

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**BOĞAZIÇI ASMA KÖPRÜSÜ'NÜN ASKILARININ DEĞİŞİMİNDEN ÖNCE VE SONRAKİ  
YAPISAL DAVRANIŞININ İNCELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Bashir RAHMOUN RAHWAN**

**HAZİRAN 2019  
TRABZON**



**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ**  
**FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**BOĞAZIÇI ASMA KÖPRÜSÜ'NÜN ASKILARININ DEĞİŞİMİNDEN ÖNCE VE SONRAKİ  
YAPISAL DAVRANIŞININ İNCELENMESİ**

**İnş. Müh. Bashir RAHMOUN RAHWAN**

**Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde**  
**"İNŞAAT YÜKSEK MÜHENDİSİ"**  
**Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 20 / 05 / 2019**

**Tezin Savunma Tarihi : 26 / 06 / 2019**

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Süleyman ADANUR**

**Trabzon 2019**

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI  
Bashir RAHMOUN RAHWAN Tarafından Hazırlanan

BOĞAZIÇI ASMA KÖPRÜSÜ'NÜN ASKILARININ DEĞİŞİMİNDEN ÖNCE VE SONRAKİ  
YAPISAL DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

başlıklı bu çalışma, Enstitü Yönetim Kurulunun 28 / 05 / 2019 gün ve 1806 sayılı  
kararıyla oluşturulan jüri tarafından yapılan sınavda  
YÜKSEK LİSANS TEZİ  
olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

Başkan : Prof. Dr. Ahmet Can ALTUNIŞIK



Üye : Prof. Dr. Süleyman ADANUR



Üye : Doç. Dr. Özlem ÇAVDAR



Prof. Dr. Asim KADIOĞLU

Enstitü Müdürü

## ÖNSÖZ

“Boğaziçi Asma Köprüsü’nün Askılarının Değişiminden Önce ve Sonraki Yapısal Davranışının İncelenmesi” isimli bu çalışma, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı’nda, yüksek lisans tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Yüksek lisans öğrenimim boyunca benden tecrübelerini, bilgilerini, zamanını ve hoşgörülüğünü esirgemeyen ve tez çalışmamın bütün aşamalarında anlayış ve sabır gösteren saygıdeğer tez danışmanım Prof. Dr. Süleyman ADANUR’a teşekkürlerimi borç bilirim. Ayrıca bu tezi hazırlarken, Prof. Dr. Ahmet CAN ALTUNIŞIK’ın paylaştığı çalışma ve makalelerden faydalandığım için kendisine teşekkür ederim.

T.C. Başbakanlık, Yurtdışı Türkler ve Akraba Topluluklar Başkanlığı’nın maddi ve manevi desteklerinden dolayı en içten teşekkürlerimi ve minnettarlığımı sunarım.

Öğrenim hayatım süresince bana her türlü desteği veren anneme, babama ve kardeşime müteşekkir olduğumu belirtmek isterim. Bu çalışmanın yeni çalışmalara ışık tutmasını, Ülkeme ve Türkiye Cumhuriyeti’ne faydalı olmasını temenni ederim.

Bashir RAHMOUN RAHWAN  
Trabzon 2019

## **TEZ ETİK BEYANNAMESİ**

Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum “BOĞAZİÇİ ASMA KÖPRÜSÜ'NÜN ASKILARININ DEĞİŞİMİNDEN ÖNCE VE SONRAKİ YAPISAL DAVRANIŞININ İNCELENMESİ” başlıklı bu çalıŐmayı baştan sona kadar danışmanım Prof. Dr. Süleyman ADANUR'un sorumluluğunda tamamladığımı, verileri/örnekleri kendim topladığımı, deneyleri/analizleri ilgili laboratuvarlarda yaptığımı/yaptırdığımı, başka kaynaklardan aldığım bilgileri metinde ve kaynakçada eksiksiz olarak gösterdığimi, çalışma sürecinde bilimsel araştırma ve etik kurallara uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ettiğimi beyan ederim. 26/06/2019

Bashir RAHMOUN RAHWAN

## İÇİNDEKİLER

### Sayfa No

ÖNSÖZ.....	III
TEZ ETİK BEYANNAMESİ.....	IV
İÇİNDEKİLER.....	V
ÖZET .....	VIII
SUMMARY .....	IX
ŞEKİLLER DİZİNİ .....	X
TABLolar DİZİNİ.....	XIV
SEMBOLLER VE KISALTMALAR DİZİNİ .....	XV
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş .....	1
1.2. Literatür Araştırması.....	2
1.3. Çalışmanın Amacı .....	15
1.4. Köprülerin Tarihçesi.....	16
1.5. Köprü Türleri .....	17
1.5.1. Kirişli Köprüler.....	17
1.5.2. Kemerli Köprüler.....	18
1.5.3. Gergi Askılı Köprüler .....	19
1.5.4. Rijit Çerçevesiz Köprüler .....	20
1.5.5. Kafes Kirişli Köprüler .....	21
1.5.6. Betonarme Köprüler .....	22
1.5.7. Öngerilimli Beton Köprüler.....	23
1.5.8. Çelik-Beton Kompozit Kutu Kirişli Köprüler .....	23
1.5.9. Yatay Eğrilikli Köprüler .....	25
1.5.10. Ahşap Köprüler.....	25
1.5.11. Asma Köprüler.....	26
1.6. Asma Köprülerin Araştırılması.....	26
1.6.1. İlkel Asma Köprüler .....	26
1.6.2. Modern Asma Köprülerin Gelişimi .....	27
1.6.3. Dünya’da Asma Köprü Boyutları.....	29
1.6.4. Yapısal Sistem .....	29

1.6.4.1.	Yapı Bileşenleri .....	29
1.6.4.2.	Asma Köprü Türleri.....	30
1.6.4.3.	Ana Kuleler.....	32
1.6.4.4.	Kablolar .....	33
1.6.4.5.	Tabliye .....	34
1.6.4.6.	Ankrajlar .....	34
1.6.5.	Asma Köprü Tasarımı.....	36
1.6.5.1.	Analiz Yöntemleri .....	37
1.6.5.1.1.	Geleneksel Yöntemler .....	37
1.6.5.1.2.	Modern Tasarım Yöntemi.....	40
1.6.6.	Asma Köprülerin Sismik Analizi.....	40
1.6.6.1.	Zaman Tanım Alanında Lineer Dinamik Hareket Denklemleri .....	40
1.6.6.1.1.	Tek Serbestlik Dereceli (TSD) Sistemin Dinamik Hareket Denklemleri.....	40
1.6.6.1.2.	Çok Serbestlik Dereceli (ÇSD) Sistemin Dinamik Hareket Denklemleri .....	41
1.6.6.1.3.	Sönümsüz (ÇSD) Sistemlerin Serbest Titreşimi.....	42
1.6.6.1.4.	Modların Normalleştirilmesi .....	43
1.6.6.1.5.	Mod Süperpozisyon Yöntemi .....	44
1.6.6.2.	Zaman Tanım Alanında Geometrik Lineer Olmayan Dinamik Analiz .....	47
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR.....	50
2.1.	Boğaziçi Köprüsü .....	51
2.1.1.	Proje Esasları .....	51
2.1.2.	Köprü'nün Yapım Çalışmaları.....	52
2.1.3.	Kule Temelleri ve Ankraj Blokları .....	53
2.1.4.	Çelik Kuleler.....	54
2.1.5.	Ana Kablolar.....	54
2.1.6.	Asma Sistemi .....	55
2.1.7.	Yaklaşım Viyadükleri .....	56
2.1.8.	Boğaziçi Köprüsü'nün Sonlu Eleman Modelinin Oluşturulması .....	62
3.	BULGULAR VE İRDELEMELER .....	69
3.1.	Statik Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi .....	69
3.1.1.	Tabliye Sonuçları.....	69
3.1.1.1.	Tabliye Düşey Yerdeğiştirmeleri.....	69
3.1.1.2.	Tabliye Eğilme Momentleri.....	71

3.1.1.3.	Tabliye Kesme Kuvvetleri.....	72
3.1.2.	Kule Sonuçları .....	73
3.1.2.1.	Kule Yatay Yerdeğiştirmeleri.....	73
3.1.2.2.	Kule Eğilme Momentleri .....	75
3.1.2.3.	Kule Kesme Kuvvetleri .....	76
3.1.2.4.	Kule Normal Kuvvetleri .....	77
3.1.3.	Askı Sonuçları .....	80
3.2.	Modal Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi.....	84
3.3.	Dinamik Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi .....	105
3.3.1.	Tabliye Sonuçları.....	106
3.3.1.1.	Tabliye Düşey Yerdeğiştirmeleri.....	106
3.3.1.2.	Tabliye Eğilme Momentleri.....	108
3.3.1.3.	Tabliye Kesme Kuvvetleri.....	108
3.3.2.	Kule Sonuçları .....	111
3.3.2.1.	Kule Yatay Yerdeğiştirmeleri.....	111
3.3.2.2.	Kule Eğilme Momentleri .....	112
3.3.2.3.	Kule Kesme Kuvvetleri .....	113
3.3.2.4.	Kule Normal Kuvvetleri .....	116
3.3.3.	Askı Sonuçları .....	117
4.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	127
5.	KAYNAKLAR.....	132
	ÖZGEÇMİŞ	



Yüksek Lisans

ÖZET

BOĞAZIÇI ASMA KÖPRÜSÜ'NÜN ASKILARININ DEĞİŞİMİNDEN ÖNCE VE SONRAKİ  
YAPISAL DAVRANIŞININ İNCELENMESİ

Bashir RAHMOUN RAHWAN

Karadeniz Teknik Üniversitesi  
Fen Bilimleri Enstitüsü  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı  
Danışman: Prof. Dr. Süleyman ADANUR  
2019, 135 Sayfa,

Boğaziçi Asma Köprüsü, Türkiye'deki uzun açıklıklı asma köprülerden biridir. 1973 yılında trafiğe açılmış ve o günden bu yana İstanbul'un trafik ağındaki en önemli bağlantılardan biri olmuş, 1074 metre uzunluğunda bir ana açıklığa sahip ve askılarının orijinal yapılandırması ters V biçiminde olan bir yapıdır. Ocak 2004'te meydana gelen bir fırtına sırasında köprünün Avrupa tarafındaki kulesine yakın bir askı-tabliye bağlantısında oluşan hasar köprüde eğik veya düşey askıların kullanılması konusunda bir tartışma başlatmıştır. Temmuz 2015'te, askılar değiştirilmiş ve askılar düşey olacak şekilde değiştirilmiştir.

Bu çalışmada, geometrik olarak lineer olmama dikkate alınarak Boğaziçi Asma Köprüsünün eğik ve düşey askılarla karşılaştırmalı iki boyutlu (2B) ve üç boyutlu (3B) sonlu elemanlar analizi gerçekleştirilmiştir. Önce iki boyutlu (2B) ve üç boyutlu (3B) sonlu eleman modelleri kullanılarak köprünün eğik askılarla statik ve dinamik analizleri yapılmıştır. Sonra, köprünün aynı boyutlarda sonlu eleman modelleri ile aynı analizler gerçekleştirilmiş, ancak eğik yerine düşey askılar kullanılmıştır. Dinamik analizde, yer hareketleri için 1999 Kocaeli Depremi Gebze istasyon kayıtlarının GBZ000 bileşeni kullanılmıştır. Eğik ve düşey askılarla hem iki boyutlu (2B) hem de üç boyutlu (3B) statik ve dinamik analizler ile elde edilen yer değiştirme ve iç kuvvetler hesaplanmış ve birbiriyle karşılaştırılmıştır. Tüm sonlu elemanlar modelleri, analizleri ve hesaplamaları SAP2000 programı ile gerçekleştirilmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** Asma Köprü, Eğik Askı, Düşey Askı, Statik Analiz, Dinamik Analiz, Zaman Tanım Alanında, Geometrik Olarak Lineer Olmama Analizi

Master Thesis

SUMMARY

INVESTIGATION OF STRUCTURAL BEHAVIOUR OF BOSPORUS SUSPENSION BRIDGE  
BEFORE AND AFTER THE CHANGING OF THE HANGERS

Bashir RAHMOUN RAHWAN

Karadeniz Technical University  
The Graduate School of Natural and Applied Sciences  
Civil Engineering Graduate Program  
Supervisor: Prof. Dr. Süleyman ADANUR  
2019, 135 Pages,

Bosporus Suspension Bridge in Turkey is one of the long-span bridges crossing over the Bosporus strait. It was opened to traffic in 1973 and from that day it has been one of the most important links in the traffic network of Istanbul, it has a main span of 1074 m and the original configuration of the suspension hangers was inverted V shape. The damage of a hanger-to-deck connection near to European side tower of the bridge during the storm occurred in January-2004 has started the discussion about using inclined or vertical hangers in the bridge. In July-2015, the suspenders were replaced and the orientation of the hangers was changed to vertical.

In this study a comparative two-dimensional (2D) and three-dimensional (3D) finite element analyses of Bosporus Suspension Bridge with inclined and vertical hangers were carried out considering geometric nonlinearity. Firstly, static and dynamic analyses for two-dimensional (2D) and three-dimensional (3D) finite element models of the bridge with inclined hangers have been performed. Then, the same analyses for the same dimensional finite element models of the bridge have been also carried out but with the vertical hangers instead of inclined. For the dynamic analysis, GBZ000 component of Gebze station records of 1999 Kocaeli Earthquake has been utilized as a ground motion. The displacements and internal forces obtained for both two-dimensional (2D) and three-dimensional (3D) static and dynamic analyses with inclined and vertical hangers were calculated and compared with each other. All the finite element models, analyses and calculations have been done by SAP2000 program.

**Key Words:** Suspension Bridge, Inclined Hanger, Vertical Hanger, Static Analysis, Dynamic Analysis, Time History, Geometric Nonlinearity

## ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1. Kirişli Köprüler .....	18
Şekil 1.2. Kemerli Köprüler .....	19
Şekil 1.3. Gergi Askılı Köprüler.....	20
Şekil 1.4. Rijit Çerçevesel Köprüler .....	21
Şekil 1.5. Kafes Kirişli Köprüler .....	22
Şekil 1.6. Betonarme Köprüler .....	23
Şekil 1.7. Öngerilimli Beton Köprüler .....	24
Şekil 1.8. Çelik-Beton Kompozit Kutu Kirişli Köprüler.....	24
Şekil 1.9. Yatay Eğrilikli Köprüler.....	25
Şekil 1.10. Ahşap Köprüler .....	26
Şekil 1.11. Asma köprü türleri.....	30
Şekil 1.12. Rijitlik kirişi türleri.....	30
Şekil 1.13. Askı türleri.....	32
Şekil 1.14. Kablo ankraj türleri .....	32
Şekil 1.15. Ana kule türleri.....	32
Şekil 1.16. Ana kule şekilleri .....	33
Şekil 1.17. Kablo ve halat türleri.....	33
Şekil 1.18. Polietilen tüp ile kaplı paralel hatal .....	34
Şekil 1.19. Tabliye türleri .....	35
Şekil 1.20. Ankraj.....	35
Şekil 1.21. Asma köprünün deformasyon ve yükleri .....	38
Şekil 1.22. Eğilme-yük oranı ilişkileri .....	39
Şekil 1.23. Ana kulenin analitik modeli .....	39
Şekil 1.24. Mod süperpozisyon yöntemi .....	45
Şekil 1.25. Mod süperpozisyon yönteminde modal koordinatlar ve çözüm .....	47
Şekil 2.1. Askı-tabliye bağlantısındaki oluşan hasar .....	51
Şekil 2.2. Boğaziçi Köprüsü askılarının değişim süreci.....	51
Şekil 2.3. Boğaziçi Köprüsü genel görünüşü .....	52
Şekil 2.4. Boğaziçi Köprüsü .....	53
Şekil 2.5. Ortaköy Kulesi .....	57

Şekil 2.6.	Beylerbeyi Kulesi .....	57
Şekil 2.7.	Kablo çekimi .....	58
Şekil 2.8.	Tabliye montajı .....	58
Şekil 2.9.	Ortaköy Yaklaşım Viyadüğü montajı .....	59
Şekil 2.10.	Boğaziçi Köprüsü kule kesiti .....	58
Şekil 2.11.	Boğaziçi Köprüsü kablo kesitleri .....	60
Şekil 2.12.	Boğaziçi Köprüsü tabliye kesiti .....	60
Şekil 2.13.	Boğaziçi Köprüsü viyadük kesiti .....	61
Şekil 2.14.	Boğaziçi Köprüsü kule ayak temelleri .....	61
Şekil 2.15.	Boğaziçi Köprüsü ankraj kesiti .....	62
Şekil 2.16.	Boğaziçi Köprüsü'nün eğik askılı iki boyutlu sonlu eleman modeli .....	65
Şekil 2.17.	Boğaziçi Köprüsü'nün eğik askılı üç boyutlu sonlu eleman modeli.....	65
Şekil 2.18.	Rehabilitasyon sürecinin detayları .....	66
Şekil 2.19.	Boğaziçi Köprüsü'nün düşey askılı iki boyutlu sonlu eleman modeli.....	67
Şekil 2.20.	Boğaziçi Köprüsü'nün düşey askılı üç boyutlu sonlu eleman modeli .....	67
Şekil 3.1.	Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, iki boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen düşey yerdeğiştirme değerlerinin tabliye boyunca değişimi.....	70
Şekil 3.2.	Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, üç boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen düşey yerdeğiştirme değerlerinin tabliye boyunca değişimi.....	70
Şekil 3.3.	Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen eğilme momenti değerlerinin tabliye boyunca değişimi .....	71
Şekil 3.4.	Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, üç boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen eğilme momenti değerlerinin tabliye boyunca değişimi .....	72
Şekil 3.5.	Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen kesme kuvveti değerlerinin tabliye boyunca değişimi .....	73
Şekil 3.6.	Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, üç boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen kesme kuvveti değerlerinin tabliye boyunca değişimi .....	73
Şekil 3.7.	Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, iki boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen yatay yerdeğiştirme değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi.....	74
Şekil 3.8.	Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, üç boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen yatay yerdeğiştirme değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi.....	75
Şekil 3.9.	Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, iki boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen eğilme momenti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi.....	76

Şekil 3.10. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, üç boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen eğilme momenti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi.....	77
Şekil 3.11. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, iki boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen kesme kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi.....	78
Şekil 3.12. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, üç boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen kesme kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi.....	79
Şekil 3.13. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, iki boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen normal kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi.....	79
Şekil 3.14. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, üç boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen normal kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi.....	80
Şekil 3.15. Boğaziçi eğik askılı köprüsü'nün modelindeki askıların isimlendirilmesi .....	81
Şekil 3.16. Boğaziçi düşey askılı köprüsü'nün modelindeki askıların isimlendirilmesi... ..	81
Şekil 3.17. İki boyutlu modal analizdeki mod şekilleri ve periyot-frekans değerleri .....	91
Şekil 3.18. Üç boyutlu modal analizdeki mod şekilleri ve periyot-frekans değerleri .....	95
Şekil 3.19. 1999 Kocaeli Depreminin Gebze İstasyonu tarafından elde edilen GBZ000 ivme kaydının zamana bağlı değişimi .....	106
Şekil 3.20. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, iki boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum düşey yerdeğiştirme değerlerinin tabliye boyunca değişimi.....	107
Şekil 3.21. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, üç boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum düşey yerdeğiştirme değerlerinin tabliye boyunca değişimi.....	107
Şekil 3.22. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum eğilme momenti değerlerinin tabliye boyunca değişimi .....	109
Şekil 3.23. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, üç boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum eğilme momenti değerlerinin tabliye boyunca değişimi .....	109
Şekil 3.24. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum kesme kuvveti değerlerinin tabliye boyunca değişimi .....	110
Şekil 3.25. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, üç boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum kesme kuvveti değerlerinin tabliye boyunca değişimi .....	110

Şekil 3.26. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum yatay yerdeğiştirme değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi .....	111
Şekil 3.27. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, üç boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum yatay yerdeğiştirme değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi .....	112
Şekil 3.28. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum eğilme momenti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi .....	113
Şekil 3.29. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, üç boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum eğilme momenti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi .....	114
Şekil 3.30. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum kesme kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi .....	115
Şekil 3.31. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, üç boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum kesme kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi .....	115
Şekil 3.32. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum normal kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi .....	116
Şekil 3.33. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, üç boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum normal kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi .....	117

## TABLULAR DİZİNİ

	<b><u>Sayfa No</u></b>
Tablo 1.1. Uzun açıklıklı asma köprülerin boyutları.....	31
Tablo 2.1. Boğaziçi Köprüsü ile ilgili bazı teknik bilgiler.....	63
Tablo 2.2. Boğaziçi Köprüsü elemanlarına ait kesit özellikleri .....	68
Tablo 3.1. İki boyutlu statik analizdeki eğik ve düşey askıların normal kuvveti değerleri.....	82
Tablo 3.2. Üç boyutlu statik analizdeki eğik ve düşey askıların normal kuvveti değerleri.....	85
Tablo 3.3. İki boyutlu modal analizdeki mod, periyot ve frekans değerleri.....	87
Tablo 3.4. İki boyutlu modal analizdeki mod şekilleri ve periyot-frekans değerleri .....	88
Tablo 3.5. Üç boyutlu modal analizdeki mod, periyot ve frekans değerleri .....	89
Tablo 3.6. Üç boyutlu modal analizdeki mod şekilleri ve periyot-frekans değerleri .....	90
Tablo 3.7. İki boyutlu dinamik analizdeki eğik ve düşey askıların maksimum çekme normal kuvveti değerleri .....	119
Tablo 3.8. İki boyutlu dinamik analizdeki eğik ve düşey askıların maksimum basınç normal kuvveti değerleri .....	121
Tablo 3.9. Üç boyutlu dinamik analizdeki eğik ve düşey askıların maksimum çekme normal kuvveti değerleri .....	123
Tablo 3.10. Üç boyutlu dinamik analizdeki eğik ve düşey askıların maksimum basınç normal kuvveti değerleri .....	125

## SEMBOLLER VE KISALTMALAR DİZİNİ

$M_0(x)$	: Rijitlik kirişi ile aynı açıklık uzunluğuna sahip basit kirişe uygulanan hareketli yükten kaynaklanan eğilme momenti
$y(x)$	: Kablonun yatay pozisyonu
$\eta(x)$	: Hareketli yük yüzünden kablo ve rijitlik kirişinde gürülen eğilme
$H_w$	: Hareketsiz yük durumlarında kablodaki yatay gerilme
$H_p$	: Hareketli yük durumlarında kablodaki yatay gerilme
$m$	: Sistemin kütlesi
$c$	: Sistemin sönümü
$k$	: Sistemin rijitliği
$u(t)$	: (t) anındaki sistemin yerdeğiştirmesi
$\dot{u}(t)$	: (t) anındaki sistemin hızı
$\ddot{u}(t)$	: (t) anındaki sistemin ivmesi
$p(t)$	: (t) anındaki dış yük
$[M]$	: Sistemin kütle matrisi
$[C]$	: Sistemin sönüm matrisi
$[K]$	: Sistemin rijitlik matrisi
$\{u\}$	: Sistemin yerdeğiştirme vektörü
$\{\dot{u}\}$	: Sistemin hız vektörü
$\{\ddot{u}\}$	: Sistemin ivme vektörü
$\{P\}$	: Dış yük vektörü
$\alpha$	: Faz açısı
$\{\phi\}_j$	: Mod vektörü
$\{\Phi\}_j$	: Normalleştirilmiş mod vektörü
$[\phi]$	: Modal matris
$[\Phi]$	: Normalleştirilmiş modal matris
$[I]$	: Birim matrisi
$\{q\}$	: Modal koordinatlar
$M_r$	: r. Genelleştirilmiş kütle
$C_r$	: r. Genelleştirilmiş sönüm



- $K_r$  : r. Genelleştirilmiş rijitlik
- $P_r$  : r. Genelleştirilmiş kuvvet
- $[K_L]$  : Lineer olmayan bağlantı elemanları dışındaki lineer elastik elemanların rijitlik matrisi
- $\{P_N\}$  : Lineer olmayan bağlantı elemanlarındaki lineer olmayan serbestlik derecesinden kaynaklanan yük vektörüdür
- $[K_N]$  : Bütün lineer olmayan serbestlik dereceleri için lineer efektif rijitlik matrisidir



# 1. GENEL BİLGİLER

## 1.1. Giriş

Bir köprünün temel amacı, doğadaki bir açıklık veya süreksizlik üzerinden trafiğin taşınmasıdır. Çeşitli köprü trafiği türleri yayalar, araçlar, boru hatları, kablolar, su ve trenler veya bunların bir kombinasyonunu içerebilir. Bir otoyol, bir nehir, bir vadi veya başka herhangi bir fiziksel engel üzerinde bir açıklık oluşabilir. Böyle bir açıklık üzerinde trafik taşıma gereksinimi köprünün işlevini tanımlar. Bir köprünün tasarımı ancak işlevi doğru bir şekilde tanımlandıktan sonra başlayabilecek bir süreçtir. Bu nedenle, köprü inşaatı köprü mühendisleri tarafından başlatılamaz. Tıpkı yollar veya drenaj sistemleri veya diğer altyapı türlerinde olduğu gibi, köprü de ulaşım sisteminin bir parçasıdır ve ulaşım sistemi bir kentin planlama çabalarının veya alan gelişim planının bir bileşenidir. Bir köprünün işlevi bu imar planlarında tanımlanmalıdır.

İnsanlar tarafından inşa edilen ilk köprüler muhtemelen basit bir destek ve giriş düzenlemesi içeren ahşap kütükler veya tahtalar ve daha sonra ise taşlardan oluşmaktaydı. Bu ilk köprülerin çoğu yüksek ağırlıkları destekleyemeyecek veya güçlü akımlara dayanamayacak nitelikteydi. Bu yetersizlikler daha iyi köprülerin geliştirilmesine yol açmıştır.

Modern köprüler, modern malzemeler, beton ve çelik kullanarak ilk köprülerin evrilmesi sonunda ortaya çıkmıştır. Modern teknolojinin yardımıyla, özellikle bilgisayarların icadından ve buna bağlı olarak gelişen hesaplama araçlarının kullanılmasının ardından, köprüler özellikle köprü yapıları arasında birer harika olan gergi askılı ve asma köprüler örneklerinde görüldüğü gibi inanılmaz açıklık uzunlukları ile inşa edilmeye başlanmıştır.

Bugün tanıdığımız şekliyle asma köprüler 19. yüzyılın başlarında inşa edilen ilk modern örnekler arasındadır, aslında bunlar basit asma köprülerden geliştirilmiştir. Bu köprüler insanlar tarafından yapılan en eski köprü türlerinden biridir. Bunlar taşıyıcı kablolarla sahiptir, ancak kulelere sahip değildir; popüler hale gelmişlerdir çünkü diğer köprü tipleri tarafından aşılamanın aşılmasına izin vermişlerdir.

Bu köprüler diğer köprü türlerine kıyasla daha uzun açıklıklar üzerine yapılabilir, daha ucuzdurlar çünkü daha az malzeme kullanırlar, ayrıca inşaat sırasında aşağıdan erişim gerektirmezler.

## 1.2. Literatür Araştırması

Birçok araştırmacı, asma köprü davranışı ve statik ve dinamik yüklere verdiği tepkiler üzerinde çalışmış, ayrıca asma köprü askılarının biçimleri hakkında birçok çalışma yapılmıştır. Bu çalışmalardan bazıları literatürde aşağıda ayrıntılandığı biçimde aktarılabilir:

Ohshima vd. [1] rijitlik matrisi yöntemiyle asma köprülerin pratik bir yapısal analizini gerçekleştirmiştir. Bu yöntemde, yük terimlerini içeren rijitlik matrisi Laplace dönüşümü aracılığıyla türetilmiştir. Bu yöntem, analiz veya çözümün yapının askılarının sürekli bir levha veya membran ile ikame edildiği sürekli bir yapı olduğu, ana kulelerin deformasyonlarının dikkate alınmaması ve hesaba katılan dikey yüklerin statik yükler olması gibi bazı varsayımlar içeren diferansiyel denklemler yoluyla türetilmesi gibi birçok varsayım içermektedir. Üç açıklıklı, kablosu her kulenin tepesinde hareketli bir kesintisiz asma köprü için bir analiz gerçekleştirilmiş ve köprünün yarısı için sayısal hesaplamalar yapılmıştır. Yapının açıklık uzunlukları 125 m - 500 m - 125 m idi ve üç elemana bölünmüştür, köprü genişliğinin yarısı için hareketsiz yüklerin 15 ton/m olduğu varsayılmış, kablonun kesit alanı  $0.28 \text{ m}^2$ ,  $E_c = 157 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$  olarak kabul edilmiştir, burada, rijitleştirici kirişlerin atalet momentlerinin her bir tarafta  $1.5 \text{ m}^4$  olarak alınmış ve  $E = 206 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$  kabul edilmiştir. Önerilen analizi kontrol etmek amacıyla üç tipik durum göz önünde bulundurulmuştur, maksimum yatay kablo gerginliği, rijitleştirici kirişin maksimum saptması ve maksimum eğilme momenti. Hesaplamanın sonuçlarından bazıları aşağıdaki gibi gösterilebilir:

Yatay kablo gerginliğindeki artış 27.959 kN, rijitleştirici kirişin eğilmesi merkez açıklıkta 1.3246 m, iç açıklıkta 0.288 m, ve rijitleştirici kirişin eğilme momentleri merkez açıklıkta 57.016 kN.m, iç açıklıkta 61.764 kN.m olarak bulunmuştur. Analiz sonuçları bu yöntemin değişken kesitli asma köprülerin analizinde uygulanabileceğini, ayrıca asma köprülerin üç boyutlu analizine uygun bir şekilde geliştirilebileceğini göstermiştir.

Jennings [2] eğilme teorisinin tabliyenin farklı profillere sahip iki veya daha fazla kablo ile desteklendiği asma köprülerin yapısal davranışını analiz etmek için kullanılmasına izin veren modifikasyonlar geliştirmiştir. Tekil ve yayılı yüklerden kaynaklanan statik saptmalar göz önünde bulundurulmuş ve asma köprünün açıklığının çok kablolu bir yapıda olduğu kabul edilmiştir. Bu amaçla aynı profildeki kablolar tek bir kablo olarak kabul edilmiştir. Yerçekimi rijiditesi etkileri elde edilirken elastik malzemenin tüm

etkileri göz ardı edilmiştir. Böylece, tabliye eğilme sertliği ve kablo esnekliği sıfır olarak varsayılmıştır. Yerçekimi rijiditesinin tek bir açıklık üzerindeki etkilerini analiz etmek amacıyla, kuleler kablo uçları hareket etmeyecek şekilde kısıtlanmıştır. Analiz sonuçları, kablolar için parabolik profillere sahip klasik köprülerle karşılaştırıldığında rijiditede önemli artışlar elde edilebileceğini göstermiştir. Kablo esnekliği, bu köprülerde rijitlik üzerinde, köprünün klasik formlarında olduğundan daha büyük bir etkiye sahiptir.

Brownjohn vd. [3] ilk Boğaziçi asma köprüsünün dinamik özelliklerini elde etmek için trafik ve rüzgar uyarısını kullanmıştır. Yapısal simetri ve askıdaki yan açıklıkların bulunmaması, ilginin ana açıklığa ve Asya kulesine odaklanmasına izin vermiştir. Ana açıklık için, burulma modları da dahil 18 düşey ve 20 yanal mod elde edilmiştir. Kule için, 12 düşey düzlem ve yanal düzlem modu burulma modları dahil çıkarılmıştır. Bütün bu modlar 0-1.1 Hz aralığındadır. Test prosedürlerinden aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

1) 0 - 1.1 Hz aralığında, ölçümler ana açıklıkta 18 düşey mod ve 20 yanal mod belirlemiştir. Yanal modların beşinin ve düşey modların beşinin (aynı) burulma modları olduğu düşünülmüştür. Benzer şekilde, Asya kulesinde düşey/yatay düzlemde 12 mod ve 12 yanal mod tanımlanmıştır.

2) Deneysel frekanslar ve mod biçimleri, iki ve üç boyutlu sonlu elemanlar analizi ile elde edilenlerle karşılaştırılmıştır. Genel olarak, hesaplanan ve ölçülen doğal frekanslar ve mod biçimlerinin yakın bir uyum içinde olduğu belirlenmiş ve deneysel sonuçlar ile ana açıklıktaki 13 düşey mod, 9 yanal mod ve 5 burulma modu için yapılan teorik tahminler arasında doğrudan bir karşılaştırma yapmak mümkün olmuştur.

3) Düşey modların ölçümleri ve tahminleri arasında elde edilen iyi uyum, bu modlar için elastik ve geometrik rijidite matrislerinin üst üste binmesi ile hareketsiz yük durumuna dayanan matematiksel bir modelin geçerli olduğunu göstermektedir.

4) Ölçülen ve tahmin edilen özelliklerin karşılaştırılması, köprünün yaşına ve yüksek yüküne rağmen, köprünün amaçlandığı şekilde davrandığını ve tasarlandığı üzere yapıda bir bütünlük kaybı olmadığını ortaya koymuştur.

5) İlk mod simetrik değildir, bu, yapının tasarlandığı gibi davrandığını ve ana açıklık taşıyıcıların her ikisinde de uzunlamasına hareketlerin mümkün olduğunu göstermiştir.

6) Gözlemlenen askı titreşimlerinin gergin bir kablonun davranışlarıyla tutarlı olduğu görülmüştür.

Dumanoglu vd. [4] Fatih Köprüsü'nün bir dizi sonlu eleman modeli kullanarak doğal frekanslar ve serbest titreşimin mod biçimleri açısından dinamik özelliklerini teorik olarak

elde etmiştir. Bu serbest titreşim verilerine dayanarak, sismik yüke dinamik tepki seviyelerini tahmin etmek amacıyla farklı dalga yayılımında üç dikey ekseninde köprünün deprem uyarımına eşzamansız tepkilerinin ve dik uyarıma olasılıksal tepkisi için ayrı analizler kullanılmıştır. Köprünün doğrusal matematiksel modellenmesi, SAP4 yapısal analiz programının bir uyarlaması olan MULSUP kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Üç boyutlu titreşimlerin yapıdaki önemini belirlemek ve doğru modelleme için gereken doğruluk derecesini kontrol etmek için, serbest titreşim özellikleri öncelikle üç farklı matematiksel model kullanılarak belirlenmiştir:

- 1) İki boyutlu dikey düzlem
- 2) İki boyutlu yatay düzlem
- 3) Üç boyutlu

Serbest titreşim hesapları, burulma titreşim modları ve bazı ana kablo mod türlerinin yalnızca tam bir üç boyutlu gösterimle elde edilebildiğini gösterirken, hesaplama açısından daha verimli olan iki boyutlu gösterimlerin, burada açıklanan analizin önemli dikey ve yanal titreşim modlarını yeterli hassasiyetle temsil ettiğini göstermiştir. Bu hesaplamalar aynı zamanda, bu köprü türünün sismik tepkisini hesaplarken üst sınır değerlerin belirlenmesinde asenkron uyarımın uygunluğunu göstermiştir. Fatih Köprüsü için sismik direnç, kısa kuleler ve geniş tabliye sayesinde artmış ve birkaç basit varsayım kullanılarak belirlenen maksimum eğilme momentleri, öngörülen izin verilen sınırlar içinde bulunmuştur. Analizlerde, bu köprünün düşük frekanslarında enerji üreten özel bir deprem kullanılmış, ancak en yüksek yer değiştirmelerle ilgili sahte statik bileşenlerin, tepkinin çoğuna hükmettiği ve en kötü senaryoya neden olacak büyük bir depremin etkilerini belirlemek için farklı zaman kayıtlarına ihtiyaç duyulduğu görülmüştür. Fatih için yapılan zaman tanım alanında hesap yöntemi analizleri, asenkron etkilerin, belirli dalga hızları için kulelerin yatay antifaz hareketinden dolayı oluşan düşey tabliye yer değiştirmesinden ve yatay ve dikey uyarılma için kulelerin eğilme momentlerinden dolayı düşey tabliye yer değiştirmesi için en güçlü etkiler olduğunu göstermiştir.

Rassem vd. [5] Birleşik Krallıkta bulunan Humber asma köprüsünün, mesnetlerinde uzamsal olarak değişen yatay uyarımlara dinamik tepkisini analiz etmiştir. Mesnet hareketleri, farklı vadi bölgelerinde toprak amplifikasyon modelindeki farklılıklar nedeniyle genlik ve sıklık açısından farklılaşmıştır. Yumuşak ve rijit profilli iki toprak kategorisi kullanılmış ve köprü mesnetlerinin vadide farklı noktalara taşınmasıyla beş uyarma durumu dikkate alınmıştır. SAP IV bilgisayar programı, mod üstdüşümü

kullanarak köprü üzerinde çoklu mesnet dinamik analizi yapmak, köprünün serbest titreşim periyotlarında mod biçimlerini ve periyotlarını elde etmek için uyarlanmış, ayrıca analitik rijidite matrislerinin etkileri de analize dahil edilmiştir. Köprünün, boyutları simetrik bir ikizkenar yamuk biçimli geniş bir vadi üzerinde yer aldığı varsayılmıştır. Köprünün davranışı, tekil bir sönüm oranı 2.5% varsayılarak hesaplanmıştır. Analiz sonuçlarından, çok mesnetli uyarılma durumunun köprü analizine dahil edilmesinin, köprü davranışıyla ilgili süre boyunca mesnet hareketlerinin yoğunluğunda göze çarpan değişiklikler olduğu zaman anlamlı olduğu bulunmuştur ( $T > 1.5$  s). Bir örnek olarak, bazı köprü mesnetlerinin vadide yumuşak toprakta olduğu bir durum verilmiştir. Bu durumda, vadi merkezine yakın yerleştirilen mesnetler, uzun dönem aralığında daha yüksek yoğunluklu yüzey hareketine maruz kalmıştır. Bu, kule ve köprünün vadinin ortasına daha yakın olan açıklıklarında daha kritik davranış değerleri gözlemlenmesine neden olmuştur. Öte yandan, rijit toprak köprünün bu serbest titreşim periyodu aralığında herhangi bir yüzeyde hareket genliğini değiştirmemiş ve bu yüzden Humber köprüsü için önemli bir çoklu mesnet uyarılma durumu yaratmamıştır. Genel olarak, bir çoklu mesnet uyarılma durumu, tüm mesnetler vadi etkisini dikkate almadan tek bir derinlikte toprağa yerleştirildiğinde, tekil uyarılma durumundan daha düşük tepkilere neden olmuştur. Bir vadideki toprak koşullarının, saha topografyasının ve köprü mesnet konumlarının köprünün uyarılmasını sağlayan yer hareketlerinin daha gerçekçi bir değerlendirilmesinde önemli faktörler olduğu ortaya çıkmaktadır.

Arco ve Aparicio [6] eğilme teorisinin boyutsuz analitik denklemlerini çözmek ve asma köprülerin statik davranışlarının anlaşılmasına yardımcı olabilecek parametrik çalışmalar yapmak amacıyla sayısal yöntemler kullanmıştır. Tek açıklıklı asma köprüler için tekil yük altında yer değiştirmeleri ve eğilme momentlerini ve yayılı yük altında maksimum yer değiştirmeleri ve eğilme momentlerini içeren grafikler sunmuşlardır. Eğilme teorisi denklemlerinde iki parametre yorumlanmıştır; birincisi geometrik ve elastik rijidite arasındaki ilişkiyi açıklayan  $\lambda_2$  idi. Gerilmiş esnek kablolar için bu küçük bulunmuş ve uzayabilir olmayan askı kablosu için sonsuza yaklaşmıştır. İkincisi, kirişin elastik rijitliği ile kablonun yerçekimi rijitliği arasındaki oranı ölçen ve uzun açıklıklı asma köprülerde ( $\alpha_2 \ll 1$ ) olan  $\alpha_2$  idi. Bu parametrelerin değerlerini hesaplayarak ve rastgele konumlandırılmış bir yayılı yük (60 kN/m) varsayılarak birçok köprüde sayısal yöntemler uygulanarak bazıları için aşağıdaki sonuçlar bulunmuştur: Golden Gate köprüsü (ana açıklık = 1280 m), ( $\lambda_2 = 231$ ), ( $\alpha_2 = 1523 \times 10^{-6}$ ), (maksimum düşey yer değiştirme = 3.81

m), (maksimum eğilme momenti = 113.447 kN.m), Humber köprüsü (ana açıklık = 1410 m), ( $\lambda_2 = 102$ ), ( $\alpha_2 = 1270 \times 10^{-6}$ ), (maksimum düşey yer değiştirme = 5.09 m), (maksimum eğilme momenti = 117.416 kN.m) ve Boğaz (I) köprüsü (ana açıklık = 1074 m), ( $\lambda_2 = 106$ ), ( $\alpha_2 = 1078 \times 10^{-6}$ ), (maksimum düşey yer değiştirme = 7.39 m), (maksimum eğilme momenti = 59.870 kN.m). Köprünün rijiditesinde önemli bir azalmanın yer değiştirmelerde önemli bir artış anlamına gelmediği açıkça görülmüştür. Üç açıklıklı asma köprülerinin analizini genişletilmiş ve mevcut ve varsayımsal üç açıklıklı asma köprülerden elde edilen sonuçlar sunularak bu genişlemenin doğruluğu kontrol edilmiştir.

Altunışık vd. [7] geometrik olarak lineer olmama dikkate alınarak Boğaziçi Asma Köprüsü'nün eğik ve düşey askıları üzerinde karşılaştırmalı sonlu elemanlar analizi çalışmıştır. O zamanlarda Boğaziçi Asma Köprüsü gerçekten eğik askılara sahipti. İlk olarak, mevcut şekliyle Boğaziçi Asma Köprüsü'nün geometrik olarak lineer olmayan statik ve dinamik sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Daha sonra, eğik yerine düşey askılar için analizler yapılmıştır. Boğaziçi Asma Köprüsü'nün statik ve dinamik tepkisini araştırmak için iki boyutlu matematiksel modeller kullanılmıştır. Her iki modelde de, tabliye, kuleler ve kablolar, kiriş elemanları, askılar ise kafes elemanları ile temsil edilmiştir. Çünkü, yan açıklık tabliyeleri kabloya bağlı olmadığından bunlar sonlu eleman modellerinde dikkate alınmamıştır. Boğaziçi Asma Köprüsü için davranış hesaplamalarında ilk 15 mod ve 2.5% sönüm katsayısı hesaba katılmıştır. 1999 Kocaeli Depremi Gebze istasyon kayıtlarındaki GBZ000 bileşeni yer hareketi olarak kullanılmıştır. Geometrik olarak lineer olmayan analizle hesaplanan davranış değerlerinin, her iki askı şekli için doğrusal olmayan analizlerden daha büyük olduğu gösterilmiştir. Ayrıca, tüm analizlerde kuledeki eğimli ve düşey askılar için elde edilen sonuçlar arasında genel olarak yakın bir benzerlik olduğu belirtilmiştir, bu durum tabliye için geçerli değildir. Statik analizlerde düşey askılar için hesaplanan eksenek kuvvetler tüm askılar için her zaman çekme sergilerken, eğimli askılar için elde edilen kuvvetler bazılarında çekme sergilerken diğerlerinde basınçlı olarak gözlenmiştir. Sonuç olarak, geometrik doğrusalsızlığın eğimli askılarda düşey askılardan daha belirgin olduğu sonucuna varılabilir.

Adanur vd. [8] binanın farklı destek noktalarındaki yerel toprak koşullarındaki farktan kaynaklanan saha-davranış etkisinin önemini araştırmıştır. Boğaziçi Asma Köprüsü'nün olasılıksal sismik davranışı, tutarsızlık, dalga geçişi ve saha-davranış etkileri dikkate alınarak mekansal olarak değişen yer hareketleri için araştırılmıştır. Bu amaçla,

hesaplamalarda köprü için iki boyutlu sonlu elemanlar modeli kullanılmış ve köprü destekleri için üç farklı toprak koşulu seti dikkate alınmıştır.

Durum A) Tüm desteklerin sert toprak tipi (FFFF) üzerinde bulunduğu varsayılmıştır. Bu durum homojen toprak tipine tekabül etmektedir.

Durum B) Avrupa'daki desteklerin orta sertlikte topraklarda olduğu varsayılırken, Asya yan desteklerinin sert toprak tipi (MMFF) üzerine kurulduğu varsayılmıştır.

Durum C) Avrupa yakası ankrajının yumuşak topraklarda, Avrupa yakası kule ayağının orta sertlikte topraklarda, Asya yakasındaki geri kalan desteklerin sert toprak tipi (SMF) üzerine kurulmuş olduğu varsayılmıştır.

Yer hareketinin uzamsal değişkenliği, tutarsızlık, dalga geçişi ve saha-davranış etkileri ile birleştirilmiştir. Analiz sonuçları, saha-davranış etkisini de içeren genel uyarı durumundan elde edilen tepki değerlerinin homojen toprak durumlarına göre daha yüksek davranış değerlerine neden olduğunu göstermiştir. Sadece saha davranış etkisi için elde edilen davranış değerleri, tutarsızlık ve dalga geçişi etkileri için ayrı ayrı elde edilen davranış değerlerinden daha büyük bulunmuştur. Saha-davranış etkisi için elde edilen sonuçların, tekdüze yer hareketi durumunda elde edilen sonuçlardan daha büyük olduğu, ancak genel uyarı durumunun sonuçlarından daha küçük olduğu belirlenmiştir.

Adanur ve Günaydın [9] zamana bağlı malzeme özelliklerini kullanarak asma köprülerin inşaat aşaması analizini yapmak amacıyla bir örnek olarak İstanbul'da Avrupa ve Asya'yı birbirine bağlayan Boğaziçi Asma Köprüsü'nü seçmiştir. Köprü'nün sonlu eleman modelleri SAP2000 programı kullanılarak geliştirilmiştir. Analizde P-Delta artı büyük yer değiştirme kriteri kullanılarak geometrik olarak lineer olmama dikkate alınmıştır. Zamana bağlı malzeme dayanımı ve geometrik varyasyonlar analize dahil edilmiştir. Köprü'nün yapısal davranışı farklı inşaat aşamaları için incelenmiştir. İnşaat aşaması hesaba katılarak ve katılmayarak iki farklı sonlu elemanlar analizi yapılmış ve sonuçlar birbiriyle karşılaştırılmıştır. Boğaziçi Asma Köprüsü'nün inşaat aşaması analizlerinde toplam 5 inşaat aşaması olduğu kabul edilmiş ve inşaatın başlangıcından inşaatın bitimine kadar olan toplam süre 570 gün olarak kabul edilmiştir. Her adım için maksimum toplam adım ve maksimum tekerrür sırasıyla 200 ve 50 olarak seçildi.

Çalışma sonuçları karşılaştırıldığında, aşağıdaki gözlemler edinilebilir:

1) Düşey tabliye yer değiştirmeleri köprü tabliyesinin ortasına doğru artmış ve her iki analizde kulenin yüksekliği boyunca yatay yer değiştirmelerin arttığı gözlenmiştir.



2) Tabliyede maksimum eğilme momenti köprü tabliyesinin ortasında meydana gelmiştir. Ayrıca, eğilme momentleri tabandan köprü kulesinin orta noktasına doğru azalmış ve orta noktadan köprü kulesinin üst noktasına doğru yükselmiştir.

3) Her iki analizde de eksenek kuvvet değerleri köprü kulesinin yüksekliği boyunca azalmıştır. Kesme kuvveti değerleri, inşaat aşamalarını içermeyen analizde köprü kulesinin yüksekliği boyunca neredeyse aynı kalmıştır. Ancak, kesme kuvveti değerleri köprü kulesinin ortası boyunca artmış ve yapım aşamalarının dahil edildiği analizde orta noktadan köprü kulesinin üst noktasına doğru azalmıştır.

4) İnşaat aşamalarının hesaba katıldığı ve katılmadığı sonuçlar arasında büyük farklılıklar gözlemlenmiştir. İnşaat aşamalarının hesaba katılmadığı analizlerin güvenilir çözümler sağlayamayacağı söylenebilir.

Apaydın [10] Fatih Sultan Mehmet ve Boğaziçi asma köprüleri için deprem performans değerlendirme ve güçlendirme incelemelerinin sonuçlarını yayınlamıştır. Çalışmanın ilk bölümünde, iki asma köprü için sofistike üç boyutlu sonlu eleman modelleri geliştirilmiş ve serbest titreşim analizinin sonuçları sunulmuştur. Modeller köprülerin ayrıntılı yapısal bileşenlerini içermiş ve kablo bel vermesini hesaba katan geometrik olarak lineer olmama dikkate alınmıştır. Bu bileşenler, doğal frekansları ve köprülerin ilgili mod biçimlerini etkilemiştir. İki asma köprüünün teorik dinamik özellikleri boyuna, enine ve dikey doğrultularda hesaplanmış, ayrıca mod biçimleri ve doğal serbest titreşim dönemleri 3B sonlu eleman modelleri kullanılarak elde edilmiştir. Analizde, ilk 50 titreşim modu biçimi için doğal dönemler elde edilmiş, Boğaziçi ve Fatih Sultan Mehmet köprüleri için ilk 5'i gösterilmiştir. Her iki köprü tamamen çelikten yapılmış olduğundan, malzeme özellikleri olarak izotropik çelik elemanlar kullanılmış ve çelik elemanların yapısal sönüm oranı her iki köprü için de 0.02 olarak bulunmuştur. Performans değerlendirmeleri için, senaryo depremi (Ana Marmara Fayı'ndaki  $M_w = 7.5$  senaryo depreminden kaynaklanacak sahaya özgü yer hareketi) altında çoklu destekli doğrusal olmayan 3B sonlu elemanlar zaman tanım alanında hesap yöntemi analizi tahmin edilmiştir. Zamanın deprem kriterlerine bağlı olarak, her iki asma köprü de çok daha düşük deprem yüklerine göre tasarlanmıştır. Ancak analiz sonuçlarına göre, her ikisinin de tasarlandıkları deprem yüklerinden daha iyi performans gösterdikleri görülmüştür. Her iki köprüünün ana kablo ana açıklıktaki ve yan açıklıklarda hesaplanan gerilmeler güçlendirme proje değerleri ile kontrol edilmiş, ayrıca her iki köprüünün kule taban eğilme, kesme ve normal kuvvet değerleri kontrol edilmiştir. İki köprüünün olası İstanbul depreminde iyi bir performans

göstereceği görülmüştür. Her iki köprü için tabliyenin kritik noktalarında yer değiştirmeler incelenmiştir. Fatih Sultan Mehmet Köprüsü tabliye yer değiştirmelerinin uzunlamasına, dikey ve enine normal sınırlarda bulunduğu, ancak Boğaz Köprüsü'nün boyuna kritik yer değiştirme değerleri verdiği ve bunun genişleme derzine zarar verebileceği saptanmıştır.

Adanur vd. [11] asma köprü uygulamalarında FRP bileşimler kullanımının fizibilitesini değerlendirmeyi amaçlayan pilot bir çalışma yürütmüştür. Bu, biri FRP kompozitten, diğeri çelikten yapılmış birbirinin aynı geniş aralıklı iki asma köprünün FEM kullanılarak statik ve dinamik yükler altında davranışını karşılaştırarak gerçekleştirilmiştir. Bu amaca ulaşmak için, dünyanın en uzun modern tip asma köprülerinden biri olan Fatih Sultan Mehmet (İkinci Boğaz) Asma Köprüsü, kompozit ve çelik köprülerin davranış farklılıklarını göstermek amacıyla örnek olarak seçilmiştir. Köprü modelinin hem statik hem de dinamik davranışını araştırmak amacıyla, bilgisayarda gerçekleştirilen hesaplamalar için iki boyutlu bir matematiksel model düşünülmüştür. Statik analizde köprü modellerinin kendi ağırlığı boş ağırlık olarak kullanılmıştır. Öte yandan, dinamik analizde, 17 Ağustos 1999 tarihli Kocaeli, Türkiye depreminin GBZ000 bileşeni, bu deprem köprü yakınlarında gerçekleştiğinden yer hareketi olarak alınmıştır. Çelik köprü modelinde 2% sönüm oranı, FRP kompozit köprü modelinde 5% sönüm oranı kullanılmıştır. Mevcut çelik köprü modelinde yapılan analiz (FRP) kompozitlerden yapılmış özdeş köprüler üzerinde tekrarlanmıştır. Statik analizin nümerik sonuçları, çelik ve FRP kompozit köprü modelleri için tabliyenin ortasındaki yer değiştirmelerin sırasıyla 8.95 m ve 1.70 m, kulenin tepesindeki yer değiştirmelerin ise sırasıyla 67.87 cm ve 12.91 cm olduğunu göstermiştir. Dinamik analizde, tabliyenin orta noktasındaki maksimum düşey yer değiştirmeler, çelik köprü için düşünülen depremin 14.27 s'de 60.77 cm olarak hesaplanırken, FRP köprü modeli için hesaplanan yer değiştirme 10.77 s'de 6.20 cm olarak bulunmuştur. Çelik köprüde kulenin en üst noktasında 4.72 cm maksimum hesaplanan yatay yer değiştirme 10,13 sn'de meydana gelirken, FRP köprü modelinde, ilgili maksimum yer değiştirme 8.94 s'de yalnızca 0.72 cm olarak gerçekleşmiştir. Bu çalışmanın sonuçlarına dayanarak, aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir:

1) FRP kompozit köprü modeli için elde edilen statik ve dinamik yer değiştirmeler ve iç kuvvetlerin, çelik köprü modeline kıyasla oldukça küçük olduğu gözlenmiştir.

2) Farklı mod dizilerine karşın, dinamik analiz sonuçları her iki köprü modelinin de benzer mod biçimlerine sahip olduğunu göstermiştir.

3) FRP kompozit köprü modelinin davranış süresi geçmişinin, çelik köprü modeli için hesaplananlardan farklı olduğu bulunmuştur.

Adanur vd. [12] zamana bağlı malzeme özellikleri kullanarak asma köprülerin inşaat aşaması analizini gerçekleştirmiştir. Bu analiz, İngiltere'de Kingston yakınlarında inşa edilen Humber asma köprüsünde uygulanmıştır. Köprü'nün sonlu elemanlar modeli, proje çizimleri bazında SAP2000 programı ile oluşturulmuştur. Analizde P-Delta büyük yer değiştirme kriteri kullanılarak geometrik olarak lineer olmama dikkate alınmıştır. Zamana bağlı malzeme özellikleri, beton için basınç dayanımı, yaşlanma, büzülme ve sünme, çelik için gevşeme olarak kabul edilmiştir. Köprü'nün yapısal davranışı, toplam 41 inşaat aşaması içeren ve içermeyen iki farklı sonlu elemanlar analizi ile incelenmiştir. Analiz sonuçları olarak, yer değiştirme ve eğilme momenti, eksenek kuvvetler ve köprü tabliye ve kuleleri için kesme kuvvetleri gibi iç kuvvetlerin değişimi ayrıntılarıyla verilmiştir ve bu sayısal sonuçlar aşağıdaki gözlemleri yansıtmaktadır:

1) Düşey yer değiştirmeler köprü tabliyesinin ortasına doğru artmış ve yapım aşamalarını içeren analizde tam ortada maksimum 15.98 m seviyesine ulaşmıştır. Öte yandan, inşaat aşamasını içermeyen analizlerde tam ortada maksimum yer değiştirme 13.20 m olarak belirlenmiştir.

2) Yatay yer değiştirmeler, köprü kulelerinin yüksekliği boyunca artmış, inşaat aşamalarının dahil edildiği analizde kuzey tarafında maksimum 94 cm ve güneyde 145 cm'ye ulaşmıştır. Oysa köprü kulelerinin yüksekliği ile yatay yer değiştirme değeri, inşaat aşamasını içermeyen analizlerde kuzey ve güney taraflarında sırasıyla 86 cm ve 130 cm olarak bulunmuştur.

3) Eğilme moment değerlerinin köprü tabliyesi boyunca değiştiği ve inşaat aşamasının dahil olmadığı analizde tam ortada maksimum  $5E4$  kN m'ye ulaştığı görülmüştür. Öte yandan, eğilme moment değerlerinin köprü tabliyesi boyunca daha değişken olduğu ve inşaat aşamasının dahil edildiği analizde tam ortada maksimum  $4E5$  kN.m seviyesine ulaştığı belirlenmiştir.

4) Eksenek kuvvetlerin değerleri, her iki analiz için de kuzey ve güney kulelerinin yüksekliği boyunca hemen hemen eşit olarak belirlenmiştir. Eksenek kuvvetler tabandan  $-4E5$  kN kuzey kulesinin tam tepesindeki noktaya  $-2.5E5$  kN ve güney taraftaki kulede ise  $-3.5E5$  kN'den  $2.1E5$  kN'ye düşmüştür.

5) Kesme kuvveti değerleri, inşaat aşamasını içermeyen analizlerde kuzey ve güney taraflarında köprü kulesinin yüksekliği boyunca sırasıyla 277 kN ve 147 kN olarak benzer

değerlerde bulunmuştur, ancak inşaat aşamasını içeren analizlerde kesme kuvveti değerleri köprü kulelerinin yüksekliği boyunca değişmektedir.

6) İnşaat aşamasını içeren ve içermeyen sonuçlar arasında bazı farklılıklar gözlemlenmiştir ve inşaat aşamasını içermeyen analizlerin güvenilir çözümler sağlayamadığı söylenebilir.

Adanur vd. [13] asma köprülerin geometrik olarak lineer olmayan deprem davranışları üzerinde faya yakın ve faya uzak yer hareketlerinin etkilerinin bir karşılaştırmasını yapmıştır. Sayısal örnekler olarak İstanbul, Türkiye’de inşa edilmiş Boğaziçi (Birinci Boğaz) ve Fatih Sultan Mehmet (İkinci Boğaz) asma köprüleri kullanılmıştır. Her iki köprü de hemen hemen aynı açıklığa sahipken, Boğaziçi Asma Köprüsü’nde eğimli askılar, Fatih Sultan Mehmet Asma Köprüsünde ise düşey askılar kullanılmıştır. Faya yakın yer hareketi kayıtları 1999 Chi-Chi, 1999 Kocaeli ve 1979 Imperial Valley depremlerinden yer hareketi girdisi olarak seçilmiştir. Bu kayıtlar sırasıyla TCU060, IZT180 ve H-BRA225 sayılı istasyonlardan alınmıştır. Ek olarak, aynı saha koşullarında, merkez üssü alandan çok uzak aynı deprem olaylarında kaydedilmiş ikinci bir deprem kaydı faya uzak yer hareketi özelliklerini göstermek amacıyla seçilmiştir. Boğaziçi Asma Köprüsünün Avrupa tarafı kulesinin en üst noktasındaki yatay yer değiştirmelerin zaman çizelgeleri, 1999 Chi-Chi, 1999 Kocaeli ve 1979 Imperial Valley depremleri faya yakın ve faya uzak yer hareketlerinin doğrusal olmayan analizinden elde edilmiştir. Kulede maksimum yer değiştirme, faya yakın ve faya uzak yer hareketleri için sırasıyla 3.40 - 1.80 cm, 2.20 - 0.95 cm ve 5.50 - 1.02 cm olarak belirlenmiştir, ayrıca 1999 Chi-Chi, 1999 Kocaeli ve 1979 Imperial Valley depremlerinde tabliyenin orta noktasında düşey yer değiştirme zaman geçmişi hem faya yakın hem de faya uzak yer hareketleri için sunulmuştur ve tabliyede azami yer değiştirme faya yakın ve faya uzak yer hareketleri için sırasıyla 56.1 - 31.9 cm, 31.2 - 12.0 cm ve 73.70 - 16.7 cm olarak belirlenmiştir. Fatih Sultan Mehmet Asma Köprüsünde, Avrupa kulesinin en üst noktasındaki yatay yer değiştirme zaman çizelgeleri, 1999 Chi-Chi, 1999 Kocaeli ve 1979 Imperial Valley depremlerindeki faya yakın ve faya uzak yer hareketlerinin doğrusal olmayan analizinden elde edilmiştir. Kulede maksimum yer değiştirmeler, faya yakın ve faya uzak yer hareketleri için sırasıyla 3.2 – 2.2 cm, 1.8 – 0.71 cm ve 5.0 – 0.89 cm olarak bulunmuş, ve 1999 Chi-Chi, 1999 Kocaeli ve 1979 Imperial Valley depremleri için tabliyenin orta noktasında düşey yer değiştirmelerin zaman çizelgeleri faya yakın ve faya uzak yer hareketleri için sunulmuştur; tabliyede maksimum yer değiştirme faya yakın ve faya uzak

yer hareketleri için sırasıyla 59.3 – 35.6 cm, 34.9 – 13.2 cm, ve 91.5 – 15.2 cm olarak belirlenmiştir. Çalışma, yer değiştirmelerin kulenin yüksekliği boyunca artış eğiliminde olmasına karşın, eğilme momentlerinin her iki asma köprüde de düşüş eğiliminde olduğunu göstermiştir. Bunlara ek olarak, eksenek kuvvetlerin kule boyunca neredeyse sabit, ancak kesme kuvveti değerlerinin değişken olduğu gözlemlenmiş, ayrıca geometrik olarak lineer olmayan analizler, faya yakın yer hareketinin asma köprülerindeki yer değiştirmeler ve iç kuvvetler üzerinde oldukça etkili olduğunu göstermiştir. Faya yakın yer hareketi için elde edilen asma köprü maksimum yer değiştirme ve maksimum iç kuvvet değerlerinin, faya uzak yer hareketi değerlerinden daha etkin olduğu görülmüştür. Faya yakın fiziki yer hareketi etkilerinin deprem süresince ortaya çıktığı açıklığa kavuşturulmalıdır. Ayrıca, faya yakın yer hareketleri tepe ivmeye sahipken, maksimum yer değiştirmelerin ve iç kuvvetlerin oluşmadığı görülmüştür.

Atabey vd. [14] karbon elyafı ile güçlendirilmiş polimer CFRP malzeme ile deprem yer hareketine maruz bırakılan bir asma köprünün dinamik analizi üzerine sayısal bir çalışma yürütmüştür. Uygulama için İstanbul'da Avrupa ve Asya Kıtalarını bağlayan Boğaziçi Köprüsü seçilmiştir. CFRP malzeme kullanılarak deprem yer hareketine maruz bırakılan Boğaz Köprüsü'nün dinamik analizini yapmak amacıyla, hem çelik hem de CFRP kompozit malzeme kullanılarak SAP2000 yazılımı ile köprünün üç boyutlu sonlu elemanlar modeli oluşturulmuştur ve modelde tabliye, kuleler ve kablolar 241 kiriş elemanı, askılar 236 kafes kiriş elemanı ile temsil edilmiştir. Köprünün seçilen sonlu elemanlar modeli 1372 serbestlik derecesi ile temsil edilmiştir. Dinamik analizde zaman tanım alanında hesap yöntemi kullanılmıştır. 1999 Kocaeli Depremi Yarımca Petrokimya Kurumu ivme kayıtları yer hareketi olarak, çelik köprü modelinde 2% sönüm oranı, CFRP kompozit köprü modelinde 5% sönüm oranı kullanılmıştır. Ayrıca, analizler geometrik olarak lineer olmama dikkate alınmıştır. CFRP elemanlarının kesit alanları, eşdeğer rijidite veya eşdeğer kuvvet metotları ile belirlenmiştir. Çelik, CFRP-1 ve CFRP-2 köprü modelleri için köprü tabliye ortası maksimum yer değiştirme, sırasıyla 0.1994 m, 0.06156 m ve 0.09329 m olarak gerçekleşirken, çelik, CFRP-1 ve CFRP-2 için eğilme momentleri sırasıyla 4266 kN.m, 918 kN.m ve 2375 kN.m olarak elde edilmiştir. Aynı zamanda, köprü kulesinin yüksekliği boyunca yer değiştirmeler ve eğilme momenti değerleri şu şekilde hesaplanmıştır: çelik, CFRP-1 ve CFRP-2 köprü modelleri için maksimum yer değiştirmeler sırasıyla 0.011479 m, 0.003291 m ve 0.003664 m, çelik, CFRP-1 ve CFRP-2 köprü modelleri için maksimum eğilme momentleri sırasıyla 238 kN.m, 36 kN.m ve 52

kN.m olarak elde edilmiştir. Yukarıdaki sonuçlardan, CFRP malzeme kullanımının asma köprüler için uygun olduğu ve CFRP köprü elemanlarının kesit alanlarının eşdeğer kuvvetle belirlenmesinin daha elverişli olduğu ve asma köprüler için CFRP malzemenin çeliğe göre daha uygun olduğu görülmüştür.

Günaydin vd. [15] asma köprülerin yapısal davranışını, inşaat safhalarını ve farklı toprak koşullarını dikkate alarak belirlemiştir. İstanbul'da Avrupa ile Asya'yı birbirine bağlayan Boğaziçi Köprüsü, örnek olarak seçilmiştir. Köprünün sonlu elemanlar modeli, mevcut çizimler dikkate alınarak SAP2000 programı ile oluşturulmuştur. Analizde P-Delta büyük yer değiştirme kriteri kullanılarak geometrik olarak lineer olmama dikkate alınmıştır. Çeliğin ve betonun zamana bağlı malzeme dayanımı ve geometrik değişimler analize dahil edilmiştir. Toprak koşullarının asma köprülerin yapısal davranışları üzerindeki etkisini vurgulamak için, analizde sert, orta ve yumuşak toprakların her biri dikkate alınmıştır. Köprünün farklı inşaat aşamalarında ve farklı toprak koşullarında yapısal davranışları incelenmiştir. İnşaat aşamasının dahil edildiği ve edilmediği iki farklı sonlu elemanlar analizi yapılmış ve sonuçlar birbiriyle karşılaştırılmıştır. Köprü tabliyesi boyunca elde edilen yer değiştirme ve eğilme momentleri incelendiğinde, statik ve inşaat aşamasını içeren analizlerde değerlerin neredeyse eşit olduğu, ayrıca köprü kulesi boyunca elde edilen eksenel kuvvetler incelendiğinde, değerlerin statik ve inşaat aşamasını içeren analizlerde eşit olduğu gözlenmiştir. Düşey yer değiştirmeler köprü tabliyesinin ortasına doğru artmış ve inşaat aşamasını içeren analizlerde tam ortada maksimum 13.68 m seviyeye ulaşmıştır. Öte yandan, inşaat aşamasını içermeyen analizlerde maksimum yer değiştirme tam ortada 9.94 m olarak belirlenmiştir. Kulede maksimum yatay ve düşey yer değiştirme, her iki analizde de yumuşak toprak koşulunda ortaya çıkmıştır. Yatay ve düşey yer değiştirme, köprü kulesinin yüksekliği boyunca artmış ve inşaat aşamasını içeren analizde en tepede maksimum 90 cm ve 16 cm seviyelerine ulaşmıştır. Ancak, köprü kulelerinin yüksekliği ile yatay ve düşey yer değiştirme değeri, inşaat aşaması dahil olmayan analizde 82 cm ve 14.30 cm olarak bulunmuştur. Ayrıca, statik analizde toprak koşulları sert ve orta sertlikte toprak olarak kabul edildiğinde, köprü kulesinin en tepesinde yatay yer değiştirme değerleri 80 cm ve 81 cm olarak elde edilmiştir. Statik analizde toprak koşulları orta sertlikte ve sert toprak ve sabit destek koşulları olarak kabul edildiğinde köprü kulesinin tepesinde maksimum düşey yer değiştirme sırasıyla 12.28 cm, 11.59 cm ve 10.78 cm olarak bulunmuştur. Tabliyede maksimum eğilme momenti, inşaat aşamalarını içeren analizde tam ortada 2.8E5 kN.m olarak gerçekleşmiştir. Öte yandan, inşaat aşaması

içermeyen analizde maksimum eğilme momenti tam ortada  $4.5E4$  kN.m olarak görülmüştür. İnşaat aşamasını içeren ve içermeyen sonuçlar arasında bazı farklılıklar bulunmuştur, ancak inşaat aşamasını içermeyen analizlerin güvenilir çözümler sağlayamadığı söylenebilir. Ayrıca, kule, tabliye ve kule tabanında yer değiştirmeler ve iç kuvvetler gibi toprak koşullarının türleri de analiz sonuçları üzerinde bir etkiye sahiptir.

Adanur vd. [16] yer hareketlerinin bir asma köprünün dinamik davranışı üzerindeki uzamsal değişkenlik etkileri üzerine spektral analiz yaklaşımı ve iki yanıt spektrumu yöntemlerine dayanan rastgele bir titreşim ile bir çalışma sunmuştur. Türkiye'de inşa edilmiş olan ve İstanbul'da Avrupa'ya Asya'ya bağlayan Boğaziçi Asma Köprüsü, sayısal bir örnek olarak seçilmiştir. Destek noktaları arasında yer hareketlerinin mekansal değişkenliği, tutarsızlığı, dalga geçişi ve saha-davranış etkilerini karakterize eden bir tutarlılık fonksiyonuyla hesaba katılmıştır. Rastgele titreşim analizlerinde kullanılan güç spektral yoğunluk fonksiyonu ve davranış spektrumu değerleri 17 Ağustos 1999 Kocaeli, Türkiye depremi kayıtlarına göre belirlenmiştir. Çalışmadan elde edilen ana bulgular şu şekilde sınıflandırılabilir:

1) PSDF bazlı davranış spektrum yöntemi ile hesaplanan davranış değerlerinin, spektral analizden elde edilen değerlerden biraz daha büyük olduğu ve çoklu destek davranış spektrum yönteminden elde edilen davranış değerlerinin genellikle diğer iki yönteme göre oldukça büyük olduğu belirlenmiştir.

2) Spektral analiz ile hesaplanan davranış değerleri en düşük iken, çoklu destek yanıt spektrumu yöntemi en büyük değerleri vermiştir.

3) Çoklu destek davranış spektrum yöntemi ile hesaplanan tabliyenin ortasındaki eğilme momentinin, PSDF bazlı tepki spektrum yöntemine ve spektral analize göre sırasıyla 316% ve 329% daha büyük olduğu belirlenmiştir.

4) Kesme kuvvetinin en büyük olduğu tabliye noktasında, çoklu destek davranış spektrum yönteminden elde edilen kesme kuvvetinin, diğer iki rastgele titreşim yöntemine göre 306% ve 311% daha büyük olduğu bulunmuştur.

5) PSDF esaslı davranış spektrum yöntemine ve spektral analize kıyasla çoklu destek davranış spektrum yöntemi kulenin tepesinde sırasıyla 250% ve 247% daha büyük yer değiştirme değeri, kulenin tabanında 256% ve 272% daha büyük eğilme momenti değeri, ve kule tabanında 222% ve 244% daha büyük kesme kuvveti değeri oluşturmuştur.

Soyoz vd. [17] Boğaziçi Asma Köprüsü'nün dinamik özelliklerinde askı değiştirilmesi sırasında görülen değişimleri araştırmıştır. Sensörler, kulelerin ve tabliyenin

farklı noktalarına yerleştirilmiştir. Köprünün mod biçimlerini elde etmek için senkronize veriler toplanmıştır. Titreşim verileri, belirlenen frekanslar bazında kuvveti belirlemek için askılardan da ölçülmüştür. Ek olarak, titreşimlerin modal frekanslarındaki işletimsel değişimleri gözlemek için ölçümler en az birkaç gün ila birkaç hafta arasında kaydedilmiştir. Yapısal güçlendirme çalışması öncesinde, sırasında ve sonrasında toplanan titreşim verileri işlenmiş ve bu değerlere dayanarak, köprülerin modal frekanslarının, aslı konfigürasyonundaki değişiklikler nedeniyle beklenir olan 12% oranında azaldığı belirlenmiştir. Bu dönemde kule frekansının değişmediği de gözlenmiştir.

### 1.3. Çalışmanın Amacı

Boğaziçi Asma Köprüsü, Türkiye'deki uzun açıklıklı asma köprülerden biridir. 1973 yılında trafiğe açılmış ve o günden bu yana İstanbul'un trafik ağındaki en önemli bağlantılardan biri olmuş, 1074 metre uzunluğunda bir ana açıklığa sahip ve askılarının orijinal yapılandırması ters V biçiminde olan bir yapıdır. Ocak 2004'te meydana gelen bir fırtına sırasında köprünün Avrupa tarafındaki kulesine yakın bir askı-tabliye bağlantısında oluşan hasar köprüde eğik veya düşey askıların kullanılması konusunda bir tartışma başlatmıştır. Temmuz 2015'te, askılar değiştirilmiş ve askılar düşey olacak şekilde değiştirilmiştir.

Bu çalışmada, geometrik olarak lineer olmama dikkate alınarak Boğaziçi Asma Köprüsünün eğik ve düşey askılarla karşılaştırmalı iki boyutlu (2B) ve üç boyutlu (3B) sonlu elemanlar analizi gerçekleştirilmiştir. Öncelikle iki boyutlu (2B) ve üç boyutlu (3B) sonlu eleman modelleri kullanılarak köprünün eğik askılarla statik ve dinamik analizleri yapılmıştır. Ardından, köprünün aynı boyutlarda sonlu eleman modelleri ile aynı analizler gerçekleştirilmiş, ancak eğik yerine düşey askılar kullanılmıştır. Dinamik analizde, yer hareketleri için 1999 Kocaeli Depremi Gebze istasyon kayıtlarının GBZ000 bileşeni kullanılmıştır. Eğik ve düşey askılarla hem iki boyutlu (2B) hem de üç boyutlu (3B) statik ve dinamik analizler ile elde edilen yer değiştirme ve iç kuvvetler hesaplanmış ve birbiriyle karşılaştırılmıştır. Tüm sonlu elemanlar modelleri, analizleri ve hesaplamaları SAP2000 programı ile gerçekleştirilmiştir.



#### 1.4. Köprülerin Tarihçesi

On dokuzuncu yüzyılın sonları ve yirminci yüzyılın başlarında hem yapısal analiz hem de malzeme bilimi muazzam bir ilerleme kaydetmiştir. O zamandan önce, köprüler gibi insan üretimi yapılar esasen bilim ya da mühendislikten ziyade sanat tarafından tasarlanmıştır. Yapı teorisi mevcut değildi ve yapısal bilgiler son derece sınırlıydı. Bu nedenle, o dönemde tasarlanan köprüler neredeyse tamamen daha önceki uygulamalara dair deneysel verilere dayanmaktaydı. Yapısal davranışları düzenleyen ilkeler daha iyi anlaşıldıkça, bu ilkelerin hesaplanmaları yapısal tasarım konusunda alınan kararlarda bir rehber rolü oynamaya başlamıştır. Aynı zamanda, temel köprü malzemelerinin, yani beton ve çelik üretiminde ilerlemelerle birlikte, köprü tasarımı sanattan daha çok bir bilim haline gelmiştir. Eski çağlarda köprüler, Portland çimentosunun ilk şekli olan harç icat edilene kadar ahşap, taş ve kil gibi kolayca erişilebilen doğal kaynaklarla, çok kısıtlı açıklıklar üzerinde inşa edilmiştir. Harç malzemesi ve kemer yapısı şekli ile Romalılar güçlü ve hafif köprüler ve hatta uzun viyadükler inşa edebilmiştir. Yedinci yüzyılda Çin, sayısız savaş, sel ve depremden sonra hala kullanımda olan Anji Köprüsü'nün inşası sırasında taş bölümleri birbirine bağlamak için dökme demiri kurtağzı olarak kullanabilmiştir. Teknikler, yeni bilimsel ve mühendislik bilgisinin daha yaygın olarak bilinmeye başladığı on sekizinci yüzyıla kadar gelişmemiştir. Yeni inşaat malzemesi, demir, özellikle seri üretim ile üretilen dökme demir, kafes kirişler gibi yeni köprü sistemlerinin oluşmasını sağlamıştır. Dünyanın ilk dökme demir kafes köprüsü, Coalbrookdale, Telford, İngiltere'de 1779 inşa edilmiştir. Bu köprü, halen hafif taşımacılık ve yaya geçişleri için kullanılmaktadır. Modern köprüler, ilk köprülerin modern malzemeler, beton ve çeliğin kullanılarak evrimleştirilmiş halidir. Modern teknolojinin yardımıyla, özellikle bilgisayarın ve ilgili hesaplama araçlarının icadından sonra, köprü uzunluğu inanılmaz uzunluklara ulaşmıştır. Roma viyadükleri, başka bir inanılmaz Roma viyadük yapısının inşasına, Güney Fransa'da gergi askılı bir köprü olan Millau Viyadüğü'ne ilham vermiştir. Yapının tabanının üstünde dikmelerin biri 343 metreye 1125 ft uzanan dünyanın en yüksek köprüsüdür. Şu anda, dünyanın en uzun açıklıklı köprüsü 1991 m veya 6532 ft Honshu anakarasındaki Kobe kentini Japonya'nın Awaji Adası'ndaki Iwaya'ya bağlayan bir asma köprü olan Akashi Kaikyo Köprüsüdür. Gergi askılı ve asma köprüler gibi ekstra uzun açıklıklı köprüler köprü yapılarının harikaları olsa da, orta ila kısa açıklıklı köprüler standarttır. Amerika Birleşik Devletleri'nde en önemli ulaşım ağı 44.000 milden 70.800 km

fazla karayolu ve 55.000 köprüden oluşan Eyaletler Arası Karayolu Sistemidir. İkinci Dünya Savaşı'ndan sonra bu sistemin gelişimi, geçen yüzyılda köprü mühendisliğinin gelişmesini de teşvik etmiştir. Eyaletler Arası Karayolu Sisteminin ortaya çıkışı, Amerika Birleşik Devletleri'nde homojen tasarım standartlarının benimsenmesine ve nihayetinde köprü mühendisliği biliminin gelişimine yol açmıştır. En büyük kamu projelerinin hayata geçtiği bu dönemde, yapı malzemelerinin seri üretimi gerçekleştirilmiş ve köprü inşa edilmesi amacıyla basitleştirilmiş prosedürler ve basit analiz modelleri oluşturulmuş ve kullanılmıştır. Eyaletler Arası Karayolu Sisteminin geliştirilmesi hem tutarlı hem de yönetilebilir bir şekilde köprü inşası için uygulanabilir ve verimli bir yöntem yaratmıştır. Fakat, hesaplama yöntemlerinin ve bilgisayar araçlarının gelişimiyle günümüzde daha rafine ve karmaşık analiz yöntemleri daha yaygın hale gelmiştir [18].

### **1.5. Köprü Türleri**

Ana köprü tipleri aşağıdaki şekilde listelenebilir:

- 1- Kirişli köprüler.
- 2- Kemerli köprüler.
- 3- Gergi askılı köprüler.
- 4- Rijit çerçevesel köprüler.
- 5- Kafes kirişli köprüler.
- 6- Betonarme köprüler.
- 7- Öngerilimli beton köprüler.
- 8- Çelik-beton kompozit kutu kirişli köprüler.
- 9- Yatay eğrilikli köprüler.
- 10- Ahşap köprüler.
- 11- Asma köprüler.

#### **1.5.1. Kirişli Köprüler**

En yaygın ve en temel köprü türüdür. En basit haliyle, bir dere üzerine yerleştirilmiş bir kütük kirişli köprülere bir örnektir; en yaygın iki kiriş türü I-kiriş ve çelik kirişli köprülerde kullanılan kutu kirişleridir. I-kirişin enine kesitini incelemek buna neden o ismin verildiğini açıklar. Ortadaki dikey plaka ağı olarak bilinir ve üst ve alt plakalara flanş

denir. Kutu kirişi bir kutu şeklindedir. Tipik kutu kirişinin iki ağı ve iki flanşı vardır. Bununla birlikte, bazı durumlarda, iki ağdan fazla çoklu kutu kiriş oluşturulabilir. Basit kirişlerin diğer örnekleri arasında matematik sembolüne benzeyen adıyla pi kirişler ve T şeklindeki kirişler bulunur. Kirişli köprülerin çoğunluğu bugünlerde kutu veya I-kirişlerle inşa edildiğinden daha nadir durumlardan burada söz edilmeyecektir. Bir I-kirişin tasarımı ve yapımı çok basittir ve çoğu durumda çok iyi çalışır. Bununla birlikte, eğer köprü herhangi bir eğri içeriyorsa, kirişler, aynı zamanda tork olarak da bilinen bükülme kuvvetlerine de maruz kalır. Bir kutu kirişine eklenen ikinci ağ stabilite sağlar ve bükülme kuvvetlerine karşı direnci artırır. Bu, kutu kirişini, içlerinde önemli bir eğri bulunan köprüler için ideal seçim haline getirir. Kutu kirişler, daha stabil olmakla birlikte, daha fazla mesafeler gerektirebilir ve I-kirişlerin yeterince güçlü veya stabil olmayacağı daha uzun açıklıklar için kullanılır. Fakat, kutu kirişlerin tasarımı ve imalatı I-kirişten daha zordur. Örneğin, bir kutu kirişin iç bağlantılarını kaynaklamak için, bir insan veya kaynak robotunun kutu kirişinin içinde çalışabilmesi gerekir [19].



Şekil 1.1. Kirişli Köprüler

### 1.5.2. Kemerli Köprüler

Kemer köprüler klasik bir mimari oluşturur ve kiriş köprülerinden sonra en eski köprü türüdür. Basit kirişli köprülerden farklı olarak, kemerler taş kullanımına çok

uygundur. Kemer, merkezde dikme gerektirmediginden kemerler vadileri ve nehirleri geömek için iyi seçimlerdir. Kemerler en güzel köprü türlerinden biri olabilir. Kemerler, bükölme kuvvetlerine yüksek direnç sağlayan kavisli bir yapı kullanırlar. Kemerler, yalnızca zemin veya temelin sağlam ve sabit olduğu yerlerde kullanılabilir, öünkü kiriş ve kafes köprülerinden farklı olarak, kemerin her iki ucu yatay yönde sabitlenmiştir (yani, taşmanın yatay hareketine izin vermez). Böylece, köprü üzerine bir yük yerleştirildiğinde (örneğin, bir araba geçtiğinde), kemerin mafsalında yatay kuvvetler meydana gelir. Kafes kirişler gibi, karayolu kemerin üzerinden veya bazı durumlarda içinden geçebilir [19].



Şekil 1.2. Kemerli Köprüler

### 1.5.3. Gergi Askılı Köprüler

Tipik bir gergi askılı köprü, açıklığın ortasında ayakların üzerine dikilmiş bir veya daha fazla kuleye sahip kesintisiz bir kiriştir. Bu kulelerden, kablolar çapraz olarak gerilir (genellikle her iki tarafa da) ve kirişi destekler. Çelik kablolar çok güçlü ama çok esnekler. Kablolar, çok uzak mesafelere yayılabilen ince ve hafif bir yapıya izin verdikleri için çok ekonomiktir. Sadece birkaç kablo köprünün tamamını destekleyecek kadar güçlü olmasına rağmen, esneklikleri onları nadiren düşündüğümüz bir kuvvete karşı zayıf hale getirir: rüzgar. Daha uzun mesafeli kablo destekli köprüler için, kabloların ve rüzgarda köprünün

dengeğini sağlamak için dikkatli çalışmalar yapılmalıdır. Köprünün ağırlığının hafif olması şiddetli rüzgarda bir dezavantaj olmasına rağmen, depremde bir avantajdır. Ancak, bir deprem sırasında veya zaman içinde temellerin eşit olmayan şekilde yerleşmesi durumunda, gergi askılı köprü zarar görebilir, bu nedenle temellerin planlanmasına özen gösterilmelidir. Gergi askılı köprünün modern ancak sade görünümü onu çekici ve belirgin bir simge haline getirir. Kabloların benzersiz özellikleri ve bir bütün olarak yapı, köprünün tasarımını çok karmaşık bir iç haline dönüştürür. Rüzgarların ve sıcaklıkların göz önünde bulundurulması gerektiği daha uzun açıklıklar için, hesaplamalar son derece karmaşıktır ve bilgisayarların yardımı ve bilgisayar analizi olmadan neredeyse imkansızdır. Gergi askılı köprülerin imalatı da nispeten zordur. Kablo kanalları ve kirişler ve kuleler için bağlantılar, hassas imalat gerektiren karmaşık yapılardır. Gergi askılı köprüler için ayrı bir sınıflandırma bulunmamaktadır [19].



şekil 1.3. Gergi Askılı Köprüler

#### 1.5.4. Rijit Çerçevesel Köprüler

Rijit çerçevesel köprüler bazen Rahmen köprüleri olarak da bilinir. Standart kirişli köprü tipinde kiriş ve dikmeler ayrı yapılardır. Fakat, bir rijit çerçevesel köprü, dikme ve kirişin tek bir sağlam yapı oluşturduğu köprü türüdür. Kirişlerin bir rijit çerçevesel köprüde enine kesitleri genellikle I veya kutu şeklindeydir. Rijit çerçevesel köprü tasarım hesapları,

basit kirişli köprülerden daha zordur. İskelenin ve kirişin birleşme yeri imal edilmesi zor olabilir ve detaylara dikkat edilmesini gerektirir. Pek çok olası şekilde yapılabilmesine rağmen, bugünlerde kullanılan stiller neredeyse yalnızca pi-şekilli çerçeve, köşe korumalı çerçeve ve V-şekilli çerçeveye sınırlıdır. Köşe korumalı rijit çerçeveli köprü, özellikle nehir ve vadi geçişleri için uygundur, çünkü bir açıyla eğilen dikmeler, nehrin ortasında temel inşası gerektirmeksizin veya bir vadinin derin kısımlarına dikme inşası gerektirmeden geçişi daha etkili bir şekilde sağlayabilir. V şeklindeki çerçeveler, temellerin etkin bir şekilde kullanılmasını sağlar. Her V-şekilli dikme kirişe iki destek sağlayarak temel sayısını azaltır ve daha az karmaşık bir profil sağlar. Pi şeklindeki rijit çerçeve yapılar, şehir içi karayolları dikmeleri ve destekleri olarak sıkça kullanılır. Çerçeve destekleri yükseltilmiş karayolunu destekler ve aynı zamanda trafiğin doğrudan köprünün altından akmasına izin verir [19].



Şekil 1.4. Rijit Çerçeveli Köprüler

### 1.5.5. Kafes Kirişli Köprüler

Bu nedenle, çoğunlukla, bir kafes kirişli köprüdeki tüm kirişler düzdür. Kafes kirişler, birlikte çok miktarda ağırlık taşıyabilen ve çok uzun mesafeleri aşabilen birçok kirişten oluşur. Çoğu durumda kafes kirişlerin tasarımı, üretimi ve montajı nispeten basittir. Bununla birlikte, monte edildiğinde kafes kirişler daha fazla yer kaplar ve daha karmaşık yapılarda sürücülerin dikkatini dağıtabilir. Kirişli köprüler gibi hem basit hem de

sürekli kafes kirişler mevcuttur. Kafes kirişin parçalarının küçük olması, büyük parçaların veya bölümlerin gönderilemediği veya montaj sırasında büyük vinçlerin ve ağır ekipmanın kullanılmadığı yerler için bu köprüyü ideal hale getirir. Kafes kiriş boşluklu bir iskelet yapısı olduğundan, karayolu diğer köprülerde genellikle mümkün olmayan biçimde köprünün altında boşluk bırakılmasına izin veren yapı üzerinden veya hatta bu yapının içinden geçebilir. Kafes kirişler ayrıca kullanılan temel tasarım ile de sınıflandırılır. Kafes kirişlerin en önemli temsilcileri Warren kafes kirişi, Pratt kafes kirişi ve Howe kafes kirişidir. Warren kafes kirişi belki de basit ve sürekli kafes kirişler arasında en yaygındır. Küçük açıklıklarda hiçbir dikey eleman kullanılmaz, bu da yapıya basit bir görünüm kazandırır. Uzun açıklıklarda, ekstra güç sağlayan dikey elemanlar eklenir. Warren kafes kirişleri tipik olarak 50-100 m arasındaki aralıklarda kullanılır [19].



Şekil 1.5. Kafes Kirişli Köprüler [25]

### 1.5.6. Betonarme Köprüler

Su, ince agrega, kaba agrega ve çimentodan oluşan beton hammaddesi dünyanın birçok yerinde bulunabilir ve çeşitli yapısal şekillerin inşasında kullanılmak üzere karıştırılabilir. Beton malzemesinin ve inşaat demirinin kolay bulunabilmesi ve esnekliği, betonarme köprüyü çok rekabetçi bir alternatif haline getirmiştir. Betonarme köprüler, bir üretim tesisinde imal edilen ve daha sonra şantiyede montaj edilmek üzere taşınan prefabrik beton elemanlardan veya doğrudan bulunduğu yerde dökülen elemanlardan oluşabilir. Yerinde dökme beton yapılar genellikle monolitik ve sürekli olarak inşa edilir. Genellikle nispeten düşük bakım maliyeti ve daha iyi depreme dayanıklılık performansı

sağlarlar. Fakat, yerinde dökülen beton yapılar, projenin hızlı inşaatı gerektiğinde veya mevcut kalıp iskeleri izni sınırlı olduğunda iyi bir seçim olmayabilir [20].



Şekil 1.6. Betonarme Köprüler

### 1.5.7. Öngerilimli Beton Köprüler

Servis kolaylığını ve dayanıklılığını artırmak için yüksek mukavemetli malzemeler kullanılan öngerilimli beton yapılar, uzun açıklıklı köprüler için çekici bir alternatiftir ve 1950'lerden bu yana dünya çapında kullanılmaktadır [20].

### 1.5.8. Çelik-Beton Kompozit Kutu Kirişli Köprüler

Kutu kirişler, kentsel karayolu yapımında, yatay eğrilikli ve uzun açıklıklı köprülerde yaygın olarak kullanılmaktadır. Kutu kirişler daha yüksek eğilme kapasitesine ve burulma rijitliğine sahiptir ve kapalı biçimi maruz kalan yüzeyi azaltır ve korozyona daha az duyarlı hale getirir. Kutu kirişler ayrıca pürüzsüz, estetik açıdan hoş yapılardır. İki tür çelik kutu kirişi vardır: çelik-beton kompozit kutu kirişleri (yani beton tabliyeli çelik kutu kompozit) ve ortotropik tabliyeli çelik kutu kirişleri. Kompozit kutu kirişleri genellikle az ile orta açıklığa sahip 30 ila 60 m köprülerde ve ortotropik desteğe sahip çelik kutu kirişleri genellikle daha uzun açıklıklı köprülerde kullanılır [20].





Şekil 1.7. Öngerilimli Beton Köprüler



Şekil 1.8. Çelik-Beton Kompozit Kutu Kirişli Köprüler

### 1.5.9. Yatay Eğrilikli Köprüler

Karmaşık geometriler, sınırlı yol hakkı ve trafiği azaltma gereksinimlerinin sonucunda, yatay eğrilikli köprüler karayolu kavşaklarında ve şehir içi otoyollarında bir standart haline almıştır. Bu üstyapı türü, 1960'lı yılların başından beri yaygınlaşmıştır, çünkü ulaşım mühendisliği ihtiyaçlarına cevap vermektedir [20].



Şekil 1.9. Yatay Eğrilikli Köprüler

### 1.5.10. Ahşap Köprüler

Ahşap, en eski yapı malzemelerinden biridir ve bu nedenle kullanımı genellikle mühendislik prensiplerinden çok geleneğe dayanmaktadır. Bununla birlikte, yapılarda ahşap ve ahşap esaslı malzemelerin kullanımı, kerestenin köprü malzemesi olarak kullanımına yönelik yeni bir ilgi de dahil olmak üzere son zamanlarda istikrarlı bir şekilde artmıştır. Bu yeni ilgiyi destekleyen, yapısal bir malzeme olarak ahşabı algılamamız ve güvenli, dayanıklı ve işlevsel ahşap köprü yapılarını analiz etme ve tasarlama yeteneğimizdeki evrim olmuştur. Herhangi bir malzemenin doğru ve eksiksiz bir şekilde anlaşılması, yapısal uygulamalarda uygun kullanımının anahtarıdır ve yapısal ahşap ve diğer ahşap esaslı malzemeler bu gereksinimde bir istisna oluşturmaz [20].



Şekil 1.10. Ahşap Köprüler

### 1.5.11. Asma Köprüler

Asma köprüler aşağıdaki bölümde detaylı olarak ele alınacaktır.

## 1.6. Asma Köprülerin Araştırılması

### 1.6.1. İlk Asma Köprüler

Asma köprü'nün kökeni tarihte eski yıllara dayanır. İlk asma köprüler veya basit geçiş tertibatları, günümüzün modern asma köprü yapılarının atalarıydı. Asma köprüler 2000 yıldan uzun bir süre önce Çin'de demir zincir kablolarla inşa edilmekteydi ve benzer kayıtlara Hindistan'da da rastlanmıştır. İlk olarak Doğu'da inşa edildiği düşünülen demir asma köprüler, 16. yüzyılda Avrupa'ya gelmiş ve 18. yüzyılda geliştirilmiştir. Her ne kadar işlenmiş demir zincir 18. yüzyılın ortalarında ana kablo olarak kullanılmış olsa da çeliğin icadıyla tetiklenen merkez açıklık uzunluğunun hızlı bir şekilde artması 19. yüzyılın ikinci yarısında gerçekleşmiştir. Günümüzde asma köprü çok uzun açıklıklı köprüler için en uygun köprü türüdür ve aslında dünyadaki en uzun açıklıklı köprülerden 20 veya daha fazlasını temsil etmektedir [21].

### 1.6.2. Modern Asma Köprülerin Gelişimi

Modern Asma Köprülerin Başlangıcı: Köprü yapısının ve demir üretiminin büyük ölçüde geliştiği 18. yüzyılda modern asma köprü inşası başlamıştır. Jacobs Creek Köprüsü, Amerika Birleşik Devletleri'nde Finley tarafından 1801 yılında, 21.3 metrelik bir ana açıklığa sahip olacak şekilde inşa edilmiştir. Köprü'nün ayırt edici özelliği, yükün askı halatları yoluyla dağıtılması ve böylece kablonun aşırı deformasyonunu önlemek için köprüye rijidite kazandıran bir kafes kirişin kullanılmasıydı. 214 m ana açıklığa sahip, şu anda araç trafiğine hizmet veren ve en eski asma köprü ünvanını taşıyan Clifton Köprüsü'nün inşaatı Birleşik Krallık'ta 1831'de başlamış ve 1864 yılında işlenmiş demir zincirler kullanılarak tamamlanmıştır [21].

Amerika Birleşik Devletleri'nde 20. Yüzyılın İlk Yarısında Orta Açıklık Uzunluğunun Gelişimi: Paralel kabloların inşasında kullanılan havada sarma yöntemi (AS yöntemi), Roebling tarafından 1855'de tamamlanan ve 246 m merkez açıklığına sahip Niagara Şelaleleri Köprüsü'nün inşası sırasında icat edilmiştir. Teknoloji, 1883 yılında tamamlanan ve çelik tellerin ilk kez kullanıldığı merkez açıklığı 486 m olan Brooklyn Köprüsü'nde uygulanmıştır. İlk modern asma köprü olarak tanınan Brooklyn Köprüsü, Roebling ailesinin - baba, oğul ve gelin - fedakar çabalarının sonucunda 14 yılda New York'un Doğu Nehri üzerinde inşa edilmiştir. 1903 yılında, 448 m merkez açıklığa sahip Manhattan Köprüsü ve 1909 yılında, nehrin üst kısımlarına, merkez açıklığı 488 m olan Williamsburg Köprüsü inşa edilmiştir. 1000 m'den daha uzun ilk merkez açıklığa New York'ta Hudson Nehri üzerine inşa edilen George Washington Köprüsü sahip olmuştur. 1931 yılında 1067 m merkez açıklıkla tamamlanmıştır. 1936'da, merkez açıklığı 704 m olan ikiz asma köprü San Francisco-Oakland Körfez Köprüsü ve 1937'de, San Francisco Körfezi'nde, merkezi açıklığı 1280 m olan Golden Gate Köprüsü inşa edilmiştir. 1940 yılında, o sırada dünyanın en uzun üçüncü merkezi açıklığına sahip (853 m) olan Tacoma Narrows Köprüsü, ardışık burulma modu titreşimleriyle 8.5 m'ye kadar eğilme modu salınımları sergilemiştir. Sonunda, bitiminden sadece 4 ay sonra, 19 m/s bir rüzgar altında yıkılmıştır. Kazanın ardından, rüzgara dayanıklı tasarım asma köprüler için çok önem kazanmıştır. Aslen I kiriş ile rijidite kazandırılmış olan Tacoma Narrows Köprüsü, kafes tipi rijidite kirişi kullanılarak 1950 yılında aynı açıklık uzunluğunda yeniden inşa edilmiştir. Merkez açıklığı 1158 m olan Mackinac Boğazı Köprüsü, 1956'da Golden Gate Köprüsü ile kıyaslanabilen büyük açıklıklı bir asma köprü olarak ve 17 yıl sonra 1964

yılında merkez açıklık dünya rekorunu yenileyen Verrazano Narrows Köprüsü (1298 m) inşa edilmiştir [21].

Avrupa'da II. Dünya Savaşı'nın Sonundan 1960'lara Kadar Yeni Eğilimler: Merkez açıklık uzunlukları fazla olmasa da Avrupa'da da dikkat çekici asma köprüler inşa edilmekteydi. Birleşik Krallık'ta, merkezi açıklığı 1006 m olan Fourth Road Köprüsü bir kafes destek kirişi kullanılarak inşa edilmesine rağmen, merkez açıklığı 988 m olan Severn Köprüsü, aynı zamanlarda bir kutu kirişi ve eğik askı halatları kullanılarak 1966'da inşa edilmiştir. Bu eşsiz tasarım, asma köprü teknolojisinde bir devrim yaratmıştır. 1997'den önce dünyanın en uzun merkezî açıklığına 1410 m sahip Humber Köprüsü, Severn Köprüsü'ne benzer bir teknoloji kullanılarak inşa edilmiştir. Portekiz'de, 25 de Abril Köprüsü demiryolu trafiğini ve gelecekte araç trafiğini taşımak üzere tasarlanmış ve 1966'da 1013 m merkez açıklıkla tamamlanmıştır. 1998'de, en uzun ikinci merkez açıklık 1624 m ile The Great Belt East Bridge Danimarka'da kutu kiriş kullanılarak inşa edilmiştir [21].

1970'lerden bu yana Asya'daki Gelişmeler: Japonya'da, Honshu-Shikoku Köprüleri'nin yapımı için araştırmalar 1961'de Japonya İnşaat Mühendisleri Derneği tarafından başlatılmıştır. Honshu-Shikoku Köprü Projesi'nin bir parçası olarak uzun açıklıklı asma köprüler için geliştirilen teknoloji ilk olarak 1973 yılında 712 m merkez açıklığı ile tamamlanan Kanmon Köprüsü'nün inşaatına, daha sonra 1973 yılında Kore Cumhuriyeti'nde 400 m merkez açıklığına sahip Namhae Köprüsü ve son olarak da 1977'de 465 m merkez açıklığına sahip Hirado Köprüsü tamamlanmıştır. 1986 yılında Honshu-Shikoku Köprü Projesi'nin ilk asma köprüsü olarak inşa edilen Innoshima Köprüsü 770 m, ve araç yüklerine ek olarak ileride demiryolu trafiğini taşımak için tasarlanan Ohnaruto Köprüsü 1985 yılında 876 m merkez açıklıkla tamamlanmıştır. 1988 yılında trafiğe açılan Honshu-Şikoku Köprü Projesi'nin merkez yolu, köprülerin hızlı tren taşımaya olanak veren üstün bir teknoloji içermekteydi. Bu yol Minami Bisan-Seto Köprüsü gibi 1100 m uzun açıklıklı asma köprüleri, 990 m. merkez açıklığına sahip Kita Bisan-Seto Köprüsünü ve 910 m merkez açıklığına sahip Shimotsui-Seto Köprüsünü içermekteydi. 1998 yılında tamamlanan dünyanın en uzun merkez açıklığına 1991 m sahip Akashi Kaikyo Köprüsü, köprü inşaat teknolojisinin günümüze kadar olan birikimini temsil etmektedir. Türkiye'de, merkezi açıklığı 1074 m olan Boğaziçi Köprüsü, 1973 yılında Severn Köprüsü'ne benzer bir köprü türü olarak inşa edilmiş, merkezi açıklığı 1090 m olan İkinci Boğaz Köprüsü ise artık Fatih Sultan Mehmet Köprüsü olarak

adlandırılmaktadır ve 1988 yılında eğik yerine düşey askı halatları kullanılarak tamamlanmıştır. Çin'de, 1377 m merkez açıklığına sahip birleşik bir demiryolu ve karayolu köprüsü olan Tsing Ma Köprüsü (Hong Kong) 1997 yılında tamamlanmıştır. Günümüzde 1000 m'den uzun açıklığa sahip asma köprülerin inşaatı dikkate değer olarak kabul edilmektedir, şu anda merkezi açıklığı 900 m olan Xi Ling Yangtze Nehri Köprüsü ve merkezi açıklığı 1385 m olan Jing Yin Yangtze Nehri Köprüsü şu anda inşaat aşamasındadır [22]. Her iki asma köprüde de kutu rijitlik kirişi ve beton ana kuleler kullanılmaktadır. Bu köprülerin yanı sıra ilave uzun açıklıklı asma köprüler de planlanmaktadır.

### **1.6.3. Dünya'da Asma Köprü Boyutları**

Dünya'da mevcut uzun açıklıklı asma köprülerin ana boyutları Tablo 1.1'de gösterilmiştir.

### **1.6.4. Yapısal Sistem**

#### **1.6.4.1. Yapı Bileşenleri**

Bir asma köprünün temel yapı bileşenleri aşağıda sıralanmıştır:

1) Rijitlik sağlayıcı kirişler / kafes kirişler: Hareketli araç yüklerini destekleyen ve dağıtan, yanal sistem için kiriş gibi hareket eden ve yapının aerodinamik stabilitesini güvence altına alan uzunlamasına yapılarıdır.

2) Ana kablolar: Askı halatları ile takviye kirişlerini / kafes kirişlerini destekleyen ve yükleri kulelere transfer eden paralel kablo grubu.

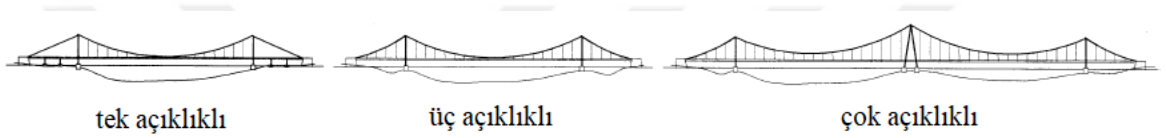
3) Ana kuleler: Ana kabloları destekleyen ve köprü yüklerini temellere taşıyan ara dikey yapılar.

4) Ankrajlar: Ana kabloların ankrajını sağlayan ve bir köprünün uç destekleri gibi davranan masif beton bloklar.

### 1.6.4.2. Asma Köprü Türleri

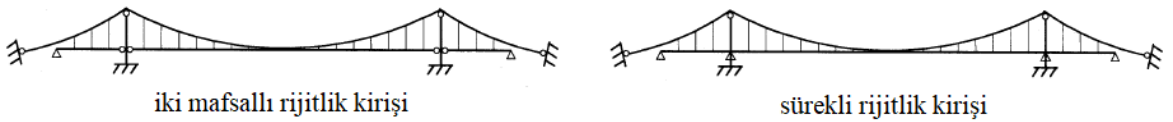
Asma köprüler açıklık sayısına, rijitlik kirişlerinin sürekliliğine, askı tiplerine ve kablo ankraj tiplerine göre sınıflandırılabilir.

Açıklık Sayısı: Köprüler, iki kuleli tek açıklıklı, iki açıklıklı veya üç açıklıklı asma köprüler olarak sınıflandırılmıştır ve üç veya daha fazla kuleli çok açıklıklı köprüler (Şekil 1.11), üç açıklıklı asma köprüler en yaygın olanlarıdır. Çok açıklıklı asma köprülerde, kule tepesinin yatay yer değiştirmesi yük koşulları nedeniyle artabilir ve bu yer değiştirmeyi kontrol etmek için önlemler gerekli olabilir [21].



Şekil 1.11. Asma köprü türleri [21]

Rijitlik Kirişlerinin Sürekliliği: Rijitlik kirişleri tipik olarak iki mafsallı veya sürekli tipler olarak sınıflandırılır (Şekil 1.12). İki mafsallı rijitlik kirişi, otoyol köprülerinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Kombine karayolu-demiryolu köprüleri için sürekli kiriş, trenin çalışmasını sağlamak için sıklıkla kullanılmaktadır [21].



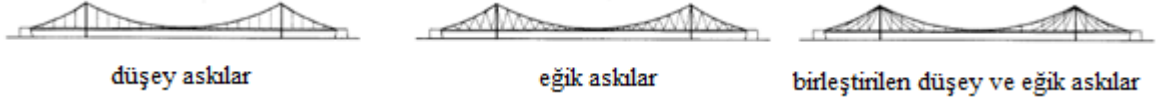
Şekil 1.12. Rijitlik kirişi türleri [21]

Askı Türleri: Askılar veya askı halatları düşey veya eğik olabilir (Şekil 1.13). Genel olarak çoğu asma köprü askısı düşeydir. Askıdaki yapıların sönümünü artırmak için Severn Köprüsü'ndeki gibi eğik askılar da kullanılmıştır. Bazen, düşey ve eğik askılar daha fazla rijitlik sağlama amacıyla birleştirilir [21].

Table 1.1. Uzun açıklıklı asma köprülerin boyutları [21]

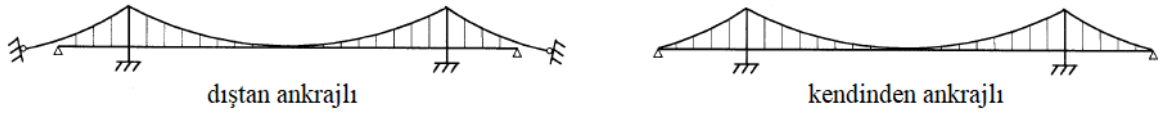
No.	Köprü	Ülke	Tamamlanma Yılı	Açıklık Uzunlukları (m)
1	Akashi Kaikyo	Japonya	1998	960 + 1991 + 960
2	Great Belt East	Danimarka	1998	535 + 1624 + 535
3	Humber	İngiltere	1981	280 + 1410 + 530
4	Jing Yin Yangtze River	Çin	1999	336.5 + 1385 + 309.34
5	Tsing Ma	Çin	1997	455 + 1377 + 300
6	Verrazano Narrows	ABD	1964	370.3 + 1298.5 + 370.3
7	Golden Gate	ABD	1937	342.9 + 1280.2 + 342.9
8	Höga Kusten	İsveç	1997	310 + 1210 + 280
9	Mackinac Straits	ABD	1957	548.6 + 1158.2 + 548.6
10	Minami Bisan–Seto	Japonya	1988	274 + 1100 + 274
11	Fatih Sultan Mehmet	Türkiye	1988	210 + 1090 + 210
12	Bosphorus	Türkiye	1973	231 + 1074 + 255
13	George Washington	ABD	1931	185.9 + 1066.8 + 198.1
14	3rd Kurushima Kaikyo	Japonya	1999	260 + 1030 + 280
15	2nd Kurushima Kaikyo	Japonya	1999	250 + 1020 + 245
16	25 de Abril	Portekiz	1966	483.4 + 1012.9 + 483.4
17	Forth Road	İngiltere	1964	408.4 + 1005.8 + 408.4
18	Kita Bisan–Seto	Japonya	1988	274 + 990 + 274
19	Severn	İngiltere	1966	304.8 + 987.6 + 304.8
20	Shimotsui–Seto	Japonya	1988	230 + 940 + 230
21	Xi Ling Yangtze River	Çin	1997	225 + 900 + 255
22	Hu Men Zhu Jiang	Çin	1997	302 + 888 + 348.5
23	Ohnaruto	Japonya	1985	93 + 330 + 876 + 330
24	Second Tacoma Narrows	A.B.D	1950	335.3 + 853.4 + 335.3
25	Askøy	Norveç	1992	173 + 850 + 173
26	Innoshima	Japonya	1983	250 + 770 + 250
27	Akinada	Japonya	2000	255 + 750 + 170
28	Hakucho	Japonya	1998	330 + 720 + 330
29	Angostura	Venezuela	1967	280 + 712 + 280
30	Kanmon	Japonya	1973	178 + 712 + 178
31	San Francisco–Oakland Bay	ABD	1936	356.9 + 704.1 + 353.6





Şekil 1.13. Askı türleri [21]

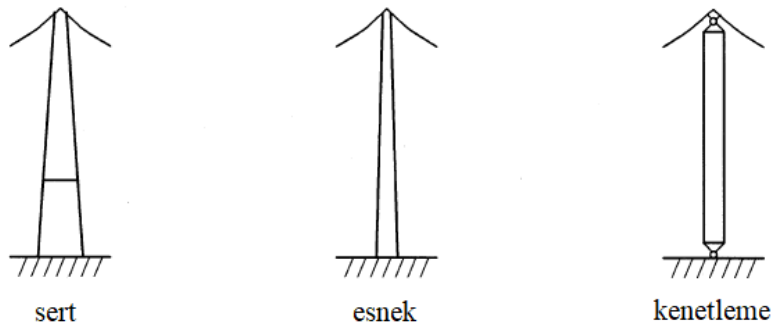
Kablo Ankraj Türleri: Bunlar dıştan ankrajlı veya kendinden ankrajlı olarak sınıflandırılır (Şekil 1.14). Dıştan ankraj en yaygın olanıdır. Kendinden ankrajlı ana kablolar ankraj yerine rijitlik kirişlerine sabitlenir ve aksel baskı kirişlere taşınır [21].



Şekil 1.14. Kablo ankraj türleri [21]

### 1.6.4.3. Ana Kuleler

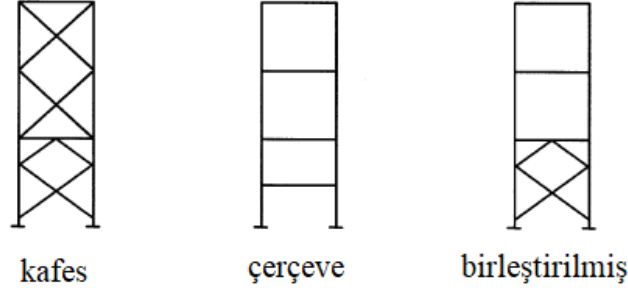
Boyuna: Kuleler sert, esnek veya kenetleme türlerine göre sınıflandırılır (Şekil 1.15). Esnek kuleler genellikle uzun açıklıklı asma köprülerde, sert kuleler köprüye yeterli rijitliği sağlamak için çok açıklıklı asma köprülerde ve göreceli olarak kısa açıklıklı köprülerde ise bazen kenetli kuleler kullanılır [21].



Şekil 1.15. Ana kule türleri [21]

Çapraz: Kuleler portal veya çapraz olarak desteklenmiş tiplere göre sınıflandırılır (Şekil 1.16). Ayrıca, kule sütunları dikey veya eğimli olabilir. Tipik olarak, eğimli sütunların merkez eksenini, kulenin tepesindeki kablounun merkez çizgisiyle çakıştırır. Kule

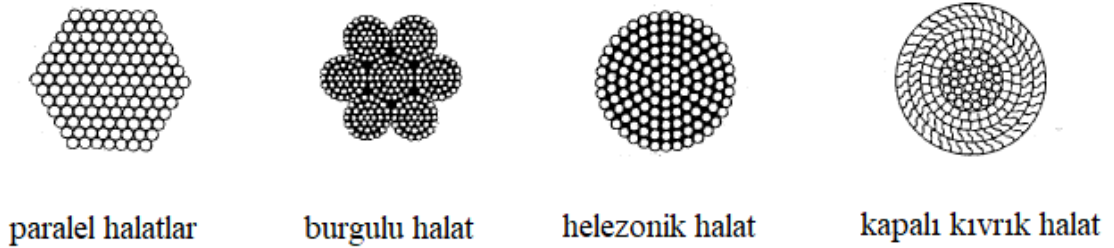
konfigürasyonunun dikkatlice incelenmesi önemlidir, çünkü kuleler köprü estetiğine hakim unsurlardır [21].



Şekil 1.16. Ana kule şekilleri [21]

#### 1.6.4.4. Kablolar

İlk asma köprülerde, ana kablolar için zincirler, başı delikli zincirler veya başka malzemeler kullanılmıştır. Çelik halat ilk kez 19. yüzyılın ilk yarısında asma köprülerde kullanılmış ve 1854'te Niagara Şelaleleri Köprüsü'nde ilk kez paralel çelik halatlar benimsenmiştir. Soğuk çekilmiş ve galvanizli çelik teller ilk kez 1883'te Brooklyn Köprüsü'nde kullanılmıştır. Bu tür, neredeyse tüm modern uzun açıklıklı asma köprülerinde kullanılmıştır. Tipik olarak kabloları oluşturan paralel çelik halatlar ve burgulu çelik halat türleri Şekil 1.17'de gösterilmiştir. Genellikle, damarlara bir kablo oluşturacak şekilde daire şekli verilir. Askı halatları çelik çubuklar, burgulu çelik halatlar, paralel çelik halatlar ve diğerlerinden yapılabilir. Burgulu çelik halat, en sık modern asma köprülerde kullanılır. Akashi Kaikyo Köprüsü ve Kurushima Kaikyo Köprüsü'nde polietilen tüple kaplanmış paralel çelik halatlar kullanılmıştır (Şekil 1.18) [21].



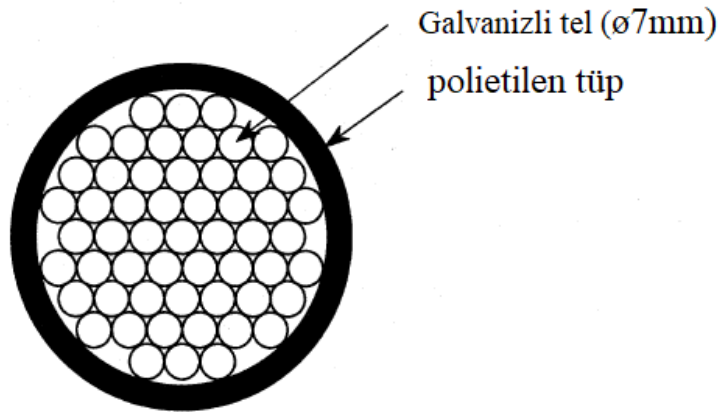
Şekil 1.17. Kablo ve halat türleri [21]

#### 1.6.4.5. Tabliye

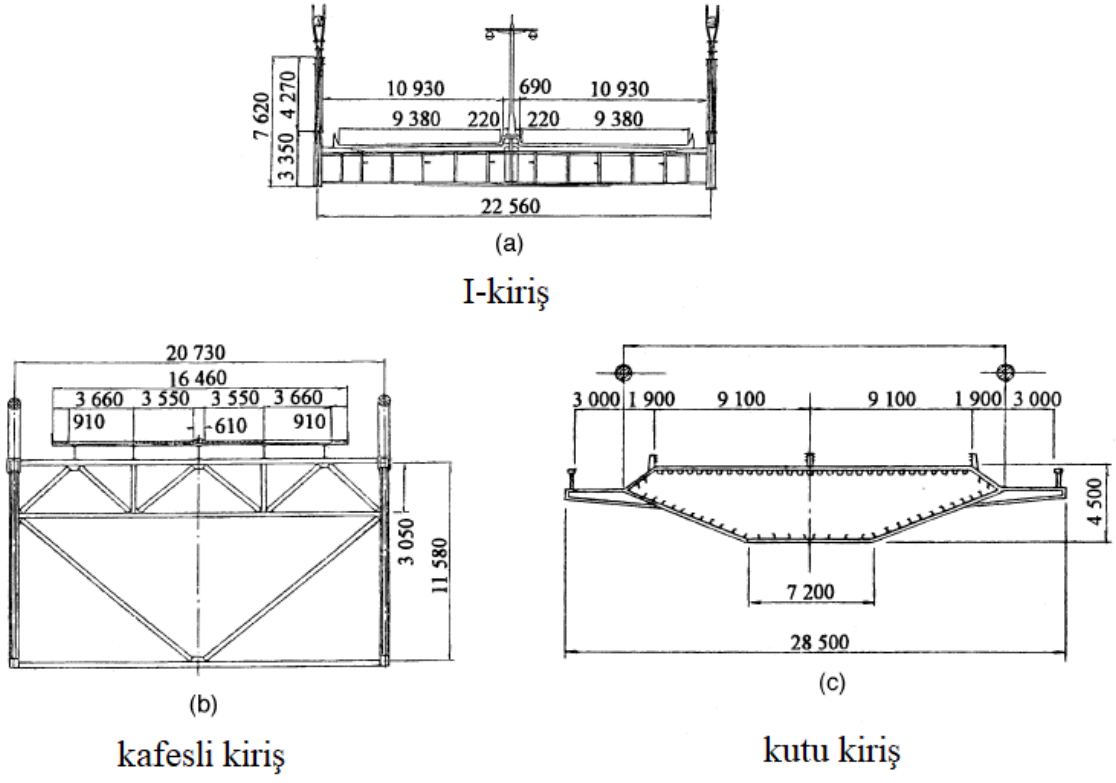
Rijitlik kirişleri, I-kiriş, kafesli kiriş ve kutu kiriş şeklinde olabilir (Şekil 1.19). Bazı kısa açıklıklı asma köprülerinde, ana kirişler kendileri yeterli rijitliğe sahip değildir ve genellikle fırtına halatları tarafından rijitlik kazandırılır. Uzun açıklıklı asma köprülerde genellikle kafes kirişler veya kutu kirişler kullanılmaktadır. I-kirişler aerodinamik stabilite nedeniyle dezavantajlı hale gelebilir. Kafes kirişlerin ve kutu kirişlerin, aerodinamik stabilite, inşa kolaylığı, bakım, vb. konularda hem avantajları hem de dezavantajları vardır [21].

#### 1.6.4.6. Ankrajlar

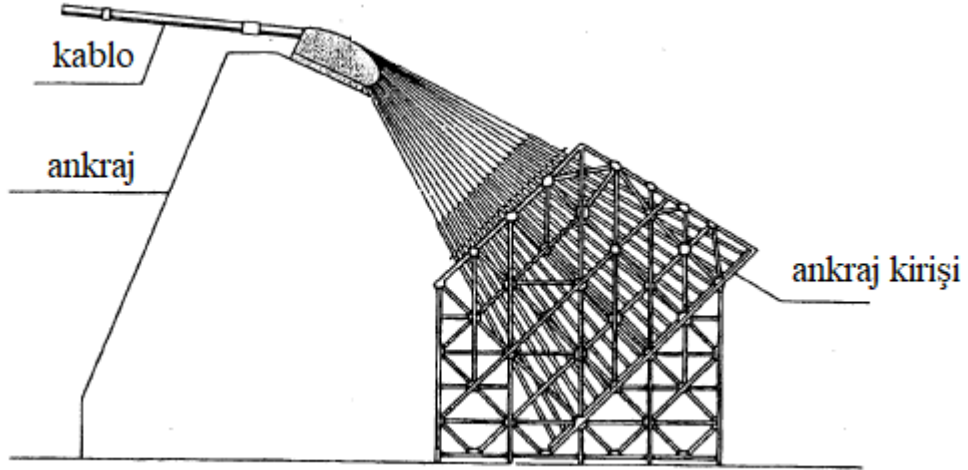
Genel olarak, ankraj yapısı, temeli, ankraj bloğunu, bükülme bloğu, kablo ankraj çerçevelerini ve koruyucu mahfazayı içerir. Ankrajlar, yerçekimi veya tünel ankraj sistemi olarak sınıflandırılır (Şekil 1.20). Yerçekimi ankrajı, ana kabloların gerilimine dayanması için ankrajın kütlesine güvenir. Bu tip birçok asma köprüde yaygın olarak kullanılmaktadır. Tünel ankrajı, ana kabloların gerilimini doğrudan toprağa aktarır. Uygun geoteknik koşullar gerektirmektedir [21].



Şekil 1.18. Polietilen tüp ile kaplı paralel hatal [21]



Şekil 1.19. Tabliye türleri [21]



Şekil 1.20. Ankraj [21]

### 1.6.5. Asma Köprü Tasarımı

Naveir [23], 1823'te rijitleştirilmemiş bir asma köprünün hesaplama teorisini düşünen ilk kişidir. 19. yüzyılın ikinci yarısında asma yapılarda yüksek rijitliğe sahip kirişler kullanılmaktaydı, çünkü rijitleştirilmemiş kirişler daha önce bükülmüş ve çok fazla yük olmamasına karşın sallanmıştır. Sonuç olarak, 1858'de [24] Rankine, yüksek rijit bir kafes kirişe sahip asma köprüleri analiz etmeye çalıştı, bunu rijitleştirici kafes kirişin elastik bir gövde olarak kabul edildiği elastik teoriyi tamamlamaya yardımcı olan Melan takip etti. 1877'de Ritter [25], 1886'da Lévy [26] ve 1888'de [27] Melan, elastik teoriye gelişmiş bir alternatif olarak eğilme teorisini sunmuştur. Moisseiff, bir asma köprünün gerçek davranışının esneklik teorisi ile açıklanamayacağını 1901 yılında Brooklyn Köprüsü'nde çalışırken fark etmiş ve eğilme teorisinin, o köprünün eğilmesini daha doğru bir şekilde analiz edebileceğini kanıtlamıştır. Moisseiff, 1909'da eğilme teorisini kullanarak Manhattan Köprüsü'nü tasarlamıştır. Bu teori, diğer uzun açıklıklı asma köprülerinin başarıyla inşa edildiği kullanışlı bir tasarım tekniği haline gelmiştir [28]. Ayrıca, asma köprünün açıklık uzunluğunun artması ile birlikte, rüzgar yükü gibi yatay yükler ve dikey yüklerin, rijitlik kirişinin tasarımını etkilemeye başlamıştır. Moisseiff, asma köprülerde düzlem dışı analiz yöntemini ilk belirleyenler arasındaydı [29]. Günümüzde bilgisayar alanındaki hızlı gelişmeler ve doğrusal olmayan problemler üzerinde matris analizi çalışmalarının yarattığı birikim sayesinde, asma köprülerin analizinde genellikle ayrı bir çerçeve modeline sahip sonlu deformasyon teorisi kullanılmaktadır. Brotton [30], [31], asma köprüyü matris analizinde düzlemsel bir yapı olarak analiz eden ilk kişi olmuş ve bulgularını Severn Köprüsü için dikilme sürecinde iyi sonuçlar alacak şekilde analize uygulamıştır. Genel matris deformasyon teorisini bir asma köprünün düşey düzlemsel analizine uygulayan Saafan [32] ve Tezcan'ın [33] tezleri 1966'da neredeyse aynı anda yayınlanmıştır. Bir asma köprüde bu doğrusal olmayan matris yer değiştirme analizlerinde Newton-Raphson yöntemi veya orijinal iterasyon hesaplaması kullanılabilir.

### 1.6.5.1. Analiz Yöntemleri

#### 1.6.5.1.1. Geleneksel Yöntemler

Elastik Teori ve Eğilme Teorisi: Elastik teori ve eğilme teorisi, küresel asma köprü sistemlerinde kullanılan düzlem analizleridir. Teorilerde, asma köprünün tamamının sürekli bir gövde olduğu varsayılır ve askı halatları birbirine yakın yerleştirilir. Bu analitik yöntemlerin her ikisi de aşağıdakileri varsayar:

- 1) Kablo tamamen esnektir.
- 2) Rijitlik kirişi yatay ve düzdür. Geometrik atalet momenti sabittir.
- 3) Rijitlik kirişinin ve kabloların hareketsiz yük aynıdır. Kablonun koordinatları paraboliktir.
- 4) Tüm hareketsiz yükler kablolarına alınmıştır.

İki teori arasındaki fark, hareketli yükten kaynaklanan kablo eğilmesinin dikkate alınıp alınmadığıdır. Şekil 1.21’de bir asma köprüde yükten kaynaklanan kuvvet ve eğilmeler gösterilmiştir. Hareketli yük yüklendikten sonra rijitlik kirişinin eğilme momenti  $M(x)$ , aşağıdaki gibi gösterilir:

Elastik Teori:

$$M(x) = M_0(x) - H_p \cdot y(x) \quad (1.1)$$

Eğilme Teorisi:

$$M(x) = M_0(x) - H_p \cdot y(x) - (H_w + H_p) \cdot \eta(x) \quad (1.2)$$

burada:

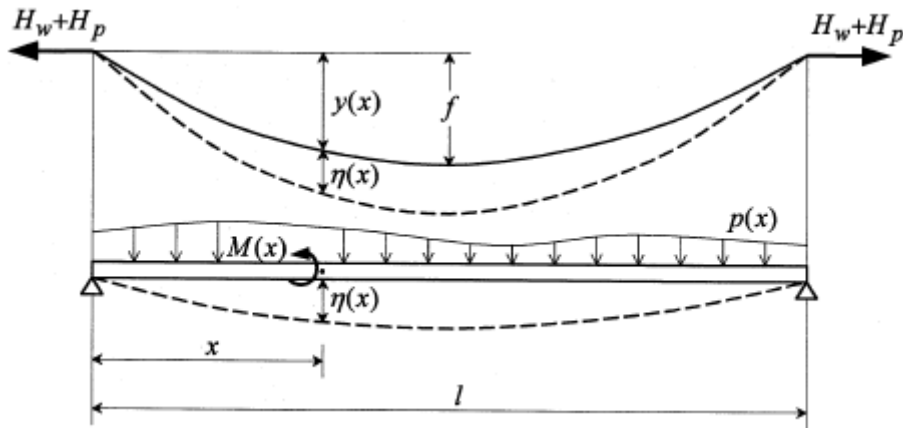
$M_0(x)$ : rijitlik kirişi ile aynı açıklık uzunluğuna sahip basit kirişe uygulanan hareketli yükten kaynaklanan eğilme momenti

$y(x)$ : kablonun yatay pozisyonu

$\eta(x)$ : hareketli yük yüzünden kablo ve rijitlik kirişinde gürülen eğilme

$H_w, H_p$ : sırasıyla hareketsiz yük ve hareketli yük durumlarında kablodaki yatay gerilme.

Hareketli yük nedeniyle indüklenen eğilme Denklem 1.2'nin son çarpanında dikkate alındığından rijitlik kirişinin bükülme momentinin azaldığı anlaşılmaktadır. Eğilme teorisi doğrusal olmayan bir analiz olduğundan, etki çizgilerini kullanarak üstdüşüm özelliği uygulanamaz. Ancak, uzun açıklıklı asma köprülerde hareketli yüklerin yoğunluğu lü yüklerden daha küçük olduğundan,  $H_w + H_p$ 'nin  $H_w \ll H_p$  koşulu altında sabit olduğu varsayılsa bile yeterli doğruluk elde edilebilir. Bu durumda, analiz doğrusal hale geldiğinden, etki çizgisi kullanılabilir. Şekil 1.22'de elastik, eğilme ve doğrusallaştırılmış eğilme teorileri arasındaki eğilme-yük oranı ilişkileri gösterilmiştir [34]. Hareketli yükün hareketsiz yüke oranı küçük olduğunda, özellikle doğrusallaştırılmış teori analizde etkindir. Eğilme teorisinde, kulelerin bükülme rijitliği ihmal edilebilir, çünkü köprünün tamamının davranışında anlamlı bir etkisi yoktur.

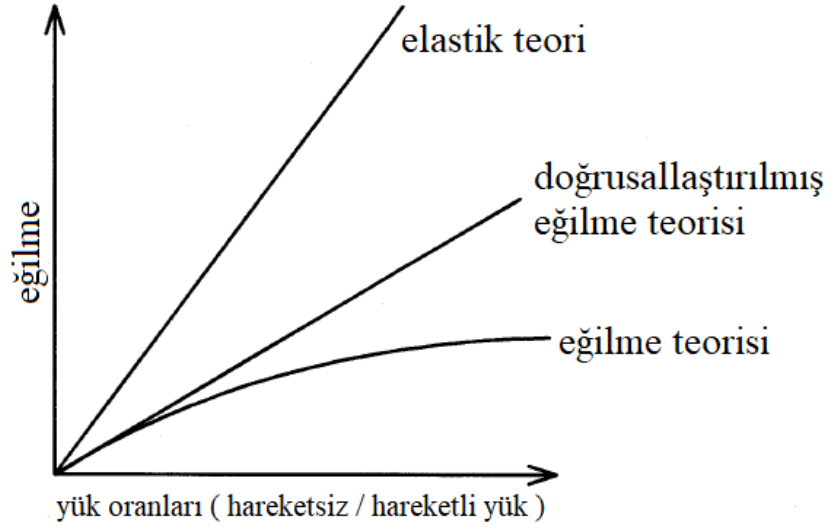


Şekil 1.21. Asma köprünün deformasyon ve yükleri [21]

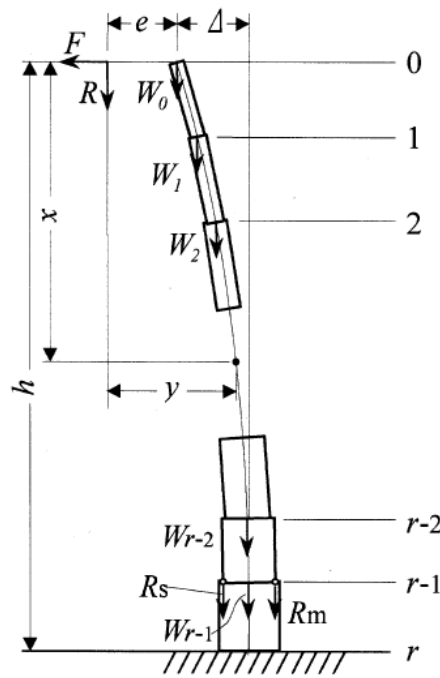
Yatay Yükler Nedeniyle Düzlem Dışı Analiz: Rüzgar veya depremden kaynaklanan yanal kuvveti, rijitlik kirişinden ana kablolara iletme eğilimi gösterir, çünkü ana kiriş, yatay yüklerin ve rijitliklerin farkı nedeniyle ana kablolardan daha büyük yanal deformasyona uğrar. Moisseiff [29] ilk olarak bu etkiyi dikkate alarak düzlem dışı analiz yöntemini yaratmıştır.

Ana Kulenin Düzlem Dışı Analizi: Birdsall [35], ana kulenin boylamasına davranışı hakkında bir teori önermiştir. Birdsall'ın teorisi, dikey ve yatay kuvvetleri nedeniyle kulenin tepesindeki kablo hareketiyle ilgili kule için bir denge denklemi kullanmaktadır. Kule shaftı, Şekil 1.23'te gösterildiği üzere değişken kesitli kolonlarla desteklenmiş bir kiriş olarak kabul edilir. Yatay yük ( $F$ ), kule tepesine etki eden dikey yükün ( $R$ ) ve yatay yer

değiştirmenin ( $\Delta$ ) Steinman'ın genelleştirilmiş eğilme teorisi yöntemi [36] kullanılarak hesaplanması koşulunda elde edilir.



Şekil 1.22. Eğilme-yük oranı ilişkileri [34]



Şekil 1.23. Ana kulenin analitik modeli [35]



### **1.6.5.1.2. Modern Tasarım Yöntemi**

Sonlu Elemanlar Yöntemi: Bilgisayarlarda son yıllarda yaşanan gelişimlerle birlikte, çerçevesi yapılarında sonlu elemanlar yöntemi daha doğru bir analitik yöntem olarak kullanılmaya başlanmıştır. Bu yöntem, asma köprü yapısının tümünün düzlem analizi veya uzay çerçevesi analizi için kullanılmaktadır. Sonlu elemanlar teorisine göre çerçeve analizi, tüm yapısal sistemin her bir elemanının uçlarındaki kuvvet ve yer değiştirme arasındaki ilişki elde ederek yapılmaktadır. Bu analitik yöntemde, eğilme teorisinde göz ardı edilen askı halatlarının uzaması gibi köprünün fiili davranışı hesaba katılabilir. Severn Köprüsü gibi eğimli askı halatlarına sahip asma köprüler ve montaj aşamasındaki köprüler de bu teori kullanılarak analiz edilir. Elemanın ucundaki kuvvet ve yer değiştirme arasındaki ilişki sonlu elemanlar teorisinde doğrusal değildir, eksantrik dikey yük ve düzlem dışı analizde doğrusallaştırılmış sonlu elemanlar teorisi kullanılır, çünkü geometrik olarak lineer olmama durumunun bu durumlarda nispeten küçük olduğu düşünülebilir.

### **1.6.6. Asma Köprülerin Sismik Analizi**

#### **1.6.6.1. Zaman Tanım Alanında Lineer Dinamik Hareket Denklemleri**

##### **1.6.6.1.1. Tek Serbestlik Dereceli (TSD) Sistemin Dinamik Hareket Denklemleri**

Dinamik yüklere maruz tek serbestlik dereceli (TSD) bir sistemde, dinamik yerdeğiştirmeleri tanımlayan matematik ifadelerle sistemin hareket denklemleri adı verilir. Bu hareket denklemleri aynı zamanda sistemin matematik modelini oluşturur.

Bir (TSD) sistemin ivmesi ile orantılı ve zıt yönde bir atalet momenti meydana getirmesi kavramı d'Alembert prensibi olarak bilinmektedir.

Newton'un ikinci hareket kanuna eşdeğer olan bu prensip temelde bir yenilik getirmesede dinamik hareketin statik denge denklemi ile modellenmesi bakımından en çok başvuran yöntemlerden biridir.

Herhangi bir (t) anında denge konumunda olan (TSD) sistem, sistemin serbest cisim diyagramı göz önünde bulundurulursa, bu prensibe göre (m) kütesine uygulanan kuvvetlerin toplamı sıfır olmalıdır.

$$m.\ddot{u}(t) + c.\dot{u}(t) + k.u(t) - p(t) = 0 \quad (1.3)$$

$$m.\ddot{u}(t) + c.\dot{u}(t) + k.u(t) = p(t) \quad (1.4)$$

bu denklemde:

$m$  : sistemin kütlesi

$c$  : sistemin sönümü

$k$  : sistemin rijitliği

$u(t)$  : (t) anındaki sistemin yerdeğiştirmesi

$\dot{u}(t)$  : (t) anındaki sistemin hızı

$\ddot{u}(t)$  : (t) anındaki sistemin ivmesi

$p(t)$  : (t) anındaki dış yük

ifade etmektedir.

#### 1.6.6.1.2. Çok Serbestlik Dereceli (ÇSD) Sistemin Dinamik Hareket Denklemleri

Bir sistemin davranışı tanımlamak için gerekli bağımsız yerdeğiştirmelerin sayısı serbestlik derecesi olarak tanımlanır.

Birden fazla yerdeğiştirme ile davranışı tanımlanan sistemlere, çok serbestlik dereceli (ÇSD) sistemler denir.

Bir ÇSD sistemin dinamik hareket denklemi aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$[M] . \{\ddot{u}\} + [C] . \{\dot{u}\} + [K] . \{u\} = \{P\} \quad (1.5)$$

bu denklemde:

$[M]$  : sistemin kütle matrisi

$[C]$  : sistemin sönüm matrisi

$[K]$  : sistemin rijitlik matrisi

$\{u\}$  : sistemin yerdeğiştirme vektörü

$\{\dot{u}\}$  : sistemin hız vektörü

$\{\ddot{u}\}$  : sistemin ivme vektörü

$\{P\}$  : dış yük vektörü  
ifade etmektedir.

### 1.6.6.1.3. Sönümsüz (ÇSD) Sistemlerin Serbest Titreşimi

Sönümsüz bir (ÇSD) sistemin serbest titreşimi için (1.5)'deki hareket denklemi aşağıdaki şekilde yazılabilir:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{0\} \quad (1.5)$$

bu denklemin çözümü aşağıdaki şekilde yazılabilir:

$$\{u\} = A \cdot \cos(\omega_n t) + B \cdot \sin(\omega_n t) \quad (1.6)$$

burada A ve B başlangıç şartlarından elde edilir. Bununla birlikte,  $\alpha$  faz açısı,  $\omega_n$  doğal açısal frekans ve  $\{\phi\}$  hareketin genlik vektörü olmak üzere, sönümsüz bir (ÇSD) sistemin serbest titreşimi için çözüm aşağıdaki şekilde yazılabilir:

$$\{u\} = \{\phi\} \cdot \cos(\omega_n t - \alpha) \quad (1.7)$$

(1.7) denkleminde:

$$\{\ddot{u}\} = -\omega_n^2 \cdot \{\phi\} \cdot \cos(\omega_n t - \alpha) \quad (1.8)$$

elde edilir. (1.7) ve (1.8) denklemleri (1.5) denkleminde yerine yazılırsa

$$-\omega_n^2 \cdot [M] \cdot \{\phi\} \cdot \cos(\omega_n t - \alpha) + [K] \cdot \{\phi\} \cdot \cos(\omega_n t - \alpha) = \{0\} \quad (1.9)$$

elde edilir. Bu denklem düzenlenirse:

$$([K] - \omega_n^2 \cdot [M]) \cdot \{\phi\} = \{0\} \quad (1.10)$$

titreşim olabilmesi için  $\{\phi\}$ 'nın sıfırdan farklı olması gerekir. Sıfırdan farklı bir matris ile bir vektörün çarpımının sıfır olmasının tek yolu, matrisinin tersinin bulunmaması, yani bunun tekil bir matris olması gerekir. Bir matrisin tekil olabilmesi için ise, determinatının sıfır olması gerekmektedir.

$$\det ( [K] - \omega_n^2 \cdot [M] ) = 0 \quad (1.11)$$

$\omega_n^2 = \lambda$  alınırsa:

$$\det ( [K] - \lambda \cdot [M] ) = 0 \quad (1.12)$$

bu denklemin titreşim problemlerinde önemli bir yeri vardır ve “ Özdeğer Denklemi “ veya “ Frekans Denklemi “ olarak adlandırılmaktadır. Bu denklemdeki determinant işlemi gerçekleştirilirse aşağıdaki gibi  $\lambda$ 'ya bağlı n. dereceden bir polinom elde edilir.

$$A_n \cdot \lambda^n + A_{n-1} \cdot \lambda^{n-1} + \dots + A_1 \cdot \lambda + A_0 = 0 \quad (1.13)$$

(1.13) denkleminde n yapısal sistemin serbestlik derecesini göstermektedir. Bu denklemin çözümünden n tane  $\lambda$  elde edilir. Her bir  $\lambda$ , bir  $\omega^2$ 'ye tekabül eder.

$$\lambda_i \rightarrow \omega_i^2 \text{ ( i. doğal frekans )} \rightarrow \{\phi\}_i \text{ ( i. titreşim modu )}$$

#### 1.6.6.1.4. Modların Normalleştirilmesi

Modlar hesaplanırken mod şekilleri aynı olduğu halde farklı genlikler elde edilebilir. Bu keyfilik bir normalleştirme işlemi ile ortadan kaldırılabilir.

Hesap kolaylığı bakımından genellikle bütün genlikler en büyük genlik esas alınarak normalize edilir.

Diğer bir normalleştirme işleminde ise kütle matrisinin aynı mod vektörü ile sağ ve soldan çarpılarak sonucun birim olması sağlanır.

$$\{\phi\}_i^T \cdot [M] \cdot \{\phi\}_i = 1 \quad (1.14)$$

Normalleştirilmiş modlar:

$$\Phi_{ij} = \frac{\phi_{ij}}{\sqrt{\{\phi\}_j^T [M] \{\phi\}_j}} \quad (1.15)$$

$$\text{mod vektörü } \{\phi\}_j = \begin{Bmatrix} \phi_{1j} \\ \phi_{2j} \\ \vdots \\ \phi_{ij} \\ \vdots \\ \phi_{nj} \end{Bmatrix} \quad \text{normalleştirilmiş mod vektörü } \{\Phi\}_j = \begin{Bmatrix} \Phi_{1j} \\ \Phi_{2j} \\ \vdots \\ \Phi_{ij} \\ \vdots \\ \Phi_{nj} \end{Bmatrix}$$

Mod vektörlerinden oluşan matrise “ Modal Matris ”, normalleştirilmiş mod vektörlerinden oluşan matrise de “ Normalleştirilmiş Modal Matris ” adı verilir.

$$[\phi] = \begin{bmatrix} \phi_{11} & \phi_{12} & \cdots & \phi_{1i} & \cdots & \phi_{1n} \\ \phi_{21} & \phi_{22} & \cdots & \phi_{2i} & \cdots & \phi_{2n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \phi_{i1} & \phi_{i2} & \cdots & \phi_{ii} & \cdots & \phi_{in} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \phi_{n1} & \phi_{n2} & \cdots & \phi_{ni} & \cdots & \phi_{nn} \end{bmatrix} \quad [\Phi] = \begin{bmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} & \cdots & \Phi_{1i} & \cdots & \Phi_{1n} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} & \cdots & \Phi_{2i} & \cdots & \Phi_{2n} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \Phi_{i1} & \Phi_{i2} & \cdots & \Phi_{ii} & \cdots & \Phi_{in} \\ \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \Phi_{n1} & \Phi_{n2} & \cdots & \Phi_{ni} & \cdots & \Phi_{nn} \end{bmatrix}$$

modal matris normalleştirilmiş modal matris

$$[\Phi]^T \cdot [M] \cdot [\Phi] = [I] \quad (1.16)$$

burada, [ I ] birim matrisidir.

#### 1.6.6.1.5. Mod Süperpozisyon Yöntemi

Mod süperpozisyon yöntemi, çok serbestlik dereceli ve çok modlu bir sistemi bir dizi eşdeğer tek modlu sistemlerin süperpozisyonu şeklinde kabul etmektedir. Çok modlu

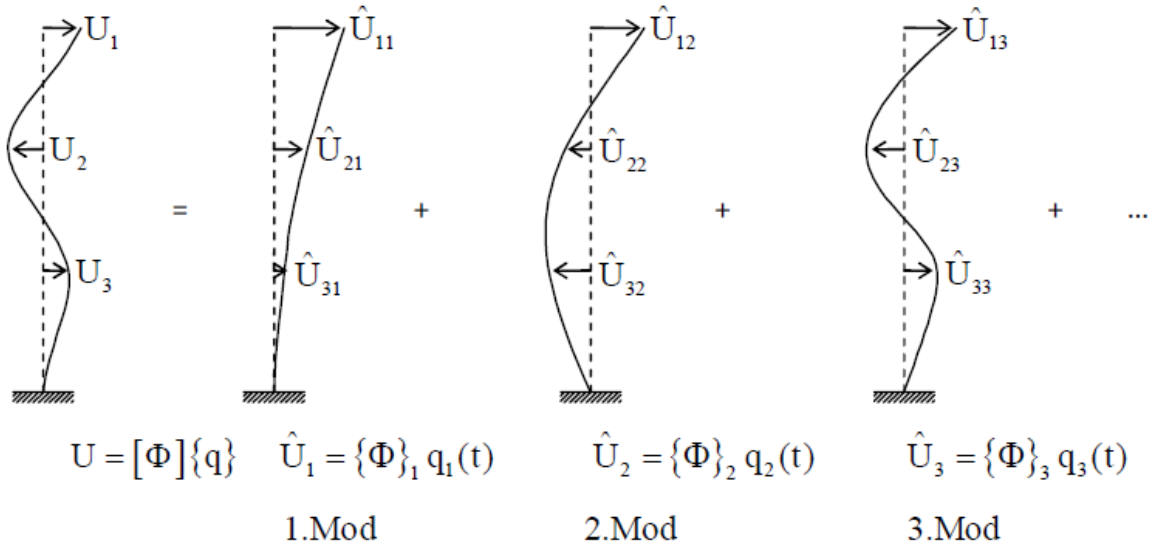
sistem, sanki her modu tek dereceli bir sistemmiş gibi kabul edilir ve her moddaki davranışlar uygun bir oranda süperpoze edilerek toplam davranış elde edilir. Serbestlik derecesi kadar mod ve her mod için bir özel periyod ve bir yerdeğiştirme vektörü vardır. Her modun hangi oranda davranışa etkidiği katkı oranı ile belirlenir. Mod süperpozisyon yönteminde:

(1.5) denklemi ile verilen dinamik hareket denkleminin çözümünün

$$\{u\} = [\Phi] \cdot \{q\} \quad (1.17)$$

şeklinde olduğunu kabul edilebilir. Burada:  $[\Phi]$  normalleştirilmiş modal matris,  $\{q\}$  modal koordinatlarıdır. (1.17) denklemi ile verilen çözüm, Şekil 1.24'teki gibi düşünülebilir. (1.17) denklemi matris formda yazılırsa aşağıdaki gibi elde edilir.

$$\begin{Bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \\ \vdots \\ U_n \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \Phi_{11} & \Phi_{12} & \Phi_{13} & \cdots & \Phi_{1r} & \cdots & \Phi_{1n} \\ \Phi_{21} & \Phi_{22} & \Phi_{23} & \cdots & \Phi_{2r} & \cdots & \Phi_{2n} \\ \Phi_{31} & \Phi_{32} & \Phi_{33} & \cdots & \Phi_{3r} & \cdots & \Phi_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots & & \vdots \\ \Phi_{n1} & \Phi_{n2} & \Phi_{n3} & \cdots & \Phi_{nr} & \cdots & \Phi_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ \vdots \\ q_n \end{Bmatrix} \quad (1.18)$$



Şekil 1.24. Mod süperpozisyon yöntemi [37]

(1.17) nolu denklem ve onun birinci ve ikinci türevleri (1.5) nolu denklemde yerine yazılıp, sonra her iki tarafı  $\{\Phi\}_r^T$  ile çarpılırsa:

$$\{\Phi\}_r^T [M][\Phi]\{\ddot{q}\} + \{\Phi\}_r^T [C][\Phi]\{\dot{q}\} + \{\Phi\}_r^T [K][\Phi]\{q\} = \{\Phi\}_r^T \{P\} \quad (1.19)$$

elde edilir. Titreşim modlarının ortogonalite şartı dikkate alınırsa (1.19) denklemi şu hale gelir:

$$M_r \ddot{q}_r(t) + C_r \dot{q}_r(t) + K_r q_r(t) = P_r \quad (1.20)$$

burada:

$M_r : \{\Phi\}_r^T \cdot [M] \cdot \{\Phi\}_r : r$ . Genelleştirilmiş kütle.

$C_r : \{\Phi\}_r^T \cdot [C] \cdot \{\Phi\}_r : r$ . Genelleştirilmiş sönüm.

$K_r : \{\Phi\}_r^T \cdot [K] \cdot \{\Phi\}_r : r$ . Genelleştirilmiş rijitlik.

$P_r : \{\Phi\}_r^T \cdot \{P\} : r$ . Genelleştirilmiş kuvvet.

(1.19) denkleminin her iki tarafı  $M_r$ 'ye bölünecek olursa:

$$\ddot{q}_r(t) + 2\xi_r \omega_r \dot{q}_r(t) + \omega_r^2 q_r(t) = \frac{P_r}{M_r} \quad (1.21)$$

$\{\Phi\}_r$  normalleştirilmiş mod olduğuna göre,  $M_r = 1$  olur. Buna göre (1.21) denklemi

$$\ddot{q}_r(t) + 2\xi_r \omega_r \dot{q}_r(t) + \omega_r^2 q_r(t) = P_r \quad (1.22)$$

$\omega_1$  için  $\{\Phi\}_1$  elde edilir. Buna göre (1.22) denkleminin çözümünden  $q_1(t)$  elde edilir.

$\omega_2$  için  $\{\Phi\}_2$  elde edilir. Buna göre (1.22) denkleminin çözümünden  $q_2(t)$  elde edilir.

$\omega_3$  için  $\{\Phi\}_3$  elde edilir. Buna göre (1.22) denkleminin çözümünden  $q_3(t)$  elde edilir.

.

.

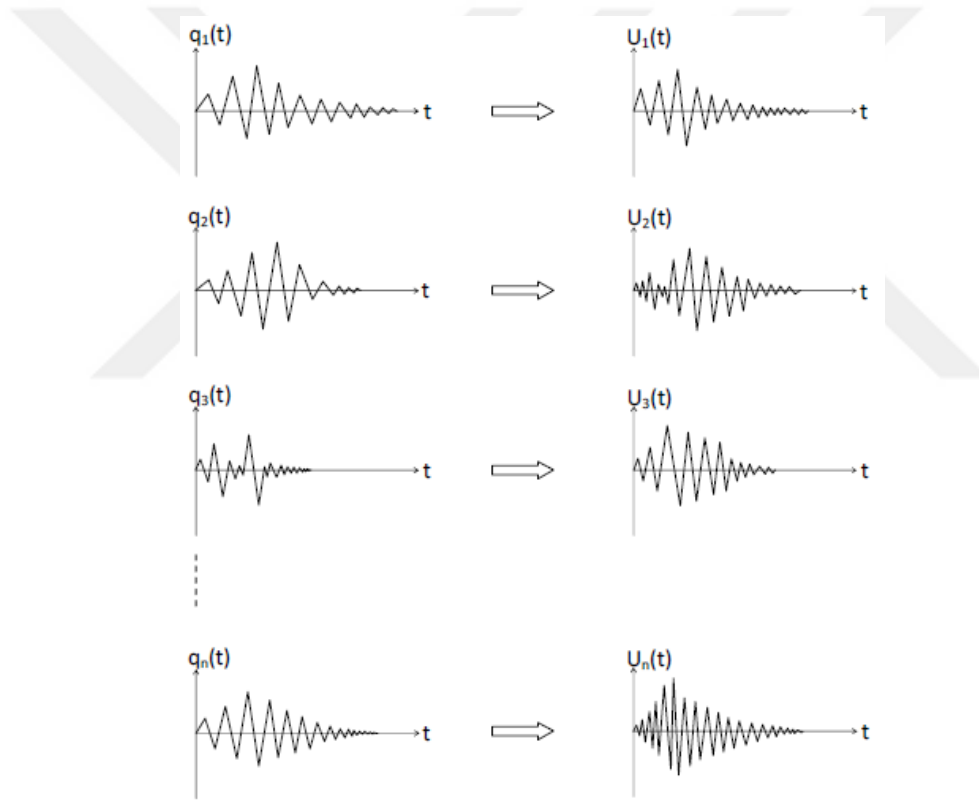
.

$\omega_n$  için  $\{\Phi\}_n$  elde edilir. Buna göre (1.22) denkleminin çözümünden  $q_n(t)$  elde edilir.

modal koordinatlar bulunduktan sonra:

$$\begin{aligned}
U_1(t) &= \Phi_{11}q_1(t) + \Phi_{12}q_2(t) + \Phi_{13}q_3(t) + \cdots + \Phi_{1n}q_n(t) \\
U_2(t) &= \Phi_{21}q_1(t) + \Phi_{22}q_2(t) + \Phi_{23}q_3(t) + \cdots + \Phi_{2n}q_n(t) \\
U_3(t) &= \Phi_{31}q_1(t) + \Phi_{32}q_2(t) + \Phi_{33}q_3(t) + \cdots + \Phi_{3n}q_n(t) \\
&\vdots \\
U_n(t) &= \Phi_{n1}q_1(t) + \Phi_{n2}q_2(t) + \Phi_{n3}q_3(t) + \cdots + \Phi_{nn}q_n(t)
\end{aligned}$$

veya kısaca (1.17) denklemiyle, yani  $\{u\} = [\Phi] \cdot \{q\}$ , genel çözüm elde edilir. Bu çözüm şematik olarak Şekil 1.25' te verilmiştir.



Şekil 1.25. Mod süperpozisyon yönteminde modal koordinatlar ve çözüm [37]

### 1.6.6.2. Zaman Tanım Alanında Geometrik Lineer Olmayan Dinamik Analiz

Yapılara etki eden kuvvetler belli bir düzeyin altında olduğu sürece yapı rijitliğine etkileri yoktur ve yapının rijitliğini bozmazlar. Ancak, yük belirli bir düzeyin üzerinde olduğunda malzemenin esneklik modülü, yapı elemanımın mesnetleniş biçimi ve atalet



momentlerine bağılı olarak yapı lineer olmayan davranış sergileyebilir. Bu lineer olmama durumu, yapı elemanlarının ve yapının rijitlik matrisinin yüküne bağılı olarak değişmesinden kaynaklanır. Yapının bilinen lineer rijitlik matrisi üzerindeki katkıya geometrik rijitlik matrisi ve bunun lineer rijitlik matrisiyle toplanmasına da sistem rijitlik matrisi adı verilmektedir. Bu tür lineer olmama durumlarının hesaba katılmasıyla gerçekleştirilen analize ikinci merteye veya geometrik-lineer olmayan analiz adı verilir [38].

Geometrik lineer olmayan sistem elemanlarının davranışı lineer olabilir. Fakat, sistem geometrisinin büyük deformasyonlar sonucunda değişmesi, sistemde lineer olmayan davranışlara neden olur. Asma köprülerin ve yük altında bazı elemanları esnek burkulmaya maruz kalan yapıların davranışı bu duruma bir örnek olarak verilebilir. Ters sarkaç modeline sahip yapılarda, salınım esnasında görülen ve yapı ölü ağırlığı  $P$  ile kütle ağırlık merkezi ve mesnet arasındaki deformasyonlardan  $\Delta$  oluşan  $P\Delta$  mesnet momenti, bu gibi yapıların davranışındaki çok küçük deformasyonlarda olası doğrusallığı ortadan kaldırmaktadır. Bu durum  $P\Delta$  etkisi olarak adlandırılır [39].

Hem eğilme hem de normal kuvvetlere maruz kalan taşıyıcı çubuklarda normal kuvvet eğilme üzerine etki etmektedir. Bir elastik eğrinin diferansiyel denklemi ile normal kuvvet arasında çok yakın bir ilişki olduğu, bunun da eğilme rijitliğine etki ettiği bilfirilmiştir. Normal kuvvet basınç olduğunda eğilme rijitliğinde azalış, çekme olduğunda ise eğilme rijitliğinde artış olmaktadır. Dolayısıyla, çubuğun eğilme momentleri, normal kuvvet değeri ile ilişkilidir [40].

Eğik kablo veya asma köprülerin statik ve dinamik davranışları ağırlık rijitliklerinden ötürü geometrik olarak lineer değildir. Fakat dinamik davranış genellikle rijitliğin ölü yük altındaki statik biçimi gibi doğrusallaştırılarak basit bir şekilde incelenebilmektedir. Ancak, lineer analiz bazı salınımlarda doğru sonuçlar vermeyebilir [41]. Bunlardan bazıları aşağıda verilmiştir:

- 1) Tabliyede çok ağır araç trafiği.
- 2) Şiddetli rüzgâr altında aerodinamik kararsızlık ve şok etkisi.
- 3) Deprem sonucunda mesnetlerin yer değiştirmesi.

Asma köprülerde basınç yüklerini taşıyan askılar yapısal olarak büyük geometrik değişimler sergileyebilmektedir. Ayrıca kablolar küçük kesitli ve uzun yapı elemanlarıdır. Bu elemanların taşıdığı normal kuvvetler çekme kuvvetleridir ve bunların elemanda oluşturduğu normal yer değiştirmeleri ihmal etmek olası değildir. Diğer muhtemel lineer

olmama durumları, askı ve kablodaki histerezis ve sürtünme etkileri ile tabliyenin birleşme noktalarındaki enerji kayıplarını içermektedir [41].

Lineer olmayan elemanlar içeren lineer elastik bir yapının dinamik davranış denklemi aşağıdaki gibi verilebilir:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [C] \cdot \{\dot{u}\} + [K_L] \cdot \{u\} + \{P_N\} = \{P\} \quad (1.23)$$

bu denklemde:

$[M]$  : sistemin kütle matrisi

$[C]$  : sistemin sönüm matrisi

$[K_L]$  : lineer olmayan bağlantı elemanları dışındaki lineer elastik elemanların rijitlik matrisi

$\{u\}$  : sistemin yerdeğiştirme vektörü

$\{\dot{u}\}$  : sistemin hız vektörü

$\{\ddot{u}\}$  : sistemin ivme vektörü

$\{P\}$  : dış yük vektörü

$\{P_N\}$  : lineer olmayan bağlantı elemanlarındaki lineer olmayan serbestlik derecesinden kaynaklanan yük vektörüdür.

ifade etmektedir.

Lineer olmayan elemanların her serbestlik derecesi için bir lineer etkin rijitlik tanımlanmıştır. Bu rijitlik değeri seçilmiş bir değerdir ancak genellikle sıfır ile maksimum lineer olmayan rijitlik değeri arasında değişmektedir. Buna göre (1.23) denklemi aşağıdaki gibi tekrar yazılabilir:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [C] \cdot \{\dot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{P\} - (\{P_N\} - [K_N] \cdot \{u\}) \quad (1.24)$$

bu denklemde:

$$[K] = [K_L] + [K_N]$$

$[K_L]$  : lineer olmayan bağlantı elemanların lineer serbestlik dereceleri için bütün lineer elastik elemanların rijitlik matrisidir

$[K_N]$  : bütün lineer olmayan serbestlik dereceleri için lineer efektif rijitlik matrisidir. ifade etmektedir

## 2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

Asma köprüler uzun açıklıklar üzerine inşa edilebilecek yapılar arasındadır ve uygulama sonrası yüksek kesinlik, performans, hesaplama ve kontrol sistemleri nedeniyle kullanımları güvenlidir [42]. Kuvvetleri tabliyeden ana halatlara aktaran asma köprü askıları iki biçimde yerleştirilebilir: düşey veya eğik olarak. Aşırı gerilme kuvveti altında gevşeme ve ayrıca erken yorgunluk yüzünden düşey askılar eğik olanlardan daha iyi davranış sergiler. Bazı araştırmacılar asma köprülerde eğik askıların dezavantajlarını, özellikle Humber Köprüsü, İngiltere'deki Severn Köprüsü ve Türkiye'deki Boğaziçi Köprüsü üzerinden incelemiştir. Bunların tamamı otoyol köprüleridir ve eğik askılara sahiptir. Bu köprülerde erken yorgunluk ve askı kırıkları gözlenmiştir [43]. Örnek olarak Severn Köprüsü'nün eğik askıları 20 ila 30 yıllık bir süre için tasarlanmıştır. Ancak, askılardaki mevcut halatlar köprünün hizmete girmesinden sekiz yıl sonra kopmaya başlamıştır. Tabliye ve askılar arasındaki bağlantılarda da yer yer kopmalar gözlenmiştir. Bu kırılmalara, yerel bükülme nedeniyle oluşan yorgunluk neden olmuştur. Ağır yükler nedeniyle bazı gevşek ve gergin askılar ortaya çıkmıştır. Hasar, ana kablo ve tabliye arasındaki uzunlamasına göreceli hareket nedeniyle iki askıda gerilmelerde bir değişiklik meydana geldiği için ortaya çıkmıştır.

Türkiye'deki Boğaziçi Köprüsü, Boğaziçi'nden geçen uzun açıklıklı köprülerden biridir. 1973 yılında trafiğe açılmış ve o günden bu yana İstanbul'un trafik ağındaki en önemli bağlantılardan biri olmuş, 1074 metre uzunluğunda bir ana açıklığa sahip ve askılarının orijinal yapılandırması ters V biçiminde olan bir yapıdır. Ocak 2004'te meydana gelen bir fırtına sırasında köprünün Avrupa tarafındaki kulesine yakın bir askı-tabliye bağlantısında oluşan hasar (Şekil 2.1), köprüde eğik veya düşey askıların kullanılması konusunda bir tartışma başlatmıştır [17].

Temmuz 2015'te, askılar değiştirilmiş ve askıların yönelimi düşey olacak şekilde değiştirilmiştir (Şekil 2.2) [17].



Şekil 2.1. Askı-tabliye bağlantısındaki oluşan hasar [44]



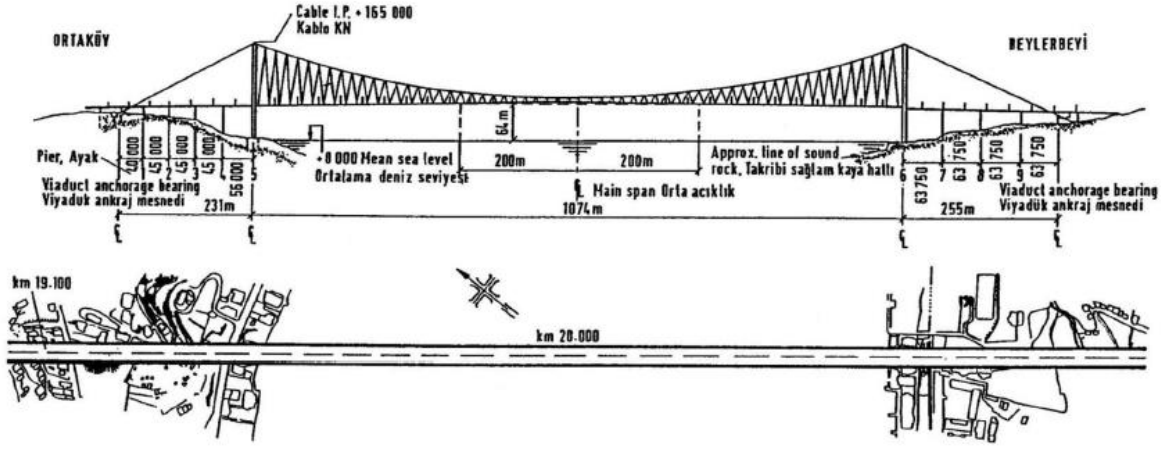
Şekil 2.2. Boğaziçi Köprüsü askılarının değişim süreci [17]

## 2.1. Boğaziçi Köprüsü

### 2.1.1. Proje Esasları

İngiliz Freeman Fox and Partners Firmasınınca projelendirilmiş olan Boğaziçi Köprüsü 6 trafik şeritli ve 130.000 araç/gün kapasiteli bir karayolu köprüsüdür. Toplam uzunluğu 1.560 m. olup Boğaz'ın iki sahilinde karada yer alan kuleleri arasındaki 1.074 m. lik orta açıklığı asma bir sistemdir. İki yanlardaki 231 ve 255 m. lik yaklaşım açıklıkları ise askılı olmayıp, aşağıdan mesnetli viyadük şeklinde düzenlenmişlerdir. Boğaziçi Köprüsü, İngiliz

standartları esas alınarak projelendirilmiş ancak yük kabulleri daha yüksek alınmıştır. Rüzgar yükü için 45 m/s. lik bir rüzgar hızı ve temel zemininin ivmesi için 0.1 g. değeri kabul edilmiştir. Boğaziçi Köprüsü'nün projelendirilmesinde klasik asma köprülere göre farklılık, arz eden iki özelliği mevcuttur. Bunlardan ilki, köprü'nün rijitlik kirişinin kafes kiriş şeklinde tertibi yerine, içi boş kutu enkesitli aerodinamik biçimli bir dizayn uygulanarak, gerek asma yapının hafifliği gerekse rüzgar etkisinin 1/3 oranında azalması nedeni ile kule temel ve ankraj projelendirilmesinde ve bakım çalışmalarında tasarruf sağlanmasıdır. İkinci farklı özelliği ise, askılarının eğik olarak tertiplenmesi ve bu şekilde köprü'nün yapısal söndürme yeteneğinin artırılmış olmasıdır [45].

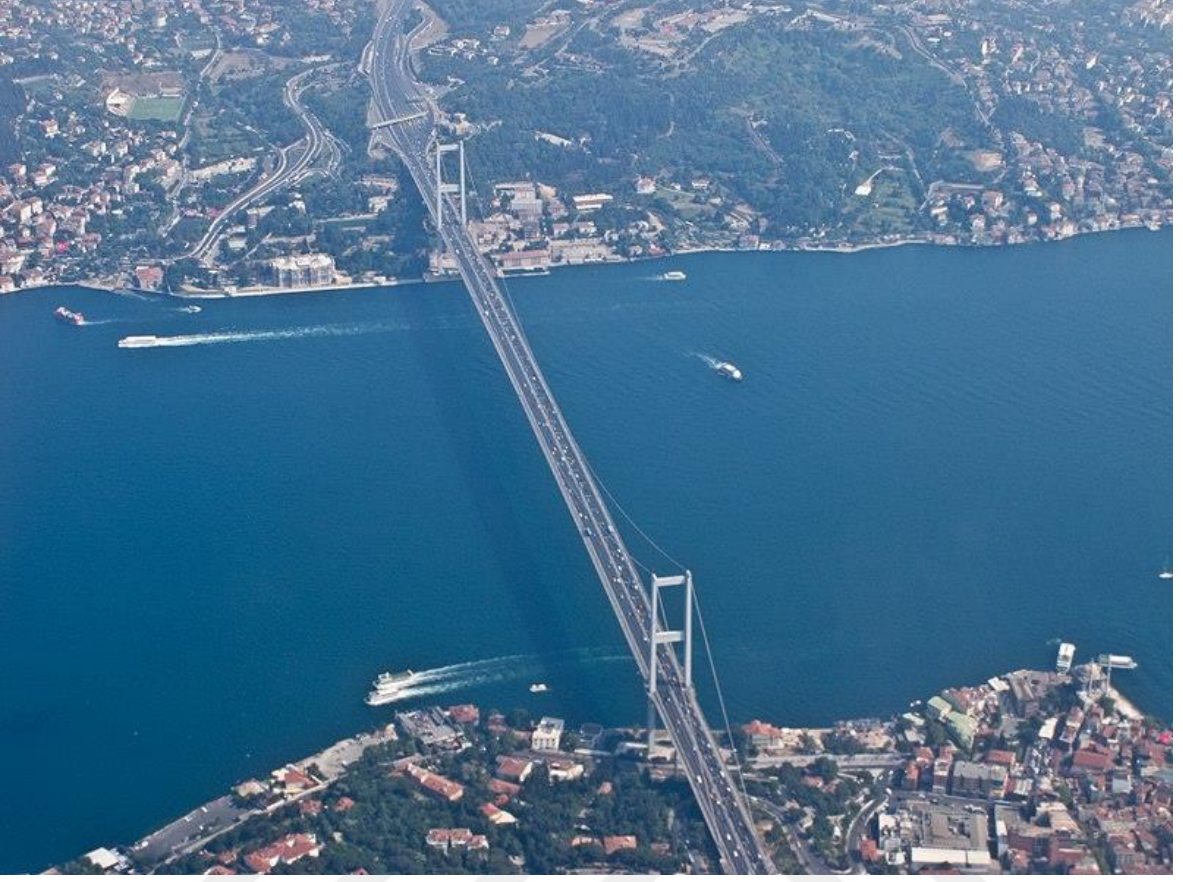


Şekil 2.3. Boğaziçi Köprüsü genel görünüşü [37]

### 2.1.2. Köprü'nün Yapım Çalışmaları

Boğaziçi Köprüsü'nün yapım çalışmaları aşağıda sıralanan 5 bölüm halinde yürütülmüştür:

1. Kule Temelleri ve Ankraj Blokları
2. Çelik Kuleler
3. Ana Kablolar
4. Asma Tabliye
5. Yaklaşım Viyadükleri



Şekil 2.4. Boğaziçi Köprüsü [46]

### 2.1.3. Kule Temelleri ve Ankraj Blokları

1970 yılının mart ayında başlayan Ortaköy kule temeli kazıları çelik palplanj batardolar içinde, - 17 ve 24 m. derinliğe kadar inmiştir. Zemin kaya zemin olup, 26.7 m. derinliğindedir. Diabaz ve sert grovak kayaya oturtulan temeller 18. m. çapında ve silindirik birer kütle betonudurlar. Beylerbeyi kule temelleri hafriyatı ise, sağlam kayanın satha yakınlığı nedeniyle batardo yapılmasını gerektirmemiştir. 5 ila – 12.5 m.ye kadar inilen temel kazılar dikdörtgen olarak açılmış ve planda 15 x 19 m. lik beton temeller inşa edilmiştir. Temel betonları içine yerleştirilen çerçevelerin taşıdığı 30 adet ön gerilmeli Dyform kablosu daha sonra, kule ayaklarını temelleriyle irtibatlandırmada kullanılmışlardır. Kule temellerinin inşasına paralel olarak, Ortaköy ve Beylerbeyi sırtlarında, ana kabloyu ankre edecek ve kablodaki çekme kuvvetini sağlam kayaya aktarma görevini üstlenecek beton ankraj bloklarının yapımına başlanmıştır. Her biri iki kablo ankraj odasını ihtiva eden blokların takriben 2/3'ü toprak içinde olmak üzere, derinlikleri kademeli olarak 40 m. ye kadar inmektedir. Plan ölçüleri ise, 35 x 40 m. dir.

Hücreler arkada betonarme bir perde ile birleştirilerek ortada çekmeye karşı bir kaya bloğunun ilave direncinden de yararlanılmaktadır. Keza, taban sürtünmesi ve pürüzlü kaya yüzüne dökülen beton, ankraj bloklarının çekmeye karşı direncini arttırmaktadır. Ankraj bloklarının her iki hücresinde beton kitle içine çelik konstruksiyon birer çerçeve yerleştirilmiş olup, bunların içindeki 244 adet öngerilmeli (macalloy) çubuğuna daha sonra, kablo çekmesini dengelemek üzere toplam 15.400 ton çekme gerilmesi verilmiştir. Bu çerçevenin ön yüzündeki mekanizmaya daha sonra ana kablonun bükümleri tespit edilmiştir. Ortaköy ve Beylerbeyi ankraj bloklarının kitle ağırlıkları sırasıyla 60.000 ve 50.000 tondur [45].

#### **2.1.4. Çelik Kuleler**

Kule temellerinin hazırlanmasını müteakip, her iki yakada çelik kulelerin montajına başlanmıştır. Toplam olarak 165 m. yüksekliğinde olan çelik kuleler, birbirlerine üçer adet yatay portal kirişle bağlanmış ikişer ayağa sahiptirler. Tabanda 5.20 x 7.00 m. tepede ise 3.00 m x 7.00 m. ebadında olan kule ayakları, 10 kademe halinde inşa edilmişlerdir. Kule eklemlerinde yüksek mukavemetli çelik bulonlar kullanılmıştır. Her kademe 4 adet çelik panelin bir araya getirilerek bulonlarla birleştirilmesi suretiyle teşkil edilmiş ve bu suretle içi boş bir kutu kesit formu elde edilmiştir. İlk kademesi 6.5 m., diğer kademeleri 18-19 m. yüksekliğinde olan çelik paneller, İtalya'dan hazır olarak şantiyeye getirilmiş ve tırmanır vinçlerle yerlerine monte edilmişlerdir. Toplam olarak 5.000 ton miktarındaki St 42 ve St 52 gibi yapı çeliğinin kullanıldığı kulelerde ayakların iç boşluklarında tabliye kotuna kadar 18 kişi kapasiteli yolcu asansörleri güney kule ayaklarında ise, tabliye kotundan kule tepesine kadar küçük bakım asansörleri bulunmaktadır. Kule eksenlerinden itibaren açıklık 1.074 m.dir. Kule tepesi semer yayı yarıçapı 80 m.dir [45].

#### **2.1.5. Ana Kablolar**

Asma tabliyeden gelen yükleri kule ve ankrajlar vasıtasıyla zemine aktaran ana kablolar, Almanya'dan getirilen 5 mm. çapında 160 kg/mm<sup>2</sup>. lik bir kopma mukavemetine sahip galvanizli çelik tellerin, havai çekim metodu ile montajı suretiyle, yerinde teşkil edilmişlerdir. Her bir ana kablo, kuleler arasındaki kesiminde 19 adet ana büküm ihtiva etmekte ve bükümlerin her biri de 548 adet paralel telden oluşmaktadır. Bu şekilde kuleler

arasındaki kesimde 10.412 adet tek tel yer almakta ve kablo kalınlığı bitmiş halinde 58 cm. çapında olmaktadır. Arka gergilerde ise her biri 192 adet tel ihtiva eden 4 ilave büküm daha bulunduğundan, bu kesimde tel sayısı 11.180'e kablo çapı ise 60 cm. ye yükselmiş durumdadır. Ana kablo meyilleri beylerbeyi tarafı 24, Ortaköy tarafı 26 derecedir. Kablo çalışmaları için Ortaköy'de özel bir tel çekimi şantiyesi kurulmuş ve kuleler arasında montajda kullanılacak birer havai servis köprüsü teşkil edilmiştir. Tel çekimi sırasında 300 m./dakika hızla hareket eden çekme tekerleklerine, Ortaköy tarafından tel yüklenerek Beylerbeyi tarafından boş olarak geri dönmüşlerdir. Günde üç vardiya halinde yürütülmüş olan tel çekme işlemlerinde, gündüz çekim, gece ise çekilen telleri nihai pozisyonlarına getirme çalışmaları yapılmıştır. Ana balo beheri 5 mm<sup>2</sup> oluşan : 11.176 adet telden meydana gelmiştir. Kablonun çekim işlemi tamamlandıktan sonra hidrolik kompaktör cihazı ile, dairesel bir kesit elde edilmek üzere, sıkıştırılıp üzerlerine orta açıklık boyunca 59 adet kablo kelepçesi yerleştirilmiştir. Bu kelepçelere daha sonra, asma tabliyesi taşıyacak askı halatları asılmıştır. Ana kabloların harici etkenlerden bozulmaması için, üzerleri önce 3,5 mm. kalınlığındaki yumuşak galvanize telle sarılmış olarak iki kat astar iki katda harici boya ile boyanmıştır. Kablolarda 6.100 ton çelik tel kullanılmıştır [45].

### 2.1.6. Asma Sistemi

Asma sistem ilk defa İngiltere'de Severn Köprüsünde 1966 yılında uygulanan aerodinamik şekli haiz içi boş kutu kesitli 60 adet tabliye ünitesinin birbirine kaynaklanmasından meydana gelmiştir. Bu yapım tarzı geleneksel kafes sisteminden daha hafif olduğu için ve ayrıca rüzgar etkisini de 1/3 oranında azaltması nedeniyle, malzemedeki tasarruf sağlanmasına olanak vermiş, ayrıca inşaatın bitiminden sonra yarattığı bakım kolaylığı da bir diğer avantaj olmuştur. Asma tabliyeyi teşkil eden 60 ünitenin yapımında kullanılan paneller, İtalya ve İngiltere'de hazırlanmış olarak Türkiye'ye getirilmiş olup, Boğaziçi'nde, Göksu'da kurulan geçici bir şantiyede birbirlerine kaynaklanarak her biri 140 ton ağırlığında olan 60 adet ünite teşkil edilmiş ve bunlar özel bir şat üzerinde köprüden monte edilecekleri yere nakledilmişlerdir. Özel kaldırma vinçleri vasıtasıyla yukarı kaldırılan üniteler önce geçici olarak ana kablodan sarkan askı halatlarına asılmış, daha sonra birbirilerine çepeçevre kaynaklanarak tabliyeye son şekli verilmiştir. Ünitelerin montajı işlemine açıklığın ortasından başlanmış ve iki yana doğru simetrik olarak devam edilmiştir. Asma tabliye düşeyde 17.900 m. yarıçaplı bir kurb



üzerinde bulunmaktadır. Kaynaklama sırasında TÜBİTAK tarafından ultrasonik tahribatsız kaynak muayeneleri sürekli olarak yapılmıştır. Ünitelerin montajı günde bir veya iki ünite ve bu sırada Boğaz'ın gemi trafiği birkaç saat durdurularak tamamlanmış ve 35 ünitenin enine kaynaklama işlemine geçilmiştir. Tabliyenin boyuna hareketlerini karşılamak üzere her iki uçta kuleler hizasında birer döner levha tipinde (DEMAG) genişleme derzi monte edilmiştir. Yapım öncesinde, tabliyenin rüzgar salınımına geçmediği hususunu tahkik için 100 m. lik bir bölümün, 1/50 ölçekli bir modelinin İngiltere'de rüzgar tüneli testleri yapılmış olup, bu durum ispatlanmış bulunmaktadır. Yapım işlerinin tamamlanmasını müteakip raspa ile temizlenen tabliye çelik üst yüzeyi üzerine önce 3 mm kalınlığında (bağlayıcı) kauçuklu bitüm tabakası konmuş, daha sonra, 35 mm kalınlığında mastik asfalt serilerek elle mastarlanmak suretiyle tabliye kaplaması teşkil edilmiştir. Köprü'nün iki yanındaki yaya yollarında ise, çift kat kauçuklu bitüm uygulanmıştır [45].

### **2.1.7. Yaklaşım Viyadükleri**

Kuleler ve ankrajlar arasında yer alan yaklaşım viyadükleri kompozit sistemde projelendirilmiş köprülerdir. Orta ayak temellerinin üzerine yerleştirilen 1,5 m. çapındaki çelik kolonlar, kutu kesitli içi boş taşıyıcı çelik ana kirişlere mesnet teşkil etmektedir. Taşıyıcı ana kirişler 15 m. lik parçalar halinde hazırlanarak şantiyeye getirilmiş ve montajlarına ankrajlardan kuleye doğru olmak üzere başlanmıştır. Taşıyıcı ana kirişler üzerine 3 m. aralıklarla enine (I) kirişleri yerleştirilmiş olup bunların uçları tabliyenin yaya yolu altında, konsol olarak uzanmaktadır. Bu çelik yapının üzerinde ise, 19 cm. lik betonarme bir döşeme yer almaktadır. Yaklaşım viyadüklerine ait çelik elemanlarının tamamlanmasını müteakip, tabliyesinin betonlanmasına geçilmiştir. Yaklaşım viyadüklerinin betonarme döşemesinin üzerine de asma tabliyede olduğu gibi, toplam 38 mm. lik kalınlığında mastik asfalt uygulaması yapılmıştır. Köprü inşaatına paralel olarak yürütülen köprü işletme idare binası, para toplama yeri tesisleri ve polis ünitesi inşaatları da tamamlanmış ve tüm tesis 29 Ekim 1973'te hizmete açılmıştır [45].



Şekil 2.5. Ortaköy Kulesi [45]



Şekil 2.6. Beylerbeyi Kulesi [45]



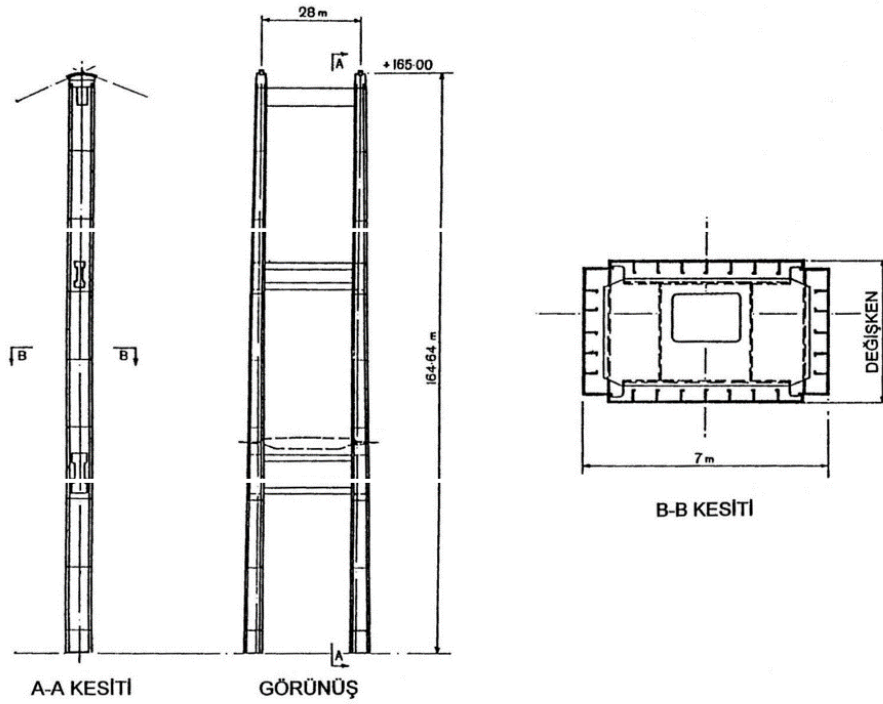
Şekil 2.7. Kablo çekimi [45]



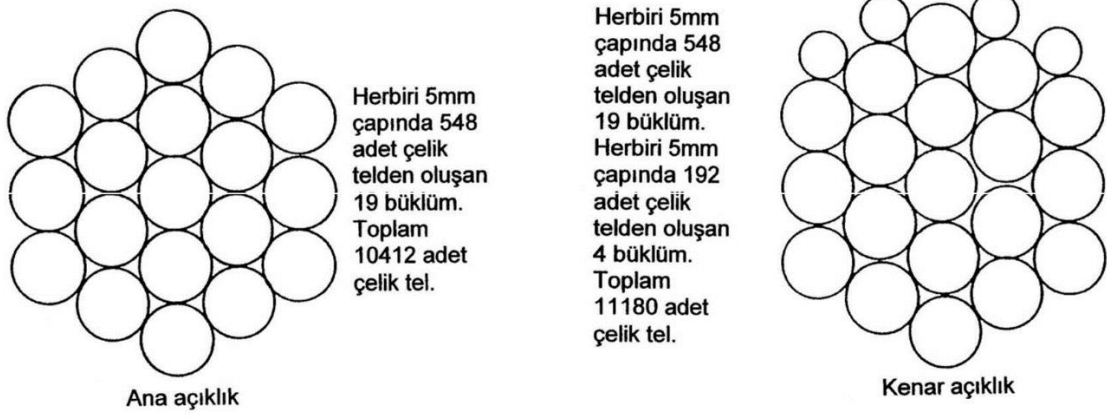
Şekil 2.8. Tabliye montajı [45]



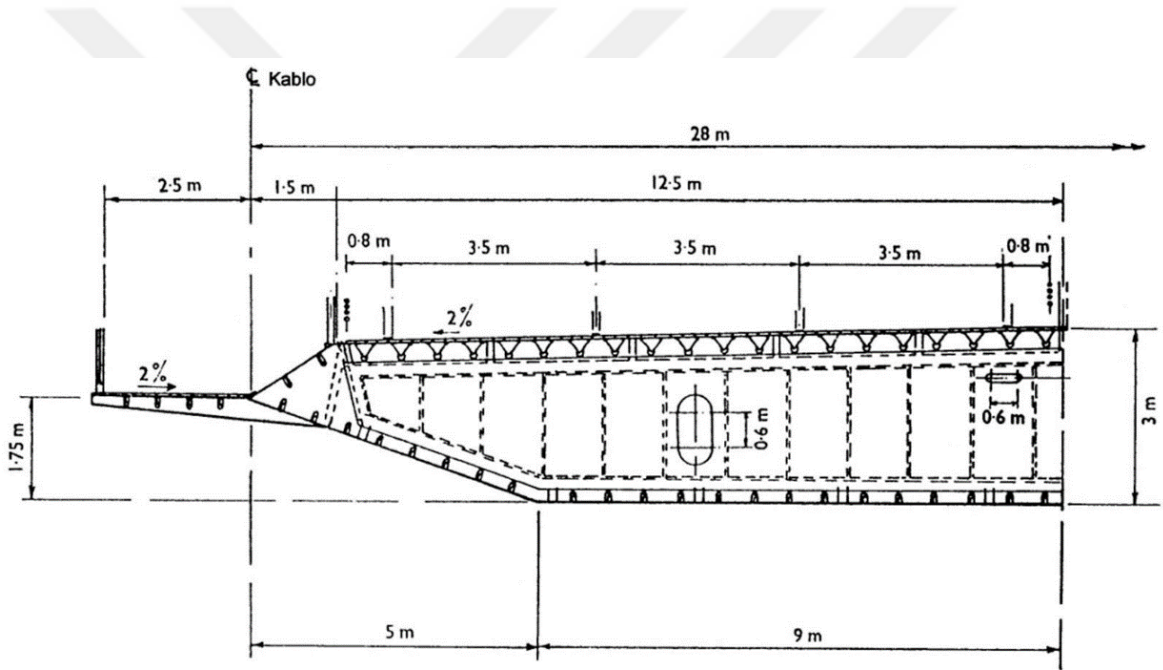
Şekil 2.9. Ortaköy Yaklaşım Viyadüğü montajı [45]



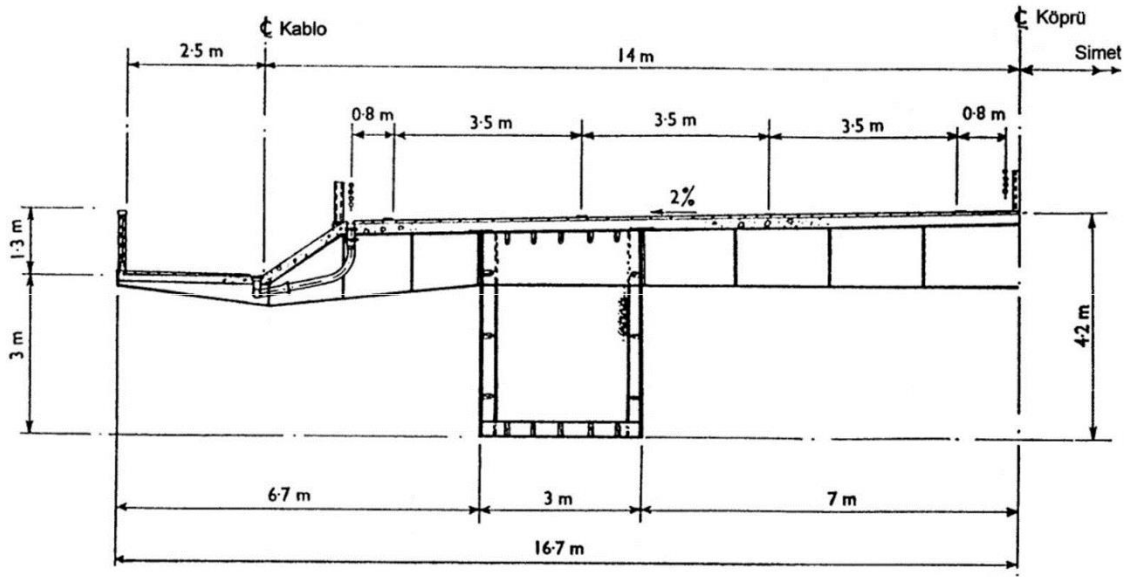
Şekil 2.10. Boğaziçi Köprüsü kule kesiti [37]



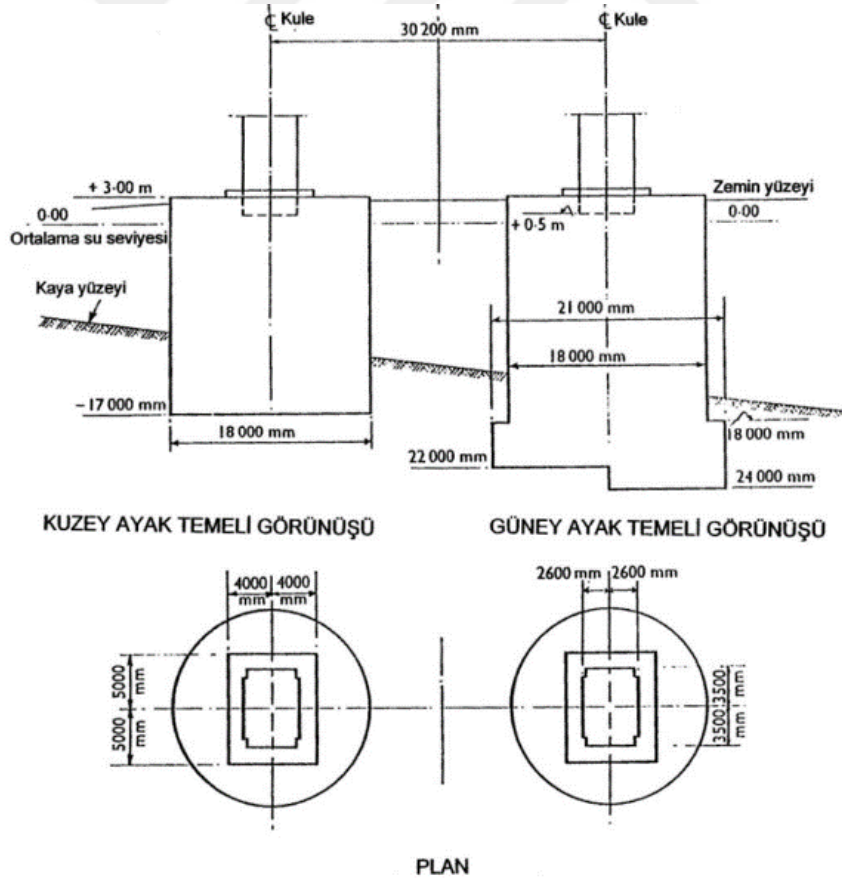
Şekil 2.11. Boğaziçi Köprüsü kablo kesitleri [37]



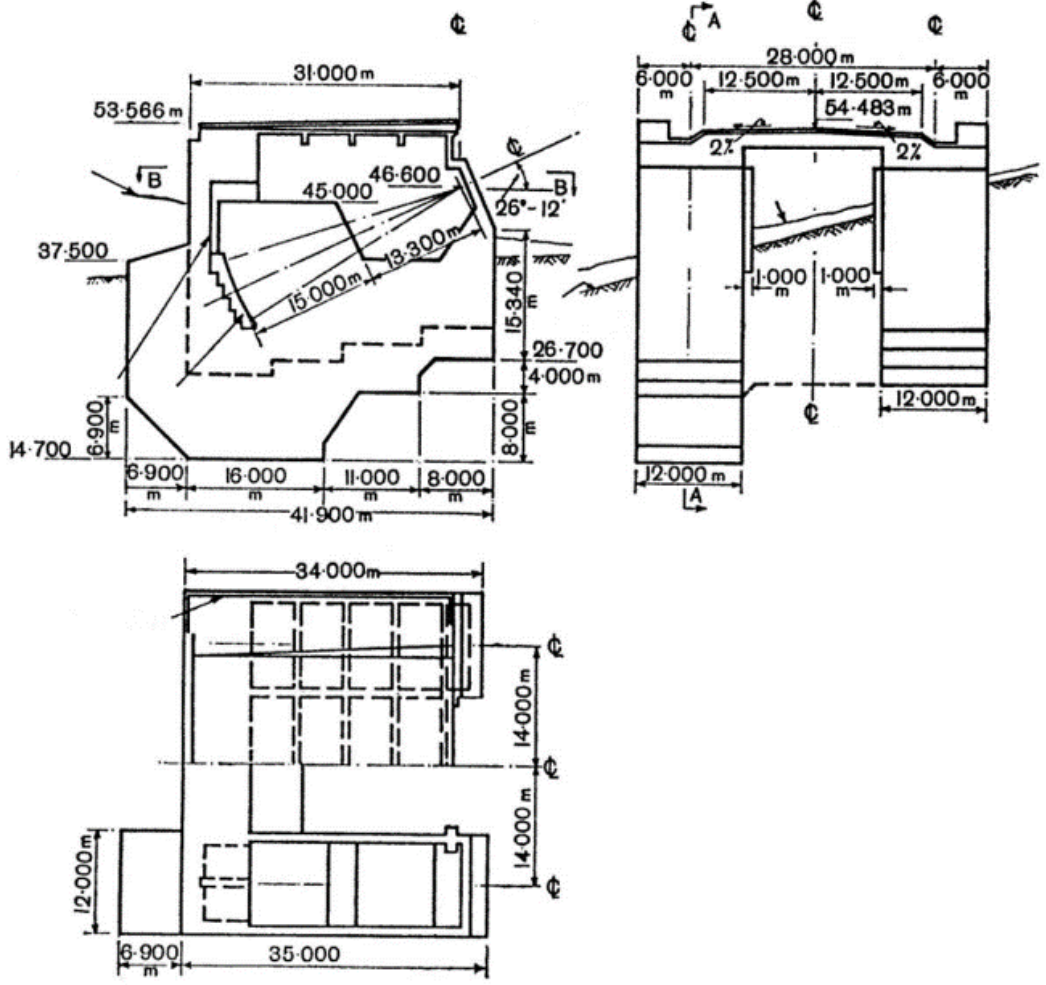
Şekil 2.12. Boğaziçi Köprüsü tabliye kesiti [37]



Şekil 2.13. Boğaziçi Köprüsü viyadük kesiti [37]



Şekil 2.14. Boğaziçi Köprüsü kule ayak temelleri [37]



Şekil 2.15. Boğaziçi Köprüsü ankraj kesiti [37]

### 2.1.8. Boğaziçi Köprüsü'nün Sonlu Eleman Modelinin Oluşturulması

Bir asma köprünün ana yapısal bileşenleri, tabliye ve çeşitli yanal destek sistemlerinin yanı sıra kablolar, askılar, kuleler ve rijitleştirici kirişlerden oluşmaktadır. Köprünün hem statik hem de dinamik davranışını incelemek amacıyla iki boyutlu (2B) ve üç boyutlu (3B) matematiksel modeller göz önüne alınmıştır. Üç boyutlu (3B) modeller her zaman davranışlar için gerçek tasarım değerleri vermektedir. Fakat, iki boyutlu (2B) modeller, hesaplamalarda zaman tasarrufu sağlamak amacıyla bunları daha çekici kılan nispeten az sayıda serbestlik derecesine sahiptir. İki boyutlu (2B) köprü modeli bazı basitleştirmeler içermesine karşın, bu yaklaşım yaygın olarak kullanılmakta ve çalışmalarda üç boyutlu (3B) modelin statik ve dinamik davranışlarını yakalayabildiği gösterilmiştir.

Tablo 2.1. Boğaziçi Köprüsü ile ilgili bazı teknik bilgiler [45]

<b>Sistem Özellikleri</b>	
Toplam Uzunluk	1560 m
Orta Açıklık	1074 m
Ortaköy Viyadüğü	231 m
Beylerbeyi Viyadüğü	255 m
Köprü Genişliği	33.40 m
Orta Açıklık Deniz Yüksekliği	64 m
Kulelerin Yüksekliği	165 m
<b>Ana Sistemde Yükler</b>	
Bir Kabloya gelen	7.27 ton/m
Ana Sistemde hareketli Yük	1.33 ton/m
Rüzgar Hızı	45 m/s
Ana Kablo Sehimi	93 m
Ana Kablodaki Çekme	15400 ton/kablo
Ana Kablo Çapı	58 cm
<b>Bazı malat Miktarları</b>	
Kazı	63000 m <sup>3</sup>
Beton	71000 m <sup>3</sup>
Betonarme Çelik	4000 ton
Yapı Çeliği	17000 ton
Kablo Çeliği	6000 ton
<b>Kesin Hakedişe Göre Köprü Yapımı</b>	
Maliyeti	23.213.666 ABD Doları

Asma köprülerin iki boyutlu (2B) analizi, asma köprüler için dikey yönde üç boyutlu (3B) analiz ile elde edilen modlara yakın doğal frekansları ve mod biçimlerini vermektedir. Bu nedenle, iki boyutlu (2B) analize dayalı sonuçların, gerçek üç boyutlu (3B) uzun açıklıklı köprü yapılarını temsil ettiğine inanılmaktadır [47].

Hem iki boyutlu (2B) hem de üç boyutlu (3B) sonlu eleman modellerinde köprünün tabliye, kule ve kabloları çerçeve elemanları ile, askılar kafes elemanları ile modellenmiştir. Yan açıklık tabliyeleri kabloya bağlı olmadığından, sonlu eleman



modellerinde dikkate alınmamıştır. Tabliye iki ucundan kayıcı mesnet ile bağlanmıştır. Köprünün tüm sonlu eleman modelleri, SAP2000 programı ile gerçekleştirilmiştir.

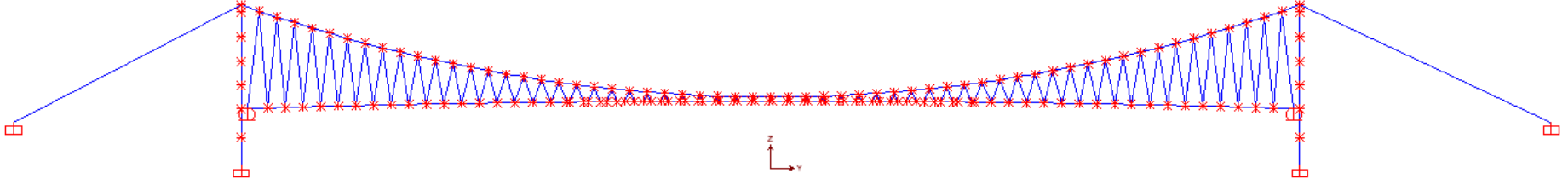
Analizlerde eğik askıya sahip köprünün üç boyutlu (3B) sonlu elemanlar modeli, eğik askılar, 406 nokta, 241 çerçeve elemanı, 236 kafes ve 168 bağlantı elemanı kullanılmıştır. Bu model, mesnetlenmiş noktalar hariç her noktasında altı serbestlik derecesine, dikey, uzunlamasına ve yanal eksenlerde üç translasyonel serbestlik derecesine, ve dikey, uzunlamasına ve yanal eksenlerde üç rotasyonel serbestlik derecesine sahiptir (Şekil 2.16).

Analizlerde eğik askıya sahip köprünün iki boyutlu (2B) sonlu elemanlar modeli, eğik askılar, 161 nokta, 159 çerçeve elemanı ve 118 kafes elemanı kullanılmıştır. Bu model, mesnetlenmiş noktalar hariç her noktasında üç serbestlik derecesine, dikey ve uzunlamasına eksenlerde iki translasyonel serbestlik derecesine ve yanal ekseninde bir rotasyonel serbestlik derecesine sahiptir. Bu modelde kulelerin, halatların ve askıların tüm kesit alanları ve atalet momentleri iki katına çıkarılmıştır (Şekil 2.16).

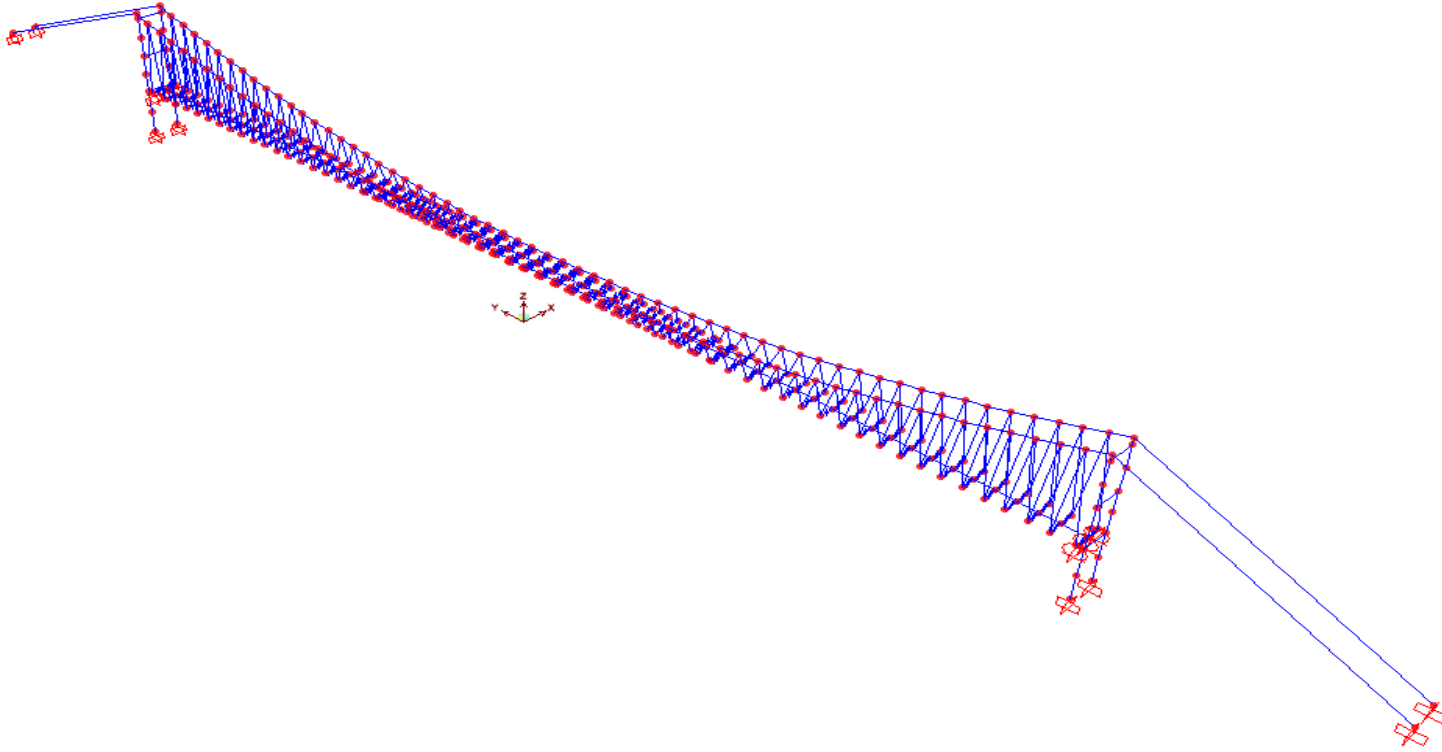
Rehabilitasyon sürecinin ardından düşey askıya sahip köprünün diğer iki sonlu eleman modeli Şekil 2.17'de gösterilen yeni şekle ve boyutlara göre gerçekleştirilmiş ve tüm yeni askılar 55 mm çaplı ASTM A586, C Sınıfına Uygun 2607 kN kopma dayanımına sahip Galvanizli Yapısal Halat olarak alınmıştır [48].

Analizlerde düşey askıya sahip köprünün üç boyutlu (3B) sonlu elemanlar modeli, 338 nokta ve 221 çerçeve elemanı, 120 kafes ve 120 bağlantı elemanı kullanılmıştır. Bu model, mesnetlenmiş noktalar hariç her noktasında altı serbestlik derecesine, dikey, uzunlamasına ve yanal eksenlerde üç translasyonel serbestlik derecesine, ve dikey, uzunlamasına ve yanal eksenlerde üç rotasyonel serbestlik derecesine sahiptir (Şekil 2.18).

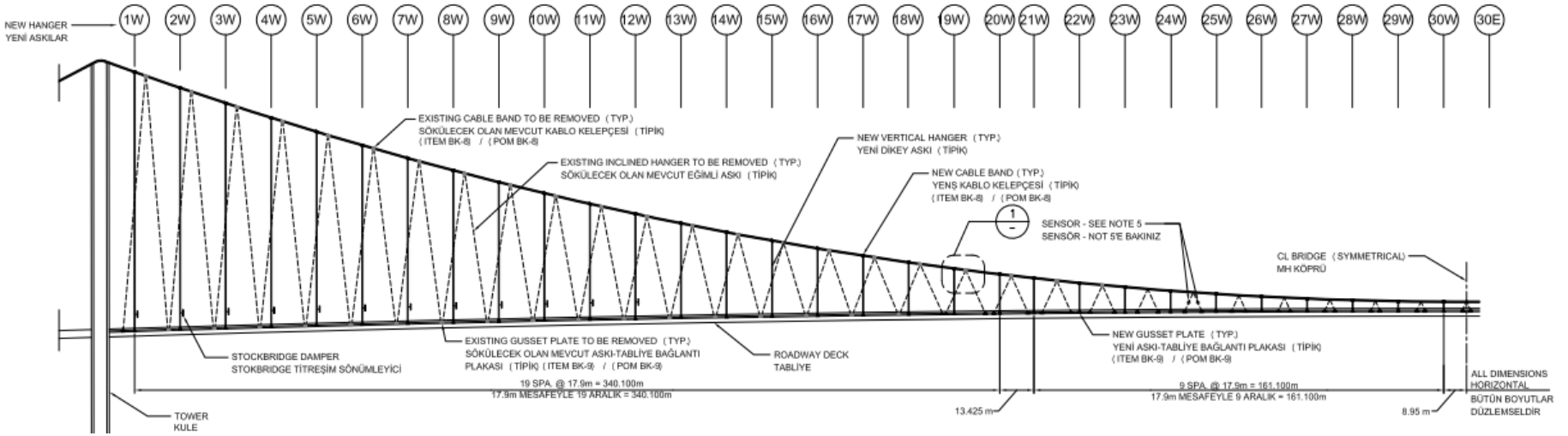
Analizlerde düşey askıya sahip köprünün iki boyutlu (2B) sonlu elemanlar modeli, 140 nokta ve 138 çerçeve elemanı ve 60 kafes elemanı kullanılmıştır. Bu model, mesnetlenmiş noktalar hariç her noktasında üç serbestlik derecesine, dikey ve uzunlamasına eksenlerde iki translasyonel serbestlik derecesine ve yanal ekseninde bir rotasyonel serbestlik derecesine sahiptir. Bu modelde kulelerin, halatların ve askıların tüm kesit alanları ve atalet momentleri iki katına çıkarılmıştır (Şekil 2.18).



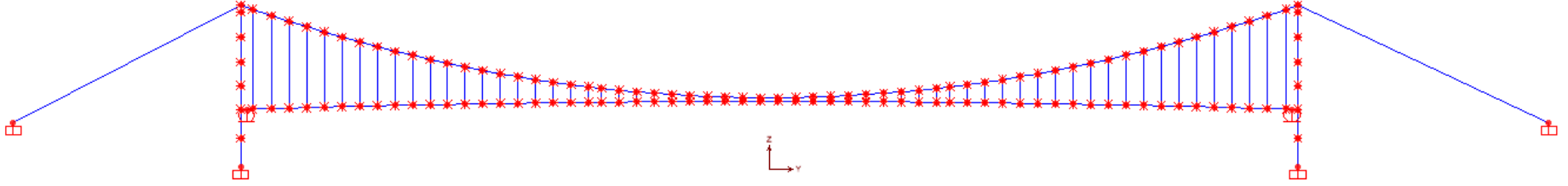
Şekil 2.16. Boğaziçi Köprüsü'nün eğik askılı iki boyutlu sonlu eleman modeli



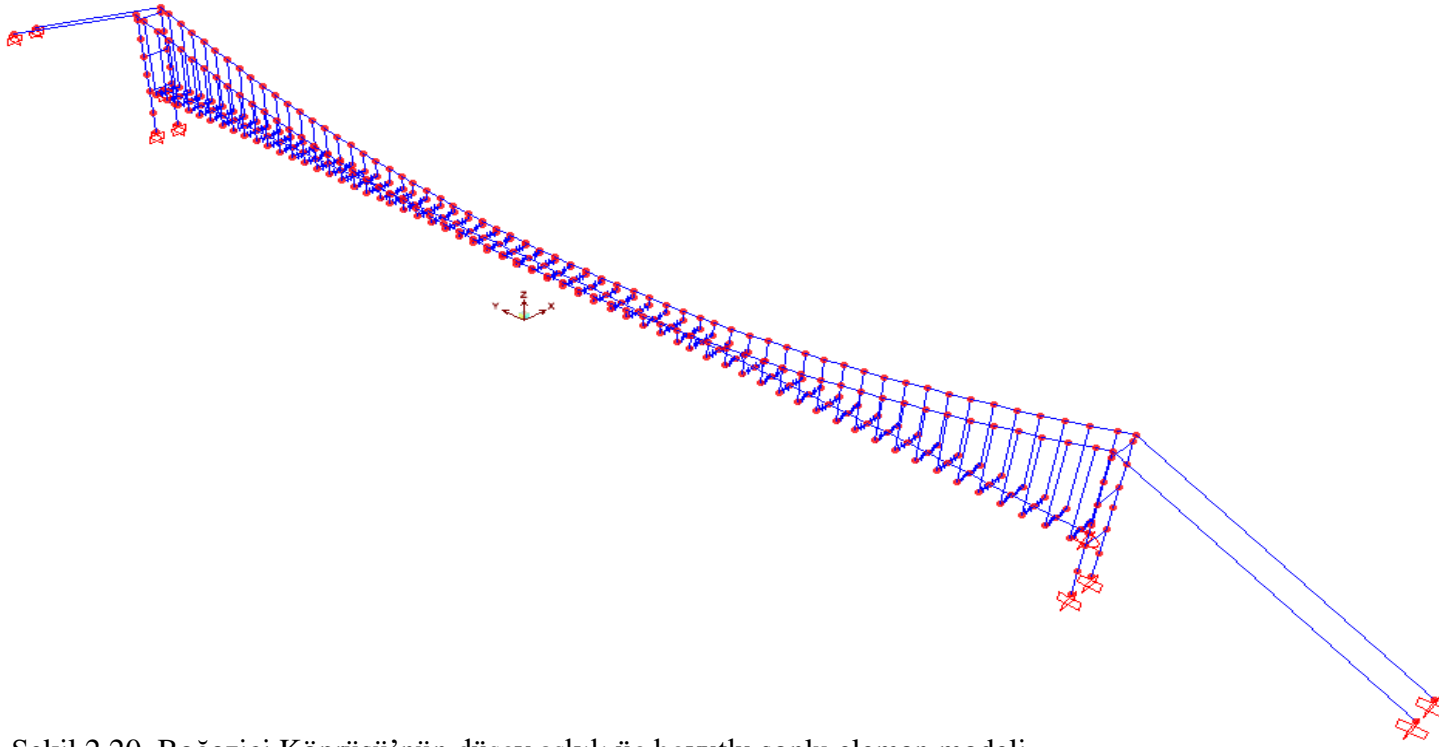
Şekil 2.17. Boğaziçi Köprüsü'nün eğik askılı üç boyutlu sonlu eleman modeli



Şekil 2.18. Rehabilitasyon detayları [48]



Şekil 2.19. Boğaziçi Köprüsü'nün düşey askılı iki boyutlu sonlu eleman modeli



Şekil 2.20. Boğaziçi Köprüsü'nün düşey askılı üç boyutlu sonlu eleman modeli

Tablo 2.2. Boğaziçi Köprüsü elemanlarına ait kesit özellikleri [37]

Eleman	Değişken	Değer
Tabliye	Elastisite modülü	$205 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
	Çelik kesit alanı	$0.851 \text{ m}^2$
	Düşey eğilmedeki atalet momenti ( $I_{33}$ )	$1.238 \text{ m}^4$
	Yanal eğilmedeki atalet momenti ( $I_{22}$ )	$63.61 \text{ m}^4$
	Burulma atalet momenti (J)	$3.35 \text{ m}^4$
Kule	Elastisite modülü	$205 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
	Her bir ayaktaki ortalama çelik kesit alanı	$0.68 \text{ m}^2$
	Her bir ayağın boyuna eğilmedeki ort. atalet mom. ( $I_{33}$ )	$2.2 \text{ m}^4$
	Her bir ayağın yanal eğilmedeki ort. atalet mom. ( $I_{22}$ )	$4.5 \text{ m}^4$
	Her bir ayağın ortalama burulma atalet mom. (J)	$2.435 \text{ m}^4$
Orta Açıklık Kabloları	Elastisite modülü	$193 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
	Her bir kablo kesit alanı	$0.205 \text{ m}^2$
	Her bir kablo boyuna eğilmedeki ort. atalet mom. ( $I_{33}$ )	$3.33 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
	Her bir kablo yanal eğilmedeki ort. atalet mom. ( $I_{22}$ )	$3.33 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
Kenar Açıklık Kabloları	Her bir kablonun ortalama burulma atalet mom. (J)	$6.65 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
	Elastisite modülü	$193 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
	Her bir kablo kesit alanı	$0.219 \text{ m}^2$
	Her bir kablo boyuna eğilmedeki ort. atalet mom. ( $I_{33}$ )	$3.83 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
Askılar	Her bir kablo yanal eğilmedeki ort. atalet mom. ( $I_{22}$ )	$3.83 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
	Her bir kablonun ortalama burulma atalet mom. (J)	$7.67 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
	Elastisite modülü	$162 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$
	Her bir askı kesit alanı ( eğik )	$0.0021 \text{ m}^2$
	Her bir askı kesit alanı ( düşey )	$0.0024 \text{ m}^2$
	Her bir askı boyuna eğilmedeki ort. atalet mom. ( $I_{33}$ )	0
	Her bir askı yanal eğilmedeki ort. atalet mom. ( $I_{22}$ )	0
	Her bir askının ortalama burulma atalet mom. (J)	0

### **3. BULGULAR VE İRDELEMELER**

Bu bölümde, geometrik olarak lineer olmama dikkate alınarak Boğaziçi Asma Köprüsünün eğik ve düşey askılarla karşılaştırmalı iki boyutlu (2B) ve üç boyutlu (3B) sonlu elemanlar analizi gerçekleştirilmiştir. Öncelikle iki boyutlu (2B) ve üç boyutlu (3B) sonlu eleman modelleri kullanılarak köprünün eğik askılarla statik ve dinamik analizleri yapılmıştır. Ardından, köprünün aynı boyutlarda sonlu eleman modelleri ile aynı analizler gerçekleştirilmiş, ancak eğik yerine düşey askılar kullanılmıştır. Dinamik analizde, yer hareketleri için 1999 Kocaeli Depremi Gebze istasyon kayıtlarının GBZ000 bileşeni kullanılmıştır. Eğik ve düşey askılarla hem iki boyutlu (2B) hem de üç boyutlu (3B) statik ve dinamik analizler ile elde edilen yer değiştirme ve iç kuvvetler hesaplanmış ve birbiriyle karşılaştırılmıştır. Tüm sonlu elemanlar modelleri, analizleri ve hesaplamaları SAP2000 programı ile gerçekleştirilmiştir.

#### **3.1. Statik Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi**

Statik analizlerde sabit yük olarak, tüm elemanların kendi ağırlıkları dikkate alınmıştır ve program tarafından direk olarak hesap edilmektedir.

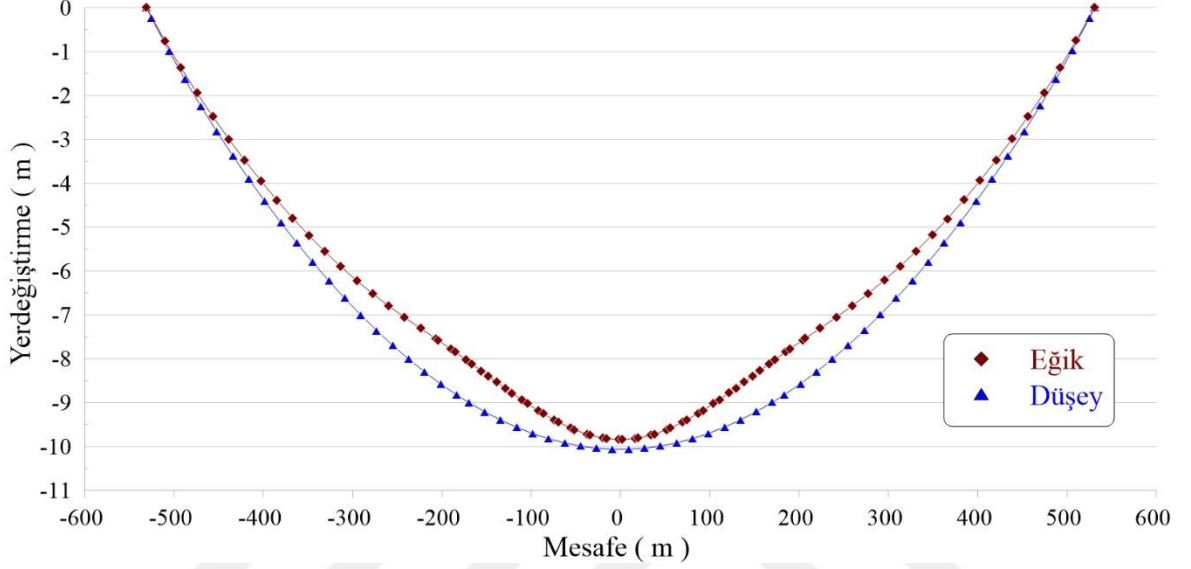
##### **3.1.1. Tabliye Sonuçları**

###### **3.1.1.1. Tabliye Düşey Yerdeğiştirmeleri**

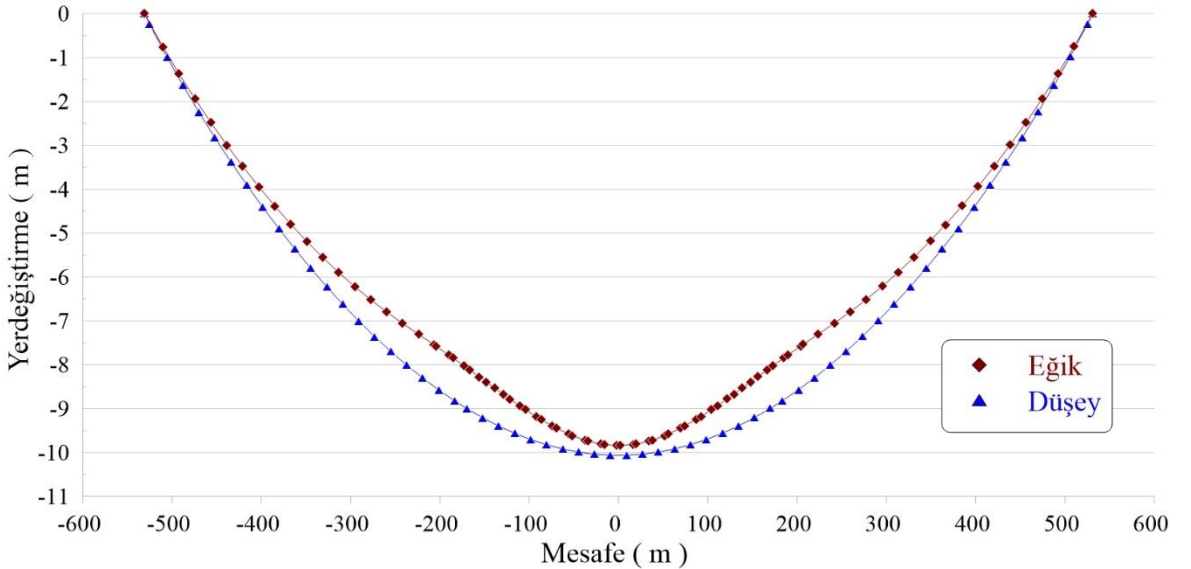
Boğaziçi Köprüsü'nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu statik analizlerdeki tabliye düşey yerdeğiştirmelerinin sonuçları elde edilmiştir. Bu sonuçların değerlerinin, tabliye boyunca değişimi dikkate alınmıştır. Eğik ve düşey askılarının, tabliye boyunca etkilerini daha iyi görmek amacıyla, eğik askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlar, düşey askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen tabliye düşey yerdeğiştirme sonuçları Şekil 3.1' de verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için tabliye orta noktasındaki düşey yerdeğiştirme değeri 9.84 m'dir. Bu değer, düşey askılı köprü için 10.06 m olarak tespit edilmiştir.

Eđik ve dűsey askılı kűprűlerin űc boyutlu analizinden elde edilen tabliye dűsey yerdeđiřtirme sonuđları Őekil 3.2' de verilmiřtir. Analizler sonucunda eđik askılı kűprű için tabliye orta noktasındaki dűsey yerdeđiřtirme deđeri 9.84 m'dir. Bu deđer, dűsey askılı kűprű için 10.06 m olarak tespit edilmiřtir.



Őekil 3.1. Bođaziçi eđik ve dűsey askılı kűprűsű'nűn, iki boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen dűsey yerdeđiřtirme deđerlerinin tabliye boyunca deđiřimi

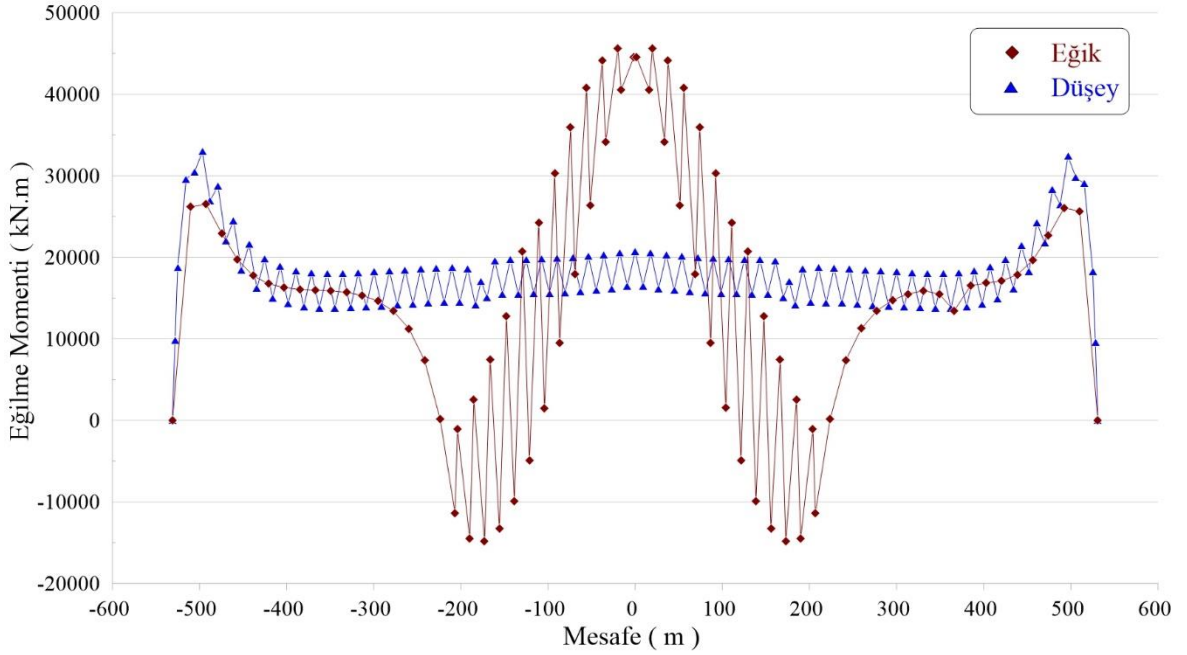


Őekil 3.2. Bođaziçi eđik ve dűsey askılı kűprűsű'nűn, űc boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen dűsey yerdeđiřtirme deđerlerinin tabliye boyunca deđiřimi

### 3.1.1.2. Tabliye Eğilme Momentleri

Boğaziçi Köprüsü'nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu statik analizlerdeki tabliye eğilme momentlerinin sonuçları elde edilmiştir. Bu sonuçların değerlerinin, tabliye boyunca değişimi dikkate alınmıştır. Eğik ve düşey askılarının, tabliye boyunca etkilerini daha iyi görmek amacıyla, eğik askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlar, düşey askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen tabliye eğilme momentlerinin sonuçları Şekil 3.3' te verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için maksimum eğilme momenti değeri 45588.31 kN.m olarak tabliye orta noktasında elde edilmiştir. Bu değer, düşey askılı köprü için 32962.15 kN.m olarak tabliyenin 34.34 m mesafesinde tespit edilmiştir.

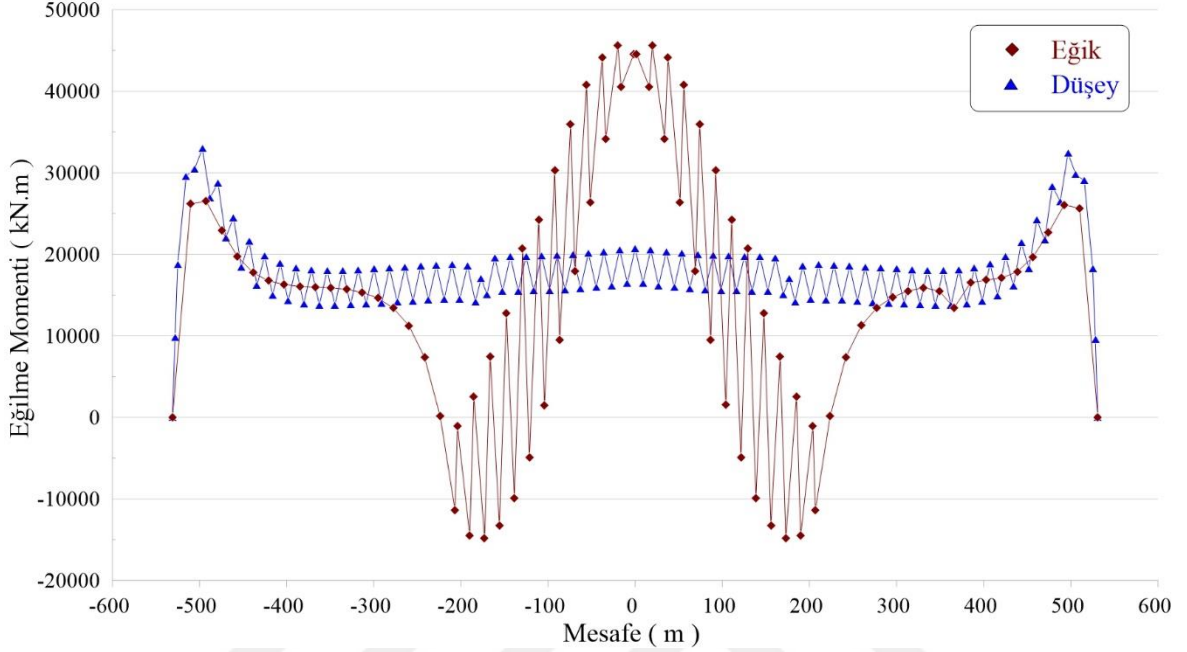


Şekil 3.3. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen eğilme momenti değerlerinin tabliye boyunca değişimi

Eğik ve düşey askılı köprülerin üç boyutlu analizinden elde edilen tabliye eğilme momentlerinin sonuçları Şekil 3.4' te verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için maksimum eğilme momenti değeri 45588.31 kN.m olarak tabliye orta noktasında elde



edilmiştir. Bu değer, düşey askılı köprü için 32962.15 kN.m olarak tabliyenin 34.34 m mesafesinde tespit edilmiştir.



Şekil 3.4. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, üç boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen eğilme momenti değerlerinin tabliye boyunca değişimi

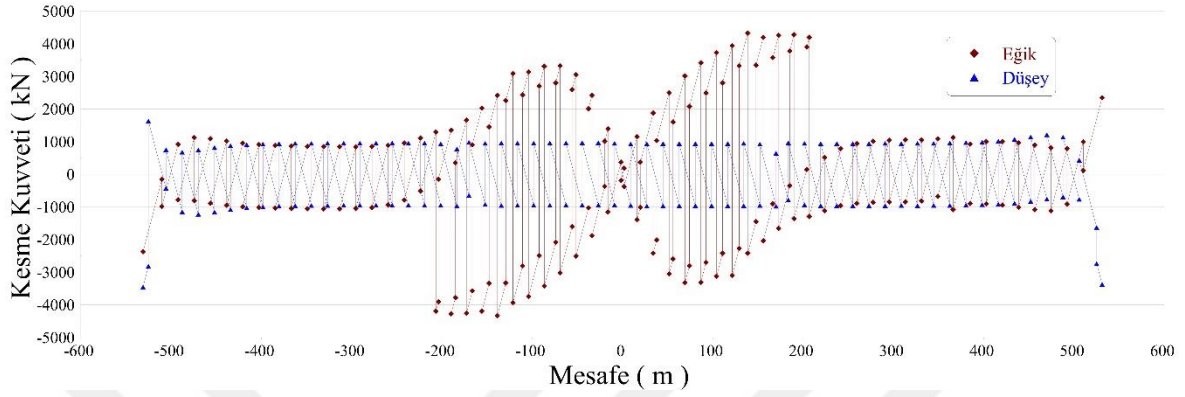
### 3.1.1.3. Tabliye Kesme Kuvvetleri

Boğaziçi Köprüsü'nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu statik analizlerdeki tabliye kesme kuvvetlerinin sonuçları elde edilmiştir. Bu sonuçların değerlerinin, tabliye boyunca değişimi dikkate alınmıştır. Eğik ve düşey askılarının, tabliye boyunca etkilerini daha iyi görmek amacıyla, eğik askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlar, düşey askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

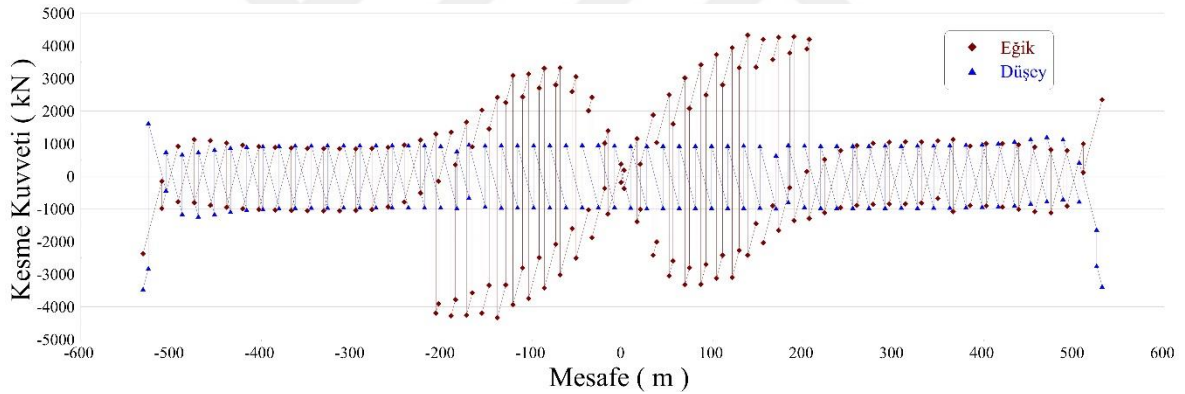
Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen tabliye kesme kuvvetlerinin sonuçları Şekil 3.5' te verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için maksimum kesme kuvveti değeri 4331.01 kN olarak tabliyenin 669.7 m mesafesinde elde edilmiştir. Bu değer, düşey askılı köprü için 1634.63 kN olarak tabliyenin 5.98 m mesafesinde tespit edilmiştir.

Eğik ve düşey askılı köprülerin üç boyutlu analizinden elde edilen tabliye kesme kuvvetlerinin sonuçları Şekil 3.6' da verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için maksimum kesme kuvveti değeri 4331.01 kN olarak tabliyenin 669.7 m mesafesinde elde

edilmiştir. Bu değer, düşey askılı köprü için 1634.63 kN olarak tabliyenin 5.98 m mesafesinde tespit edilmiştir.



Şekil 3.5. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen kesme kuvveti değerlerinin tabliye boyunca değişimi



Şekil 3.6. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, üç boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen kesme kuvveti değerlerinin tabliye boyunca değişimi

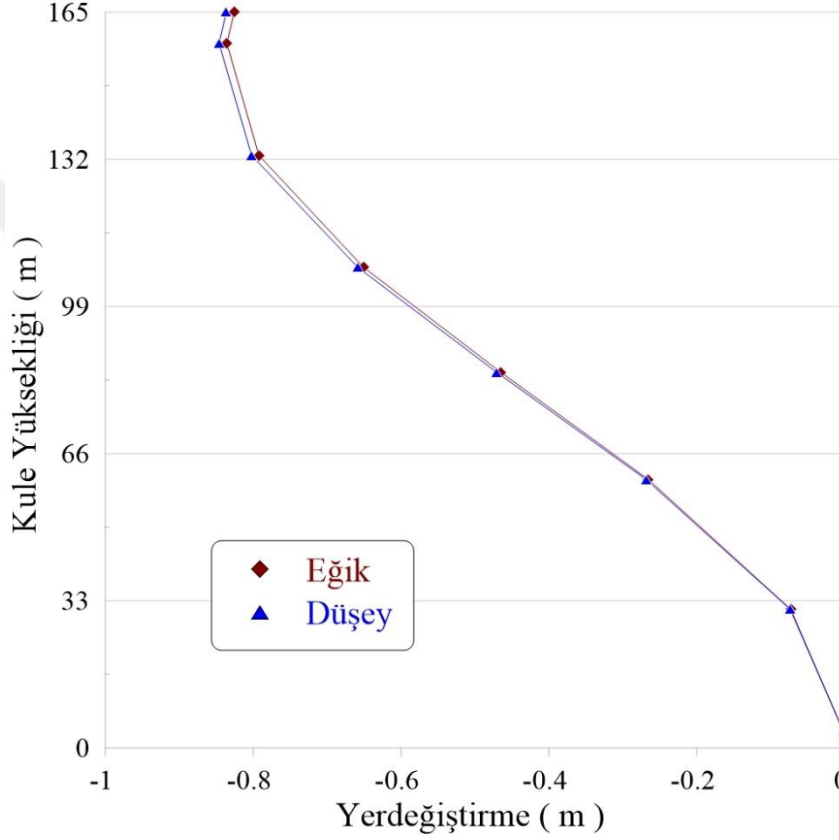
### 3.1.2. Kule Sonuçları

#### 3.1.2.1. Kule Yatay Yerdeğiştirmeleri

Boğaziçi Köprüsü'nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu statik analizlerdeki Beylerbeyi'nin kulesi yatay yerdeğiştirmelerinin sonuçları elde edilmiştir. Bu sonuçların değerlerinin, kule yüksekliği boyunca değişimi dikkate alınmıştır. Eğik ve düşey askılarının, kule yüksekliği boyunca etkilerini daha iyi görmek amacıyla, eğik askılı

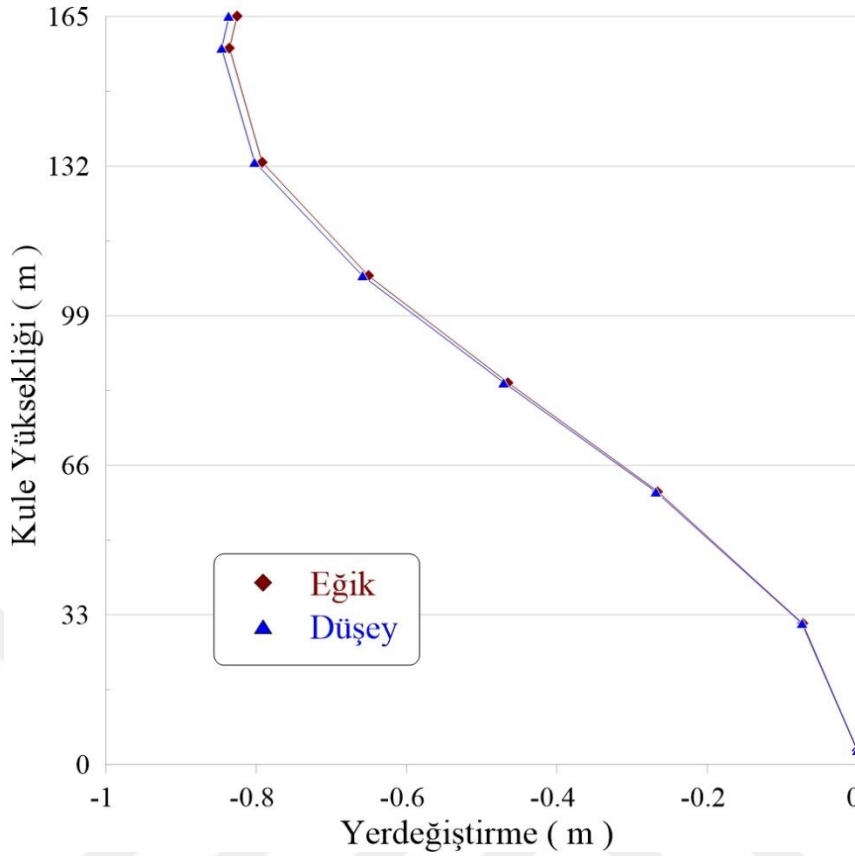
köprünün analizinden elde edilen sonuçlar, düşey askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen kule yatay yerdeğiştirme sonuçları Şekil 3.7’ de verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için kule tepe noktasındaki yatay yerdeğiştirme değeri 84 cm’dir. Bu değer, düşey askılı köprü için 85 cm olarak tespit edilmiştir.



Şekil 3.7. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, iki boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen yatay yerdeğiştirme değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi

Eğik ve düşey askılı köprülerin üç boyutlu analizinden elde edilen kule yatay yerdeğiştirme sonuçları Şekil 3.8’ de verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için kule tepe noktasındaki yatay yerdeğiştirme değeri 84 cm’dir. Bu değer, düşey askılı köprü için 85 cm olarak tespit edilmiştir.

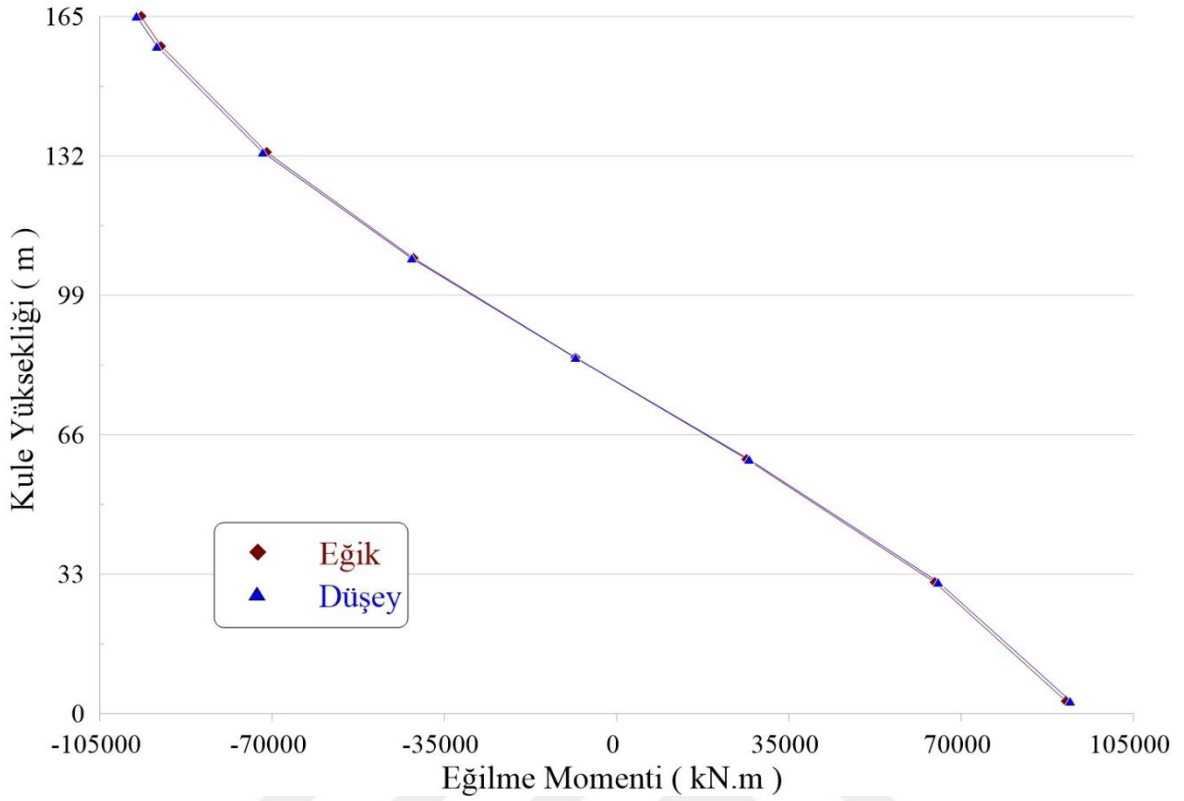


Şekil 3.8. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, üç boyutlu statik analizi Sonucunda elde edilen yatay yerdeğiştirme değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi

### 3.1.2.2. Kule Eğilme Momentleri

Boğaziçi Köprüsü'nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu statik analizlerdeki Beylerbeyi'nin kulesi eğilme momentlerinin sonuçları elde edilmiştir. Bu sonuçların değerlerinin, kule yüksekliği boyunca değişimi dikkate alınmıştır. Eğik ve düşey askılarının, kule yüksekliği boyunca etkilerini daha iyi görmek amacıyla, eğik askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlar, düşey askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen kule eğilme momentlerinin sonuçları Şekil 3.9' da verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için maksimum eğilme momenti değeri 91242.14 kN.m olarak kule alt noktasında elde edilmiştir. Bu değer, düşey askılı köprü için 92196.22 kN.m olarak kule alt noktasında tespit edilmiştir.

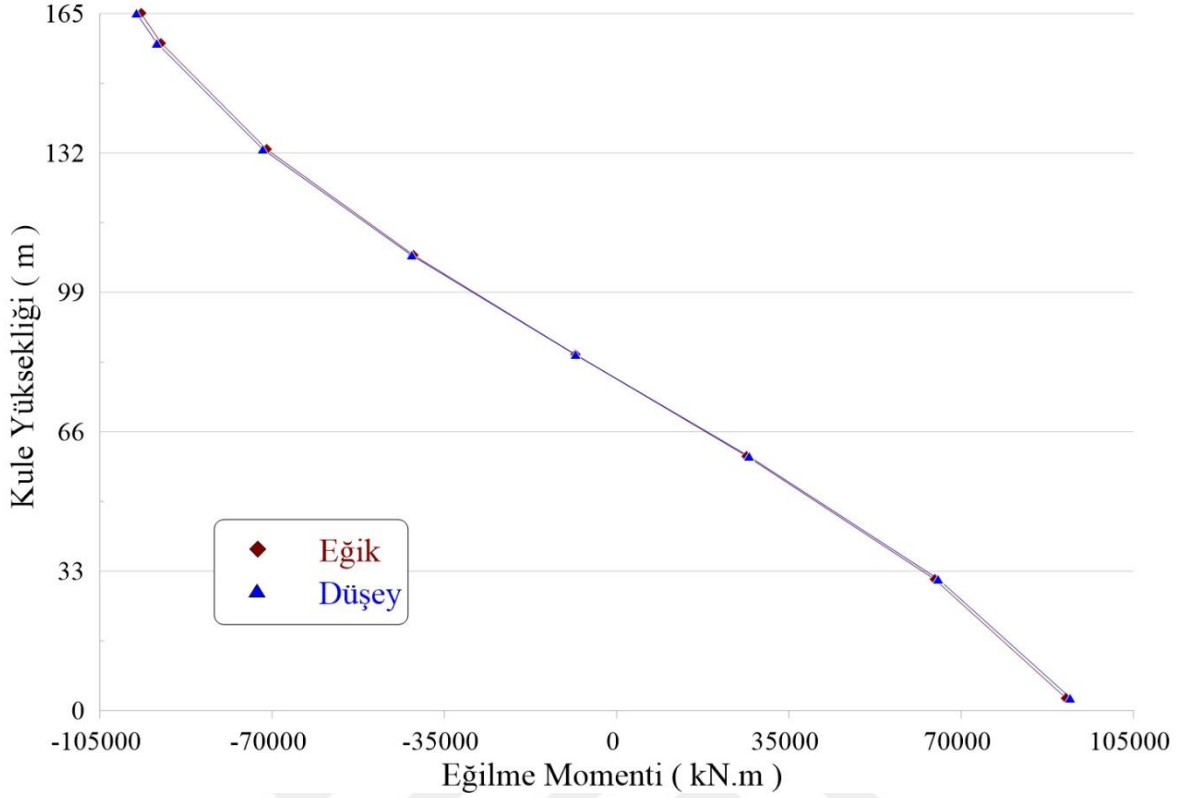


Şekil 3.9. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, iki boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen eğilme momenti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi

Eğik ve düşey askılı köprülerin üç boyutlu analizinden elde edilen kule eğilme momentlerinin sonuçları Şekil 3.10' da verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için maksimum eğilme momenti değeri 91242.14 kN.m olarak kule alt noktasında elde edilmiştir. Bu değer, düşey askılı köprü için 92196.22 kN.m olarak kule alt noktasında tespit edilmiştir.

### 3.1.2.3. Kule Kesme Kuvvetleri

Boğaziçi Köprüsü'nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu statik analizlerdeki Beylerbeyi'nin kulesi kesme kuvvetlerinin sonuçları elde edilmiştir. Bu sonuçların değerlerinin, kule yüksekliği boyunca değişimi dikkate alınmıştır. Eğik ve düşey askılarının, kule yüksekliği boyunca etkilerini daha iyi görmek amacıyla, eğik askılı köprü'nün analizinden elde edilen sonuçlar, düşey askılı köprü'nün analizinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.



Şekil 3.10. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, üç boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen eğilme momenti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi

Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen kule kesme kuvvetlerinin sonuçları Şekil 3.11' de verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için kesme kuvveti sabit değeri 706.705 kN olarak kule yüksekliği boyunca elde edilmiştir. Bu değer, düşey askılı köprü için 706.953 kN olarak kule yüksekliği boyunca tespit edilmiştir.

Eğik ve düşey askılı köprülerin üç boyutlu analizinden elde edilen kule kesme kuvvetlerinin sonuçları Şekil 3.12' de verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için kesme kuvveti sabit değeri 706.705 kN olarak kule yüksekliği boyunca elde edilmiştir. Bu değer, düşey askılı köprü için 706.953 kN olarak kule yüksekliği boyunca tespit edilmiştir.

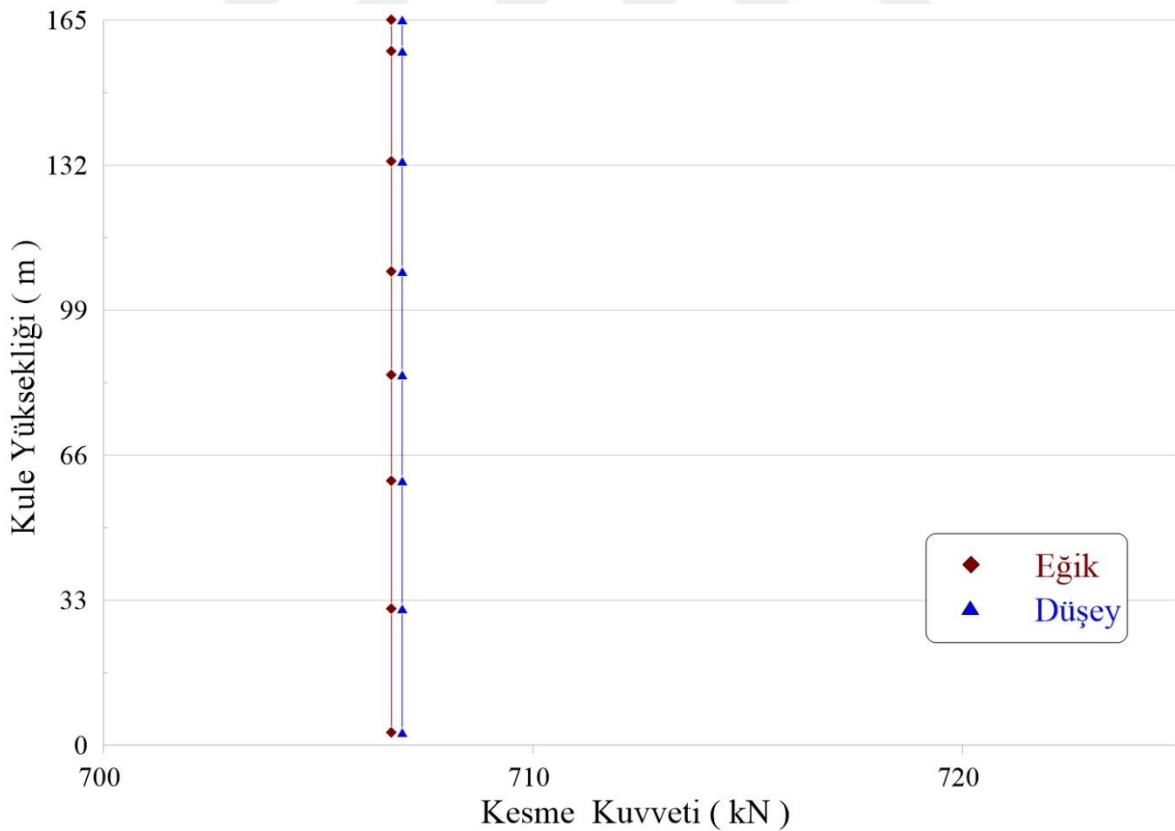
#### 3.1.2.4. Kule Normal Kuvvetleri

Boğaziçi Köprüsü'nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu statik analizlerdeki Beylerbeyi'nin kulesi normal kuvvetlerinin sonuçları elde edilmiştir. Bu

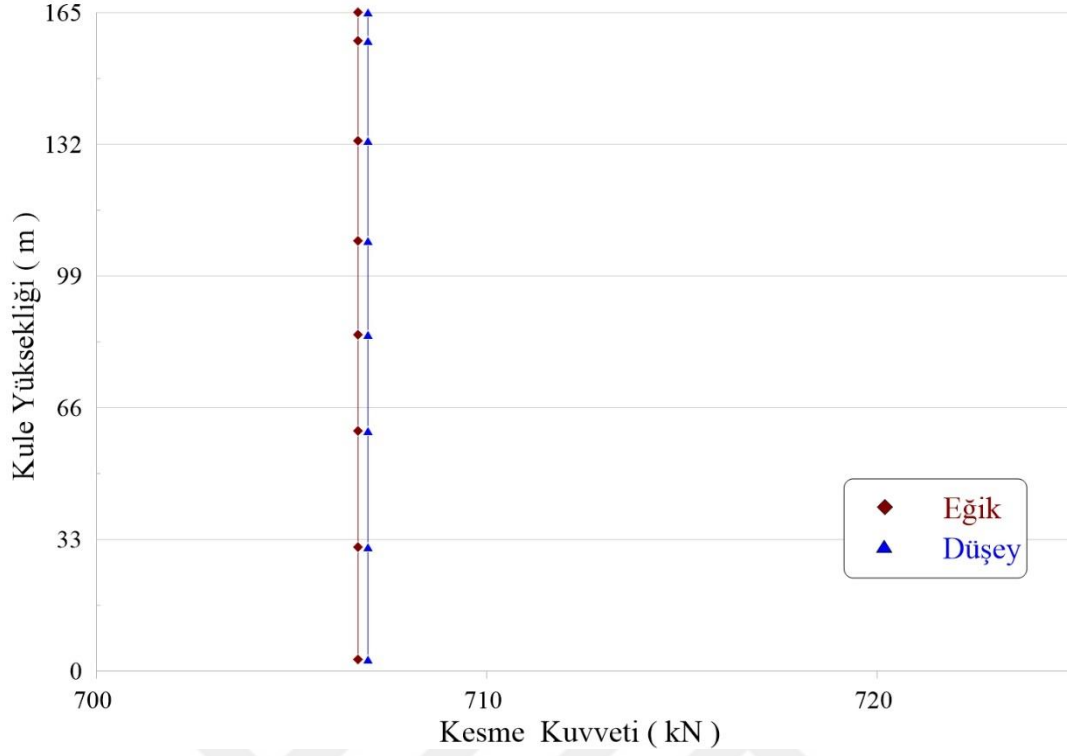
sonuçların değerlerinin, kule yüksekliği boyunca değişimi dikkate alınmıştır. Eğik ve düşey askılarının, kule yüksekliği boyunca etkilerini daha iyi görmek amacıyla, eğik askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlar, düşey askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen kule normal kuvvetlerinin sonuçları Şekil 3.13’ te verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için maksimum normal kuvveti değeri 94146.15 kN olarak kule alt noktasında elde edilmiştir. Bu değer, düşey askılı köprü için 95174.2 kN olarak kule alt noktasında tespit edilmiştir.

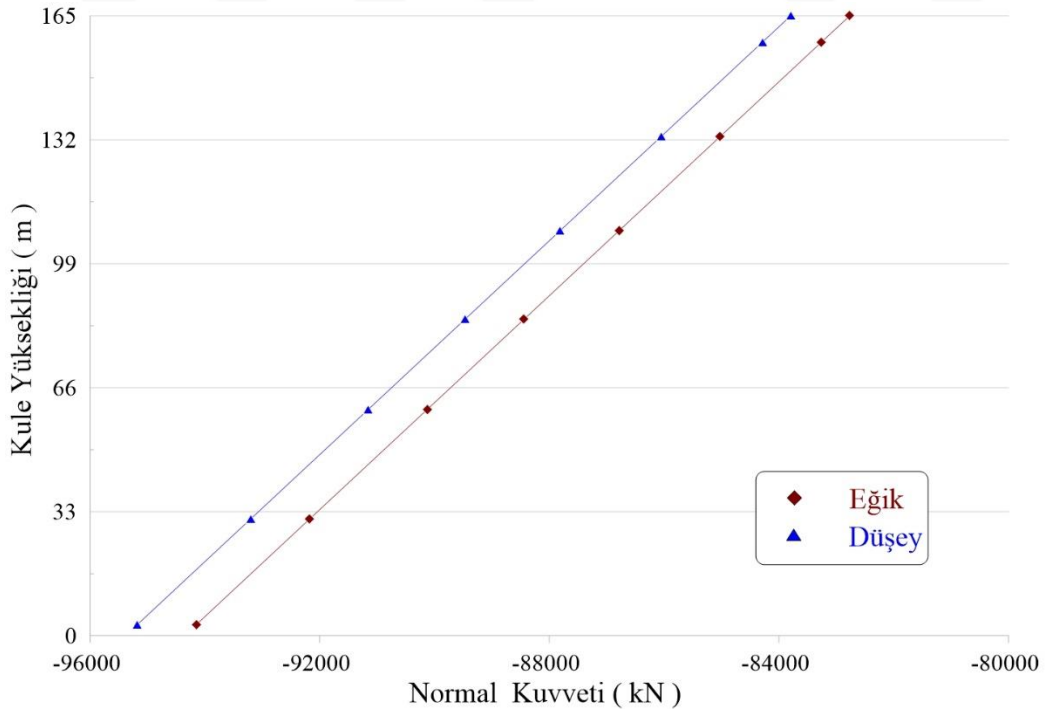
Eğik ve düşey askılı köprülerin üç boyutlu analizinden elde edilen kule normal kuvvetlerinin sonuçları Şekil 3.14’ te verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için maksimum normal kuvveti değeri 94146.15 kN olarak kule alt noktasında elde edilmiştir. Bu değer, düşey askılı köprü için 95174.2 kN olarak kule alt noktasında tespit edilmiştir.



Şekil 3.11. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, iki boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen kesme kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi

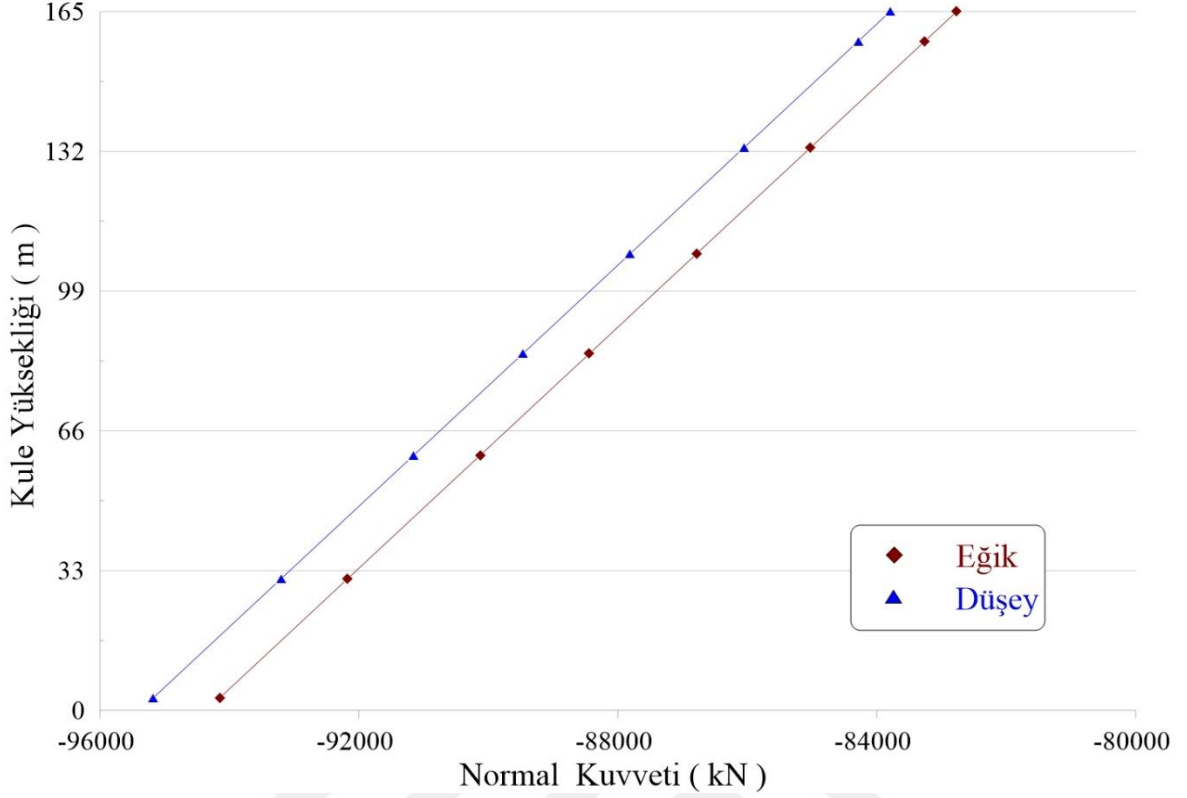


Şekil 3.12. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, üç boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen kesme kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi



Şekil 3.13. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, iki boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen normal kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi



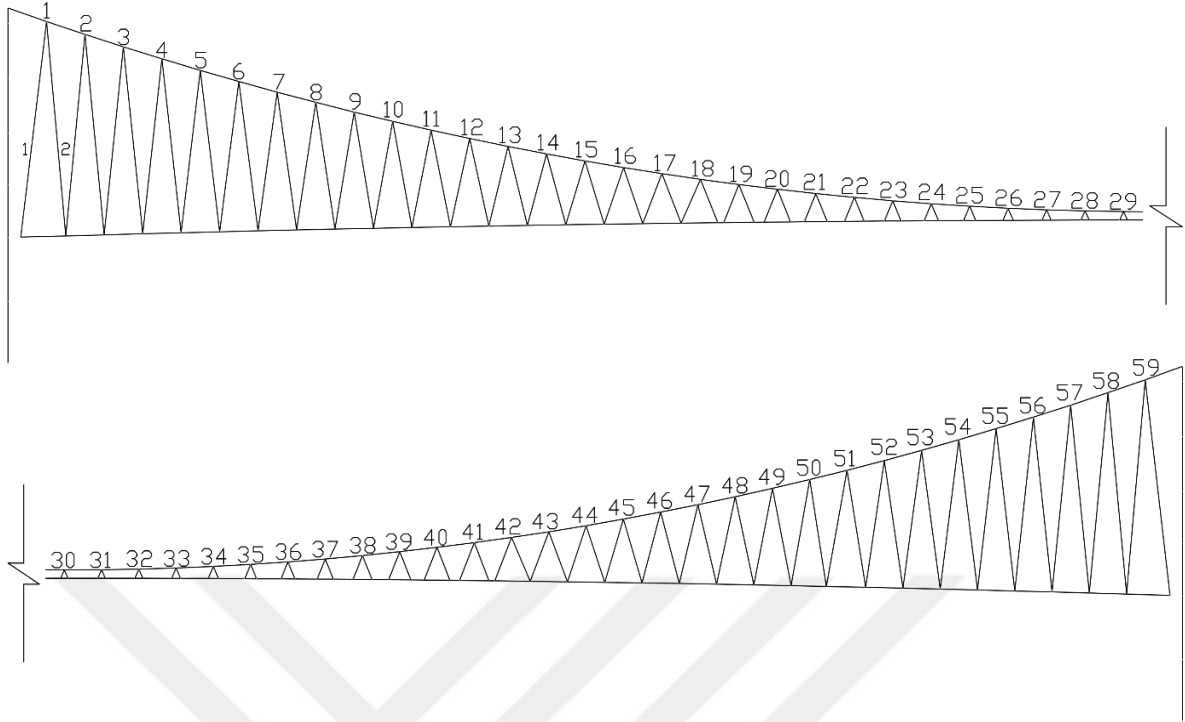


Şekil 3.14. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, üç boyutlu statik analizi sonucunda elde edilen normal kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi

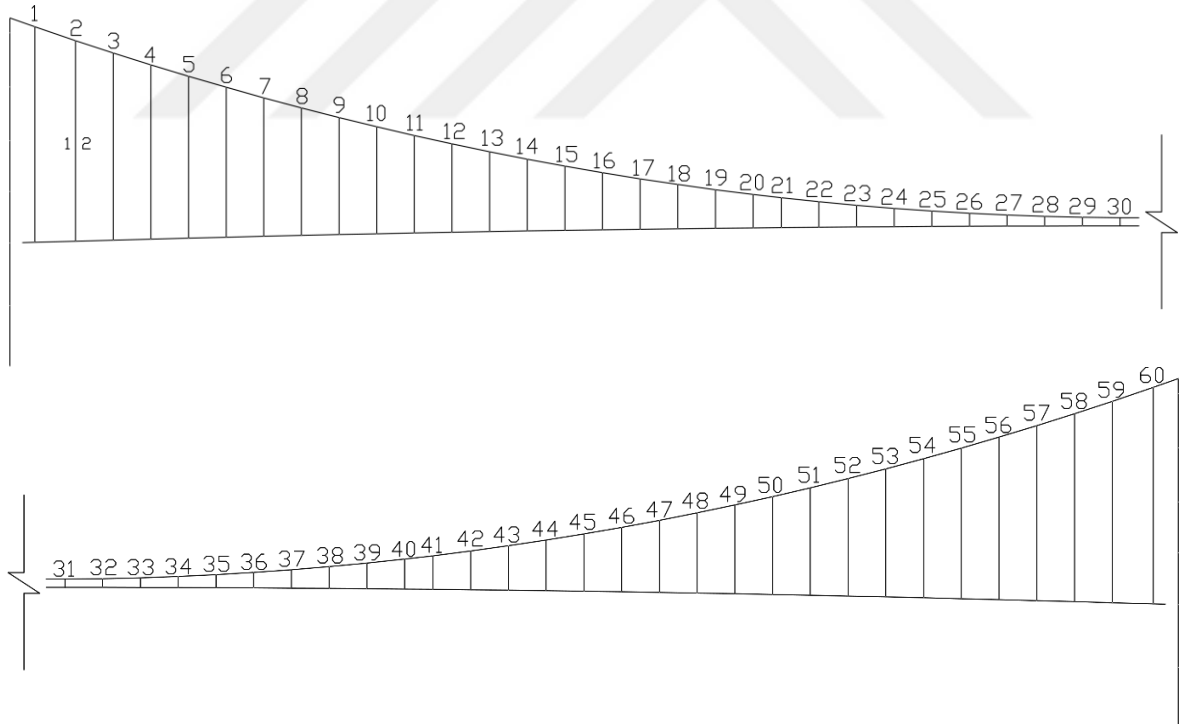
### 3.1.3. Askı Sonuçları

Boğaziçi Köprüsü'nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu statik analizlerdeki askılar normal kuvvetlerinin sonuçları elde edilmiştir. Bu sonuçları daha iyi görmek amacıyla, eğik askılardaki oluşan normal kuvvetlerinin değerleri, düşey askılardaki oluşan normal kuvvetlerinin değerleri ile karşılaştırılmıştır.

Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen askılar normal kuvvetlerinin sonuçları Tablo 3.1' de verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılar için maksimum çekme normal kuvveti değeri 3711.16 kN olarak 36-1 numaralı askıda elde edilmiştir, maksimum basınç normal kuvveti değeri ise -2799.23 kN olarak 24-1 numaralı askıda elde edilmiştir. Bu değerler, düşey askılar için maksimum çekme normal kuvveti değeri 495.23 kN olarak 5-1 ve 5-2 numaralı askılarda tespit edilmiştir, maksimum basınç normal kuvveti değeri ise -295.27 kN olarak 1-1 ve 1-2 numaralı askılarda tespit edilmiştir.



Şekil 3.15. Boğaziçi eğik askılı köprüsü'nün modelindeki askıların isimlendirilmesi



Şekil 3.16. Boğaziçi düşey askılı köprüsü'nün modelindeki askıların isimlendirilmesi

Tablo 3.1. İki boyutlu statik analizdeki eğik ve düşey askıların normal kuvveti değerleri

Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)	Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)
1-1	-998.982	-295.273	16-1	-1482.56	476.0593
1-2	851.3985	-295.273	16-2	2591.884	476.0593
2-1	-435.228	296.53	17-1	-1695.87	475.2588
2-2	1198.261	296.53	17-2	2808.514	475.2588
3-1	-353.637	456.522	18-1	-1978.05	475.653
3-2	1327.018	456.522	18-2	2961.307	475.653
4-1	-358.5	493.8765	19-1	-2025.33	470.944
4-2	1389.34	493.8765	19-2	3043.13	470.944
5-1	-399.157	495.2268	20-1	-2227.46	437.039
5-2	1437.992	495.2268	20-2	3198.14	437.039
6-1	-453.17	490.3605	21-1	-2412.93	406.35
6-2	1492.768	490.3605	21-2	3374.066	406.35
7-1	-518.777	483.4743	22-1	-2583.33	469.0023
7-2	1553.068	483.4743	22-2	3539.122	469.0023
8-1	-586.674	480.472	23-1	-2735.46	477.962
8-2	1626.732	480.472	23-2	3672.848	477.962
9-1	-662.14	479.1618	24-1	-2799.23	475.3695
9-2	1708.769	479.1618	24-2	3710.768	475.3695
10-1	-745.503	477.957	25-1	-2793.77	476.0768
10-2	1799.416	477.957	25-2	3688.199	476.0768
11-1	-837.675	476.5123	26-1	-2643.16	477.057
11-2	1898.91	476.5123	26-2	3489.523	477.057
12-1	-936.33	477.343	27-1	-2280.89	475.8075
12-2	2010.778	477.343	27-2	3076.378	475.8075
13-1	-1050.35	475.1515	28-1	-1655.49	477.002
13-2	2129.811	475.1515	28-2	2391.239	477.002
14-1	-1171.41	476.8073	29-1	-757.339	477.188
14-2	2267.567	476.8073	29-2	1443.541	477.188
15-1	-1315.1	475.9645	30-1	324.1705	471.4713
15-2	2416.459	475.9645	30-2	325.743	471.4713

Tablo 3.1. Devamı

Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)	Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)
31-1	1441.988	471.4713	46-1	2268.485	475.9618
31-2	-755.834	471.4713	46-2	-1171.78	475.9618
32-1	2389.786	477.1885	47-1	2130.97	476.8025
32-2	-1654.13	477.1885	47-2	-1051.55	476.8025
33-1	3075.065	477.0028	48-1	2009.982	475.143
33-2	-2279.69	477.0028	48-2	-941.144	475.143
34-1	3488.346	475.8083	49-1	1885.967	477.3275
34-2	-2642.13	475.8083	49-2	-855.991	477.3275
35-1	3687.112	477.0578	50-1	1748.175	476.4848
35-2	-2792.87	477.0578	50-2	-664.114	476.4848
36-1	3711.162	476.0775	51-1	1774.12	477.9078
36-2	-2799.16	476.0775	51-2	-695.299	477.9078
37-1	3672.299	475.37	52-1	1611.047	479.0733
37-2	-2735.07	475.37	52-2	-591.166	479.0733
38-1	3538.721	477.9625	53-1	1548.124	480.314
38-2	-2582.99	477.9625	53-2	-516.903	480.314
39-1	3373.762	469.0025	54-1	1490.881	483.1988
39-2	-2412.67	469.0025	54-2	-451.162	483.1988
40-1	3197.925	406.3503	55-1	1436.696	489.9055
40-2	-2227.28	406.3503	55-2	-397.829	489.9055
41-1	3042.998	437.0393	56-1	1387.92	494.5643
41-2	-2025.22	437.0393	56-2	-357.333	494.5643
42-1	2961.264	470.944	57-1	1325.811	493.1975
42-2	-1978	470.944	57-2	-351.329	493.1975
43-1	2808.582	475.6528	58-1	1199.348	456.7963
43-2	-1695.88	475.6528	58-2	-428.97	456.7963
44-1	2592.119	475.258	59-1	859.7915	300.9165
44-2	-1482.64	475.258	59-2	-982.644	300.9165
45-1	2416.967	476.0578	60-1	-	-278.046
45-2	-1315.26	476.0578	60-2	-	-278.046

Eğik ve düşey askılı köprülerin üç boyutlu analizinden elde edilen askılar normal kuvvetlerinin sonuçları Tablo 3.2’de verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılar için maksimum çekme normal kuvveti değeri 3711.16 kN olarak 36-1 numaralı askıda elde edilmiştir, maksimum basınç normal kuvveti değeri ise -2799.23 kN olarak 24-1 numaralı askıda elde edilmiştir. Bu değerler, düşey askılar için maksimum çekme normal kuvveti değeri 495.23 kN olarak 5-1 ve 5-2 numaralı askılarda tespit edilmiştir, maksimum basınç normal kuvveti değeri ise -295.3 kN olarak 1-1 ve 1-2 numaralı askılarda tespit edilmiştir.

### 3.2. Modal Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Analizde dikkate alınması gereken yapı modlarının sayısı, tipine bağlıdır. Yüksek binaların analizinde, iki mod toplam tepkinin yaklaşık 90%'ını içerir, bu nedenle yapı davranışını belirlemek için ilk üç modu almak yeterlidir. Barajlarda ise ilk altı modu göz önünde bulundurarak, sonuçları yeterli doğrulukla bulma imkanı sağlamaktadır. Binalar ve barajlar ile karşılaştırıldığında, asma köprüler daha karmaşık yapılardır. Yapılan Çalışmalarda, kule, tabliye ve kabloların asma köprülerin çok çeşitli modlardaki tepkisine önemli katkıları olduğu sonucuna varılmıştır [49]. Dinamik analizde yapı tepkisinin tespiti mod sayısı dikkate alınmasıyla mümkündür. Asma köprülerin iki boyutlu analizinde, ilk 15 modu dikkate almak yeterlidir [50], ancak üç boyutlu analizde ilk 20 modu dikkate almak gerekmektedir [37].

Boğaziçi Köprüsü’nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu modal analizlerdeki mod, periyot ve frekans değerleri elde edilmiştir.

İki boyutlu analiz sonucunda elde edilen ilk 15 moda ait frekans ve periyot değerleri Tablo 3.3’ te verilmektedir. Tablo 3.4’ te 15 moda ait mod şekli ile frekans ve periyot değerleri verilmiştir. Eğik askılı köprü için yapılan modal analizde 6 düşey asimetric mod, 6 düşey simetric mod, 2 kule mod ve 1 boyuna modu elde edilmiştir. Düşey askılı köprü için yapılan modal analizde 7 düşey asimetric mod, 6 düşey simetric mod ve 2 kule modu elde edilmiştir.

Üç boyutlu analiz sonucunda elde edilen ilk 20 moda ait frekans ve periyot değerleri Tablo 3.5’ te verilmektedir. Tablo 3.6’ te 20 moda ait mod şekli ile frekans ve periyot değerleri verilmiştir. Eğik askılı köprü için yapılan modal analizde 3 düşey asimetric mod, 4 düşey simetric mod, 6 yanal mod, 1 kule mod, 4 kablo mod ve 2 burulma modu elde edilmiştir.

Tablo 3.2. Üç boyutlu statik analizdeki eğik ve düşey askıların normal kuvveti değerleri

Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)	Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)
1-1	-998.981	-295.273	16-1	-1482.56	476.059
1-2	851.399	-295.273	16-2	2591.884	476.059
2-1	-435.228	296.53	17-1	-1695.87	475.2585
2-2	1198.261	296.53	17-2	2808.514	475.2585
3-1	-353.636	456.522	18-1	-1978.05	475.653
3-2	1327.017	456.522	18-2	2961.307	475.653
4-1	-358.5	493.8765	19-1	-2025.33	470.944
4-2	1389.339	493.8765	19-2	3043.13	470.944
5-1	-399.157	495.2265	20-1	-2227.46	437.039
5-2	1437.992	495.2265	20-2	3198.14	437.039
6-1	-453.17	490.3605	21-1	-2412.93	406.35
6-2	1492.768	490.3605	21-2	3374.065	406.35
7-1	-518.777	483.4745	22-1	-2583.33	469.0025
7-2	1553.068	483.4745	22-2	3539.122	469.0025
8-1	-586.674	480.472	23-1	-2735.46	477.962
8-2	1626.731	480.472	23-2	3672.848	477.962
9-1	-662.14	479.162	24-1	-2799.23	475.3695
9-2	1708.768	479.162	24-2	3710.768	475.3695
10-1	-745.503	477.957	25-1	-2793.77	476.0765
10-2	1799.416	477.957	25-2	3688.198	476.0765
11-1	-837.675	476.512	26-1	-2643.16	477.057
11-2	1898.91	476.512	26-2	3489.523	477.057
12-1	-936.33	477.343	27-1	-2280.89	475.8075
12-2	2010.778	477.343	27-2	3076.378	475.8075
13-1	-1050.35	475.1515	28-1	-1655.49	477.002
13-2	2129.811	475.1515	28-2	2391.239	477.002
14-1	-1171.41	476.8075	29-1	-757.339	477.188
14-2	2267.567	476.8075	29-2	1443.541	477.188
15-1	-1315.1	475.9645	30-1	324.17	471.471
15-2	2416.459	475.9645	30-2	325.743	471.471

Tablo 3.2. Devamı

Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)	Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)
31-1	1441.988	471.4715	46-1	2268.485	475.9615
31-2	-755.833	471.4715	46-2	-1171.78	475.9615
32-1	2389.786	477.1885	47-1	2130.97	476.8025
32-2	-1654.13	477.1885	47-2	-1051.55	476.8025
33-1	3075.065	477.003	48-1	2009.982	475.143
33-2	-2279.69	477.003	48-2	-941.143	475.143
34-1	3488.346	475.808	49-1	1885.967	477.3275
34-2	-2642.13	475.808	49-2	-855.991	477.3275
35-1	3687.112	477.058	50-1	1748.175	476.4845
35-2	-2792.87	477.058	50-2	-664.114	476.4845
36-1	3711.162	476.0775	51-1	1774.12	477.9075
36-2	-2799.16	476.0775	51-2	-695.299	477.9075
37-1	3672.299	475.37	52-1	1611.047	479.0735
37-2	-2735.07	475.37	52-2	-591.166	479.0735
38-1	3538.72	477.9625	53-1	1548.124	480.314
38-2	-2582.99	477.9625	53-2	-516.903	480.314
39-1	3373.762	469.0025	54-1	1490.881	483.1985
39-2	-2412.68	469.0025	54-2	-451.162	483.1985
40-1	3197.925	406.35	55-1	1436.696	489.9055
40-2	-2227.28	406.35	55-2	-397.829	489.9055
41-1	3042.998	437.0395	56-1	1387.919	494.5645
41-2	-2025.22	437.0395	56-2	-357.333	494.5645
42-1	2961.264	470.944	57-1	1325.811	493.1975
42-2	-1978	470.944	57-2	-351.329	493.1975
43-1	2808.582	475.6525	58-1	1199.348	456.7965
43-2	-1695.88	475.6525	58-2	-428.97	456.7965
44-1	2592.119	475.258	59-1	859.792	300.9165
44-2	-1482.64	475.258	59-2	-982.644	300.9165
45-1	2416.966	476.0575	60-1	-	-278.046
45-2	-1315.26	476.0575	60-2	-	-278.046

Tablo 3.3. İki boyutlu modal analizdeki mod, periyot ve frekans değerleri

Mod No	Eğik		Düşey	
	Periyot ( s )	Frekans ( Hz )	Periyot ( s )	Frekans ( Hz )
1	8.310207	0.1203339	9.757008	0.1024904
2	6.223661	0.1606771	6.968679	0.1434992
3	4.544884	0.2200276	6.644888	0.1504916
4	3.626761	0.2757281	4.971459	0.2011482
5	2.745952	0.3641725	4.158421	0.2404759
6	2.237053	0.4470166	3.174171	0.3150429
7	1.810816	0.5522373	2.548476	0.3923914
8	1.750759	0.5711809	2.079493	0.4808866
9	1.518867	0.6583856	1.732162	0.5773133
10	1.416273	0.7060788	1.459828	0.6850121
11	1.396806	0.7159192	1.42931	0.6996383
12	1.301553	0.7683128	1.411271	0.7085809
13	1.120539	0.8924277	1.24737	0.8016866
14	0.974374	1.0262997	1.075469	0.9298269
15	0.855924	1.1683283	0.935026	1.0694893

Düşey askılı köprü için yapılan modal analizde 4 düşey asimetric mod, 4 düşey simetric mod, 5 yanal mod, 1 kule mod, 4 kablo mod ve 2 burulma modu elde edilmiştir.



Tablo 3.4. İki boyutlu modal analizdeki mod şekilleri ve periyot-frekans değerleri

Mod No	Eğik			Düşey		
	Mod Şekli	Periyot (s)	Frekans (Hz)	Mod Şekli	Periyot (s)	Frekans (Hz)
1	Düşey-Asimetrik	8.3102	0.1203	Düşey-Asimetrik	9.7570	0.1025
2	Düşey-Simetrik	6.2237	0.1607	Düşey-Asimetrik	6.9687	0.1435
3	Düşey-Simetrik	4.5449	0.2200	Düşey-Simetrik	6.6449	0.1505
4	Düşey-Asimetrik	3.6268	0.2757	Düşey-Simetrik	4.9715	0.2011
5	Düşey-Simetrik	2.7460	0.3642	Düşey-Asimetrik	4.1584	0.2405
6	Düşey-Asimetrik	2.2371	0.4470	Düşey-Simetrik	3.1742	0.3150
7	Düşey-Simetrik	1.8108	0.5522	Düşey-Asimetrik	2.5485	0.3924
8	Boyuna-Asimetrik	1.7508	0.5712	Düşey-Simetrik	2.0795	0.4809
9	Düşey-Asimetrik	1.5189	0.6584	Düşey-Asimetrik	1.7322	0.5773
10	Kule	1.4163	0.7061	Düşey-Simetrik	1.4598	0.6850
11	Kule	1.3968	0.7159	Kule	1.4293	0.6996
12	Düşey-Simetrik	1.3016	0.7683	Kule	1.4113	0.7086
13	Düşey-Asimetrik	1.1205	0.8924	Düşey-Asimetrik	1.2474	0.8017
14	Düşey-Simetrik	0.9744	1.0263	Düşey-Simetrik	1.0755	0.9298
15	Düşey-Asimetrik	0.8559	1.1683	Düşey-Asimetrik	0.9350	1.0695

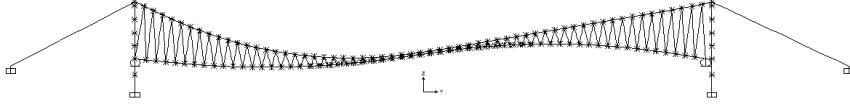
Tablo 3.5. Üç boyutlu modal analizdeki mod, periyot ve frekans değerleri

Mod No	Eğik		Düşey	
	Periyot ( s )	Frekans ( Hz )	Periyot ( s )	Frekans ( Hz )
1	8.865448	0.1127975	9.757024	0.1024903
2	8.310219	0.1203338	9.121072	0.1096362
3	6.224324	0.1606600	6.968709	0.1434986
4	4.545587	0.2199936	6.645353	0.1504811
5	3.973993	0.2516361	4.972201	0.2011182
6	3.828097	0.2612264	4.158429	0.2404755
7	3.642973	0.2745011	3.901984	0.2562799
8	3.626769	0.2757275	3.706841	0.2697715
9	3.553838	0.2813859	3.527145	0.2835154
10	2.912606	0.3433352	3.500538	0.2856704
11	2.745959	0.3641714	3.174207	0.3150393
12	2.544506	0.3930036	3.010867	0.3321303
13	2.497747	0.4003608	2.548493	0.3923887
14	2.353785	0.4248477	2.406584	0.4155268
15	2.237313	0.4469646	2.317029	0.4315872
16	2.164803	0.4619357	2.281676	0.4382743
17	2.162362	0.4624572	2.182442	0.4582024
18	2.061792	0.4850150	2.079501	0.4808846
19	1.956411	0.5111400	2.038481	0.4905613
20	1.810831	0.5522326	2.035289	0.4913306

Tablo 3.6. Üç boyutlu modal analizdeki mod şekilleri ve periyot-frekans değerleri

Mod No	Eğik			Düşey		
	Mod Şekli	Periyot (s)	Frekans (Hz)	Mod Şekli	Periyot (s)	Frekans (Hz)
1	Yanal-Simetrik	8.8654	0.1128	Düşey-Asimetrik	9.7570	0.1025
2	Düşey-Asimetrik	8.3102	0.1203	Yanal-Simetrik	9.1211	0.1096
3	Düşey-Simetrik	6.2243	0.1607	Düşey-Asimetrik	6.9687	0.1435
4	Düşey-Simetrik	4.5456	0.2200	Düşey-Simetrik	6.6454	0.1505
5	Yanal-Asimetrik	3.9740	0.2516	Düşey-Simetrik	4.9722	0.2011
6	Kablo-Yanal-Simetrik	3.8281	0.2612	Düşey-Asimetrik	4.1584	0.2405
7	Kablo-Yanal-Asimetrik	3.6430	0.2745	Yanal-Asimetrik	3.9020	0.2563
8	Düşey-Asimetrik	3.6268	0.2757	Kablo-Yanal-Simetrik	3.7068	0.2698
9	Yanal-Simetrik	3.5538	0.2814	Kablo-Yanal-Asimetrik	3.5271	0.2835
10	Yanal-Asimetrik	2.9126	0.3433	Yanal-Simetrik	3.5005	0.2857
11	Düşey-Simetrik	2.7460	0.3642	Düşey-Simetrik	3.1742	0.3150
12	Yanal-Simetrik	2.5445	0.3930	Yanal-Asimetrik	3.0109	0.3321
13	Kablo-Yanal-Simetrik	2.4977	0.4004	Düşey-Asimetrik	2.5485	0.3924
14	Yanal-Asimetrik	2.3538	0.4248	Yanal-Simetrik	2.4066	0.4155
15	Düşey-Asimetrik	2.2373	0.4470	Kablo-Yanal-Simetrik	2.3170	0.4316
16	Burulma	2.1648	0.4619	Kule-Yanal-Asimetrik	2.2817	0.4383
17	Kablo-Yanal-Asimetrik	2.1624	0.4625	Burulma	2.1824	0.4582
18	Burulma	2.0618	0.4850	Düşey-Simetrik	2.0795	0.4809
19	Kule-Yanal-Asimetrik	1.9564	0.5111	Kablo-Yanal-Asimetrik	2.0385	0.4906
20	Düşey-Simetrik	1.8108	0.5522	Burulma	2.0353	0.4913

Eğik



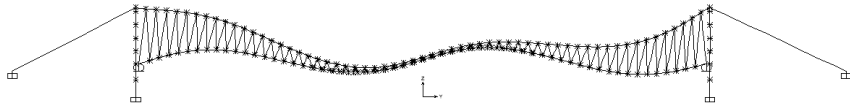
Mod 1 Düşey-Asimetrik 8.3102 s 0.1203 Hz



Mod 2 Düşey-Simetrik 6.2237 s 0.1607 Hz

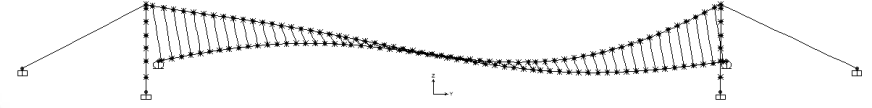


Mod 3 Düşey-Simetrik 4.4459 s 0.2200 Hz

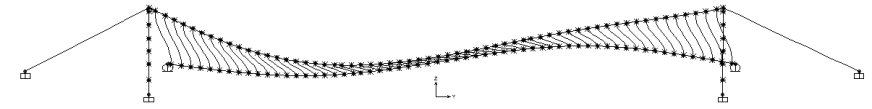


Mod 4 Düşey-Asimetrik 3.6268 s 0.2757 Hz

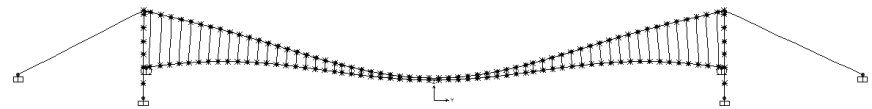
Düşey



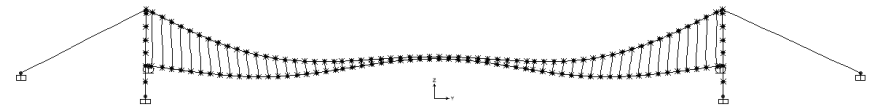
Mod 1 Düşey-Asimetrik 9.757 s 0.1025 Hz



Mod 2 Düşey-Asimetrik 6.9687 s 0.1435 Hz



Mod 3 Düşey-Simetrik 6.6449 s 0.1505 Hz



Mod 4 Düşey-Simetrik 4.9715 s 0.2011 Hz

Şekil 3.17. İki boyutlu modal analizdeki mod şekilleri ve periyot-frekans değerleri

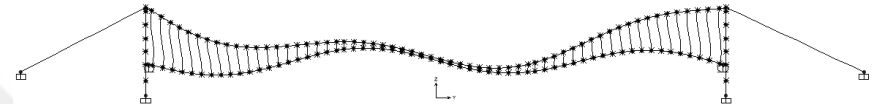
Şekil 3.17. Devamı

Eğik

Düsey



Mod 5 Düşey-Simetrik 2.7460 s 0.3642 Hz



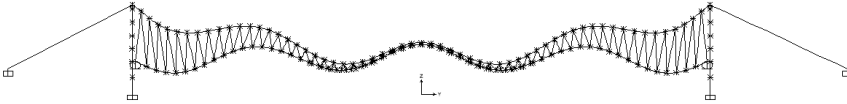
Mod 5 Düşey-Asimetrik 4.1584 s 0.2405 Hz



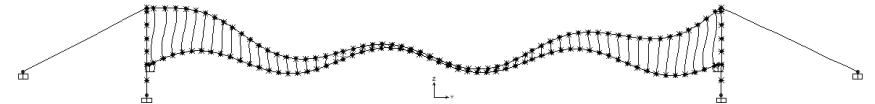
Mod 6 Düşey-Asimetrik 2.2371 s 0.4470 Hz



Mod 6 Düşey-Simetrik 3.1742 s 0.3150 Hz



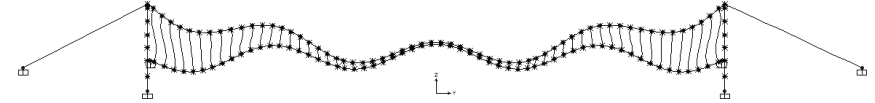
Mod 7 Düşey-Simetrik 1.8108 s 0.5522 Hz



Mod 7 Düşey-Asimetrik 2.5485 s 0.3924 Hz



Mod 8 Boyuna-Asimetrik 1.7508 s 0.5712 Hz



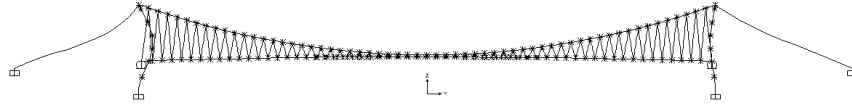
Mod 8 Düşey-Simetrik 2.0795 s 0.4809 Hz

Şekil 3.17. Devamı

Eğik



Mod 9 Düşey-Asimetrik 1.5189 s 0.6584 Hz



Mod 10 Kule 1.4163 s 0.7061 Hz



Mod 11 Kule 1.3968 s 0.7159 Hz



Mod 12 Düşey-Simetrik 1.3016 s 0.7683 Hz

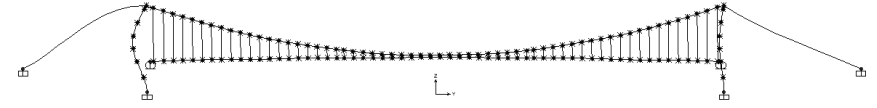
Düşey



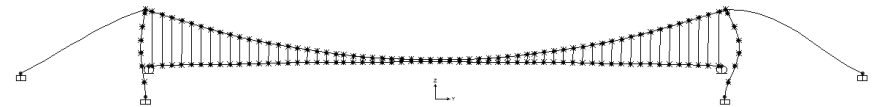
Mod 9 Düşey-Asimetrik 1.7322 s 0.5773 Hz



Mod 10 Düşey-Simetrik 1.4598 s 0.6850 Hz



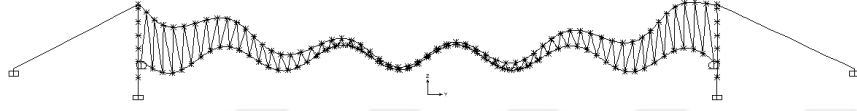
Mod 11 Kule 1.4293 s 0.6996 Hz



Mod 11 Kule 1.4113 s 0.7086 Hz

Şekil 3.17. Devamı

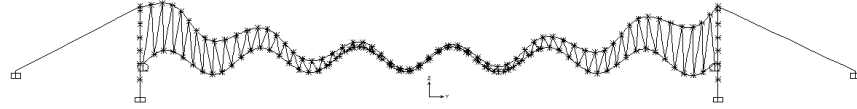
Eğik



Mod 13 Düşey-Asimetrik 1.1205 s 0.8924 Hz

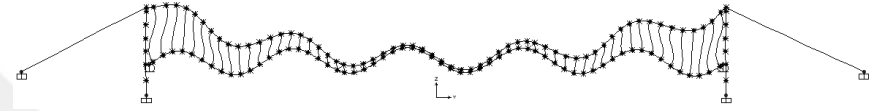


Mod 14 Düşey-Simetrik 0.9744 s 1.0263 Hz



Mod 15 Düşey-Asimetrik 0.8559 s 1.1683 Hz

Düşey



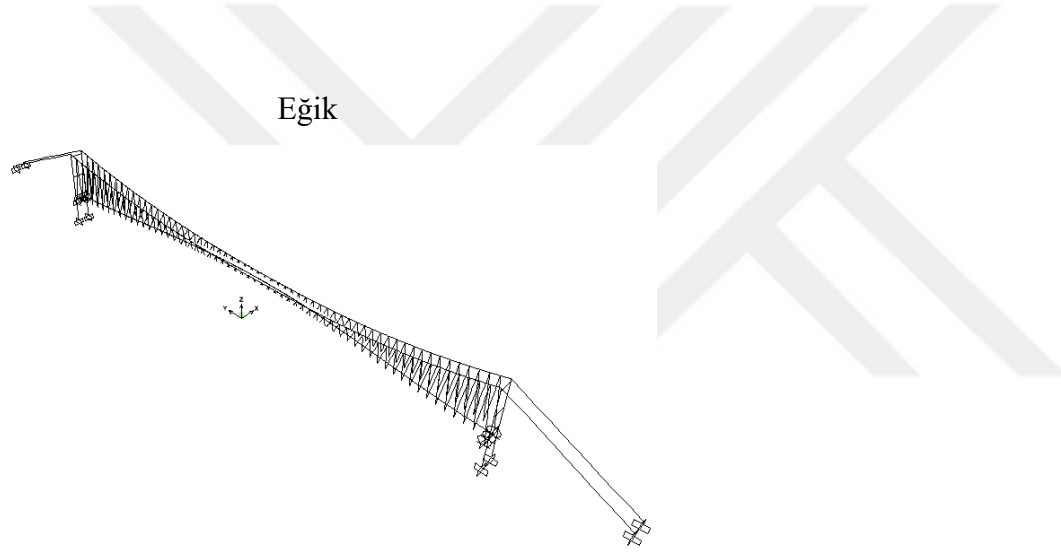
Mod 13 Düşey-Asimetrik 1.2474 s 0.8017 Hz



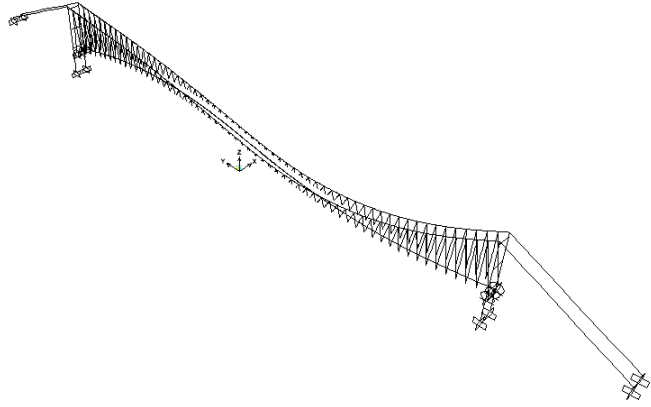
Mod 14 Düşey-Simetrik 1.0755 s 0.9298 Hz



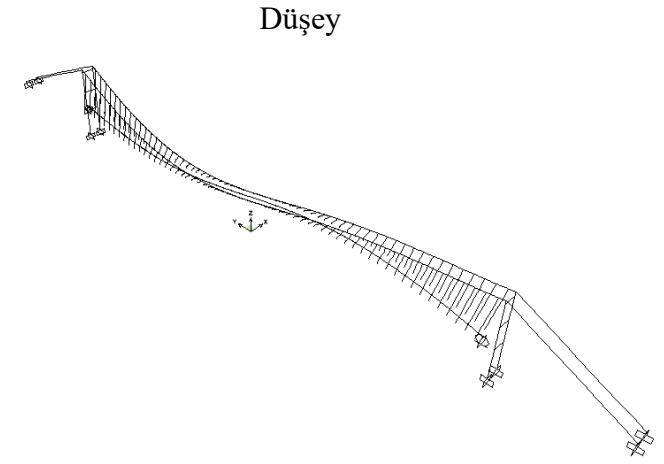
Mod 15 Düşey-Asimetrik 0.9350 s 1.0695 Hz



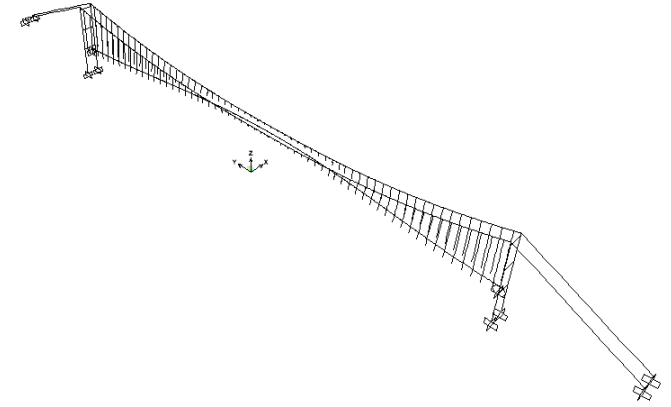
Mod 1 Yanal-Simetrik 8.8654 s 0.1128 Hz



Mod 2 Düşey-Asimetrik 8.3102 s 0.1203 Hz



Mod 1 Düşey-Asimetrik 9.7570 s 0.1025 Hz



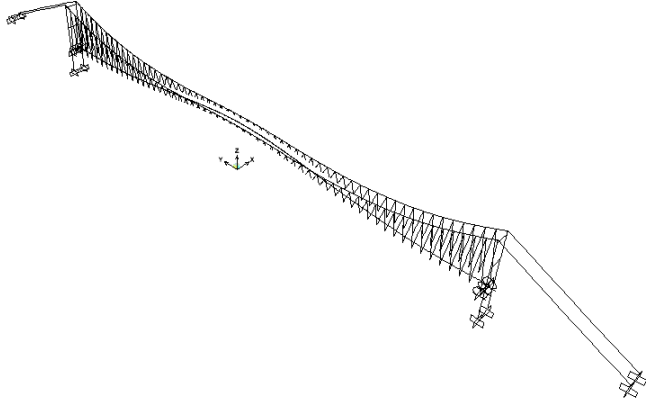
Mod 2 Yanal-Simetrik 9.1211 s 0.1096 Hz

Şekil 3.18. Üç boyutlu modal analizdeki mod şekilleri ve periyot-frekans değerleri

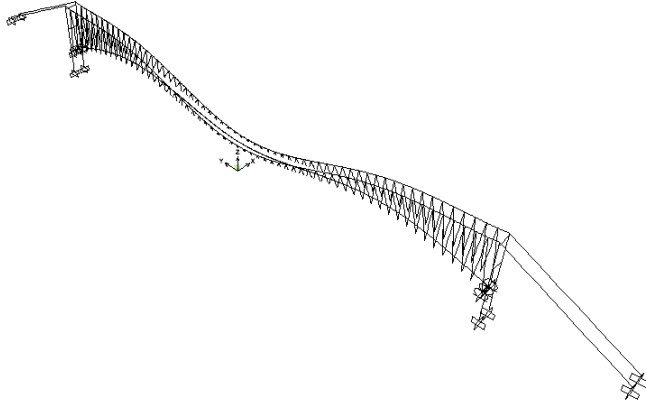


Şekil 3.18. Devamı

Eğik

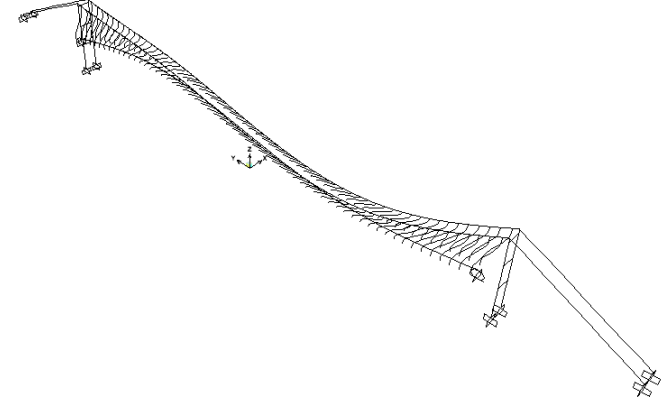


Mod 3 Düşey-Simetrik 6.2243 s 0.1607 Hz

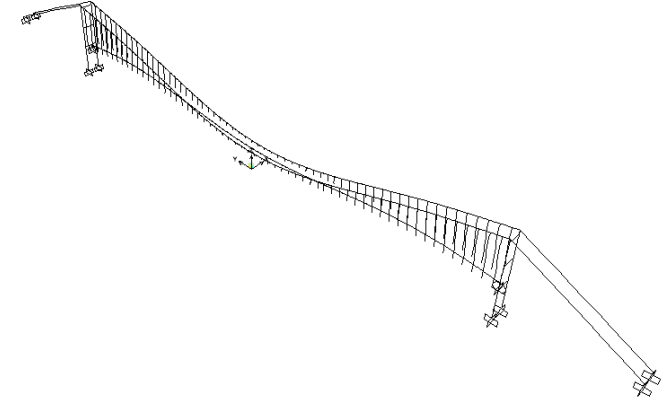


Mod 4 Düşey-Simetrik 4.5456 s 0.2200 Hz

Düşey



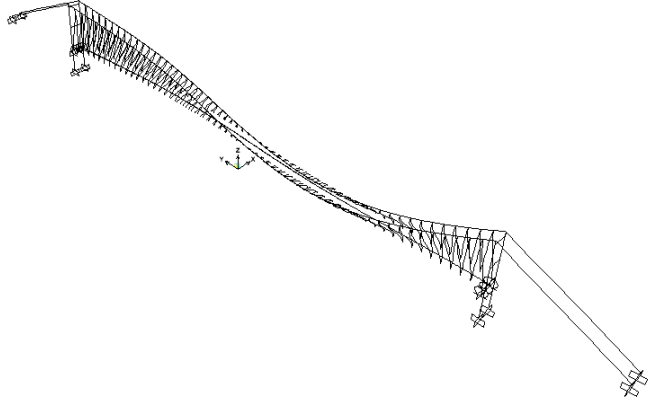
Mod 3 Düşey-Asimetrik 6.9687 s 0.1435 Hz



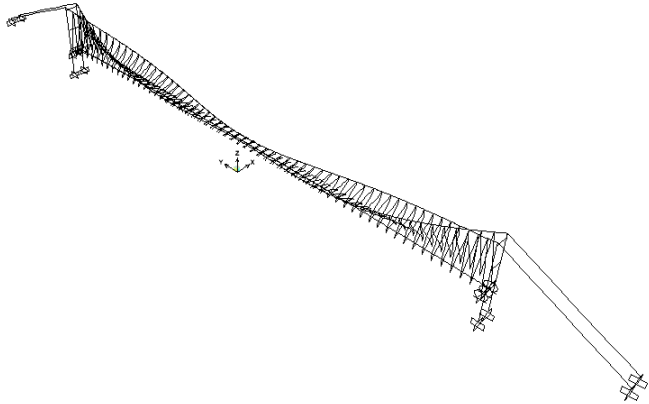
Mod 4 Düşey-Simetrik 6.6454 s 0.1505 Hz

Şekil 3.18. Devamı

Eğik

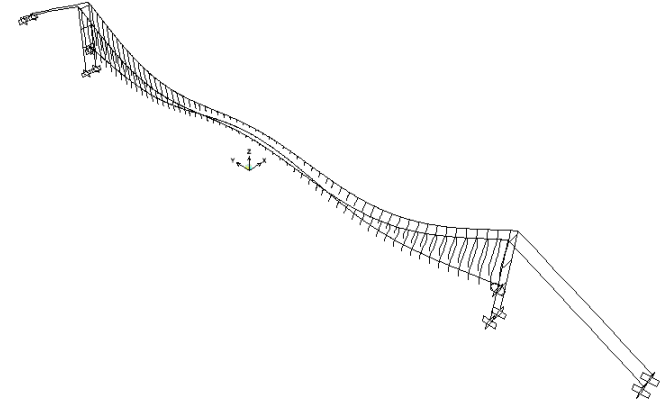


Mod 5 Yanal-Asimetrik 3.9740 s 0.2516 Hz

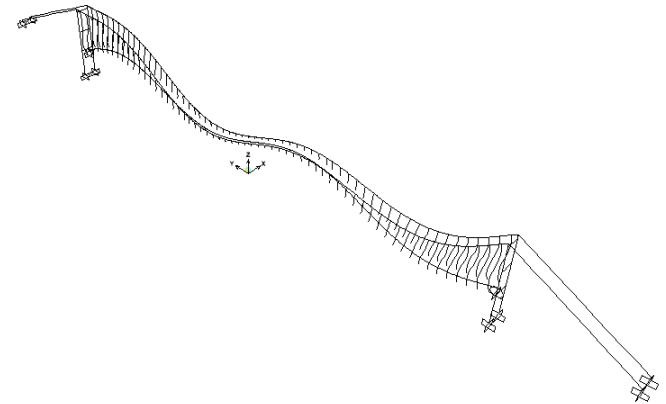


Mod 6 Kablo-Yanal-Simetrik 3.8281 s 0.2612 Hz

Düşey



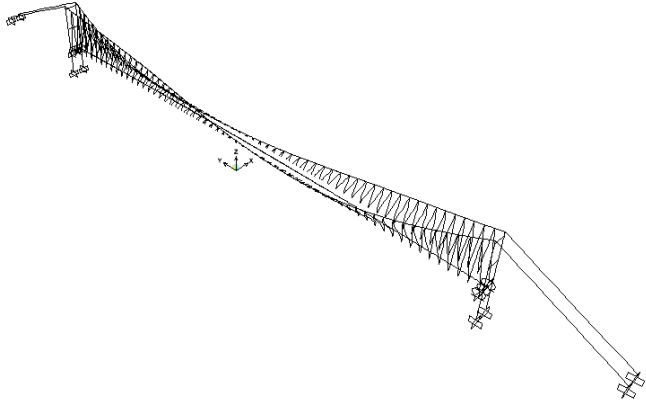
Mod 5 Düşey-Simetrik 4.9722 s 0.2011 Hz



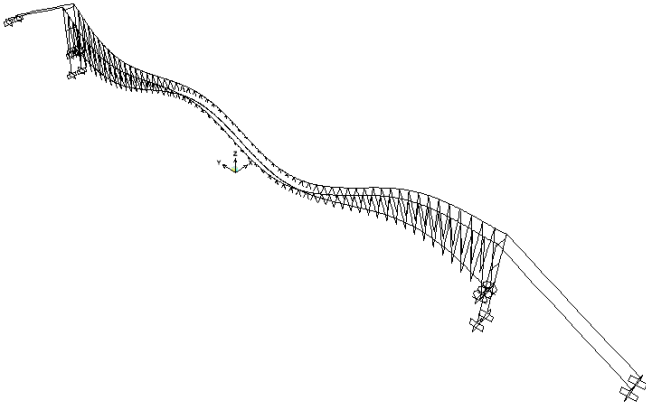
Mod 6 Düşey-Asimetrik 4.1584 s 0.2405 Hz

Şekil 3.18. Devamı

Eğik

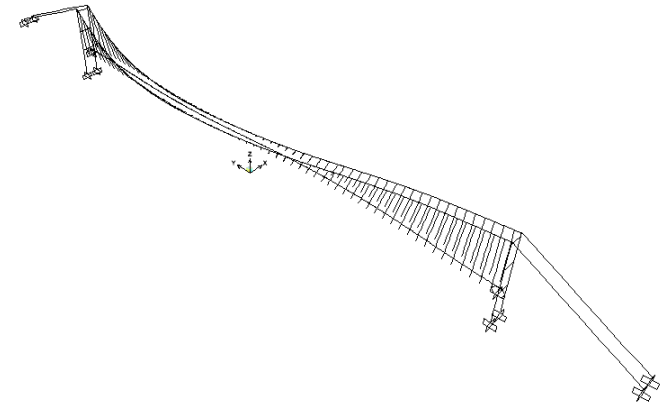


Mod 7 Kablo-Yanal-Asimetrik 3.6430 s 0.2745 Hz

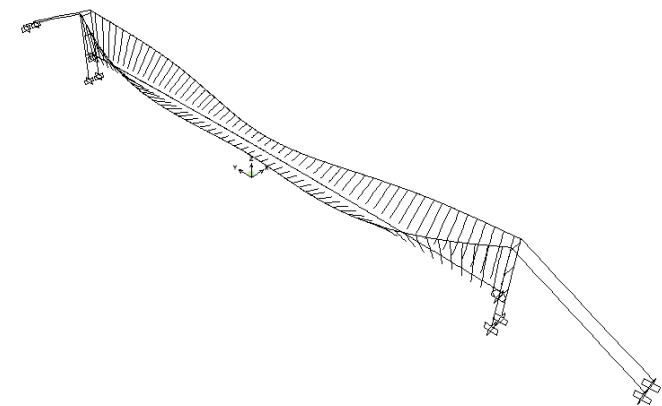


Mod 8 Düşey-Asimetrik 3.6268 s 0.2757 Hz

Düşey



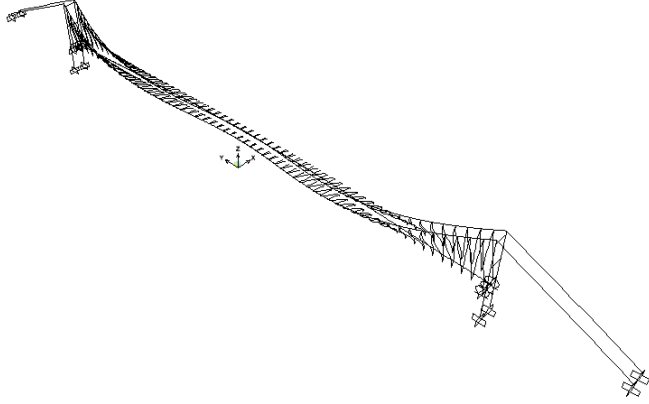
Mod 7 Yanal-Asimetrik 3.9020 s 0.2563 Hz



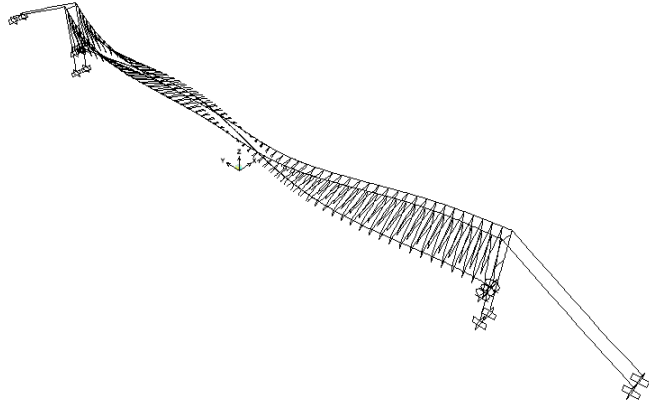
Mod 8 Kablo-Yanal-Simetrik 3.7068 s 0.2698 Hz

Şekil 3.18. Devamı

Eğik

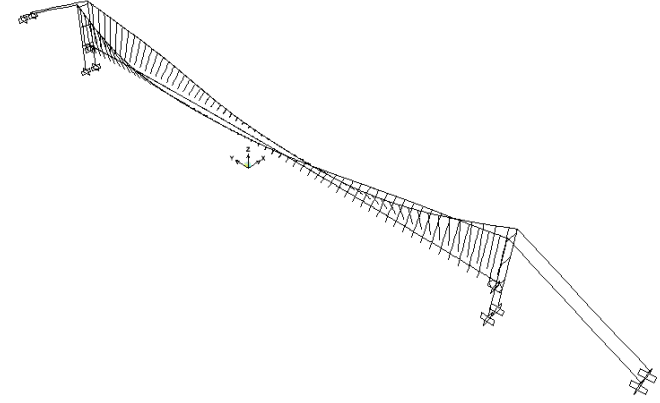


Mod 9 Yanal-Simetrik 3.5538 s 0.2814 Hz

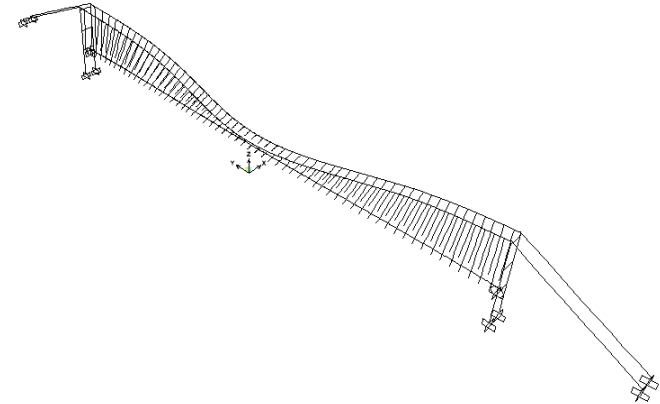


Mod 10 Yanal-Asimetrik 2.9126 s 0.3433 Hz

Düşey



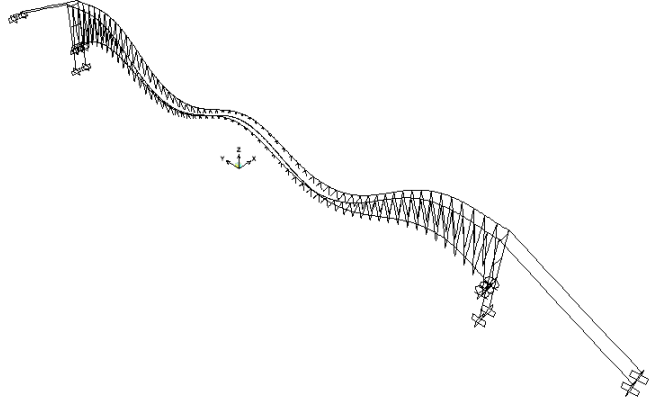
Mod 9 Kablo-Yanal-Asimetrik 3.5271 s 0.2835 Hz



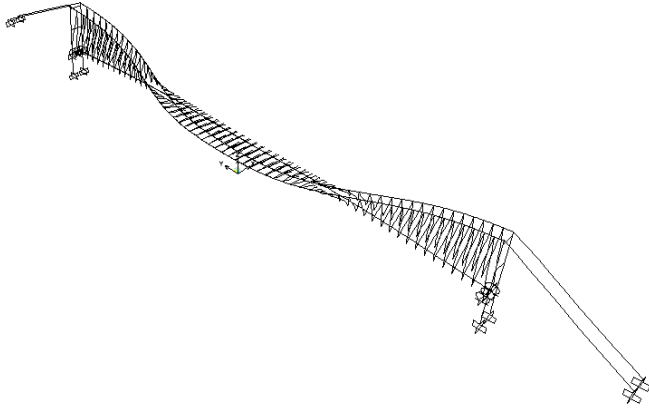
Mod 10 Yanal-Simetrik 3.5005 s 0.2857 Hz

Şekil 3.18. Devamı

Eğik

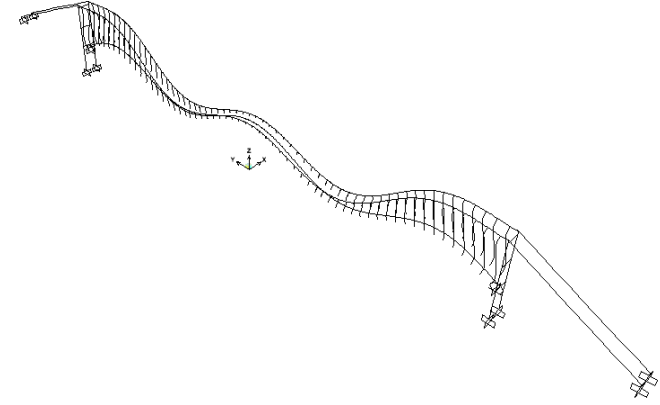


Mod 11 Düşey-Simetrik 2.7460 s 0.3642 Hz

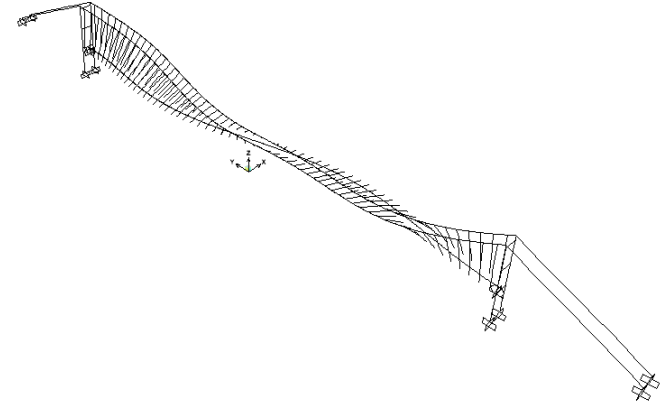


Mod 12 Yanal-Simetrik 2.5445 s 0.3930 Hz

Düşey



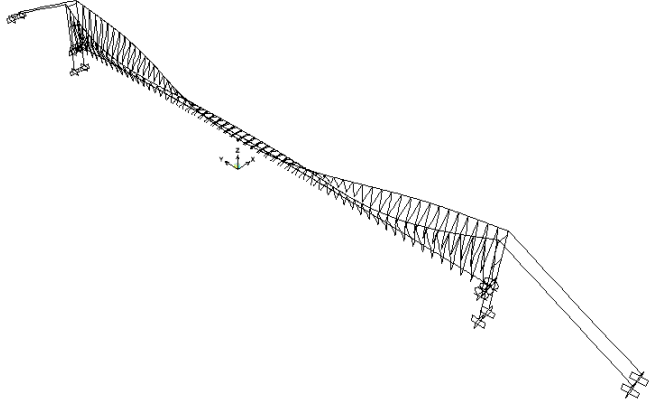
Mod 11 Düşey-Simetrik 3.1742 s 0.3150 Hz



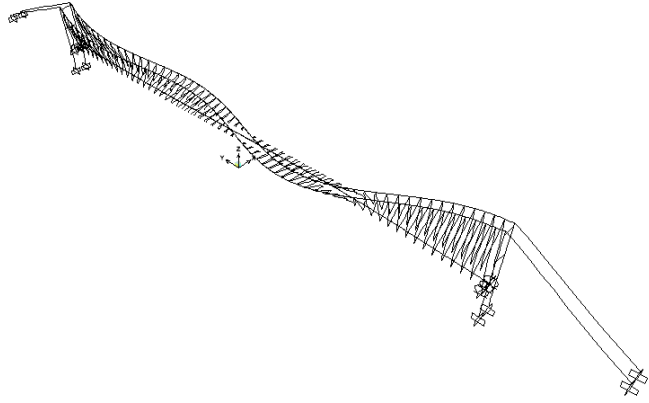
Mod 12 Yanal-Asimetrik 3.0109 s 0.3321 Hz

Şekil 3.18. Devamı

Eğik

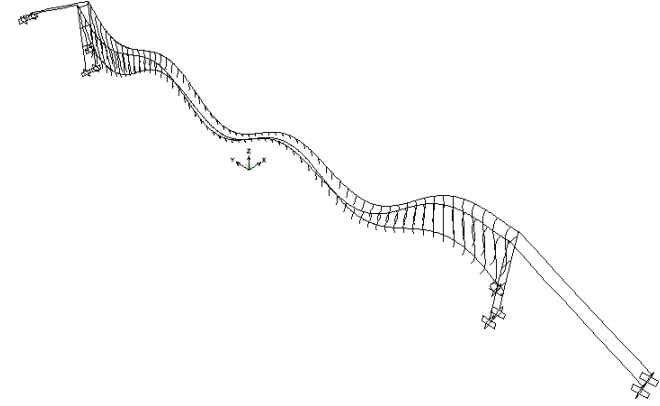


Mod 13 Kablo-Yanal-Simetrik 2.4977 s 0.4004 Hz

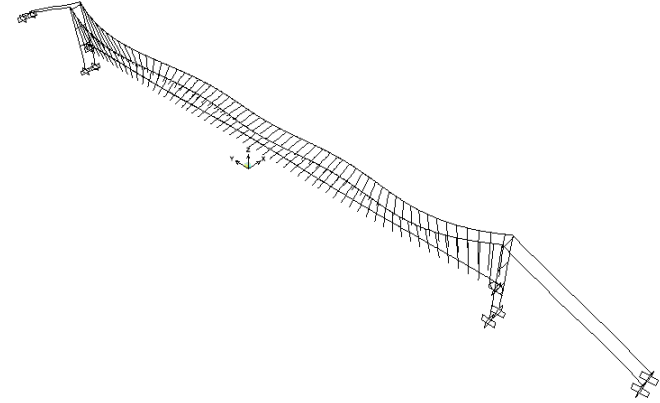


Mod 14 Yanal-Asimetrik 2.3538 s 0.4248 Hz

Düşey



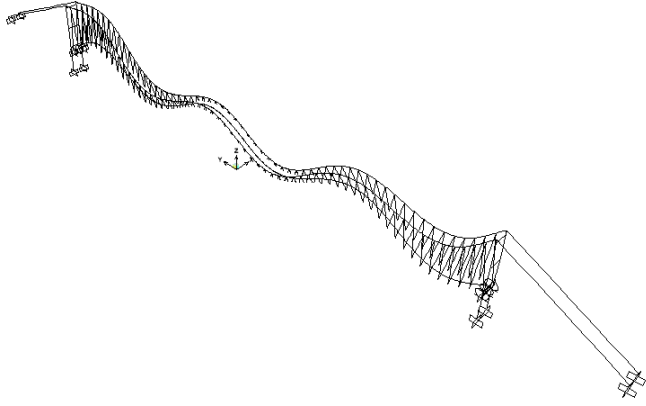
Mod 13 Düşey-Asimetrik 2.5485 s 0.3924 Hz



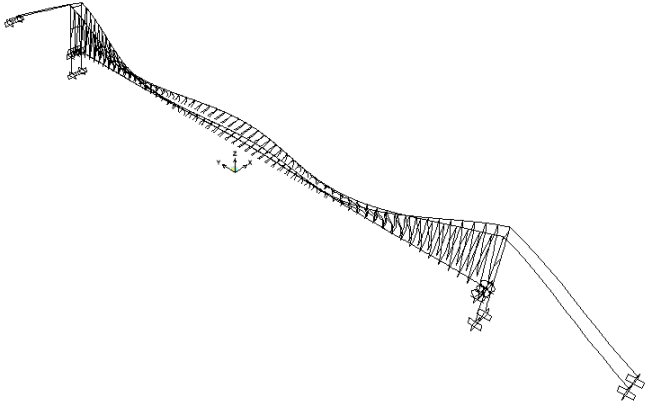
Mod 14 Yanal-Simetrik 2.4066 s 0.4155 Hz

Şekil 3.18. Devamı

Eğik

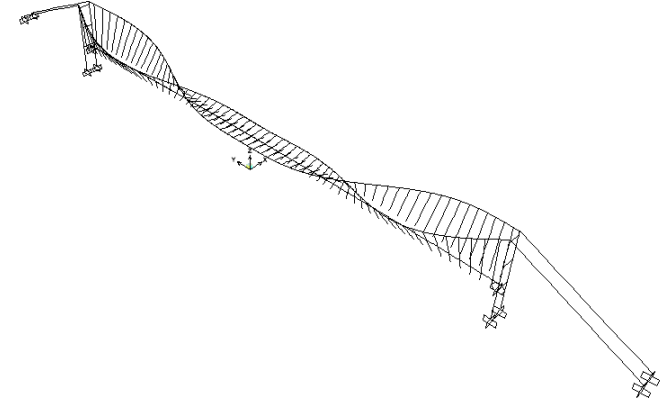


Mod 15 Düşey-Asimetrik 2.2373 s 0.4470 Hz

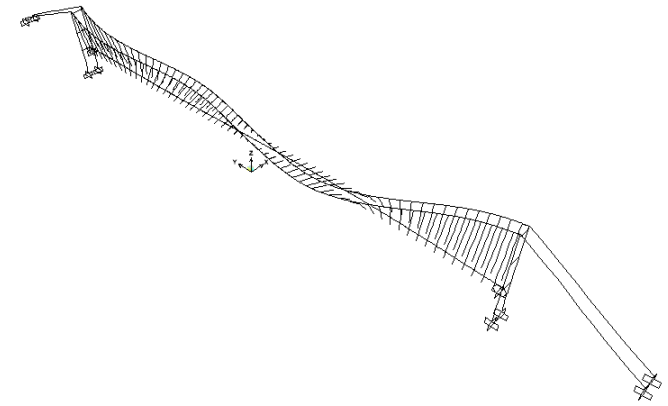


Mod 16 Burulma 2.1648 s 0.4619 Hz

Düşey



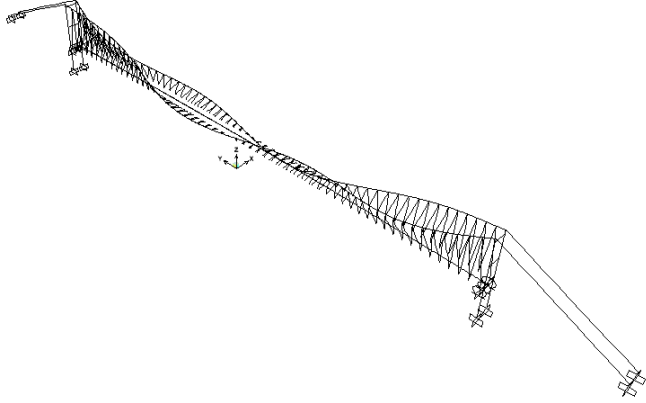
Mod 15 Kablo-Yanal-Simetrik 2.3170 s 0.4316 Hz



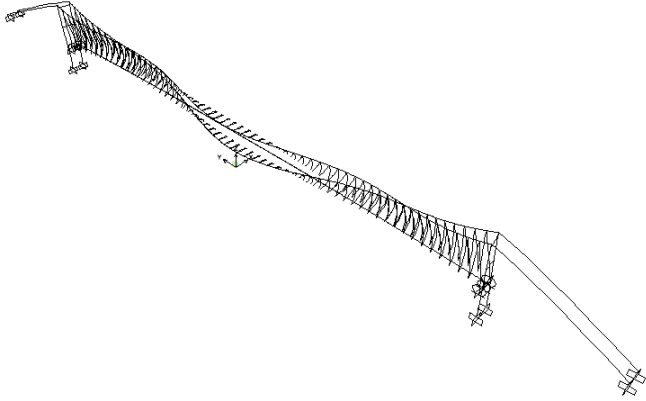
Mod 16 Kule-Yanal-Asimetrik 2.2817 s 0.4383 Hz

Şekil 3.18. Devamı

Eğik

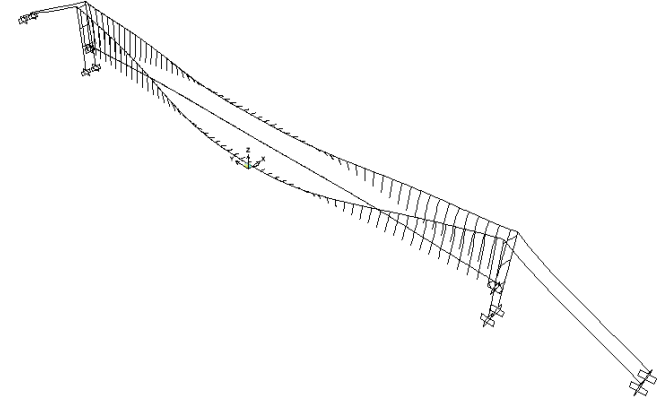


Mod 17 Kablo-Yanal-Asimetrik 2.1624 s 0.4625 Hz

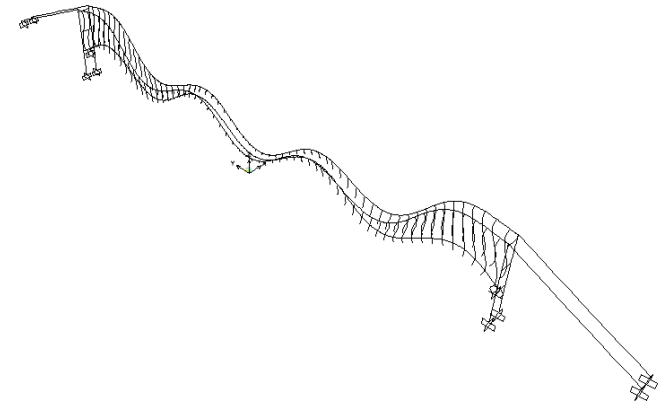


Mod 18 Burulma 2.0618 s 0.4850 Hz

Düşey



Mod 17 Burulma 2.1824 s 0.4582 Hz

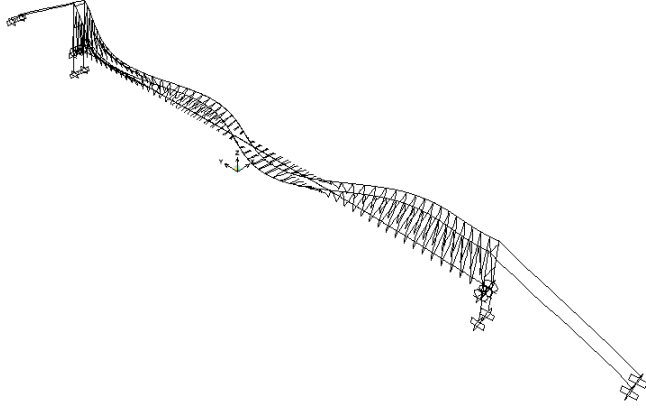


Mod 18 Düşey-Simetrik 2.0795 s 0.4809 Hz

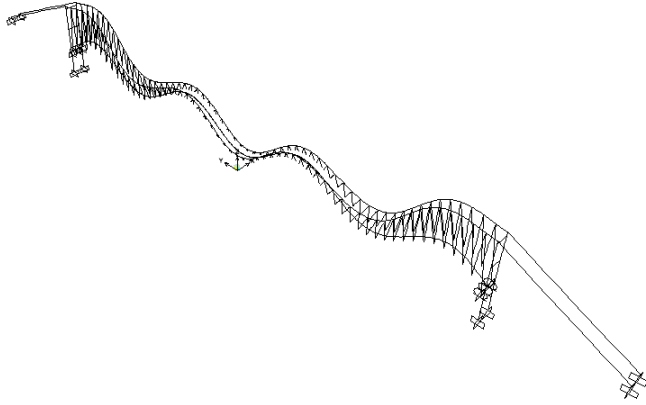


Şekil 3.18. Devamı

Eğik

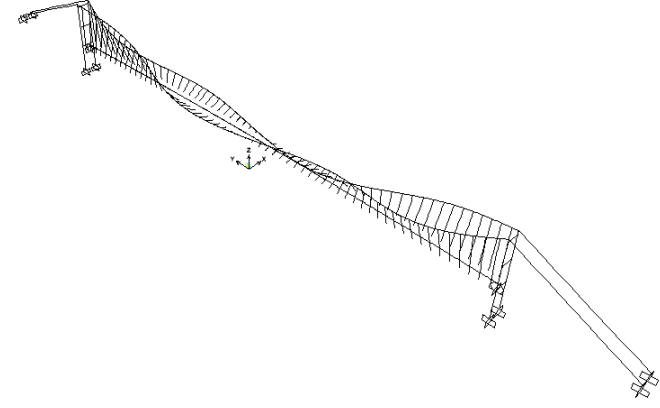


Mod 19 Kule-Yanal-Asimetrik 1.9564 s 0.5111 Hz

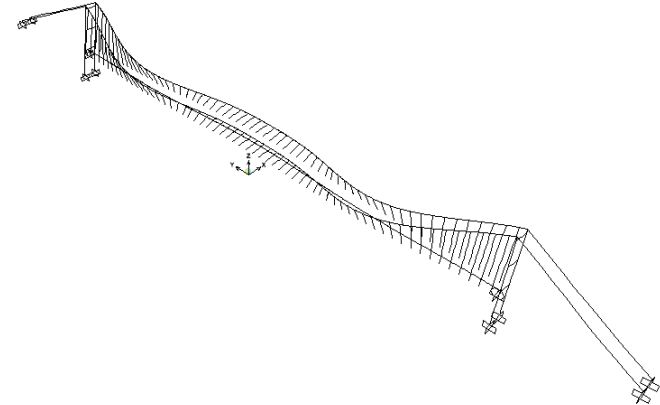


Mod 20 Düşey-Simetrik 1.8108 s 0.5522 Hz

Düşey



Mod 19 Kablo-Yanal-Asimetrik 2.0385 s 0.4906 Hz



Mod 20 Burulma 2.0353 s 0.4913 Hz

### 3.3. Dinamik Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Bir deprem, bir asma köprüyü aşağıdaki üç titreşim türünün biri veya bir kombinasyonu şeklinde etkileyebilir. Her şekilde, köprünün tam (3B) modellenmesi ve analizi bu üç titreşim türünü de zaten barındıracak ve çeşitli mod biçimlerinde ortaya çıkaracaktır:

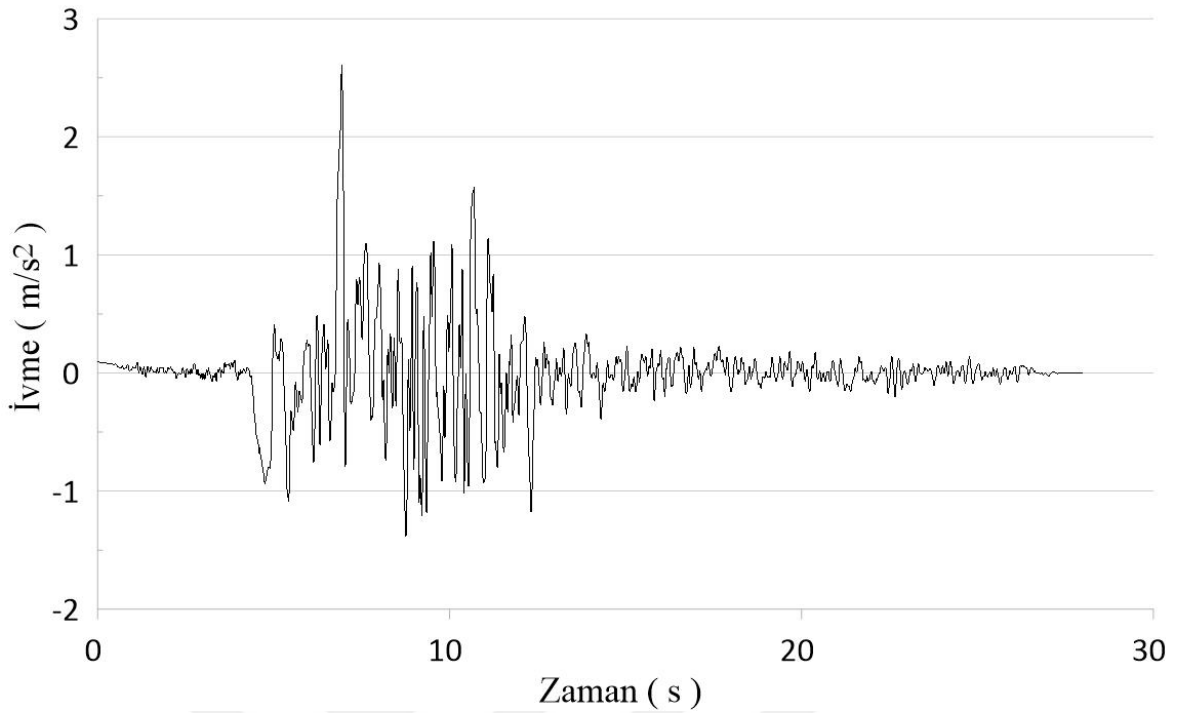
1) Köprü tabliyesinin burulma titreşimi, kulelerin yanal titreşimi ile birleştiğinde, köprünün merkez çizgisine dik yatay yer hareketi sayesinde ortaya çıkar. Burulma titreşimi, esasen köprü tabliyesinin dikey ve yanal hareketlerinin bir birleşimidir. Bu tür titreşimler, yanal rüzgar yükü nedeniyle de ortaya çıkabilir [51].

2) Köprü tabliyesinin yatay ve dikey titreşimi, kulelerin yatay titreşimleriyle birleştiğinde, köprünün merkez çizgisine paralel yatay yer hareketi sayesinde ortaya çıkar [51].

3) Köprü tabliyesinin dikey titreşimi, kulelerin yatay (uzunlamasına doğrultuda) titreşimleriyle birleştiğinde, dikey yer hareketi sayesinde ortaya çıkar [51].

Yer hareketlerinin yatay veya uzunlamasına bileşenleri, birçok yapı tipinin deprem davranış analizi için önem taşımaktadır. Fakat, uzun açıklıklı köprülerde, yer hareketinin dikey bileşeni, yanal (uzunlamasına ve enine) bileşenlerden daha önemlidir. Bu nedenle, bu çalışmada, seçilen yer hareketi kayıtları sadece dikey yönde uygulanmış ve yanal (uzunlamasına ve enine) davranışlar ihmal edilmiştir [49].

1999 Kocaeli depreminde Gebze istasyonu tarafından kaydedilen kayıtların GBZ000 bileşeni, köprü yakınlarında gerçekleştiğinden yer hareketi [52] olarak kullanılmıştır. Bu bileşen, köprüye dikey yönde,  $2/3$  faktörü ile çarpılmış bir genlik olarak uygulanmıştır. Seçilen ivme kaydının zamana bağlı değişimi Şekil 3.19' da verilmiştir. Sönüm oranı ise 2% olarak seçilmiştir.



Şekil 3.19. 1999 Kocaeli Depreminin Gebze İstasyonu tarafından elde edilen GBZ000 ivme kaydının zamana bağlı değişimi

### 3.3.1. Tabliye Sonuçları

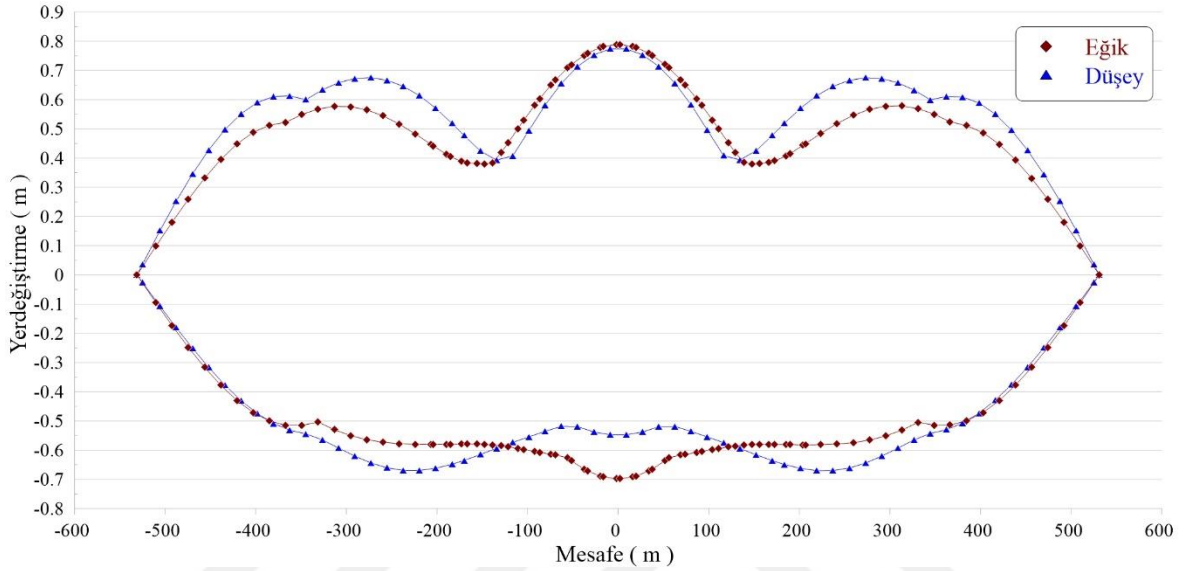
#### 3.3.1.1. Tabliye Düşey Yerdeğiştirmeleri

Boğaziçi Köprüsü'nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu dinamik analizlerdeki tabliye düşey yerdeğiştirmelerinin sonuçları elde edilmiştir. Bu sonuçların değerlerinin, tabliye boyunca değişimi dikkate alınmıştır. Eğik ve düşey askılarının, tabliye boyunca etkilerini daha iyi görmek amacıyla, eğik askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlar, düşey askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

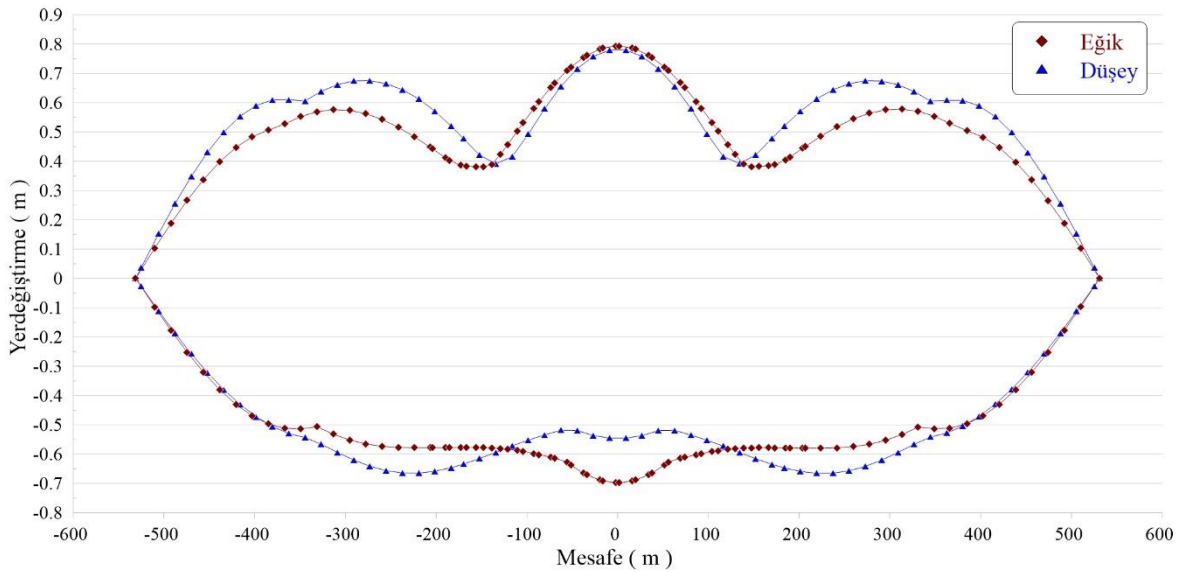
Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen tabliye maksimum ve minimum düşey yerdeğiştirme sonuçları Şekil 3.20' de verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için tabliye orta noktasındaki maksimum düşey yerdeğiştirme değeri 0.79 m'dir, minimum düşey yerdeğiştirme değeri ise -0.7 m'dir. Bu değerler, düşey askılı köprü için 0.77 m olarak tabliyenin orta noktasında ve -0.67 m olarak tabliyenin 750.325 m mesafesinde sırasıyla tespit edilmiştir.

Eğik ve düşey askılı köprülerin üç boyutlu analizinden elde edilen tabliye maksimum ve minimum düşey yerdeğiştirme sonuçları Şekil 3.21' de verilmiştir. Analizler sonucunda

eğik askılı köprü için tabliye orta noktasındaki maksimum düşey yerdeğiştirme değeri 0.79 m'dir, minimum düşey yerdeğiştirme değeri ise -0.7 m'dir. Bu değerler, düşey askılı köprü için 0.78 m olarak tabliyenin orta noktasında ve -0.67 m olarak tabliyenin 750.325 m mesafesinde sırasıyla tespit edilmiştir.



Şekil 3.20. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, iki boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum düşey yerdeğiştirme değerlerinin tabliye boyunca değişimi



Şekil 3.21. Boğaziçi eğik ve düşey askılı köprüsü'nün, üç boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum düşey yerdeğiştirme değerlerinin tabliye boyunca değişimi

### 3.3.1.2. Tabliye Eğilme Momentleri

Boğaziçi Köprüsü'nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu dinamik analizlerdeki tabliye eğilme momentlerinin sonuçları elde edilmiştir. Bu sonuçların değerlerinin, tabliye boyunca değişimi dikkate alınmıştır. Eğik ve düşey askılarının, tabliye boyunca etkilerini daha iyi görmek amacıyla, eğik askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlar, düşey askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen tabliye maksimum ve minimum eğilme momentlerinin sonuçları Şekil 3.22' de verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için tabliye orta noktasındaki maksimum eğilme momenti değeri 12525.03 kN.m'dir, minimum eğilme momenti değeri ise -16013.2 kN.m'dir. Bu değerler, düşey askılı köprü için tabliye orta noktasındaki 13653.23 kN.m ve -16832 kN.m sırasıyla tespit edilmiştir.

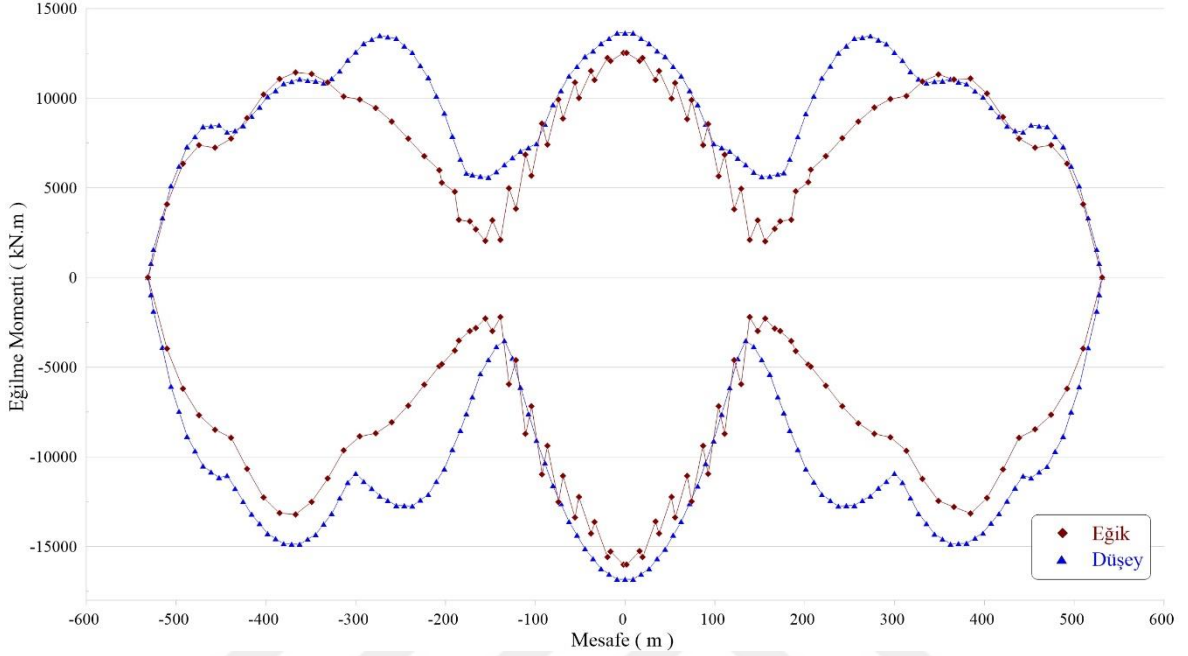
Eğik ve düşey askılı köprülerin üç boyutlu analizinden elde edilen tabliye maksimum ve minimum eğilme momentlerinin sonuçları Şekil 3.23' te verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için tabliye orta noktasındaki maksimum eğilme momenti değeri 12981.59 kN.m'dir, minimum eğilme momenti değeri ise -15416.6 kN.m'dir. Bu değerler, düşey askılı köprü için tabliye orta noktasındaki 14718.19 kN.m ve -17444.1 kN.m sırasıyla tespit edilmiştir.

### 3.3.1.3. Tabliye Kesme Kuvvetleri

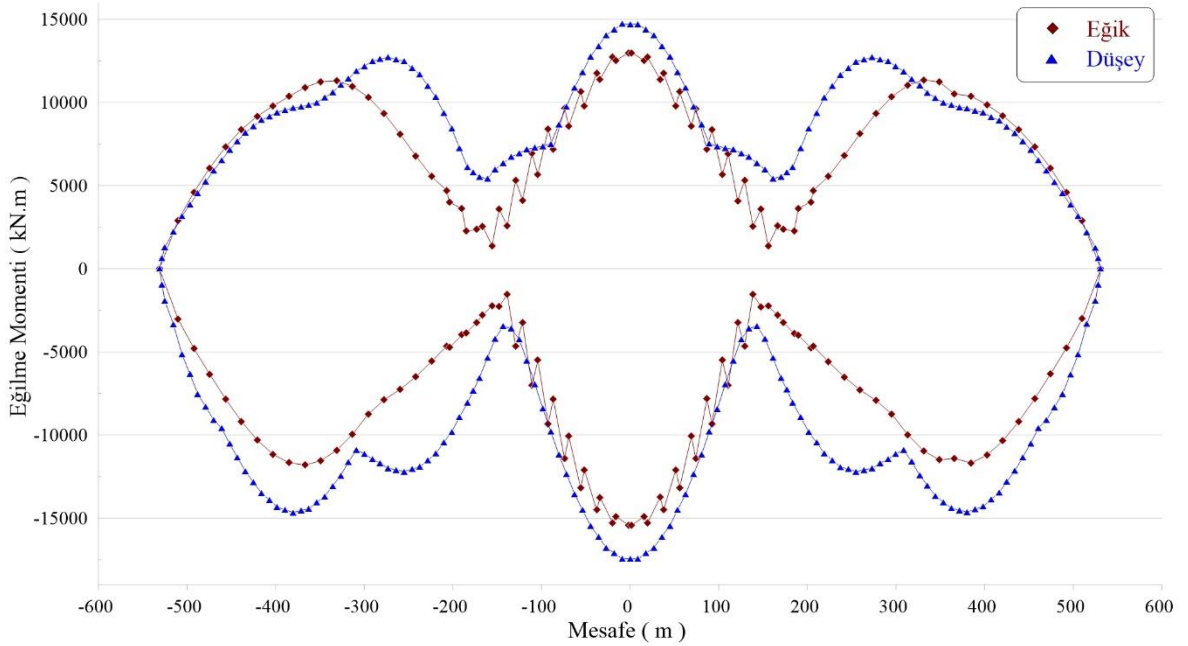
Boğaziçi Köprüsü'nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu dinamik analizlerdeki tabliye kesme kuvvetlerinin sonuçları elde edilmiştir. Bu sonuçların değerlerinin, tabliye boyunca değişimi dikkate alınmıştır. Eğik ve düşey askılarının, tabliye boyunca etkilerini daha iyi görmek amacıyla, eğik askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlar, düşey askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen tabliye kesme kuvvetlerinin sonuçları Şekil 3.24' te verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için maksimum kesme kuvveti değeri 655.636 kN olarak tabliyenin 392.41 m mesafesinde elde edilmiştir, minimum kesme kuvveti değeri ise -655.516 kN olarak tabliyenin 660.25 m mesafesinde elde edilmiştir. Bu değerler, düşey askılı köprü için 313.311 kN

olarak tabliyenin 5.98 m mesafesinde ve -262.358 kN olarak tabliyenin 1056.125 m mesafesinde sırasıyla tespit edilmiştir.

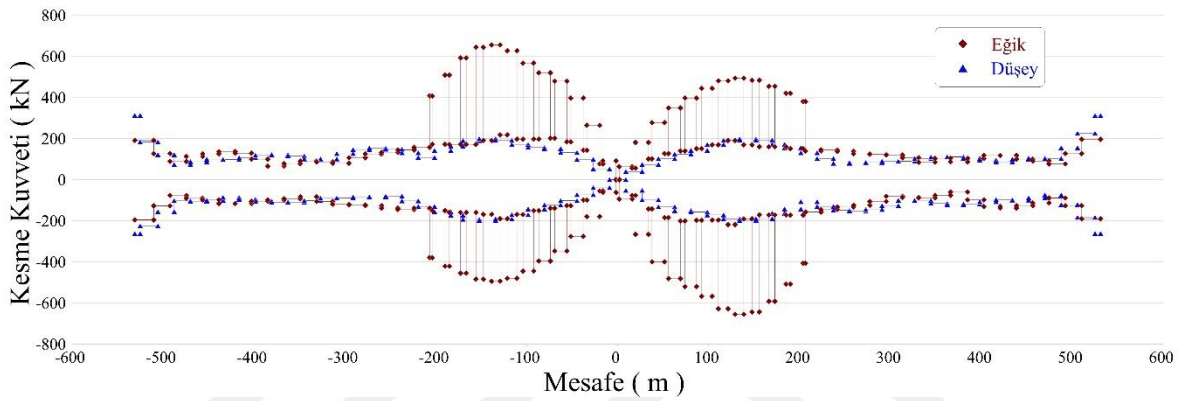


Şekil 3.22. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum eğilme momenti değerlerinin tabliye boyunca değişimi

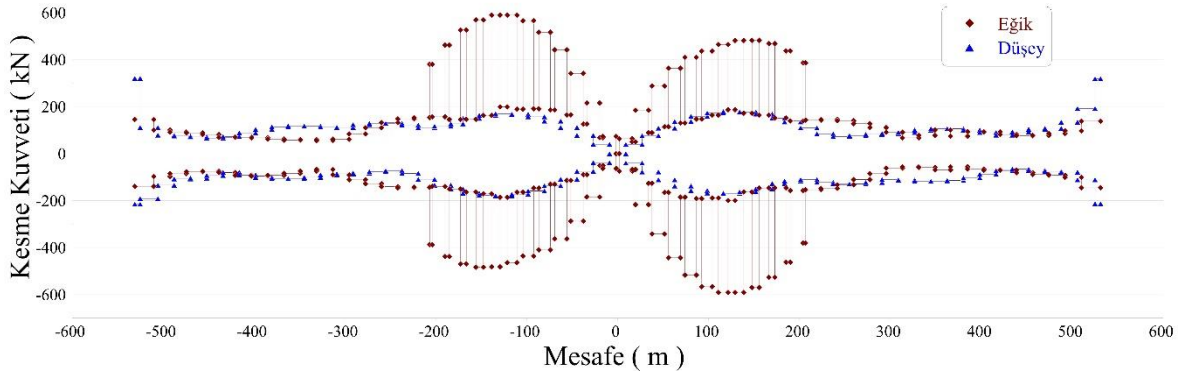


Şekil 3.23. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, üç boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum eğilme momenti değerlerinin tabliye boyunca değişimi

Eğik ve düşey askılı köprülerin üç boyutlu analizinden elde edilen tabliye kesme kuvvetlerinin sonuçları Şekil 3.25’ te verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için maksimum kesme kuvveti değeri 590.017 kN olarak tabliyenin 392.41 m mesafesinde elde edilmiştir, minimum kesme kuvveti değeri ise -590.541 kN olarak tabliyenin 660.25 m mesafesinde elde edilmiştir. Bu değerler, düşey askılı köprü için 320.065 kN olarak tabliyenin 5.98 m mesafesinde ve -215.231 kN olarak tabliyenin 5.98 m mesafesinde sırasıyla tespit edilmiştir.



Şekil 3.24. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum kesme kuvveti değerlerinin tabliye boyunca değişimi



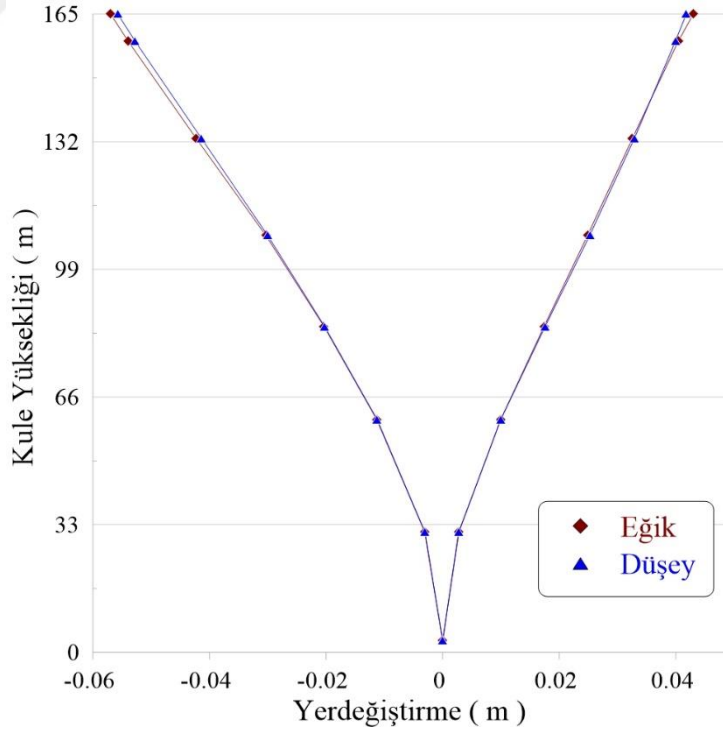
Şekil 3.25. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, üç boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum kesme kuvveti değerlerinin tabliye boyunca değişimi

### 3.3.2. Kule Sonuçları

#### 3.3.2.1. Kule Yatay Yerdeğiştirmeleri

Boğaziçi Köprüsü'nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu dinamik analizlerdeki Beylerbeyi'nin kulesi yatay yerdeğiştirmelerinin sonuçları elde edilmiştir. Bu sonuçların değerlerinin, kule yüksekliği boyunca değişimi dikkate alınmıştır. Eğik ve düşey askılarının, kule yüksekliği boyunca etkilerini daha iyi görmek amacıyla, eğik askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlar, düşey askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

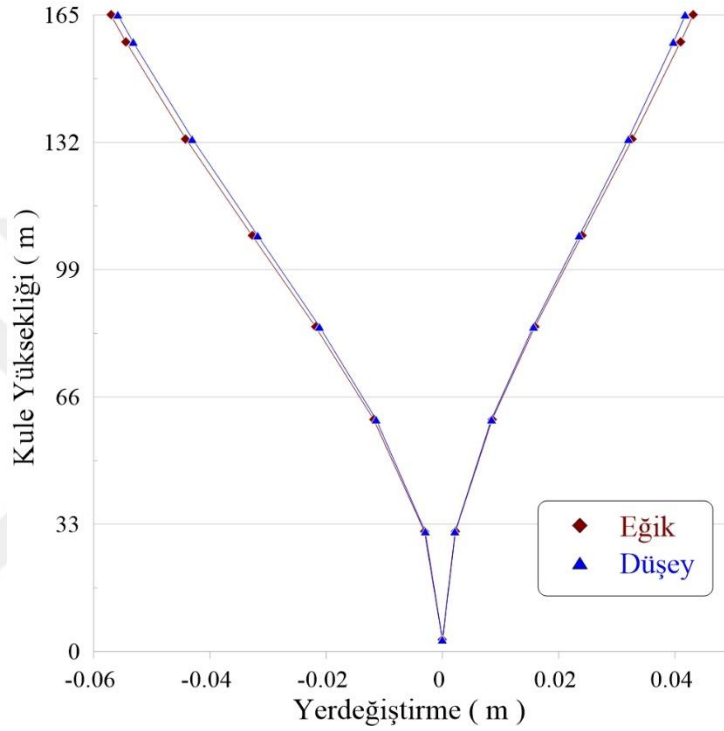
Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen kule yatay yerdeğiştirme sonuçları Şekil 3.26' da verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için kule tepe noktasındaki maksimum düşey yerdeğiştirme değeri 4.3 cm'dir, minimum düşey yerdeğiştirme değeri ise -5.7 cm'dir. Bu değerler, düşey askılı köprü için kule tepe noktasındaki 4.2 cm ve -5.6 cm sırasıyla tespit edilmiştir.



Şekil 3.26. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum yatay yerdeğiştirme değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi



Eđik ve dűsey askılı kűprűlerin űc boyutlu analizinden elde edilen kule yatay yerdeđiřtirme sonuđları Őekil 3.27’ de verilmiřtir. Analizler sonucunda eđik askılı kűprű için kule tepe noktasındaki maksimum dűsey yerdeđiřtirme deđeri 4.31 cm’dir, minimum dűsey yerdeđiřtirme deđeri ise -5.7 cm’dir. Bu deđerler, dűsey askılı kűprű için kule tepe noktasındaki 4.2 cm ve -5.58 cm sırasıyla tespit edilmiřtir.

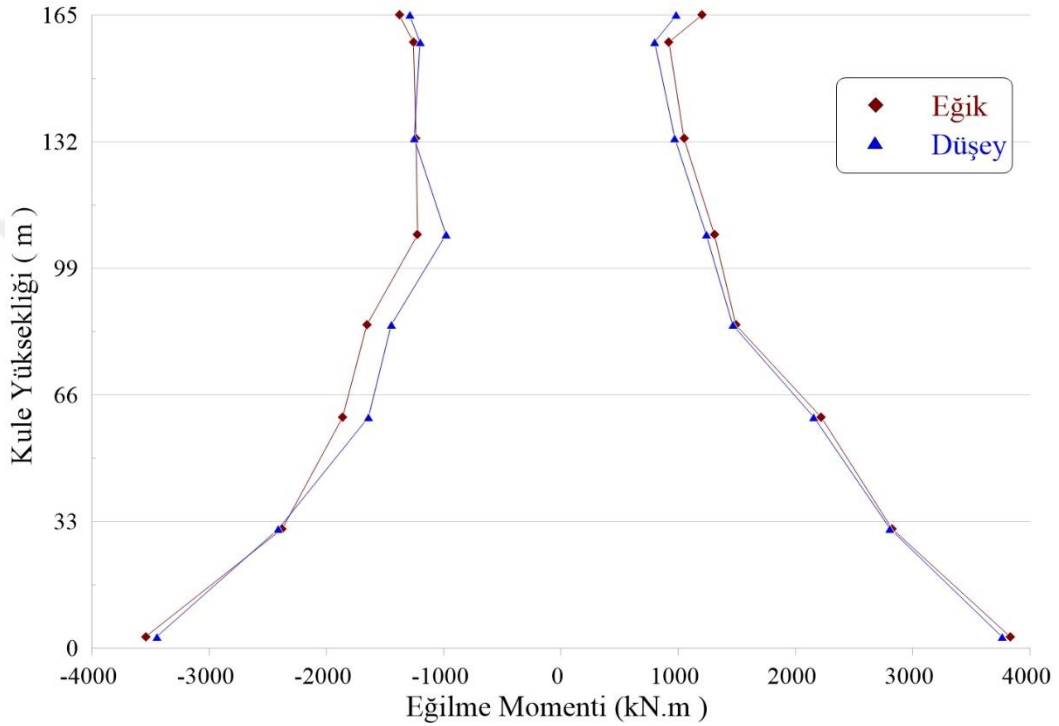


Őekil 3.27. Bođaziçi eđik ve dűsey askılı Kűprűsű’nűn, űc boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum yatay yerdeđiřtirme deđerlerinin Beylerbeyi’nin kulesi boyunca deđiřimi

### 3.3.2.2. Kule Eğilme Momentleri

Bođaziçi Kűprűsű’nűn eđik ve dűsey askılarına gűre iki ve űc boyutlu dinamik analizlerdeki Beylerbeyi’nin kulesi eđilme momentlerinin sonuđları elde edilmiřtir. Bu sonuđların deđerlerinin, kule yűkseklėđi boyunca deđiřimi dikkate alınmıřtır. Eđik ve dűsey askılarının, kule yűkseklėđi boyunca etkilerini daha iyi gűrmek amacıyla, eđik askılı kűprűnűn analizinden elde edilen sonuđlar, dűsey askılı kűprűnűn analizinden elde edilen sonuđlarla karřılařtırılmıřtır.

Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen kule eğilme momenti sonuçları Şekil 3.28’ de verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için kule alt noktasındaki maksimum eğilme momenti değeri 3830.27 kN.m’dir, minimum eğilme momenti değeri ise -3540.98 kN.m’dir. Bu değerler, düşey askılı köprü için kule alt noktasındaki 3760.48 kN.m ve -3447.82 kN.m sırasıyla tespit edilmiştir.



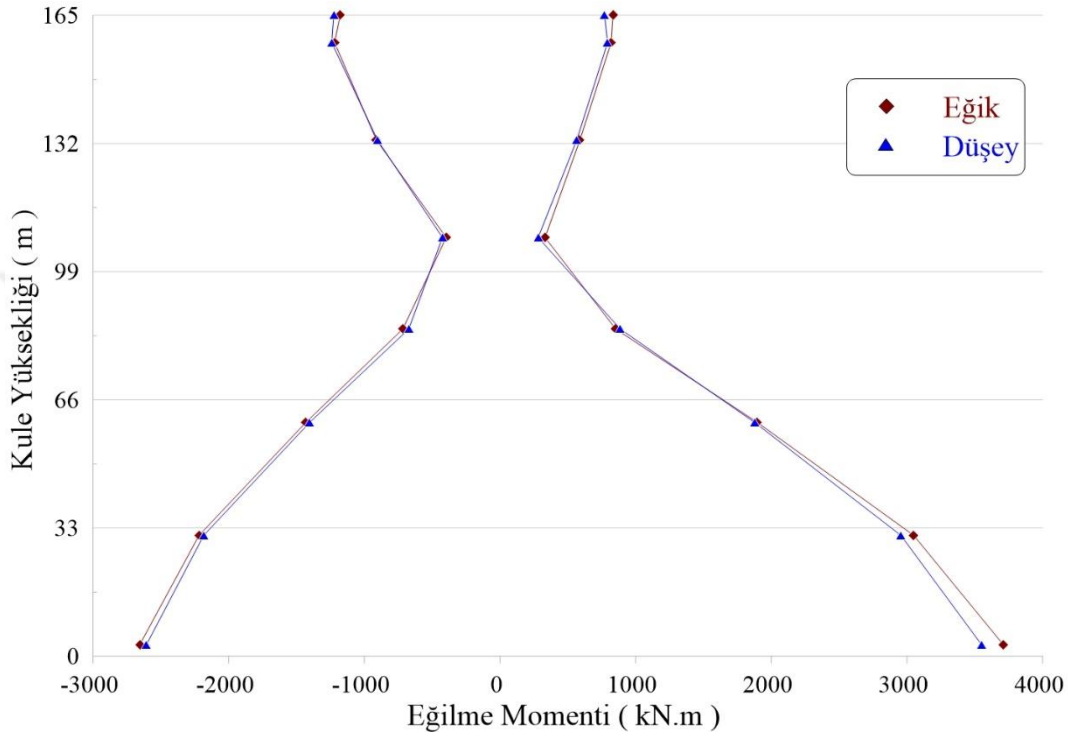
Şekil 3.28. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum eğilme momenti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi

Eğik ve düşey askılı köprülerin üç boyutlu analizinden elde edilen kule eğilme momenti sonuçları Şekil 3.29’ da verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için kule alt noktasındaki maksimum eğilme momenti değeri 3709.2 kN.m’dir, minimum eğilme momenti değeri ise -2654.75 kN.m’dir. Bu değerler, düşey askılı köprü için kule alt noktasındaki 3548.84 kN.m ve -2605.32 kN.m sırasıyla tespit edilmiştir.

### 3.3.2.3. Kule Kesme Kuvvetleri

Boğaziçi Köprüsü'nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu dinamik analizlerdeki Beylerbeyi'nin kulesi kesme kuvvetlerinin sonuçları elde edilmiştir. Bu

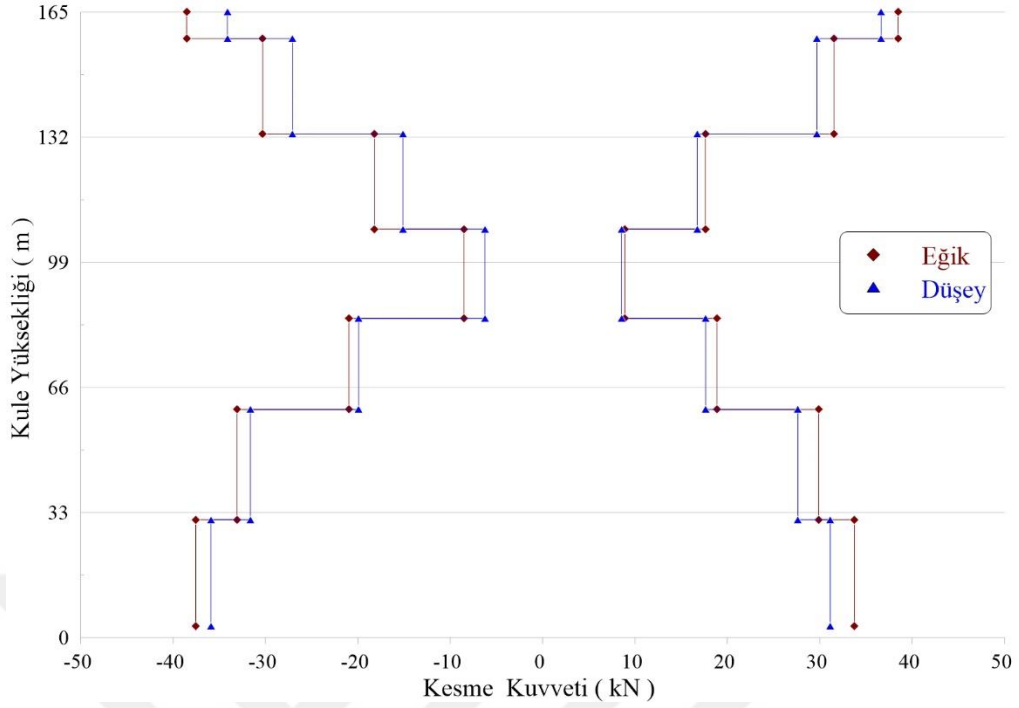
sonuçların değerlerinin, kule yüksekliği boyunca değişimi dikkate alınmıştır. Eğik ve düşey askılarının, kule yüksekliği boyunca etkilerini daha iyi görmek amacıyla, eğik askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlar, düşey askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.



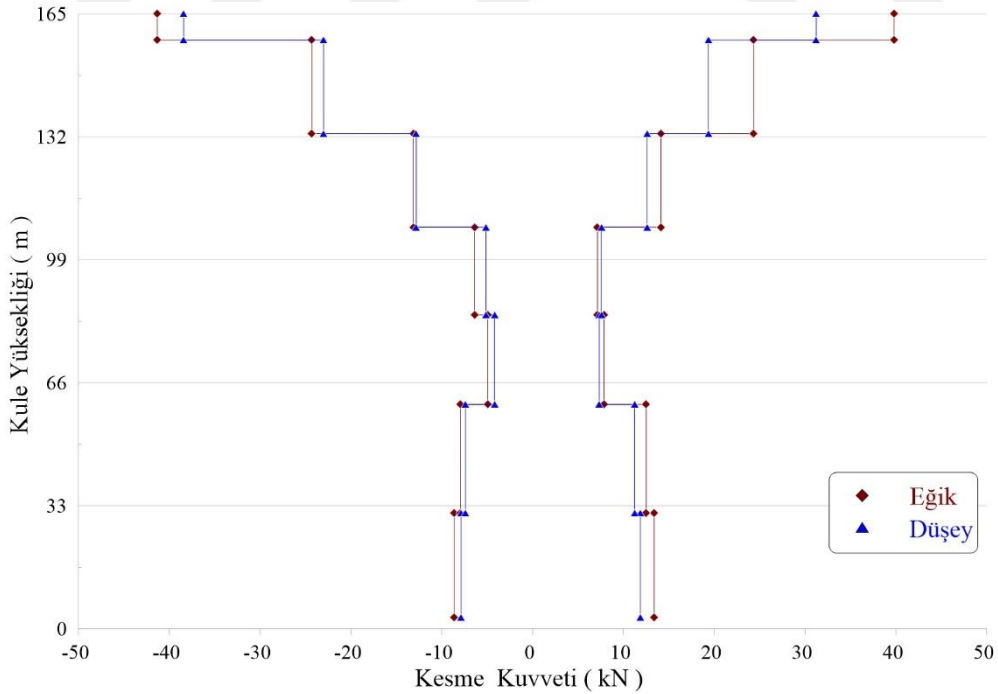
Şekil 3.29. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, üç boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum eğilme momenti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi

Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen kule kesme kuvveti sonuçları Şekil 3.30' da verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için kule tepe noktasındaki maksimum kesme kuvveti değeri 38.49 kN'dir, minimum kesme kuvveti değeri ise -38.54 kN'dir. Bu değerler, düşey askılı köprü için 36.67 kN olarak kule tepe noktasında ve -35.92 kN olarak kule alt noktasında sırasıyla tespit edilmiştir.

Eğik ve düşey askılı köprülerin üç boyutlu analizinden elde edilen kule kesme kuvveti sonuçları Şekil 3.31' de verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için kule tepe noktasındaki maksimum kesme kuvveti değeri 39.8 kN'dir, minimum kesme kuvveti değeri ise -41.32 kN'dir. Bu değerler, düşey askılı köprü için kule tepe noktasındaki 31.24 kN ve -38.41 kN sırasıyla tespit edilmiştir.



Şekil 3.30. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum kesme kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi

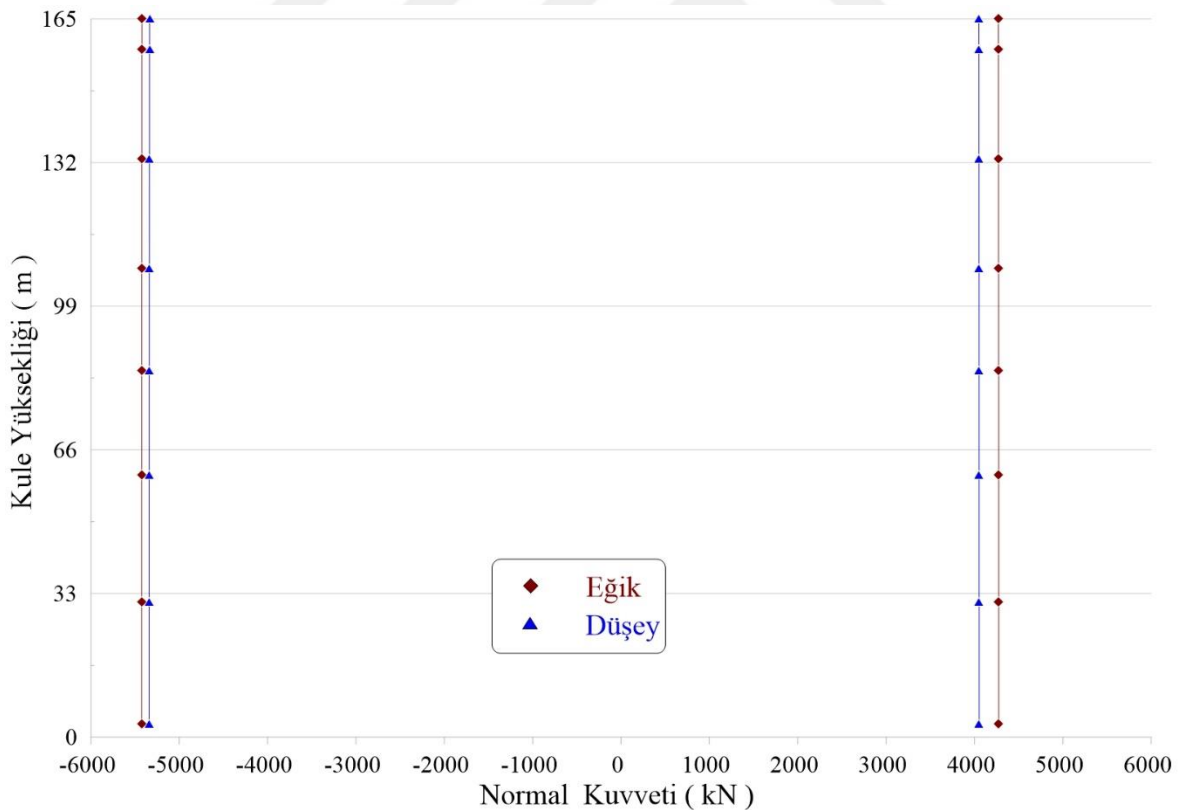


Şekil 3.31. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, üç boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum kesme kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi

### 3.3.2.4. Kule Normal Kuvvetleri

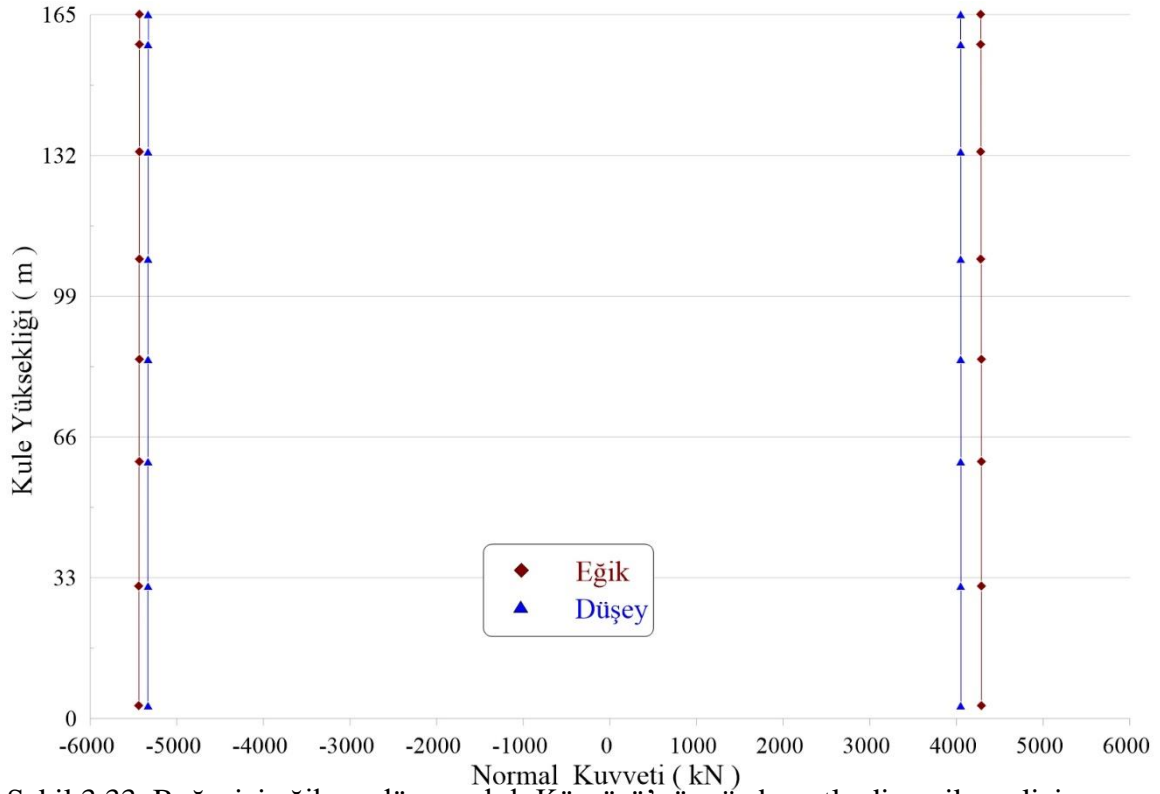
Boğaziçi Köprüsü'nün eğik ve düşey askılarına göre iki ve üç boyutlu dinamik analizlerdeki Beylerbeyi'nin kulesi normal kuvvetlerinin sonuçları elde edilmiştir. Bu sonuçların değerlerinin, kule yüksekliği boyunca değişimi dikkate alınmıştır. Eğik ve düşey askılarının, kule yüksekliği boyunca etkilerini daha iyi görmek amacıyla, eğik askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlar, düşey askılı köprünün analizinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Eğik ve düşey askılı köprülerin iki boyutlu analizinden elde edilen kule normal kuvveti sonuçları Şekil 3.32' de verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılı köprü için kule yüksekliği boyunca maksimum normal kuvveti değeri 4275.25 kN'dir, minimum normal kuvveti değeri ise -5424.87 kN'dir. Bu değerler, düşey askılı köprü için 4051.52 kN ve -5340.84 kN sırasıyla tespit edilmiştir.



Şekil 3.32. Boğaziçi eğik ve düşey askılı Köprüsü'nün, iki boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum normal kuvveti değerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca değişimi

Eđik ve dűsey askılı kűprűlerin űç boyutlu analizinden elde edilen kule normal kuvveti sonuçları Őekil 3.33' te verilmiřtir. Analizler sonucunda eđik askılı kűprű için kule yűkseklėi boyunca maksimum normal kuvveti deėeri 4286.82 kN'dir, minimum normal kuvveti deėeri ise -5436.63 kN'dir. Bu deėerler, dűsey askılı kűprű için 4052.304 kN ve -5334.66 kN sırasıyla tespit edilmiřtir.



Őekil 3.33. Boėaziçi eđik ve dűsey askılı Kűprűsű'nűn, űç boyutlu dinamik analizi sonucunda elde edilen maksimum ve minimum normal kuvveti deėerlerinin Beylerbeyi'nin kulesi boyunca deėiřimi

### 3.3.3. Askı Sonuçları

Boėaziçi Kűprűsű'nűn eđik ve dűsey askılarına gűre iki ve űç boyutlu dinamik analizlerdeki askılar normal kuvvetlerinin sonuçları elde edilmiřtir. Bu sonuçları daha iyi gűrmek amacıyla, eđik askılardaki oluřan normal kuvvetlerinin deėerleri, dűsey askılardaki oluřan normal kuvvetlerinin deėerleri ile karřılařtırılmıřtır.

Eđik ve dűsey askılı kűprűlerin iki boyutlu analizinden elde edilen askılar normal kuvvetlerinin sonuçları Tablo 3.7 ve 3.8' de verilmiřtir. Analizler sonucunda eđik askılar için maksimum çekme normal kuvveti deėeri 301.87 kN olarak 24-1 numaralı askıda elde

edilmiştir, maksimum basınç normal kuvveti değeri ise -338.02 kN olarak 24-2 numaralı askıda elde edilmiştir. Bu değerler, düşey askılar için maksimum çekme normal kuvveti değeri 47.97 kN olarak 45-1 ve 45-2 numaralı askılarda tespit edilmiştir, maksimum basınç normal kuvveti değeri ise -51.4 kN olarak 16-1 ve 16-2 numaralı askılarda tespit edilmiştir.

Eğik ve düşey askılı köprülerin üç boyutlu analizinden elde edilen askılar normal kuvvetlerinin sonuçları Tablo 3.9 ve 3.10' da verilmiştir. Analizler sonucunda eğik askılar için maksimum çekme normal kuvveti değeri 293.73 kN olarak 36-2 numaralı askıda elde edilmiştir, maksimum basınç normal kuvveti değeri ise -329.95 kN olarak 35-1 numaralı askıda elde edilmiştir. Bu değerler, düşey askılar için maksimum çekme normal kuvveti değeri 46.7 kN olarak 16-1 ve 16-2 numaralı askılarda tespit edilmiştir, maksimum basınç normal kuvveti değeri ise -50.79 kN olarak 16-1 ve 16-2 numaralı askılarda tespit edilmiştir.

Tablo 3.7. İki boyutlu dinamik analizdeki eğik ve düşey askıların maksimum çekme normal kuvveti değerleri

Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)	Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)
1-1	204.627	40.76875	16-1	115.204	47.9575
1-2	137.7015	40.76875	16-2	234.4555	47.9575
2-1	152.2665	15.62175	17-1	104.3275	47.468
2-2	171.134	15.62175	17-2	230.7115	47.468
3-1	160.08	25.8635	18-1	110.8945	46.03975
3-2	192.4475	25.8635	18-2	221.01	46.03975
4-1	169.369	29.64825	19-1	153.454	43.53025
4-2	210.6985	29.64825	19-2	216.2345	43.53025
5-1	176.412	32.08325	20-1	202.173	37.00875
5-2	226.508	32.08325	20-2	224.4795	37.00875
6-1	179.0165	34.55725	21-1	245.771	32.004
6-2	238.5895	34.55725	21-2	231.113	32.004
7-1	175.9425	36.85325	22-1	279.1235	34.02375
7-2	245.5055	36.85325	22-2	237.332	34.02375
8-1	166.7215	38.831	23-1	300.778	30.88525
8-2	246.363	38.831	23-2	254.2035	30.88525
9-1	160.117	40.1115	24-1	301.874	27.3655
9-2	240.798	40.1115	24-2	258.3755	27.3655
10-1	166.205	40.76275	25-1	289.6065	23.958
10-2	229.314	40.76275	25-2	254.2975	23.958
11-1	169.2355	41.3455	26-1	266.779	20.83375
11-2	227.7835	41.3455	26-2	240.387	20.83375
12-1	167.7045	42.52225	27-1	235.1985	19.59075
12-2	233.842	42.52225	27-2	210.0585	19.59075
13-1	160.9945	43.961	28-1	177.904	20.5575
13-2	236.1235	43.961	28-2	159.182	20.5575
14-1	148.6915	45.95975	29-1	94.4365	22.51075
14-2	236.9405	45.95975	29-2	89.0435	22.51075
15-1	132.1905	47.35825	30-1	19.0865	23.46
15-2	236.726	47.35825	30-2	18.684	23.46



Tablo 3.7. Devamı

Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)	Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)
31-1	90.5075	23.46425	46-1	237.997	47.36775
31-2	96.573	23.46425	46-2	149.4495	47.36775
32-1	160.5895	22.52275	47-1	237.247	45.96925
32-2	178.6825	22.52275	47-2	161.866	45.96925
33-1	211.3255	20.57525	48-1	234.704	43.9675
33-2	233.826	20.57525	48-2	169.143	43.9675
34-1	241.501	19.58825	49-1	227.019	42.528
34-2	265.528	19.58825	49-2	172.9465	42.528
35-1	255.183	20.83075	50-1	221.5185	41.35225
35-2	289.312	20.83075	50-2	153.2835	41.35225
36-1	258.7975	23.9765	51-1	251.61	40.7665
36-2	301.549	23.9765	51-2	166.6215	40.7665
37-1	254.2875	27.389	52-1	243.864	40.112
37-2	300.357	27.389	52-2	167.288	40.112
38-1	237.306	30.91125	53-1	244.708	38.82825
38-2	278.6645	30.91125	53-2	175.465	38.82825
39-1	231.1075	34.04775	54-1	238.2965	36.84575
39-2	245.2595	34.04775	54-2	178.4465	36.84575
40-1	224.6035	32.023	55-1	226.3435	34.54275
40-2	201.632	32.023	55-2	175.9085	34.54275
41-1	216.55	37.02125	56-1	210.5385	32.06275
41-2	152.952	37.02125	56-2	168.9195	32.06275
42-1	221.6845	43.5435	57-1	192.242	29.6265
42-2	110.586	43.5435	57-2	159.648	29.6265
43-1	231.5065	46.04875	58-1	170.911	25.87025
43-2	105.159	46.04875	58-2	151.801	25.87025
44-1	235.311	47.4775	59-1	137.578	15.77775
44-2	115.9375	47.4775	59-2	203.8975	15.77775
45-1	237.666	47.96675	60-1	-	40.51425
45-2	132.9175	47.96675	60-2	-	40.51425

Tablo 3.8. İki boyutlu dinamik analizdeki eğik ve düşey askıların maksimum basınç normal kuvveti değerleri

Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)	Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)
1-1	-194.688	-29.4478	16-1	-143.107	-51.4008
1-2	-144.127	-29.4478	16-2	-191.402	-51.4008
2-1	-143.842	-12.1563	17-1	-143.666	-51.0225
2-2	-178.814	-12.1563	17-2	-172.561	-51.0225
3-1	-151.729	-21.9193	18-1	-152.014	-49.1433
3-2	-202.576	-21.9193	18-2	-152.492	-49.1433
4-1	-161.721	-29.7898	19-1	-154.627	-45.5818
4-2	-222.32	-29.7898	19-2	-168.598	-45.5818
5-1	-170.551	-34.8133	20-1	-169.512	-37.0078
5-2	-237.936	-34.8133	20-2	-220.821	-37.0078
6-1	-176.534	-38.772	21-1	-194.247	-30.79
6-2	-247.663	-38.772	21-2	-270.332	-30.79
7-1	-178.749	-41.8938	22-1	-214.768	-30.9408
7-2	-249.579	-41.8938	22-2	-309.632	-30.9408
8-1	-176.814	-44.0908	23-1	-229.708	-25.9228
8-2	-242.569	-44.0908	23-2	-334.552	-25.9228
9-1	-171.026	-45.1093	24-1	-231.892	-21.0615
9-2	-243.858	-45.1093	24-2	-338.017	-21.0615
10-1	-162.532	-44.762	25-1	-226.747	-21.7298
10-2	-253.216	-44.762	25-2	-325.123	-21.7298
11-1	-152.238	-42.969	26-1	-212.639	-27.8983
11-2	-258.477	-42.969	26-2	-306.695	-27.8983
12-1	-138.455	-42.2265	27-1	-184.976	-32.824
12-2	-258.005	-42.2265	27-2	-272.779	-32.824
13-1	-140.052	-45.4065	28-1	-138.042	-36.4438
13-2	-250.395	-45.4065	28-2	-211.129	-36.4438
14-1	-141.094	-48.3263	29-1	-71.421	-38.7855
14-2	-235.709	-48.3263	29-2	-121.417	-38.7855
15-1	-142.733	-50.3723	30-1	-14.38	-39.924
15-2	-214.633	-50.3723	30-2	-15.2995	-39.924

Tablo 3.8. Devamı

Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)	Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)
31-1	-119.826	-39.928	46-1	-236.811	-50.3395
31-2	-72.989	-39.928	46-2	-141.724	-50.3395
32-1	-209.6	-38.798	47-1	-251.552	-48.292
32-2	-139.458	-38.798	47-2	-140.797	-48.292
33-1	-271.335	-36.464	48-1	-258.863	-45.3725
33-2	-186.235	-36.464	48-2	-139.654	-45.3725
34-1	-305.335	-32.8523	49-1	-257.348	-42.1938
34-2	-213.727	-32.8523	49-2	-155.454	-42.1938
35-1	-324.595	-27.9335	50-1	-245.681	-42.906
35-2	-227.466	-27.9335	50-2	-149.741	-42.906
36-1	-337.581	-21.7698	51-1	-255.627	-44.6938
36-2	-232.184	-21.7698	51-2	-177.015	-44.6938
37-1	-333.993	-21.0843	52-1	-240.001	-45.038
37-2	-229.735	-21.0843	52-2	-177.819	-45.038
38-1	-309.021	-25.9385	53-1	-248.521	-44.0185
38-2	-214.684	-25.9385	53-2	-178.545	-44.0185
39-1	-269.668	-30.9455	54-1	-247.047	-41.8215
39-2	-194.147	-30.9455	54-2	-176.219	-41.8215
40-1	-220.12	-30.786	55-1	-237.439	-38.703
40-2	-169.446	-30.786	55-2	-170.308	-38.703
41-1	-167.991	-36.9953	56-1	-221.849	-34.7518
41-2	-154.786	-36.9953	56-2	-161.545	-34.7518
42-1	-152.794	-45.565	57-1	-202.114	-29.7383
42-2	-152.295	-45.565	57-2	-151.584	-29.7383
43-1	-173.626	-49.1215	58-1	-178.391	-21.894
43-2	-144.198	-49.1215	58-2	-143.673	-21.894
44-1	-192.383	-50.9978	59-1	-143.803	-12.2743
44-2	-143.668	-50.9978	59-2	-194.321	-12.2743
45-1	-215.654	-51.3715	60-1	-	-29.145
45-2	-143.318	-51.3715	60-2	-	-29.145

Tablo 3.9. Üç boyutlu dinamik analizdeki eğik ve düşey askıların maksimum çekme normal kuvveti değerleri

Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)	Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)
1-1	212.295	41.183	16-1	116.946	46.6865
1-2	140.833	41.183	16-2	228.508	46.6865
2-1	155.493	15.1195	17-1	99.427	45.9635
2-2	174.499	15.1195	17-2	225.114	45.9635
3-1	159.923	26.009	18-1	104.675	44.5725
3-2	194.891	26.009	18-2	219.141	44.5725
4-1	165.399	30.1975	19-1	144.875	42.303
4-2	210.673	30.1975	19-2	212.886	42.303
5-1	169.283	32.8425	20-1	187.41	36.231
5-2	223.796	32.8425	20-2	213.266	36.231
6-1	170.363	35.1985	21-1	225.432	31.6105
6-2	234.539	35.1985	21-2	218.693	31.6105
7-1	167.973	37.1335	22-1	257.228	33.818
7-2	242.12	37.1335	22-2	240.74	33.818
8-1	161.655	38.7675	23-1	282.8	30.786
8-2	245.531	38.7675	23-2	256.149	30.786
9-1	161.203	39.942	24-1	293.235	27.3135
9-2	243.636	39.942	24-2	261.042	27.3135
10-1	162.839	40.815	25-1	293.208	24.414
10-2	235.403	40.815	25-2	259.146	24.414
11-1	162.151	41.8385	26-1	275.333	21.9345
11-2	232.645	41.8385	26-2	244.467	21.9345
12-1	158.735	43.2005	27-1	236.885	19.796
12-2	238.523	43.2005	27-2	212.969	19.796
13-1	152.688	44.5415	28-1	174.81	20.2945
13-2	239.855	44.5415	28-2	161.426	20.2945
14-1	143.685	45.9	29-1	90.037	21.794
14-2	237.905	45.9	29-2	91.196	21.794
15-1	131.918	46.596	30-1	18.778	22.4935
15-2	233.429	46.596	30-2	19.35	22.4935

Tablo 3.9. Devamı

Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)	Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)
31-1	91.27	22.4955	46-1	238.683	46.61
31-2	90.817	22.4955	46-2	144.473	46.61
32-1	161.48	21.802	47-1	240.689	45.9075
32-2	175.497	21.802	47-2	153.577	45.9075
33-1	212.967	20.3065	48-1	239.11	44.536
33-2	237.496	20.3065	48-2	160.197	44.536
34-1	244.405	19.814	49-1	231.567	43.199
34-2	275.875	19.814	49-2	165.895	43.199
35-1	259.041	21.943	50-1	227.351	41.826
35-2	293.7	21.943	50-2	149.982	41.826
36-1	260.996	24.4055	51-1	254.766	40.8045
36-2	293.731	24.4055	51-2	167.746	40.8045
37-1	255.966	27.3125	52-1	242.962	39.9225
37-2	283.223	27.3125	52-2	162.222	39.9225
38-1	240.47	30.7765	53-1	241.301	38.7505
38-2	257.642	30.7765	53-2	167.475	38.7505
39-1	218.323	33.812	54-1	234.237	37.1235
39-2	225.879	33.812	54-2	169.765	37.1235
40-1	213.714	31.61	55-1	223.641	35.19
40-2	187.857	31.61	55-2	168.752	35.19
41-1	213.345	36.226	56-1	210.551	32.8235
41-2	145.299	36.226	56-2	164.931	32.8235
42-1	219.593	42.311	57-1	194.779	30.178
42-2	105.101	42.311	57-2	159.489	30.178
43-1	225.63	44.587	58-1	174.406	26.0145
43-2	100.264	44.587	58-2	155.063	26.0145
44-1	229.11	45.9685	59-1	140.804	15.2795
44-2	117.76	45.9685	59-2	211.675	15.2795
45-1	234.113	46.696	60-1	-	40.884
45-2	132.716	46.696	60-2	-	40.884

Tablo 3.10. Üç boyutlu dinamik analizdeki eğik ve düşey askıların maksimum basınç normal kuvveti değerleri

Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)	Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)
1-1	-198.435	-30.502	16-1	-139.874	-50.786
1-2	-150.323	-30.502	16-2	-193.476	-50.786
2-1	-145.526	-12.0765	17-1	-144.069	-49.9615
2-2	-185.468	-12.0765	17-2	-169.169	-49.9615
3-1	-151.424	-22.4625	18-1	-157.171	-48.0075
3-2	-206.518	-22.4625	18-2	-149.968	-48.0075
4-1	-159.673	-30.5615	19-1	-152.442	-44.794
4-2	-221.785	-30.5615	19-2	-162.114	-44.794
5-1	-167.661	-35.6905	20-1	-174.732	-36.774
5-2	-232.556	-35.6905	20-2	-209.087	-36.774
6-1	-174.115	-39.566	21-1	-198.818	-30.8235
6-2	-238.623	-39.566	21-2	-252.094	-30.8235
7-1	-178.167	-42.4105	22-1	-216.823	-30.651
7-2	-239.329	-42.4105	22-2	-288.321	-30.651
8-1	-178.996	-44.1805	23-1	-229.825	-24.5165
8-2	-239.063	-44.1805	23-2	-316.204	-24.5165
9-1	-175.846	-44.6955	24-1	-232.296	-18.818
9-2	-246.704	-44.6955	24-2	-329.041	-18.818
10-1	-168.029	-43.8765	25-1	-229.408	-20.6405
10-2	-251.038	-43.8765	25-2	-329.393	-20.6405
11-1	-155.009	-41.759	26-1	-215.207	-26.854
11-2	-251.704	-41.759	26-2	-309.92	-26.854
12-1	-141.505	-43.915	27-1	-185.932	-32.44
12-2	-248.535	-43.915	27-2	-267.809	-32.44
13-1	-142.607	-46.658	28-1	-137.736	-36.9045
13-2	-241.205	-46.658	28-2	-200.963	-36.9045
14-1	-141.52	-48.9845	29-1	-70.584	-40.0035
14-2	-229.888	-48.9845	29-2	-112.205	-40.0035
15-1	-140.317	-50.389	30-1	-13.715	-41.6015
15-2	-213.857	-50.389	30-2	-15.174	-41.6015

Tablo 3.10. Devamı

Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)	Askı No	Eğik (kN)	Düşey (kN)
31-1	-112.676	-41.606	46-1	-231.086	-50.36
31-2	-70.842	-41.606	46-2	-142.062	-50.36
32-1	-201.556	-40.01	47-1	-242.44	-48.9495
32-2	-137.904	-40.01	47-2	-143.266	-48.9495
33-1	-268.4	-36.922	48-1	-249.469	-46.611
33-2	-186.028	-36.922	48-2	-142.654	-46.611
34-1	-310.495	-32.455	49-1	-250.668	-43.876
34-2	-215.239	-32.455	49-2	-158.352	-43.876
35-1	-329.95	-26.8805	50-1	-243.63	-41.6825
35-2	-229.413	-26.8805	50-2	-154.77	-41.6825
36-1	-329.705	-20.688	51-1	-258.558	-43.797
36-2	-232.305	-20.688	51-2	-182.039	-43.797
37-1	-316.822	-18.848	52-1	-237.108	-44.6075
37-2	-229.726	-18.848	52-2	-180.073	-44.6075
38-1	-288.973	-24.501	53-1	-238.177	-44.0965
38-2	-216.617	-24.501	53-2	-177.987	-44.0965
39-1	-252.739	-30.6295	54-1	-237.921	-42.338
39-2	-198.523	-30.6295	54-2	-173.806	-42.338
40-1	-209.714	-30.806	55-1	-231.986	-39.505
40-2	-174.363	-30.806	55-2	-167.42	-39.505
41-1	-162.712	-36.7495	56-1	-221.26	-35.63
41-2	-152.838	-36.7495	56-2	-159.493	-35.63
42-1	-150.254	-44.7715	57-1	-206.03	-30.512
42-2	-157.601	-44.7715	57-2	-151.266	-30.512
43-1	-170.275	-47.9845	58-1	-185.037	-22.4375
43-2	-144.479	-47.9845	58-2	-145.355	-22.4375
44-1	-194.591	-49.925	59-1	-150.016	-12.191
44-2	-140.321	-49.925	59-2	-198.155	-12.191
45-1	-214.994	-50.753	60-1	-	-30.175
45-2	-140.817	-50.753	60-2	-	-30.175

#### 4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, geometrik olarak lineer olmama dikkate alınarak Boğaziçi Asma Köprüsünün eğik ve düşey askılarla karşılaştırmalı iki boyutlu (2B) ve üç boyutlu (3B) sonlu elemanlar analizi gerçekleştirilmiştir. Öncelikle iki boyutlu (2B) ve üç boyutlu (3B) sonlu eleman modelleri kullanılarak köprünün eğik askılarla statik ve dinamik analizleri yapılmıştır. Ardından, köprünün aynı boyutlarda sonlu eleman modelleri ile aynı analizler gerçekleştirilmiş, ancak eğik yerine düşey askılar kullanılmıştır. Dinamik analizde, yer hareketleri için 1999 Kocaeli Depremi Gebze istasyon kayıtlarının GBZ000 bileşeni kullanılmıştır. Bu bileşen, köprüye dikey yönde, 2/3 faktörü ile çarpılmış bir genlik olarak uygulanmıştır, sönüm oranı ise 2% olarak seçilmiştir. Eğik ve düşey askılarla hem iki boyutlu (2B) hem de üç boyutlu (3B) statik ve dinamik analizler ile elde edilen yer değiştirme ve iç kuvvetler hesaplanmış ve birbiriyle karşılaştırılmıştır. Tüm sonlu elemanlar modelleri, analizleri ve hesaplamaları SAP2000 programı ile gerçekleştirilmiştir.

Statik analizlerden elde edilen sonuçlar aşağıda belirtilmiştir:

- ✓ Askıların normal kuvvet değerleri incelendiğinde, eğik askılı köprünün askılarında hem çekme hem de basınç normal kuvvetleri elde edilmiştir. Düşey askılı köprünün askılarında ise elde edilen tüm normal kuvvetler, çekme kuvvetleridir. Bunun yanında, eğik askılarda yüksek basınç ve çekme normal kuvvet değerleri elde edilirken, bu değerlerin sadece üçte biri düşey askılarda çekme kuvvetleri olarak elde edilmiştir.
- ✓ Tabliye düşey yerdeğiştirme değerleri incelendiğinde, düşey askılı köprüden elde edilen tabliye düşey yerdeğiştirme değerleri, eğik askılı köprünün değerlerinden biraz daha yüksektir. Ayrıca, düşey askılı köprünün tabliye yer değiştirme eğrisi, eğik askılı köprünün eğrisinden daha düzgündür.
- ✓ Tabliye kesme kuvveti değerleri incelendiğinde, eğik askılı köprünün ortasındaki askıların arasında gerçekleşen ayrılma nedeniyle, bu bölgede pozitif ve negatif tabliyenin kesme kuvveti değerleri yüksektir. Düşey askılı köprünün tabliye kesme kuvveti değerleri ise köprünün tabliyesi boyunca daha düşük ve sabit görülmüştür.
- ✓ Tabliye eğilme momenti değerleri incelendiğinde, eğik askılı köprü tabliyesinin ortasındaki mesafesinde, elde edilen yüksek pozitif ve negatif kesme kuvveti değerleri nedeniyle, köprü tabliyesinin ortasındaki mesafesinde yüksek pozitif ve



negatif eğilme momenti değerleri gözlenmiştir. Düşey askılı köprünün tabliye eğilme momenti değerleri ise köprünün tabliyesi boyunca daha düşük ve sabit görülmüştür.

- ✓ Kule yatay yerdeğiştirme değerleri incelendiğinde, eğik askılı köprü kulesinin yerdeğiştirmeleri ile düşey askılı köprü kulesinin yerdeğiştirmeleri arasında çok büyük bir fark bulunmamaktadır.
- ✓ Kule kesme kuvveti değerleri incelendiğinde, eğik askılı köprü kulesinin kesme kuvvetleri ile düşey askılı köprü kulesinin kesme kuvvetleri arasında çok büyük bir fark bulunmamaktadır.
- ✓ Kule eğilme momenti değerleri incelendiğinde, eğik askılı köprü kulesinin eğilme momentleri ile düşey askılı köprü kulesinin eğilme momentleri arasında çok büyük bir fark bulunmamaktadır.
- ✓ Kule normal kuvvet değerleri incelendiğinde, eğik askılı köprü kulesinin normal kuvvetleri ile düşey askılı köprü kulesinin normal kuvvetleri arasında çok büyük bir fark bulunmamıştır. Ayrıca köprü kulesinin kendi ağırlığının etkisi nedeniyle, normal kuvvet değerleri kulenin yüksekliği boyunca, alt yöne artmıştır.
- ✓ İki boyutlu statik analizden (2B) elde edilen değerler ile üç boyutlu statik analizden (3B) elde edilen değerler arasında herhangi bir fark bulunmamaktadır.

Modal analizlere bağlı olarak edilen sonuçlar aşağıda belirtilmiştir:

- ✓ İki boyutlu analizin sonucunda eğik askılı köprü için yapılan modal analizde 6 düşey asimetric mod, 6 düşey simetric mod, 2 kule mod ve 1 boyuna modu elde edilmiştir, hesaplanan periyot değerleri “ 0.855924 Sn ” ile “ 8.310207 Sn ” aralığında değişmektedir. Düşey askılı köprü için yapılan modal analizde 7 düşey asimetric mod, 6 düşey simetric mod ve 2 kule modu elde edilmiştir, hesaplanan periyot değerleri “ 0.935026 Sn ” ile “ 9.757008 Sn ” aralığında değişmektedir.
- ✓ İki boyutlu modal analizin değerleri incelendiğinde, düşey askılı köprüden elde edilen periyot değerleri, eğik askılı köprüden elde edilen periyot değerlerinden daha yüksektir.
- ✓ Üç boyutlu analizin sonucunda eğik askılı köprü için yapılan modal analizde 3 düşey asimetric mod, 4 düşey simetric mod, 6 yanal mod, 1 kule mod, 4 kablo mod ve 2 burulma modu elde edilmiştir, hesaplanan periyot değerleri “ 1.810831 Sn ” ile “ 8.865448 Sn ” aralığında değişmektedir. Düşey askılı köprü için yapılan modal analizde 4 düşey asimetric mod, 4 düşey simetric mod, 5

yanal mod, 1 kule mod, 4 kablo mod ve 2 burulma modu elde edilmiştir, hesaplanan periyot değerleri “ 2.035289 Sn ” ile “ 9.757024 Sn ” aralığında değişmektedir.

- ✓ Üç boyutlu modal analizin değerleri incelendiğinde, düşey askılı köprüden elde edilen periyot değerleri, eğik askılı köprüden elde edilen periyot değerlerinden daha yüksektir.

Dinamik analizlerden elde edilen sonuçlar aşağıda belirtilmiştir:

- ✓ Askıların normal kuvvet değerleri incelendiğinde, eğik askılı köprünün askılarında elde edilen çekme ve basınç normal kuvvetlerinin değerleri, düşey askılı köprünün askılarında elde edilenlerden daha yüksektir. Seçilen deprem analizinde düşey askıların performansının, daha etkili olup ve düşük normal kuvvet değerlerini verdiği söylenebilmektedir.
- ✓ Tabliye düşey yerdeğiştirme değerleri incelendiğinde, düşey askılı köprüden elde edilen tabliye düşey yerdeğiştirme değerleri, eğik askılı köprünün değerlerinden biraz daha yüksektir.
- ✓ Tabliye kesme kuvveti değerleri incelendiğinde, eğik askılı köprünün ortasındaki askıların arasında gerçekleşen ayrılma nedeniyle, bu bölgede maksimum ve minimum tabliyenin kesme kuvveti değerleri yüksektir. Düşey askılı köprünün tabliye kesme kuvveti değerleri ise köprünün tabliyesi boyunca daha düşük görülmüştür.
- ✓ Tabliye eğilme momenti değerleri incelendiğinde, düşey askılı köprüden elde edilen tabliye eğilme momenti değerleri, eğik askılı köprünün değerlerinden biraz daha yüksektir.
- ✓ Kule yatay yerdeğiştirme değerleri incelendiğinde, eğik askılı köprü kulesinin yerdeğiştirmeleri ile düşey askılı köprü kulesinin yerdeğiştirmeleri arasında büyük bir fark bulunmamaktadır.
- ✓ Kule kesme kuvveti değerleri incelendiğinde, eğik askılı köprü kulesinin kesme kuvvetleri ile düşey askılı köprü kulesinin kesme kuvvetleri arasında çok büyük bir fark bulunmamaktadır.
- ✓ Kule eğilme momenti değerleri incelendiğinde, eğik askılı köprü kulesinin eğilme momentleri ile düşey askılı köprü kulesinin eğilme momentleri arasında çok büyük bir fark bulunmamaktadır.

- ✓ Kule normal kuvvet değerleri incelendiğinde, eğik askılı köprü kulesinin normal kuvvetleri ile düşey askılı köprü kulesinin normal kuvvetleri arasında çok büyük bir fark bulunmamaktadır.
- ✓ Köprünün tabliye ve kulesinde elde edilen kesme kuvvet ve eğilme momentlerinin sonuçlarına göre, iki boyutlu analiz ile üç boyutlu analiz arasında önemli bir fark gözlenmiştir.

Bu tez kapsamında yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlar ışığında yapılan bazı not ve öneriler maddeler halinde aşağıda sunulabilmektedir:

- Askılardaki normal kuvvetler ile ilgili olarak, düşey askıların daha etkili olduğu ve statik analizde sadece çekme normal kuvvetlerinin düşük değerlerini verdiği söylenebilmektedir, ancak eğik askılar çekme ve basınç normal kuvvetlerinin yüksek değerlerini vermektedir. Sonuç olarak, bu tip askılarda burkulma ve yorulma problemleri ortaya çıkabilmektedir.
- Eğik askıların tasarımı, köprünün ortasında ayrılmalarını gerektirmektedir. Bu ayrılma nedeniyle oluşturulan askılardaki iç çekme ve basınç normal kuvvetleri, tabliyenin ortasında yüksek eğilme momenti ve kesme kuvvetleri değerleri üretmektedir. Sonuç olarak, yorulma sorunları köprünün tabliyesinde de ortaya çıkacaktır.
- Köprünün kulelerindeki iç kuvvet ve gerilmelerin değerlendirilmesinden sonra, askıları değiştirme işleminin kuleler üzerinde büyük bir etkisi olmadığı söylenebilmektedir.
- Statik analizde, iki boyutlu modelden elde edilen sonuçlar ile üç boyutlu modelden elde edilenler arasında herhangi bir fark görülmemiştir. Ancak dinamik analizde, iki boyutlu model ile üç boyutlu model arasında köprünün hem tabliyesindeki hem de kulelerindeki, özellikle de eğilme momentlerinde ve kesme kuvvetlerinde önemli farklılıklar gözlenmiştir. Bu nedenle, köprünün dinamik hareketi analiz edilirken üç boyutlu modelinin kullanması tavsiye edilmektedir. Köprünün statik analizi yapılırken, iki boyutlu modelin analizi veya üç boyutlu modelin analizi kullanabilmektedir.
- Bu çalışmadaki sonuçların genel bir değerlendirmesi olarak, asma köprülerdeki düşey askıların eğik askılardan daha etkili olduğu söylenebilmektedir. Ayrıca iç kuvvetlerin ve gerilmelerin köprünün hem askılarında hem de tabliyesinde en iyi şekilde dağılmasını sağlayıp burkulma ve yorulma sorunlarını çözmektedir.

Dolayısıyla, asma köprülerde düşey askıların kullanılması, statik ve dinamik yükler altında en iyi performansı verir ve askıların bu şekilde yapılması tavsiye edilmektedir.



## 5. KAYNAKLAR

1. Ohshima, H., Sato, K. ve Watanabe, N., Structural Analysis of Suspension Bridges, Journal of Engineering Mechanics, 110, 3 (1984) 392-404.
2. Jennings, A., Deflection Theory Analysis of Different Cable Profiles for Suspension Bridges, Eng. Struct., 9, (1987).
3. Brownjohn, J.M.W., Dumanoglu, A.A., Severn, R.T. ve Blakeborough, A., Ambient Vibration Survey of the Bosphorus Suspension Bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 18, (1989) 263-283.
4. Dumanoglu, A.A., Brownjohn, J.M.W. ve Severn, R.T., Seismic Analysis of the Fatih Sultan Mehmet (Second Bosphorus) Suspension Bridge, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21, (1992) 881-906.
5. Rassem, M., Ghobarah, A. ve Heidebrecht, A.C., Site Effects on the Seismic Response of a Suspension Bridge, Engineering Structures, 18, 5 (1996) 363-370.
6. Cobo del Arco, D. ve Aparicio, A.C., Preliminary Static Analysis of Suspension Bridges, Engineering Structures, 23, (2001) 1096-1103.
7. Altunışık, A.C., Bayraktar, A. ve Adanur, S., Effect of Hanger Shapes on the Geometric Nonlinear Static and Dynamic Responses of Bosphorus Suspension Bridge, 7th International Congress on Advances in Civil Engineering, October 2006, Istanbul, Turkey, 351-362.
8. Adanur, S., Soyluk, K., Bayraktar, A. ve Dumanoglu, A.A., Stochastic Seismic Response of the Bosphorus Suspension Bridge to Spatially Varying Ground Motions, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, September 2006, Geneva, Switzerland, 182-192.
9. Adanur, S. ve Günaydın, M., Construction Stage Analysis of Bosphorus Suspension Bridge, 9th International Congress on Advances in Civil Engineering, September 2010, Trabzon, Turkey.
10. Apaydın, N.M., Earthquake Performance Assessment and Retrofit Investigations of Two Suspension Bridges in Istanbul, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30 (2010) 702-710.
11. Adanur, S., Mosallam, A.S., Shinozuka, M. ve Gumusel, L., A Comparative Study on Static and Dynamic Responses of FRP Composite and Steel Suspension Bridges, Journal of Reinforced Plastics and Composites, 30 (2011) 1265-1279.
12. Adanur, S., Günaydın, M., Altunışık, A.C. ve Sevim, B., Construction Stage Analysis of Humber Suspension Bridge, Applied Mathematical Modelling, 36 (2012) 5492-5505.

13. Adanur, S., Altunişik, A.C., Bayraktar, A. ve Akköse, M., Comparison of Near-fault and Far-fault Ground Motion Effects on Geometrically Nonlinear Earthquake Behavior of Suspension Bridges, Nat Hazards, 64 (2012) 593–614.
14. Atabey, N.A., Adanur, S., Günaydın, M., Altunişik, A.C. ve Sevim, B., Dynamic Analysis of a Suspension Bridge Using CFRP Composite Material, 2nd International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, May 2013, Tirana, Albania.
15. Günaydın, M., Adanur, S., Altunişik, A.C., Sevim, B. ve Türker, E., Determination of Structural Behavior of Bosphorus Suspension Bridge Considering Construction Stages and Different Soil Conditions, Steel and Composite Structures, 17, 4 (2014) 000-000.
16. Adanur, S., Altunişik, A.C., Soyluk, K., Bayraktar, A. ve Dumanoglu, A.A., Multiple-Support Seismic Response of Bosphorus Suspension Bridge for Various Random Vibration Methods, Case Studies in Structural Engineering, 5 (2016) 54–67.
17. Soyoz, S., Dikmen, U., Apaydin, N., Kaynardag, K., Aytulun, E., Senkardasler, O., Catbas, N., Lus, H., Safak, E. ve Erdik, M., System Identification of Bogazici Suspension Bridge during Hanger Replacement, Procedia Engineering, 199 (2017) 1026–1031.
18. Fu, C.C. ve Wang, S., Computational Analysis and Design of Bridge Structures, CRC Press, Boca Raton, 2015.
19. Ghzayel, O., Span-Skewed Effect on the Response of I-Girder Prestressed Concrete Bridges, Yüksek Lisans Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 2016.
20. Chen W.F. ve Duan L., Bridge Engineering Handbook, CRC Press LLC, USA, 2000.
21. Harazaki, I., Suzuki, S. ve Okukawa, A., Suspension Bridges, CRC Press, Boca Raton, 2000.
22. Lu, J., Large Suspension Bridges in China, Bridge Foundation Eng., USA, 1996.
23. Navier, M., Papport et Mémoire sur les Ponts Suspendus, de l' Imprimerie Royale, Paris, 1823.
24. Rankine, W. J. M., A Manual of Applied Mechanics, 1858.
25. Ritter, W., Versteifungsfachwerke bei Bogen und Hängebrücken, Z. bauwesen, 1877.
26. Lévy, M., Mémoire sur le calcul des ponts suspendus rigides, Ann. Ponts Chaussées, 1886.
27. Melan, J., Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken, Handb. Ingenieurwissensch., 1888.
28. Moisseiff, L.S., The towers, cables and stiffening trusses of the bridge over the Delaware River between Philadelphia and Camden, J. Franklin Inst., 1925.

29. Moisseiff, L.S. ve Lienhard, F., Suspension Bridge under the Action of Lateral Forces, Trans. ASCE, 58, 1933.
30. Brotton, D.M., Williamson, N.M., ve Millar, M., The Solution of Suspension Bridge Problems by Digital Computers, Part I, Struct. Eng., 41, 1963.
31. Brotton, D.M., A General Computer Programme for the Solution of Suspension Bridge Problems, Struct. Eng., 44, 1966.
32. Saafan, A.S., Theoretical Analysis of Suspension Bridges, Proc. ASCE, 92, ST4, 1966.
33. Tezcan, S.S., Stiffness Analysis of Suspension Bridges by Iteration, Symposium on Suspension Bridges, Lisbon, 1966.
34. Bleich, F., McCullough, C.B., Rosecrans, R., ve Vincent, G.S., The Mathematical Theory of Vibration in Suspension Bridges, Department of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington, 1950.
35. Birdsall, B., The Suspension Bridge Tower Cantilever Problem, Trans. ASCE, 1942.
36. Steinman, D.B., A Generalized Deflection Theory for Suspension Bridges, Trans. ASCE, 100, 1935.
37. Atabey, N.A., Lifli Polimer Kompozit Asma Köprülerin Statik ve Dinamik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 2011.
38. Aksoğan, O., Nonlinear Yapı Analizi, Yapı Mekaniğinde Son Gelimeler, Editör Ertepnar, A., Wasti, S.T., Aksoğan, O., KTÜ Basmevi, Trabzon, 1986.
39. Erdik, M. ve Yüzügüllü, Ö., Deprem Mühendisliği Açısından Yapı Dinamiğine Giriş, T.C. İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı, Ankara, 1980.
40. Tezcan, S.S. ve Cherry, S., Earthquake Analysis of Suspension Bridges, Proc. 4th WCEE, 1969, Santiago, Chile, 125–140.
41. Brownjohn, J.M.W., Observations on Non-linear Dynamic Characteristics of Suspension Bridges, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 23, (1994) 1351-1367.
42. Neils, G., Cable Suspension Bridge, John Wiley and Sons, New York, 2000.
43. Suh, J. ve Change, S.P., Experimental Study on Fatigue Behaviour of Wire Ropes, International Journal of Fatigue, 22, 4 (2000), 339-347.
44. <http://arsiv.ntv.com.tr/news/254811.asp>. 18 Mayıs 2019.
45. <http://www.kgm.gov.tr/SiteCollectionDocuments/KGMdocuments/Bolgeler/1Bolge/BogaziciKoprusuProjeBilgileri.pdf>. 18 Mayıs 2019.

46. [https://en.wikipedia.org/wiki/Bosphorus\\_Bridge](https://en.wikipedia.org/wiki/Bosphorus_Bridge). 18 Mayıs 2019.
47. Adanur, S., Altunışık, A.C., Soyluk, K., Dumanoglu, A.A. ve Bayraktar, A., Contribution of Local Site-effect on the Seismic Response of Suspension Bridges to Spatially Varying Ground Motions, Earthquakes and Structures, 10, 5 (2016) 1233-1251.
48. <http://www.kgm.gov.tr/Sayfalar/KGM/SiteTr/Root/default.aspx>. 18 Mayıs 2019.
49. Dumanoğlu, A.A. ve Severn, R.T., Seismic Response of Modern Suspension Bridges to Asynchronous Vertical Ground Motion, Proc. Instn. Civ. Engrs., 83 (1987) 701-730.
50. Soyluk, K., Kablolu Köprülerin Stokastik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 1997.
51. Altın, S., Kaptan, K. ve Tezcan, S.S., Dynamic Analysis of Suspension Bridges and Full Scale Testing, Open Journal of Civil Engineering, 2 (2012) 58-67.
52. <https://peer.berkeley.edu/>. 18 Mayıs 2019.



## ÖZGEÇMİŞ

Bashir RAHMOUN RAHWAN, 1987 yılı Halep/Suriye doğumludur. Lise öğrenimini 2007 yılında Alkendi Lisesi'nden tamamlamıştır. Lisans derecesini 2013 yılında Halep Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden kazanmıştır. 2015 yılında başladığı yüksek lisans öğrenimine Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde devam etmektedir. Anadili olan Arapça'nın yanısırası iyi derecede Türkçe ve orta derecede İngilizce bilmektedir. 2014 yılında Yurtdışı Türkler ve Akraba Topluluklar Başkanlığı tarafından tahsis edilen TÜRKİYE BURSLARI kapsamında Türkçe eğitimi ve yüksek lisans bursu kazanmıştır.

