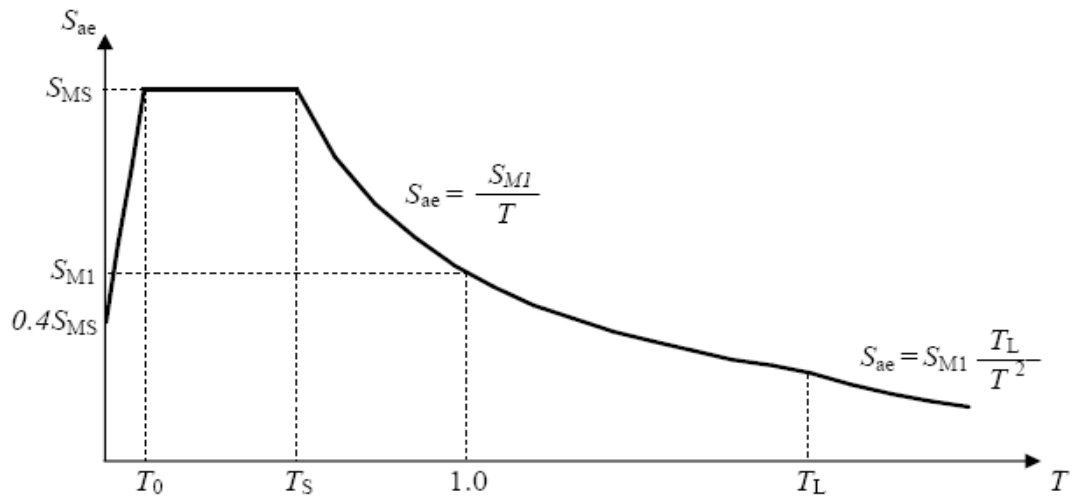
Şekil 4.1. Deprem Tehlike Haritası (50 yılda %10 aşılma olasılığına karşı gelen %5 sönüm oranlı $t=0.2$ sn S_s spektral ivme haritası) [İYBDY, 2008].

Örnek EKAK'sünün bulunduğu lokasyonlara göre lineer iterasyon ile $S_s = 0.9$ g bulunmuştur. Şekil 4.1.'de kısa periyotlu spektral ivme için deprem tehlike haritası verilmiştir.



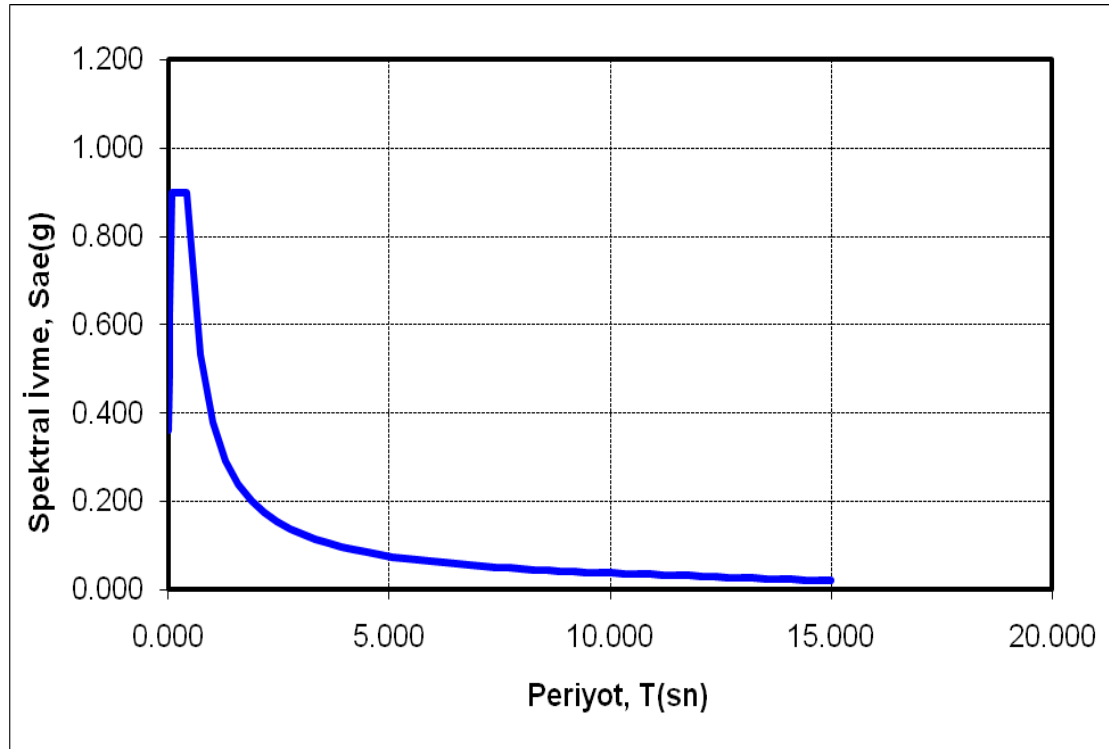
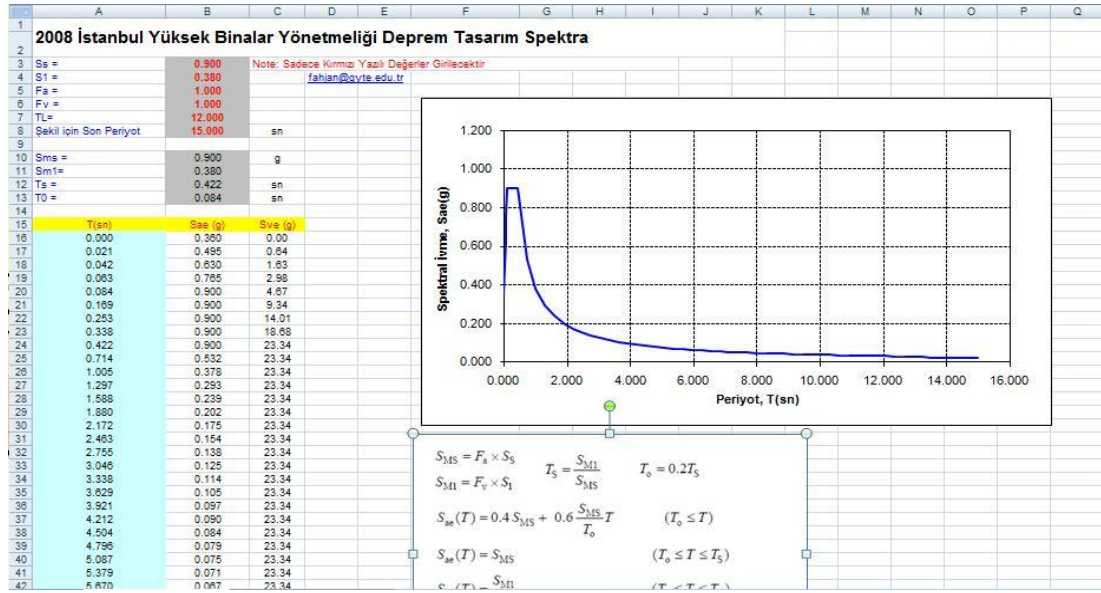
Şekil 4.2. Deprem Tehlike Haritası (50 yılda %10 aşılma olasılığına karşı gelen %5 sönüm oranlı $t=1.0$ sn S_1 spektral ivme haritası) [İYBDY, 2008].

Örnek EKAK'sünün bulunduğu lokasyonlara göre lineer iterasyon ile $S_1 = 0.38$ g bulunmuştur. Şekil 4.2.'de $t=1$ sn periyotlu spektral ivme için deprem tehlike haritası verilmiştir. Yatay deprem için tasarım spektrumları, aşağıdaki şekilde tanımlanacaktır. Şekil 4.3. ve Şekil 4.4' de sırasıyla İYBDY'nde verilen deprem tasarım spektrumu ve D2 deprem düzeyi için EKAK'nun deprem tasarım spektrumu gösterilmiştir.



Şekil 4.3. Deprem Tasarım Spektrumu [İYBDY, 2008].

Deprem tasarım spektrumunu çizmek için daha önceden hazırlanmış bir Excel programı kullanılmıştır [Fahjan, 2008]. Programda S_s , S_1 , F_a , F_v , T_L ve Şekil için son periyot değerleri girilerek deprem tasarım spektrumu çizilir. Örnek EKAK'sünün birinci periyodu 13.71 sn olduğu için şekil için son periyod 15 saniyeye kadar uzatılmıştır. F_a , F_v değerleri İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği'nden B sınıfı zemin için verilen tablolardan elde edilmiştir.



Şekil 4.4. : D2 Deprem Düzeyi için EKAK'nın Deprem Tasarım Spektrumu

Pasifik Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi'nin deprem kayıtlarını ölçeklemek için kullanılan internet adresinden depremin büyüklüğü, faylanma tipi, çalışma alanının faya olan mesafesi, yırtılma yönü, yerel zemin koşulları gibi parametreleri belirleyerek ve yapıya ait deprem tasarım spektrumunu internet sitesindeki programa tanıtarak deprem kayıtlarının ölçekleme katsayıları hesaplanmıştır.

(http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/spectras/new) Tablo 4.3. 'de kullanılabilir deprem kayıtları ve ölçekleme katsayıları verilmiştir.

Tablo 4.3. Örnek EKAK için Kullanılabilir Deprem Kayıtları

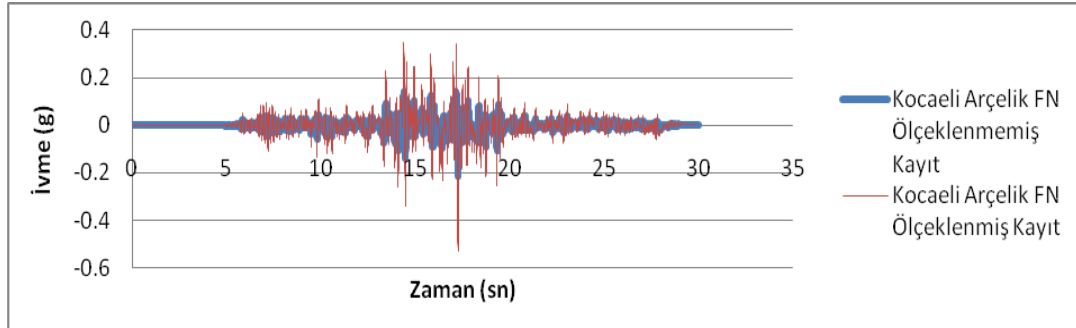
NGA	MSE	ScaleF	Pulse	Tp(s)	D5-95(s)	Event	Year	Station	Mag	Mechanism	Rjb(km)	Rrup(km)	Vs30(m/s)	Lowest useable freq(Hz)	FN Acc. File Name	FP Acc. File Name	Vertical Acc. File Name
1148	0.1255	2.448	0.1	6.7	11.0 10.3	Kocaeli, Turkey	1999	Arcelik	7.51	Strike-Slip	10.6	13.5	523	0.09	KOCAELIA/RC_FN.acc	KOCAELIA/RC_FP.acc	KOCAELIA/RCDWN.AT2
1626	0.1416	5	0.0	--	28.5 24.9	Sitka, Alaska	1972	Sitka Observatory	7.68	Strike-Slip	34.6	34.6	659.6	0.08	SITKA/212/V5_FN.acc	SITKA/212/V5_FP.acc	SITKA/212/V5-UP.AT2
1787	0.154	1.4726	0.0	--	9.7 11.2	Hector Mine	1999	Hector	7.13	Strike-Slip	10.3	11.7	684.9	0.04	HECTOR/HEC_FN.acc	HECTOR/HEC_FP.acc	HECTOR/HECVER.AT2
164	0.1576	2.4189	0.0	--	36.0 29.7	Imperial Valley-06	1979	Cerro Prieto	6.53	Strike-Slip	15.2	15.2	659.6	0.12	IMPVALL/H-CPE_FN.ac	IMPVALL/H-CPE_FP.ac	IMPVALL/H-CPEDWN.AT2
1619	0.1896	4.2961	0.0	--	15.8 16.2	Duzce, Turkey	1999	Mudurnu	7.14	Strike-Slip	34.3	34.3	659.6	0.1	DUZCE/MDR_FN.acc	DUZCE/MDR_FP.acc	DUZCE/MDR-UP.AT2
1613	0.353	5	0.0	--	18.9 12.5	Duzce, Turkey	1999	Lamont 1060	7.14	Strike-Slip	25.8	25.9	782	0.07	DUZCE/1060_FN.acc	DUZCE/1060_FP.acc	DUZCE/1060-V.AT2
1616	0.5893	5	0.0	--	19.3 20.4	Duzce, Turkey	1999	Lamont 362	7.14	Strike-Slip	23.4	23.4	517	0.07	DUZCE/362_FN.acc	DUZCE/362_FP.acc	DUZCE/362-V.AT2

En düşük kullanılabilir frekans (Lowest useable freq.) değerlerine göre, örnek EKAK için kullanımı en uygun olan üç kayıt seçilmiştir. Tablo 4.4.'de örnek EKAK için kullanılacak deprem kayıtları gösterilmiştir. Her Deprem kaydı için üç doğrultu kullanılmıştır.

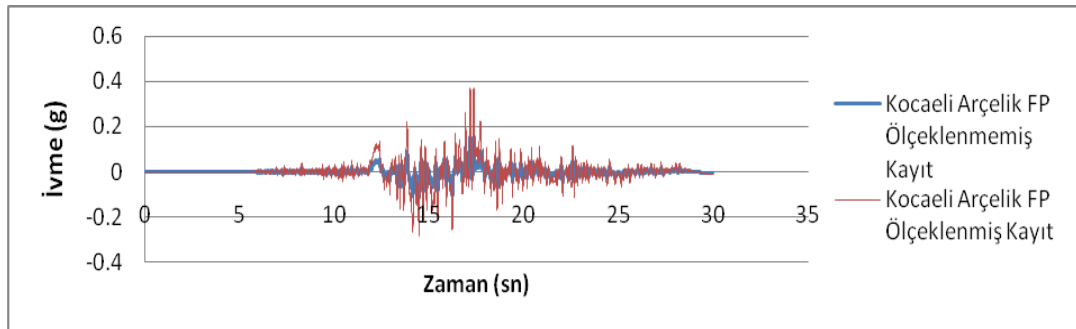
Tablo 4.4. Örnek EKAK için Kullanılacak Deprem Kayıtları

NGA	MSE	ScaleF	Pulse	Tp(s)	D5-95(s)	Event	Year	Station	Mag	Mechanism	Rjb(km)	Rrup(km)	Vs30(m/s)	Lowest useable freq(Hz)	FN Acc. File Name	FP Acc. File Name	Vertical Acc. File Name
1148	0.1255	2.448	0.1	6.7	11.0 10.3	Kocaeli, Turkey	1999	Arcelik	7.51	Strike-Slip	10.6	13.5	523	0.09	KOCAELIA/RC_FN.acc	KOCAELIA/RC_FP.acc	KOCAELIA/RCDWN.AT2
1787	0.154	1.4726	0.0	--	9.7 11.2	Hector Mine	1999	Hector	7.13	Strike-Slip	10.3	11.7	684.9	0.04	HECTOR/HEC_FN.acc	HECTOR/HEC_FP.acc	HECTOR/HECVER.AT2
1613	0.353	5	0.0	--	18.9 12.5	Duzce, Turkey	1999	Lamont 1060	7.14	Strike-Slip	25.8	25.9	782	0.07	DUZCE/1060_FN.acc	DUZCE/1060_FP.acc	DUZCE/1060-V.AT2

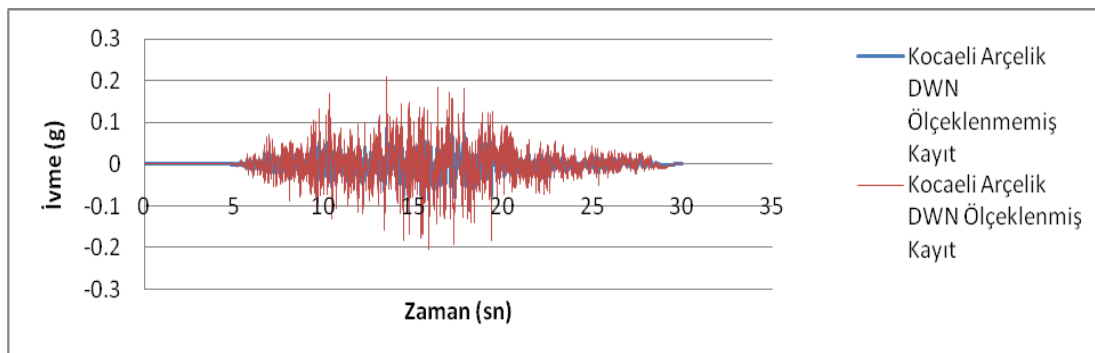
4.2.2. Analizde Kullanılacak Gerçek ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları



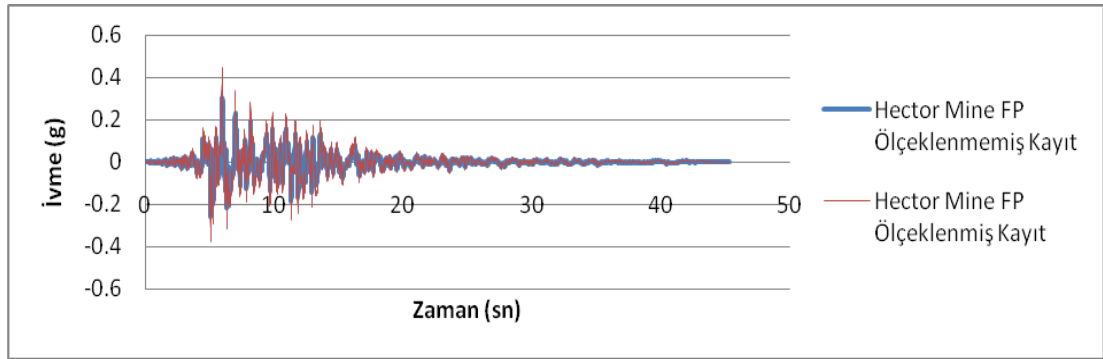
Şekil 4.5. Kocaeli Arçelik FN Gerçek ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları



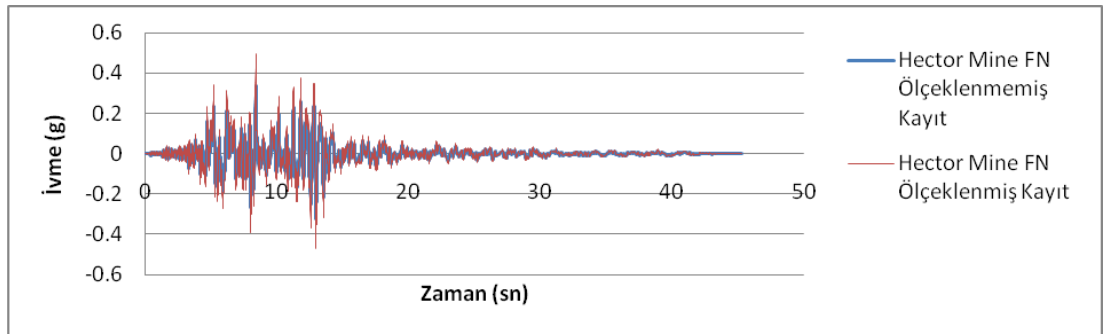
Şekil 4.6. Kocaeli Arçelik FP Gerçek ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları



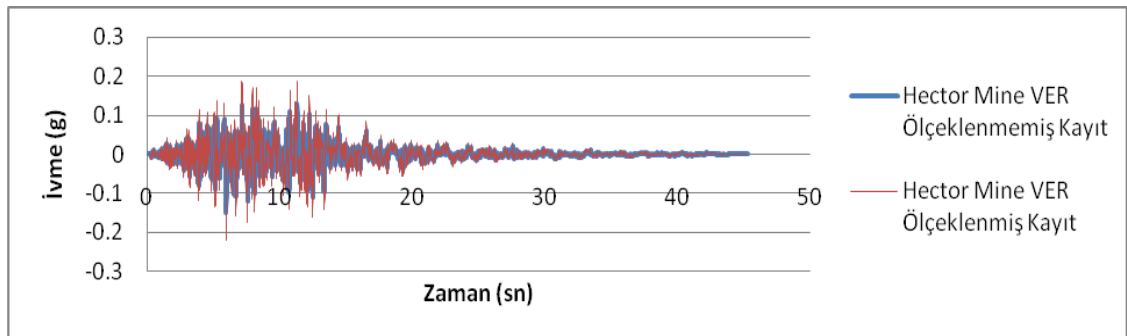
Şekil 4.7. Kocaeli Arçelik DWN Gerçek ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları



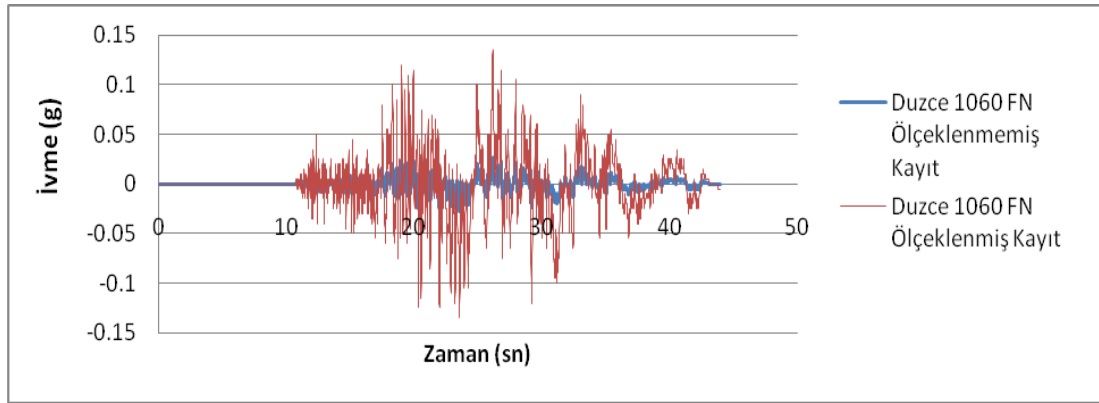
Şekil 4.8. Hector Mine FP Gerçek ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları



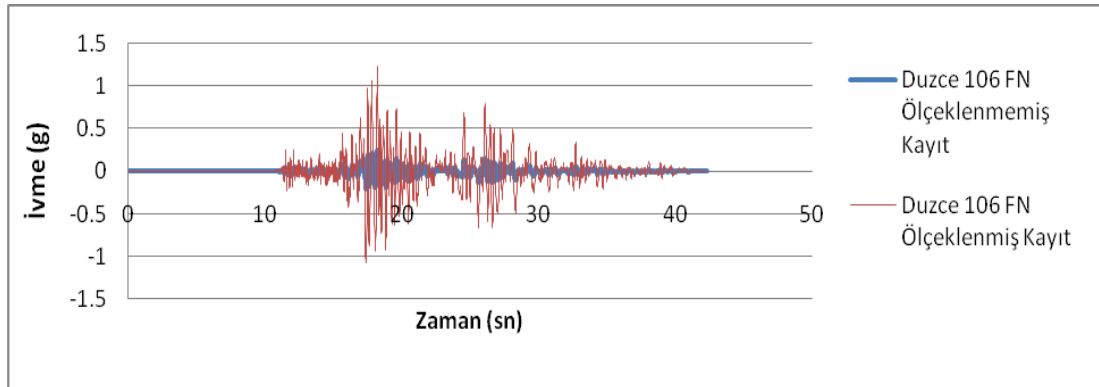
Şekil 4.9. Hector Mine FN Gerçek ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları



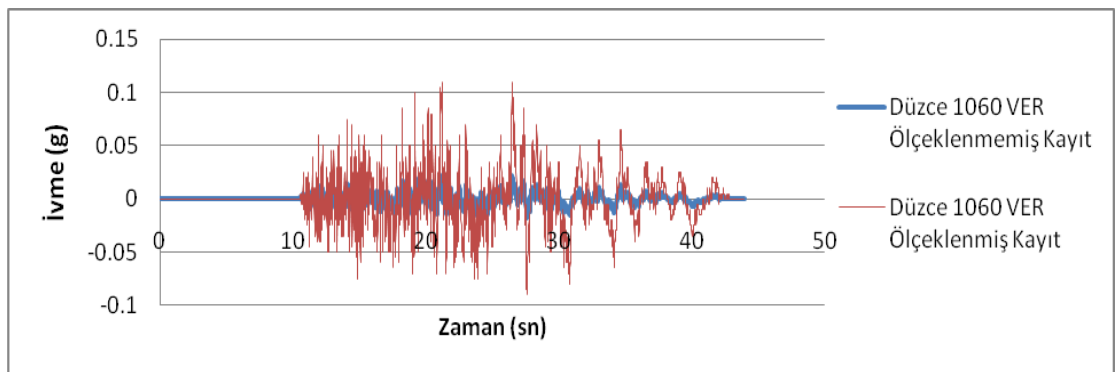
Şekil 4.10. Hector Mine VER Gerçek ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları



Şekil 4.11. Düzce 1060 FN Gerçek ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları

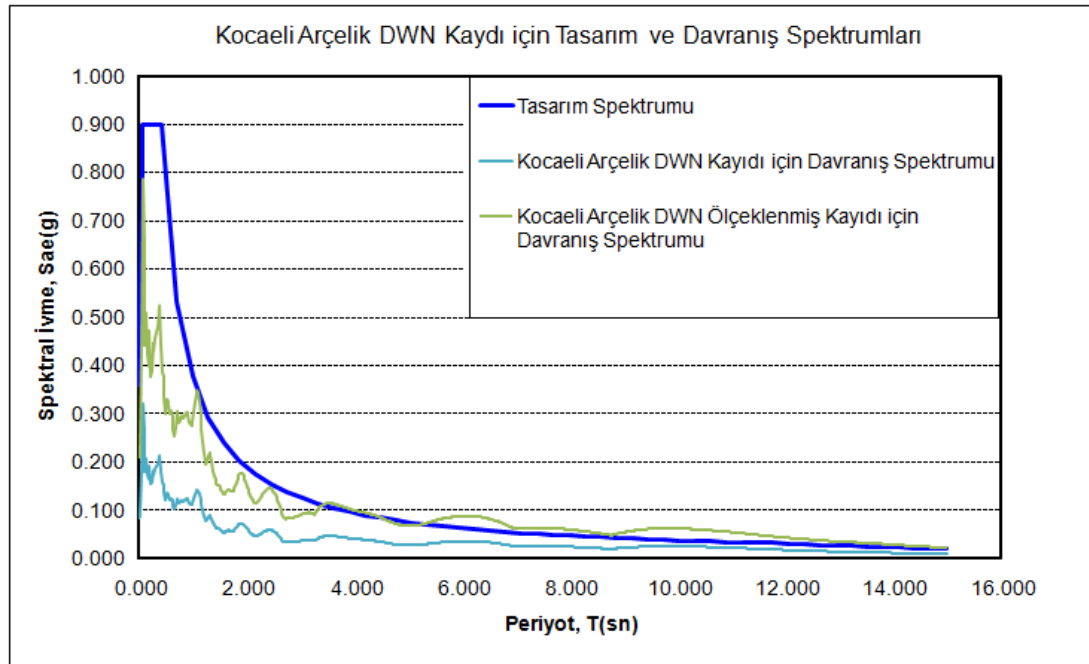


Şekil 4.12. Düzce 106 FN Gerçek ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları

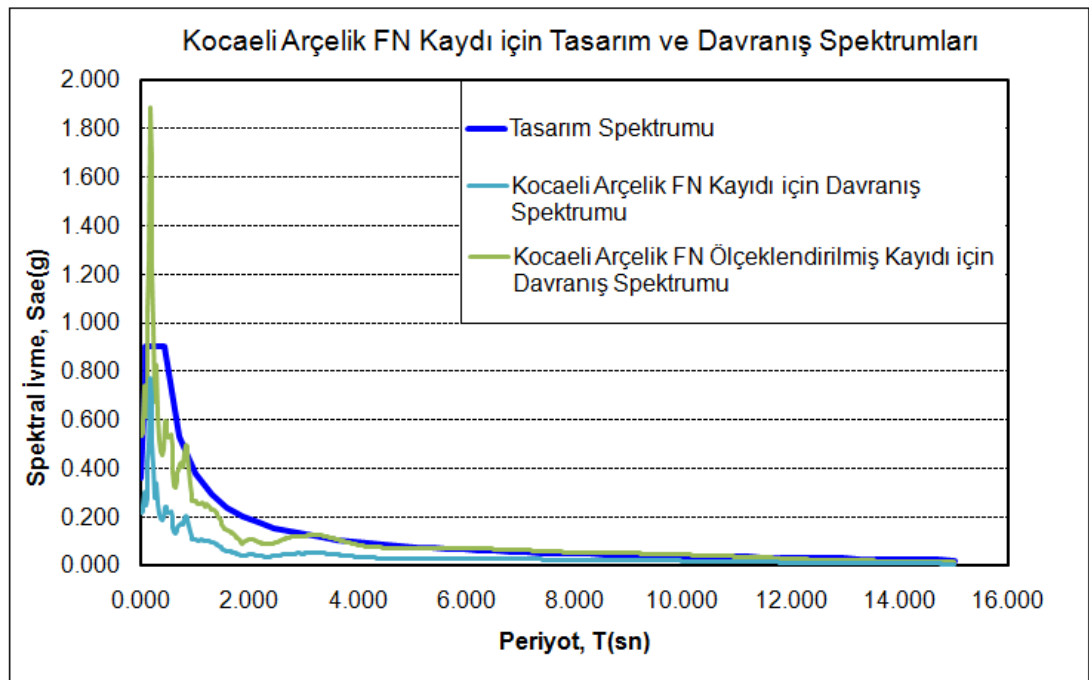


Şekil 4.13. Düzce 1060 VER Gerçek ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları

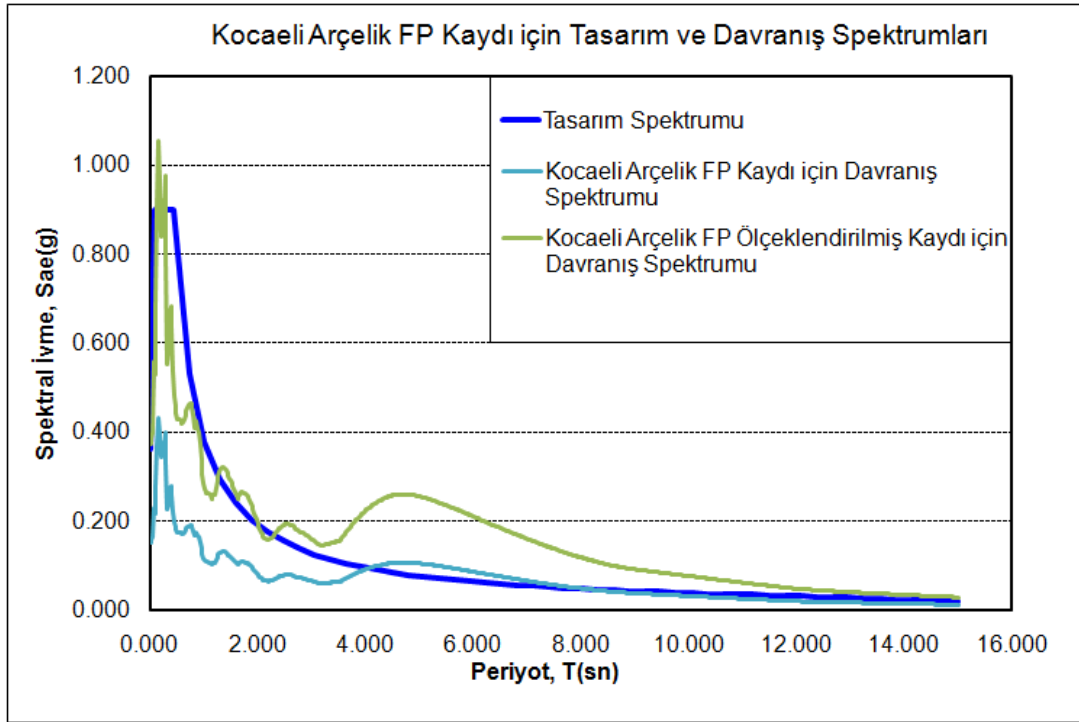
4.2.3. Gerçek ve Ölçeklendirilmiş Deprem Kayıtları için Tasarım ve Davranış Spektrumları



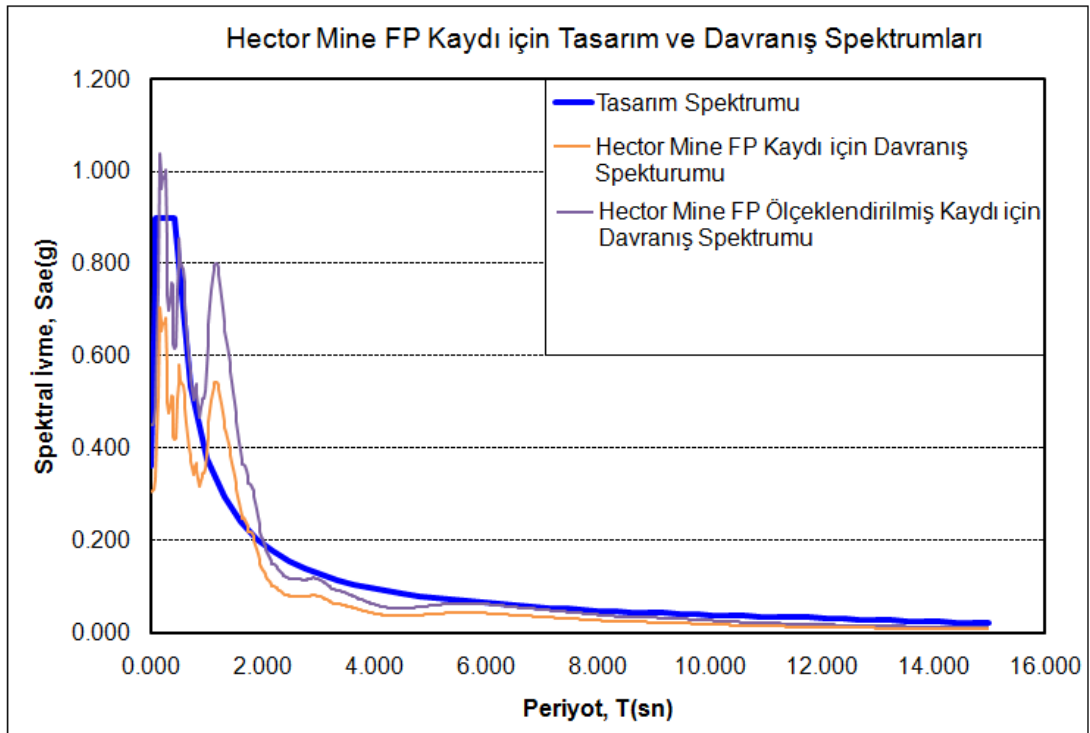
Şekil 4.14. Kocaeli Arçelik DWN Kaydı için Tasarım ve Davranış Spektrumları



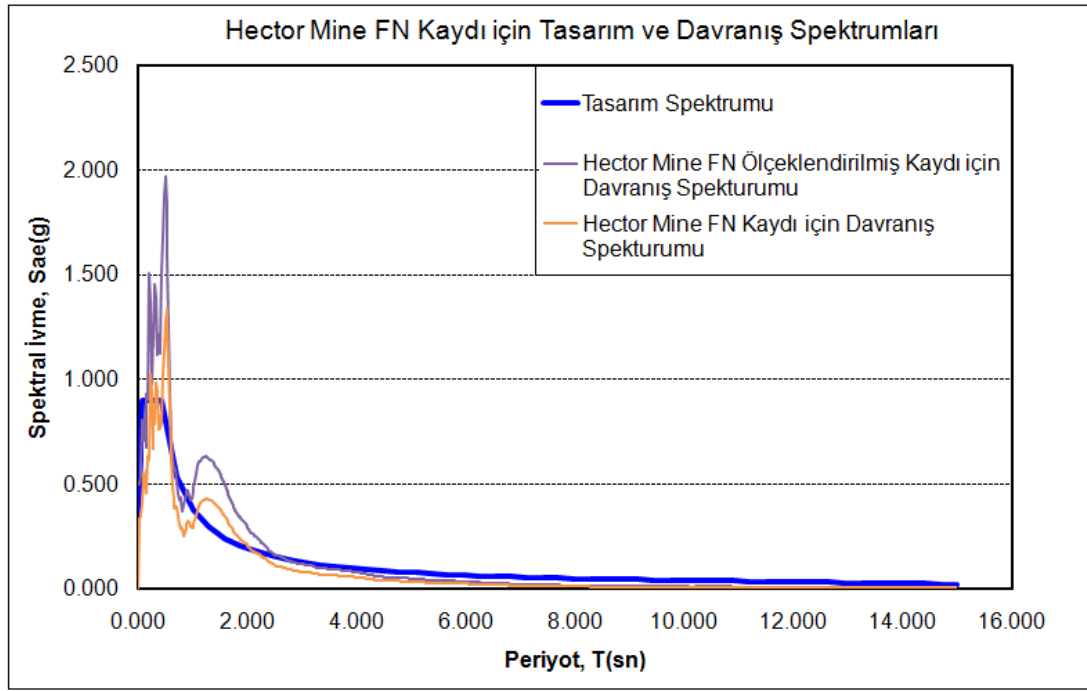
Şekil 4.15. Kocaeli Arçelik FN Kaydı için Tasarım ve Davranış Spektrumları



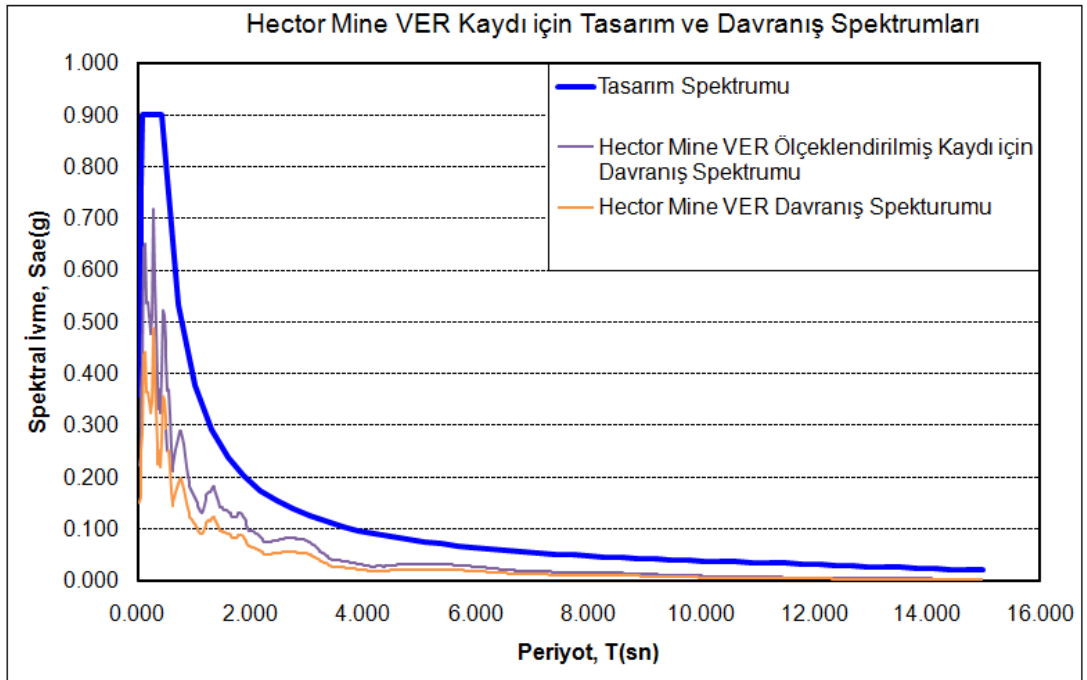
Şekil 4.16. Kocaeli Arçelik FP Kaydı için Tasarım ve Davranış Spektrumları



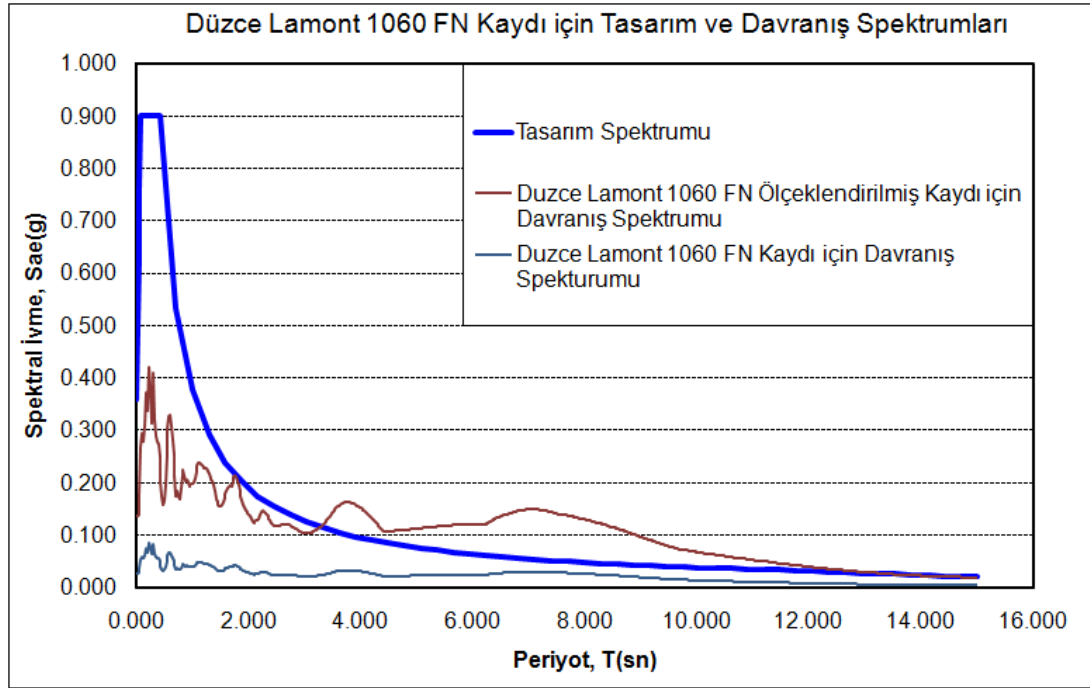
Şekil 4.17. Hector Mine FP Kaydı için Tasarım ve Davranış Spektrumları



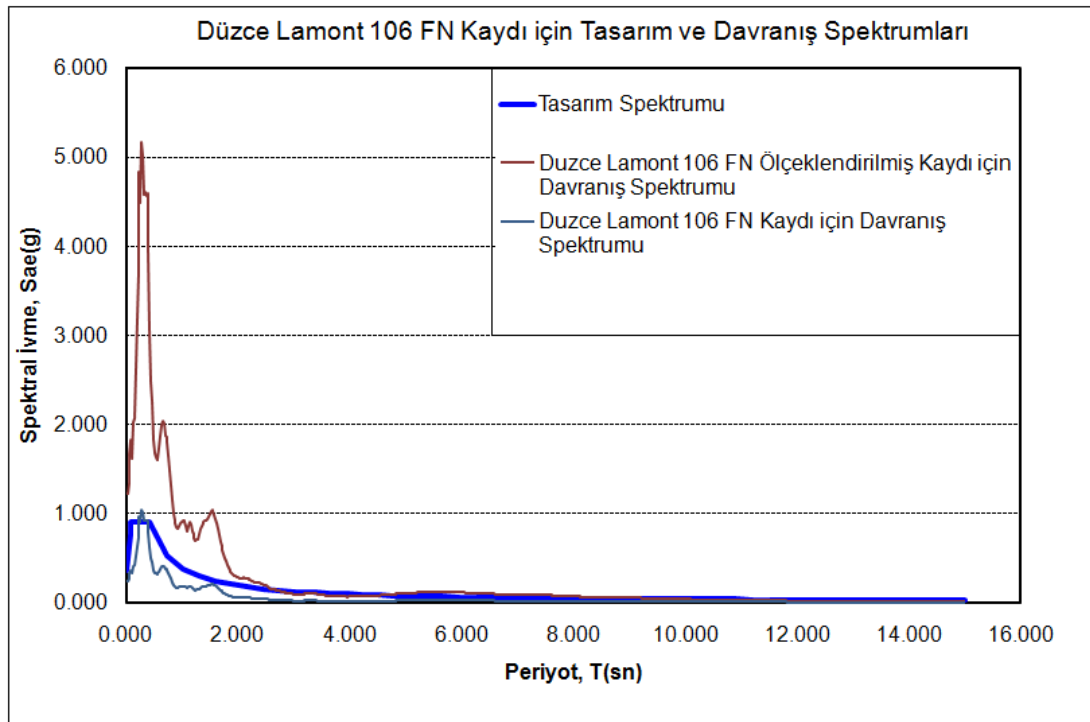
Şekil 4.18. Hector Mine FN Kaydı için Tasarım ve Davranış Spektrumları



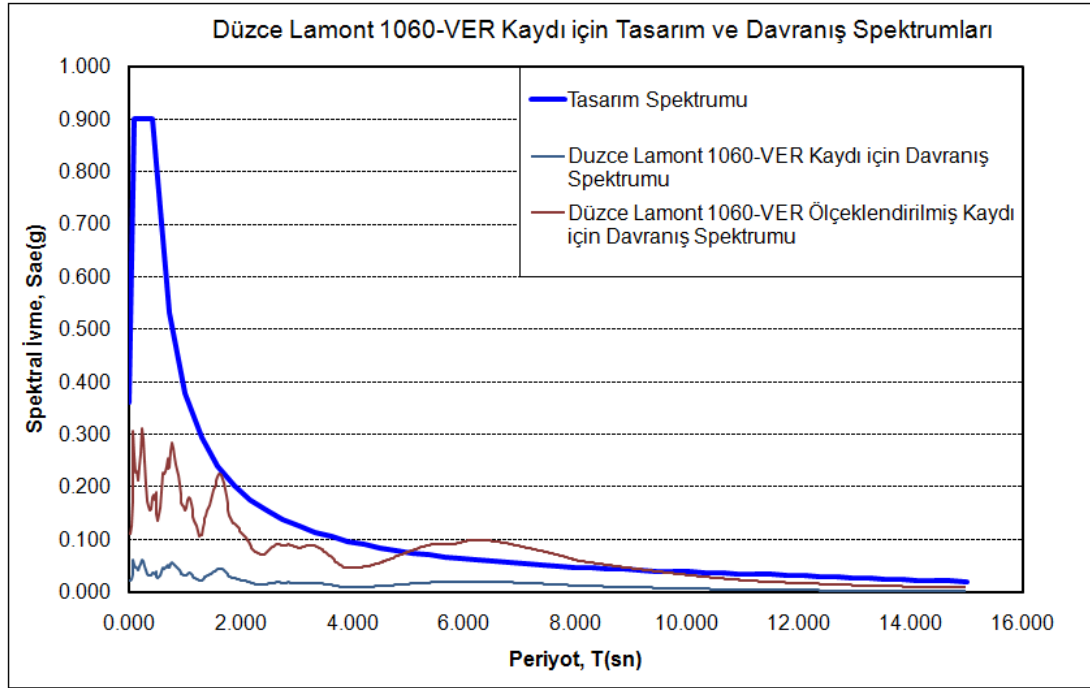
Şekil 4.19. Hector Mine VER Kaydı için Tasarım ve Davranış Spektrumları



Şekil 4.20. Düzce Lamont 1060 FN Kaydı için Tasarım ve Davranış Spektrumları



Şekil 4.21. Düzce Lamont 106 FN Kaydı için Tasarım ve Davranış Spektrumları

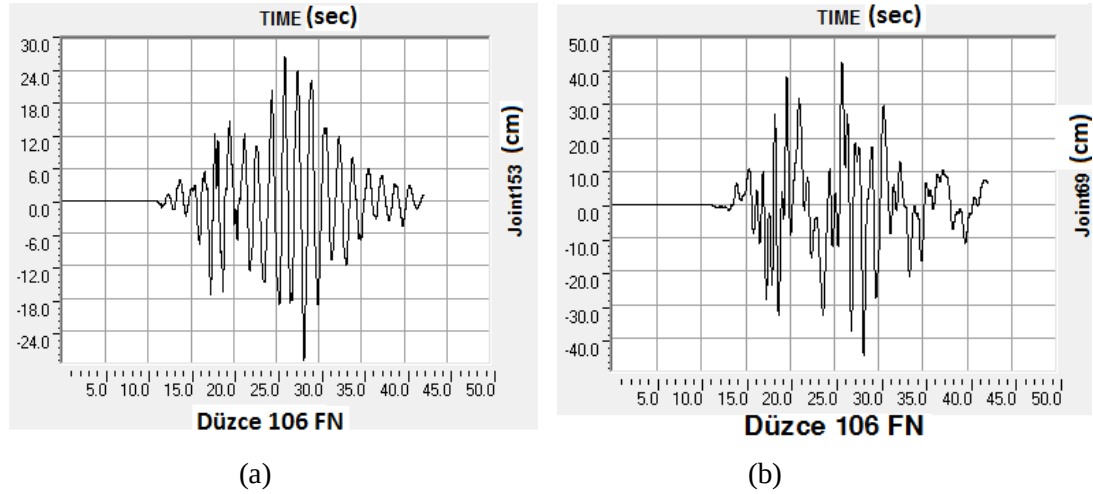


Şekil 4.22. Düzce Lamont 1060-VER Kaydı için Tasarım ve Davranış Spektrumları

Örnek EKAK'nın birinci periyodu olan 13.71 sn için tasarım spektrumuna karşılaştırılmaya çalışılan ölçeklendirilmiş ve gerçek deprem kaydı davranış spektrumları Şekil 4.14. – 4.22.'deki gibidir. Analizi yapılacak yapıya uygun depremler ve ölçekleme değerlerinde o yapının periyodu önemli bir etkindir.

Seçilen deprem yer hareketi kayıtları, örnek EKAK modeline etki ettirilerek yerdeğiştirme zaman geçmişleri köprünün ana açıklığının orta noktası ve pilonun uç noktası için bulunmuştur.

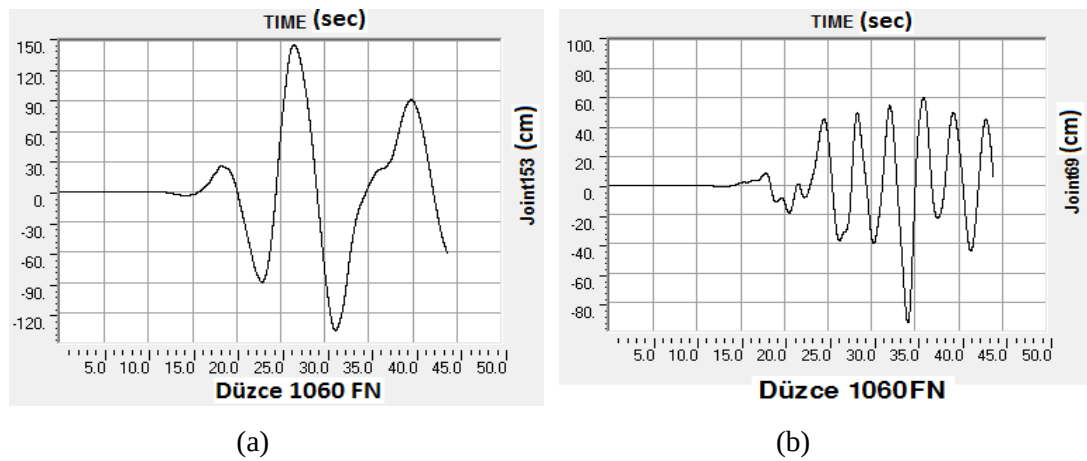
4.2.4. Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında ve Pilonun Uç Noktası için Zaman – Tanım Alanında Analiz Sonucunda Bulunan Yerdeğiştirme Geçmişi



Şekil 4.23. Düzce 106 FN Deprem Yer Hareketi için Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri

(a). Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 için) Maksimum: 29.26 cm

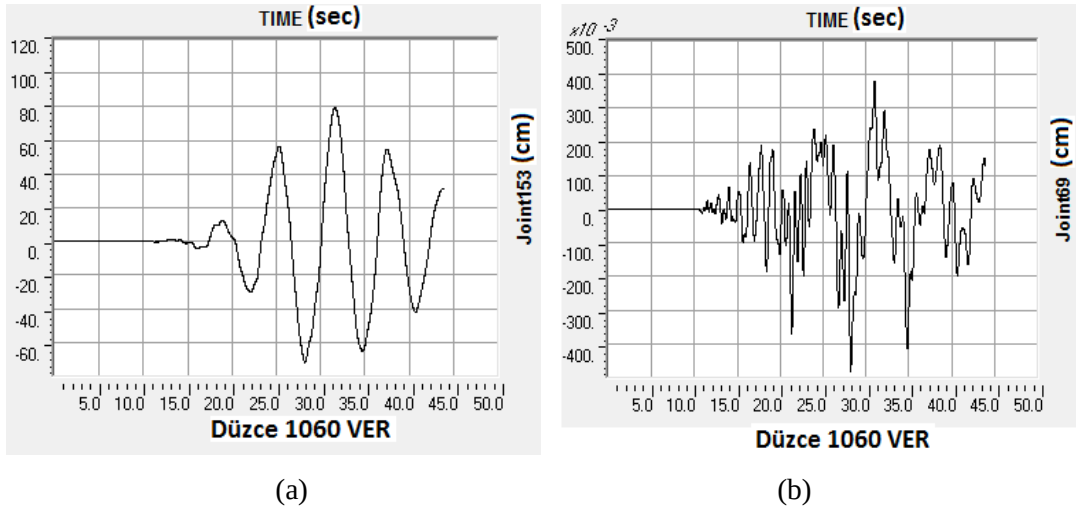
(b). Pilonun uç noktasında (Joint 69 için) Maksimum : 45.46 cm



Şekil 4.24. Düzce 1060 FN Deprem Yer Hareketi için Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri

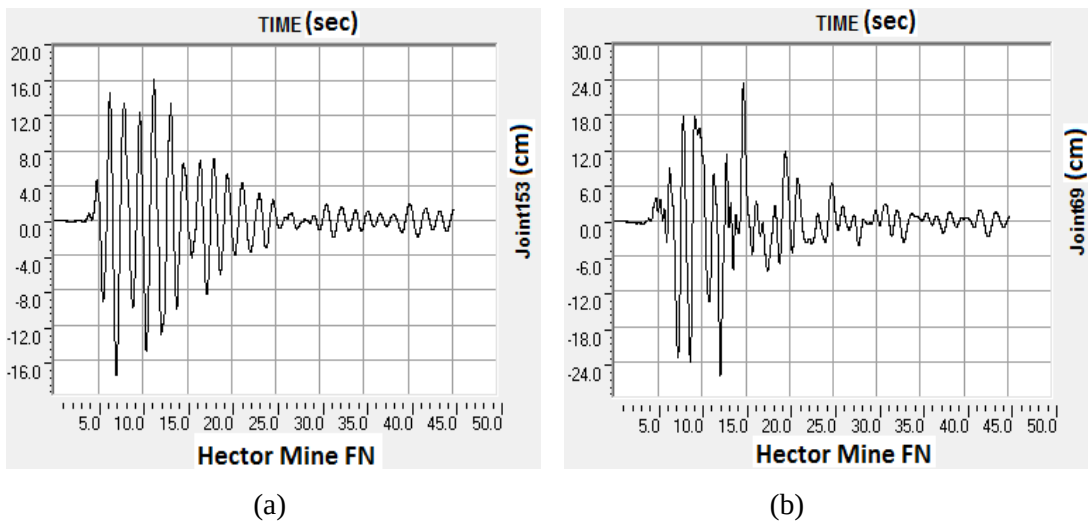
(a). Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 için) Maksimum : 145.8 cm

(b). Pilonun uç noktasında (Joint 69 için) Maksimum : 93.39 cm



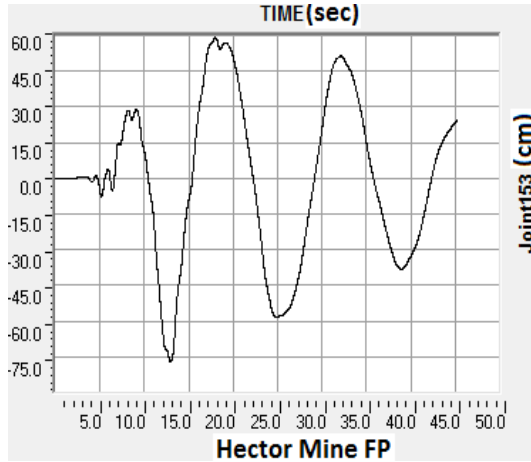
Şekil 4.25. Düzce 1060 VER Deprem Yer Hareketi için Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri

- (a). Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 için) Maksimum : 79.48 cm
 (b). Pilonun uç noktasında (Joint 69 için) Maksimum : 0.49 cm

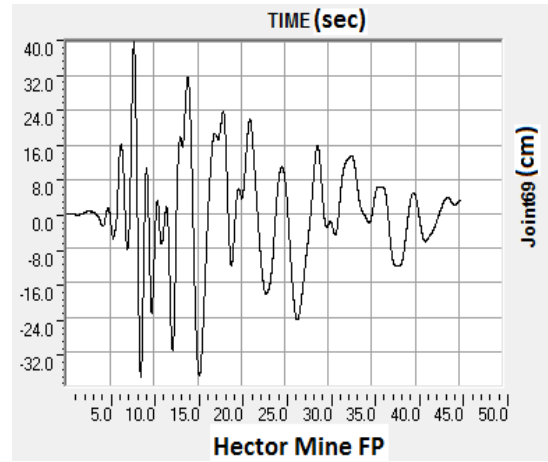


Şekil 4.26. Hector Mine FN Deprem Yer Hareketi için Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri

- (a). Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 için) Maksimum: 17.75 cm
 (b). Pilonun uç noktasında (Joint 69 için) Maksimum : 26.3 cm



(a)

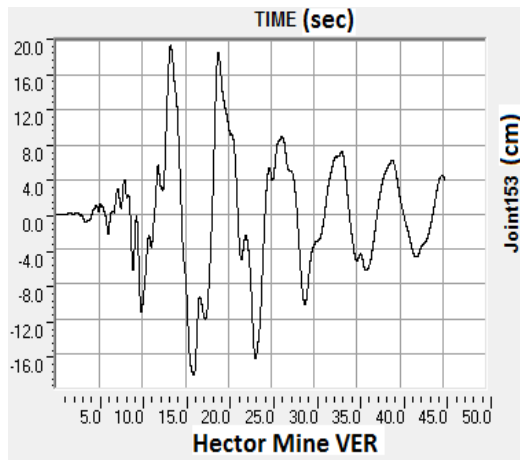


(b)

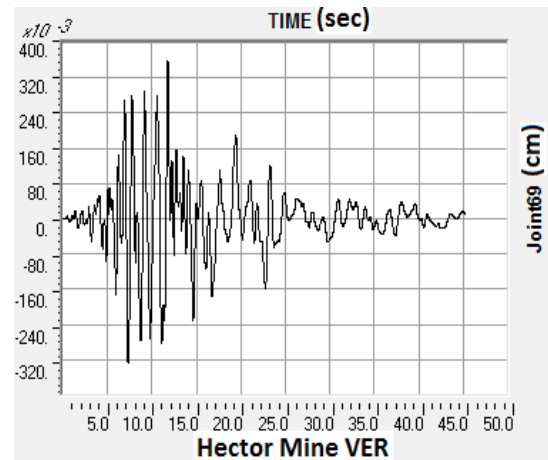
Şekil 4.27. Hector Mine FP Deprem Yer Hareketi için Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri

(a). Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 için) Maksimum : 77.1 cm

(b). Pilonun uç noktasında (Joint 69 için) Maksimum : 39.9 cm



(a)

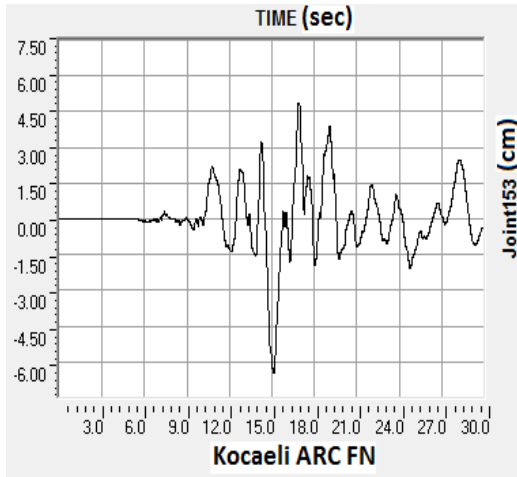


(b)

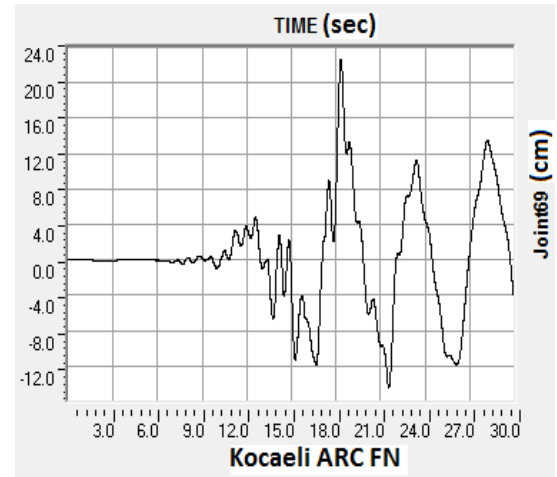
Şekil 4.28. Hector Mine VER Deprem Yer Hareketi için Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri

(a). Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 için) Maksimum : 19.49 cm

(b). Pilonun uç noktasında (Joint 69 için) Maksimum : 0.36 cm



(a)

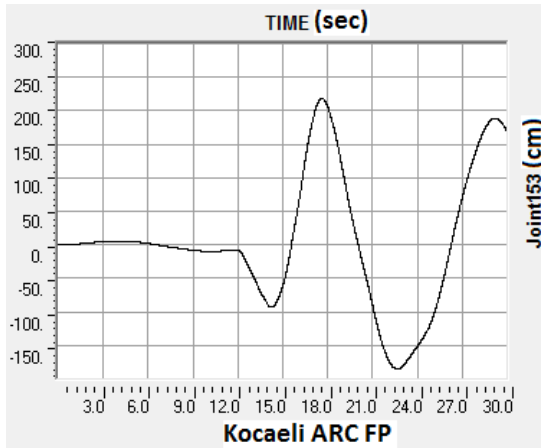


(b)

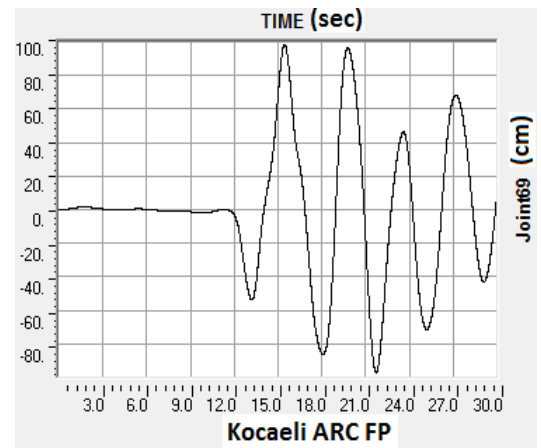
Şekil 4.29. Kocaeli Arçelik FN Deprem Yer Hareketi için Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri

(a). Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 için) Maksimum : 6.4 cm

(b). Pilonun uç noktasında (Joint 69 için) Maksimum : 22.7 cm



(a)

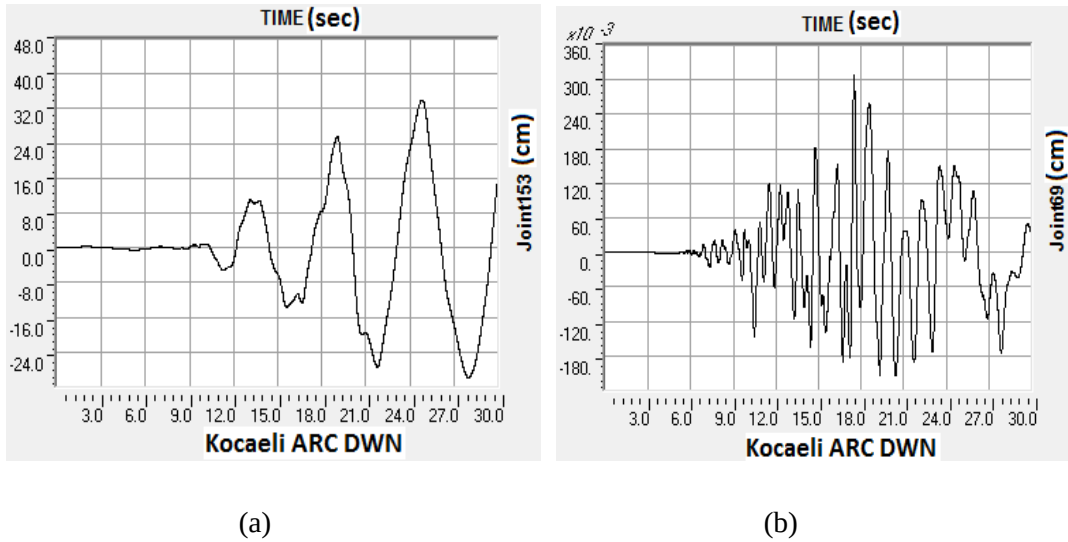


(b)

Şekil 4.30. Kocaeli Arçelik FP Deprem Yer Hareketi için Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri

(a). Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 için) Maksimum: 218.3 cm

(b). Pilonun uç noktasında (Joint 69 için) Maksimum : 98.28 cm



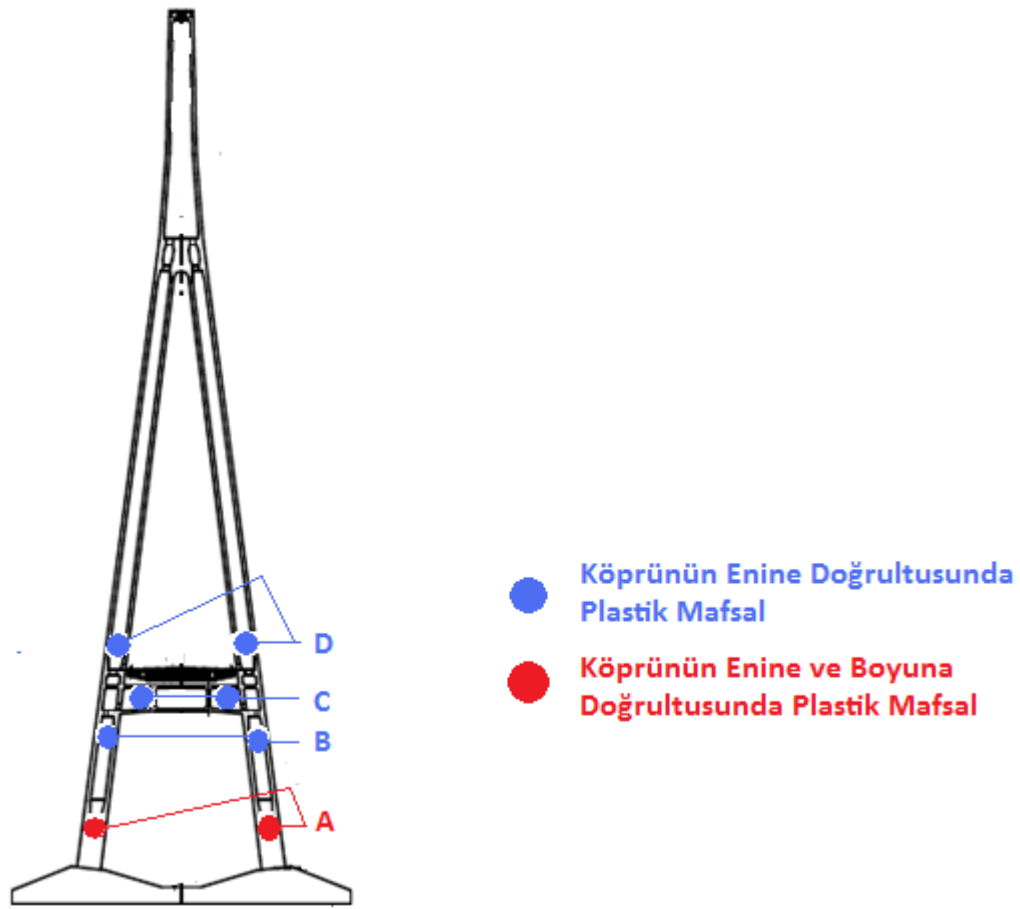
Şekil 4.31. Kocaeli Arçelik DWN Deprem Yer Hareketi için Yer Değiştirme Zaman Geçmişleri

(a). Köprünün Ana Açıklığının Orta Noktasında (Joint 153 için) Maksimum: 34.03 cm

(b). Pilonun uç noktasında (Joint 69 için) Maksimum : 0.31 cm

4.2.5. Örnek Eğik Kablo Askılı Köprüde Kullanılan Plastik Mafsalların Özellikleri ve Kesit Rijitlikleri

Örnek EKAK'sünde doğrusal olmayan davranışının modellenmesinde, geleneksel plastik mafsal hipotezinden yararlanılmıştır. Bu hipoteze göre toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekil değiştirmelerinin plastik mafsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılır. Plastik mafsal olarak adlandırılan noktasal eleman doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin yayıldığı bölgenin tam ortasında yerleştirilir. Plastik mafsal hipotezi, köprülerde deprem etkisi altında yapılan doğrusal olmayan analiz ile şekil değiştirmeye göre performans değerlendirmesi uygulamalarında yaygın olarak kullanılmaktadır. Taşıyıcı sistemin analiz modelinde pylonlarda, köprü tabliyesinde plastik mafsallar ve plastik kesitler tanımlanmıştır. Bu plastik mafsalların yerleri Şekilde 4.32'de gösterilmiştir.



Şekil 4.32. Örnek EKAK’de Oluşması Muhtemel Plastik Mafsal Yerleri.

A mafsalı hem köprü enine doğrultusunda hem de köprü boyuna doğrultusunda oluşması muhtemel mafsaldır. B-C-D mafsalları ise pylonlar, köprü enine doğrultusunda çerçeve, köprü boyuna doğrultusunda konsol davranışı gösterdiği için sadece köprü enine yönde mafsal oluşması beklenen bölgelerdir. Pylonun diğer bölgelerinde boyuna donatı veya sargı donatısı azaltması yapılmadığı için, mafsal noktaları tanımlanmamıştır.

4.2.5.1. Plastik Mafsal Boyları

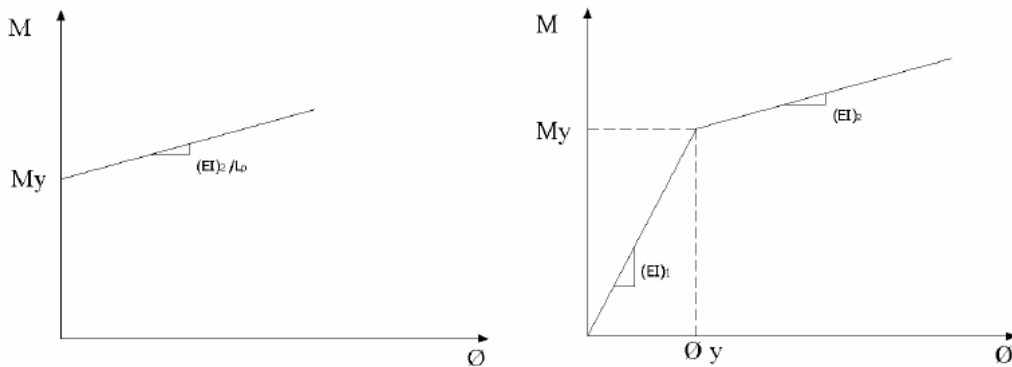
Plastik mafsal boyunun tanımlanması için literatürde pek çok amprik bağıntı mevcuttur. Konsol köprü ayakları için yaygın olarak kullanılan ve köprü deprem yönetmeliklerinde yer alan bağıntı aşağıda verilmiştir [Priestly and Calvi, 1995],

$$L_p = 0.08H + 0.022f_y d_b \geq 0.044f_y d_b \quad (4.9.)$$

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

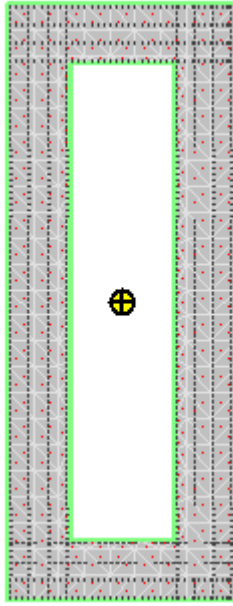
4.2.5.2. Pilon ve Kablolardaki Plastik Mafsal Özellikleri

Pilonlardaki her bir plastik mafsal kesitinde, ‘Mander sargılı/sargısız beton modeli’ [Priestly and Calvi, 1995], ve pekleşmeyi de içeren donatı çeliği gerilme-birim şekildeğiştirme ilişkisinden yararlanarak eksenel kuvvete bağlı moment eğrilik diyagramları çizilecek ve bu diyagramlar uygun biçimde ‘iki doğrulu (bilineer)’ moment-eğrilik diyagramlarına dönüştürülecektir. İki doğrulu diyagramdaki ilk doğrunun $(EI)_1 = M_y / \phi_y$ eğimi, doğrusal olmayan analizin ilk aşamasında yapılacak olan doğrusal analizde eşdeğer kesit rijitliği (çatlamış kesit rijitliği) olarak gözönüne alınacaktır. Burada M_y , ilgili kesitteki eşdeğer akma momentini (plastik moment) göstermektedir, Şekil 4.33.



Şekil 4.33. Eşdeğer Akma Momenti Grafiği.

Kesitlerin moment – eğrilik diyagramları elde edilirken pas payları sargısız beton, sargı donatısı içindeki kesit ise sargılı beton olarak dikkate alınmıştır. Sargılı betonun karakteristikleri hesaplanırken Mander beton modeli kullanılmıştır. Betonarme pilon kesiti Şekil 4.34’de gösterilmiştir. Bu işlemlerde XTRACT programı kullanılmıştır [XTRACT, 2002].



Kesit Boyutları : 15 m x 5.52 m

Et Kalınlığı : 1.5 m

Kesit Alanı : 52.56 m²

Donatı Adedi : 1200

Donatı çapı : 36 mm

Sargı donatısı çapı : 22 mm

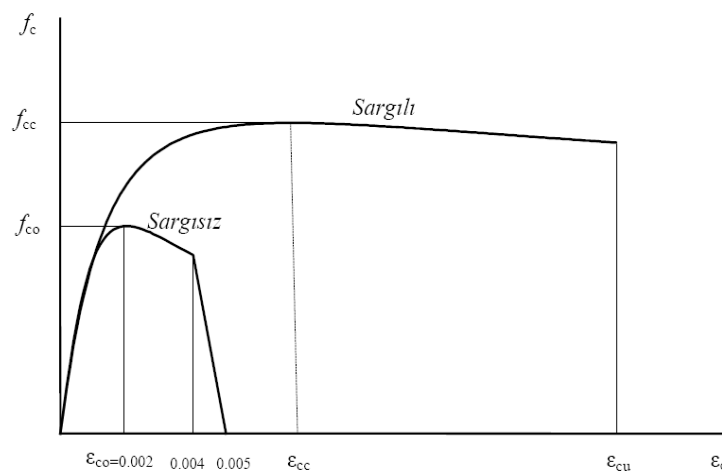
Sargı donatısı aralığı : 100 mm

Paspayı : Sargısız beton

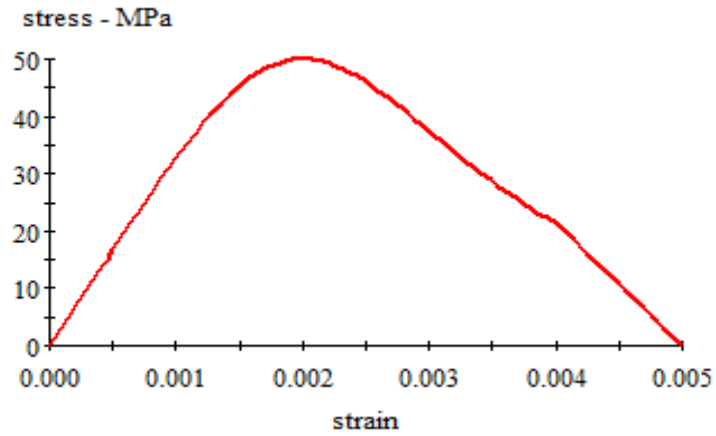
Çekirdek betonu : Sargılı beton

Şekil 4.34. Betonarme Pilon Kesiti [XTRACT, 2002]

Sargılı ve sargısız beton ile donatı çeliğinin gerilme-birim boy değişmesi ilişkileri Şekil 4.35, 4.36, 4.37, 4.38 ve 4.39’de grafik olarak gösterilmiştir.



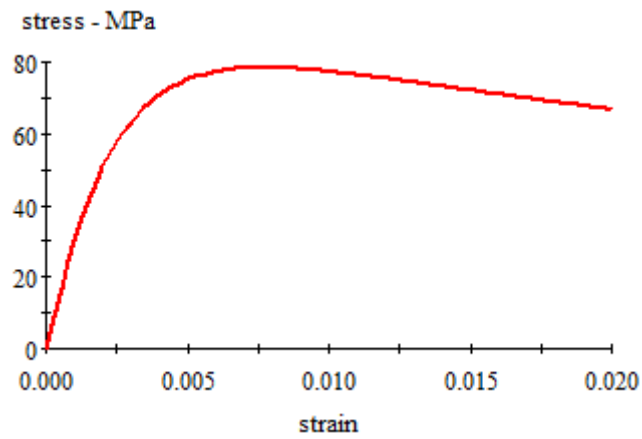
Şekil 4.35. Tipik Sargılı ve Sargısız Beton Gerilme-Birim Uzama İlişkisi [TDY2007, 2007]



Şekil 4.36. Pilonde Sargısız Beton Gerilme- Birim Kısılma İlişkisi.

$$f_{co} = 50 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{co} = 0.002$$



Şekil 4.37. Pilonde Sargılı Beton Gerilme-Birim Kısılma İlişkisi.

$$f_{cc} = 78.43 \text{ MPa}$$

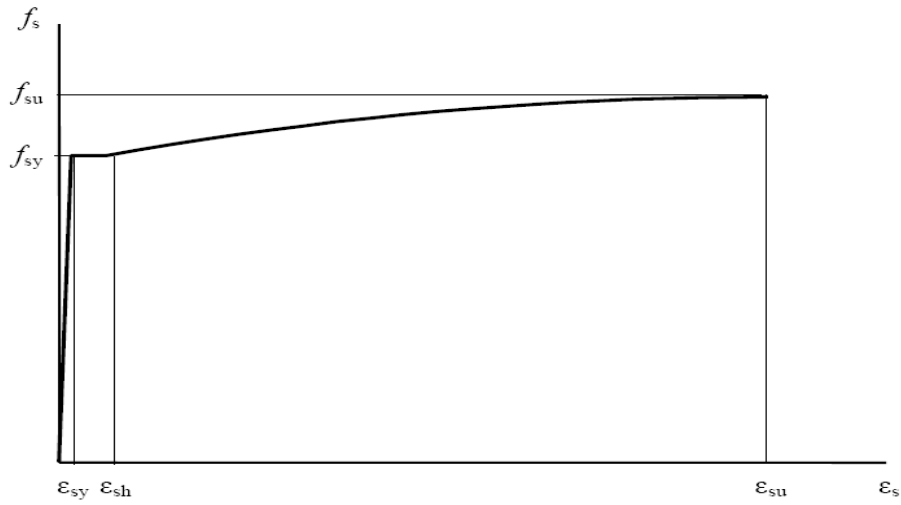
$$\varepsilon_{cc} = 0.002$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.02$$

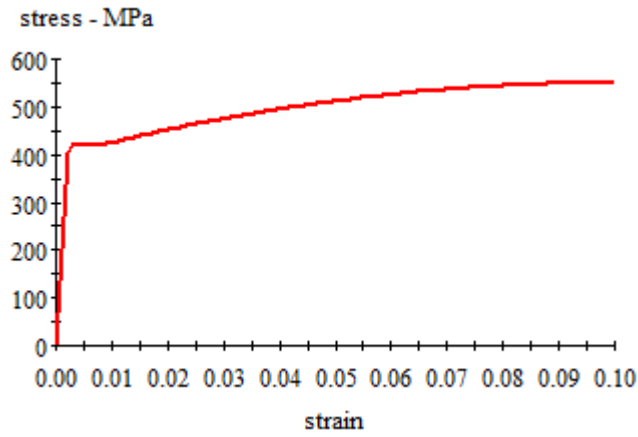
Donatı çeliğinin elastiklik modülü $E_s = 2 \cdot 10^5$ MPa'dır. S220 ve S420 kalitesindeki donatı çeliklerine ait diğer bilgiler aşağıdaki tablodan alınabilir.

Tablo 4.5. S220 ve S420 Donatı Çeliklerine ait Bazı Değerler [TDY2007, 2007].

Kalite	f_{sy} (Mpa)	ϵ_{sy}	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	f_{su} (Mpa)
S220	220	0.0011	0.011	0.16	275
S420	420	0.0021	0.008	0.10	550



Şekil 4.38. Beton Çeliği Gerilme-Birim Uzama İlişkisi [TDY2007, 2007].



Şekil 4.39. Pilon Donatısı Gerilme – Birim Uzama İlişkisi.

$$f_{sy} = 420 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = 550 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{sy} = 0.0021$$

$$\varepsilon_{sh} = 0.008$$

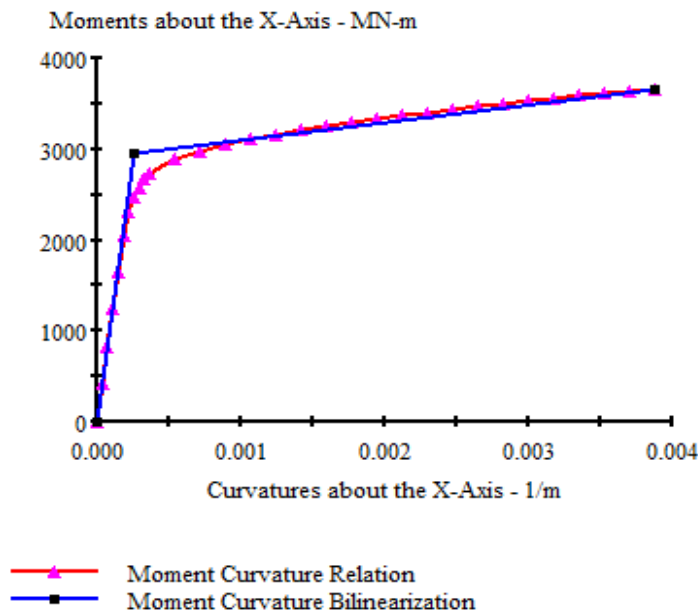
$$\varepsilon_{su} = 0.01$$

Bu malzeme karakteristikleri kullanılarak elde edilen A mafsalı için Moment-eğrilik diyagramı bi-lineer (iki doğrusu) hale getirilerek, Şekil 4.40. ve Şekil 4.41’de verilmiştir.

4.2.5.3. A, B, D Mafsalı Moment – Eğrilik Diyagramı

Moment-eğrilik diyagramları P (normal kuvvet) = 0 için çizilmiştir. Modellemede Sap2000 yazılımında tanımlanan P-MM etkileşimli mafsalı kullanılacaktır. Bunun sebebi sistemdeki normal kuvvetlerin deprem etkileri altında değişmesidir. Akma yüzeyi tanımlandıktan sonra, plastikleşme anındaki normal kuvvetlere bağlı olarak dönme ve momentler elde edilmiştir.

Köprü Boyuna Doğrultusunda A ve B mafsalları için,



Şekil 4.40. A mafsalı için Moment-eğrilik Diyagramı Bi-lineer Gösterimi (Köprünün Boyuna doğrultusunda).

$P = 0 \text{ kN}$

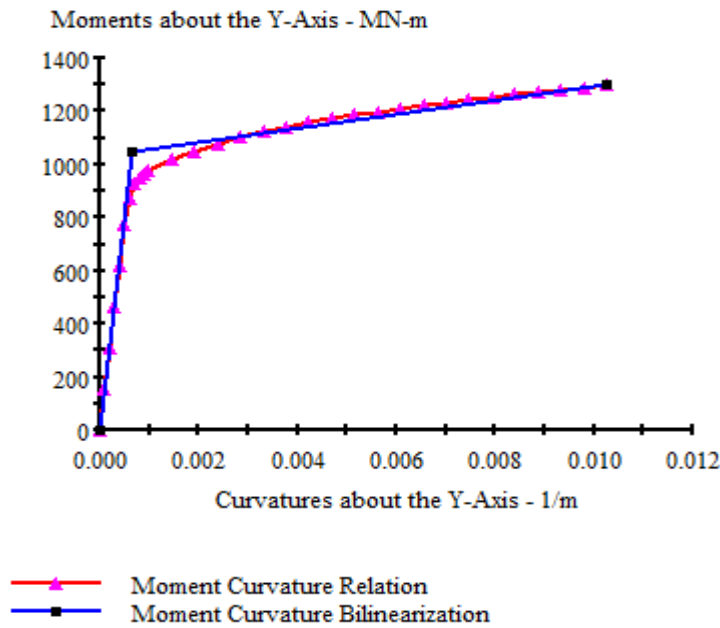
Efektif Akma Momenti : 2053 MNm

Efektif Son Moment : 3668 MNm

Efektif Akma Eğriliği : $0.2626\text{E-}3 \text{ 1/m}$

Efektif Son Eğrilik : $3.882\text{E-}3 \text{ 1/m}$

Köprü Enine Doğrultusunda A ve B için,



Şekil 4.41. A mafsalı için Moment-eğrilik Diyagramı Bi-lineer Gösterimi (Köprü'nün Enine doğrultusunda).

$P = 0 \text{ kN}$

Efektif Akma Momenti : $M_y = 1047 \text{ MNm}$

Efektif Son Moment : $M_u = 1299 \text{ MNm}$

Efektif Akma Eğriliği : $0.6685\text{E-}3 \text{ 1/m}$

Efektif Son Eğrilik : $10.26\text{E-}3 \text{ 1/m}$

Elde edilen bu Moment – eğrilik diyagramlarındaki eğrilik değerleri L_p plastik mafsal boyları ile çarpılarak Moment – Dönme diyagramları elde edilmiştir. Sap2000

programında mafsalları tanımlanır iken bu Moment – Dönme ilişkisi kullanılmıştır. Modelde Moment – eğrilik diyagramlarının elastik kısmı tanımlanmamıştır. Ayrıca kesitlerin Moment – Dönme diyagramlarındaki plastik dönme bölgesi eğimi bozulmadan uzatılmış böylece son kapasiteye gelince çözümün sonlandırılması önlenmiştir. Bu şekilde oluşan birim uzama ve kısalmanın değerlendirilmesi daha uygun bir şekilde yapılabilmektedir.

4.2.5.4. Kesit Rijitlikleri

Betonarme kesitlerin çatlamış kesit momentleri akma momentlerine oranla oldukça küçüktür ve bir deprem esnasında betonarme kesitlerin çatlayacağı açıkça görülmektedir. Bu çatlama yapı periyodunu arttıracak ve yapıya etkimesi olası deprem yüklerini azaltacaktır. Bu etkinin dikkate alınabilmesi için betonarme pylon kesitlerinde çatlamış kesit rijitliği kullanılmıştır. Çatlamış kesit rijitliği kesitteki normal kuvvete ve eğilme donatısı oranlarına bağlı olarak Caltrans Seismic Design Criteria Version 1.2 -2001 madde 5.6.1.1 de grafikler halinde verilmiştir. Bu diyagramlar kullanılarak pylonların basınca maruz kesitlerde çatlamış kesit rijitliği katsayısı 0.5 , kiriş kesitlerinde ise 0.4 alınmıştır. Çelik tabliye ve halatlarda çatlamış kesit rijitliği söz konusu değildir.

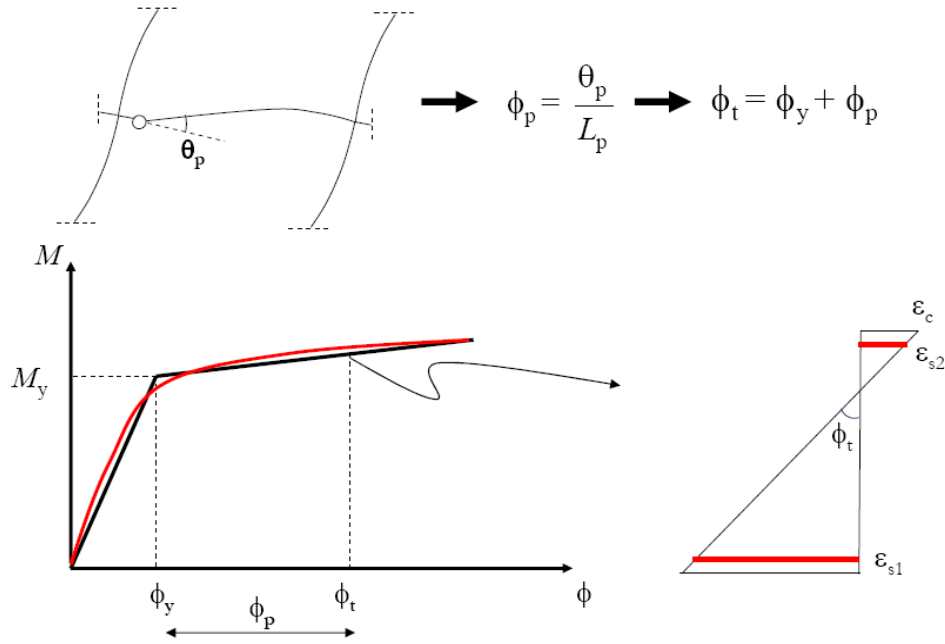
4.2.5.5. Plastik Eğrilik ve Toplam Eğrilik İstemlerinin Belirlenmesi

Herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik mafsallı dönmesine bağlı olarak plastik eğrilik istemi, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

$$\phi_p = \theta_p / L_p \quad (4.10)$$

Mander beton modeli (sargılı veya sargısız) ile pekleşmeyi de gözönüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak elde edilen iki doğrulu (bilineer) moment eğrilik ilişkisi ile tanımlanan ϕ_y eşdeğer akma eğriliği, ϕ_p plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki ϕ_t toplam eğrilik istemi elde edilecektir, Şekil 4.42.

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (4.11)$$



Şekil 4.42. Toplam Eğrilik İsteminin Elde Edilmesi.

4.2.5.6. Zaman – Tanım Alanında Analizde Kullanılan Modele Ait Mod Şekilleri ve Periyotlar

Betonarme pylonlarda çatlama kesit rijitliği kullanıldığı için periyot değerleri modal analizde bulunan değerlere göre artmış fakat mod şekilleri değişmemiştir. Örnek EKAK için doğal titreşim periyotları ilk 5 mod için aşağıda verilmiştir.

Periyod 1 :	14.97497 sn	f:0.06678
Periyod 2 :	11.16642 sn	f:0.08955
Periyod 3 :	7.23891 sn	f:0.13814
Periyod 4 :	6.94126 sn	f:0.14407
Periyod 5 :	5.63303 sn	f:0.17752

4.2.5.7. DBE-1 Deprem Seviyesi için Maksimum Tesir Değerlerini Veren Deprem için Pilon Plastik Mafsallarının Kontrolü

Tablo 4.6. Analizde Kullanılan Deprem Yer Hareketleri ve Ölü Yük Altında Tabliyede Oluşan Maksimum İç Kuvvet Değerleri

KULLANILAN DEPREMLER	P (MN)	V2 (MN)	V3 (MN)	M2 (MNm)	M3 (MNm)
DUZCE106FN	59.682404	-32.6449	-71.01509	3108.25491	1172.89105
DUZCE1060FN	100.823614	-23.86502	-9.651372	660.2782694	546.7204
DUZCE1060VER	-25.99231	5.177466	-3.498063	344.1350279	187.382573
HECTORMINE_FN	-27.47862	20.68385	-35.67993	1779.777354	-847.2748
HECTORMINE_FP	-233.7665	79.914982	-13.45794	-765.4158	1763.72803
HECTORMINEVER	22.115276	3.597253	-2.751786	184.1692316	124.822399
KOCAELARC_DWN	18.728634	-3.229843	-2.918237	-206.9837	137.015635
KOCAELARC_FN	15.481357	-8.872796	-26.505403	1505.685302	-517.7811
KOCAELARC_FP	-144.5601	33.840583	-18.38768	1094.889357	-757.6414
TOPLAM OLU YUK	-434.1211	-71.12678	-42.223208	-2178.611	2143.20721

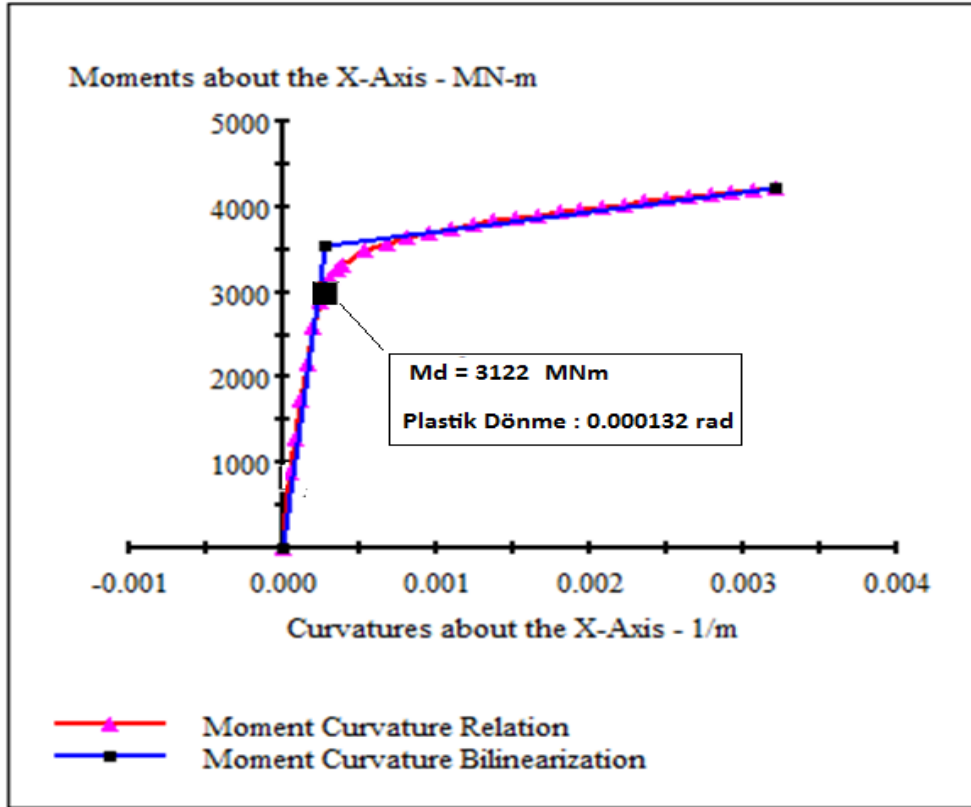
A Mafsalında (Şekil 4.32.) Plastik şekildeğiştirme olduğu esnadaki iç kuvvetler

$P = 100823 \text{ kN}$

M_d : Bileşke moment = 3122 MNm

Plastik dönme = 0.000132 rad.

A mafsalında plastik şekil değiştirme olduğu sırada oluşan ($P= 100823 \text{ kN}$) eksenel kuvveti için köprü boyuna doğrultuda Moment- Eğrilik Diyagramı Şekil 4.43. 'de verilmiştir.



Şekil 4.43. P= 100823 kN İçin Moment Eğrilik Diyagramı ve DBE-1 Deprem Seviyesi Moment-Eğrilik Noktası (Pilon A Kesiti).

Grafikte işaretlenen nokta, DBE-1 deprem seviyesi için plastikleşme meydana gelen A mafsalındaki P eksenel yükü için köprü boyuna doğrultuda Moment – Eğrilik noktasını belirlemektedir.

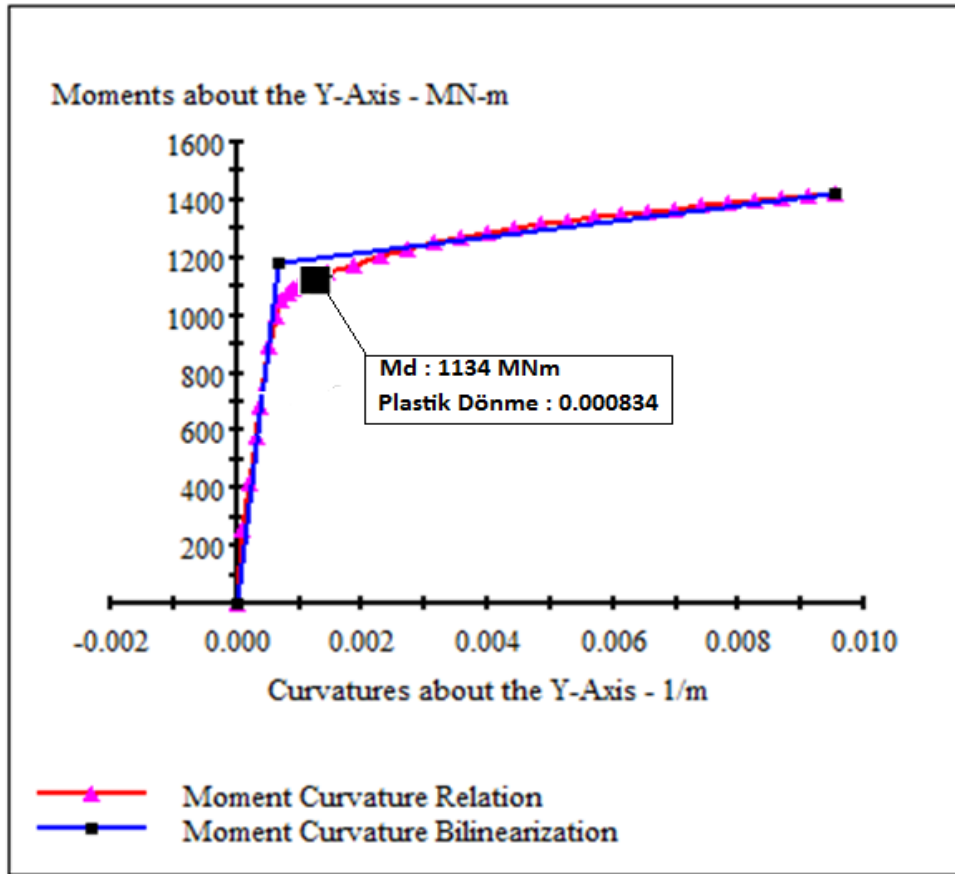
Köprü Enine;

P = 94986 kN

Md : Bileşke moment = 1134 MNm

Plastik dönme = 0.000834 rad.

A mafsalında plastik şekildeğiştirme olduğu sırada oluşan (P = 94986 kN) eksenel kuvveti için köprü enine doğrultuda Moment- Eğrilik Diyagramı Şekil 4.44' de verilmiştir.

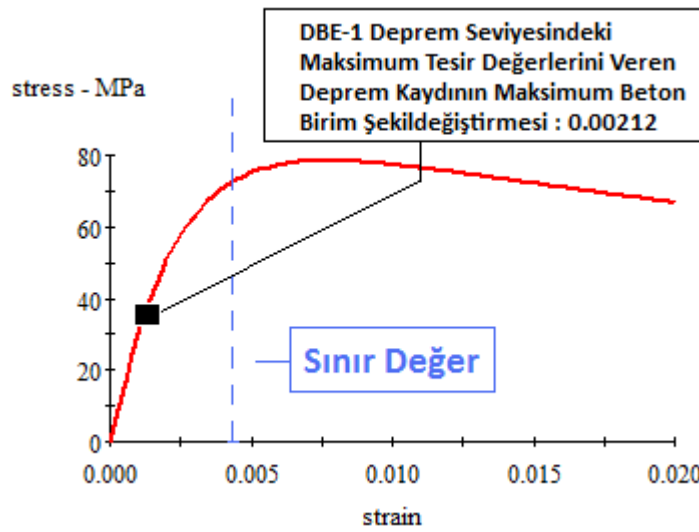


Şekil 4.44. $P = 94986$ kN İçin Moment Eğrilik Diyagramı ve DBE-1 Deprem Seviyesi Moment-Eğrilik Noktası (Pilon A Kesiti – Köprü Enine Yön).

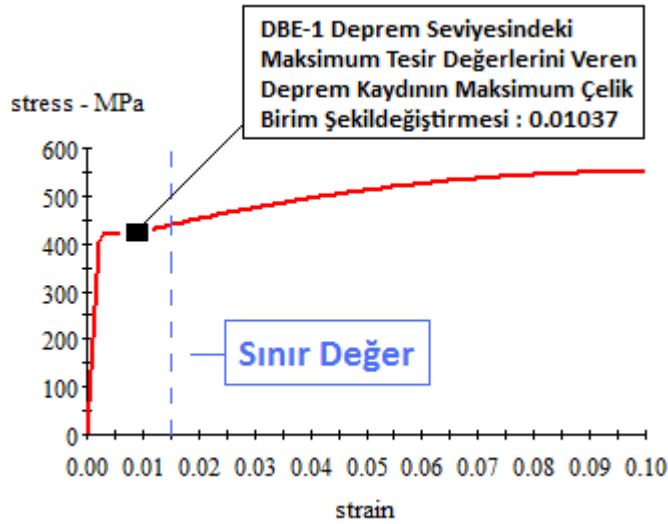
Grafikte işaretlenen nokta, DBE-1 deprem seviyesi için plastikleşme meydana gelen A mafsalındaki P eksenel yükü için köprü enine yönde Moment - Eğrilik noktasını belirlemektedir. Tablo 4.7.'de A plastik mafsalına ait sayısal değerler topluca verilmiştir. Sargılı beton ve donatı çeliğinin gerilme-birim boydeğişmesi grafikleri ve DBE-1 deprem seviyesi birim boy değişmesi seviyeleri grafik olarak Şekil 4.45 ve 4.46.'de gösterilmektedir.

Tablo 4.7. A plastik mafsalına ait Sayısal Değerler

Deprem Seviyesi	DBE-1	Köprünün Boyuna Yönü	Köprünün Enine Yönü
Plastik Dönme (rad)	θ_p	0.000132	0.000834
Plastik Mafsal Boyu (m)	L_p	5.67934	5.67934
Plastik Eğrilik (rad/m)	Φ_p	2.32421E-05	0.000146848
Elastik Eğrilik (rad/m)	Φ_y	0.0002626	0.0006685
Toplam Eğrilik (rad/m)	Φ	0.000285842	0.000815348
Sargılı Beton Birim Şekil Değiştirme	ϵ_c	0.001256	0.00212
Çelik Birim Şekil Değiştirme	ϵ_{st}	0.002578	0.01037
DBE-1 Depremi için Sınır Değerler			
Beton için	ϵ_c	0.004	
Çelik için	ϵ_{st}	0.015	



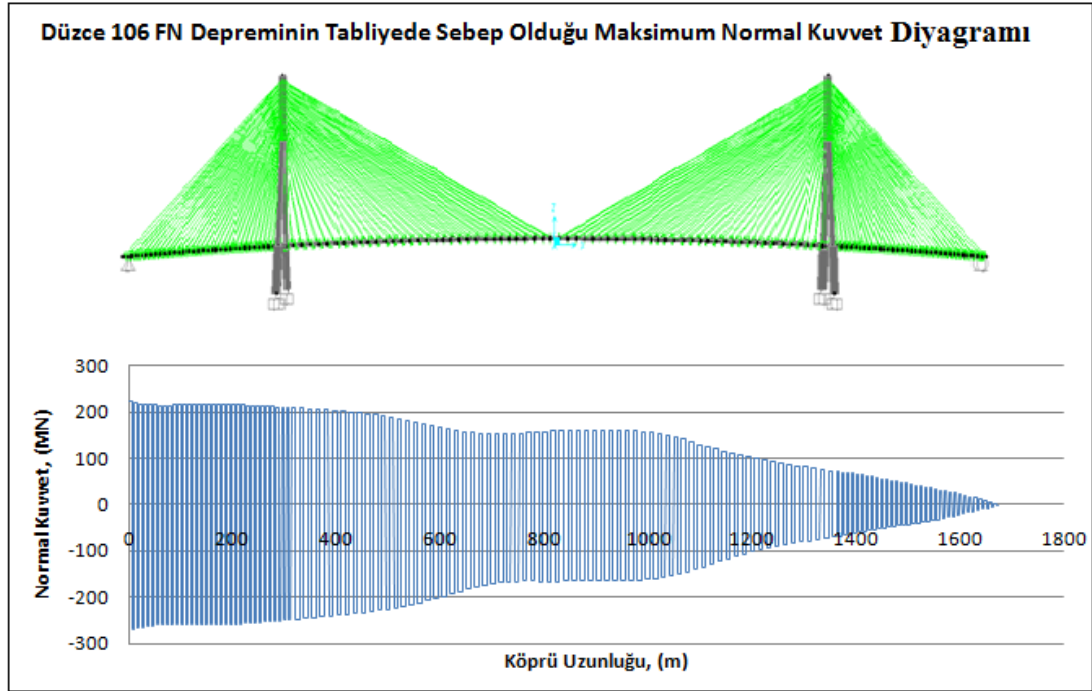
Şekil 4.45. Pilon A Kesiti Sargılı Beton DBE-1 Deprem Seviyesi için Birim Şekildeğiştirme Noktası.



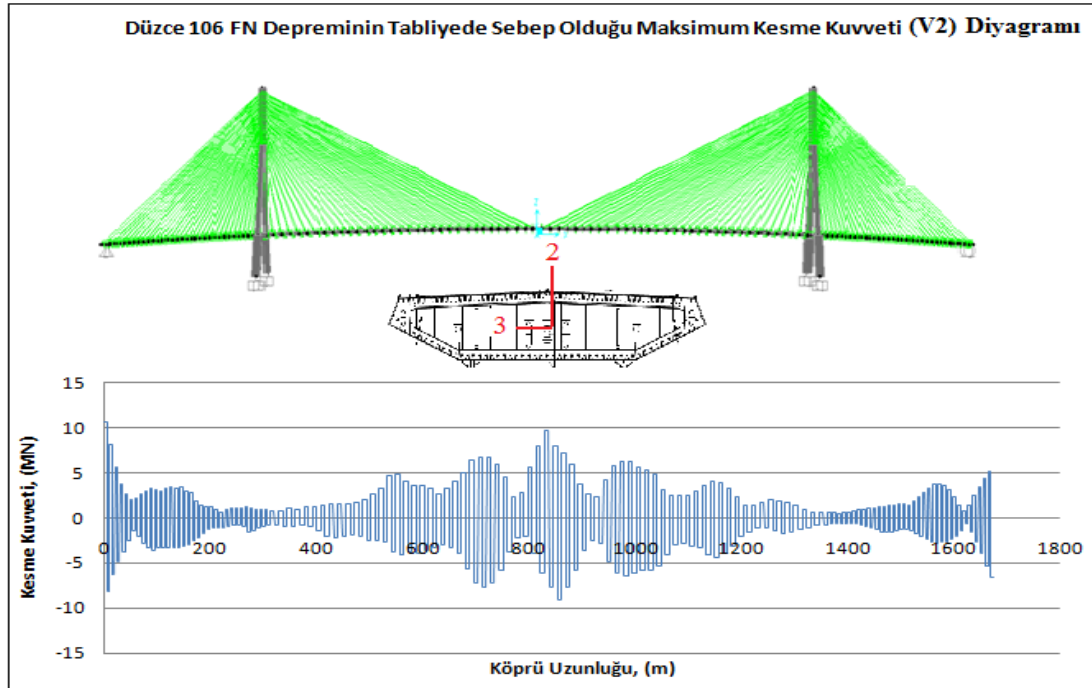
Şekil 4.46. Pilon A Kesiti Betonarme Donatısı DBE-1 Deprem Seviyesi için Birim Şekildeğiştirme Noktası.

DBE-1 deprem seviyesi için yapılan zaman-tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonucunda, esas alınan 3 farklı deprem kaydından elde edilen maksimum iç kuvvet ve şekildeğiştirmeyi veren kayda göre, pylonlardaki A mafsalında plastikleşme meydana gelmiştir. Meydana gelen plastik şekildeğiştirmeler sonucunda oluşan sargılı beton ve çelik birim şekil değıştirme değeri DBE-1 deprem seviyesi için belirlenen performans limitlerinin altında kalmıştır. Örnek EKAK DBE-1 deprem seviyesi için istenen performansı (Minimum Hasar ve Sürekli Serviste kalma) sağlamıştır.

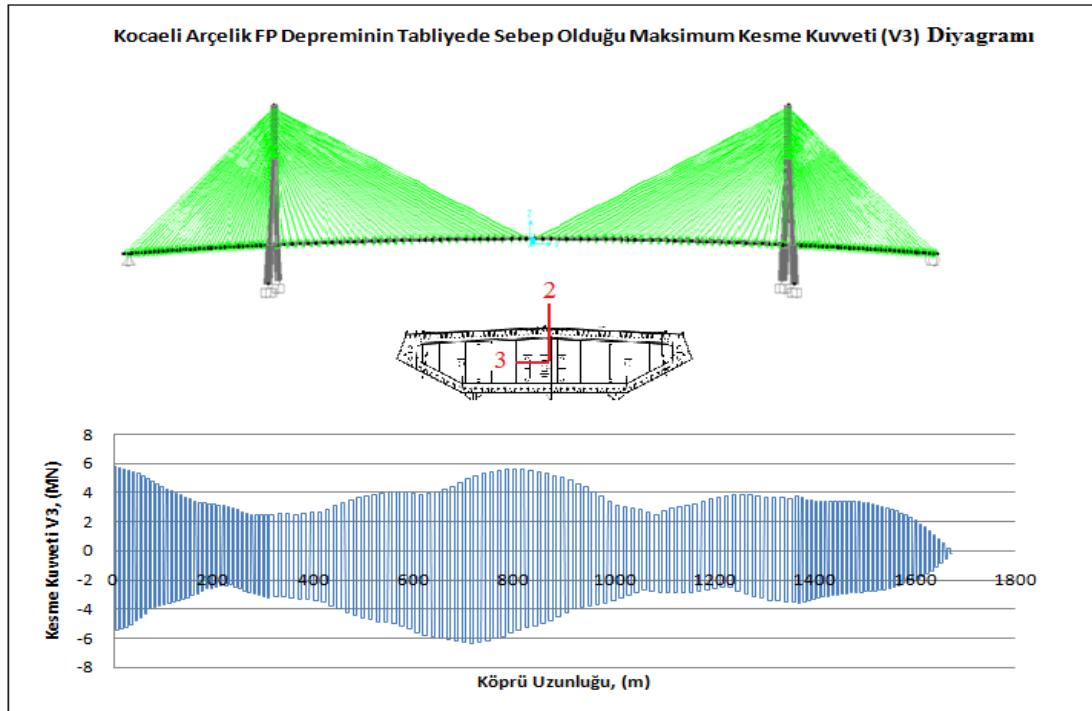
4.2.6. Kullanılan Depremler için Zaman – Tanım Alanında Analiz Sonucunda Köprü Boyunca Oluşan Maksimum İç Kuvvetler



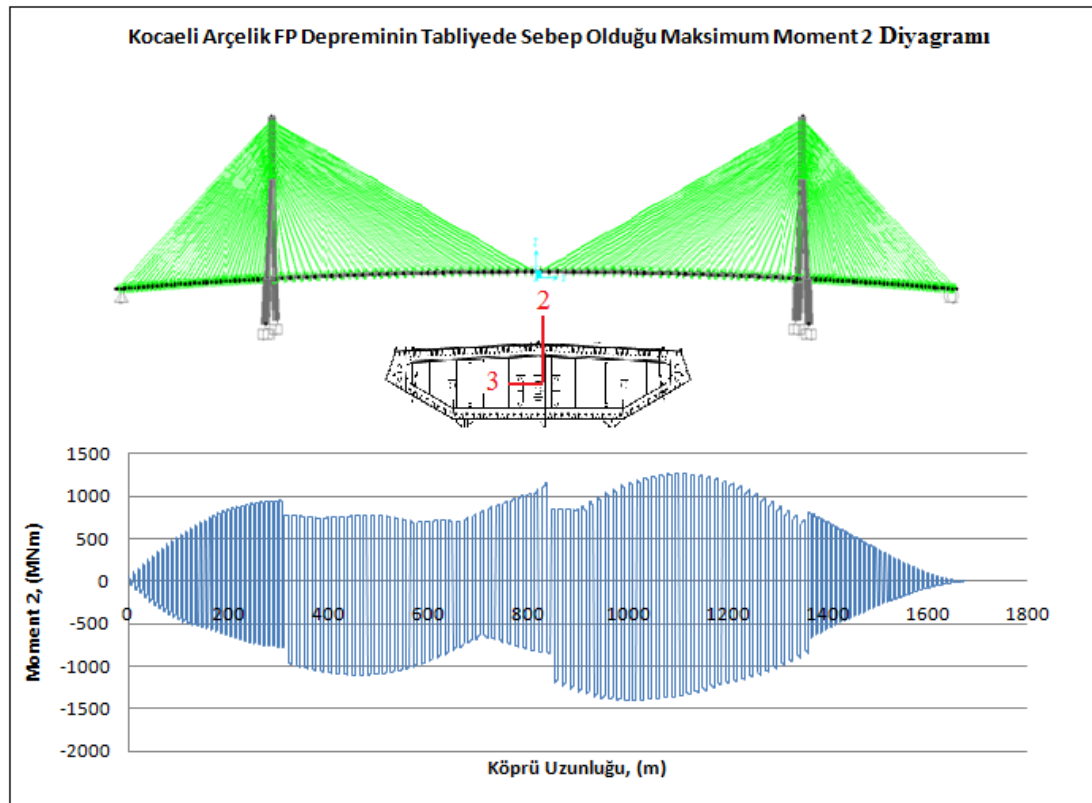
Şekil 4.47. Düzce 106 FN Depreminin Tabliyede Sebep Olduğu Maksimum Normal Kuvvet Değerleri.



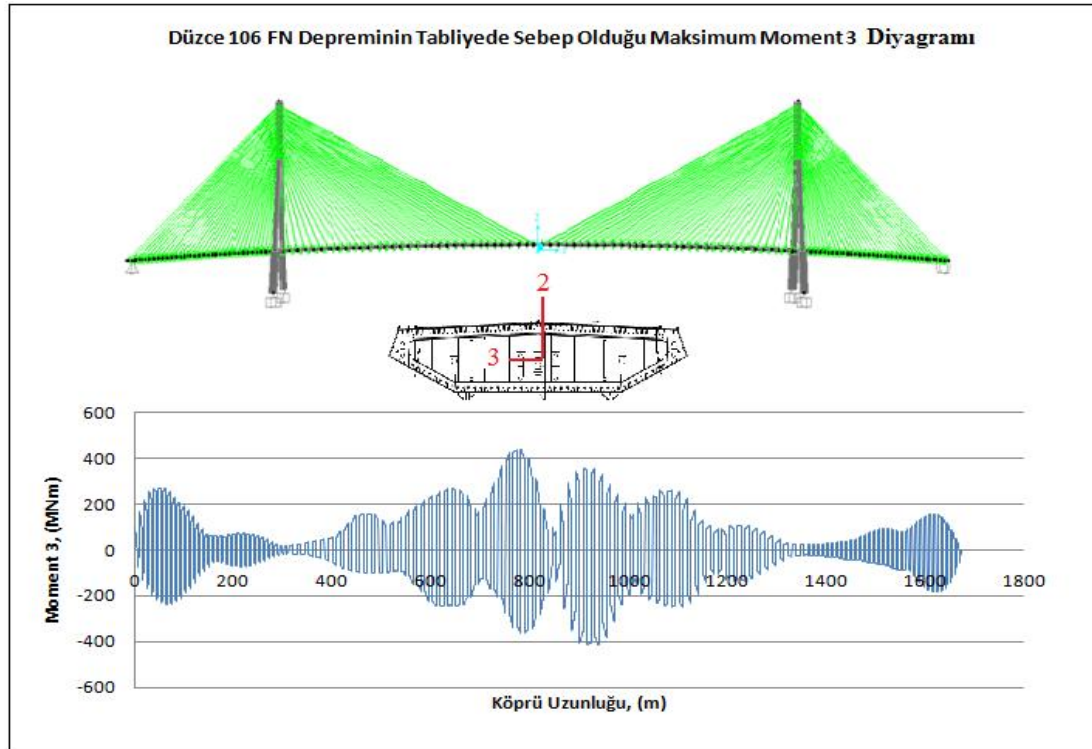
Şekil 4.48. Düzce 106 FN Depreminin Tabliyede Sebep Olduğu Maksimum Kesme Kuvveti Değerleri.



Şekil 4.49. Kocaeli Arçelik FP Depreminin Tabliyede Sebepl Olduğu Maksimum Kesme Kuvveti (V3) Değerleri.



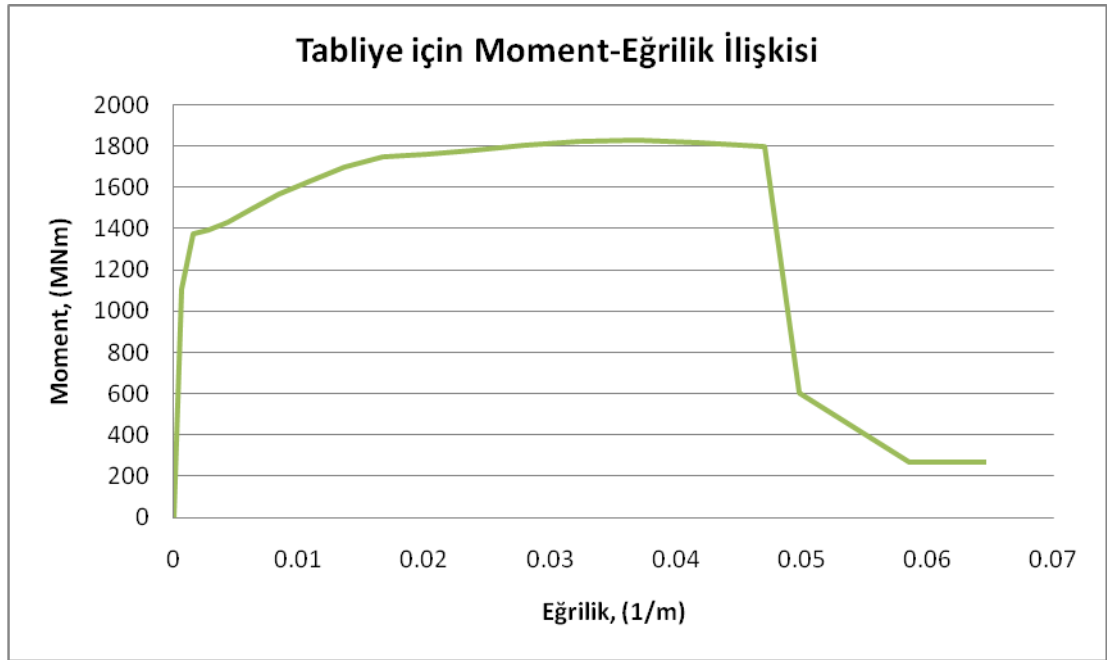
Şekil 4.50. Kocaeli Arçelik FP Depreminin Tabliyede Sebepl Olduğu Maksimum Moment 2 Değerleri.



Şekil 4.51. Düzce 106 FN Depreminin Tabliyede Sebepl Olduğu Maksimum Moment 3 Değerleri.

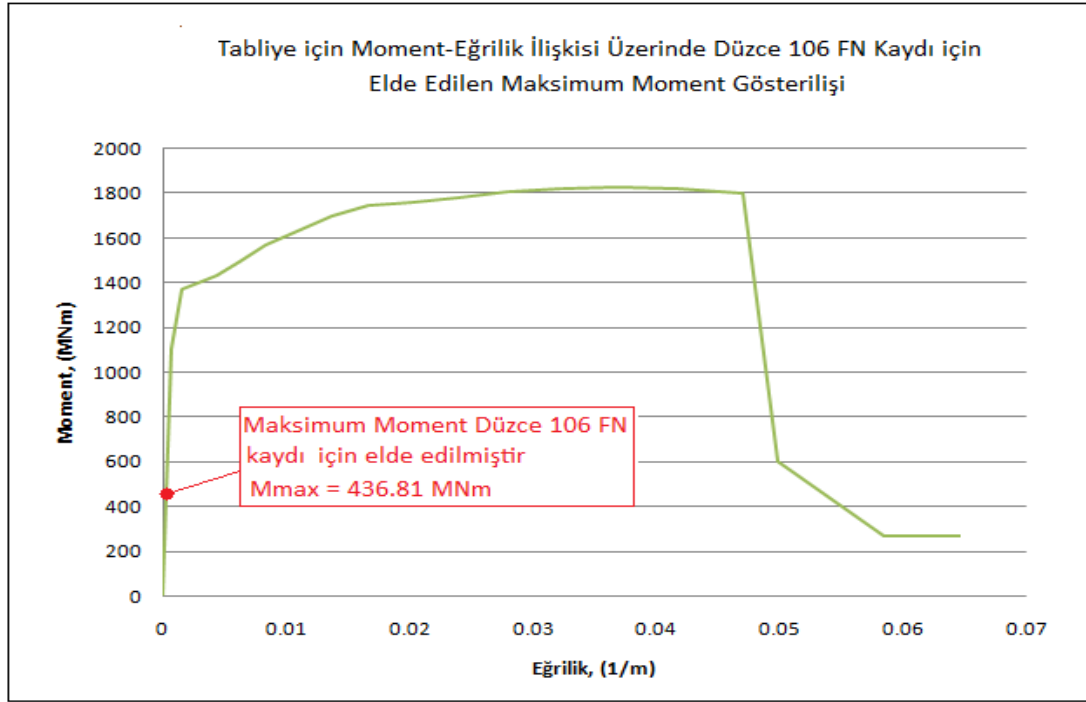
Tablo 4.8. Analizde Kullanılan Depremler Sebebiyle Tabliyede Oluşan Maksimum İç Kuvvet Değerleri

Depremler	P (MN)	V2 (MN)	V3 (MN)	M2 (MN-m)	M3 (MN-m)
DUZCE106FN	-270.417	10.66874	-0.8495	72.13876	436.807219
DUZCE1060FN	0.21822	0.076944	-3.2347	-793.3563	1.8356647
DUZCE1060VERTICAL	-15.7488	6.212965	-0.243	-17.37715	151.144185
HECTORMINE_FN	-145.091	6.710569	-0.4575	-50.01297	299.512591
HECTORMINE_FP	0.39355	0.062817	5.36984	666.6812	1.9348613
HECTORMINE_VER	10.0428	-2.28091	0.42165	-25.37875	-63.53628
KOCAELARC_FN	-60.4954	-5.18337	-0.1958	-19.48613	-136.0971
KOCAELARC_FP	0.32963	-0.12925	-6.345	-1409.361	-3.097228
KOCAELI DWN	-7.9596	-2.93238	0.24564	14.9307	80.48879



Şekil 4.52. Tabliye için Moment-Eğrilik İlişkisi.

Tabliyede $P = 0$ KN için çizdirilen moment-eğrilik grafiğinde maksimum moment : 1826.299 MNm olarak belirlenmiştir. Zaman tanım alanında köprüde deprem etkisini belirlemek için kullanılan deprem kayıtlarının sebep olduğu tabliyedeki maksimum moment Düzce106FN kaydı için elde edilmiş ve moment değeri 436.81 MNm olarak bulunmuştur. Depremin sebep olduğu maksimum moment değerinin tabliyenin moment karşılama kapasitesinin çok altında kaldığı görülmektedir. (Şekil 4.53.)



Şekil 4.53. Tabliye için Moment-Eğrilik İlişkisi Üzerinde Düzce 106 FN Kaydı için Elde Edilen Maksimum Moment Gösterilişi.

4.2.7. Kullanılan Depremler için Zaman – Tanım Alanında Analiz Sonucunda Kablolarda Oluşan Maksimum Çekme Kuvvetleri

4.2.7.1. Deprem Yükleri Altında Kablo Kesitleri Kontrolü

Kabloları oluşturan halatların enkesit özellikleri ve malzeme dayanımları aşağıda verilmiştir.

Bir Adet Kablo Telinin Çapı : 7 mm

Bir Adet Kablo Telinin Kesit Alanı : 38.48 mm²

Kablo Çapı : 130 mm

Kablo Kesit Alanı : 13273.23 mm²

Kablo Kopma Dayanımı (f_{su}): 1862 MPa

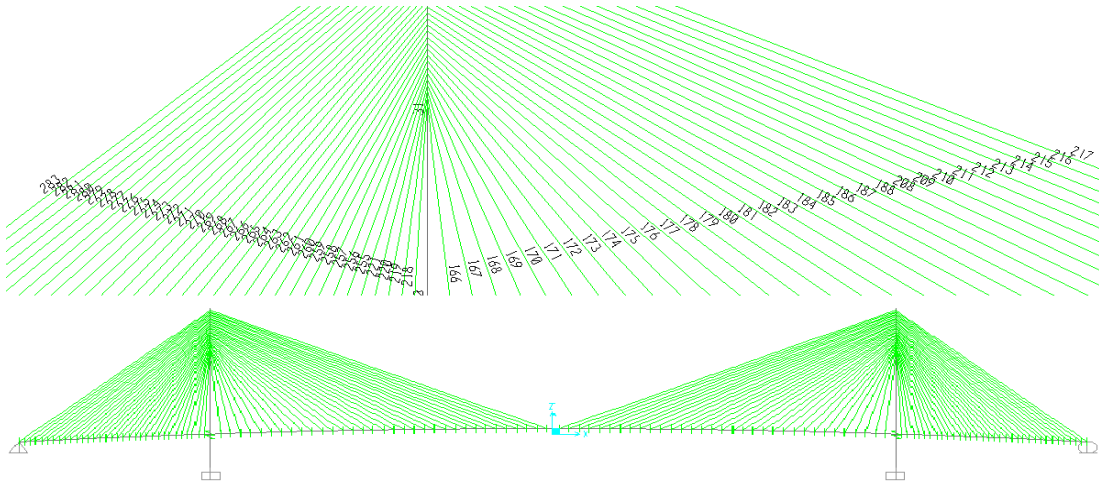
Kablonun Nominal Çekme Dayanımı (f_{sy}) : 1770 MPa

Kablo emniyet gerilmesi : 0.45x1862 Mpa = 837.9 MPa

Bir Adet Kablo Telinin Kopma Yüğü : 71.66 KN

Bir Adet Kablo Telinin Emniyetli Yüğü : 32.3 KN

(Bu değerler halat üretici kataloglarından alınmıştır. ASTM A416-80)



Şekil 4.54. EKAÇ'de Kablo Numaraları.

Sistem planda, en kesitte ve boy kesitte tam simetrik olduğu için sadece Şekil 4.54.'de numaraları verilmiş olan kablolar hesaplarda dikkate alınmış ve bulunan sonuçlar tüm eşdeğer kablolar için kullanılmıştır. Aşağıdaki tablolarda görüldüğü gibi kablolarda depremli durumlarda oluşan maksimum çekme kuvvetleri seçilen kablo kesitlerinin emniyetli taşıma kapasitesini geçmemiştir.

Tablo 4.9. Kablolarda Oluşan Çekme Kuvvetleri

Kablo Numarası	P, KN	KabloEn Kesit Alanı mm ²	Emniyetli Kablo Gerilmesi MPa	Kablolardaki Gerilme MPa
166	5051.72	13273.23	837.9	380.5946254
167	5196.703	13273.23	837.9	391.5175884
168	5335.664	13273.23	837.9	401.9868563
169	5458.804	13273.23	837.9	411.2641761
170	5553.256	13273.23	837.9	418.3801531
171	5689.704	13273.23	837.9	428.6600925
172	5796.088	13273.23	837.9	436.6750218
173	5854.696	13273.23	837.9	441.0905258
174	5858.854	13273.23	837.9	441.4037879
175	5813.001	13273.23	837.9	437.9492407
176	5724.174	13273.23	837.9	431.257049
177	5861.28	13273.23	837.9	441.5865618
178	6192.978	13273.23	837.9	466.5765605
179	6467.896	13273.23	837.9	487.288776
180	6667.91	13273.23	837.9	502.3577532
181	6861.591	13273.23	837.9	516.9496046
182	7074.421	13273.23	837.9	532.9841342
183	7139.825	13273.23	837.9	537.9116462
184	7063.701	13273.23	837.9	532.1764936
185	6865.665	13273.23	837.9	517.2565382
186	6714.69	13273.23	837.9	505.8821402
187	6562.762	13273.23	837.9	494.4359436
188	6744.875	13273.23	837.9	508.1562664
208	6618.566	13273.23	837.9	498.6401953
209	6464.825	13273.23	837.9	487.057408
210	6303.756	13273.23	837.9	474.922532
211	6294.767	13273.23	837.9	474.2453043
212	6351.786	13273.23	837.9	478.5410936
213	6413.333	13273.23	837.9	483.1780207
214	6462.876	13273.23	837.9	486.9105711
215	6468.637	13273.23	837.9	487.3446026
216	6437.017	13273.23	837.9	484.9623641
217	6384.158	13273.23	837.9	480.9799875

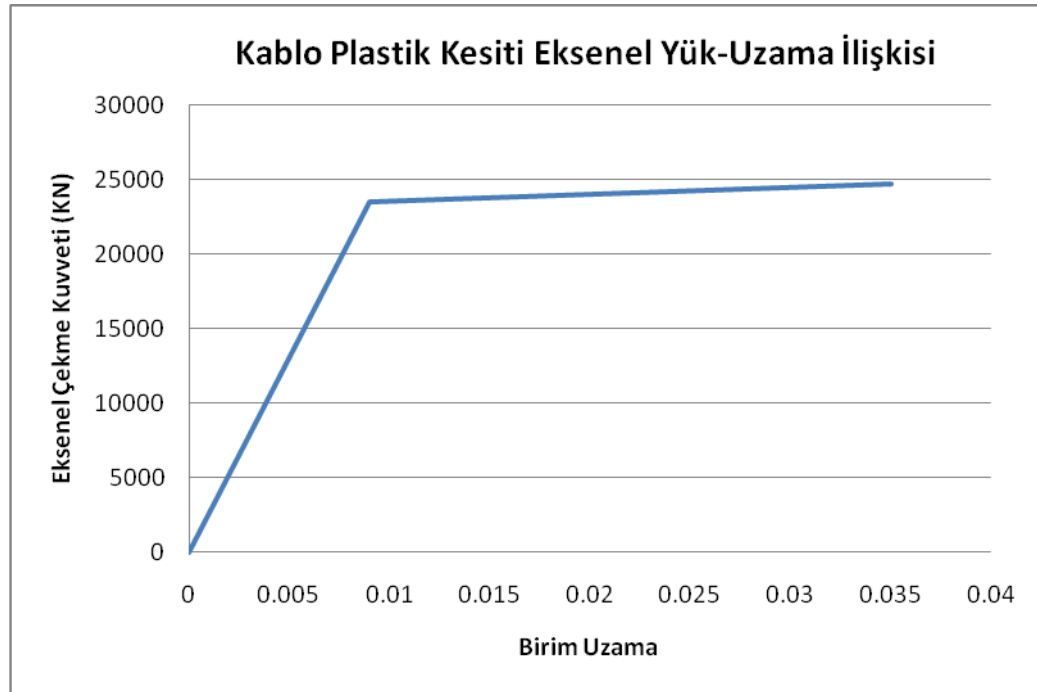
Tablo 4.10. Kablolarda Oluşan Çekme Kuvvetleri

Kablo Numarası	P, KN	KabloEn Kesit Alanı mm ²	Emniyetli Kablo Gerilmesi Mpa	Kablolardaki Gerilme Mpa
218	4929.5	13273.23	837.9	371.386618
219	4968.651	13273.23	837.9	374.3362392
220	5010.066	13273.23	837.9	377.4564292
221	5051.745	13273.23	837.9	380.5965089
255	5087.408	13273.23	837.9	383.2833455
256	5112.457	13273.23	837.9	385.1705274
257	5127.786	13273.23	837.9	386.3254084
258	5135.889	13273.23	837.9	386.9358852
259	5340.873	13273.23	837.9	402.3793003
260	5455.673	13273.23	837.9	411.0282878
261	5573.361	13273.23	837.9	419.894856
262	5691.196	13273.23	837.9	428.7724992
263	5805.964	13273.23	837.9	437.4190758
264	5914.206	13273.23	837.9	445.5739861
265	6012.376	13273.23	837.9	452.9700759
266	6131.805	13273.23	837.9	461.9678104
267	6245.16	13273.23	837.9	470.5079321
268	6338.898	13273.23	837.9	477.5701167
269	6427.319	13273.23	837.9	484.2317205
270	6519.18	13273.23	837.9	491.1524926
271	6571.283	13273.23	837.9	495.0779125
272	6580.038	13273.23	837.9	495.7375108
273	6543.391	13273.23	837.9	492.97654
274	6460.908	13273.23	837.9	486.7623028
275	6334.264	13273.23	837.9	477.2209929
276	6166.642	13273.23	837.9	464.5924165
277	6084.569	13273.23	837.9	458.4090685
278	6163.117	13273.23	837.9	464.3268443
279	6256.001	13273.23	837.9	471.3246889
280	6479.483	13273.23	837.9	488.1617361
281	6473.506	13273.23	837.9	487.7114312
282	7005.757	13273.23	837.9	527.8110151
283	7225.757	13273.23	837.9	544.3857298

Örnek EKAK’de kullanılan kabloların çapı 130 mm’dir. Eksenel yük – uzama diyagramı bu kablo için aşağıda verilmiştir. Bu diyagramlar Şekil 4.55’de, plastik kesit karakteristikleri ise Tablo 4.11’de verilmiştir.

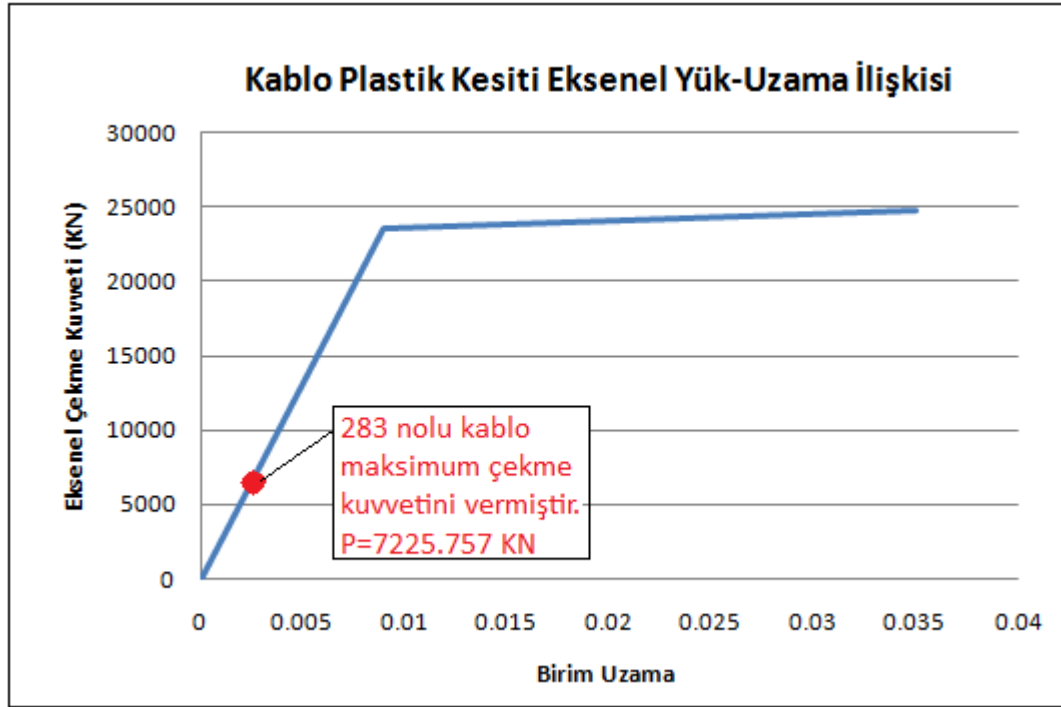
Tablo 4.11. Plastik Kesit Karakteristikleri

Akma Çekme Kuvveti (KN)	Kopma Çekme Kuvveti (KN)	Akma Birim Uzama	Kopma Birim Uzama
23493.62	24714.8	0.009	0.035



Şekil 4.55. Kablo Plastik Kesiti Eksenel Yük-Uzama İlişkisi.

Şekil 4.56. incelendiğinde çeşitli kaynaklarda Sutong EKAK’sü için verilen kablo kesitlerinin DBE-1 deprem seviyesinde zaman – tanım alanında analiz ile elde edilen çekme kuvvetleri için yeterli olduğu saptanmıştır. Kablolar plastikleşme görülmemektedir. Kablolar elastik limitler içinde kalmış ve plastik şekil değiştirme oluşmamıştır.



Şekil 4.56. Kablo Mafsalı Eksenel Yük-Uzama İlişkisi ve DBE-1 Deprem Seviyesi Zaman Tanım Alanında Analiz Sonucu.

4.2.7.2. Zaman-Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Sayısal incelemeler, tasarımı yapılan ana açıklığı 1074 m olan, toplam 1674 m uzunluğundaki üç açıklıklı örnek bir EKAK üzerinde gerçekleştirilmiştir. Yapılan analizlerde zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi kullanılmıştır. Sayısal incelemede elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda sıralanmıştır.

1. Örnek EKAK'nın pilonlarında, taban kesitinin üst seviyelerinde plastik mafsall oluşması olası noktalarda kesit ve donatı azaltması yapılmadığı için, boyuna ve enine köprü doğrultularında tek bir mafsalda plastik şekildeğiştirme meydana gelmiştir.
2. Örnek EKAK'nın pilonlarında oluşan plastik mafsall noktalarındaki plastik dönme ve uzamalar sonucunda meydana gelen beton ve çelik birim şekildeğiştirme miktarları DBE-1 deprem seviyesi için belirlenen performans sınırları içinde kalmıştır.
3. Plastik mafsall noktalarında oluşan malzeme birim şekil değiştirmeleri performans sınırları ile karşılaştırıldığında, beklenildiği gibi beton çeliği birim şekil değiştirmelerinin performans sınırlarına daha yakın sonuçlar verdiği için belirleyici olduğu saptanmıştır.
4. Örnek EKAK pilonu, köprü enine doğrultusunda çerçeve olarak seçildiği için, deprem etkisi altında pilon plastik mafsallarında çekme eksenel kuvveti meydana gelmektedir. Plastik mafsallarda meydana gelen bu çekme eksenel kuvveti önemli oranda eksenel plastik şekil değiştirme meydana getirmektedir.
5. DBE-1 deprem seviyesi için ölçeklendirilen kayıtlar ile gerçekleştirilen zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlara göre kablolarda plastik eksenel şekil değiştirme meydana gelmemiştir. Kablolardaki gerilmeler elastik sınırlar içinde kalmaktadır.

6. DBE-1 deprem seviyesi için ölçeklendirilen kayıtlar ile gerçekleştirilen zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonuçlara göre tabliyede plastik şekil değiştirme meydana gelmemiştir. Tabliyedeki gerilmeler elastik sınırlar içinde kalmaktadır.

7. Çeşitli kaynaklardan elde edilen bilgiler ile Sutong EKAK'süne benzetilerek modellenen örnek EKAK için trafiğin çok az olduğu saatlerde depremin meydana geldiği farzedildiği için analizlerde trafik yükü kullanılmamıştır.

8. Sayısal incelemelere Sutong EKAK'sünden İstanbul Boğazına uyarlanan örnek EKAK zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi ile belirlenen performansı istenen sınırlar içinde kalmıştır.

5 .SONUÇLAR

Bu çalışmada, toplam ölü yükleri altında çözülen ve deprem yükleri altında, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemi ile bir EKAK'nın performansı incelenmiştir. Doğrusal olmayan hesap yöntemi ile deprem performansı belirlenmesinde malzemelerin birim şekil değiştirmeleri baz alınmış ve meydana gelen birim şekil değiştirmeler önceden tanımlanan sınırları ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca benzeri sayısal çalışmaların sonuçlarına dayanarak, EKAK'lerin deprem performanslarının belirlenmesi çeşitli yönetmeliklerde esas alınan genel yaklaşımların irdelenmesi ve bu yaklaşımların EKAK'lere uyarlanması mümkündür.

Bu çalışmanın sayısal ve parametrik incelemelerine dayanarak varılan başlıca sonuçlar aşağıda sıralanmıştır;

- a. Örnek EKAK'nın zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yöntemiyle belirlenen deprem performansı öngörülen sınırlar içinde kalmıştır.
- b. Örnek EKAK için sadece pilon kesitinin A mafsalında plastikleşme oluşmuştur.
- c. Tabliye ve kablolar öngörülen deprem seviyesinde elastik sınırlar içinde kalmıştır.

Bu çalışmanın olası uzantıları diğer köprü türlerini de kapsayacak şekilde genişletilebilir. Yapılan analizlerde trafik yükleri kullanılmadığından, aynı EKAK üzerinde uygulanacak trafik yükleriyle değişen dinamik etkiler izlenerek karşılaştırma yapma imkanı sağlanabilir.

Bu çalışmada pilon plastik mafsallarının olduğu kesitlerde taban seviyesi üstünde boyut ve donatı azaltmasına gidilmemiştir. Bu çalışmanın bir devamı olarak, daha ekonomik çözümler elde etmek amacıyla pilonlarda değişken donatı ve en kesitler kullanılarak değerlendirmeler yapılabilir.

EKAK'ler önemli yapılardır. Bu nedenle, kullanım ömürleri boyunca meydana gelebilecek çeşitli seviyelerdeki depremlere karşı yeterli performansı gösterebilecek ekonomik çözümler elde edilebilmesi için, bu tür yapıların tasarımlarında şekil değiştirme bazlı doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin uygulanması bu çalışmanın olası bir diğer uzantısı olarak görülebilir.

Bu çalışmada zaman- tanım alanında doğrusal olmayan analizler sadece DBE-1 seviyesi için yapılmış ve modellenen örnek EKAK için çizilen D-2 Deprem Seviyesi Tasarım Spektrumu için gerçek deprem kayıtları ölçeklenmiştir. Bu çalışmanın bir uzantısı olarak diğer deprem seviyeleri için de deprem kayıtları ölçeklendirilip performans analizleri yapılabilir.

Örnek EKAK için sadece tek tip kablo çapı kullanılmış ve kablolar emniyetli taşıma gerilme değerinin yaklaşık olarak yarısında kalmıştır. Bu çalışmanın bir uzantısı olarak kablo çapları azaltılarak daha ekonomik bir model elde edilebilir.

Köprü pilon ayaklarında aynı deprem yer hareketleri kullanılmıştır. Köprü pilon ayaklarındaki farklı deprem yer hareketlerinin etkisini belirlemek için benzer bir çalışma yapılabilir.

KAYNAKLAR DİZİNİ

Soyluk. K., Kablolu Köprülerin Stokastik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 1997.

Gimsing, N.J., Cable Supported Bridges (Concept and Design). Second Edition, John Wiley and Sons, New York, 1998.

Troitsky, M.S., Cable-Stayed Bridges. Second Edition, BSP Professional Books, London, 1988.

Pfeil, M.S., Battista, R.C. ve Mergulhao, A.J.R., Stress Concentration in Steel Bridge Orthotropic Decks, Journal of Constructional Steel Research, 61 (2005) 1172-1184.

Yarnold, M.T., Wilson, J.L., Jen, W.C. ve Yen, B.T., Local Buckling Analysis of Trapezoidal Rib Orthotropic Bridge Deck System, Bridge Structures, 3 (2007) 93-103.

Cheng, L. ve Karphari, V.M., Fatigue Behavior of a Steel-Free FRP-Concrete Modular Bridge Deck System, Journal of Bridge Engineering, ASCE (July 2006).

Park, K.T., Hwang, Y.K., Lee, Y.H. ve Kim, S.M., Performance Verification of a New Pultruded GFRP Bridge Deck-to-Girder Connection System, Composite Structures 81 114-127. (2007)

Zhang, Y. ve Cai, C.S., Load Distribution and Dynamic Response of Multi-Girder Bridges With FRP Decks, Engineering Structures 29 (2007) 1676-1689.

Chen, W. ve Duan, L., Bridge Engineering Handbook, CRC Pres, New York, 2000. Bangash, M.Y.H., Prototype Bridge Structures (Analysis and Design), Thomas Telford, London, 1999.

Pugsley, S.A., The Theory of Suspension Bridges, Second Edition, Edward Arnold, London, 1968.

Walther, R., Cable-Stayed Bridges, First Edition, Thomas Telford, London, 1985.

Paskalov, T. And Garavski, M., Static and Dynamic Analysis of Cable-Stayed Bridges, International Seminar on Computer-Aided Design of Earthquake Resistant Engineering Structures, October 1985, Skopje, 1-27

Podolyn, W., Cable-Stayed Versus Classical Suspension Bridges, Transportation Engr. Journal, 102, (1975) 291-310.

Troitsky, M.S., Cable-Stayed Bridges, Second Edition, BSP Professional Books, London, 1988.

Krishna, P., Arya, A.S. ve Agrawal, T.P., Effect of Cable Stiffness on Cable-Stayed Bridges, Journal of Structural Engineering, 111, (1985) 2008-2020.

Podolyn, Jr.W. ve Fleming, J.F., Historical Development of Cable-Stayed Bridges, Journal of Structural Division, 98, (1972) 2079-3095

O'conner, C., Design of Bridge Superstructures, First Edition, John Wiley & Sons, Inc., New York, 1971.

American Institute of Steel Construction, Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges, First Edition, American Institute of Steel Construction, Inc., New York, 1963.

Tappin, R.G.R. ve Clark, P.J., Jindo and Dolsan Bridges: Design, Proc. Instn Civ. Engrs, 78, (1985) 1281-1300.

Rees, A. ve Kim, S.J., Jindo and Dolsan Bridges: Construction, Proc. Instn Civ. Engrs, 78, (1985) 1301-1324.

Abbas S, "Nonlinear geometric material and time dependent analysis of segmentally erected, three dimensional cable stayed bridges", Doktora Tezi, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 44-83 (1993)

Krishna, P., Arya, A.S., T.P., “Effect of cable stiffness on cable-stayed bridges”, *Journal of Structural Engineering*, 111: 2008-2020 (1985).

Gren, Cebon, “Computer Analysis of Structural Framework” Collins Co., London 34-67 (1977).

Garevski, M., Dumanoglu, A.A., R.T. Severn, Dynamic Characteristics and Seismic Behaviour of Jindo Bridge, South Korea, *Structural Engineering Review*, (1988) 141-149.

Garevski, M. A., Brownjohn, J. M. W., Blakeborough, A., Severn, R. T., Resonance-Search Tests on a Small-Scale model of a Cable-Stayed Bridge, *Engineering Structures*, 13 (1991) 59-66.

Tappin, R.G.R., Clark, P.J., Jindo and Dolsan Bridges: Design, *Proc. Instn Civ. Engrs.* 78 (1985) 1281-1300.

Rees. A., Kim, S. J., Jindo and Dolsan Bridges: Construction, *Proc. Instn Civ. Engrs.* 78 (1985) 1301-1324.

Nazmy, A.S., Abdel-Ghaffar, A.M., Seismic Response Analysis of Cable Stayed Bridges Subjected to Uniform and Multiple-Support Excitations, Report No. 87-SM-1, Department of Civil Engineering, Princeton University, Princeton, N.J., 1987.

Nazmy, A. S., Nonlinear Earthquake-Response Analysis of Cable-Stayed Bridges Subjected to Multiple-Support Excitations, *Doktora Tezi*, Princeton University, Princeton, 1987.

Gimsing, N. J., Cable Supported Bridges: Concept and Design, First Edition, John Wiley and Sons, New York, 1983.

Troitsky, M. S., Cable-Stayed Bridges, Second Edition, BSP Professional Books, London, 1988.

Walther, R., Cable-Stayed Bridges, First Edition, Thomas Telford Ltd., London, 1988.

Ito, M., Suzuki, S., Endo, T., Takagi, N., Long-Span Cable-Stayed Bridge With Longitudinally Elastic Supports, Structures Congress'91, May 1991, Indianapolis, 506-509.

Lin, Y., Zhu, Z., Shen, G., The Yangpu Bridge: A World Record Cable-Stayed Bridge, Structures Congress XIII, April 1995, Massachusetts, Volume 1, 447-450.

Podolyn, W., Construction and Design of Cable-Stayed Bridges, Second Edition JohnWiley and Sons, New York, 1986.

Nazmy, A.S., Abdel-Ghaffar, A.M., Effects of Ground Motion Spatial Variability on the Response of Cable-Stayed Bridges, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21, (1992) 1-20.

Fleming, J. F., Egeseli, E.A., Dynamic Behaviour of a Cable-Stayed Bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 8 (1980) 1-16.

Wang, P. H., Yang, C.G., Parametric Studies of Cable Stayed Bridges, Computers and Structures, 60, 2 (1996) 243-260.

Eğriboyun, O. Farklı Kablo Düzenlemelerine Sahip Çift Tabliyelili Kablolu Köprülerin İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Haziran 2008, Trabzon

Boduroğlu, M. Kablolu Köprülerin Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemi ile Deprem Performansının Belirlenmesi Üzerine Sayısal Bir

İnceleme, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü Haziran 2007, İstanbul.

Cengiz, A., Büyük Açıklıklı Kablolu Köprülerde Trafik Yüklerinin Meydana Getirdiği Dinamik Etkilerin İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Haziran 2009, Ankara.

Diri, T. G., Zamana Bağlı Çevresel Etkiler İçin Konsol Dilimler Halinde İnşa Edilen Kablolu Köprülerin Lineer Olmayan Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Haziran 2009, Ankara.

Soyluk, K., Değişerek Yayılan Yer Hareketi Etkisindeki Kablolu Köprülerin Stokastik Analizi, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Mart 2002, Trabzon.

YOU Q.Z.; DONG X.W.;WU S.C.. “Challenge and Innovation during Construction of Sutong Bridge Foundation”, Engineering Science, Vol. 9, No.6.Chinese Academy of Science, June 2007.

Adnan Al-Ammaren, A Critical Analysis Of The Sutong Bridge Across The Yangtze River in China, Proceedings of Bridge Engineering 2 Conference April 2009, University of Bath, Bath, UK.

Stewart, J. P., Chiou, S. J., Bray, J. D., Graves, R. W., Somerville, P. G., Abrahamson, N. A., Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design, PEER Report 2001/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2001.

Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, PEER Strong Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/smcat/>, 2006. http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database/spectras/new

TDY2007, 2007, Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esaslar, Bölüm 7, T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Afet İşleri Genel Müdürlüğü Deprem Araştırma Dairesi, Ankara.

İYBDY2008, İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği- Versiyon 4, 2008, Bogaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Deprem Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul

Priestly, N. And Calvi, M., 1995. Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley and Sons, New York.

Kozaman, S., Y.T.Ü. Yüksek Lisans Tezi, “Boğaziçi’nde Siluet ve Siluetin Belirlenmesinde Fotogrametri, s. 22, İstanbul, 2007

Stewart, J. P., Chiou, S. J., Bray, J. D., Graves, R. W., Somerville, P. G., Abrahamson, N. A., Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design, PEER Report 2001/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 2001.

XTRACT, 2002. Cross Section Analysis Program for Structural Engineers., Imbsen and Associates Inc., New York.

SAP2000, 2000. Structural Analysis Program, Computer and Structures Inc., Berkeley, California.

AASHTO LFRD, 2004. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington.

Aydinoğlu, M. N., 2005. T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Karayolları Genel Müdürlüğü 17. Bölge Müdürlüğü’nün ‘ Otoyollar (O1,O2,O3,O4) ve Bağlantı Yolları Üzerindeki Köprü ve Viyadüklerin Onarım ve Sismik Takviye Projelerinin Hazırlanması İşİ’ Projesi Kapsamında Hazırlanan Rapor, İstanbul , Türkiye.

Fahjan, Türkiye Deprem Yönetmeliği (DBYBHY, 2007) Tasarım İvme Spektrumuna Uygun Gerçek Deprem Kayıtlarının Seçilmesi ve Ölçeklenmesi, İMO Teknik Dergi, 2008 4423-4444, Yazı 292

ÖZGEÇMİŞ

15 Aralık 1986 tarihinde Trabzon'da dünyaya geldi. İlkokulu Eczacıbaşı İlköğretim Okulunda, Orta okulu Orhan Sinan Hamzaoğlu İlköğretim okulunda, liseyi ise Pendik Lisesinde tamamladı. 2004 yılında Kocaeli Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi'nde, İnşaat Mühendisliği bölümünde başladığı lisans eğitimini 2009 yılında tamamladı. Aynı yıl Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü'nde, Deprem ve Yapı Mühendisliği Anabilim Dalı'nda yüksek lisans eğitimine başladı. Yüksek Lisans Tez aşamasında Teknik Grup Yapı Denetim LTD. ŞTİ.'nde Kontrol Mühendisi olarak çalışmaya başladı. Halen aynı şirkette iş hayatına devam etmektedir.

