

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**BİRLEŞTİRİLMİŞ SONLU ELEMEN-SINIR ELEMEN YÖNTEMLERİYLE
MODELLENEN KABLOLU KÖPRÜLERİN STOKASTİK ANALİZİ**

DOKTORA TEZİ

İnş. Yük. Müh. Zeliha TONYALI

**OCAK 2017
TRABZON**



KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ



Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünce

Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : / /

Tezin Savunma Tarihi : / /

Tez Danışmanı :

Trabzon

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında
Zeliha TONYALI Tarafından Hazırlanan

BİRLEŞTİRİLMİŞ SONLU ELEMAN-SINIR ELEMAN YÖNTEMLERİYLE
MODELLENEN KABLOLU KÖPRÜLERİN STOKASTİK ANALİZİ

başlıklı bu çalışma, Enstitü Yönetim Kurulunun 17/01/2017 gün ve 1685 sayılı
kararıyla oluşturulan jüri tarafından yapılan sınavda
DOKTORA TEZİ
olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

Başkan : Prof. Dr. Alemdar BAYRAKTAR

Üye : Prof. Dr. Kurtuluş SOYLUK

Üye : Doç. Dr. Şevket ATEŞ

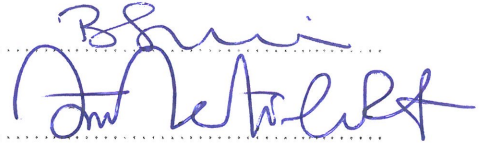
Üye : Doç. Dr. Barış SEVİM

Üye : Yrd. Doç. Dr. Ömer Necati CORA









Prof. Dr. Sadettin KORKMAZ

Enstitü Müdürü

ÖNSÖZ

Bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda doktora tezi olarak hazırlanmıştır.

“Birleştirilmiş Sonlu Eleman-Sınır Eleman Yöntemleriyle Modellenen Kablolu Köprülerin Stokastik Analizi” isimli tez çalışması konumu bana öneren ve her aşamasında bilgi ve tecrübelerini benden esirgemeyen Hocam Sayın Doç. Dr. Şevket ATEŞ'e en içten teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmamı başından beri takip eden inceleyen ve değerli görüş ve bilgilerini benimle paylaşan değerli Hocalarım Sayın Prof. Dr. Alemdar BAYRAKTAR, Prof. Dr. Ümit UZMAN, Doç. Dr. Süleyman ADANUR, Doç. Dr. Volkan KAHYA ve Yrd. Doç. Dr. Hasan Basri BAŞAĞA ve Yrd. Doç. Dr. Ömer Necati CORA'ya çok teşekkür ederim.

Tez çalışmam sırasında manevi desteklerini benden esirgemeyen Sayın Yrd. Doç. Dr. Muhammet YURDAKUL'a, Yrd. Doç. Dr. Murat GÜNAYDIN'a, Araş. Gör. Betül DEMİRTAŞ'a, Araş. Gör. Barbaros ATMACA'ya, Araş. Gör. Mustafa ERGÜN'e ve adını yazamadığım daha birçok arkadaşşıma ayrı ayrı çok teşekkür ederim.

Öğrenim hayatım boyunca bana emeği geçen beni bilgilendiren ve yönlendiren bütün hocalarımı saygıyla anar kendilerine ömür boyu minnettar olduğumu belirtmek isterim.

Yaşamım boyunca hayatın her aşamasında benden desteğini esirgemeyen ve elinden geldiği her imkânı önüme sunan haklarını hiçbir zaman ödeyemeyeceğim sevgili babam İ.Hakkı KUYUMCU ve annem Emine KUYUMCU'ya ve tüm aileme minnet ve şükranlarımı sunmayı bir borç bilirim. Her konuda yardımlarını ve zamanını esirgemeyen görüş ve önerilerinden yararlandığım eşim Gökhan TONYALI'ya müteşekkir olduğumu belirtmek isterim. Ayrıca, bu çalışmanın yeni çalışmalara ışık tutmasını ve Ülkemize faydalı olmasını ümit ederim.

Zeliha TONYALI
Trabzon 2017

TEZ ETİK BEYANNAMESİ

Doktora tezi olarak sunduğum “Birleştirilmiş Sonlu Eleman-Sınır Eleman Yöntemleriyle Modellenen Kablolulu Köprülerin Stokastik Analizi” başlıklı bu çalışmayı baştan sona kadar danışmanım Doç. Dr. şevket ATEş’in sorumluluğunda tamamladığımı, verileri kendim topladığımı, analizleri ilgili programda yaptığımı, başka kaynaklardan aldığım bilgileri metinde ve kaynakçada eksiksiz olarak gösterdiğimi, çalışma sürecinde bilimsel araştırma ve etik kurallara uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ettiğimi beyan ederim.30/01/2017

Zeliha TONYALI

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ	III
TEZ ETİK BEYANNAMESİ.....	IV
İÇİNDEKİLER.....	V
ÖZET	VIII
SUMMARY	IX
ŞEKİLLER DİZİNİ	X
TABLolar DİZİNİ.....	XIII
SEMBOLLER DİZİNİ	XIV
1. GENEL BİLGİLER	1
1.1. Giriş	1
1.2. Çalışmanın Amacı	3
1.3. Kablolu Köprüler Hakkında Genel Bilgiler.....	5
1.3.1. Kablolu Köprülerin Tarihsel Gelişimi	5
1.3.2 Kablolu Köprülerin Temel Özellikleri.....	6
1.3.3. Kablolu Köprülerin Yapısal Elemanları	9
1.3.3.1. Tabliye	10
1.3.3.2. Kablolar	11
1.3.3.3 Kuleler	12
1.3.4 Kablolu Köprülerde Modelleme ve Analiz	13
1.3.5 Kablolu Köprülerin Doğrusal Olmayan Davranışları ve Deprem Anındaki Hareketi.....	15
1.4 Zemin-Yapı Etkileşimi	17
1.4.1. Zemin-Yapı Etkileşimi Analiz Yöntemleri	21
1.4.1.1 Doğrudan (Direkt Yöntem).....	22
1.4.1.2. Altsistem Yöntemi	22
1.5 Sınır Eleman Yöntemi	23
1.5.1 Sınır Eleman Yönteminin Tercih Nedeni	25
1.5.2 Sonlu Eleman ve Sınır Eleman Yöntemlerinin Karşılaştırılması	26

1.5.3	Sınır Elemanlar Çözüm Yöntemleri	28
1.5.3.1	Doğrudan Sınır Eleman Yöntemi	28
1.5.3.2	Dolaylı Sınır Eleman Yöntemi	29
1.5.4.	Sınır Eleman Yönteminde Kullanılan Elemanlar	29
1.6.	Frekans ve Zaman Alanında Çözüm.....	31
1.7.	Yapılan Çalışmalar	32
1.7.1.	Kablolu Köprülerde Değişerek Yayılan Yer Hareketi ve Zemin-Yapı Etkileşimi ile İlgili Yapılmış Çalışmalar.....	32
1.7.2.	Zemin-Yapı Etkileşiminin Modellenmesinde Sınır Eleman Yöntemi ile İlgili Yapılmış Çalışmalar.....	39
2.	FORMÜLASYON	47
2.1.	Değişerek Yayılan Yer Hareketi için Stokastik Analiz Formülasyonu	47
2.1.1	Rastgele Titreşim Analizi	52
2.1.1.1.	Dinamik Tepki Bileşeni Varyansı	53
2.1.1.2.	Zahiri-Statik Tepki Bileşeni Varyansı	54
2.1.1.3.	Zahiri-Statik ve Dinamik Tepki Bileşenleri Arasındaki Kovaryans Fonksiyonu	55
2.1.1.4.	Toplam Tepki Bileşeninin Varyansı	56
2.1.1.5.	Ortalama Maksimum Değer ve Oluşma Frekansı	56
2.2.	Dinamik Zemin-Yapı Etkileşim Problemleri İçin Sınır Eleman Formülasyonu	58
2.2.1.	Elastodinamik Problemler İçin Sınır Eleman Denklemi	59
2.2.2.	Sınır Eleman Denklemine Sayısal Çözümü	62
2.2.3.	İki Malzemeli Kompozitin Dinamik Analizi İçin Sınır Eleman Formülasyonu	66
2.3.	İki Boyutlu Zemin-Yapı Etkileşim Problemleri İçin Birleştirilmiş Sonlu Eleman-Sınır Eleman Yöntemi	70
2.3.1.	Birleştirilmiş Sonlu Eleman-Sınır Eleman Yönteminde Kullanılan Formülasyon	71
2.3.1.1.	Birleştirilmiş Sonlu-Sınır Eleman Sistemine Ait İndirgenmiş Sistem Rijitlik Matrisi	76
3.	YAPILAN ÇALIŞMALAR.....	80
3.1.	Yer Hareketi Modeli	80
3.2.	Korelasyon Etkisi.....	85
3.3.	Dalga Yayılma Etkisi.....	86

3.4.	Yerel Zemin Etkisi.....	87
3.5.	Quincy Bayview Kablolü Köprüsünün Yapısal Özellikleri	88
3.6.	Kablo lu Köprü nün Analitik Modeli.....	90
3.7.	Tabakalı Zeminin Sınır Eleman Analitik Modeli	92
3.8.	Çalışmada Kullanılan Bilgisayar Programı	94
3.9.	Yapılan Çalışmanın Doğrulaması.....	95
3.10.	Modal Analiz	98
4.	BULGULAR VE İRDELEMELER	100
4.1.	Kablo lu Köprü nün Birleştirilmiş Sonlu-Sınır Eleman Yöntemine Göre Modellenmesiyle Elde Edilen Stokastik Sonuçlar	100
4.1.1	Tabliyede Oluş an Yerdeğ iştirmeler ve Eleman Kuvvetleri.....	102
4.1.1.1.	Yer Hareketi Değ iş im Bileş enlerinin Birlikte Dikkate Alınması Durumu	102
4.1.1.2.	Dalga Yayılma Etkisinin Dikkate Alınması Durumu.....	108
4.1.1.3.	Korelasyon Etkisinin Dikkate Alınması Durumu.....	113
4.1.1.4.	Üniform Yer Hareketi Durumu	118
4.1.1.5.	Dalga Yayılma, Korelasyon ve Üniform Yer Hareketi Etkilerinin Her Bir Zemin Türü İç in İncelenmesi	121
4.1.2	Kulede Oluş an Yerdeğ iştirmeler ve Eleman Kuvvetleri	126
4.1.2.1.	Yer Hareketi Değ iş im Bileş enlerinin Birlikte Dikkate Alınması Durumu	127
4.1.2.2.	Dalga Yayılma Etkisinin Dikkate Alınması Durumu.....	132
4.1.2.3.	Korelasyon Etkisinin Dikkate Alınması Durumu.....	137
4.1.2.4.	Üniform Yer Hareketi Durumu	142
4.1.2.5.	Dalga Yayılma, Korelasyon ve Üniform Yer Hareketi Etkilerinin Her Bir Zemin Türü İç in İncelenmesi	145
5.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	151
6.	KAYNAKLAR	158
ÖZGEÇMİŞ		

Doktora Tezi

ÖZET

BİRLEŞTİRİLMİŞ SONLU ELEMAN-SINIR ELEMAN YÖNTEMLERİYLE MODELLENEN KABLOLU KÖPRÜLERİN STOKASTİK ANALİZİ

Zeliha TONYALI

Karadeniz Teknik Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Doç. Dr. Şevket ATEŞ
2017, 171 Sayfa

Bu çalışmada Sonlu Eleman Yöntemine (SEY) ve Sınır Eleman Yöntemine (SıEY) dayalı birleştirilmiş bir model kullanılarak değişerek yayılan yer hareketine maruz kablolu köprülerdeki stokastik dinamik davranışların belirlenmesi amaçlanmıştır. Kablolu köprü modeli sonlu elemanlarla, kablolu köprünün oturduğu tabakalı zemin ortamı ise sınır elemanlarla modellenmiştir. Bu iki yöntem altyapı yöntemi kullanılarak birleştirilmiştir.

İki tabakadan oluşan zeminin dinamik analizi için Fourier dönüşüm uzayında yapılan formülasyonda sabit sınır eleman formülasyonu kullanılmıştır. İki boyutlu analiz için Fortran'da yazılmış programlama kodu yardımıyla tabakalı zemine ait sonlu eleman sistem denkleminin uygun sınır eleman sistem rijitlik matrisi elde edilmiştir. Elde edilen bu rijitlik matrisi Sonlu Eleman Sistemine ait rijitlik matrisine eklenerek genel sistem rijitlik matrisi elde edilmiştir. Böylece değişerek yayılan yer hareketlerine maruz kablolu köprünün stokastik dinamik davranışları belirlenmiştir.

Çalışma sonucunda, zemin-yapı etkileşimi ve deprem hareketindeki değişim bileşenlerinin birlikte dikkate alınması, köprünün dinamik davranışının tam ve doğru bir biçimde belirlenmesi açısından önemli olduğu gözlemlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Kablolu köprü, Zemin-yapı etkileşimi, Sınır Eleman Yöntemi, Sonlu Eleman Yöntemi, Birleştirilmiş Sonlu Eleman - Sınır Eleman Yöntemi, Stokastik analiz.

PhD. Thesis

SUMMARY

STOCHASTIC ANALYSIS OF CABLE-STAYED BRIDGES MODELLING COUPLED
FINITE-BOUNDARY ELEMENT METHODS

Zeliha TONYALI

Karadeniz Technical University
The Graduate School of Natural and Applied Sciences
Civil Engineering Graduate Program
Supervisor: Assoc. Prof. Şevket ATEŞ
2017, 171 Pages

In this study, it is aimed to determine the stochastic behaviors in the cable stayed bridges subjected to spatially varying seismic excitation, using a coupled model based on Finite Element Method (FEM) and Boundary Element Method (BEM). In order to investigate the soil-structure interaction effect on the response of cable-stayed bridge under spatially varying seismic excitation, two dimensional model of an existing Quincy Bayview Bridge (USA) is selected as an example. A substructuring approach is used to model the bridge-soil dynamic interaction.

In the coupling model whole domain is divided into two regions, namely boundary and finite element regions, with common interface. The bridge system is represented using finite elements, while the underlying layered soil medium is modeled using boundary elements. In order to join these two regions compatibility and equilibrium conditions must be satisfied along the interface.

The boundary element formulation is presented for the dynamic analysis of two layered soil medium. The formulation is performed in Fourier transform space by using constant boundary element. Based on the formulation presented in this study, a computer code written in Fortran is used for two dimensional dynamic analyses of the layered soil medium. Equivalent finite element method is added to the computer code and is used to obtain equivalent stiffness matrix related to boundary element region. According to this method boundary element region is transformed as an equivalent finite element and the final system is solved as a stiffness problem. Thus, the dynamic behaviors of the bridge subjected to spatially varying ground motions considering soil-structure interaction are obtained.

Key Words: Cable-stayed bridge, Spatially varying ground motion, Soil-structure interaction, Boundary Element Method, Finite Element Method, Coupled Finite - Boundary Element Method.

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1. Deprem hareketinden dolayı yapıda oluşan yerdeğiştirmeler.....	4
Şekil 1.2. Kablo köprünün temel elemanları	9
Şekil 1.3. Kablo köprünün yük taşıma prensibi.....	10
Şekil 1.4. Ortotropik plaklı döşeme	10
Şekil 1.5. Kablo köprülerde farklı kablo bağlantıları	11
Şekil 1.6. Kablo köprülerde çeşitli kule tipleri, a) Tekil kule, b) ve c) H şekilli kule, d) A şekilli kule, e) Elmas şekilli kule, f) Ters Y şekilli kule.....	13
Şekil 1.7. Kablo köprülerde kule deplasman şekilleri	16
Şekil 1.8. Tabliyede burkulma mekanizması	16
Şekil 1.9. Jindo köprüsü, Güney Kore, 1984	17
Şekil 1.10. Dinamik zemin-yapı etkileşimi.....	20
Şekil 1.11. Mühendislik problemlerinin çözümü için yaygın olarak kullanılan sayısal yöntemlerin birbirleriyle ilişkisi	23
Şekil 1.12. Sayısal yöntemlerle problemin incelenmesi	25
Şekil 1.13. Genel rijitlik matris formatı	27
Şekil 1.14. İki boyutlu zemin-yapı etkileşim modeli.....	28
Şekil 1.15. Sınır elemanlar	30
Şekil 1.16. İki boyutlu sürekli ve süreksiz lineer sınır eleman, a) Global eksen takımı; b) Lokal eksen takımı	31
Şekil 2.1. İki boyutlu elastik cisim.....	59
Şekil 2.2. Cisim sınırının sabit sınır elemanlara bölünmesi.....	63
Şekil 2.3. İki boyutlu analiz için sınır elemanına ait sınır büyüklükleri	65
Şekil 2.4. İki malzemeli kompozit cisim	66
Şekil 2.5. Kompozit cismin iki bölgesine ait serbest cisim diyagramları.....	67
Şekil 2.6. Sonlu eleman yöntemi ile sınır eleman yönteminin birleştirilmesi	72
Şekil 2.7. Birleştirilmiş sonlu eleman-sınır eleman sistemine ait global rijitlik matrisi	73
Şekil 3.1. 1999 Kocaeli depremi Düzce istasyonu DZC270 bileşeni ivme kaydı	81

Şekil 3.2.	1999 Kocaeli depremi Düzce istasyonu DZC270 bileşeni ivme kaydına ait ivme spektral yoğunluk fonksiyonu.....	82
Şekil 3.3.	1999 Kocaeli Depremi DZC270 bileşeni için filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareket modeline ait ivme spektral yoğunluk fonksiyonu	84
Şekil 3.4.	1999 Kocaeli Depremi DZC270 bileşeni için filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareket modeline ait yerdeğiştirme spektral yoğunluk fonksiyonu	84
Şekil 3.5.	Quincy Bayview Köprüsü.....	88
Şekil 3.6.	İki boyutlu köprü modeli	89
Şekil 3.7.	İki boyutlu kule detayı	89
Şekil 3.8.	Kompozit köprü tabliye kesiti	89
Şekil 3.9.	Köprünün sonlu eleman modeline ait düğüm noktası numaraları ve matematik modeli	90
Şekil 3.10.	Köprüye ait kablo özellik ve eleman numaraları	91
Şekil 3.11.	Köprü-zemin sisteminin iki boyutlu modeli	92
Şekil 3.12.	Tabakalı zeminin sınırlarının sabit sınır elemana ayrıklaştırılması	93
Şekil 3.13.	CD2NL programında kullanılan alt programlar	94
Şekil 3.14.	Çalışmanın doğruluğunu teyit etmek amacıyla seçilen örnek sistem	95
Şekil 3.15.	a) Sabit sınır eleman modeli, b) Birleştirilmiş sonlu-sınır eleman modeli	96
Şekil 3.16.	Örnek sistemin sonlu eleman modeli.....	97
Şekil 3.17.	Yumuşak zemin türü için kolondaki yatay yerdeğiştirmeler	98
Şekil 4.1.	Analizlerde dikkate alınan, a) Kablolu köprü modeli, b) Köprünün birleştirilmiş sonlu-sınır eleman (FBEM) modeli.....	101
Şekil 4.2.	Tabliyede oluşan yerdeğiştirmeler.....	104
Şekil 4.3.	Tabliyede oluşan normal kuvvetler	105
Şekil 4.4.	Tabliyede oluşan kesme kuvvetleri.....	106
Şekil 4.5.	Tabliyede oluşan eğilme momentleri.....	107
Şekil 4.6.	Tabliyede oluşan yerdeğiştirmeler.....	109
Şekil 4.7.	Tabliyede oluşan normal kuvvetler	110
Şekil 4.8.	Tabliyede oluşan kesme kuvvetleri.....	111
Şekil 4.9.	Tabliyede oluşan eğilme momentleri.....	112
Şekil 4.10.	Tabliyede oluşan yerdeğiştirmeler.....	114
Şekil 4.11.	Tabliyede oluşan normal kuvvetler	115

Şekil 4.12.	Tabliyede oluşan kesme kuvvetleri.....	116
Şekil 4.13.	Tabliyede oluşan eğilme momentleri.....	117
Şekil 4.14.	Tabliyede oluşan dinamik yerdeğiştirmeler.....	118
Şekil 4.15.	Tabliyede oluşan dinamik normal kuvvetler	119
Şekil 4.16.	Tabliyede oluşan dinamik kesme kuvvetleri	119
Şekil 4.17.	Tabliyede oluşan dinamik eğilme momentleri	120
Şekil 4.18.	Her bir zemin türünde oluşan toplam yerdeğiştirmeler	122
Şekil 4.19.	Her bir zemin türünde oluşan toplam normal kuvvetler	123
Şekil 4.20.	Her bir zemin türünde oluşan toplam kesme kuvvetleri.....	124
Şekil 4.21.	Her bir zemin türünde oluşan toplam eğilme momentleri	125
Şekil 4.22.	Kulede oluşan yerdeğiştirmeler	128
Şekil 4.23.	Kulede oluşan normal kuvvetler	129
Şekil 4.24.	Kulede oluşan kesme kuvvetleri	130
Şekil 4.25.	Kulede oluşan eğilme momentleri	131
Şekil 4.26.	Kulede oluşan yerdeğiştirmeler	133
Şekil 4.27.	Kulede oluşan normal kuvvetler	134
Şekil 4.28.	Kulede oluşan kesme kuvvetleri	135
Şekil 4.29.	Kulede oluşan eğilme momentleri	136
Şekil 4.30.	Kulede oluşan yerdeğiştirmeler	138
Şekil 4.31.	Kulede oluşan normal kuvvetler	139
Şekil 4.32.	Kulede oluşan kesme kuvvetleri	140
Şekil 4.33.	Kulede oluşan eğilme momentleri	141
Şekil 4.34.	Kulede oluşan dinamik yerdeğiştirmeler	142
Şekil 4.35.	Kulede oluşan dinamik normal kuvvetler.....	143
Şekil 4.36.	Kulede oluşan dinamik kesme kuvvetleri.....	143
Şekil 4.37.	Kulede oluşan dinamik eğilme momentleri	144
Şekil 4.38.	Her bir zemin türünde kulede oluşan toplam yerdeğiştirmeler	146
Şekil 4.39.	Her bir zemin türünde kulede oluşan toplam normal kuvvetler	147
Şekil 4.40.	Her bir zemin türünde kulede oluşan toplam kesme kuvvetleri	148
Şekil 4.41.	Her bir zemin türünde kulede oluşan toplam eğilme momentleri	149

TABLolar DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1. Sonlu eleman yöntemi ve sınır eleman yönteminin karşılaştırılması .	26
Tablo 3.1. Çeşitli zemin türleri için spektral yoğunluk fonksiyonu filtre parametreleri	82
Tablo 3.2. Çeşitli zemin türleri için hesaplanan Φ değerleri	83
Tablo 3.3. Beyaz gürültü işleminin spektral yoğunluk fonksiyonu genlik değerleri, S_0	83
Tablo 3.4. Kule ve tabliye kesit özellikleri	91
Tablo 3.5. Kablo özellikleri	92
Tablo 3.6. Tabakalı zemine ait dinamik özellikler.....	93
Tablo 3.7. Kolon Özellikleri	95
Tablo 3.8. Zemin Özellikleri	96
Tablo 3.9. Her bir zemin türü için yatay yerdeğİştİrmeler (cm)	98
Tablo 3.10. Kablolü köprünün özdeğer, açİsal frekans ve periyot değerleri	99
Tablo 4.1. Sert ve yumuşak zemin türünde tabliyede oluşan kuvvetlerin karşılaştırılması.....	126
Tablo 4.2. Sert ve yumuşak zemin türünde kulede oluşan kuvvetlerin karşılaştırılması.....	150

SEMBOLLER DİZİNİ

$[M]$: Kütle matrisi
$[C]$: Sönüm matrisi
$[K]$: Rijitlik matrisi
$\{v\}$: Toplam yerdeğiştirme vektörü
$\{\dot{v}\}$: Toplam hız vektörü
$\{\ddot{v}\}$: Toplam ivme vektörü
$\{F\}$: Dış kuvvet vektörü
$\{v_g\}$: Bilinen serbestlik derecelerinin toplam yerdeğiştirme vektörü
$\{v_r\}$: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin toplam yerdeğiştirme vektörü
$[M_{rr}]$: Bilinmeyen serbestlik dereceleri ile ilgili kütle matrisi
$[C_{rr}]$: Bilinmeyen serbestlik dereceleri ile ilgili sönüm matrisi
$[K_{rr}]$: Bilinmeyen serbestlik dereceleri ile ilgili rijitlik matrisi
$[M_{rg}], [C_{rg}], [K_{rg}]$: Bilinen serbestlik derecelerinin birim hareketinden dolayı bilinmeyen serbestlik derecelerinde meydana gelen tesir katsayı matrisleri
$[M_{gg}], [C_{gg}], [K_{gg}]$: Bilinen serbestlik derecelerinin birim hareketinden dolayı bilinen serbestlik derecelerinde meydana gelen tesir katsayı matrisleri
$\{\ddot{v}_r\}$: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin toplam ivme vektörü
$\{\dot{v}_r\}$: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin toplam hız vektörü
$\{v_r\}$: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin toplam yerdeğiştirme vektörü
$\{\ddot{v}_g\}$: Bilinen serbestlik derecelerinin toplam ivme vektörü
$\{\dot{v}_g\}$: Bilinen serbestlik derecelerinin toplam hız vektörü
$\{v_g\}$: Bilinen serbestlik derecelerinin toplam yerdeğiştirme vektörü

v_s	: Zahiri-statik yerdeğiştirme
v_d	: Dinamik yerdeğiştirme
$\{\ddot{v}_{dg}\}$: Bilinen serbestlik derecelerinin dinamik ivme vektörü
$\{\dot{v}_{dg}\}$: Bilinen serbestlik derecelerinin dinamik hız vektörü
$\{v_{dg}\}$: Bilinen serbestlik derecelerinin dinamik yerdeğiştirme vektörü
$\{\ddot{v}_{sg}\}$: Bilinen serbestlik derecelerinin zahiri-statik ivme vektörü
$\{\dot{v}_{sg}\}$: Bilinen serbestlik derecelerinin zahiri-statik hız vektörü
$\{v_{sg}\}$: Bilinen serbestlik derecelerinin zahiri-statik yerdeğiştirme vektörü
$\{\ddot{v}_{dr}\}$: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin dinamik ivme vektörü
$\{\dot{v}_{dr}\}$: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin dinamik hız vektörü
$\{v_{dr}\}$: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin dinamik yerdeğiştirme vektörü
$\{\ddot{v}_{sr}\}$: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin zahiri-statik ivme vektörü
$\{\dot{v}_{sr}\}$: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin zahiri-statik hız vektörü
$\{v_{sr}\}$: Bilinmeyen serbestlik derecelerinin zahiri-statik yerdeğiştirme vektörü
$\{F_{eff}\}$: Bilinmeyen serbestlik derecelerini etkileyen etkili kuvvet vektörü
$[R_{rg}]$: Zahiri-statik etki katsayısı
ω_i	: i. Moda ait açısıl frekans
$\{Y\}$: Modal genlik
$[\phi]$: Mod Şekilleri matrisi
ξ_i	: i. Moda ait sönüm oranı
$\{\Gamma\}$: Modal katkı faktörü
$z(t)$: Herhangi bir yapı davranışı
$z^{qs}(t)$: Yapı davranışına ait zahiri-statik bileşen
$z^d(t)$: Yapı davranışına ait dinamik bileşen

$[R_z(\tau)]$: Yapı davranışına ait otokorelasyon fonksiyonu
$[R_z^d(\tau)]$: Yapı davranışına ait dinamik bileşenin otokorelasyon fonksiyonu
$[R_z^{qs}(\tau)]$: Yapı davranışına ait zahiri-statik bileşenin otokorelasyon fonksiyonu
$[R_z^d{}^{qs}(\tau)]$: Yapı davranışına ait dinamik ve zahiri-statik bileşenlerinin karşıt korelasyon fonksiyonu
$[R_z^{qs}{}^d(\tau)]$: Yapı davranışına ait zahiri-statik ve dinamik bileşenlerinin karşıt korelasyon fonksiyonu
$[S_z(\omega)]$: Yapı davranışına ait spektral yoğunluk fonksiyonu
$[S_z^d(\omega)]$: Yapı davranışına ait dinamik spektral yoğunluk fonksiyonu
$[S_z^{qs}(\omega)]$: Yapı davranışına ait zahiri-statik spektral yoğunluk fonksiyonu
$[S_z^d{}^{qs}(\omega)]$: Yapı davranışına ait dinamik ve zahiri-statik bileşenleri arasındaki çapraz spektral yoğunluk fonksiyonu
$[S_z^{qs}{}^d(\omega)]$: Yapı davranışına ait zahiri-statik ve dinamik bileşenleri arasındaki karşıt spektral yoğunluk fonksiyonu
S_0	: Spektral yoğunluk fonksiyonu genlik değeri
$[\Psi]$: Eleman kuvvetleri matrisi
$S_{\dot{v}_{gl} \dot{v}_{gm}}(\omega)$: l ve m mesnet noktalarındaki yer hareket ivmelerinin karşıt spektral yoğunluk fonksiyonu
$H(\omega)$: Frekans davranış fonksiyonu
σ_z	: Yapı tepkisinin standart sapması
$\sigma_{\dot{z}}$: Yapı tepkisinin türevinin standart sapması
σ_z^2	: Yapı tepkisinin varyansı
$\sigma_z^2{}^{qs}$: Yapı tepkisinin zahiri-statik bileşen varyansı
$\sigma_z^2{}^d$: Yapı tepkisinin dinamik bileşen varyansı
$\sigma_{\dot{v}_g}^2$: Yer hareket ivmesinin varyansı
ω_j	: j .moda ait doğal frekans
ξ_j	: j .moda ait sönüm oranı

$[A]$: Mesnet noktalarının birim hareketinin neden olduğu statik yerdeğiştirme veya eleman kuvvetleri matrisi
$Cov(z^{qs}, z^d)$: Zahiri-statik ve dinamik bileşenler arasındaki kovaryans fonksiyonu
μ	: Ortalama maksimum değer
p	: Yer hareket ivmesinin fonksiyonu olan maksimum büyüklük faktörü
q	: Sıfır seviyesinin ortalama geçiş sayısının fonksiyonu olan maksimum büyüklük faktörü
ν_e	: Sıfır seviyesinin indirgenmiş ortalama geçiş sayısı
ν_0	: Oluşma frekansı
$\ddot{z}(t)$: Stasyonier olmayan işlem için yer hareketi ivmesi
$\ddot{u}(t)$: Stasyonier işlem için yer hareket ivmesi
$e(t)$: Deterministik çarpım faktörü
$Y_j(t)$: j. mod için genelleştirilmiş yerdeğiştirme tepkisi
$h_j(t)$: j. mod için impuls tepki fonksiyonu
$H_{jt}(t)$: Stasyonier olmayan davranış için frekans davranış fonksiyonu
$H_{jt}(\omega)$: Stasyonier davranış için frekans davranış fonksiyonu
$S_{\dot{v}_{g_l} \dot{v}_{g_m}}(\omega)$: l ve m mesnet noktaları arasındaki yer hareketinin çapraz güç spektral yoğunluk fonksiyonu
$\gamma_{lm}(\omega)$: Korelasyon fonksiyonu
$ \gamma_{lm}(\omega) ^k$: Korelasyon etkisi
$\gamma_{lm}(\omega)^d$: Dalga yayılma etkisi
$\gamma_{lm}(\omega)^z$: Mesnetlerdeki farklı zemin etkisi
$H_f(\omega)$: Zemine ait birinci filtre fonksiyonu
$H_g(\omega)$: Zemine ait ikinci filtre fonksiyonu
$h_{lm}(\omega)$: Düzlem dalga faktörü
$H_l(\omega)$: l mesnetindeki zemin filtre fonksiyonu

ω_f	: Birinci filtreye ait doğal frekans
ξ_f	: Birinci filtreye ait sönüm oranı
ω_g	: İkinci filtreye ait doğal frekans
ξ_g	: İkinci filtreye ait sönüm oranı
d_{lm}	: Mesnetler arasındaki mutlak yatay uzaklık
α	: Boyutsuz parametre
v_s	: Kayma dalgası hızı
$\theta_{lm}(\omega)^d$: Yer hareketi yayılma etkisi
$\theta_{lm}(\omega)^z$: Zemin etkisi
V_{app}	: Görünen dalga yayılma hızı
$\gamma_{lm}(\omega)^z$: Yerel zemin etkisi
$H_l(\omega), H_m(-\omega)$: l ve m mesnetlerindeki filtre davranış fonksiyonları
Im	: Sanal kısım
Re	: Reel kısım
E_i	: Eşdeğer elastisite modülü
E_c	: Düz kablonun elastisite modülü
l_k	: Kablonun yatay izdüşüm uzaklığı
γ_c	: Kablonun birim hacim ağırlığı
σ_k	: Kablodaki çekme gerilmesi
S	: Cismin sınır yüzeyi
\underline{G}	: Birinci temel çözüm
\underline{H}	: İkinci temel çözüm
\underline{u}	: Deplasman vektörü
P	: İntegral işlemlerinde kullanılan sabit nokta (Birim yüklemenin yapıldığı nokta)
Q	: İntegral işlemlerinde kullanılan hareketli nokta (Deplasman ya da gerilme vektörünün hesaplandığı nokta)
G_{lk}	: \underline{G} matrisinin $x_1, x_2 (x_1)$ kartezyen koordinat takımındaki bileşeni

H_{lk}	: \underline{H} matrisinin $x_1, x_2, (x_i)$ kartezyen koordinat takımındaki bileşeni
μ	: Kayma modülü
ρ	: Kütleli yoğunluk
r	: Sabit nokta (P) ve integrasyon noktası (Q) arasındaki uzaklık
r_i	: \overline{PQ} doğrultusundaki \underline{r} birim vektörünün, x_i eksen takımındaki bileşenleri
n_i	: S sınır yüzeyine ait \underline{n} birim dış normal
c_s	: S dalgası hızı
c_p	: P dalgası hızı
δ_{lk}	: Kronecker delta
K_0, K_1 ve K_2	: İkinci tip modifiye Bessel fonksiyonları
P_m ($m=1, 2, \dots, N$)	: Sınır elemanın ağırlık merkezinde seçilen düğüm noktaları
$\sum_{n=1}^N \underline{G}^{mn}$: m'inci sınır elemanına tüm sınır elemanlarından gelen katkı
S_n	: n'inci elemanın sınırı
\underline{u}^n	: n'inci elemanın düğüm noktasındaki deplasman vektörü bileşeni
\underline{t}^n	: n'inci elemanın düğüm noktasındaki gerilme vektörü bileşeni
\underline{X}	: Bilinmeyen sınır büyüklükleri
\underline{Y}	: Bilinen sınır büyüklükleri
\underline{A} ve \underline{B}	: $\tilde{\underline{H}}$ ve $\tilde{\underline{G}}$ matrislerinin ilgili kolonlarının yer değiştirilmesiyle elde edilen bilinen ve bilinmeyen sistem matrisleri
\underline{S}'_1	: 1. Bölgeye ait sınır yüzeyi
\underline{S}'_2	: 2. Bölgeye ait sınır yüzeyi
S_C	: 1 ve 2. Bölgenin arakesiti olan sınır yüzeyi
$(\tilde{\underline{H}}_1, \tilde{\underline{G}}_1)$: 1. Bölgeye ait sınırdaki elemanların sistem matrisine olan katkısı
$(\tilde{\underline{H}}_{1c}, \tilde{\underline{G}}_{1c})$: 1 ve 2. Bölgenin arakesitindeki elemanların sistem matrisine olan katkısı
$(\tilde{\underline{u}}_1, \tilde{\underline{t}}_1)$: 1. Bölgenin sınırları üzerindeki sınır büyüklükleri

$(\tilde{\underline{u}}_{c1}, \tilde{\underline{t}}_{c1})$: 1 ve 2. Bölgenin arakesiti üzerindeki sınır büyüklükleri
$(\tilde{\underline{H}}_2, \tilde{\underline{G}}_2)$: 2. Bölgeye ait sınırdaki elemanların sistem matrisine olan katkısı
$(\tilde{\underline{H}}_{2c}, \tilde{\underline{G}}_{2c})$: 1 ve 2. Bölgenin arakesitindeki elemanların sistem matrisine olan katkısı
$(\tilde{\underline{u}}_2, \tilde{\underline{t}}_2)$: 2. Bölgenin sınırları üzerindeki sınır büyüklükleri
$(\tilde{\underline{u}}_{c2}, \tilde{\underline{t}}_{c2})$: 1 ve 2. Bölgenin arakesiti üzerindeki sınır büyüklükleri
N_1	: 1. Bölgeye ait sabit sınır eleman sayısı
N_2	: 2. Bölgeye ait sabit sınır eleman sayısı
N_c	: 1 ve 2. Bölgenin arakesitindeki sabit sınır eleman sayısı
$[M_t]$: Dönüşüm matrisi
$[K_F]$: Sonlu eleman sistemine ait rijitlik matrisi
$[K_B]$: Sonlu eleman sistem denkleminde benzeştirilerek elde edilmiş sınır eleman sistem rijitlik matrisi
N_{ij}^e	: e elemanına ait n_i ve n_j gerilme ve deplasman enterpolasyon fonksiyon
$[K_B^*]$: Simetrik sınır eleman sistem rijitlik matrisi

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Mağaralardan modern yaşam tarzına ulaşan medeniyetlerin oluşmasında, inşaat mühendislerinin katkısı oldukça fazladır. İnsanlık tarihi içinde farklı bir yeri olan inşaat mühendisliği, malzeme ve tekniği en iyi şekilde bir araya getiren medeniyetin temel taşlarını projelendiren ve uygulayan mühendislik dalıdır. İnsanların en önemli ihtiyacı olan barınma, ulaşım gibi ihtiyaçlarına çözüm bulup, hayat koşullarının iyileştirilmesi yönünde çalışmalar inşaat mühendisleri tarafından gerçekleştirilmektedir.

Dünyanın her yanında tarihin gelişimini yansıtan yapılar belirli bir mühendislik birikimi ve gelişimi sayesinde oluşmuştur. Gelişen bilim ve teknoloji sayesinde günümüz modern yaşam şekline ulaşırken, deprem mühendisliği gibi yeni mühendislik dalları oluşturulup medeniyetin daha hızlı ve güvenilir bir şekilde gelişmesi için çalışmalar yapılmaktadır.

Deprem; insanın hareketsiz kabul ettiği ve güvenle ayağını bastığı toprağın oynayacağını ve üzerinde bulunan yapıların hasar görüp can kaybına uğrayacak şekilde yıkılabileceğini gösteren bir doğa olayıdır. Yer kabuğu içindeki kırılmalar nedeniyle ani olarak ortaya çıkan titreşimlerin dalgalar halinde yayılarak yer yüzeyini sarsması sonucu deprem oluşur. Deprem sırasında yapı ve zemin birbirini etkileyecek şekilde titreşirler. Yapı-temel-zemin dinamik etkileşiminde temel sisteminin seçimi ve boyutlandırılmasında; zemin özelliklerinin yanı sıra üst yapıdan gelen yüklerin de çok önemli bir yer tuttuğu unutulmamalıdır. Üstyapının belirli bir zemin ortamı üzerine oturması bu titreşim olayında zeminin de üstyapı ile birlikte göz önüne alınmasını zorunlu kılmaktadır. Bu etkileşim zemin-yapı dinamik etkileşimi olarak adlandırılır. Deprem sırasında, yapılar üzerinde büyük hasarlara ve can kayıplarına neden olan etkenlerden biri de zemin-yapı etkileşimidir. Yapı ve zemin özelliklerinin yanında, deprem karakteristikleri de zemin-yapı dinamik etkileşiminin belirlenmesinde oldukça önemlidir.

Zemin-yapı etkileşiminde temel sorun zemin ortamının nasıl idealleştirileceğidir. Zeminin dinamik karakteristiklerinin belirlenmesinde, zeminin rijitliği, sönümü ve sonsuz ortama enerji yayılmasını göz önüne alan modeller geliştirilmiştir. Dinamik yüklere maruz yapıların davranışını daha iyi değerlendirebilmek ve zemin-yapı etkileşiminde tam

güvenliği sağlayabilmek için sayısal çözüm yaklaşımları yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Zemin, yapı sistemlerinin davranışını değişik şekillerde etkilemektedir:

- Yapının altındaki zemin, ana kayadaki deprem etkisini değiştirerek yapıya iletir.
- Zemin, yapının periyot ve mod şekilleri gibi dinamik özelliklerini değiştirir.
- Yapıdaki titreşim enerjisinin önemli bir kısmı zemindeki sönüm ve zeminde yayılma etkisiyle söner.

Dünyanın oluşumundan günümüze kadar sismik olarak aktif olan bölgelerde depremlerin meydana geldiği ve deprem sonrasında ise milyonlarca insanın ve yapıların yok olduğu düşünüldüğünde; köprü, bina, baraj, stadyum gibi önemli mühendislik yapılarında deprem sonrası oluşacak hasarın minimum hasar olacak şekilde önlemlerin alınması gerektiği kaçınılmaz olmaktadır. Bu tür yapıların deprem anındaki davranışı üstyapı ile zemin arasındaki karşılıklı dinamik etki deprem mühendisliği konusunun temelini oluşturmaktadır.

Ülkemiz, Dünyada aktif fayların en yoğun olarak bulunduğu ülkelerden biridir. Dolayısıyla, Ülkemizin büyük bir bölümü hasar yapıcı şiddette deprem tehdidi altındadır. Ülkemizin aktif deprem bölgesi olması ve deprem sonrasında karşılaşılan ağır can ve mal kayıpları, mühendislik yapılarının projelendirilmesindeki ve uygulanmasındaki önemini artırmaktadır. Günümüzde uzun açıklıklı köprü sistemleri, aktif sismik bölgelerde de inşa edildiklerinden dolayı, söz konusu köprülerin dinamik analizleri daha da önemli hale gelmektedir. Bu tür yapıların kendilerine göre daha az rijit ve yumuşak zemin üzerine oturtulması durumunda, dinamik etki sırasında temel sisteminde önemli hasarlar oluşturabilmektedir.

Deprem, yapıların mesnetlerinde bir yer değiştirme hareketi meydana getirir. Ayrıca, yapıları alışılan yüklerin dışında zorlayarak olumsuz etkiler. Yapılar, düşey yüklerin yanında yatay yükleri de güvenle taşımalıdır. Deprem hareketine maruz yapının dinamik analizinde, genellikle yapının tüm mesnet noktalarının aynı anda ve aynı deprem hareketine maruz kaldığı kabul edilmektedir. Söz konusu yaklaşımda deprem hareketindeki değişim dikkate alınmayıp deprem dalgalarının sonsuz hızla yayıldığı kabul edilmektedir. Ancak zeminle etkileşim noktaları arasındaki uzaklığı fazla olan yapı sistemlerinde, mesnet noktalarına etkiyen deprem hareketlerinin farklı olacağı açıktır. Diğer bir ifade ile deprem dalgasının sonsuz hızla yayılması durumunda dahi farklı mesnet noktalarındaki deprem hareketleri farklı olacaktır. Dolayısıyla, deprem dalgası yayılırken frekans içeriği

ve genliği değişmekte ve farklı mesnet noktalarına farklı zamanlarda ve farklı özelliklerde ulaşmaktadır. Bu değişimin yapı sistemlerinin dinamik davranışı üzerinde etkili olup olmayacağı veya etkisinin ne kadar olacağı zemin-yapı etkileşim noktalarının konumuna ve zemin özelliklerine bağlıdır.

Deprem sonrası yapılan gözlemlerde üstyapı temeli üzerinde ve zemin yüzeyinde, temelden fazla uzakta olmayan bir noktada aynı anda alınan deprem kayıtları arasında önemli değişiklikler olduğunu göstermiştir (Dumanoglu, 1978; Seed vd. 1987).

Deprem hareketi gibi dinamik yükler rastgele olduğundan dinamik yüklerin tamamen belirli olduğu deterministik yaklaşım ile pek gerçekçi olmayan sonuçlar elde edilebilir. Deprem hareketinin belirsizliğinin dikkate alındığı istatistik ve olasılık terimleriyle ifade edilen stokastik yaklaşım bu aşamada daha doğru bir yaklaşım sayılabilir. Stokastik yaklaşım yapı tepkileri için istatistiksel bir değerlendirme imkânı sağlamakta ve gelecekte olması muhtemel yer hareketlerinin de düşünülmesi projelendirme aşamasında oldukça önemli olmaktadır.

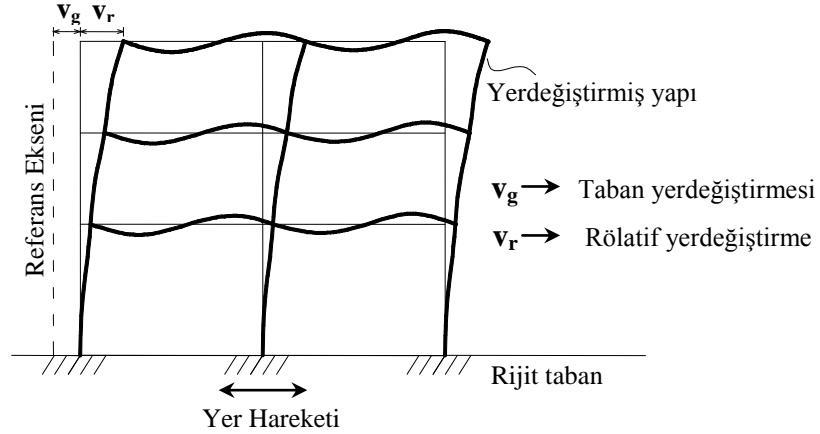
Rastgele titreşim analizinde deprem hareketi rastgele işlem olarak spektral yoğunluk fonksiyonu ile ifade edilirken, deprem hareketindeki değişim; dalga yayılma, korelasyon ve zemin etkileri ile dikkate alınmaktadır. Dalga yayılma etkisi, deprem hareketinin bir mesnetten diğerine ulaşınca kadar geçen zaman farkından doğmaktadır. Korelasyon etkisi, deprem hareketinin düzgün olmayan faylar boyunca çok değişik kaymalar sonucunda meydana gelmesi ve ortaya çıkan yerdeğiştirme dalgalarının rastgele sayılabilecek sayısız yansıma ve kırılmaya uğraması ile açıklanmaktadır. Zemin etkisi ise farklı mesnet noktalarındaki yerel zemin şartlarının farklılığından kaynaklanmaktadır. Deprem hareketinde değişimine neden olan bileşenlerin fark edilmesiyle, depreme maruz büyük mühendislik yapılarının deprem güvenliği sorgulanmaya başlanmıştır ve söz konusu yapıların dinamik analizinde üniform yer hareketi modelini yetersiz kılmaktadır (Nazmy ve Abdel-Ghaffar,1987; Dumanoglu ve Severn, 1987).

1.2. Çalışmanın Amacı

Önemli mühendislik yapılarından olan köprülerin deprem sonrası aktif olarak kullanılabilir kalması gerekmektedir. Kablolü köprü gibi büyük açıklıklı sistemler yer hareketindeki değişimlere oldukça duyarlıdır. Mevcut çalışmalarda genellikle dinamik yüklerin tamamen belirli olduğu deterministik yöntemler kullanılmıştır. Ancak, deprem

hareketi rastgele olduğundan deterministik yaklaşım ile yapılan dinamik analizde pek gerçekçi olmayan sonuçlar elde edilmektedir. Yer hareketi bileşenlerinin ve zemin-yapı dinamik etkileşiminin köprü sistemleri üzerindeki etkilerinin ayrı ayrı incelendiği birçok çalışma mevcut olmasına rağmen, birlikte ele alındığı çalışma sayısı oldukça sınırlıdır. Dolayısıyla, bu tür sistemlerin projelendirilmesinde yer hareketindeki değişim ile birlikte zemin-yapı dinamik etkileşimini de dikkate alan stokastik yaklaşımlarla daha gerçekçi sonuçlar elde edilmesi açısından önemlidir.

Üstyapı, belirli bir zemin üzerine oturduğundan dolayı, deprem anında oluşan titreşimlerde zemin ile üstyapı arasında karşılıklı bir dinamik etkileşim oluşur. Bina türü yapıların dinamik analizinde, zemin genellikle üstyapının titreşimlerinden etkilenmeyen bir ortam olarak kabul etmektedir. Diğer bir deyişle zemin, şekil değiştirmeyen sonsuz rijit bir ortam olarak idealleştirilir. Bunun sonucu olarak yapı zemine ankastre bağlı bir sistem, yer hareketi de yapının varlığından etkilenmeyen yatay bir rijit öteleme olarak dikkate alınır (Şekil 1.1). Ancak, bu yaklaşım zemin-yapı etkileşiminin ihmal edilebilir seviyede olduğu durumlar için geçerlidir. Köprü sistemlerinin deprem altındaki davranışı belirlenirken zeminin şekil değiştiren ve yapının davranışına eylemsizlik yönünden etkide bulunan bir dinamik sistem olarak ele alınması daha gerçekçi sonuçlar elde etmek açısından gereklidir.



Şekil 1.1. Deprem hareketinden dolayı yapıda oluşan yerdeğıştirmeler

1.3. Kablo lu Köprüler Hakkında Genel Bilgiler

1.3.1. Kablo lu Köprülerin Tarihsel Gelişimi

Köprüler çok eski zamanlardan beri farklı malzemelerle bir engeli aşmak için kullanılmışlardır. Önceleri bir vadiyi ya da bir nehri aşmak için ağaçları köprü olarak kullanan insanoğlu, teknolojiadaki gelişmelere bağlı olarak taştan, çelikten, beton ve betonarmeden köprüler inşa etmiştir. Teknolojinin gelişimi ve nüfusun artması ile daha büyük açıklıkların geçilmesi gerekli olmuş ve böylece kablo lu köprülerin yapımı hız kazanmıştır.

Kablo lu köprülerin ilk uygulamaları 1700 yıllarında gerçekleştirilmiş olup, taşıyıcı olan kirişin zincirler veya eğik elemanlar yardımıyla bir destek noktasına asılmasıyla oluşturulmuştur. Günümüzde bu tip köprülere, kırsal kesimlerde özellikle dere ve vadi geçişlerinde rastlanmaktadır. Kablo lu köprülere ait ilk örnek 1785 yılında C.T. Loescher tarafından Almanya'da tamamen ahşaptan inşa edilmiş olan köprüdür (Walther,1985).

Kablolar yaygın olarak 19. yüzyılın başında İngiltere'de kullanılmaya başlanmıştır. Fakat eğik kabloları sahip birkaç köprünün rüzgâr dirençlerinin düşük olmasından dolayı yıkılması, bu sistemlerin İngiltere'de ki inşasını kısmen durdurmuştur (Troitsky, 1988).

İlk inşa edilen kablo lu köprülerin çoğu yıkılmış olup 20. yüzyıla kadar başarılı bir şekilde uygulanamamıştır. Yıkılma sebepleri kablo lu köprülerin gerçek yapı davranışının anlaşılamaması ve yapım aşamasındaki bazı hatalardır. Örneğin, kabloları oluşturmak için demir ve zincir gibi uygun olmayan malzemelerin kullanılması ve kullanılan malzemelerin kesit alanlarının yetersiz oluşu, söz konusu sistemlerin büyük  l de hasar görüp yıkılmasına neden olmuştur. Kablo lu köprülerdeki hatalar üzerine çalışan ve kablo lu köprü yerine asma köprüleri ilk öneren Navier olmuştur. Navier'in  nerisi ile köprü mühendisliğinde asma köprü inşasına yönelim başlamıştır (Podolyn, 1975; Krishna vd., 1985; Troitsky, 1988, Soyluk, 1997).

Kablo lu köprüler yüksek dereceden hiperstatik sistemlerdir ve özellikle kabloların kendi şekil değiştirmeleri nedeniyle doğrusal olmayan davranışa sahiptirler. İlk inşa edilen kablo lu köprüler incelendiğinde, eski mühendislerin kablolardaki kuvvetleri doğru olarak hesaplayamadıkları ve kabloların sehim ve hiperstatik davranışını tam olarak belirleyemedikleri gözlemlenmiştir (Soyluk, 1997; Boduroğlu, 2007).

Kablolu köprülerde gerekli rijitlik ve ekonomiyi sağlayan ilk uygulama 1899 yılında Gislard tarafından yapılmıştır. Gislard eğik ve yatay kablolardan oluşan bir sistem önermiştir. Gislard'ın geliştirdiği sistemin temel ilkelerini kullanan Fransız Mühendis Leinekugel le Cocq kablolardan oluşan ve kablo kuvvetlerinin yatay bileşenlerini asal kirişe aktaran sistemleri geliştirmiştir. Bu sistem çok ekonomik olduğu gibi oldukça az deformasyon yapmıştır. Söz konusu sisteme ait yelpaze şeklindeki ilk modern kablolu köprü modeli 1925 yılında Fransa'da inşa edilen Lezardrieux Köprüsüdür (Walther, 1985).

İkinci Dünya Savaşı'nın sonrasında birçok köprünün yıkılması, savaş sonrası söz konusu köprülerin yeniden inşasını gerektirmiştir. O dönemde çeliğin zor bulunur bir malzeme olmasından dolayı minimum ağırlık gerektirecek sistemler üzerinde durulması köprü mühendisliğinde yeni bir sistemin gerekliliğini ortaya koymuştur. Böylece, malzeme ve maliyetten ekonomi sağlamak amacı ile kablolu köprülerin inşasına tekrar dönüş yapılmıştır.

Modern anlamdaki kablolu köprüler ilk olarak 19.yüzyıl başlarında tasarlanmış ve inşa edilmişlerdir. Günümüzde kablolu köprülerin yapımı özellikle yüksek dayanımlı kabloların ve yapı elemanlarının imal edilebilmesi ile mümkün olmuş teknolojinin ve özellikle malzeme bilimi ile bilgisayar teknolojisi alanlarındaki gelişmeler ile her geçen gün kablolu köprülerin geçebildiği açıklıklar artmıştır ve artmaya da devam etmektedir. İlk modern kablolu köprülerin trafik yükleri altında oldukça rijit davranması, estetik olarak hoş görünmesi, ekonomik ve yapımının kolay olması, kablolu köprü sistemlerinin uygulama alanını arttırmıştır (Troitsky, 1988).

Kablolu köprüler açıklıkları 150 m ile 1100 m arasında değişen köprüler için ekonomik olarak tüm dünyada giderek artan bir şekilde uygulanmaktadır. Estetik görünümleri ile ülkelerine prestij kazandıran kablolu köprüler ilgi odağı olup mühendislerin bu konudaki çalışmaları hız kazanmıştır. İlk kablolu köprüler genelde sismik olmayan bölgelerde inşa ediliyor iken son zamanlarda yüksek dereceden sismik bölgelerde de inşa edilmeye başlanmıştır (Garevski vd., 1991; Soyluk, 1997).

1.3.2. Kablolu Köprülerin Temel Özellikleri

En modern köprülerden biri olarak kabul edilen kablolu köprüler ortasında bir ya da birden çok ayak ve kulelerle birlikte sürekli kiriş ve kablolardan oluşur. Kablolu köprülerin diğer tip köprülerden temel farkı, taşıyıcı sisteminin bir bölümünün kablolardan

oluşmasıdır. Kablolar, kule ve tabliyeye diyagonal bir şekilde bağlanır. Kablolu köprülerde temel taşıyıcı sistem, kablolar tarafından taşınan tabliye ile tabliyeyi taşıyan kabloların bağlandığı pylonlardan oluşmaktadır. Kablolu köprülerde tabliye kalınlığının açıklığa oranı küçüktür ve bu durum yapıya oldukça estetik bir görünüm kazandırmaktadır.

Kablolu köprüler üstün yük taşıma kapasiteleri, düşük maliyetleri, estetik görünümleri ve inşa sürelerinin kısalığı nedeniyle Dünya çapında son yıllarda orta ve uzun açıklıkların geçilmesi amacıyla tercih edilmektedirler. Kablolu köprülerin gelişimine katkıda bulunan faktörler aşağıda özetlenmiştir (Boduroğlu, 2007).

- Yapı analiz yöntemlerindeki gelişmeler: Kablolu köprüler hiperstatik sistemlerdir ve doğrusal olmayan davranışa sahiptirler. Kabloların doğrusal olmayan davranışı yeni analiz yöntemlerinin uygulama alanına girmektedir.
- Bilgisayarlı modelleme ve çözümlenme yazılımlarındaki gelişmeler: Kablolu köprülerin doğrusal olmayan davranışları yapılacak analizlerde gelişmiş bilgisayar programlarının kullanılmasını gerektirmektedir.
- Yüksek dayanımlı çelik ve beton teknolojisinin gelişmesi: Kablolu köprülerin geçtiği açıklıkların artması malzeme kalitesinin artmasını zorunlu kılmaktadır. Yüksek dayanımlı çelik ve beton uygulamaları ile daha büyük açıklıkların geçilmesi kablolu köprülerin gelişmesine neden olmuştur.
- Yapım teknolojilerindeki gelişmeler: Kablolu köprülerin inşası yüksek yapım teknolojisine ihtiyaç duymaktadır. Özellikle, tabliyenin montajı ve eğik kabloların çekme verilerek yerine konulması, kablolu köprülerin önemli inşaat aşamalarıdır. Yapım teknolojilerinin gelişimi, kablolu köprülerin çok daha hızlı ve ekonomik olarak inşasına izin vermektedir.
- Zamanla kazanılan deneyim ve gözlemlerin artması: İnşası gerçekleştirilen her kablolu köprü sonrası, mühendisler ve inşaat yapımcılarının kazandıkları bu deneyim ile gelecekte yapılması düşünülen köprülere önemli ölçüde bilgi aktarılmaktadır.
- Ölçeklendirilmiş model çalışmalarının (özellikle rüzgâr testleri) gelişmesi: 19.yüzyıl ortalarında inşa edilen Tacoma Asma Köprüsü'nün rüzgâr etkisiyle yıkılmasından sonra özellikle kablolu ve asma köprülerin rüzgâr etkileri altındaki

davranışı önem kazanmış ve özellikle bu konuda laboratuvar model çalışmaları zorunlu tutulmuştur.

Kablolu köprülerin temel yapısal karakteristiği kulelerin tepelerinden tabliyeye uzanan ön gerilmeli ya da sonradan çekme verilmiş kablolar ile tabliyenin bir bütün olarak çalışmasıdır. Çekmeye çalışan kablolardan gelen yatay basınç kuvvetlerinin tabliye tarafından alınması, alt yapıda önemli bir ekonomi sağlamaktadır. Kablolu köprülerdeki kulelerin ve tabliyenin kabloların neden olduğu büyük aksel basınç kuvvetleri ile birlikte eğilmeye maruz kalması kablolu köprülerin ayırt edici özelliğidir (Khalil vd., 1983; Yiu ve Brotton, 1988).

Uzun açıklıklı kablolu köprülerin hâkim periyodu genellikle 2 s ile 5 s arasında değişmektedir. Hâkim periyodun büyük olması kablolu köprülerin yüksek dereceden deforme olabilen yapı sistemleri grubuna dâhil olduğunu gösterir (Soyluk, 1997).

Kablolu köprü sistemlerine ait elemanları oluşturan malzemeler lineer elastik davranış göstermesine rağmen köprü, proje yükleri altında lineer olmayan davranış sergileyecektir. Bu lineer olmayan davranışın sebepleri:

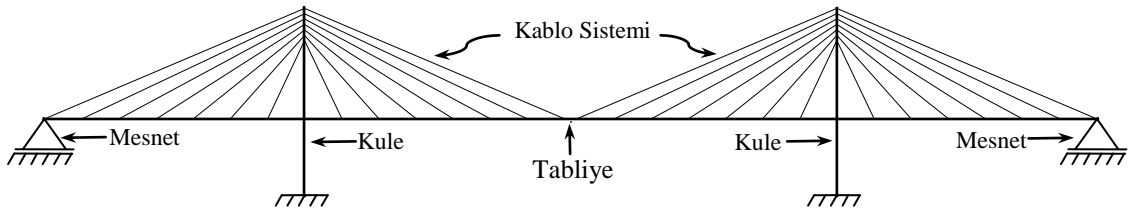
- Kabloların öz ağırlıklarından kaynaklanan sehimlerden dolayı, lineer olmayan aksel kuvvet-deformasyon ilişkisi; Kablolardan kaynaklanan bu lineer olmayan davranış, kablonun kendi öz ağırlığı ve aksel çekme altındaki her bir kablonun yaptığı sehimden kaynaklanmaktadır. Sehimin değişmesi ile kablonun aksel rijitliği de değişecektir. Geleneksel çekme elemanları için kendi ağırlığından kaynaklanan sehim, güvenilir bir şekilde ihmal edilebilirken kablo elemanları için doğru bir analiz yapılmak isteniyorsa sehim dikkate alınmak zorundadır.
- Eğilme ve aksel kuvvet etkisindeki kule ve uzunlamasına doğrultudaki kiriş elemanları için, lineer olmayan aksel kuvvet-deformasyon ve eğilme momenti-deformasyon ilişkisi; Herhangi bir yapıda küçük deformasyon kabulü yapılıyor ise eğilme elemanlarının aksel kuvvet ve eğilme rijitliklerinin bağımsız oldukları düşünülür. Ancak deformasyonlar küçük değil ise aksel kuvvet ve eğilme momenti etkisindeki elemanların aksel ve eğilme deformasyonları arasında bir etkileşim vardır. Çoğu geleneksel lineer yapı sistemleri için eğilme momenti ve aksel kuvvet arasındaki etkileşim ihmal edilebilir. Fakat kablolu köprü elemanlarında oluşabilecek büyük deformasyonlardan dolayı bu etkileşim önemli olabilir ve tüm lineer olmayan özellikler hesaplarda dikkate alınmalıdır.

- Çevresel yüklerden de kaynaklanabilecek büyük yer değiştirmelerin neden olduğu geometri değişimleri; Yapıların lineer analizinde, yapıdaki geometri değişimleri ihmal edilmekte ve şekil değiştirmiş yapı sisteminin rijitliğinin, şekil değiştirmemiş yapı sisteminin rijitliğine eşit olduğu kabul edilmektedir. Fakat, kablolu köprülerde normal servis yükleri altında büyük yer değiştirmeler ve dolayısıyla, köprü geometrisinde önemli değişimler olabilir. Böyle bir durumda köprünün rijitliği, yapının yeni geometrisi ile hesaplanmalıdır.

1.3.3. Kablolu Köprülerin Yapısal Elemanları

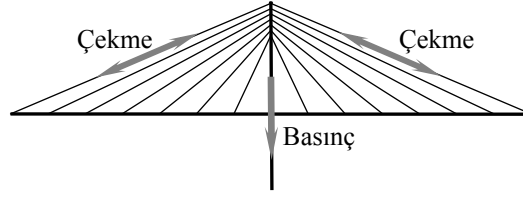
Oldukça estetik bir görünüme sahip olan kablolu köprü, iki ucunda iki kenar ayağa ve orta ayaklara oturan bir tabliyeden ve kablolardan oluşur. Temel taşıyıcı sistem; tabliye, kule ve kablolardır. Kablolu köprüler için yapı sistemleri genellikle Şekil 1.2' de görüldüğü gibi dört temel bileşene ayrılır:

- Döşeme ile birlikte çalışan tabliye
- Tabliyeyi destekleyen kablo sistemi
- Kabloları taşıyan kuleler
- Kabloları düşey veya yatay olarak destekleyen mesnetler



Şekil 1.2. Kablolu köprünün temel elemanları

Kablolu köprülerin yük taşıma prensibinde, tabliye ve tabliye üzerindeki yükler, kablolar tarafından taşınmaktadır. Kablolar bu yüklerden oluşan çekme kuvvetlerini kulelere basınç kuvveti olarak aktarırlar. Oluşan bu basınç kuvvetleri kuleler tarafından zemine iletilirler. Kablolardaki bu çekme kuvvetleri aynı zamanda tabliyede yüksek basınç kuvvetleri oluşturur. Şekil 1.3' de kablolu köprülerin bu yük taşıma prensibi şematik olarak gösterilmiştir.

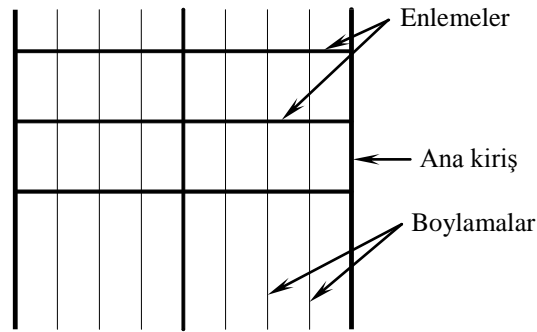


Şekil 1.3. Kablo lu köprünün yük taşıma prensibi

1.3.3.1. Tabliye

Kablo lu köprülerde tabliye, kablolarla desteklenmesine rağmen yüksek eğilme momentinin yanında kablolardan gelen yüksek basınç kuvvetlerine maruzdur. Kablolardan gelen bu yüksek basınç kuvvetleri kulelere doğru artmaktadır. Kule yakınlarındaki tabliyede, yüksek eğilme momentleri ve normal kuvvetler etkindir. Tüm elemanları her zaman çekmeye çalışan kablo sisteminin tersine tabliye, çekme ve basınç etkilerine maruz kalabilmektedir.

Döşeme plağı karşılıklı iki dik doğrultuda uzanan enlemeler ve boylamalar ile sabitlenmiştir. Enlemeler ve boylamalar ana kirişlerle birleşerek tabliyeyi meydana getirir. Döşeme plağı örtü elemanı görevini yapar. Ayrıca sabit ve hareketli yükleri boylamalara, enlemelere ve ana kirişlere iletir. Enlemeler ise ana kirişleri birbirine bağlayarak yük dağıtımını ve köprünün enine rijitliğini sağlar. Köprü üst yapısında süreklilik önemlidir ve iyi bir kablo lu köprü için gereklidir. Ortotropik plaklı döşemeye sahip köprüler, kabloların yatay kuvvetlerini hemen hemen ek malzeme gerektirmeden karşılarlar (Şekil 1.4).



Şekil 1.4. Ortotropik plaklı döşeme

Kablo lu köprülerde sabit yükten kaynaklanan ağırlığı azaltmak amacıyla ortotropik tipteki döşemeler kullanılmaktadır. Bilindiği gibi uzun açıklıklı köprülerde sabit yükten

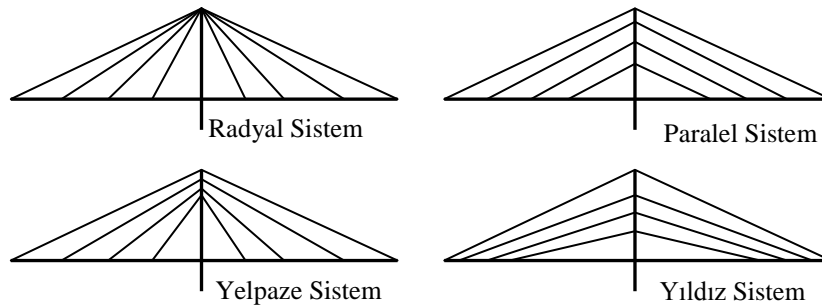
kaynaklanan ağırlık oldukça önemlidir. Kablolü köprülerin mesnet koşulları, köprünün kendi ağırlığı ve üzerinden geçen taşıtların meydana getireceği düşey yük etkileri dikkate alınarak oluşturulmaktadır. Bazı durumlarda, mesnet koşulları nedeniyle yatay yükler meydana geldiğinden köprü davranışı değişebilmektedir.

1.3.3.2. Kablolar

Kablolar doğrusal olmayan davranış gösteren en önemli taşıyıcı elemanlardır. Kablolarda oluşan aksenal çekme kuvveti etkisiyle serbest haldeki kabloların geometrisi değişir. Bu durum rijitliğinin değişmesine neden olur. Çekmeye çalışan kablolar için yüksek mukavemetli kabloların kullanılması, malzemede ve ağırlıkta ekonomi sağlar. Ekonomik bir köprü için tabliye, basınç kuvvetlerini taşımada yardımcı olmalıdır. Kabloların tabliyeye bağlandıkları noktalar arası mesafe genellikle 10-20 m arasındadır.

Kablolu köprülerde kullanılan kablolar genelde yüksek dayanımlı çelikten imal edilir ve akma dayanımları 1860 MPa ve daha yüksektir. Bu kabloların kopma uzama oranları % 3.5 mertebesinde (Boduroğlu, 2007).

Kablo geometrisi, tabliye tipi ve kuleler çok farklı şekillerde olabileceğinden tipik bir kablolu köprünün tanımlanması oldukça zordur. Bunlardan başka kablo düzenlemesine ve sınır şartlarında da farklılıklar olabilir. Kabloların düzenlenişi, enlemesine ve uzunlamasına doğrultuda farklılık gösterebilir. Temel yük taşıyıcı eleman olan kabloların bağlantıları son derece önemlidir. Kablolar kulelere ve tabliyeye çok çeşitli şekillerde mafsallı olarak bağlanırlar. Kablo sistemi için iki temel konfigürasyon vardır; radyal sistem (yelpaze ve yıldız) ve paralel sistem. Çeşitli kule-kablo bağlantı türleri Şekil 1.5' de gösterilmiştir. Kablo bağlantıları yüklerin tam transferini sağlamalıdır ve iklim şartlarına karşı korunmalıdır.



Şekil 1.5. Kablolü köprülerde farklı kablo bağlantıları (Zadeh, 2012)

Radyal sistemde kule tepe noktasında birleşen kablolar, döşemede maksimum açılar oluşturarak döşemedeeki aksnel kuvvetleri azaltmaktadır. Bu çalışmada, modellenmesi düşünülen Quincy Bayview Köprüsünde (Illinois, ABD) yelpaze sistem kullanılmıştır. Kablolar arasındaki mesafenin çok az olması nedeniyle, radyal ve yelpaze sistemlerin davranışları arasında ciddi farklar yoktur. Paralel sistemlerin etkin kullanımını da kenar açıklıklarda kabloların ana kirişe bağlandıkları bölgelerde basit mesnetler planlanarak artırılabilir.

1.3.3.3. Kuleler

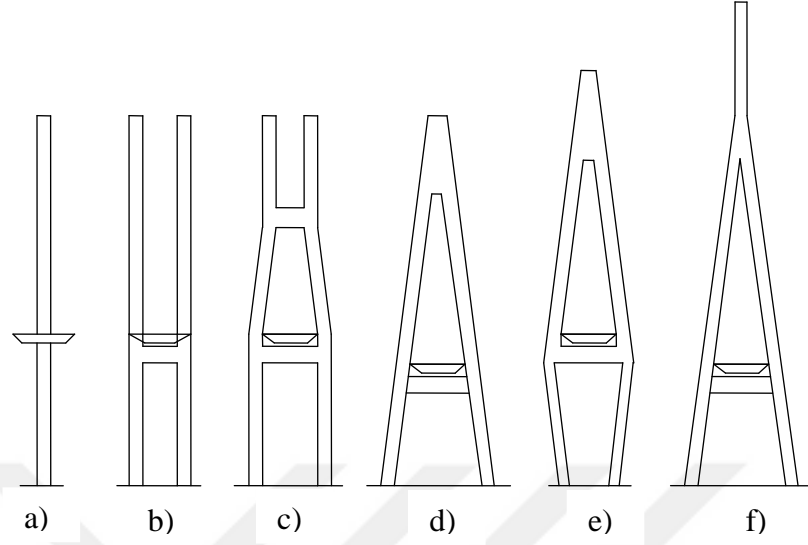
Farklı şekillerde tasarlanabilen kuleler genelde birkaç bin ton kadar olan ağır yükleri taşımak zorundadırlar. Malzeme olarak betonarme, çelik veya bunların birleşimi şeklinde olabilirler. Çelik kulelerin avantajı hızlı yapımıdır. Bununla birlikte büyük kablolu köprülerde kulelerin betonla inşası çeliğe oranla %40 ekonomi sağlar. Kule yüksekliklerini belirleyen genel etkenler; tabliye uzunluğu ve tabliyenin taşıdığı yük ile ilişkilidir. (AISC,1963).

Kulelerin davranışı kablolar, döşemeye ve ayaklara bağlantı şekline göre değişir. Bağlantılar, eğilme momentini indirgeyecek şekilde yapılabilirler. Kablo ile tabliye arasındaki eğim arttıkça, kablolardaki gerilmeler azalır. Kulenin yüksekliği arttıkça kablo uzunlukları ve dolayısıyla aksnel deformasyonlar artar. Kuleler, köprü ağırlığını taşımanın yanında rüzgârdan veya depremden dolayı oluşacak yatay kuvvetlere de karşı koyabilmelidir.

Çelik kuleler fabrika ortamında oluşturulduklarından yapım hızı yüksektir. Ancak, betonarmenin basınç altında davranışı, çelikten daha iyi olduğu için betonarme kesitler de kullanılmaktadır. Kuleler, ayrıca tabliyenin mesnetlendiği elemanlardır. Bu mesnetlenme şekli, moment aktaran veya aktarmayan türde olabilmektedir. Kablolar kulelere mafsallı şekilde bağlıdırlar. Kulelerin rijitliği, tabliyenin yapacağı sehim açısından da önemlidir. Kulenin düşey düzlemdeki rijitliği arttıkça, tabliyenin yapacağı sehim azalmaktadır. Kulelerin şekli temel olarak kablo sistemiyle yakından ilişkilidir, çünkü kulenin temel amacı kabloları desteklemektir.

Kulede oluşan yüksek basınç kuvveti, kulede burkulma etkisi oluşturabilir. Özellikle çelik kulelerde bu durum daha önemli hale gelmektedir. Kule, kablo kuvvetlerini temele iletebilecek şekilde projelendirilmelidir. Kuleler enlemesine ve uzunlamasına doğrultuda

farklı şekillerde olabilirler. En kesitte çeşitli şekilde düzenlenen bazı kule tipleri Şekil 1.6' da görülmektedir (Troitsky 1988).



Şekil 1.6. Kablo köprülerde çeşitli kule tipleri, a) Tekil kule, b) ve c) H şekilli kule, d) A şekilli kule, e) Elmas şekilli kule, f) Ters Y şekilli kule

1.3.4. Kablo Köprülerde Modelleme ve Analiz

İlk yapılan kablo köprülerde taşıyıcı sistem davranışı iyi anlaşılamamış ve detaylı analizler yapılamamıştır. Günümüzde yeterli bilgi ve gelişmiş bilgisayar yazılımları sayesinde detaylı analiz imkânları olduğundan gerçeğe daha yakın analitik modeller yapılabilmektedir.

Yapılara etki eden kuvvetler belli bir düzeyin altında kaldıkları sürece yapının lineer davranışını bozmazlar ve lineer olarak analiz edilebilirler. Ancak, yük belirli bir düzeye çıkınca malzemenin elastisite modülü, yapı elemanının mesnetleniş şekli ve atalet momentlerine bağlı olarak, yapı lineer olmayan davranış gösterebilir. Bu lineer olmama durumu yapının rijitlik matrisinin, yük düzeyine bağlı olarak değişmesinden kaynaklanır. Yapının bilinen lineer rijitlik matrisine gelen katkıya geometrik rijitlik matrisi ve lineer rijitlik matrisiyle birlikte dikkate alınmasına da sistem toplam rijitlik matrisi denir. Bu tür lineer olmama durumunun hesaplara katılmasıyla yapılan analize, ikinci mertbe hesabı veya geometrik olarak lineer olmayan analiz denir (Diri, 2009). Lineer olmayan analizin zorunlu olduğu durumlarda rijitlik matrisi her yük adımında yeniden oluşturulur.

Lineer durumda, kuvvet-deformasyon arasındaki ilişki denklemi sabit olup, sistemin bütün elemanlarının rijitliklerini içeren yapının rijitlik matrisi aşağıdaki denklemi ile;

$$\{F\} = [K] [v] \quad (1.1)$$

hesaplanır. (1.1) denkleminde F yapıya etkiyen yük vektörünü, v yapıda oluşan yerdeğiştirme vektörünü, K ise yapının rijitlik matrisini göstermektedir. Yükleme anında yapının hesaplanan rijitliğini değiştirecek yerdeğiştirmeler göstermediği sürece, bu eşitlik geçerlidir. Normal şartlar altında yapıların büyük yerdeğiştirmeler yapmasına izin verilmez. Yalnız büyük yüklemeler altında, uzun açıklıklı yapılarda büyük yerdeğiştirmeler söz konusu olabilir. Kablolu köprüler de büyük yerdeğiştirme yapabilen yapılardır. Bu durumda yapının geometrisinde veya rijitliğinde değişiklikler olur. Böyle bir durumda lineer analiz yani (1.1) bağıntısı artık geçerliliğini yitirir. Büyük yerdeğiştirme yapan yapılarda kuvvet denge denklemleri yapının şekil değiştirmiş hali üzerinde yazılır. Şekil değiştirmiş yapıda yeniden hesaplanan yapı rijitliği ile yapı yeniden analiz edilir. Lineer olmayan analizde hesaplamalar adım adım yapılarak yerdeğiştirmeleri gerçek şekliyle hesaplanmaya çalışılır. Yükleme halinde değişen rijitlik matrisine geometrik rijitlik matrisi denir (Premieniecki, 1968).

Şekil değiştirme-yerdeğiştirme bağıntılarındaki lineer olmayan terimler $[k]$ eleman rijitlik matrisi,

$$[k] = [k_E] + [k_G] \quad (1.2)$$

bağıntısı ile ifade edilir (Premieniecki, 1968). Burada $[k_E]$ elemanın ilk lineer rijitlik matrisini, $[k_G]$ ise geometrik rijitlik matrisini temsil edip sadece geometriye değil aynı zamanda başlangıçta var olan iç kuvvetlere de bağlıdır. Lineer ve geometrik rijitlik matrisleri her eleman için hesaplanarak toplanır ve sistem toplam rijitlik matrisi,

$$[K] = [K_E] + [K_G] \quad (1.3)$$

şeklinde elde edilir. Burada $[K]$, $[K_E]$ $[K_G]$ sırasıyla sistem toplam rijitlik matrisini, sistem rijitlik matrisinin lineer bileşenini ve geometrik bileşenini göstermektedir.

Kablolu köprülerde büyük yerdeğişmeler söz konusu olduğu için analizler lineer olmayan yöntemler ile yapılır. Kabloların kendi ağırlığı altında elastik olarak uzaması ve yaptığı sehimden dolayı uç noktasında bir ilk uzama meydana gelir. Yükleme altında ise bu sehimlerde azalma görülür. Kablonun bu durumu göz önüne alındığında eşdeğer bir elastisite modülünün hesaplanması gerektiği ortaya çıkmıştır (Ernst, 1965; Leonhardt ve Zellner, 1970; Abdel-Ghaffar vd., 1986).

1.3.5. Kablolu Köprülerin Doğrusal Olmayan Davranışları ve Deprem Anındaki Hareketi

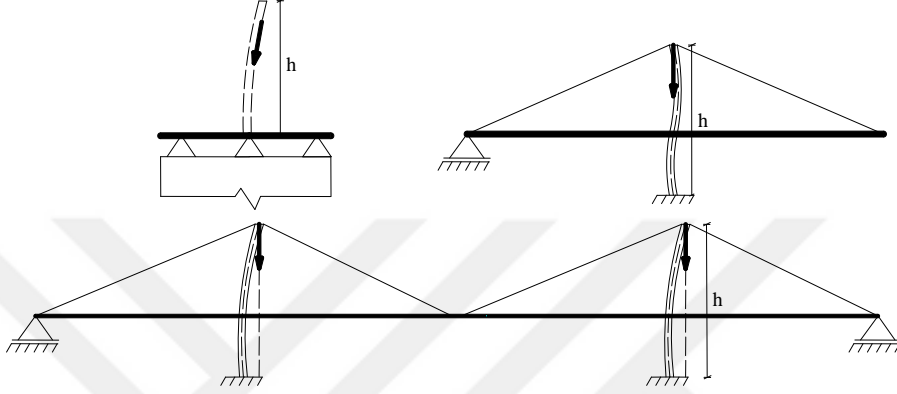
Kablolu köprülerin servis yükleri (öz ağırlıklar, hareketli yükler vb) altındaki davranışı doğrusal değildir. Bu doğrusal olmayan davranışın kaynağı büyük oranda kablolardır. Kabloların lineer olmayan özelliği yükün artırılmasıyla kablodaki sehimin azalması sonucu ortaya çıkmaktadır. Kabloların üstündeki aksenal yüklerden ve kendi ağırlığından kaynaklanan sehim kablonun rijitliğinin değişmesine neden olmaktadır. Klasik yapı elemanlarında sehimlerin rijitliğe etkisi yok denecek kadar azdır ve bu nedenle genelde ihmal edilir. Kablolarda ise bu durum farklıdır. Serbest halde duran bir kablo ile yüksek miktarda çekme kuvvetine maruz kablonun rijitliğinin doğru belirlenmesi oldukça önemlidir. Aksenal kuvvete bağlı rijitlik değişiminin belirlenmesinde en yaygın olarak kullanılan “ *Eşdeğer Elastisite Modülü* ” yöntemidir. Normal elastisite modülü, sehim ve çekme yükünün etkisini içeren eşdeğer elastisite modülü ile kablolardaki lineer olmayan özellik dikkate alınmakta ve aşağıdaki gibi ifade edilmektedir (Troitsky, 1988).

$$E_i = \frac{E_c}{1 + \left(\frac{\gamma_c^2 l_k E_c}{12 \sigma_k^3} \right)} \quad (1.4)$$

Burada, E_c düz kablonun elastisite modülünü, l_k kablonun yatay izdüşüm uzaklığını, γ_c kablonun birim hacim ağırlığını, σ_k kablodaki çekme gerilmesini göstermektedir.

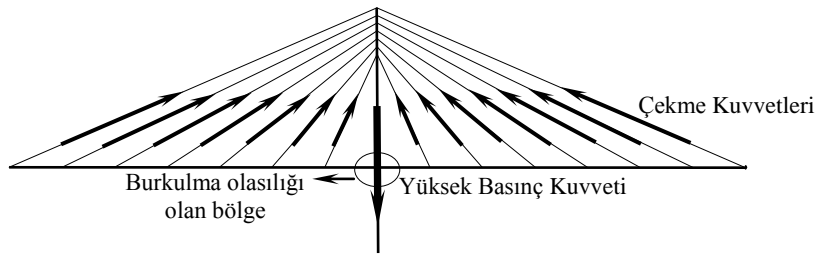
Kablolar basınç kuvveti almayıp sadece aksenal çekme kuvvetine çalışan iki ucu mafsalı elemanlardır. Özellikle deprem gibi yanal yükler altında kabloların basınca geçerek boşalması köprü stabilitesi açısından çözülmesi gereken bir problemdir.

Yüksek aksenal yük altında kule tepe noktasının yatay yerdeğiştirme miktarı doğrusal olmayan davranış bakımından önemlidir. Kule tepe noktasının yüksek miktardaki yatay yer değiştirmesi kablolar tarafından iletilen aksenal kuvvetin de etkisiyle ilave ikinci mertebe momentleri oluşturabilmektedir. Burada önemli olan kriter kulenin yatay rijitliğinin yatay yer değiştirmesine etkisidir. Kulelerde oluşan başlıca yerdeğiştirme türleri Şekil 1.7’de gösterilmiştir.



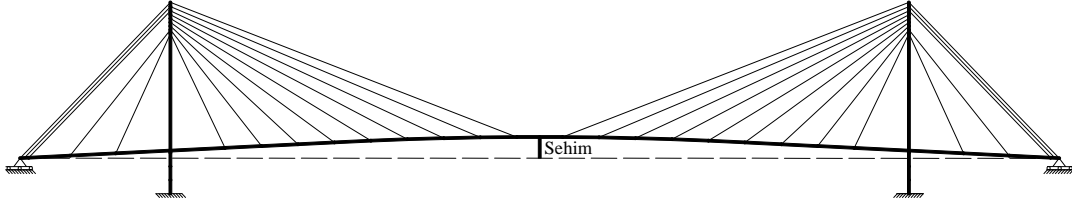
Şekil 1.7. Kablolu köprülerde kule deplasman şekilleri

Kule-tabliye birleşim bölgesinde tabliye, yüksek aksenal kuvvetlere ve eğilme momentlerine maruz kalır. Bu kesitlerde oluşacak şekil değiştirmeler aksenal kuvvetlerle birleştiğinde ikinci mertebe etkileri ortaya çıkabilmektedir. Kulelere yakın bölgedeki tabliye kesitlerinde stabilite açısından oluşacak bir zayıflık, tabliyenin burkulmasına dolayısıyla bir göçme mekanizmasına neden olabilmektedir (Şekil 1.8).



Şekil 1.8. Tabliyede burkulma mekanizması

Tabliyenin özellikle kendi ağırlığı altında sehiminin fazla olması tabliyeye ters sehim verme gereksinimini doğurmaktadır. Bu durum ayrıca köprüye estetik bir görünüm kazandırmaktadır. Şekil 1.9’da ters sehim verilmiş iki boyutlu örnek bir kablolu köprü modeli görülmektedir.



Şekil 1.9. Jindo köprüsü, Güney Kore, 1984

Deprem yükleri altında davranış belirlenirken kablolu köprünün tabliyesinde oluşan yerdeğiştirmeler, geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan davranış göstermektedir. Tabliye, kendi öz ağırlığı altında önemli miktarda düşey yerdeğiştirme yapabilmektedir. Bu nedenle, deprem yükleri altında hesapta sistemin başlangıç konumu, öz ağırlığı altında şekil değiştirmiş sistem üstünde tanımlanmaktadır.

Özellikle büyük açıklıklı olan kablolu köprülerin dinamik analizi kendine özgü bazı özellikler gösterebilmektedir. Bunlar, şu şekilde özetlenebilir: Geleneksel yapı tiplerinde yaygın olarak yapılan varsayım yapının her mesnetine aynı anda aynı deprem dalgasının etkimesidir. Bu varsayım büyük açıklıklı kablolu köprülerde tam olarak geçerli bir yaklaşım değildir. Özellikle zayıf zeminlerde ve değişik özellikteki tabakaların bir arada bulunduğu zeminlerde inşa edilen kablolu köprülerde bu durum önem kazanabilmektedir. Deprem dalgalarının yayılma hızı ile açıklığın büyüklüğü, yapının her iki kuleye gelecek deprem dalgasının aynı anda yapıya etkimemesi veya yapının bir kulesinden diğer bir kulesine giden deprem dalgasının aradaki katmanların etkisiyle (deprem dalgalarının yayılması, kırılması ve yansması) değişmesi sonucunu ortaya çıkarır. Bu durum yapıda ikincil iç kuvvetlerin oluşmasına neden olmaktadır. Bu nedenle, bu tür kablolu köprülerde değişerek yayılan yer hareket için deterministik ve stokastik dinamik analiz yapılması önem kazanmaktadır (Dumanoğlu ve Soyluk, 1998; Boduroğlu, 2007).

1.4. Zemin-Yapı Etkileşimi

Zemin-yapı etkileşim problemleri incelenirken sonsuza uzanan zemin, yakın ve uzak bölge olmak üzere iki bölgeye ayrılmaktadır. Yarı sonsuz zemin ortamının dinamik analizinde temel bölgesinde yapıyı çevreleyen etkileşim arakesiti belirlenir (Sandler, 1981). Etkileşim arakesiti yerinin belirlenmesi keyfi olarak seçilebilir. Altsistem yönteminde etkileşim arakesitinin zemin-yapı ara yüzeyiyle aynı olduğu kabul edilirken direkt yöntemde ise modellenen zeminin yapay sınırlarla denk olduğu kabul edilir. Yapıya

yakın bölge sonlu elemanlarla modellenmektedir. Ancak uzak bölge için kullanılan sonlu elemanlara uygun kesilmiş sınırlar için özel yapay sınır şartları veya etkileşim elemanları kullanılabilir. Yakın bölgenin sınırlarına uygun model, dalga yayılımı özelliklerini taşıyacak şekilde seçilmesine dikkat edilmelidir. Bu özellikler, yüzeye yakın bölgelerde Rayleigh ve Love yüzey dalgaları, ortam içinde ise S (Enine) ve P (Boyuna) cisim dalgalarının özellikleridir.

Deprem hareketine maruz yapıların zemin-yapı dinamik etkileşiminde şekil değiştiren zemin ortamı, yapının davranışına eylemsizlik yönünden etkide bulunurken, yapı da zemini hem kinematik hem de dinamik bakımdan etkilemektedir. Böylece, yapının var olmadığı durumda yalnızca zeminin kendi içindeki dinamik davranışının bir sonucu olan deprem verisi artık yapının da varlığından etkilenen daha karmaşık bir yer hareketi niteliğini kazanmaktadır. Özellikle zayıf zemin üzerinde inşa edilmiş ağır ve rijit yapıların dinamik analizinde zemin-yapı etkileşiminin göz önünde bulundurulması daha da önem kazanmaktadır (Aydınoglu,1977).

Deprem merkezinden yayılan deprem dalgaları, yer yüzeyine yaklaştıkça yerel zemin koşullarındaki farklılıklar nedeni ile önemli değişikliğe uğrarlar. Bunun en önemli kanıtı yeryüzünde birbirine yakın bölgeler arasında gözlenen hasar derecelerindeki önemli farklılıklardır. Dolayısıyla, deprem hareketine maruz zemin deprem hareketini yapılaraya değiştirerek iletir. Bu değişiklik etkiyi büyütme şeklinde olabilir. Deprem düşey bileşeninin yapıya etkimesi durumunda yapı, zeminden ayrılarak yukarı doğru hareket edebilir. Eğer yapı ve zemin periyotları çakışırsa yapıda rezonans meydana gelir ve üstyapı çok büyük zorlanmalara maruz kalır. Bu nedenle yapıların zemin ile birlikte düşünülerek analiz edilmesi gerekir.

Zemin-yapı etkileşimi yapılar üzerinde iki temel etkiye sahiptir: Birincisi zemin-yapı etkileşiminin dikkate alındığı durumda, sistemin serbestlik derecesinde artış olur ve bundan dolayı sistemin dinamik karakteristikleri değişikliğe uğrar. İkincisi ise titreşim enerjisinin büyük bir bölümü ya yapının temelinden zemine yayılan radyasyon sönümü (geometrik sönüm) ile ya da zemindeki malzeme sönümü ile yutulabilir. Sonuç şu ki zemin-yapı etkileşimi dikkate alınan sistemlerin doğal periyodu, rijit tabana mesnetli yapılardan daha uzundur (Veletsos ve Meek, 1974).

Yapıların dinamik analizinde, zemin-yapı etkileşimi genellikle, yapının doğal frekansını ve maksimum taban kesme kuvvetini azaltırken salınım hareketini arttırır

(Todorovska ve Trifunac, 1990). Zemin-yapı etkileşim problemlerinde temel olarak iki bileşen bulunmaktadır:

- Sonlu boyuta sahip olan yapı
- Yarı sonsuz zemin

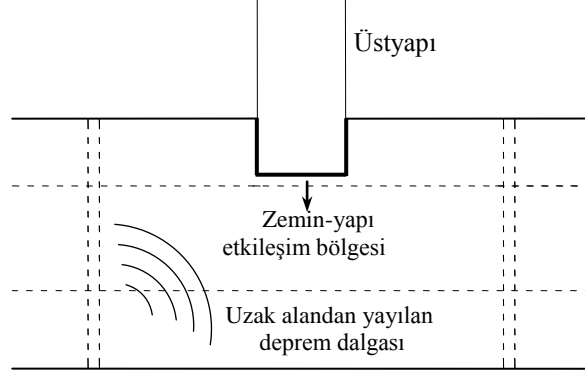
Zemin, tanım aralığı sınırsız yarı sonsuz bir ortamdır. Bina türü yapılarda zemin-yapı sisteminin statik yükleme durumunda çözümü ile yeterli hassaslıkta sonuçlar elde edilebilmektedir. Statik analizlerde temel sistemi ankastre kabul edilerek, temellerde doğrusal ve açısal yerdeğiştirmelerin olmadığı kabul edilmektedir. Yapıların dinamik analizinde binanın rijit bir temel üzerine oturduğu, dolayısıyla depremin belirli bir mesnet hareketi olarak tanımlanabileceği kabul edilerek çözüme gidilmektedir. Bina türü çok katlı yapılar hafif ve esnek olduğu ve rölatif olarak rijit bir temele oturdukları için dinamik analizin böyle bir kabul ile yapılması önemli bir hata oluşturmamaktadır. Ancak, ağır ve rijit yapıların dinamik analizinde, bu kabulün geçerli olamayacağı ve zemin-yapı etkileşiminin dikkate alınması gerektiği daha önce yapılan çalışmalarda ortaya konulmuştur (Aydinoğlu, 1981; Aydinoğlu, 2011; Deneme ve Yerli, 2007).

Dinamik zemin-yapı etkileşimi analizi ile ilgili en büyük problemlerden biri sınırsız zemin ortamının modellenmesidir. Bu tarz problemleri çözmek için geçirgen sınırlar, sınır elemanlar, sonsuz elemanlar gibi birçok sayısal yöntem geliştirilmiştir. Dinamik zemin-yapı etkileşimi özellikle aşağıdaki durumlar için göz önünde bulundurulması gerektiği Eurocode 8 (2004) gibi bazı yönetmeliklerde açıkça belirtilmiştir:

- P- δ etkilerinin önemli olduğu yapılar
- Büyük ve derin temelli yapılar
- İnce, uzun yapılar
- Çok yumuşak zemine (ortalama kayma dalgası hızı 100 m/s 'den az) mesnetli yapılar

Dinamik zemin-yapı etkileşim problemlerinde yarı sonsuz zemin ortamının modellenmesi oldukça önemlidir. Yarı sonsuz zemin üzerinde bulunan yapılarda, yeryüzünde meydana gelen titreşimlerden dolayı zemin içinde yayılan çeşitli tipte dalgalar oluşmaktadır. Titreşimin kaynağına yakın yerlerde büyük değerlere sahip olan genlikler, geometri ve malzemenin sahip olduğu sönüm nedeniyle kaynaktan uzaklaştıkça azalmaktadır. Diğer bir deyişle, zeminden yayılan deprem dalgalarının neden olduğu titreşimler, temelde azalır. Temel ve zemin arasındaki etkileşimden dolayı yapıda, dinamik bir uyarılma meydana gelir. Zemin-yapı etkileşim bölgesinde, uzak zemin bölgesinden

yapıya doğru yayılan ve yapının temeline çarpan dalgalar dinamik zemin-yapı etkileşim problemine neden olur (Şekil 1.10).



Şekil 1.10. Dinamik zemin-yapı etkileşimi

Zemin-yapı etkileşimi problemlerinin dinamik analizinde Sonlu Elemanlar Yöntemi oldukça yaygın olarak kullanılmaktadır. Fakat sonsuza uzanan zeminin Sonlu Elemanlar Yöntemi kullanılarak modellenmesi önemli bir sorun olarak karşımıza çıkmaktadır. Analiz sırasında sonsuza uzanan zeminin ne kadarının göz önüne alınacağı ve alınan bu zeminin sınırları oldukça önemlidir. Çünkü, zemin içerisinde dinamik etkiye yol açan dalgalar geometri ve malzemenin sahip olduğu sönüm nedeniyle kaynaktan uzaklaştıkça azalmaktadırlar. Sonsuza uzanan ortamın belirli bir kısmının göz önüne alınmasıyla zemin için yapay bir sınır belirlenerek sonsuza uzanan zemin sonlu bir bölge gibi modellenmektedir. Bu durum, zemin içerisinde yayılan dalgaların sonlu bölgede hapsedilmesine neden olmaktadır. Bu davranış gerçek dalga hareketini idealize etmediği için gerçekçi olmayan sonuçlar elde edilmektedir. Daha gerçekçi sonuçlar elde etmek için seçilen sonlu bölgenin sınırlarında dalgaların yayılma şartlarını sağlayacak bir model uygulanmalıdır. Bundan dolayı Sonlu Elemanlar Yöntemi kullanılarak modellenen zemin-yapı etkileşimi problemlerinde yapay sınırdan enerji geçişi matematiksel olarak gerçekçi bir şekilde ifade edilmelidir (Mengi ve Tanrikulu, 1994).

Sonlu elemanlarla idealleştirme yöntemine yöneltilen en önemli eleştiri, zemin ortamının belirli bir bölge ile sınırlandırılmasıdır. Eğer sistemde gerçekten sonlu bir bölgeyi sınırlayan kaya gibi doğal bir sınır şartı yoksa belirli bir bölge ile yetinmek zorunluluğu ortaya çıkmaktadır. Bu durumda deprem dalgaları ile üst yapıdan ortama

yayılan dalgaların alınan sonlu bölgenin sınırlarından yansımaları tehlikesi doğmaktadır (Minami, 1972).

Zemin-yapı dinamik etkileşimi problemlerinde göz önüne alınan zemin sınırlarında, geçişini matematiksel olarak gerçekçi bir şekilde temsil eden farklı modeller kullanılmaktadır. Sonlu bölgenin sınırlarına geçirgen yapay sınırlar kullanılması bu yöntemlerden bir tanesidir. Geçirgen yapay sınırların dalga geçirimsizliği mükemmel olamamakla birlikte belirli durumlarda yeterli bir çözüm sağlanabilmektedir. Yapay sınırlar kaynaktan ne kadar uzakta seçilirse o kadar iyi sonuçlar elde edilmektedir. Ayrıca, uzak bölgenin yapay sınırlarla modellenmesi durumunda, yakın bölgenin modellenmesi için çok sayıda sonlu elemana ihtiyaç duyulduğundan bilinmeyen sayısı çok artmakta ve sistemin çözümü zorlaşmaktadır (Dumanoglu, 1978).

Zemin-yapı etkileşimi problemlerinin çözümünde kullanılan etkili bir yöntem de sonlu ve sonsuz elemanların birlikte kullanılmasıdır. Bu yöntemde yakın bölge için sonlu elemanlar uzak bölge için sonsuz elemanlar kullanılmaktadır. Burada kullanılan sonsuz elemanlar, zeminde yayılan ve sonsuza giden dalgaları idealize edecek şekilde seçilmelidir (Yerli, 1998).

Son yıllar da özellikle sonsuza uzanan ortamlar için sınır eleman yöntemi yoğun bir şekilde kullanılmaya başlanmıştır. Sonlu eleman ve sınır eleman yöntemlerinin, belirli konularda birbirlerine göre avantajlar ve dezavantajları bulunmaktadır. Yakın zamanda gerçekleştirilen çalışmalarda (Yerli, 1998; Pak ve Guzina, 1999; Deneme, 2007; Özsoy, 2011), bu iki kuvvetli sayısal çözüm yöntemlerinin üstün oldukları özellikleri birlikte kullanılarak, zemin-yapı problemleri etkin bir şekilde ele alınmaktadır. Bu çalışmada da altsistem yaklaşımı kullanılmış olup zemin ortamı sınır eleman yöntemiyle, üstyapı ise sonlu eleman yöntemiyle modellenmiştir. Diğer bir deyişle çalışmada sonlu eleman yöntemi ve sınır eleman yöntemine dayalı birleştirilmiş bir model kullanılarak kablolu köprüdeki dinamik davranışların belirlenmesi amaçlanmıştır.

1.4.1. Zemin-Yapı Etkileşimi Analiz Yöntemleri

Genel olarak zemin-yapı etkileşimi deprem etkisine maruz yapıda zemin bölgesinin ve üstyapının birlikte göz önüne alındığı durumlarda yapı ve zeminin birbirlerini karşılıklı olarak etkilemesi olarak ifade edilebilir. Zemin-yapı etkileşimi genel olarak Doğrudan

(Direkt) Yöntem ve Altsistem Yöntemi olmak üzere iki yöntem ile ele alınmaktadır (Aydınoğlu 1981; Wolf, 1988; Clough ve Penzien, 1993).

1.4.1.1. Doğrudan (Direkt) Yöntem

Üstyapı ile zemin tek bir ortak sistem olarak idealleştirildiği ve taban kayasında tanımlanan yer hareketi dikkate alınarak analiz edildiği yonteme “Direkt Yöntem” adı verilir. Bu yöntemde:

- Zemin ve üstyapıdaki tüm geometrik ve mekanik özellikler ile lineer olmayan davranış uygun bir biçimde göz önüne alınabilir.
- Zemin ortamının sonsuzluğunu ifade edebilmek için bu ortamın dış sınırlarına geçirgen yapay sınır koşulları uygulanır (Kausel 1988; Mengi ve Tanrıkuu 1993).

1.4.1.2. Altsistem Yöntemi

Altsistem Yöntemi, ortak sistem içinde zemin ortamının ayrıık ya da sürekli bir altsistem olarak göz önüne alınması esasına dayanır. Zemin ortamının bağımsız bir sistem olarak incelenmesi ile zemin-yapı arakesitindeki serbestlik dereceleri cinsinden elde edilen zemin dinamik rijitlik matrisi ve etkin yük vektörü daha sonra yapının dinamik dengesinde göz önüne alınır (Aydınoğlu, 1981).

Zemin-yapı etkileşim problemlerinin analiz edilmesinde Sonlu Eleman Yöntemi gibi sayısal yöntemler kullanılmaktadır. Altsistem yönteminde yapı genellikle sonlu elemanlarla modellenir. Etkileşim ara yüzey bölgesinin dışındaki zemin özellikleri, sonsuza uzanan zemin etkilerini yansıtan ara yüzey düğüm noktalarında sınır şartları ile temsil edilir.

Zemin-yapı dinamik etkileşim problemlerinde altsistem yaklaşımının en önemli çözüm aşaması temel-zemin arakesitindeki serbestlik dereceleri için tanımlanan ve titreşen yapı temellerinin davranışının incelenmesinde de etkin olarak kullanılan dinamik empedans fonksiyonlarının belirlenmesidir. Temellerin rijitliklerini de gösteren bu dinamik büyüklükleri hesaplayabilmek için günümüzde mevcut analitik ve yarı analitik çözüm yöntemlerinin yanında, sınır elemanlar ve sonlu elemanlar gibi nümerik çözüm yöntemleriyle bunların her ikisini de kapsayan birleştirilmiş çözüm teknikleri

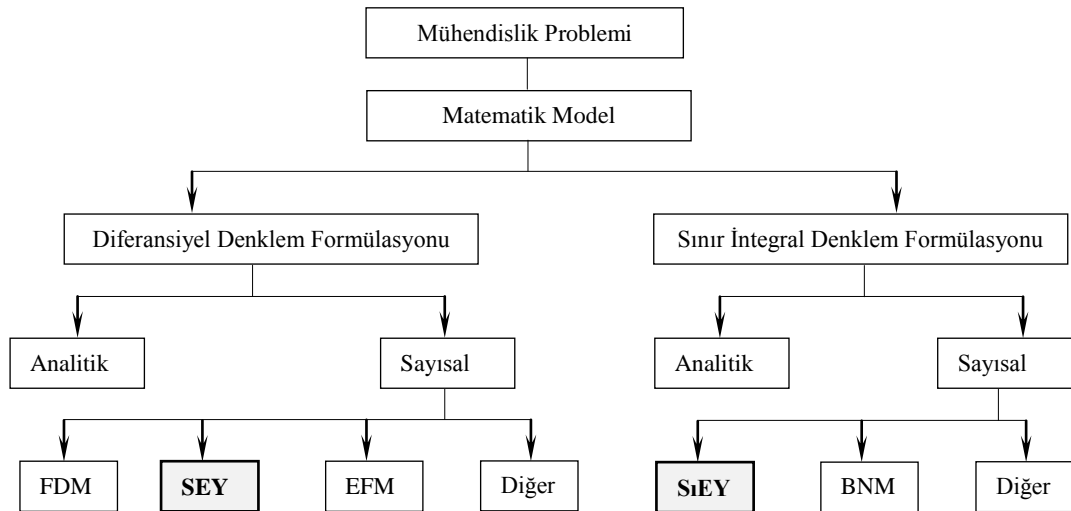
kullanılmaktadır. Sınır Elemanlar Yönteminin olağanüstü verimi hesaplamalı mekanik alanındaki en önemli gelişmelerdendir (Çelebi, 2006).

Altsistem yönteminde önce yapı ile sonsuza uzanan zemin arasında oluşan empedans ilişkisi yardımıyla etkileşim kuvvetleri bulunmakta daha sonra sonlu bir boyuta sahip yapının analizi, belirlenen etkileşim kuvvetleri göz önüne alınarak gerçekleştirilmektedir.

Zemin idealleştirilmesi açısından altsistem yaklaşımının ortak sistem yaklaşımına oranla en önemli üstünlüğü, ayrık sistemlerin yanında sürekli sistemlerin de zemin modeli olarak kullanılabilmesi olanağıdır (Aydınoglu, 1977).

1.5. Sınır Eleman Yöntemi

Mühendislik mekaniğinde, herhangi bir problemin çözümü iki adımda yapılabilmektedir. Birinci adımda probleme ait diferansiyel denklemler elde edilmekte, ikinci adımda ise problemin başlangıç ve sınır şartları göz önüne alınarak elde edilen denklemler çözülmektedir. Ancak, çözümü yapılacak olan problemin geometrisi ve malzeme özellikleri genellikle karmaşık bir yapıya sahip olduğundan, çoğu zaman analitik bir çözüm yapmak mümkün olamamaktadır. Bu nedenle, problemin yaklaşık bir çözümünü bulabilmek amacıyla sayısal yöntemler kullanılmaktadır. Literatürde en çok kullanılan sayısal yöntemler sonlu farklar, sonlu elemanlar ve sınır eleman yöntemleridir (Şekil 1.11). Şekil 1.11’de FDM Sonlu Farklar Yöntemini, SEY Sonlu Eleman Yöntemini, EFM Elemandan Bağımsız Yöntemi, BNM Sınır İntegral Denklemleri Yöntemini, SıEY Sınır Eleman Yöntemini göstermektedir.

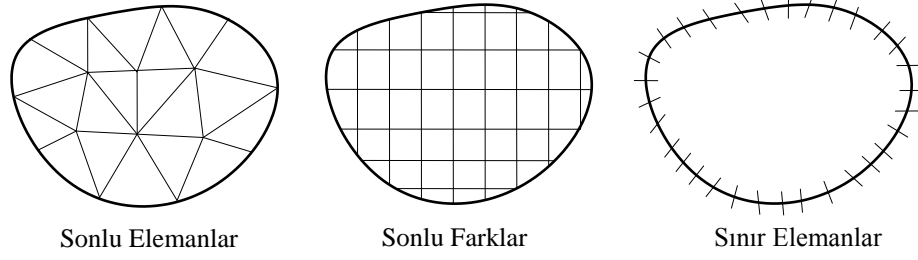


Şekil 1.11. Mühendislik problemlerinin çözümü için yaygın olarak kullanılan sayısal yöntemlerin birbirleriyle ilişkisi (Liu, 2009)

Sınır Eleman Yöntemi 1970'lı yılların başlangıcından beri birçok mühendislik probleminin çözümü için kullanılan Sonlu Farklar ve Sonlu Elemanlar Yöntemlerine alternatif olarak ortaya çıkarılmış yarı analitik bir sayısal yöntemdir (Beskos, 1987; Brebbia ve Dominguez, 1989; Aliabadi, 2002; Brebbia, 1978; Banerjee, 1994).

Sınır Eleman Yöntemi herhangi bir sınır değer problemini çözüm bölgesinin sınırında tanımlanan integral denklemler yardımıyla çözen sayısal bir yöntemdir. İntegral denklemlerinin içinde yer alan temel çözümler, analitik olarak hesaplandığından bu yöntem yarı analitik bir yöntemdir. Yarı analitik olması nedeniyle birçok mühendislik probleminde kesin çözümlere diğer sayısal yöntemler ile elde edilen çözümlerden çok daha iyi yakınsayan sonuçlar elde edilebilmektedir. Sınır Eleman Yöntemi özellikle, sonsuza uzanan çözüm bölgeleri dinamik zemin-yapı etkileşim problemleri ve lineer problemler için oldukça uygundur. Ayrıca, bu yöntemde yarı sonsuz elastik uzayın radyasyon sönümü direkt olarak dikkate alınır. Sınır Eleman Yönteminin yaygın kullanılmasının nedeni bu yöntemin problemin boyutları bir derece indirgenmesi, elde edilen sonuçlardaki yüksek kesinlik ve sonsuzda yayılma şartlarının dolaylı olarak hesaba katılması olarak gösterilmektedir (Brebbia vd., 1982; Tanrıku vd., 2000). Sınır Eleman Yönteminde sadece çözüm bölgesinin sınırının ayrıştırılması gerektiğinden çok daha az sayıda bilinmeyen söz konusu olmaktadır. Ayrıca, sadece sınırda ayrıştırma yapıldığından dolayı Sonlu Eleman Yöntemine göre veri türetme işlemi daha kolay gerçekleşmektedir (Wrobel, 2002).

Mühendislikte kullanılmakta olan Sonlu Farklar ve Sonlu Eleman Yöntemlerinin serbest yüzey problemlerinin çözümünde yeterince etkin olamadığı bilinmektedir. Sonlu Farklar, Sonlu Eleman ve Sınır Eleman Yöntemlerinin düzlemsel problem geometrisinin modellenmesi Şekil 1.12'de gösterilmiştir. Sonlu Farklar ve Sonlu Eleman Yöntemleri alan tipi yöntemler olup, çözüm bölgesinin içinin ve sınırlarının birlikte ayrıştırılması gerektirmektedir. Böylece, bazı mühendislik problemleri için sayısal çözümü etkin olarak yapılamayacak çok büyük denklem sistemleri ortaya çıkmakta, programlama ve veri girişi işlemleri de zorlaşmaktadır. Sonuçların hassasiyeti de sınır eleman yöntemi kadar iyi değildir. Sınır Eleman Yöntemi, Sonlu Eleman Yöntemine alternatif olarak geliştirilmiş bir yöntemdir. Bu yöntem integral denklemler yönteminden türetilmiştir (Mikhlin, 1957; Cruse, 1969; Jaswon ve Symm, 1977; Baykal ve Bilgiç, 1990).



Şekil 1.12. Sayısal yöntemlerle problemin incelenmesi

Sonlu Eleman Yönteminin yetersiz kaldığı veya bilgisayar destekli mühendislik sistemlerinin çözmekte zorlandığı uygulamalarda yeni bir yöntem gereksinim duyulduğundan Sınır Eleman Yöntemi, daha güçlü bir alternatif olarak ortaya çıkmıştır. Sınır eleman yönteminin en önemli üstünlükleri ise, tüm hacim yerine sadece yüzeyin göz önüne alınmasının yeterliliği ve daha basit ağ yapıları kullanılması, tasarım değişiklikleri sonucu, ağın yeniden yapılandırılmasını gerektirmemesidir (Brebbia ve Dominguez, 1992).

1.5.1. Sınır Eleman Yönteminin Tercih Nedeni

Çoğu mühendislik problemlerinin çözümünde Sınır Eleman Yönteminin diğer yöntemlere göre üstünlükleri vardır. Sınır Eleman Yönteminin bazı üstünlükleri aşağıda verilmektedir (Liu, 2009):

- Kesinlik: Sınır Eleman Yöntemi yarı analitik bir yöntemdir ve bu nedenle elde edilen sonuçlar daha kesindir. Sadece sınırlar ayrıklaştırıldığından dolayı (boyutsal açıdan bir derece indirgeme) daha az bilinmeyen kullanılır ve dolayısıyla veri hazırlama zamanı daha azdır. Ayrıca, veri hazırlanırken kontrol ve analiz etme zamanı da azalmaktadır.
- Modellemede kolaylık: 3 boyutlu problemler ve sonsuz bölge problemleri için sınır eleman yönteminde ayrıklaştırma diğer yöntemlere göre daha kolaydır. Çünkü, sınır integral denklemlerinin formülasyonunda problemin boyutu bir derece indirgenir.
- Bağımsız sayısal bir yöntem: Sınır Eleman Yöntemi analitik çözümün mümkün olmadığı durumlarda bir problemin çözümünü doğrulamak için diğer alan tipi yöntemlerle birlikte uygulanabilir.

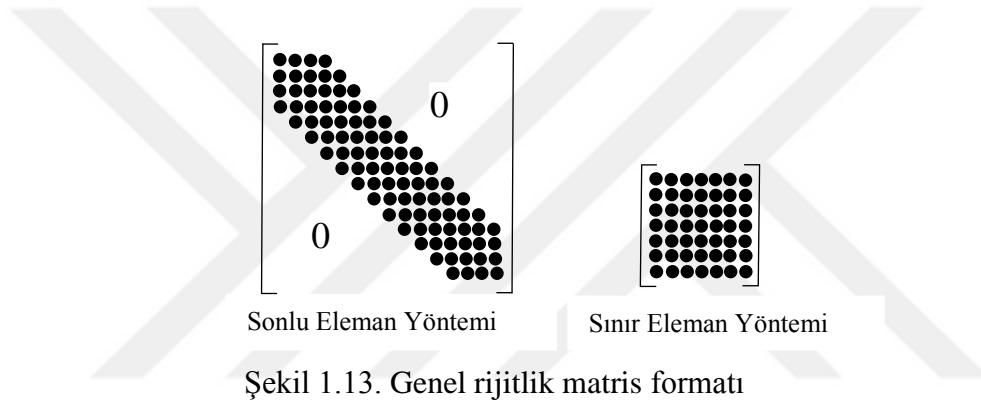
1.5.2. Sonlu Eleman ve Sınır Eleman Yöntemlerinin Karşılaştırılması

Sonlu Eleman Yöntemi (SEY) ve Sınır Eleman Yöntemi (SıEY)'nin temel özellikleriyle beraber avantaj ve dezavantajları, Tablo 1.1' de gösterilmiştir. (Aydinoğlu 1977; Günay 1990; İmrak ve Fetvacı 2003; Liu 2009).

Tablo 1.1. Sonlu Eleman Yöntemi ve Sınır Eleman Yönteminin karşılaştırılması

SEY	SıEY
Temel Özellikler	
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Türev-tabanlı (lokal) yaklaşım ▪ Bölge ayrıklaştırılır: 2 ya da 3 boyutlu ayrıklaştırma ▪ Simetrik, tamamen dolu olmayan matris ▪ Birçok ticari paket program mevcut 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Global-tabanlı (global) yaklaşım ▪ Sınırlar ayrıklaştırılır: 1 ya da 2 boyutlu ayrıklaştırma ▪ Simetrik olmayan, tamamen dolu matris ▪ Çok az ticari paket program mevcut
Avantajları	
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Hızlı çözüm ▪ Nonlineer problemlere uygulanabilir ▪ Kompozit malzemeler (makro ölçekteki analizler) ▪ Geometrisi karmaşık şekillerin incelenmesinde kolaylıklar sağlar. ▪ Kompozit malzeme özellikleri olan sistemlere kolaylıkla uygulanabilir. ▪ Malzeme özelliklerinin zamana bağlı değişimleri kolayca göz önüne alınabilir 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Hızlı ayrıklaştırma ▪ Sonsuz alan problemlerine uygulanabilir ▪ Kompozit malzemeler (mikro ölçekteki analizler) ▪ Veri hazırlama zamanı azdır. Veri hazırlanırken kontrol ve analizde zamandan tasarruf sağlar. ▪ Sınırdaki ve iç noktalarda gerilmeler tam doğru olarak hesaplanır. Gerilmenin hızla değiştiği ortamlarının modellenmesinde tercih edilmektedir (temas ve çatlak problemleri gibi) ▪ Hesaplama maliyeti ve bilgi depolama işi ve zamandan tasarruf sağlar. ▪ İç noktalardaki gerilmelerin hesaplanması kullanıcıya bağlıdır.
Dezavantajları	
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Büyük bilgisayar belleği ve zaman gerekir. ▪ Doğru sonuç elde edebilmek için ortamın elemanlara bölünmesi ve çok sayıdaki giriş bilgileri hatasız olmalıdır. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ İleri derecede matematik bilgisine ihtiyaç duyulmaktadır. ▪ Lineer olmayan problemlerde iç noktaların modellenmesi gerekmektedir. Bu bakımdan boyut indirgeme avantajını kaybeder. ▪ İnce kabuk analizinde yetersizdir. Bu tip problemlerde FEM tercih edilmektedir ▪ Çözüm matrisi tamamen dolu, antisimetrik ve sıfır harici katsayılarından oluşmaktadır (Şekil 1.13).

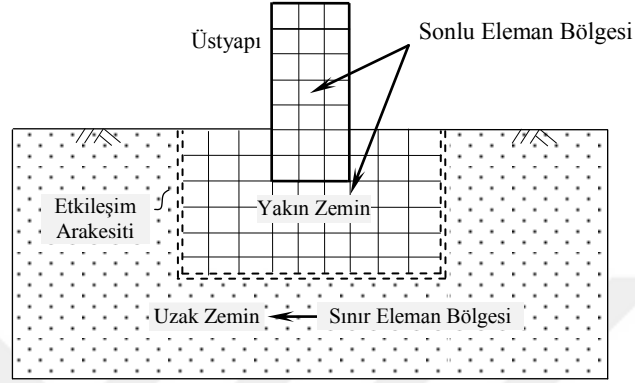
Sınır Eleman Yönteminin sayısal uygulamasında çözüm matrisi simetrik olmayıp sıfır olmayan katsayılardan oluşmaktadır. Ancak, Sonlu Eleman Yönteminde elde edilen çözüm matrisi simetrik olup tamamen dolu değildir. Sınır Eleman Yönteminin bu eksikliği ciddi bir dezavantaj değildir. Çünkü, Sonlu Eleman Yöntemi ile aynı seviyedeki sonuç doğruluğunu elde etmek için Sınır Eleman Yöntemi çok az sayıda düğüm noktasına ve elemana ihtiyaç gösterir. Diğer bir deyişle, Sınır Eleman Yönteminde çözüm matrisi Sonlu Eleman Yöntemine kıyasla boyut olarak oldukça küçüktür. Ayrıca, Sınır Eleman Yönteminde elde edilen çözüm matrisini simetrikleştirme teknikleri de mevcuttur. Sınır Eleman Yöntemi ve Sonlu Eleman Yönteminin rijitlik matrisinin genel formatı Şekil 1.13’de gösterilmiştir.



Elastodinamik problemlerinin çözümünde kullanılan Sınır Eleman Yönteminde amaç bilinmeyenlerin sınır değerlerini bulmaktır. Bu değerler bulunduktan sonra bölge içindeki herhangi bir noktadaki bir büyüklük, tekillik içermeyen bir integralin hesaplanması ile kolayca bulunabilir. Sadece sınırdaki büyüklüklerin bulunmasının sağlayacağı avantajlar kare bir bölgede şöyle açıklanabilir. Sonlu Eleman Yönteminde belirli bir doğruluk için $N \times N$ eleman kullanılırsa Sınır Eleman Yöntemi ile çözümde aynı mertebe doğruluk için $4N$ eleman kullanmak yeterlidir. Ayrıca Sonlu Eleman Yöntemi sivri köşelerde eleman sayısı ne kadar çoğalır çoğalsın yanlış sonuç verebilmektedir. Bu hata Sınır Eleman Yönteminde düzeltilebilir. Bu arada Sınır Eleman Yönteminde optimum eleman sayısından fazla eleman kullanmanın sonucu etkilemeyeceği de belirtilmelidir (Öztürk, 2011).

Mühendislik yapılarının dinamik analizinde kullanılan yöntemlerden biri de Sonlu Eleman Yönteminin ve Sınır Eleman Yönteminin birlikte kullanılmasıdır. Bu yöntemde yakın bölge ve yapı için Sonlu Eleman Yöntemi, uzak bölge için ise Sınır Eleman Yöntemi kullanılmaktadır. Sonlu Eleman Yöntemi ve sınır Eleman Yöntemlerinin üstün oldukları

özellikler göz önüne alındığında bu iki yöntemin birlikte kullanılması ideal bir çözüm olarak ortaya çıkmaktadır (Beer ve Watson, 1992). Örneğin zemin-yapı etkileşim analizinde yapı ve çevresindeki zemin Sonlu Eleman Yöntemi ile sonsuza uzanan ve dalga yayılmasını içeren zemin ise Sınır Eleman Yöntemi ile modellenebilmektedir (Şekil 1.14).



Şekil 1.14. İki boyutlu zemin-yapı etkileşim modeli

1.5.3. Sınır Elemanlar Çözüm Yöntemleri

İntegral denklemlerinin çözümünde kullanılan büyüklüklere bağlı olarak Sınır Eleman Yönteminde, Doğrudan Sınır Eleman ve Dolaylı Sınır Eleman Yöntemleri olmak üzere iki farklı yaklaşım yapılmaktadır (Beskos, 1987). Dolaylı yaklaşımda, integral denklemler fiziksel anlamı olmayan ara büyüklükler kullanılarak çözülmekte ve bu büyüklükler yardımıyla deplasman ve gerilme gibi sınır büyüklükler belirlenmektedir. (Becker, 1992). Buna karşılık daha yaygın olarak kullanılan doğrudan yaklaşımda ise integral denklemler doğrudan sınır büyüklükleri cinsinden yazılmakta ve bu şekilde bilinen ve bilinmeyen sınır büyüklükleri birbirine bağlanmaktadır (Tanrıku, 1999).

1.5.3.1. Doğrudan Sınır Eleman Yöntemi

Doğrudan Sınır Eleman Yönteminde sınırdaki bilinmeyenler doğrudan elde edilir. Bu yöntemde, probleme ait diferansiyel denklemler öncelikle çözüm bölgesinin sınırında tanımlanan integral denklemlere dönüştürülmektedir. Problemden hacimsel kaynak veya kuvvetler bulunması durumunda integral denklemler, hacim integrallerini de içerecektir. Böyle bir durumda hacim integralleri de sınır integraline dönüştürülerek integral

denklemlerin tamamı sınır üzerinde tanımlanabilmektedir (Partridge vd., 1992). Böylece, integral denklemlerin tamamı sınır üzerinde tanımlanabilmektedir. İntegral denklemlerinin içinde yer alan temel çözümler, referans ortamında birim yükleme yöntemiyle analitik olarak elde edilebilmektedir (Mengi vd., 1994). Referans ortamı temel çözümlerin elde edilebilmesini kolaylaştırdığı için literatürde genellikle sonsuz ortam olarak seçilmektedir. İntegral denklemler oluşturulduktan sonra ikinci adımda, çözüm bölgesinin sınırı küçük elemanlara (sınır elemanı) bölünmekte ve probleme ait bilinmeyen sınır büyüklükleri integral denklemlerin sayısal integrasyonu ile hesaplanmaktadır. Son olarak çözüm bölgesi içinde yer alan noktalarda hesaplanması istenilen büyüklükler sayısal olarak elde edilmektedir. İntegral denklemlerin sayısal çözümünde, çözüm bölgesinin sınırının küçük elemanlara bölünmesi, göz önüne alınan problemdeki bilinmeyen sayısını Sonlu Eleman Yöntemine göre önemli ölçüde azaltmaktadır (Tanrıku vd., 2000).

1.5.3.2. Dolaylı Sınır Eleman Yöntemi

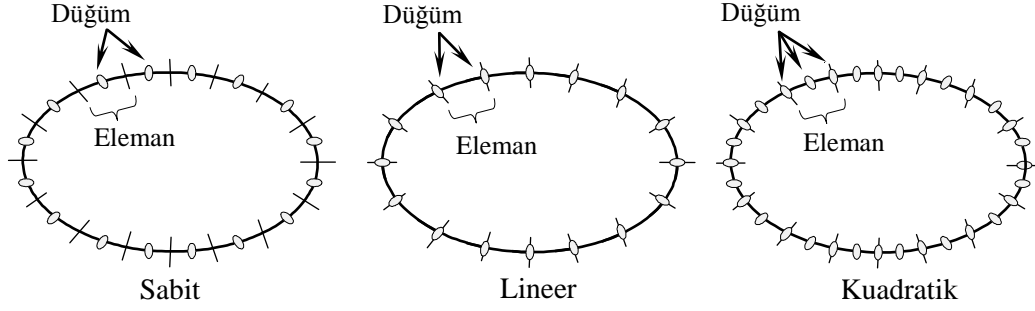
Dolaylı sınır elemanlar yönteminde ise önce sınırdaki fiktif değerler elde edilir, daha sonra bu fiktif değerler yardımıyla diğer bilinmeyenler hesaplanır. Sınırdaki bu fiktif değerler ise temel bilinmeyenler bakımından incelenebilir. Buna göre sınırdaki bilinmeyenler yer değiştirme süreksizlikleridir, bu nedenle elde edilen fiktif değerler yerine yer değiştirme süreksizlikleri alınır (Kıgılı, 2006).

Dolaylı sınır eleman yaklaşımında ya birinci temel çözümün ya da ikinci temel çözümün süperpozisyonları kullanılır. İkinci temel çözüm kullanılarak yapılan çözümleme, yer değiştirme süreksizliği olarak bilinmektedir (Siebrits ve Crouch, 1994). Doğrudan ve dolaylı sınır eleman yöntemlerinin her ikisinde de tekil integrallerin çözülmesi gerekmektedir.

1.5.4. Sınır Eleman Yönteminde Kullanılan Elemanlar

Sınır Eleman Yönteminde sabit, sürekli lineer ve kuadratik eleman, süreksiz lineer ve kuadratik eleman ve daha yüksek dereceli elemanlar gibi çeşitli tipte sınır elemanlar kullanılabilir. (Brebbia ve Dominguez, 1989; Zeng ve Cai, 1990; Tadeu vd., 1999; Beer, 2001 ve Zhang, 2003). Şekil 1.15'de sabit, lineer ve kuadratik sınır elemanlar

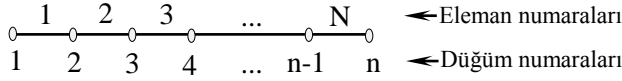
görülmektedir. Süreksiz kuadratik sınır elemanda ele alınan düğüm nokta sayısı, sabit eleman formülasyonundaki düğüm nokta sayısının üç katı olmasından dolayı, hesaplanması gereken bilinmeyen sayısı da üç kat artmaktadır.



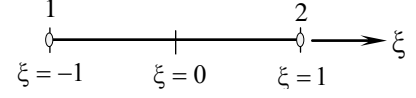
Şekil 1.15. Sınır elemanlar

Süreksiz sınır eleman yönteminde en yaygın olarak sabit sınır eleman kullanılmaktadır. Bu tip sınır elemanda sınır büyüklüklerinin eleman boyunca sabit olduğu kabul edilmektedir. Sınır büyüklüklerinin eleman boyunca değişken kabul edilmesi halinde yüksek dereceli sınır elemanlarının kullanılması gerekmektedir. Bu tip sınır elemanlarının kullanılması halinde, eleman üzerinde seçilen nokta sayısına bağlı olarak sınır büyüklükleri için lineer, kuadratik vb. değişim kabulü mümkün olabilmektedir. Yüksek dereceli elemanların kullanılmasıyla eleman üzerindeki sınır büyüklüklerin değişimi, bazı şekil fonksiyonları yardımıyla yapılan yaklaşımla belirlenmekte ve elde edilen yaklaşık çözümün hassasiyeti artırılabilir (Severcan, 2004).

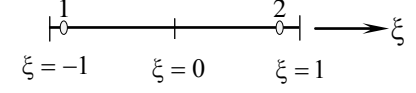
Sınır eleman formülasyonunda sürekli ya da süreksiz sınır elemanları kullanılabilir. Sürekli sınır eleman formülasyonunda ele alınan düğüm noktaları, eleman uç noktalarında bulunmakta ve elemanlar arası süreklilik denklemlerinin sağlanması gerekmektedir. Süreksiz sınır eleman formülasyonunda ise düğüm noktaları eleman uç noktalarından içeride bulunmakta ve süreklilik denklemlerinin dikkate alınmasına gerek kalmamaktadır. Şekil 1.16'da sürekli ve süreksiz lineer sınır elemanı temsili olarak gösterilmiştir.



- Sürekli sınır eleman:

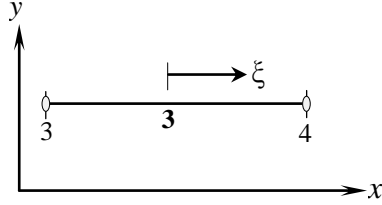


- Süreksiz sınır eleman:



0 Lokal düğüm numaraları= 1,2

$$-1 \leq \xi \leq 1$$



a) Gerçek Eleman

b) Referans Eleman

Şekil 1.16. İki boyutlu sürekli ve süreksiz lineer sınır eleman, a) Global eksen takımı; b) Lokal eksen takımı

1.6. Frekans ve Zaman Alanında Çözüm

Dinamik etkileşim problemleri frekans alanında ya da zaman alanında analiz edilebilir. Frekans alanında çözümün pek çok avantajı vardır. Yarı sonsuz uzayın Green fonksiyonları genellikle frekans alanında hesaplandığından ve zaman alanına göre daha az tekilliğe sahip olduğundan dolayı bu yaklaşım çok daha fazla tercih edilir. Üstelik, frekans alanında çözüm yaklaşımı, frekansa bağlı empedans katsayılarının kullanılmasıyla problemi zemin ve yapı olarak ayrı parçalara ayırmaya izin verir (Özsoy, 2011).

Lineer zemin-yapı etkileşim problemleri göz önüne alındığında, malzeme sönümü harmonik hareket cinsinden kolaylıkla tanımlanabilir. Dolayısıyla, zemin-yapı etkileşim analizlerinde frekans alanında çözüm, zaman alanında çözümden daha kolaydır (Wolf, 1991). Ancak, lineer olmayan dinamik zemin-yapı etkileşim problemlerinde zaman alanında sayısal çözümün hesaba dayalı verimliliği frekans alanından daha yüksektir.

Frekans tanım alanının da çözümde, sistemden dışarıya doğru yayılan ve zeminin sonsuzluğu nedeni ile zemin ortamında kaybolan enerjiyi tanımlamak için eşdeğer anlamda kullanılan radyasyon sönümü (geometrik sönüm) adı verilen ve malzeme sönümü ile ilgisi bulunmayan bir sönüm mekanizmasının dikkate alınır.

Sürekli sistemlerin uygun bir sayısal yöntem kullanılması sonucunda ayrık bir sistem olarak ele alınmasında, serbestlik derecesi çoğaltılarak çözümün yaklaşıklık derecesi artırılabilir. Yakınsamanın kabul edilmesi durumunda matematik olarak kesin bir çözüm serbestlik derecesinin sonsuza yaklaştırılmasıyla elde edilir. Sonsuz büyük zemin bölgesi

gibi sürekli bir ortam sonsuz serbestlik dereceli ayrık bir sisteme dönüştürülebilir. Böyle bir sistemin hareket denklemi, ortamın sonsuz küçük bir eleman parçasının göz önüne alınmasıyla kısmi diferansiyel denklemi ile ifade edilebilir. Sınır elemanlar yönteminin kullanımına ait çözüm, sürekli ortamlar mekaniği problemlerinin hareketi için yazılan diferansiyel denklem takımının sınır integral formülasyonuna dönüştürülmesi esasına dayanır ve analitik olarak da bu diferansiyel denklemin kesin çözümünün bilinmesi gerekir (Dominguez, 1993).

1.7. Yapılan Çalışmalar

1.7.1. Kablolu Köprülerde Değişerek Yayılan Yer Hareketi ve Zemin-Yapı Etkileşimi ile İlgili Yapılmış Çalışmalar

Mühendislik yapılarının dinamik analizinde yer hareketinin belirlenmesi oldukça zordur. Yapı sistemlerinin dinamik analizinde genellikle yapının tüm mesnet noktalarının aynı anda aynı yer hareketine maruz kaldığı kabul edilmektedir. Bu yaklaşımda deprem dalgalarının sonsuz hızda yayıldığı kabul edilirken, yer hareketinin yayılması anında yer hareketindeki değişim dikkate alınmamaktadır. Ancak köprüler gibi uzun açıklıklı büyük sistemlerin mesnetlerine etkiyen yer hareketi genlik, frekans içeriği ve varış zamanı açısından farklılık gösterecektir. Söz konusu yapıların yumuşak zemine inşa edilmesi durumunda dinamik analiz daha da önemli hale gelmektedir.

Literatürde kablolu köprülerin dinamik tepkisinin belirlenmesinde zemin-yapı etkileşimi ve değişerek yayılan yer hareketi etkilerinin birlikte dikkate alındığı çalışma sayısı oldukça sınırlı olmasına rağmen söz konusu etkilerin ayrı ayrı incelendiği birçok çalışma bulunmaktadır. Zerva (1991), Nazmy and Abdel-Ghaffar (1992), Nakamura vd. (1993), Harichandran vd. (1996), Der Kiureghian vd., (1997), Zembaty and Rutenberg (1998), Allam and Datta (1999), Zanardo vd. (2002), Dumanoglu and Soyuk (2003), Li and Li (2005), Ates vd. (2006), Wang vd. (2009), Zhang vd. (2009), Bai vd. (2010), Bi vd. (2010), Mezouer vd. (2011) çalışmalarında zemin-yapı etkileşimini ihmal edilerek değişerek yayılan yer hareketini incelemişlerdir.

Nazmy ve Abdel-Ghaffar (1987,1992) çalışmalarında, deprem hareketi etkisindeki üç boyutlu, uzun açıklıklı kablolu köprülerin lineer olmayan dinamik davranışını incelemişlerdir. Çalışmada üniform (sonsuz hızda yayılan) yer hareketi yanında

mesnetlerinden farklı dinamik etkiler için de kablolu köprülerin dinamik davranışı belirlenmiştir.

Garevski vd. (1988) çalışmalarında, belirli bir hızda yayılan asinkronize (sonlu hızda yayılan) yer hareketine maruz kablolu köprünün dinamik analizi üzerinde çalışmıştır. Çalışmada kullanılan çeşitli deterministik yöntemler ile yapının dinamik davranışının belirlenmesi amaçlanmıştır. Kablolu köprüler yüzlerce metre uzunluğunda olduğundan yer hareketi bir mesnetten diğerine saniyeler sonra ulaşmaktadır. Dolayısıyla, yapının hem dinamik hem de zahiri-statik etkilere de maruz kalacağı belirtilmekte ve bu iki etkinin de analizlerde dikkate alınması gereği vurgulanmaktadır.

Harichandran ve Wang (1988, 1990) çalışmalarında, değişen yer hareketi etkisindeki bir ve iki açıklıklı kirişlerin stokastik davranışlarını araştırmışlardır. Mesnetlerdeki yer hareketleri arasındaki değişim, korelasyon etkisi ve dalgası yayılma hızı olarak dikkate alan yer hareketi modeli kullanılmış ve elde edilen sonuçlar, çeşitli basitleştirilmiş yer hareketi modelleri ile karşılaştırılmıştır. Çalışmanın sonunda yer hareketindeki değişiminin uzun açıklıklı kirişler için önemli olduğu vurgulanmaktadır.

Zerva (1990) çalışmasında, değişerek yayılan yer hareketine maruz sürekli kirişlerin davranışını incelemiştir. Mesnetlere etkileyen yer hareketleri stokastik olarak ifade edilmiş olup mesnet hareketleri arasındaki etkileşimin dikkate alındığı korelasyon etkisi incelenmiştir. Çalışmanın sonunda üniform yer hareketinin yapının dinamik özelliklerine, hesaplanacak olan tepki büyüklüğüne, tepki büyüklüğünün hesaplanacağı noktaya, yapının doğal frekansı ile yer hareketinin doğal frekansı arasındaki ilişkiye ve mesnet hareketleri arasındaki korelasyonun derecesine bağlı olarak korelasyon etkisinin dikkate alındığı duruma oranla daha küçük veya daha büyük tepki değerleri verebileceği gösterilmektedir.

Sweidan (1990) ve Harichandran vd. (1996) çalışmalarında, kemer köprülerde rastgele titreşim analizi ile deprem hareketindeki değişimi incelemişlerdir. Deprem hareketi filtre edilmiş beyaz gürültü ile modellenmiştir. Deprem hareketindeki değişimin uzun açıklıklı köprü sistemlerinin dinamik analizinde önemli olabileceği elde edilmiştir.

Der Kiureghian ve Neuenhofer (1991, 1992) çalışmalarında, değişen yer hareketi etkisindeki çok serbestlik dereceli sistemlerin dinamik analizi için rastgele titreşim teorisine dayalı yeni bir davranış spektrumu yöntemi geliştirmişlerdir. Dalga yayılma etkisi artan mesafe ile birlikte azalan korelasyon etkisi ve zemin şartlarındaki değişimden kaynaklanan yer hareketinin değişimi dikkate alınmıştır. Geliştirilen yöntem, iki açıklıklı bir kiriş sistemi üzerinde uygulanmıştır.

Hawwari (1992) çalışmasında, Golden Gate asma köprüsünün stokastik davranışını incelemiştir. Deprem hareketi olarak mesnetlerdeki yer hareketleri arasındaki korelasyon etkilerini ve deprem dalgasının yayılma hızını dikkate alan bir model kullanmıştır. Mesnetlere etkiyen yer hareketlerinin çeşitli özel durumları için çözümler yapılarak karşılaştırmıştır. Çalışmanın sonunda, üniform yer hareketi dikkate alınarak yapılan çözümlerin bazı bölgelerde büyük tepki değerlerinin oluşmasına neden olurken bazı bölgelerde küçük tepki değerlerinin oluşmasına neden olduğu belirtilmiştir. Dalga yayılma hızının dikkate alındığı durumlarda özellikle merkez açıklıkta büyük farklılıkların ortaya çıktığı gözlemlenmiştir.

Betti vd. (1993) çalışmalarında, değişerek yayılan yer hareketine maruz uzun açıklıklı asma ve kablolu köprülerin dinamik zemin-yapı etkileşimini incelemiştir. Temel sistemi çoklu keson temel olup çoklu temel sistemlerinin frekansa bağlı empedans matrisi, zemin bölgesindeki yakın temellerin arasındaki çapraz etkileşimi de dikkate almaktadır. Genel prosedürde hem kinematik hem de atalet etkilerini içermesine rağmen bu çalışmada sadece zemin-yapı etkileşiminin kinematik etkileri dikkate alınmıştır. Çalışmanın sonunda yer hareketi değişiminin ve kinematik zemin-yapı etkileşiminin dinamik yapı davranışı açısından oldukça önemli olduğu belirtilmiştir.

Sungur (1993) ve Soyluk (1997) çalışmalarında, üniform yer hareketi etkisindeki kablolu köprülerin stokastik analizi üzerinde durmuşlardır. Stokastik analiz ile elde edilen ortalama maksimum tepki değerleri deterministik yöntemler ile belirlenen mutlak maksimum değerlerle karşılaştırılmıştır. Çalışmalarda ayrıca yer hareketi için idealleştirilmiş bir model olan beyaz gürültü işlemi için de çözümler yapılmış ve uygun sonuçlar elde edildiği gözlenmiştir.

Nazmy (1995) çalışmasında, kablolu köprülerin dinamik davranışı ile ilgili problemleri tanımlamıştır. Üç boyutlu 1000 m uzunluğundaki analitik model kullanılarak çeşitli çözümler üzerinde durulmuştur. Önerilen çözümlerin incelenebilmesi amacıyla mesnetlerinden farklı dinamik etkilere maruz köprünün lineer olmayan dinamik analizi gerçekleştirilmiştir. Çalışmada kablolu köprülerin 1000 m'ye kadar olan açıklıklar için ekonomik olacağı belirtilmektedir.

Soyluk vd. (1997), Soyluk ve Dumanoglu (1998,2000), Dumanoglu ve Soyluk (1998, 2000) çalışmalarında, kablolu köprülerin stokastik, asinkronize ve antisinkronize analizlerini ayrı ayrı gerçekleştirmişlerdir. Uygulama amacı ile Güney Kore'de inşa edilen Jindo kablolu köprüsü seçilmiştir. Asinkronize ve antisinkronize analiz için çeşitli yer

hareketi yayılma hızları dikkate alınmıştır. Her bir analiz ile elde edilen yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri karşılaştırılmıştır. Çalışmalarda yer hareketinin sonlu hızda yayılma hızının sonuçlar üzerinde önemli olduğu belirlenmiştir.

Shrikhande ve Gupta (1999) çalışmalarında, zemin-yapı etkileşimi ve değişerek yayılan yer hareketinin dikkate alınması durumunda asma köprülerin lineer analizi için stokastik bir yaklaşım önermişlerdir. Yer hareketi her bir mesnette serbest alan hareketlerine karşılık gelen eşdeğer stasyonier işlemler ve bu yer hareketleri arasındaki korelasyon fonksiyonu ile karakterize edilmiştir. Çalışmanın sonunda, yer hareketinin düşey bileşeninin katkısı köprü tepkilerini arttırdığı görülmüştür. Ayrıca, yer hareketinin değişerek yayılmasının köprü tepkilerini hangi ölçüde etkilediği zemin-yapı etkileşiminin ne ölçüde önemli olduğuna bağlı olduğu belirtilmiştir.

Allam ve Datta (1999) çalışmalarında, mesnetlerdeki yer hareketleri arasındaki korelasyon etkilerinin dikkate alındığı rastgele yer hareketi etkisindeki kablolu köprülerin stokastik analizini üzerinde durmuşlardır. Rastgele yer hareketi spektral yoğunluk fonksiyonu ile ifade edilmiştir. Çalışmada, korelasyon etkilerinin kablolu köprülerde dikkate alınması gerektiği belirtilmektedir.

Ettouney vd (2001) çalışmalarında, uzun açıklıklı köprülerde üniform olmayan yer hareketinin etkilerini incelemişlerdir. Zemin-yapı etkileşimi ve dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi ve yerel zemin şartlarındaki değişimi dikkate alarak uzun açıklıklı köprülerin frekans alanında analizini gerçekleştirmişlerdir. Çalışmanın sonunda, üniform ve üniform olmayan yer hareketlerine maruz köprü yapıları ile karşılaştırıldığında üniform olmayan yer hareketine maruz köprüde iç kuvvetlerde ve rezonans frekanslarında büyük değişme olabileceği gözlemlenmiştir.

Fan vd. (2001) çalışmalarında, sismik hareketlerin üç boyutlu değişimi altında uzun açıklığa sahip kablolu köprülerin tepki karakteristiklerini incelemişlerdir. Çalışmanın sonunda, çok mesnetli deprem uyarılmaları altında kablolu köprülerin tepkisinde üniform uyarılmalara göre %40' a kadar değişebileceği elde edilmiştir. Üstelik farklı mesnetlerdeki büyük farklılıklar köprülerin sismik tepkisinde büyük değişiklikler oluşturduğu gözlemlenmiştir.

Keshishian (2001) çalışmasında, uzun açıklıklı köprülerin rastgele titreşim analizi ile çözümünde yer hareketindeki değişimi ve zemin-yapı etkileşiminin etkisini incelemiştir. Yer hareketindeki değişim korelasyon, dalga yayılma ve zemin etkisi ile dikkate alınmıştır. Çalışmada, sismik dalgaların geliş açısı ve zemin-yapı etkileşiminin yanı sıra korelasyon,

dalga yayılma ve zemin etkisi gibi yer hareketindeki değişiminin etkilerinin köprüler gibi çok mesnetli yapıların yapısal tepkilerini büyük ölçüde etkileyebileceği belirtilmiştir. Ayrıca, yer hareketindeki değişimin zemin-yapı etkileşimine kıyasla köprü davranışı üzerinde daha etkili olduğu ve zemin-yapı etkileşiminin sonuçları küçültebileceği gibi arttırabileceği de gözlenmiştir.

Soyluk (2004), kemer ve kablolu köprülerin dinamik analizinde deprem hareketinin değişerek yayılmasını rastgele titreşim analizi ile incelemiştir. Çalışmada mesnet noktalarında yer hareketinin değişimi korelasyon, dalga yayılma ve zemin etkisi ile dikkate alınmıştır. Rastgele titreşim analizinde kullanılan güç spektral yoğunluk fonksiyonu ve tepki spektrum değerleri 1999 ChiChi depreminde yumuşak, orta ve sert zeminlerde kaydedilen deprem kayıtlarına bağlı olarak belirlenmiştir. Çalışmada, elde edilen sonuçlar gerçek yer hareketi ile karşılaştırıldığında gerçek yer hareketini temsil etmek için kullanılan filtre edilmiş beyaz gürültü modelinin oldukça gerçekçi sonuçlar verdiği belirlenmiştir.

Ateş (2004), Ateş vd. (2006) çalışmasında, sürtünmeli sarkaç sistemi ile izolasyonlu karayolu köprülerinin değişerek yayılan yer hareketi için stokastik analizi gerçekleştirilmiştir. Yapılan stokastik analizlerde yer hareketi rastgele işlem olarak güç spektral yoğunluk fonksiyonu ile ifade edilmiş ve en büyük tepkilerin olduğu saniyeler boyunca istatistiksel özellikleri zamandan bağımsız olduğu durağanlık (stasyonerlik) kabulü yapılmıştır. Yer hareketi modelinde dalga yayılma etkisi, korelasyon etkisi ve zemin şartlarındaki değişim dikkate alınmıştır. Clough ve Penzien (1993) tarafından düzeltilerek elde edilen filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareketi modeli stokastik analizlerde kullanılmıştır. Analizler sonucunda filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareketi modelinin gerçek yer hareketini oldukça iyi temsil ettiği elde edilmiştir.

Soyluk ve Yücel (2007) çalışmalarında, deprem hareketindeki değişim etkisi için iki farklı çelik kemer köprülerin rastgele titreşim analizi yapılmaktadır. Deprem hareketine ait spektral yoğunluk fonksiyonu modeli için filtre edilmiş beyaz gürültü modeli kullanılmıştır. Deprem hareketinin değişimi ise dalga yayılma etkisi ile dikkate alınmaktadır. Çalışmada, filtre edilmiş beyaz gürültü modelinin gerçek deprem hareketini yansıtmayı yansıtmadığı belirlenmeye çalışılmaktadır. Bu amaçla incelenen köprü örnekleri hem gerçek deprem hareketi hem de filtre edilmiş beyaz gürültü modeli ile çözülmekte ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmaktadır. Çalışmada, filtre edilmiş beyaz gürültü modeli ile gerek sonlu yayılma hızı, gerekse sonsuz yayılma hızı için elde edilen tepkiler gerçek

deprem hareketi spektral yoğunluk fonksiyonu ile elde edilen tepkilerle paralellik içerisinde olduğu gözlemlenmiştir. Deprem hareketini modellemek için kullanılan filtre edilmiş beyaz gürültü modelinin gerçek deprem hareketi etkisini modellemek için kullanılmasının uygun olacağı düşüncesini güçlendirmektedir. Gerçek deprem hareketine ait spektral yoğunluk fonksiyonunun kullanılması durumunda hesapların güçleşeceği ve zaman alacağı düşünülürse filtre edilmiş beyaz gürültü modelinin bir yaklaşım olarak kullanılabilmesi belirtilmiştir.

Quan vd. (2008) çalışmalarında, çok mesnetli çok bileşenli deprem uyarılmaları altında uzun açıklıklı kablolu köprülerin sismik tepkisini araştırmışlardır. Çalışmada yer hareketinin farklı bileşenleri arasında aynı veya farklı mesnetlerde, köprüdeki korelasyon etkilerinin araştırılması üzerinde durulmuştur. Çalışmanın sonucunda köprünün güvenliğini garanti altına almak için aynı veya farklı mesnetlerde deprem bileşenleri arasındaki korelasyon etkilerinin dikkate alınması gerektiği vurgulanmıştır.

Soneji ve Jangid (2008) çalışmalarında, iki yönde deprem etkilerine maruz kablolu köprüde zemin-yapı etkileşiminin etkileri araştırmışlardır. Köprü tabliyesi geleneksel yüksek sönümlü kauçuk mesnetler kullanılarak kulelerden itibaren izole edilmiştir. Tabakalı zemin katmanlarının üç çeşidi yani yumuşak orta ve sert zemin, çalışmada dikkate alınmıştır. Çalışmada, yumuşak zemin durumu için zemin-yapı etkileşimleri ihmal edilmesi durumunda mesnette oluşan yerdeğiştirmelerin gerçek değerinin altında olabileceği belirlenmiştir.

Soyluk ve Sıcacık (2009) çalışmalarında, zayıf zemin üzerinde inşa edilmiş Jindo kablolu köprüsüne ait iki boyutlu dinamik analizi geçirgen ve ankastre sınırlar kullanarak gerçekleştirmiştir. Sınırsız zemin hacmini eşdeğer sınırlı bir hacimde modelleyebilmek için zeminin her iki kenarında da geçirgen sınırlar kullanılmıştır. Çalışmada zemin homojen zemin özelliklerine sahiptir. Geçirgen sınırların kullanılmasının yapının davranışını nasıl etkilediğini göstermek amacıyla geçirgen sınırların yapıdan bir sonlu eleman uzakta (6m uzakta) modellendiği örnekle ankastre sınırların yapıdan 6m ve 80m uzakta modellenmesi durumunda elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Analizler FLUSH bilgisayar programı ile yapılmıştır. Çalışmanın sonunda zemin-yapı etkileşiminin ve zeminin geçirgen sınırlarla modellenmesinin dinamik yüklemeye atındaki kablolu köprü örneğinin doğru modellenmesi için uygun olduğu elde edilmiştir.

Konakli ve Kiureghian (2011) çalışmalarında, tepki spektrumu ve zaman geçmişi analiz yöntemlerini kullanarak değişerek yayılan yer hareketine maruz köprülerin

tepkilerini incelemiştir. Yer hareketindeki değişim bileşenlerinden korelasyon etkisi, dalga yayılma etkisi ve zemin etkisini birlikte dikkate almıştır. Der Kiureghian and Neuenhofer (1992) tarafından geliştirilen mesnet serbestlik derecelerine bağlı çok mesnetli tepki spektrumu (MSRS) yöntemi kullanılmıştır. Özellikleri birbirinden oldukça farklı olan dört gerçek köprü modelleri için bilgisayar programı geliştirilmiştir. Çalışmanın sonunda yer hareketinin değişerek yayılması durumu ve değişerek yayılan etkilerin köprü tipleri için önemli olduğu sonucuna varılmıştır.

Sıcacık ve Soyluk (2011) ve Soyluk ve Sıcacık (2012) çalışmalarında, mesnetlerinden farklı yer hareketi etkisindeki kablolu köprülerin zemin-yapı etkileşimini araştırmışlardır. Çalışmada yer hareketinin değişimi, dalga yayılma ve korelasyon etkisi ile dikkate alınmıştır. Yer hareketindeki değişim bileşenlerine ve tanımlanan spektrum eğrilerine bağlı olarak yer hareketleri üretilmiş ve üretilen bu yer hareketleri için kablolu köprü sisteminin dinamik analiz gerçekleştirilmiştir. Dikkate alınan köprü örneği tüm sistemin yapısal sistem ve zemin sistemi olmak üzere iki ayrı sistem olarak incelendiği altsistem yaklaşımı ile çözümlenmiştir. Deprem hareketinin değişimine bağlı olarak tanımlanan analizler için zemin-yapı etkileşiminin dikkate alındığı ve ihmal edildiği iki farklı sonlu eleman modeli oluşturulmuştur. Çalışmanın sonucunda hem zemin-yapı etkileşiminin hem de mesnetlerdeki farklı yer hareketlerinin yapısal tepkileri önemli ölçüde değiştirdiği elde edilmiştir.

Kuyumcu ve Ateş (2011, 2012) çalışmalarında, zemin yapı etkileşimini dikkate alarak sonlu elemanlar yöntemi ile kablolu köprülerin değişerek yayılan yer hareketleri altındaki stokastik davranışlarını incelemiştir. Değişerek yayılan yer hareketi korelasyon, dalga yayılma ve zemin etkileri ile dikkate alınmıştır. Kablolu köprünün yumuşak, orta ve sert zemine mesnetli durumları için stokastik davranışlar ayrı ayrı elde edilmiştir. Temel zeminindeki zemin-kazık etkileşimi Winkler yaklaşımı ile idealize edilmiştir. Çalışmada zemin-yapı etkileşimli ve etkileşimsiz stokastik sonuçlar karşılaştırılmıştır. Değişerek yayılan yer hareketine maruz kablolu köprülerin tasarımında zemin-yapı etkileşiminin dikkate alınması gerekliliği vurgulanmıştır.

Gupta ve Ruban (2012) çalışmalarında, uzun açıklıklı kablolu köprülerde yer hareketinin değişerek yayılmasına neden olan faktörlerin önemini araştırmıştır. Köprü kulesinin en üst noktasındaki kesme kuvveti ve yerdeğiştirmeler araştırılmıştır. Üç durum analiz edilmiştir: (1) Üniform uyarılma, köprünün bütün mesnetleri aynı zemin tipine sahip ve korelasyon etkisi ihmal edildiği durum, (2) köprünün bütün mesnetleri aynı zemin tipine

sahip ve korelasyon etkisi dikkate alındığı durum, (3) köprü mesnetlerinde farklı zemin sınıflarının yanı sıra korelasyon etkisinin dikkate alındığı değişerek yayılan yer hareketi durumu. Çalışmanın sonucunda değişerek yayılan yer hareketinin ihmal edildiği durumda köprünün güvenliğinin tehlikeye girebileceği belirtilmiştir. Uzun açıklıklı köprünün sismik tepkilerinde zemin tipinin etkilerini de araştıran bu çalışmada üniform uyarılma durumunda bile farklı zemin tiplerinin sismik tepkisinde önemli farklılıkların olabileceği elde edilmiştir.

Zhang (2013) çalışmasında, değişerek yayılan yer hareketi altında uzun açıklıklı yapılarda stokastik titreşim yaklaşımı ve değişerek yayılan yer hareketinin modellenmesini köprüler üzerinde incelemiştir. Çalışmada korelasyon etkisi, dalga yayılma etkisi, zemin etkisi, spektrum uyumluluğu, üç boyutlu ve durağan olmayan yer hareketi dikkate alınmıştır. Kapsamlı sistematik ve etkin stokastik titreşim yaklaşım metodolojisi üç boyutlu, stasyonere olmayan değişerek yayılan yer hareketi altında uzun açıklıklı yapılar için türetilmiştir.

1.7.2. Zemin-Yapı Etkileşiminin Modellenmesinde Sınır Elemanlar Yöntemi ile İlgili Yapılmış Çalışmalar

Elastodinamik zemin-yapı etkileşim problemlerinin analizinde ilk olarak analitik yöntemler kullanılmıştır. Harmonik yükleme etkisi altında yarı sonsuz zemin üzerinde rijit ve kütsüz temel sistemleri ele alınarak zemine ait empedans sabitlerinin hesaplanmasına çalışılmıştır (Bycroft, 1956). Zemin-yapı etkileşim problemlerinin analitik olarak çözümünde sonsuza uzanan zeminin modellenmesinde karşılaşılan zorluklardan dolayı sadece basit ve düzenli geometriye sahip homojen ve izotrop ortamlar ele alınmıştır. Ayrıca zemin-yapı dinamik etkileşiminde 1970'li yıllardan itibaren sayısal yöntemler kullanılmaya başlanmıştır.

Zemin-yapı sistemlerinin sayısal çözüm yöntemlerinde yarı sonsuz zemin belirli yerlerinden kesilerek geçirgen yapay sınırlar oluşturulmaktadır. Sonlu farklar metodu ve geçirgen sınırlar kullanılarak zemin-yapı problemleri incelenmiştir (Tseng ve Robinson, 1975). Sonlu elemanlar yönteminin gelişmesiyle bu yöntem dinamik zemin-yapı etkileşim problemlerine yine geçirgen sınırlar kullanılarak uygulanmıştır (Lysmer ve Kuhlemeyer, 1969; Murakami vd., 1981). Sonsuz elemanlar sonsuza uzanan zeminlerin davranışına daha uygun olduğundan geçirgen yapay sınırlardan daha gerçekçi bir yaklaşım olarak

geliştirilmiştir (Bettess, 1977). Zamanla değişimi keyfi olan yüklemenin ve harmonik yüklemenin etkisindeki tek ve çok dalgalı modellerle iki ve üç boyutlu dinamik zemin-yapı etkileşim problemlerinin sonlu ve sonsuz elemanlar kullanılarak analizi yapılmıştır (Yerli, 1998; Yerli vd., 1998). Zemin-yapı dinamik etkileşim problemlerinde son yıllarda sınır eleman yöntemi de kullanılmaya başlanmıştır.

Zemin-yapı problemlerinin çözümü için araştırmacılar ortak sistem ve altsistem yöntemlerine dayalı birçok yöntem ileri sürmüşlerdir. Bunların en önemlilerinden birisi de Wolf ve Song (1994) tarafından zemin-yapı etkileşim problemlerine uygulanan sonsuz küçük hücreli sonlu eleman metodudur.

Altsistem yaklaşımı ortak sistem içinde zemin ortamının ayrık veya sürekli bir altsistem olarak dikkate alınmasına dayanır. Zemin ortamının bağımsız bir sistem olarak incelenmesi ile zemin-yapı arakesitinde serbestlik dereceleri cinsinden elde edilen zemin dinamik rijitlik matrisi ve etkin yük vektörü, daha sonra yapının dinamik dengesinde göz önüne alınır (Aydinoğlu, 1981).

Altsistem yaklaşımı kullanılarak sonlu elemanlarla idealleştirilen lineer elastik zemin-yapı sistemlerinin deprem hesabı ile ilgili ilk çalışmalardan birisi Vaish ve Chopra (1974) tarafından yapılmıştır. Bu çalışmada yapıdan bağımsız olarak öncelikle zeminin dinamik rijitlik katsayıları hesaplanmış ve elde edilen değerler zemin-yapı ortak hareket denklemlerinde yerine konularak zemin-yapı dinamik etkileşimi frekans tanım alanında hesaplanmıştır. Zemine gömülü temeller için altsistem yaklaşımı Gutierrez ve Chopra (1978) tarafından yapılmıştır. Frekans tanım alanında zemin-yapı sisteminin lineer elastik davranışı varsayarak üstyapıyı iki boyutlu düzlem şekil değiştirme elemanlarını kullanarak sonlu elemanlarla idealleştirilmiş zemin ortamı için yarı sonsuz ortam yaklaşımı kabul edilmiştir. Deprem ise zemin-yapı etkileşim arakesitinde serbest zemin yer hareketi olarak tanımlanmıştır.

Ortak sistem yaklaşımını kullanan ilk çalışma Wilson (1969) tarafından yürütülmüş olup daha sonraları başka pek çok çalışma yapılmıştır (Lysmer ve Kuhlemeyer, 1969; Waas, 1972; Kausel ve Roesset, 1974; Borja vd., 1998). Ortak sistem yaklaşımının çok tercih edilmesinin nedeni zemindeki geometrik süreksizlikler, mekanik özelliklerin değişimi ve temelin zemine gömülü olması durumunun bu yöntemde kolaylıkla göz önüne alınabilmesinden kaynaklanmaktadır. Ortak sistem yaklaşımı ile dalga enerjisinin yutulması probleminin çözümünde Lysmer ve Kuhlemeyer (1969) çalışmalarında viskoz sınır şartları adını verdikleri yapay sınır modeli geliştirmişlerdir. Modelde kaynaktan

saçılan dalgaların yapay sınırlara çarparak bir kısmının tekrar ortama yansımını engellemişlerdir. Bu da yansımadan doğan hataları ortadan kaldırmıştır. Ancak viskoz sınırlar belirli doğrultudaki dalgaları yutabildiği ve sınır boyunca yer değiştirmelerin karşılıklı etkisini göz önüne alamadığı için yetersiz kalmıştır.

Yapıların dinamik analizinde kullanılan Sonlu Eleman Yöntemi değişen tabaka geometrisine sahip zemin için uygulanabilir ve bu yöntemde malzeme nonlineritesi dikkate alınabilir. Mühendislik problemlerinin çözümünde kullanılan Sonlu Farklar ve Sonlu Elemanlar Yöntemlerinin yanında yarı analitik bir yöntem olan Sınır Eleman Yöntemi de son yıllarda ilgi odağı haline gelmiştir. Sonlu Eleman Yöntemine alternatif olarak sınırsız zemin ortamını modellemek için özel sınır şartları geliştirilmiştir (Beskos, 1987; Manolis ve Beskos., 1988; Brebbia ve Dominguez, 1989; Becker, 1992; Banerjee, 1994; Song ve Wolf, 1997; Lysmer ve Kuhlemeyer, 1969; Clayton ve Engquist, 1977; Aubry ve Modaresi, 1992; Aliabadi, 2002; Basu ve Chopra, 2003).

Elastodinamik problemler için ilk sınır integral formülasyonu Cruse ve Rizzo (1968) tarafından gerçekleştirilmiştir. Sınır Eleman Yöntemi klasik sınır integrali yöntemleri ile sonlu elemanlar kavramlarının bileşimi olarak tanımlanabilir. Elastodinamik problemleri için sınır eleman denkleminin elde edilmesi literatürde detaylı olarak verilmektedir (Washizu, 1974; Brebbia, 1978; Liu ve Liggett, 1982; Brebbia vd.,1982; Brebbia ve Dominguez, 1989; Banerjee, 1994; Manolis ve Beskos, 1988; Mengi vd., 1994).

Sivakumar (1985) çalışmasında, Sınır Eleman Yönteminin formülasyonunu içeren temel ilkeler üzerinde durmuştur Çalışmasında temel olarak birleştirilmiş sonlu eleman-sınır eleman formülasyonunda kullanılacak olan sınır eleman denklemlerinden elde edilen rijitlik matrisinin geliştirilmesini ele almaktadır. Ele alınan problemde yapı sonlu elemanlarla, zemin ise sınır elemanlarla idealize edilmiştir. Sınır Eleman Yönteminden elde edilen zemine ait rijitlik matrisi zemin-yapı etkileşim arakesitinde birleştirilmiştir. Zemin-yapı etkileşim problemlerine ait uygulamalar için iki ve üç boyutlu bilgisayar programları geliştirilmiştir. Ayrıca tabakalı zeminin analizleri için birleştirilmiş yöntem önerilmektedir. Elde edilen sonuçlar tamamen sonlu elemanlarla modellenen örneklerle karşılaştırılmıştır.

Estorff ve Kausel (1989) çalışmalarında Sınır Elemanlar ve Sonlu Elemanlar Yöntemini birleştirerek dinamik zemin-yapı etkileşimi problemlerini incelemiştir. Böylece sınır elemanlar, sonlu elemanların zayıf kaldığı sınırsız ortamların modellenmesi konusunda avantaj sağlarken sonlu elemanlar tekniği de lineer ve homojen olmayan

sistemlerde hesap kolaylığı sağlamıştır. Sınır elemanlar sadece lineer elastik homojen tanım aralığında kullanılabildiği dikkate alınarak zemin ortamında lineer olmayan, homojen olmayan ve geometrik süreksizlikler gösteren yapıya yakın bölgelerin sonlu elemanlarla modellenmesi ile bu eksiklik giderilmiştir.

Antes ve Estorff (1994) çalışmalarında homojen olmayan zemin ortamının yapıların dinamik davranışına olan etkisini gösteren sınır elemanlar ve sonlu elemanlar kullanarak araştırmışlardır.

Javakhishvili (1995) çalışmasında, düzlem gerilme problemlerinde geoteknik mühendisliği problemleri için birleştirilmiş sonlu eleman-sınır eleman tekniğini geliştirmiştir. Analizlerde zemin ve yapı arasındaki etkileşim dikkate alınmıştır. Çalışmasında Sonlu Eleman ve Sınır Eleman Yöntemlerini temel alan bilgisayar programı geliştirilmiştir. Bilgisayar kodu sonlu eleman, sınır eleman ve bu iki yöntemin birleştirilmesine dayanan yöntemleri temel almaktadır. Kodun geçerliliği klasik sonlu eleman ve sınır eleman sonuçlarıyla, deneysel veriler ve teorik sonuçlarla karşılaştırılarak doğrulanmıştır. Örnek sistemin sınır eleman ve sonlu eleman yöntemleriyle ayrı ayrı modellenip elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığı zaman, lineer elastik analiz problemlerinde Sınır Eleman Yönteminin Sonlu Eleman Yöntemine kıyasla daha avantajlı olduğu görülmüştür. Ayrıca aynı düzeyde bir kesinlik elde etmek için birleştirilmiş sonlu eleman-sınır eleman yönteminde 9 eleman kullanılıyorken sonlu eleman yöntemiyle modellemede 27 sonlu eleman kullanılmıştır.

Abouseeda ve Dakoulas (1998) çalışmalarında yarı sonsuz zemin ortamını lineer elastik ve homojen kabul ederek iki boyutlu sınır elemanlar kullanarak; üstyapıda ise sonlu eleman tekniğini kullanarak homojen olmayan malzeme davranışını lineer olmayan histeretik model kullanarak ayırklaştırmıştır. Yöntemin geçerliliğini kanıtlamak amacıyla iki boyutlu toprak barajın sismik davranışı hakkında parametrik çalışma yapılmış ve olumlu sonuçlar elde edilmiştir.

Chuan vd. (1999) sınır elemanlar ve sonlu elemanların yanı sıra sonsuz elemanlar ve sonsuz sınır elemanları kullanarak yaptıkları çalışmada yakın zemin bölgesi sonlu elemanlarla uzak zemin bölgesi sonsuz elemanlarla ana kaya ise sınır elemanlar ve sonsuz sınır elemanlarla ayırklaştırmıştır. Elde edilen sonuçlar nükleer santral yapılarının dinamik analizinde çok kullanılan FLUSH (Lysmer vd., 1975) ve SASSI (Lysmer vd., 1999) programlarından elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Tanrıkulu vd. (2000) çalışmalarında iki malzemeli kompozitin iki ve üç boyutlu dinamik analizleri için yerel olamayan sınır şartlarını içeren sınır eleman formülasyonunu kullanmışlardır. Malzemenin lineer elastik olduğu kabul edilmiş ve Fourier dönüşüm uzayında yapılan formülasyonda sabit eleman modeli kullanılmıştır. Yapılan formülasyona dayalı iki ve üç boyutlu analiz için genel amaçlı iki adet bilgisayar programı hazırlanmıştır. Ayrıca, frekansa küçük değerler verilerek problemin statik analizinin gerçekleştirilmesi de mümkün olmaktadır.

Yann vd. (2004) çalışmalarında, üç boyutlu zemin yapı dinamik etkileşim problemlerinin zaman tanım alanında çözümü için sayısal bir yöntem geliştirmiştir. Bu yöntemde zemin ortamı için lineer elastik malzeme davranışı seçilerek, sınırsız zemin ortamı ölçeklendirilmiş sınır-sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak modellenmiştir.

Fetvacı vd. (2004) çalışmalarında analitik çözümü bilinen bir problemi ele almış ve sayısal metotlardan sınır elemanlar ve sonlu elemanlar metotlarından elde edilen sonuçları karşılaştırmıştır. Sonlu Elemanlar Yönteminde tüm alanın ağ ile ayrıştırılması gerekirken Sınır Elemanlar Yönteminde ağ ile ayrıştırılması gereken sadece yüzeysdir. Dolayısıyla, ağ sayısındaki azalmadan dolayı problemin derecesi bir derece azalmıştır. Çalışmada problemin sonlu eleman modellenmesinde 2000 adet eleman kullanılmış, sınır eleman modelinde ise sadece 60 adet eleman kullanılmıştır. Sonlu Elemanlar Yönteminde genel çözümün bir parçası olarak tüm alanın çözümü hesaplanmakta, ancak Sınır Elemanlar Yönteminde öncelikle sınırın çözümü yapılmakta, gerekiyorsa alan içindeki noktaların çözümü bağımsız bir adım olarak gerçekleştirilmektedir. Çalışmanın sonunda aynı seviyedeki doğruluk için daha az sayıda eleman kullanıldığı için Sınır Eleman Yönteminin Sonlu Eleman Yöntemine kıyasla avantajlı olduğu görülmektedir.

Severcan (2004) çalışmasında dinamik zemin-yapı etkileşim problemlerinin çözümü için farklı sınır eleman formülasyonları geliştirilmiştir. Fourier dönüşüm uzayında yapılan formülasyonlarda, süreksiz yüksek dereceli izoparametrik sınır eleman ve süreksiz karma sınır eleman yaklaşımları kullanılmıştır. Zemin lineer elastik kabul edilmiştir. Elde edilen formülasyona dayalı iki boyutlu statik analiz ve dinamik analiz için genel amaçlı sekiz bilgisayar programı hazırlanmıştır. Hazırlanan bu programlar ile altı adet problem çözülmüş ve elde edilen sonuçların literatürde verilen sonuçlarda uyum içinde olduğu gözlenmiştir.

Çelebi vd. (2006) çalışmalarında, kapsamlı ve sistematik bir parametrik araştırma yürüterek elastik yarı sonsuz zemine oturan rijit dikdörtgen temel plağının dinamik

davranışını incelemiştir. Altsistem formülasyonu içerisinde sınır elemanlar yöntemiyle geliştirilen matematik model kullanarak incelemiş ve temel ortamının dinamik rijitliğini tanımlayan empedans değerleri temelini yüzeysel ve gömülü durumları için ayrı ayrı geniş bir frekans aralığı için elde edilmiştir. Frekans bölgesinde gerçekleştirilen çözümde zemin sınır eleman yöntemi ile ayrıklaştırılmıştır.

Gouasmi ve Djeghaba (2007) Matlab bilgisayar programında kendileri tarafından yazılan yazılımı kullanarak dalga kaynaklı titreşimler için sayısal bir yöntem kullanmıştır. Çalışmalarında dalga etkisine maruz yapının dinamik analizinde altsistem formülasyonları kullanılmıştır. Sonlu boyuta sahip yapı Sonlu Elemanlar Yöntemi ile sınırsız zemin ortamı ise radyasyon sönümünü (geometrik sönüm) doğrudan dikkate alan tabakalı yarı sonsuz ortamın Green fonksiyonları kullanılarak Sınır Elemanlar Yöntemi ile modellenmiştir. Bu karma yöntemin (sınır eleman-sonlu eleman) kullanılması ile sistemin serbestlik derecesinin sayısında önemli bir azalma olduğu gözlemlenmiştir. Zemin-yapı etkileşiminin dikkate alındığı ve ihmal edildiği durumlar için elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Deneme (2007) çalışmasında, iki boyutlu elastodinamik zemin-yapı etkileşim problemlerinin çözümü için sınır eleman formülasyonu geliştirmiştir. Fourier dönüşüm uzayında yapılan formülasyonda yüksek dereceli süreksiz sınır elemanı olarak kuadratik sınır elemanı kullanılmıştır. Sınır eleman formülasyonuna dayalı, iki boyutlu analiz için statik ve dinamik olmak üzere genel amaçlı Fortran77 dilinde iki adet bilgisayar programı hazırlanmıştır. Bazı düzlemsel problemler hazırlanan programlar ile çözülüp, elde edilen sonuçlar literatürde verilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Özsoy ve Bakır (2010) çalışmalarında, zemin-yapı sistemlerinin deprem etkisi altındaki dinamik tepkisinin çözümlenmesi için sayısal bir yöntem geliştirmiştir. Çalışmada yapının üç boyutlu uzayda modellenmesi için Sonlu Elemanlar Yöntemi, zemin için ise Sınır Eleman Yöntemi kullanılmıştır. Zeminden yapıya aktarılan dinamik kuvvet, deprem dalgalarının zemin-yapı arakesitinde meydana getirdiği yerdeğiştirme vektörü, zeminin frekansa bağlı empedans matrisi kullanılarak ifade edilmiştir. Yarı sonsuz elastik zemin ortamının üst yüzeyindeki etkileşim arakesiti dikdörtgen elemanlar ile temsil edilmiştir. Yapıya ait üç boyutlu sonlu eleman modeli, zemin-yapı arakesitindeki düğüm noktalarında hesaplanan dinamik kuvvet vektörü etkisi altında çözümlenmiştir. Geliştirilen yöntemin kullanılması ile çok katlı yapıların deprem etkisi altındaki maksimum yerdeğiştirme tepkisi elde edilebilmektedir. Dinamik analiz sonucu her katta elde edilen yerdeğiştirme genlikleri kullanılarak ötelemeye bağlı ayrı bir hasar belirleme yaklaşımı

geliştirilmiştir. Ayrıca köprülerin deprem etkisi altında dinamik analizi geliştirilen yöntem ile gerçekleştirilmiş zemin-yapı etkileşiminin köprüye ait doğal titreşim frekansı üzerindeki etkisi incelenmiş, etkileşimin derecesi ile köprünün doğal titreşim frekansındaki değişim arasındaki ilişki araştırılmıştır.

Özsoy (2011) çalışmasında elastik yarı sonsuz zemin ortamında, depreme etkisi altında zemin-yapı etkileşimini incelemek için Sonlu Eleman ve Sınır Eleman Yöntemlerini kullanarak üç boyutlu sayısal bir yöntem geliştirmiştir. Çalışmada, iki ayrık sistem olarak düşünülen modelde yapı sonlu elemanlarla, zemin ise sınır elemanlarla modellenmiştir. Bu iki ayrık sistem temel ve zemin arasındaki temas bölgesi olan zemin-yapı etkileşim yüzeyinde birleştirilmiştir. Geliştirilen bu teknik ile çok katlı bir yapının dinamik analizi gerçekleştirilmiş yapının her katındaki yatay yerdeğiştirmeler elde edilerek yapıda göreceli kat ötelemesi oranına bağlı hasar seviyesi belirlenmiştir. Bu şekilde çok katlı binalarda göreceli kat ötelemesine bağlı bir hasar belirleme yöntemi önerilmiştir

Sedaghatjoo vd. (2013) çalışmalarında köşe noktalarında sınır eleman yönteminin eksikliklerini ele alan sayısal bir yöntem geliştirmiştir. Kolay uygulanabilir ve kesin olmasından dolayı sınır elemanlar literatürünün büyük bölümünde süreksiz sınır elemanı yerine sürekli sınır elemanın kullanılması tavsiye edilmektedir. Bu çalışmadan elde edilen sınır eleman formülasyonu bütün geometrilere uygulanabilmektedir. Dirichlet sınır şartları diğer sınır şartlarına göre daha kritik olduğu için bu çalışmada Dirichlet sınır şartları üzerinde durulmuştur. Çalışmanın sonunda formülasyonun sınır eleman yönteminin kesinliğini önemli ölçüde arttırdığı elde edilmiştir.

Doménech vd. (2016) çalışmalarında, kısa açıklıklı ve basit mesnetlendirilmiş karayolu köprülerinin zemin-yapı etkileşiminin dikkate alınması durumunda dinamik davranışı araştırılmıştır. Çalışmada, zaman alanında formüle edilen üç boyutlu birleştirilmiş sınır eleman-sonlu eleman modeli kullanılmıştır. Zemin-yapı etkileşimi etkilerinin, geniş bir hız aralığında, tek bir hareketli yükün köprü üzerinde hareketi altında, köprü kirişlerinin serbest titreşim etkilerini ne düzeyde etkilediği incelenmiştir.

Syed ve Maheshwari (2017) çalışmalarında, zemin-yapı etkileşim problemlerinin analizinde Sonlu Eleman Yöntemi ile birlikte Ölçeklendirilmiş Sınır-Sonlu Eleman Yöntemini kullanmıştır. Bu çalışmada, birleştirilmiş sonlu eleman- ölçeklendirilmiş sınır sonlu eleman yöntemi kullanılarak nonlineer dinamik zemin yapı etkileşim problemleri zaman alanında araştırılmıştır. İleri plastisiteyi dikkate alan model, zemin nonlineerliğini simule etmek için kullanılmıştır. Üç boyutlu tek bir kazık-zemin sistemi, yer hareketinin

yanında, dıştan uygulanan dinamik yük altında üzülmüştür. Tek bir kazık-zemin sisteminin dinamik empedans ve kinematik etkileşim kuvvetlerini hesaplayarak, sistemin nonlineer tepkisinde, yk şiddeti ve zemin rijitliğinin ne derece etkili olduğunu anlamak için parametrik bir çalışma yapılmıştır. Ayrıca, El Centro depreminden dolayı, kazık başında oluşan yerdeğiştirmeler lineer ve nonlineer durumlar için hesaplanmıştır.



2. FORMÜLASYON

2.1. Değişerek Yayılan Yer Hareketi İçin Stokastik Analiz Formülasyonu

N serbestlik dereceli bir sistemin hareket denklemi;

$$[M]\{\ddot{v}\} + [C]\{\dot{v}\} + [K]\{v\} = \{F\} \quad (2.1)$$

şeklinde yazılabilir. Burada $[M]$, $[C]$ ve $[K]$ sırasıyla sistemin kütle, sönüm ve rijitlik matrislerini; $\{v\}$, $\{\dot{v}\}$ ve $\{\ddot{v}\}$ sırasıyla yerdeğiştirme, hız ve ivme vektörlerini; $\{F\}$ ise dış kuvvet vektörünü göstermektedir. Yer hareketi durumunda, sistemin hareket denkleminde, sisteme doğrudan doğruya uygulanan dış kuvvet olmadığından $\{F\}$ sıfır vektörüdür.

Sistemin serbestlik dereceleri bilinen ve bilinmeyen olarak iki gruba ayırmak mümkündür. Bilinen serbestlik dereceleri yer hareketinin bilindiği zemin-yapı etkileşim yüzeyi ile ilgili serbestlik derecelerinin ivme hız ve yer değiştirmeleridir. Bilinmeyen serbestlik dereceleri ise zemin-yapı sisteminin diğer noktaları ile ilgili serbestlik derecelerinin ivme, hız ve yer değiştirmeleridir. (2.1) denkleminde bilinen ve bilinmeyen serbestlik derecelerini birbirinden ayırmak için bilinen serbestlik dereceleri $\{v_g\}$, bilinmeyen serbestlik dereceleri ise $\{v_r\}$ vektörleri ile gösterilebilir. Bu durumda bilinen ve bilinmeyen serbestlik dereceleri cinsinden (2.1) denklemi;

$$\begin{bmatrix} M_{rr} & M_{rg} \\ M_{gr} & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_r \\ \ddot{v}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{rr} & C_{rg} \\ C_{gr} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_r \\ \dot{v}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{rr} & K_{rg} \\ K_{gr} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_r \\ v_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.2)$$

şeklinde yazılabilir (Gazis, 1985; Abdel-Ghaffar ve Stringfellow, 1984; Dumanoğlu ve Severn, 1987; Clough ve Penzien, 1993; Bayraktar, 1995; Bayraktar vd., 1996; Bayraktar ve Dumanoğlu, 1998; Soyluk, 2001). Burada $[M_{rr}]$, $[C_{rr}]$ ve $[K_{rr}]$ bilinmeyen serbestlik dereceleri ile ilgili sırasıyla kütle, sönüm ve rijitlik matrislerini, $[M_{rg}]$, $[C_{rg}]$ ve $[K_{rg}]$ bilinen serbestlik derecesinin birim hareketinden dolayı, bilinmeyen serbestlik

derecelerde meydana gelen kütle, sönüm ve rijitlik matrislerini, $[M_{gg}]$, $[C_{gg}]$ ve $[K_{gg}]$ ise bilinen serbestlik derecesinin birim hareketinden dolayı bilinen serbestlik derecelerde meydana gelen kütle, sönüm ve rijitlik matrislerini temsil etmektedir. $[M_{gr}]$, $[C_{gr}]$ ve $[K_{gr}]$ ifadeleri ise sırasıyla $[M_{rg}]$, $[C_{rg}]$ ve $[K_{rg}]$ ifadelerinin transpozelerine karşılık gelmektedir. $\{\ddot{v}_r\}$, $\{\dot{v}_r\}$ ve $\{v_r\}$ sırasıyla bilinmeyen serbestlik derecelerinin ivme, hız ve yerdeğiştirme vektörlerini göstermektedir. (2.2) denkleminde bilinmeyen serbestlik derecelerine karşılık gelen ilk satır çıkartılıp bilinenler sağ tarafa atılırsa,

$$[M_{rr}]\{\ddot{v}_r\} + [C_{rr}]\{\dot{v}_r\} + [K_{rr}]\{v_r\} = -[M_{rg}]\{\ddot{v}_g\} - [C_{rg}]\{\dot{v}_g\} - [K_{rg}]\{v_g\} \quad (2.3)$$

eşitliği elde edilir. (2.3) denklemini daha basit hale getirmek için toplam yerdeğiştirmeyi ifade eden v_r , iki bileşenin toplamı olarak yazılabilir. Toplam yerdeğiştirme, bilinen serbestlik derecelerinin farklı hareketinden ve atalet kuvvetlerinden oluşmaktadır. Birinci yerdeğiştirme bileşenlerinin hesaplanmasında kütlelerin etkisinin dikkate alınmadığı yerdeğiştirme, zahiri-statik yerdeğiştirme olarak isimlendirilmekte ve v_s ile gösterilmektedir. Atalet kuvvetleri, ivme ve kütlelerin çarpımından ibaret olduğu için ikinci yerdeğiştirme bileşeni, dinamik yerdeğiştirme olarak tanımlanmakta ve v_d ile gösterilmektedir. Bu durumda (2.2) denklemindeki yerdeğiştirme vektörleri,

$$\begin{Bmatrix} v_r \\ v_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} v_{sr} \\ v_{sg} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} v_{dr} \\ v_{dg} \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

şeklinde yazılabilir (Dumanoğlu ve Severn, 1987). Burada v_{dg} sifira eşit, v_{sg} ise v_g 'ye eşittir. v_{dr} ve v_{sr} ise sırasıyla dinamik ve zahiri-statik yerdeğiştirmeleri göstermektedir. (2.4) denklemi, (2.3) denkleminde yerine yazılıp zahiri-statik bileşenlerle ilgili terimler sağ tarafta toplanırsa,

$$[M_{rr}]\{\ddot{v}_{dr}\} + [C_{rr}]\{\dot{v}_{dr}\} + [K_{rr}]\{v_{dr}\} = \{F_{eff}\} \quad (2.5)$$

ifadesi elde edilir. Burada $\{F_{\text{eff}}\}$ bilinmeyen serbestlik derecelerini etkileyen etkili kuvvet vektörünü göstermekte olup,

$$\{F_{\text{eff}}\} = -[M_{rr} \ M_{rg}] \begin{Bmatrix} \ddot{v}_{sr} \\ \ddot{v}_{sg} \end{Bmatrix} - [C_{rr} \ C_{rg}] \begin{Bmatrix} \dot{v}_{sr} \\ \dot{v}_{sg} \end{Bmatrix} - [K_{rr} \ K_{rg}] \begin{Bmatrix} v_{sr} \\ v_{sg} \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır (Bayraktar, 1995; Soyluk, 2001). Dinamik denge denklemleri, statik denge denklemlerini içerdiğinden (2.6) denklemi büyük ölçüde basitleştirilebilir. Eğer (2.6) denkleminde zamana bağlı terimler çıkartılırsa, (2.6) denkleminde, sadece rijitlikle ilgili terim kalmakta ve bu terimde sifıra eşit olmaktadır. Böylece (2.6) denklemi,

$$\{F_{\text{eff}}\} = -[M_{rr} \ M_{rg}] \begin{Bmatrix} \ddot{v}_{sr} \\ \ddot{v}_{sg} \end{Bmatrix} - [C_{rr} \ C_{rg}] \begin{Bmatrix} \dot{v}_{sr} \\ \dot{v}_{sg} \end{Bmatrix} \quad (2.7)$$

şeklinde yazılabilir. Sönüm matrisi, rijitlik matrisi ile orantılı ise (2.7) denkleminde sönümle ilgili terimler sifır olmaktadır (Clough ve Penzien, 1993). Sönümün rijitlikle orantılı olmaması durumunda bile sönüm kuvvetleri rijitlik ve atalet kuvvetleri ile karşılaştırıldığında çok küçük kalmakta ve ihmal edilebilmektedir. Bu durumda (2.7) denklemi tekrar düzenlendiğinde,

$$\{F_{\text{eff}}\} = -[M_{rr} \ M_{rg}] \begin{Bmatrix} \ddot{v}_{sr} \\ \ddot{v}_{sg} \end{Bmatrix} \quad (2.8)$$

eşitliği elde edilmektedir. (2.8) denklemindeki \ddot{v}_{sg} bilinen serbestlik derecelerine uygulanan ivmeleri gösterdiğinden bilinmektedir. Fakat \ddot{v}_{sr} ise bilinmemektedir. Daha önce belirtildiği gibi (2.6) denkleminin rijitlik terimi sifıra eşit olduğundan,

$$[K_{rr}] \{v_{sr}\} = -[K_{rg}] \{v_{sg}\} \quad (2.9)$$

şeklinde yazılabilir. Bu ifadeden $\{v_{sr}\}$ zahiri-statik yerdeğiştirme vektörü,

$$\{v_{sr}\} = -[K_{rr}]^{-1}[K_{rg}]\{v_{sg}\} = [R_{rg}]\{v_{sg}\} \quad (2.10)$$

bağıntısı ile belirlenmektedir (Harichandran, 1992; Clough ve Penzien, 1993; Harichandran, 1993; Kuramasena ve Stroh, 1995). Burada $[R_{rg}]$, $[K_{rr}]^{-1}$ ve $[K_{rg}]$ alt matrislerinin çarpımından elde edilmekte olup, zahiri-statik etki katsayısı olarak adlandırılmaktadır.

Birçok durumda $[M_{rg}]$ matrisinin sıfırdan farklı terimleri çok azdır. Dolayısıyla, depremden dolayı meydana gelen etkili kuvvet vektörüne katkısı çok az olacağından ihmal edilebilir (Clough ve Penzien, 1993). Özellikle diyagonal kütle matrisler için $[M_{rg}]$ matrisi sıfır olmaktadır. Yukarıda yapılan açıklamalardan sonra (2.10) denklemi, (2.8) denkleminde yerine yazılır ve tekrar düzenlenirse,

$$[M_{rr}]\{\ddot{v}_{dr}\} + [C_{rr}]\{\dot{v}_{dr}\} + [K_{rr}]\{v_{dr}\} = -[M_{rr}][R_{rg}]\{\ddot{v}_{sg}\} \quad (2.11)$$

ifadesi yazılabilir (Burdisso ve Singh, 1987; Clough ve Penzien, 1993). Buradaki $\{\ddot{v}_{sg}\}$ bilinen serbestlik derecelerine uygulanan ivme vektörünü göstermektedir. (2.11) denkleminin çözümü için Modların Süperpozisyonu Yöntemi kullanılmaktadır (Celep ve Kumbasar, 1992; Pan, 1991). Açısal frekans ω_i ve mod vektörleri $\{\phi_i\}$,

$$[M_{rr}]\{\ddot{v}_{dr}\} + [K_{rr}]\{v_{dr}\} = 0 \quad (2.12)$$

ifadesiyle verilen sönümsüz serbest titreşim denklemlerinden elde edilmektedir. Bilinmeyen serbestlik derecelerinin dinamik yerdeğiştirme bileşeni $\{v_{dr}\}$,

$$\{v_{dr}\} = [\phi]\{Y\} \quad (2.13)$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Burada $\{Y\}$ modal genliği, $[\phi]$ ise mod şekilleri matrisini göstermektedir. (2.13) denklemi, (2.12) denkleminde yerine yazılır ve gerekli düzenlemeler yapılırsa,

$$\ddot{Y}_i + 2\xi_i\omega_i\dot{Y}_i + \omega_i^2Y_i = -\frac{P_i}{M_i} \quad (2.14)$$

bağıntısı elde edilmektedir (Harichandran ve Wang, 1988; Chopra 2015). Burada ξ_i sönüm oranını gösterirken,

$$\xi_i = \frac{C_i}{2\sqrt{K_i M_i}} \quad \omega_i = \sqrt{\frac{K_i}{M_i}} \quad (2.15)$$

$$M_i = \{\phi_i\}^T [M_{rr}] \{\phi_i\} \quad (2.16)$$

$$P_i = \{\phi_i\}^T [M_{rr}] [R_{rg}] \{\ddot{v}_{sg}\} \quad (2.17)$$

eşitlikleri yazılabilmektedir (Rutenberg ve Heidebrecht, 1988; Chopra 2015). Daha önce de ifade edildiği gibi $\{\ddot{v}_{sg}\} = \{\ddot{v}_g\}$ eşitliği kullanılır ve modal katkı vektörü,

$$\{\Gamma_i\} = [M_{rr}] [R_{rg}] \{\phi_i\} \quad (2.18)$$

bağıntısı ile tanımlanırsa (2.17) denklemi,

$$P_i = \{\Gamma_i\}^T \{\ddot{v}_g\} \quad (2.19)$$

şeklinde ifade edilebilir. P_i vektör ve modal katkı faktörleri matris olarak gösterilirse (2.19) denklemi,

$$\{P\} = [\Gamma]^T \{\ddot{v}_g\} \quad (2.20)$$

olarak elde edilir.

2.1.1. Rastgele Titreşim Analizi

$z(t)$ herhangi bir yapı davranışını göstermek üzere, $z(t)$ 'nin otokorelasyon fonksiyonu,

$$[R_z(\tau)] = E \left[\{z(t)\} \{z(t+\tau)\} \right] \quad (2.21)$$

eşitliğiyle ifade edilir (Peebles, 1987; Yang, 1986; Newland, 1983; Augusti vd. 1984). $z(t)$ dinamik ve zahiri-statik bileşenlere ayrılırsa,

$$z(t) = z^d(t) + z^{qs}(t) \quad (2.22)$$

elde edilir. Burada $z^d(t)$ ve $z^{qs}(t)$ sırasıyla dinamik ve zahiri-statik tepki bileşenlerini göstermektedir. (2.22) denklemi (2.21) denklemine yerine yazılırsa,

$$[R_z(\tau)] = E \left[\left\{ \{z^d(t)\} + \{z^{qs}(t)\} \right\} \left\{ \{z^d(t+\tau)\} + \{z^{qs}(t+\tau)\} \right\} \right] \quad (2.23)$$

ifadesi elde edilir. (2.23) denklemi düzenlenirse,

$$[R_z(\tau)] = [R_z^d(\tau)] + [R_z^{qs}(\tau)] + [R_z^{d \quad qs}(\tau)] + [R_z^{qs \quad d}(\tau)] \quad (2.24)$$

bağıntısı elde edilir. Burada, $[R_z^d(\tau)]$ ve $[R_z^{qs}(\tau)]$ sırasıyla, dinamik ve zahiri-statik otokorelasyon fonksiyonunu, $[R_z^{d \quad qs}(\tau)]$ ve $[R_z^{qs \quad d}(\tau)]$ sırasıyla, dinamik ve zahiri-

statik bileşenler arasındaki karşıt korelasyon fonksiyonunu göstermektedir. (2.24) denkleminin Fourier dönüşümü alınırsa, $z(t)$ tepkisinin spektral yoğunluk fonksiyonu,

$$[S_z(\omega)] = [S_z^d(\omega)] + [S_z^{qs}(\omega)] + [S_z^{d\ qs}(\omega)] + [S_z^{qs\ d}(\omega)] \quad (2.25)$$

elde edilir. Burada $[S_z^d(\omega)]$ ve $[S_z^{qs}(\omega)]$ sırasıyla dinamik ve zahiri-statik tepki bileşenlerin spektral yoğunluk fonksiyonunu, $[S_z^{d\ qs}(\omega)]$ ve $[S_z^{qs\ d}(\omega)]$ ise sırasıyla dinamik ve zahiri-statik tepki bileşenleri arasındaki karşıt spektral yoğunluk fonksiyonunu ifade etmektedir. Dinamik ve zahiri-statik tepki bileşenleri arasındaki karşıt spektral yoğunluk fonksiyonunu için,

$$[S_z^{d\ qs}(\omega)] = [S_z^{qs\ d}(\omega)]^* \quad (2.26)$$

eşitliği yazılabilir. Burada * kompleks eşleniği ifade etmektedir (Sweidan, 1990).

2.1.1.1. Dinamik Tepki Bileşeni Varyansı

Herhangi bir yapı tepkisinin dinamik bileşeni $z^d(t)$,

$$\{z^d(t)\} = [\psi]\{Y\} \quad (2.27)$$

denklemleri ile elde edilmektedir. (2.27) denkleminde yer değiştirme bileşeni için, $[\psi] = [\phi]$ modal vektörlere eşit olurken eleman uç kuvvetleri için $[\psi] = [K][\phi]$, özvektörlerin neden olduğu eleman kuvvetlerine eşit olmaktadır.

(2.21) denklemleri ile gösterilen otokorelasyon fonksiyonu (2.27) denklemleri ile ifade edilen dinamik tepki bileşenine uygulanırsa, elde edilecek otokorelasyon fonksiyonunun Fourier dönüşümü (Kreyszig, 1993) dinamik tepki bileşeninin spektral yoğunluk fonksiyonuna eşit olup,

$$S_{z_i}^d(\omega) = \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n \sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r \psi_{ij} \psi_{ik} \Gamma_{lj} \Gamma_{mk} H_j(-\omega) H_k(\omega) S_{\ddot{v}_{gl} \ddot{v}_{gm}}(\omega) \quad (2.28)$$

bağıntısı ile tanımlanmaktadır (Harichandran, ve Wang, 1990). Burada, n dikkate alınan mod sayısını gösterirken, r yer hareketi ivmesinin etkidiği mesnet sayısını, Γ_{lj} modal katkı faktörünün l . elemanını, ψ_{ij} j . modun neden olduğu z_i tepki kuvvetini, $S_{\ddot{v}_{gl} \ddot{v}_{gm}}(\omega)$ l ve m mesnet noktalarındaki yer hareket ivmelerinin karşıt spektral yoğunluk fonksiyonunu göstermektedir. Ayrıca, bu ifadede tanımlanan $H_j(\omega)$ ise frekans davranış fonksiyonu olup,

$$H_j(\omega) = \frac{1}{\omega_j^2 - \omega^2 + 2i \xi_j \omega_j \omega} \quad (2.29)$$

bağıntısı ile ifade edilmektedir. Burada ω_j ve ξ_j sırası ile j . moda ait doğal frekans ve sönüm oranını göstermektedir. Dinamik tepki bileşeni $z^d(t)$ 'nin varyansı, (2.28) bağıntısının integrasyonu ile hesaplanmaktadır (Hawwari, 1992).

$$\sigma_{z_i}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} S_{z_i}^d(\omega) d\omega \quad (2.30)$$

$$= \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n \sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r \psi_{ij} \psi_{ik} \Gamma_{lj} \Gamma_{mk} \int_{-\infty}^{\infty} H_j(-\omega) H_k(\omega) S_{\ddot{v}_{gl} \ddot{v}_{gm}}(\omega) d\omega$$

2.1.1.2. Zahiri-Statik Tepki Bileşeni Varyansı

Zahiri-statik tepki bileşeni,

$$\{z^{qs}(t)\} = [A] \{v_g\} \quad (2.31)$$

ile elde edilmektedir. Burada yerdeğiştirmeler için $[A] = [R_{rg}] = -[K_{rr}]^{-1}[K_{rg}]$ statik yerdeğiştirmeleri ifade ederken, eleman uç kuvvetleri için ise $[A]$, mesnet noktalarının birim hareketinden dolayı meydana gelen eleman kuvvetlerini ifade etmektedir.

Zahiri-statik otokorelasyon fonksiyonunun Fourier dönüşümü alınarak $\{z^{qs}(t)\}$ tepki bileşenine ait spektral yoğunluk fonksiyonu,

$$S_{z_i}^{qs}(\omega) = \frac{1}{\omega^4} \sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r A_{il} A_{im} S_{\dot{v}_{gl} \dot{v}_{gm}}(\omega) \quad (2.32)$$

bağıntısı ile ifade edilmektedir (Swedian, 1990). Burada A_{il} , l mesnetine ait serbestlik derecesinin birim hareketinden dolayı meydana gelen z_i tepki kuvvetini göstermektedir. Zahiri-statik tepki bileşeninin ($z^{qs}(t)$) varyansı, (2.32) denkleminin integrali alınarak aşağıdaki gibi elde edilebilir.

$$\sigma_{z_i}^{2\,qs} = \int_{-\infty}^{\infty} S_{z_i}^{qs}(\omega) d\omega = \sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r A_{il} A_{im} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{\omega^4} S_{\dot{v}_{gl} \dot{v}_{gm}}(\omega) d\omega \quad (2.33)$$

2.1.1.3. Zahiri-Statik ve Dinamik Tepki Bileşenleri Arasındaki Kovaryans Fonksiyonu

(2.24) denkleminde ifade edilen dinamik ve zahiri-statik tepki bileşenleri arasındaki karşıt korelasyon fonksiyonu, (2.27) ve (2.31) denklemleri ile birlikte kullanılmasıyla elde edilmektedir. Elde edilen karşıt korelasyon fonksiyonunun Fourier dönüşümü alınarak dinamik $z^d(t)$ ve zahiri-statik $z^{qs}(t)$ tepki bileşenleri arasındaki karşıt spektral yoğunluk fonksiyonu,

$$S_{z_i}^{qs\,d}(\omega) = \frac{1}{\omega^2} \sum_{j=1}^n \sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r \Psi_{ij} A_{il} \Gamma_{mj} H_j(\omega) S_{\dot{v}_{gl} \dot{v}_{gm}}(\omega) \quad (2.34)$$

bağıntısı ile ifade edilmektedir (Swedian, 1990). Zahiri-statik ve dinamik bileşenler arasındaki kovaryans fonksiyonuna (2.34) denklemi integre edilerek,

$$\begin{aligned} \text{Cov}(z_i^{\text{qs}}, z_i^{\text{d}}) &= \text{Re} \left[\int_{-\infty}^{\infty} S_{z_i^{\text{qs}} z_i^{\text{d}}}(\omega) d\omega \right] \\ &= \sum_{j=1}^n \sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r \Psi_{ij} A_{il} \Gamma_{mj} \left(- \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{\omega^2} H_j(\omega) S_{\ddot{v}_{gl} \ddot{v}_{gm}}(\omega) \right) \end{aligned} \quad (2.35)$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır (Harichandran ve Wang, 1988). Kovaryans, iki rastgele değişkenin beraber değişimleridir.

2.1.1.4. Toplam Tepki Bileşeninin Varyansı

i. tepki bileşeninin toplam varyans değeri zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenlerinin varyansları ile zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenleri arasındaki kovaryans tepki bileşenlerinin toplanmasıyla elde edilir. Elde edilen toplam tepkiye ait varyans değeri,

$$\sigma_{z_i}^2 = \int_{-\infty}^{\infty} S_{z_i^{\text{qs}}}(\omega) d\omega + \int_{-\infty}^{\infty} S_{z_i^{\text{d}}}(\omega) d\omega + 2 \text{Re} \left[\int_{-\infty}^{\infty} S_{z_i^{\text{qs}} z_i^{\text{d}}}(\omega) d\omega \right] \quad (2.36)$$

$$\sigma_{z_i}^2 = \sigma_{z_i^{\text{qs}}}^2 + \sigma_{z_i^{\text{d}}}^2 + 2 \text{Cov}(z_i^{\text{qs}}, z_i^{\text{d}}) \quad (2.37)$$

bağıntıları ile hesaplanabilir (Swedian, 1990). Burada, Re gerçel kısmı $\sigma_{z_i^{\text{qs}}}^2$ ve $\sigma_{z_i^{\text{d}}}^2$ sırasıyla zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenlerinin varyansını göstermektedir. $\text{Cov}(z_i^{\text{qs}}, z_i^{\text{d}})$ ise zahiri-statik ve dinamik tepki bileşenleri arasındaki kovaryansı göstermektedir.

2.1.1.5. Ortalama Maksimum Değer ve Oluşma Frekansı

Stokastik analizde ortalama maksimum değer maksimum büyüklük faktörüne ve $z(t)$ tepki bileşeninin standart sapmasına bağlı olarak,

$$\mu = p\sigma_z \quad (2.38)$$

bağıntısındaki gibi ifade edilmektedir (Button vd., 1981; Button, 1981; Dumanoğlu ve Severn, 1990). Standart sapma ve varyansın karekökü alınmak suretiyle hesaplanmaktadır. Ortalama maksimum değere ait standart sapma ise,

$$\sigma = q\sigma_z \quad (2.39)$$

şeklinde ifade edilmektedir (Button, 1981; Der Kiureghian, 1980). Burada p ve q sırası ile yer hareketi ivmesinin ve sıfır seviyesinin ortalama geçiş sayısının fonksiyonu olup maksimum büyüklük faktörleri ile tanımlanabilir (Der Kiureghian, 1980; Wung ve Der Kiureghian, 1989).

$$p = \sqrt{(2 \ln v_e T)} + \frac{0.5772}{\sqrt{(2 \ln v_e T)}} \quad (2.40)$$

$$q = \frac{1.2}{\sqrt{(2 \ln v_e T)}} - \frac{5.4}{13 + \sqrt{(2 \ln v_e T)}^{3.2}} \quad (2.41)$$

(2.40) ve (2.41) denklemlerinde T hareket süresini, v_e ise sıfır seviyesinin indirgenmiş ortalama geçiş sayısını göstermekte olup,

$$v_e = (1.9\xi^{0.15} - 0.73)v_0 \quad (2.42)$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır. (2.42) denkleminde ξ sönüm oranını, v_0 oluşma frekansını ifade etmekte olup,

$$v_0 = \frac{1}{\pi} \frac{\sigma_{\dot{z}}}{\sigma_z} = \frac{1}{\pi} \left(\frac{\int_{-\infty}^{\infty} \omega^2 S_z(\omega) d\omega}{\int_{-\infty}^{\infty} S_z(\omega) d\omega} \right)^{0.5} \quad (2.43)$$

bağıntısı ile tanımlamak mümkündür. Burada $S_z(\omega)$, $z(t)$ tepki işleminin spektral yoğunluk fonksiyonunu, σ_z ve $\sigma_{\dot{z}}$ ise sırasıyla, $z(t)$ işleminin ve türevinin standart sapmasını göstermektedir (Lee ve Penzien, 1980; 1983).

2.2. Dinamik Zemin-Yapı Etkileşim Problemleri İçin Sınır Eleman Formülasyonu

Sınır eleman yönteminde, integral denklemlerin çözümünde kullanılan büyüklüklere bağlı olarak direkt ve direkt olmayan sınır eleman yöntemleri olmak üzere iki farklı yaklaşım kullanılmaktadır (Beskos, 1987). Direkt olmayan sınır eleman yönteminde, integral denklemler fiziksel anlamı olmayan büyüklükler kullanılarak çözülmekte, direkt sınır eleman yönteminde ise integral denklemler doğrudan sınır büyüklükleri cinsinden ifade edilmekte ve bu şekilde bilinen ve bilinmeyen sınır büyüklükleri birbirine bağlanmaktadır.

Bu çalışmada, sınır eleman formülasyonunda direkt sınır eleman yöntemi kullanılmıştır. Direkt sınır eleman yönteminde, öncelikle probleme ait diferansiyel denklemler integral denklemlere dönüştürülmektedir. Bu integral denklemler çözüm bölgesinin sınırında tanımlanan integrallerden oluşmaktadır. (Partridge vd., 1992). Böylece integral denklemlerin tamamı sınır üzerinde tanımlanabilmektedir. İntegral denklemler oluşturulduktan sonra ikinci adımda çözüm bölgesinin sınırı, sınır elemanlara bölünmekte ve probleme ait bilinmeyen sınır büyüklükleri integral denklemlerin sayısal integrasyonu ile hesaplanmaktadır. Son olarak, çözüm bölgesi içinde yer alan noktalar, yerdeğiştirme ve gerilme gibi büyüklükler sayısal olarak hesaplanmaktadır (Severcan, 2004).

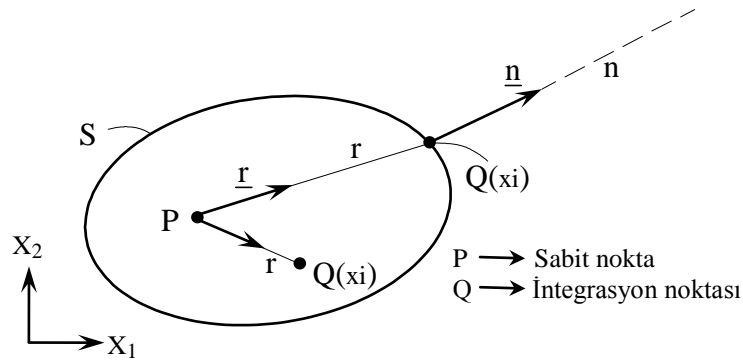
Sınır eleman yönteminde çeşitli tiplerde sınır elemanları kullanılabilir. Sabit sınır elemanda, her bir sınır elemanı üzerindeki sınır büyüklüklerin sabit olduğu kabul edilmektedir. Bu tez çalışmasında, tabakalı zeminin iki boyutlu dinamik analizi için sabit sınır eleman formülasyonu kullanılmıştır. Malzemenin lineer elastik olduğu kabulü yapılmıştır. Fourier dönüşüm uzayında yapılan formülasyonda, sabit sınır elemanı kullanılmış, sabit noktanın ve integrasyon noktasının aynı sınır elemanı üzerinde bulunmasından kaynaklanan tekillik durumları göz önüne alınmıştır.

2.2.1. Elastodinamik Problemler İçin Sınır Eleman Denklemi

İki boyutlu bir cismin elastodinamik analizi için sınır eleman denklemi hacim kuvvetleri ihmal edilerek, Fourier dönüşüm uzayında ve matris formda aşağıdaki gibi yazılabilmektedir:

$$\underline{c} \underline{u}(P) = \int_S \underline{G}(P, Q) \underline{t}(Q) dS - \int_S \underline{H}(P, Q) \underline{u}(Q) dS \quad (2.44)$$

Burada, S cismin yüzey sınırını göstermektedir. \underline{G} ve \underline{H} matrisleri iki boyutlu analiz için (2×2) boyutunda matrisler olup sırasıyla, elastodinamik problemleri için elde edilmiş olan birinci ve ikinci temel çözümleri, \underline{u} ve \underline{t} (2×1) boyutunda olup sırasıyla yerdeğiştirme ve gerilme vektörlerini, P ve Q sırasıyla, integral işlemlerinde kullanılan sabit noktayı ve integrasyon noktasını göstermektedir. (2.44) denklemi Şekil 2.1' de görülen P ve Q noktasının yerdeğiştirmelerini cismin sınır yüzeyi (S) üzerinde tanımlanan integral ifadelerine bağlamaktadır.



Şekil 2.1. İki boyutlu elastik cisim

(2.44) denkleminin sol tarafında görülen (2×2) boyutundaki \underline{c} matrisi P noktasının konumuna bağlı olarak değişmektedir. (2.44) denkleminde \underline{c} matrisi,

$$\underline{\mathbf{c}} = \begin{cases} \mathbf{I} & , \text{ P noktası cismin içerisinde herhangi bir nokta} \\ 0 & , \text{ P noktası cismin dışında} \\ 0.5 \mathbf{I} & , \text{ P noktası cismin sınır yüzeyi (S) üzerinde} \end{cases} \quad (2.45)$$

olarak ifade edilmektedir (Tanrıku ve Mengi, 2000). Burada, \mathbf{I} ifadesi (2x2) boyutundaki birim matristir. P noktasının köşe noktası olması durumunda $\underline{\mathbf{c}} = 0.5 \mathbf{I}$ eşitliği geçerli değildir. Eğer P noktası cismin sınır yüzeyi (S) üzerinde bir köşe noktası ise $\underline{\mathbf{c}}$ matrisi, P noktasındaki köşe açısına bağlı olarak verilmektedir (Bregbia ve Dominguez, 1989).

Elastodinamik problemleri için temel çözümler ($\underline{\mathbf{G}}$ ve $\underline{\mathbf{H}}$ matrisleri) yardımcı sistemin sonsuz ortam olarak tanımlanmasıyla analitik olarak elde edilebilmektedir (Bregbia ve Dominguez, 1989; Banerjee, 1994; Monalis ve Beskos, 1987; Mengi vd., 1994). Bu ifadelerde $\underline{\mathbf{G}}$ ve $\underline{\mathbf{H}}$ matrisleri, P ve Q noktalarının konumlarına göre verilmektedir. P noktası, yardımcı sistemde birim yüklemenin yapıldığı noktayı, Q noktası ise yerdeğiştirme ya da gerilme vektörünün hesaplandığı noktayı göstermektedir. Temel çözümler için Fourier dönüşüm uzayında elde edilen ifadeler,

$$\begin{aligned} G_{lk} &= \frac{1}{2\pi\mu} [\psi \delta_{lk} - x r_l r_k] \\ H_{lk} &= \frac{1}{2\pi} \left\{ \left(\frac{d\psi}{dr} - \frac{x}{r} \right) \left(\delta_{lk} \frac{\partial r}{\partial n} + r_k n_l \right) - \frac{2}{r} x \left(n_k r_l - 2 r_l r_k \frac{\partial r}{\partial n} \right) \right. \\ &\quad \left. - 2 \frac{\partial x}{\partial r} r_l r_k \frac{\partial r}{\partial n} + \left(\frac{c_p^2}{c_s^2} - 2 \right) \left(\frac{d\psi}{dr} - \frac{\partial x}{\partial r} - \frac{x}{r} \right) r_l n_k \right\} \end{aligned} \quad (2.46)$$

şeklinde tanımlanmaktadır (Beskos, 1987; Tanrıku ve Mengi, 2000). (2.46) denkleminde G_{lk} ve H_{lk} şeklinde verilen indisli büyüklükler, sırasıyla $\underline{\mathbf{G}}$ ve $\underline{\mathbf{H}}$ matrislerinin $x_1 x_2$ (x_i) kartezyen koordinat takımındaki bileşenlerini temsil etmektedir. Buna göre G_{lk} ve H_{lk} ifadelerinde birinci indis "1", P noktasında uygulanan birim yüklemenin yönünü, ikinci indis "k" ise Q noktasında oluşan yerdeğiştirme ya da gerilme vektörü bileşeninin yönünü

belirtmektedir. (2.46) denklemindeki ifadelerde G_{lk}, H_{lk} sırasıyla birinci ve ikinci çözümlerin (\mathbf{G} ve \mathbf{H} matrislerinin) $x_1 x_2 (x_i)$ kartezyen koordinat takımındaki elemanlarını; μ kayma modülünü; ρ kütleli yoğunluğu; ν Poisson oranını; r sabit nokta (P) ve integrasyon noktası (Q) arasındaki uzaklığı; r_i , \overline{PQ} doğrultusundaki \underline{r} birim vektörünün, x_i eksen takımındaki bileşenlerini; n_i , S sınır yüzeyine ait \underline{n} birim dış normalinin, x_i eksen takımındaki bileşenlerini ; $\frac{\partial r}{\partial n} (= r_i n_i)$, r ' nin Q noktasındaki normal eksene göre (n) türevini, $c_s \left(= \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \right)$ S dalga hızını; $c_p \left(= \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} c_s \right)$ P dalga hızını ve δ_{lk} Kronecker deltayı ifade etmektedir (Şekil 2.1). Denklem (2.46)'da iki boyutlu analiz için indisli notasyonlarla gösterilen "l, k, i" gibi indisler 1 ve 2 değerlerini almaktadır. Ψ ve x fonksiyonları r uzaklığına bağlı olarak değişmekte olup iki boyutlu analizde;

$$\psi = K_0(a_s) + \frac{1}{a_s} \left[K_1(a_s) - \frac{c_s}{c_p} K_1(a_p) \right] \quad (2.47)$$

$$x = K_2(a_p) - \frac{c_s^2}{c_p^2} K_2(a_p)$$

şeklinde tanımlanmaktadır (Brebbia vd. 1984). Burada K_0 , K_1 ve K_2 ikinci tip değiştirilmiş Bessel fonksiyonlarını göstermektedir. a_p ve a_s değerleri ise;

$$a_s = \frac{i\omega r}{c_s} \quad (2.48)$$

$$a_p = \frac{i\omega r}{c_p}$$

ifadeleri ile tanımlanmaktadır. Burada ω açısal frekansı (Fourier dönüşüm parametresini) temsil etmektedir.

Düzlem gerilme problemlerinde Poisson oranı (ν) yerine efektif Poisson oranı ($\bar{\nu}$) kullanılmalıdır. Efektif Poisson oranı,

$$\bar{\nu} = \frac{\nu}{1+\nu} \quad (2.49)$$

şeklinde tanımlanmaktadır. Statik analizde kullanılan temel çözümler (2.46) denklemlerinde verilen ifadelerin $\omega \rightarrow 0$ için yazılmasıyla elde edilebilmektedir. Buna göre iki boyutlu analizde statik analiz için $\underline{\mathbf{G}}$ ve $\underline{\mathbf{H}}$ matrislerinin elemanları,

$$G_{lk} = \frac{1}{8\pi\mu(1-\nu)} \left[(3-4\nu) \ln\left(\frac{1}{r}\right) \delta_{lk} + r_l r_k \right] \quad (2.50)$$

$$H_{lk} = \frac{-1}{4\pi(1-\nu)r} \left[\frac{\partial r}{\partial n} \left\{ (1-\nu) \delta_{lk} + 2 r_l r_k \right\} + (1-2\nu)(n_l r_k - n_k r_l) \right]$$

olarak tanımlanmaktadır (Brebbia vd. 1984).

(2.45) denklemindeki G_{lk} ve H_{lk} gibi indisli terimler (2.44) denkleminde indisli notasyonda yerine konursa (2.44) denklemi,

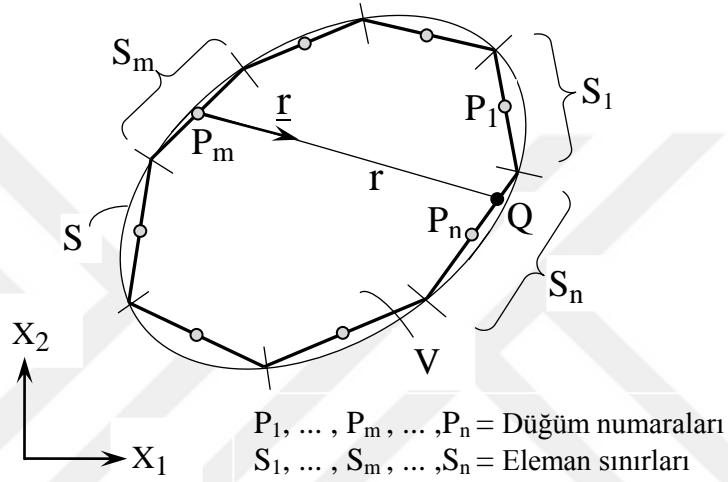
$$c_{lk} u_k (P) = \int_S G_{lk} (P, Q) t_k (Q) dS - \int_S H_{lk} (P, Q) u_k (Q) dS \quad (2.51)$$

şekline dönüşür. Bu ifade birim yüklemenin yapıldığı P noktasında l yönünde yapılan yükleme nedeniyle Q noktasında oluşan k doğrultusundaki yerdeğiştirme veya gerilme bileşenini ifade etmektedir. Bu denklemde yer alan indisler “l, k” iki boyutlu analizde 1 ve 2 değerlerini almaktadır.

2.2.2. Sınır Eleman Denkleminin Sayısal Çözümü

(2.51) eşitliği ile verilmiş olan sınır eleman denkleminde cisim sınırının küçük elemanlara bölünmesiyle elde edilen denklem sayısal olarak çözümlenerek sınır üzerindeki

bilinmeyen yerdeğiştirme ve gerilme vektörü bileşenleri (sınır büyüklükleri) hesaplanabilmektedir. Sınır elemanları üzerinde seçilen düğüm noktası sayısı, şekil fonksiyonunun ve dolayısıyla formülasyonun mertebesini belirlemektedir. Sabit sınır eleman formülasyonunda, her bir sınır elemanında oluşan sınır büyüklüklerinin sabit olduğu ve ayrıca sınır büyüklüklerin iki boyutlu analizde bir doğru parçası olduğu kabul edilmektedir. Bu kabullere göre, sabit sınır elemanı üzerindeki tek düğüm noktasının elemanın ağırlık merkezinde seçilmesi uygun olmaktadır (Şekil 2.2).



Şekil 2.2. Cisim sınırının sabit sınır elemanlara bölünmesi

Seçilen düğüm noktalarının konumuna göre sınır elemanları sürekli veya süreksiz sınır elemanı olarak adlandırılmaktadır. Düğüm noktalarının elemanın uç noktalarında seçilmesi halinde sürekli sınır elemanı söz konusu olmaktadır. Süreksiz sınır eleman yönteminde en yaygın olarak kullanılan sınır eleman sabit sınır elemanıdır. Bu tip sınır elemanda sınır büyüklüklerinin eleman boyunca sabit olduğu kabul edilmektedir. Bu çalışmada, sınır eleman denkleminin sayısal çözümü için sabit sınır eleman formülasyonu kullanılmıştır. Şekil 2.2’de görüldüğü gibi, cismin sınırı N adet sınır elemanına bölünmektedir. Ayrıca, sınır elemanın ağırlık merkezinde seçilen düğüm noktaları P_m ($m=1, 2, \dots, N$) ile gösterilmiştir. Buna göre (2.44) denklemi, m ’inci sınır elemanının P_m düğüm noktası için;

$$\frac{1}{2} \underline{u}^m = \sum_{n=1}^N \underline{G}^{mn} \underline{t}^n + \sum_{n=1}^N \underline{H}^{mn} \underline{u}^n \quad m = 1, 2, \dots, N \quad (2.52)$$

şeklinde yazılabilir (Brebbia vd. 1984; Beskos, 1987). Burada m sınır elemanına ait düğüm noktası numarasını, N sistemdeki toplam düğüm noktası sayısını ifade etmektedir.

$\sum_{n=1}^N \underline{\mathbf{G}}^{mn}$ m'inci sınır elemanına tüm sınır elemanlarından gelen katkıyı ifade eder. Ayrıca

sınır elemanı üzerindeki sınır büyüklüklerin sabit olduğu da göz önünde bulundurulmuştur.

(2.52) denklemindeki $\underline{\mathbf{G}}^{mn}$ ve $\underline{\mathbf{H}}^{mn}$ matrisleri,

$$\underline{\mathbf{G}}^{mn} = \int_{S_n} \underline{\mathbf{G}}(P_m, Q) dS \quad (2.53)$$

$$\underline{\mathbf{H}}^{mn} = \int_{S_n} \underline{\mathbf{H}}(P_m, Q) dS$$

şeklinde ifade edilebilmektedir. Burada S_n , n'inci elemanın sınırını temsil etmektedir

(Şekil 2.2). $\underline{\mathbf{u}}^n$ ve $\underline{\mathbf{t}}^n$ ifadeleri ise,

$$\underline{\mathbf{u}}^n = \underline{\mathbf{u}}(P_n) \quad (2.54)$$

$$\underline{\mathbf{t}}^n = \underline{\mathbf{t}}(P_n)$$

şeklinde tanımlanmaktadır. Burada n'inci sınır elemanının düğüm noktasındaki yerdeğiştirme ve gerilme vektörü bileşenlerini ifade etmektedir. Sabit eleman formülasyonunda yapılan kabullere göre P_m noktası köşe noktası olamayacağından,

$$\underline{\mathbf{c}} = \frac{1}{2} \underline{\mathbf{I}} \quad (2.55)$$

olarak alınmaktadır. (2.52) denklemini, N adet sınır elemanı için yazılırsa elde edilen denklemler bir araya toplanarak, matris formunda,

$$\underline{\tilde{\mathbf{H}}} \underline{\tilde{\mathbf{u}}} = \underline{\tilde{\mathbf{G}}} \underline{\tilde{\mathbf{t}}} \quad (2.56)$$

eşitliği elde edilir. Burada,

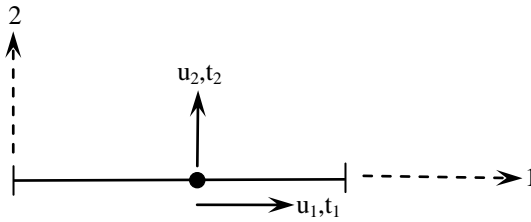
$$\begin{aligned} \tilde{\mathbf{H}} &= \left(\mathbf{H}^{mn} + 0,5 \mathbf{I} \delta_{mn} \right) ; \quad \tilde{\mathbf{u}} = \left(\underline{u}^n \right) \\ & \qquad \qquad \qquad m, n = (1, 2, \dots, N) \qquad \qquad \qquad (2.57) \\ \tilde{\mathbf{G}} &= \left(\mathbf{G}^{mn} \right) \qquad \qquad ; \quad \tilde{\mathbf{t}} = \left(\underline{t}^n \right) \end{aligned}$$

olarak verilmektedir (Brebbia vd. 1984; Beskos, 1987; Beer, 2001). Burada δ_{mn} Kronecker deltatı, \mathbf{I} ise (2x2) boyutundaki birim matrisi ifade etmektedir.

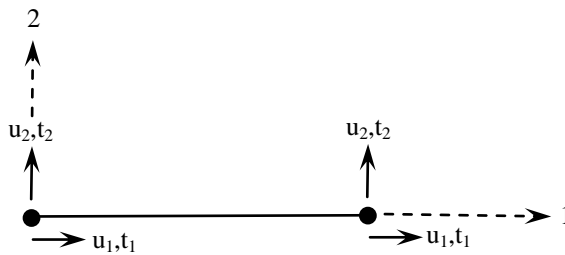
(2.56) denklemi sınır eleman yöntemine ait sistem denklemini ifade etmektedir. $\tilde{\mathbf{H}}$ ve $\tilde{\mathbf{G}}$ matrisleri (2Nx2N) boyutunda matrislerden, $\tilde{\mathbf{u}}$ ve $\tilde{\mathbf{t}}$ ise (2Nx1) boyutunda vektörlerden oluşmaktadır. $\tilde{\mathbf{H}}$ ve $\tilde{\mathbf{G}}$ matrislerinin elemanlar olan \mathbf{H}^{mn} ve \mathbf{G}^{mn} matrisleri, (2.53) denkleminde görülen integrallerin Gauss sayısal integrasyon yöntemi kullanılarak (Press vd., 1986) hesaplanmasıyla elde edilmektedir.

(2.56) sistem denklemi iki boyutlu analiz için 2N adet denklem içermektedir. Cismin sınırının (S) N adet sınır elemanına bölünmüş olması durumunda, toplam 4N adet sınır büyüklüğü (\underline{u} , \underline{t}) olduğu için, 2N adet bilginin sınır şartı olarak verilmesi gerekmektedir. Sınır şartları olarak her bir sınır elemanı üzerinde i ($i=1,2$) doğrultusunda (t_i , u_i) bileşenlerinden birinin bilinmesi gerekir. Şekil 2.3'de sabit ve lineer sınır elemanına ait sınır büyüklükleri verilmiştir.

- Sabit sınır eleman;



- Lineer sınır eleman;



Şekil 2.3. İki boyutlu analiz için sınır elemanına ait sınır büyüklükleri

(2.56) sistem denkleminde bilinen sınır şartları sistem denkleminde yerine konularak, bilinmeyenler denklemin sol tarafında toplanırsa,

$$\underline{\mathbf{A}} \underline{\mathbf{X}} = \underline{\mathbf{B}} \underline{\mathbf{Y}} \quad (2.58)$$

denklemini elde edilebilir. Burada $\underline{\mathbf{X}}$ ve $\underline{\mathbf{Y}}$ sırasıyla bilinmeyen ve bilinen sınır büyüklüklerini ifade etmektedir. $\underline{\mathbf{A}}$ ve $\underline{\mathbf{B}}$ matrisleri ise tüm bilinmeyenler denklemin sol tarafında toplanacak şekilde $\underline{\tilde{\mathbf{H}}}$ ve $\underline{\tilde{\mathbf{G}}}$ matrislerinin ilgili kolonlarının yer değiştirilmesiyle elde edilmektedir (Tanrıku ve Mengi, 2000). Son olarak,

$$\underline{\mathbf{F}} = \underline{\mathbf{B}} \underline{\mathbf{Y}} \quad (2.59)$$

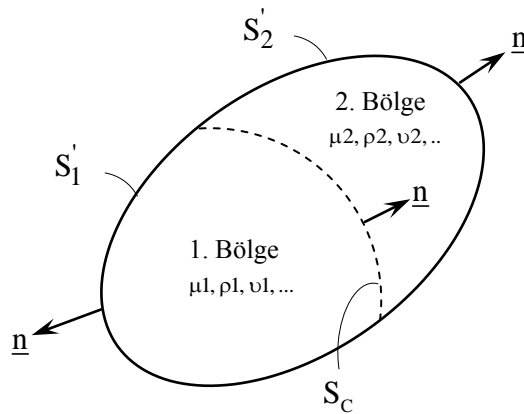
şeklinde tanımlanırsa (2.58) denklemini;

$$\underline{\mathbf{A}} \underline{\mathbf{X}} = \underline{\mathbf{F}} \quad (2.60)$$

olarak yazılabilir. Denklem (2.60) çözülerek, cismin sınırı üzerindeki bilinmeyen sınır büyüklükleri hesaplanabilmektedir.

2.2.3. İki Malzemeli Kompozitin Dinamik Analizi İçin Sınır Eleman Formülasyonu

Bu bölümde iki malzemeli kompozitin dinamik analizinde kullanılacak sınır eleman formülasyonu üzerinde durulmuştur. İki malzemeli kompozit malzeme özellikleri farklı olan iki bölgeden oluşmaktadır (Şekil 2.4).

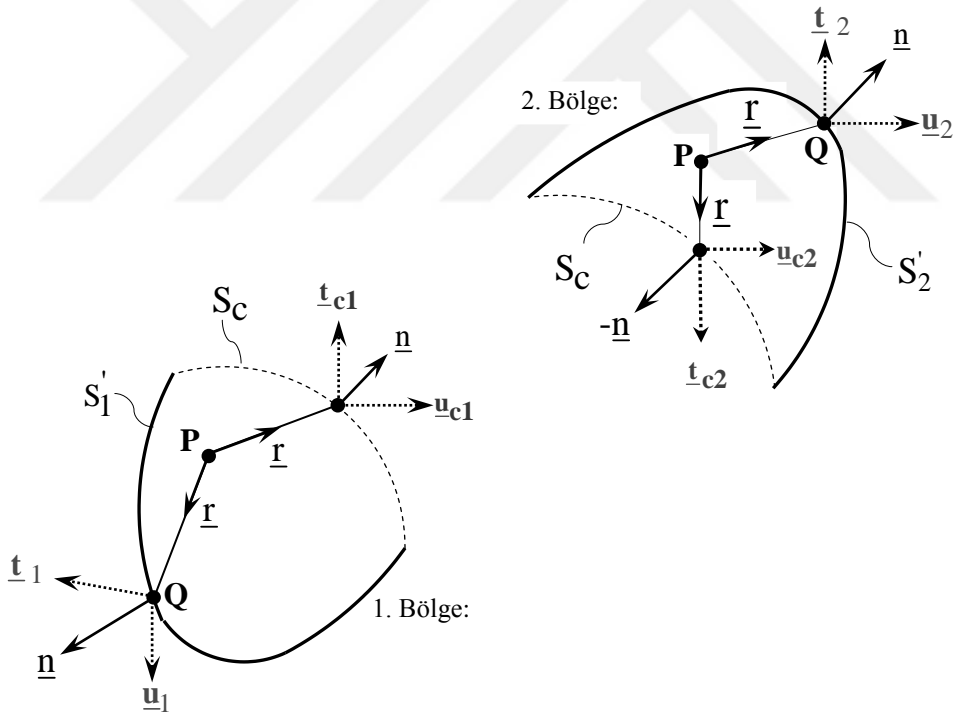


Şekil 2.4. İki malzemeli kompozit cisim

Şekil 2.4' te de görüldüğü gibi iki malzemeli kompozitin toplam sınırı 1. bölgeye ait olan S'_1 ve 2. bölgeye ait olan S'_2 sınırlarının toplamından oluşmaktadır. İki bölgenin arakesiti olan sınır yüzeyi ise S_C ile gösterilmiştir. S_C sınırının birim normalinin (\underline{n}) yönü, 1. bölgeden 2. bölgeye doğru seçilmektedir. S'_1 ve S'_2 sınırları için ise \underline{n} birim dış normalini göstermektedir.

İki malzemeli kompozitin dinamik analizi için sınır eleman formülasyonu iki adımda gerçekleştirilecektir: *Birinci adımda*, $\tilde{\mathbf{H}} \tilde{\mathbf{u}} = \tilde{\mathbf{G}} \tilde{\mathbf{t}}$ sistem denklemi 1. ve 2. bölge için ayrı ayrı yazılır. *İkinci adımda*, her iki bölge için elde edilen sistem denklemleri S_C sınırı üzerinde süreklilik şartları sağlanacak şekilde birleştirilecektir.

İki bölge için ayrı ayrı sistem denkleminin elde edilebilmesi için iki malzemeli kompozit Şekil 2.5'de görüldüğü gibi,



Şekil 2.5. Kompozit cismin iki bölgesine ait serbest cisim diyagramları

S_C sınırı boyunca iki parçaya ayrılmaktadır. Buna göre 1. ve 2. bölgeye ait toplam sınırlar S_1 ve S_2 ile gösterilirse,

$$S_1 = S_1' \oplus S_c \quad (2.61)$$

$$S_2 = S_2' \oplus S_c$$

eşitlikleri yazılabilir (Tanrıku ve Mengi 2000). (2.56) eşitliğiyle verilen $\tilde{\mathbf{H}} \tilde{\mathbf{u}} = \tilde{\mathbf{G}} \tilde{\mathbf{t}}$ sistem denklemini 1. bölge için yazılırsa,

$$\begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{H}}_1 & \tilde{\mathbf{H}}_{1c} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{\mathbf{u}}_1 \\ \tilde{\mathbf{u}}_{c1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{G}}_1 & \tilde{\mathbf{G}}_{1c} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{\mathbf{t}}_1 \\ \tilde{\mathbf{t}}_{c1} \end{Bmatrix} \quad (2.62)$$

2. bölge için yazılırsa,

$$\begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{H}}_2 & \tilde{\mathbf{H}}_{2c} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{\mathbf{u}}_2 \\ \tilde{\mathbf{u}}_{c2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{G}}_2 & \tilde{\mathbf{G}}_{2c} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{\mathbf{t}}_2 \\ \tilde{\mathbf{t}}_{c2} \end{Bmatrix} \quad (2.63)$$

denklemleri elde edilir. (2.62) denklemindeki $(\tilde{\mathbf{H}}_1, \tilde{\mathbf{G}}_1)$ ve $(\tilde{\mathbf{H}}_{1c}, \tilde{\mathbf{G}}_{1c})$ matrisleri sırasıyla S_1' ve S_c sınırı üzerindeki elemanların sistem matrisine katkısını ifade eder. Bu matrisler 1. bölgenin özellikleri kullanılarak elde edilir. $(\tilde{\mathbf{u}}_1, \tilde{\mathbf{t}}_1)$ ve $(\tilde{\mathbf{u}}_{c1}, \tilde{\mathbf{t}}_{c1})$ vektörleri sırasıyla S_1' ve S_c sınırı üzerinde tanımlanan sınır büyüklüklerini temsil eder. (2.63) denklemindeki $(\tilde{\mathbf{H}}_2, \tilde{\mathbf{G}}_2)$ ve $(\tilde{\mathbf{H}}_{2c}, \tilde{\mathbf{G}}_{2c})$ matrisleri sırasıyla S_2' ve S_c sınırı üzerindeki elemanların sistem matrisine katkısını ifade eder. Bu matrisler 2. bölgenin özellikleri kullanılarak elde edilir. $(\tilde{\mathbf{u}}_2, \tilde{\mathbf{t}}_2)$ ve $(\tilde{\mathbf{u}}_{c2}, \tilde{\mathbf{t}}_{c2})$ vektörleri sırasıyla S_2' ve S_c sınırı üzerinde tanımlanan sınır büyüklüklerini temsil eder.

1. ve 2. bölge için oluşturulan sistem denklemleri S_c sınırı üzerinde süreklilik şartları sağlanacak şekilde birleştirilebilir. Süreklilik şartları olarak S_c sınırı üzerinde yerdeğiştirme ve gerilme sürekliliği göz önüne alınmaktadır. Buna göre S_c sınırı üzerindeki sınır büyüklükleri için süreklilik şartları,

$$\underline{u}_{c1} = \underline{u}_{c2} \quad (2.64)$$

$$\underline{t}_{c1} = -\underline{t}_{c2}$$

eşitlikleri yazılabilmektedir (Şekil 2.6). Buna göre S_c sınırı üzerinde herhangi bir noktada yerdeğiştirmenin her iki bölgede eşit ve aynı yönde, gerilmenin her iki bölgede eşit ve ters yönde olduğu kabul edilir. Böylece 1. ve 2. bölge için yazılan sistem denklemleri süreklilik şartları dikkate alınarak birleştirilirse, iki malzemeli kompozit için sistem denklemi,

$$\begin{bmatrix} \tilde{H}_1 & 0 & \tilde{H}_{1c} \\ 0 & \tilde{H}_2 & \tilde{H}_{2c} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{u}_1 \\ \tilde{u}_2 \\ \tilde{u}_{c1} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{G}_1 & 0 & \tilde{G}_{1c} \\ 0 & \tilde{G}_2 & -\tilde{G}_{2c} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{t}_1 \\ \tilde{t}_2 \\ \tilde{t}_{c1} \end{Bmatrix} \quad (2.65)$$

olarak elde edilir. Terimleri sadeleştirmek amacıyla,

$$\tilde{u}_{c1} = \tilde{u}_{c2} = \tilde{u}_c \quad (2.66)$$

$$\tilde{t}_{c1} = -\tilde{t}_{c2} = \tilde{t}_c$$

tanımlamaları yapılırsa iki malzemeli kompozit için sistem denklemi,

$$\begin{bmatrix} \tilde{H}_1 & 0 & \tilde{H}_{1c} \\ 0 & \tilde{H}_2 & \tilde{H}_{2c} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{u}_1 \\ \tilde{u}_2 \\ \tilde{u}_c \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{G}_1 & 0 & \tilde{G}_{1c} \\ 0 & \tilde{G}_2 & -\tilde{G}_{2c} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \tilde{t}_1 \\ \tilde{t}_2 \\ \tilde{t}_c \end{Bmatrix} \quad (2.67)$$

denklemi elde edilir. S_1' , S_2' ve S_c sınırı sırasıyla N_1 , N_2 ve N_c adet sınır elemanlarına bölünürse, (2.67) eşitliği ile verilen sistem denklemi iki boyutlu bir analizde,

$$2(N_1 + N_2 + 2N_c) \quad (2.68)$$

adet denklem içerir. Cismin sınırları (S_1' , S_2' ve S_c) üzerinde toplam olarak hesaplanacak sınır büyüklükleri ise,

$$2(2N_1 + 2N_2 + 2N_c) \quad (2.69)$$

adettir. Sınır büyüklüklerinin hesaplanabilmesi için bilinmesi gereken sınır şartı âdeti ise,

$$2(N_1 + N_2) \quad (2.70)$$

adettir. Sınır şartı olarak her bir sınır elemanı üzerinde $i (i = 1, 2)$ doğrultusunda, (t_i, u_i) bileşenlerinden birinin bilinmesi gerekir. Buna göre S'_1, S'_2 sınırları üzerinde bilinen $2(N_1 + N_2)$ adet sınır şartı verilirse bilinmeyen sayısı denklem sayısına eşit olacağı için (2.67) denkleminin çözümü gerçekleştirilebilir. Böylece S'_1 ve S'_2 sınırları üzerinde bilinmeyen sınır büyüklükleri ile S_c sınırı üzerinde bilinmeyen yerdeğiştirme (\tilde{u}_c) ve gerilme (\tilde{t}_c) bileşenleri hesaplanmış olur.

2.3. İki Boyutlu Zemin-Yapı Etkileşim Problemleri İçin Birleştirilmiş Sonlu Eleman-Sınır Eleman Yöntemi

Literatürde avantaj ve dezavantajları verilen sonlu eleman ile sınır eleman yöntemlerinin birbirine göre avantajlı yanları kullanılarak karmaşık yapıya sahip ve doğrusal olmayan davranış gösteren zemin-yapı etkileşim sistemleri kolaylıkla çözülebilmektedir. Literatürde bu yöntemlerinin üstün yanları kullanılarak çeşitli problemleri çözen çalışmalar mevcuttur (Manolis ve Beskos 1987; Brebbia ve Dominguez 1989; Banerjee 1994; Genes ve Koçak 2002).

Bu çalışmada, Sonlu Eleman ve Sınır Eleman Yöntemleri birleştirilerek kütleli tabakalı zemine mesnetli iki boyutlu kablolu köprünün, değişerek yayılan yer hareketi altındaki dinamik davranışlarının belirlenmesi amaçlanmıştır. Çalışmada yarı sonsuz zemin ortamı, Sınır Eleman Yöntemiyle modellenerek Tanrıku (1999) tarafından hazırlanan Fortran dilinde hazırlanmış olan CD2NL programından faydalanılarak sonlu eleman sistem matrisinde kullanılacak olan sınır eleman sistem matrisi elde edilerek Sonlu Eleman Yöntemi ile çözüm yapan SVEM programına adapte edilmiştir.

2.3.1. Birleştirilmiş Sonlu Eleman-Sınır Eleman Yönteminde Kullanılan Formülasyon

Yapı-zemin etkileşimi problemlerinde Sonlu Eleman ve Sınır Eleman Yöntemlerinin birleştirilmesi için literatürde iki farklı yöntem kullanılmaktadır (Banerjee ve Butterfield 1981; Brebbia vd. 1984). Bunlardan biri sonlu eleman formülasyonundan elde edilen,

$$[K]\{u\} = \{F\} \quad (2.71)$$

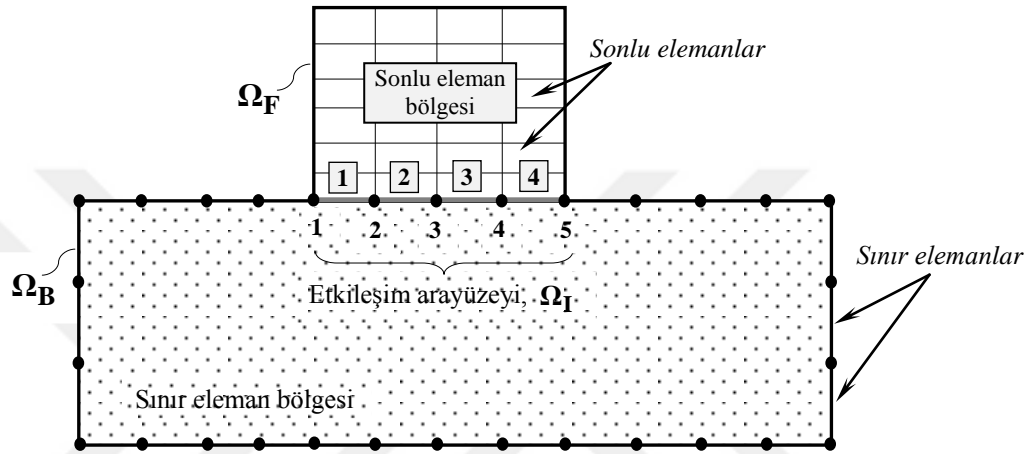
çözüm denklemini, sınır eleman formülasyonundan elde edilen,

$$[H]\{u\} = [G]\{t\} \quad (2.72)$$

çözüm denklemini formuna dönüştürülmesi; diğeri ise sınır eleman formülasyonundan elde edilen (2.72) eşitliğinin sonlu eleman formülasyonundan elde edilen (2.71) eşitliği formuna dönüştürülmesidir. (2.71) denkleminde $[K]$, $\{u\}$ ve $\{F\}$ sırasıyla, sonlu elemanlara ait rijitlik matrisini, düğüm noktalarındaki yerdeğiştirmeleri ve kuvvetleri göstermektedir. (2.72) denkleminde $[H]$ ve $[G]$ birinci ve ikinci temel çözümler için katsayı matrislerini, \underline{u} ve \underline{t} sırasıyla yerdeğiştirme ve gerilme vektörlerini göstermektedir. Sonlu eleman çözüm denkleminin sınır eleman çözüm denklemine dönüştürüldüğü yöntem sonlu eleman bölgesinin nonlinear davrandığı durumlarda çok tercih edilmemektedir.

Bu çalışmada, Sınır Eleman Yöntemine ait çözüm denkleminde eşdeğer sınır eleman rijitlik matrisi elde edilir ve elde edilen bu matris sonlu eleman rijitlik matrisiyle birleştirilir. Zemin-yapı etkileşim problemlerinin çözümünde bu yöntemin kullanılması oldukça avantajlıdır. Özellikle, yarı sonsuz zemin ortamının modellenmesinde sayısal yöntemler içerisinde Sınır Eleman Yöntemiyle daha az elemanla daha gerçekçi sonuçlar elde edildiğinden, son yıllarda daha yaygın olarak kullanılmaktadır. Ayrıca, Sınır Eleman Yönteminde sonsuza uzanan çözüm bölgelerindeki dalga yayılma şartları otomatik olarak göz önüne alınır. Oysa Sonlu Eleman Yönteminde bu şartlar yapay sınır şartları veya sonsuz eleman yardımı ile yaklaşık olarak göz önüne alınmaktadır. Sonlu eleman yöntemi ve sınır eleman yöntemlerinin üstün oldukları özellikler göz önüne alındığında bu iki yöntemin birlikte kullanılması ideal bir çözüm olarak ortaya çıkmaktadır.

Şekil 2.6’da görüldüğü gibi birleştirilmiş yöntemde tüm bölge ortak bir etkileşim ara yüzeyine sahip Ω_F ve Ω_B şeklinde iki bölgeye ayrılır. Sonlu elemanlar için Ω_F bölgesinde (2.71) eşitliği, sınır elemanlar için Ω_B bölgesinde (2.72) eşitliği kullanılır. Bu iki bölgeyi birleştirmek için etkileşim ara yüzeyinde denge ve süreklilik koşullarının sağlanması gerekir. Zemin-yapı etkileşim ara yüzeyindeki noktalar “ I ”, sonlu eleman bölgesi “ F ”, sınır eleman bölgesi ise “ B ” ile gösterilmektedir.



Şekil 2.6. Sonlu eleman yöntemi ile sınır eleman yönteminin birleştirilmesi

Tüm bölge için $\Omega_F + \Omega_B$ (Brebbia et al, 1984),

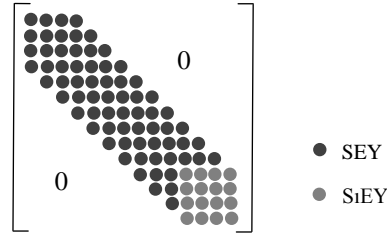
$$K'u = F' \quad (2.73)$$

şeklinde yazılabilir. Burada,

$$K' = K_F + K_B \quad (2.74)$$

$$F' = F_F + F_B$$

olarak elde edilmektedir. Birleştirilmiş sonlu eleman-sınır eleman sistemine ait global rijitlik matrisi Şekil 2.7’de temsili olarak gösterilmiştir.



Şekil 2.7. Birleştirilmiş sonlu eleman-sınır eleman sistemine ait global rijitlik matrisi

Şekil 2.6' daki sistem için süreklilik şartları yerine getirildiğinde, her iki bölge için etkileşim ara yüzeyindeki yerdeğişirmelerin eşit olduğu,

$$u_F^I = u_B^I \quad (2.75)$$

gerilmelerin ise eşit ve ters yönde olduğu yani gerilmelerin toplamının sıfır olduğu kabul edilir.

$$F_F^I + F_B^I = 0 \quad (2.76)$$

(2.72) sınır eleman sistem denkleminin sağ tarafındaki düğüm noktalarındaki gerilmeler uygun bir dönüşüm yapılarak eşdeğer düğüm noktası kuvvetleri şeklinde ifade edilebilir.

$$[M_t]\{t\} = \{F\} \quad (2.77)$$

Burada $[M_t]$ düğüm noktalarındaki gerilmeleri eşdeğer düğüm noktası kuvvetlerine dönüştüren kare dönüşüm matrisidir. (2.77) eşitliği kullanılarak (2.72) sınır eleman sistem denklemini yeniden düzenlenirse,

$$[H]\{u\} = [G][M_t]^{-1}\{F\} \quad (2.78)$$

şeklinde elde edilir. (2.78) eşitliğinin her iki tarafı $[K_F]\{u\} = \{F\}$ sonlu eleman sistem denklemine benzeyecek şekilde $[M_t][G]^{-1}$ ifadesi ile çarpılıp yeniden düzenlenirse,

$$[M_t][G]^{-1}[H]\{u\} = \{F\} \quad (2.79)$$

eşitliği elde edilir. Burada sınır eleman sistem denkleminin sonlu eleman sistem denklemine benzeştirilmesiyle elde edilen sınır eleman sistemine ait rijitlik matrisi,

$$[K_B] = [M_t][G]^{-1}[H] \quad (2.80)$$

şeklinde elde edilir. Dönüşüm matrisi $[M_t]$ 'nin genel ifadesi Brebbia vd. (1984) tarafından aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır,

$$M_t = \int_{\Gamma} N^T N \, d\Gamma \quad (2.81)$$

Şekil 2.6'da 1, 2, 3 ve 4 numaralı lineer sınır elemanlarından oluşan etkileşim bölgesi için dönüşüm matrisi,

$$M_{t,II} = \begin{bmatrix} N_{11}^1 I & N_{12}^1 I & & & & & & & \\ N_{21}^1 I & (N_{22}^1 + N_{22}^2) I & N_{23}^2 I & & & & & & \\ & N_{32}^2 I & (N_{33}^2 + N_{33}^3) I & N_{34}^3 I & & & & & \\ & & N_{43}^3 I & (N_{44}^3 + N_{44}^4) I & N_{45}^4 I & & & & \\ & & & & N_{54}^4 I & N_{55}^4 I & & & \end{bmatrix} \quad (2.82)$$

olarak elde edilir. Burada I, 2x2 boyutunda birim matristir.

$$N_{ij}^e = \int_{\Gamma^e} n_i n_j \, d\Gamma \quad (2.83)$$

Burada n_i ve n_j gerilme ve yerdeğiştirme enterpolasyon fonksiyonlarıdır.

Sınır eleman sistem denkleminin sonlu eleman sistem denklemine benzeştirilmesiyle elde edilen sınır eleman sistemine ait rijitlik matrisi simetrik olmamaktadır. (2.80) bağıntısındaki bu matrisi simetrikleştirmek için

$$[K_B^*] = \frac{[K_B]^T + [K_B]}{2} \quad (2.84)$$

bağıntısı uygulanabilmektedir (Javakhishvili, 1995).

Sonlu eleman formülasyonundan elde edilen denklemin simetrik olmasından dolayı sınır eleman denkleminin sonlu eleman denklemi formuna dönüştürülmesi ve simetrik hale getirilerek sonlu bölgenin sistem denklemi ile denge ve uygunluk şartları kullanılarak birleştirilmesi tercih edilmektedir. Böylece problem çözümü daha hızlı ve kolay olmaktadır. Simetrik hale dönüştürülmeyen sınır eleman denklemi sonlu bölgenin sistem denklemi ile birleştirilmesi durumunda çözülecek denklem simetrik olmadığından çözüm süresi daha fazla olmaktadır.

Şekil 2.6'da sınır elemanlarla modellenen bölge için sınır eleman denklemi,

$$\begin{bmatrix} H_{BB} & H_{BI} \\ H_{IB} & H_{II} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_B \\ u_I \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} G_{BB} & G_{BI} \\ G_{IB} & G_{II} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} t_B \\ t_I \end{Bmatrix} \quad (2.85)$$

şeklinde ifade edilebilmektedir. Burada t_B, u_B, G_{jk} ve H_{jk} $j, k = B, I$ sırasıyla sistem gerilme, yerdeğiştirme ve sınır eleman matrislerinin alt vektör ve matrisleridir.

Şekil 2.6'da verilen zemin-yapı etkileşimi sisteminde sonlu elemanlarla modellenen bölge için sistem denklemi sadece sonlu elemanlara ait düğüm noktalarını ve hem sonlu eleman hem de sınır eleman sistemine ait ortak düğüm noktalarını içerecek şekilde yeniden düzenlenirse,

$$\begin{bmatrix} K_{FF} & K_{FI} \\ K_{IF} & K_{II} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_F \\ u_I \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_F \\ F_I \end{Bmatrix} \quad (2.86)$$

eşitliği elde edilmektedir. Burada u_I ve F_I sırasıyla, sonlu eleman ve sınır eleman sistemlerinin ortak bölgesi olan etkileşim ara yüzeyindeki sistem yerdeğiştirme ve kuvvet

vektörleridir. \underline{u}_F ve \underline{F}_F sırasıyla sadece sonlu eleman bölgesine ait sistem yerdeğiştirme ve kuvvet vektörleridir. $[K_{ij}]$ ise sonlu eleman sistemine ait dinamik rijitlik matrisinin elemanlarıdır.

Sınır eleman bölgesine ait sistem denklemleri aşağıdaki gibi yazılabilir,

$$[K_B]\{\underline{u}\} = \{\underline{F}\} \quad (2.87)$$

Sonlu eleman ve sınır eleman bölgelerinin ortak bölgesi olan etkileşim ara yüzeyinde denge ve süreklilik şartları uygulanıp,

$$\underline{u}_I = \underline{u} \quad ; \quad \underline{F}_I + \underline{F} = 0 \quad (2.88)$$

(2.86) eşitliğinde yerine konur ve bu eşitlik tekrar düzenlenirse,

$$\begin{bmatrix} K_{FF} & K_{FI} \\ K_{IF} & K_{II} + K_B^* \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \underline{u}_F \\ \underline{u}_I \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \underline{F}_F \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.89)$$

bağıntısı elde edilir (Javakhishvili, 1995). Burada, K_B^* etkileşim arayüzeyinde indirgenmiş sınır eleman rijitlik matrisidir. (2.84) bağıntısıyla simetrik hale dönüştürülen zemine ait sınır eleman rijitlik matrisi, sonlu eleman bölgesine ait simetrik dinamik rijitlik matrisine etkileşim arayüzeyindeki denge ve uygunluk şartlarına bağlı olarak (2.89) bağıntısında olduğu gibi eklenmektedir.

2.3.1.1. Birleştirilmiş Sonlu-Sınır Eleman Sistemine Ait İndirgenmiş Sistem Rijitlik Matrisi

Şekil 2.6'da görüldüğü gibi birleştirilmiş yöntemde Ω_F sonlu eleman bölgesi için (2.71) eşitliği yeniden düzenlenirse,

$$\begin{bmatrix} K_{FF} & K_{FI} \\ K_{IF} & K_{II} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \underline{u}_F \\ \underline{u}_I \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \underline{F}_F \\ \underline{F}_I \end{Bmatrix} \quad (2.90)$$

Ω_B sınır eleman bölgesi için (2.72) eşitliği,

$$\begin{bmatrix} H_{II} & H_{IB} \\ H_{BI} & H_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_I \\ u_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} G_{II} & G_{IB} \\ G_{BI} & G_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} t_I \\ t_B \end{Bmatrix} \quad (2.91)$$

olarak elde edildiği daha önce belirtilmişti.

(2.91) eşitliğinden eşdeğer sınır eleman rijitlik matrisi ifadesini elde etmek için, 2.80 bağıntısı kullanılır. (2.91) eşitliğinin sağ tarafındaki matrisin tersi alınırsa,

$$\begin{bmatrix} G_{II} & G_{IB} \\ G_{BI} & G_{BB} \end{bmatrix}^{-1} = \begin{bmatrix} X_{II} & X_{IB} \\ X_{BI} & X_{BB} \end{bmatrix} \quad (2.92)$$

Burada,

$$\begin{aligned} X_{II} &= -(G_{BI})^{-1} G_B \left[G_{IB} - G_{II} (G_{BI})^{-1} G_B \right]^{-1} \\ X_{IB} &= \left[G_{BI} - G_{BB} (G_{IB})^{-1} G_I \right]^{-1} \\ X_{BI} &= \left[G_{IB} - G_{II} (G_{BI})^{-1} G_{BB} \right]^{-1} \\ X_{BB} &= -(G_{IB})^{-1} G_I \left[G_{BI} - G_{BB} (G_{IB})^{-1} G_{II} \right]^{-1} \end{aligned} \quad (2.93)$$

şeklinde yazılabilir (Javakhishvili 1995). Buna göre (2.91) eşitliği yeniden düzenlenirse,

$$\begin{bmatrix} X_{II} & X_{IB} \\ X_{BI} & X_{BB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H_{II} & H_{IB} \\ H_{BI} & H_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_I \\ u_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} t_I \\ t_B \end{Bmatrix} \quad (2.94)$$

olarak elde edilir. (2.94) eşitliğinin her iki tarafı dönüşüm matrisi $[M_t]$ ile çarpılırsa, eşdeğer sonlu eleman çözüm denklemi elde edilir.

$$\begin{bmatrix} K_{II} & K_{IB} \\ K_{BI} & K_{BB} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_I \\ u_B \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_I \\ F_B \end{Bmatrix} \quad (2.95)$$

Burada (2.95) eşitliğindeki matrisinin elemanları,

$$\begin{aligned} K_{II} &= M_{t_{II}} (X_{II}H_{II} + X_{IB}H_{IB}) + M_{t_{IB}} (X_{BI}H_{II} + X_{BB}H_{BI}) \\ K_{IB} &= M_{t_{II}} (X_{II}H_{IB} + X_{IB}H_{BB}) + M_{t_{IB}} (X_{BI}H_{IB} + X_{BB}H_{BB}) \\ K_{BI} &= M_{t_{BI}} (X_{II}H_{IB} + X_{IB}H_{BB}) + M_{t_{BB}} (X_{BI}H_{IB} + X_{BB}H_{BB}) \\ K_{II} &= M_{t_{BI}} (X_{II}H_{II} + X_{IB}H_{BI}) + M_{t_{BB}} (X_{BI}H_{II} + X_{BB}H_{BI}) \end{aligned} \quad (2.96)$$

ve

$$\begin{aligned} F_I &= M_{t_{II}} t_{II} + M_{t_{IB}} t_B \\ F_B &= M_{t_{BI}} t_{II} + M_{t_{BB}} t_B \end{aligned} \quad (2.97)$$

olarak yazılabilir (Javakhishvili 1995). (2.95) eşitliğinden,

$$u_B = (K_{BB})^{-1} [F_B - K_{BI}u_I] \quad (2.98)$$

ifadesi elde edilir (Javakhishvili 1995). Elde edilen bu ifade (2.95) eşitliğinde tekrar yerine konulup düzenlenirse,

$$\left[K_{II} - K_{IB} (K_{BB})^{-1} K_{BI} \right] u_I = F_I - K_{IB} (K_{BB})^{-1} F_B \quad (2.99)$$

olarak elde edilir (Javakhishvili 1995). Bu ifade indirgenmiş şekilde yazılırsa,

$$K_B^R u_I = F_I - F_B^R \quad (2.100)$$

eşitliği elde edilir. Burada Ω_I ara yüzeyinde, K_B^R etkileşim arayüzeyinde indirgenmiş sınır eleman rijitlik matrisi, F_B^R ise indirgenmiş yük vektörüdür. Ω_B ve Ω_F bölgelerini birleştirebilmek için etkileşim ara yüzeyindeki sınır şartları sağlanmalıdır:

$$u_{IF} = u_{IB} = u_I \quad (2.101)$$

$$F_{IF} = -F_{IB}$$

Tüm bölge için $\Omega = \Omega_B + \Omega_F$ nihai çözüm denklemi (2.95), (2.100) ve (2.101) eşitliklerinden elde edilir:

$$\begin{bmatrix} K_{FF} & K_{FI} \\ K_{IF} & K_{II} + K_B^R \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_F \\ u_I \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_F \\ -F_B^R \end{Bmatrix} \quad (2.102)$$

(2.102) eşitliğinden bilinmeyen u_F ve u_I yerdeğiştirmeleri elde edilir ve Ω_B bölgesi için ise yerdeğiştirmeler (2.98) eşitliği yardımıyla bulunur.

(2.102) eşitliğinden de görülebileceği gibi nihai denklem sayısı sadece sonlu eleman bölgesinin serbestlik derecesi sayısıyla belirlenir.

3. YAPILAN ÇALIŞMALAR

3.1 Yer Hareketi Modeli

Bu çalışmada, yer hareketi olarak 1999 Kocaeli depreminin Düzce istasyonunda kaydedilen DZC270 bileşeni dikkate alınmıştır. Söz konusu deprem kaydına ait ivme-zaman grafiği Şekil 3.1'de verilmekte olup, köprüye düşey doğrultuda uygulanmıştır.

Stokastik analizde yapı sistemlerinin mesnetlerine etkiyen yer hareketi l ve m mesnet noktaları arasındaki yer hareketinin çapraz güç spektral yoğunluk fonksiyonlarına bağlı olarak,

$$S_{\ddot{v}_{g_l} \ddot{v}_{g_m}}(\omega) = \gamma_{lm}(\omega) \sqrt{S_{\ddot{v}_{g_l} \ddot{v}_{g_l}}(\omega) S_{\ddot{v}_{g_m} \ddot{v}_{g_m}}(\omega)} \quad (3.1)$$

şeklinde tanımlanmaktadır (Oliveira vd., 1991; Abrahamson vd., 1991; Schneider vd., 1992; Abrahamson, 1993; Heredia-Zavoni ve Vanmarcke, 1994). Burada, $\gamma_{lm}(\omega)$ korelasyon fonksiyonunu göstermektedir. Zeminin homojen olması halinde,

$$S_{\ddot{v}_{g_l} \ddot{v}_{g_l}}(\omega) = S_{\ddot{v}_{g_m} \ddot{v}_{g_m}}(\omega) = S_{\ddot{v}_g}(\omega) \quad (3.2)$$

olmaktadır (Hindy ve Novak, 1980). Bu durumda (3.1) denklemini,

$$S_{\ddot{v}_{g_l} \ddot{v}_{g_m}}(\omega) = \gamma_{lm}(\omega) S_{\ddot{v}_g}(\omega) \quad (3.3)$$

şekline dönüşebilir. Burada, $S_{\ddot{v}_{g_l} \ddot{v}_{g_m}}(\omega)$ l ve m mesnet noktaları arasındaki yer hareket ivmelerine ait güç spektral yoğunluk fonksiyonunu, $S_{\ddot{v}_g}(\omega)$ ise yer hareket ivmesinin güç spektral yoğunluk fonksiyonunu göstermektedir. Bu çalışmada, Clough ve Penzien (1993) tarafından düzeltilerek elde edilen filtre edilmiş beyaz gürültü spektral yoğunluk fonksiyonu kullanılmaktadır. Bu fonksiyon,

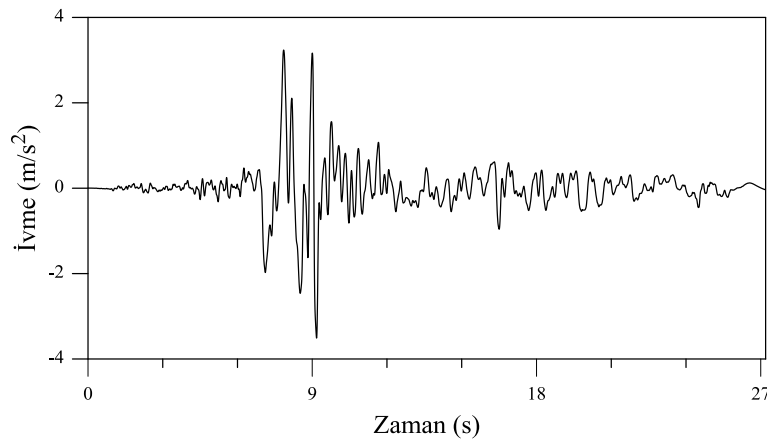
$$S_{\ddot{v}_g}(\omega) = S_0 |H_f(\omega)|^2 |H_g(\omega)|^2 \quad (3.4)$$

şeklinde ifade edilmektedir. Burada, S_0 beyaz gürültü işleminin spektral yoğunluk fonksiyonu genlik değerini, $H_f(\omega)$ ve $H_g(\omega)$ zemine ait birinci ve ikinci filtre fonksiyonlarını göstermekte olup,

$$|H_f(\omega)|^2 = \frac{\omega^4 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2}{(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2} \quad (3.5)$$

$$|H_g(\omega)|^2 = \frac{\omega^4}{(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2} \quad (3.6)$$

(3.5) ve (3.6) denklemleri ile hesaplanmaktadır (Hindy ve Novak, 1980; Datta ve Mashaly, 1986; Der Kiureghian ve Neuenhofer, 1991; Allam ve Datta, 1999; 2000). Burada ω_f , ξ_f ve ω_g , ξ_g sırasıyla birinci ve ikinci filtreye ait doğal frekansı ve sönüm oranını göstermektedir.



Şekil 3.1. 1999 Kocaeli depremi Düzce istasyonu DZC270 bileşeni ivme kaydı

Der Kiureghian ve Neuenhofer (1991) tarafından önerilen sert, orta ve yumuşak zemin için filtre parametreleri Tablo 3.1'de verilmektedir. Bu çalışmada zemin cinsi olarak

sert, orta ve yumuşak zemin cinsleri seçilmiş olup Tablo 3.1’de önerilen spektral yoğunluk fonksiyonu filtre parametreleri kullanılmaktadır.

Tablo 3.1. Çeşitli zemin türleri için spektral yoğunluk fonksiyonu filtre parametreleri (Der Kiureghian ve Neuenhofer, 1991).

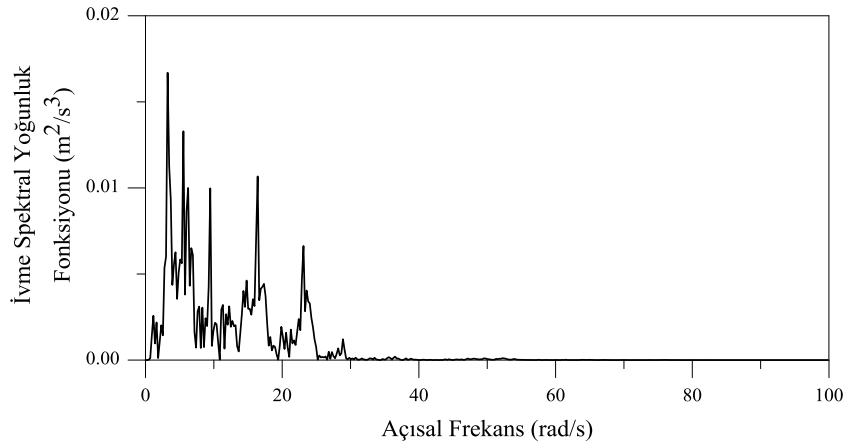
Zemin Cinsi	ω_f (rad/sn)	ξ_f	ω_g (rad/sn)	ξ_g
Sert	15.0	0.6	1.5	0.6
Orta	10.0	0.4	1.0	0.6
Yumuşak	5.0	0.2	0.5	0.6

Beyaz gürültü işleminin spektral yoğunluk fonksiyonu genlik değeri S_0 ,

$$S_0 = \frac{\sigma_{\ddot{v}_g}^2}{\int_0^{\infty} |H_f(\omega)|^2 |H_g(\omega)|^2 d\omega} = \frac{\sigma_{\ddot{v}_g}^2}{\Phi} \quad (3.7)$$

denklemleri ile elde edilmektedir (Hindy ve Novak, 1980; Datta ve Mashaly, 1986; Der Kiureghian ve Neuenhofer, 1991; Alam ve Datta, 1999; 2000). Burada, $\sigma_{\ddot{v}_g}^2$ yer hareketi

ivmesinin varyansını göstermektedir. (3.7) denkleminde verilen S_0 her bir zemin cinsi için yer hareketi ivmesinin spektral yoğunluk fonksiyonu, seçilen deprem kayıtlarının enerjisine ayrı ayrı eşitlenerek bulunmaktadır. 1999 Kocaeli depreminin Düzce İstasyonu DZC270 bileşenine ait güç spektral yoğunluk fonksiyonları Şekil 3.2’de verilmektedir.



Şekil 3.2. 1999 Kocaeli depremi Düzce istasyonu DZC270 bileşeni ivme kaydına ait ivme spektral yoğunluk fonksiyonu

STOCAL-II (Wung ve Der Kiureghian, 1989) bilgisayar programı kullanılarak 1999 Kocaeli depreminin Düzce İstasyonundan kaydedilen DZC270 bileşenine ait varyans ifadesi $\sigma_{\ddot{v}_g}^2 = 0.080716 \text{ m}^2/\text{sn}^4$ olarak elde edilmiştir. Der Kiureghian ve Neuenhofer (1991) tarafından önerilen sert, orta ve yumuşak zeminler için Tablo 3.1’de verilen filtre parametreleri kullanılarak, üç farklı zemin türü için Φ değerleri Tablo 3.2’de verilmiştir.

Tablo 3.2 Çeşitli zemin türleri için hesaplanan Φ değerleri

Zemin Cinsi	Φ (1/sn)
Sert	47.109
Orta	31.703
Yumuşak	22.581

(3.7) bağıntısı kullanılarak 1999 Kocaeli depreminin DZC270 bileşeni varyans değeri farklı zemin türleri için elde edilen Φ değerlerine bölünmek suretiyle beyaz gürültü işleminin spektral yoğunluk fonksiyonu genlik değerleri (S_0) Tablo 3.3’ deki gibi hesaplanmıştır.

Tablo 3.3. Beyaz gürültü işleminin spektral yoğunluk fonksiyonu genlik değerleri, S_0

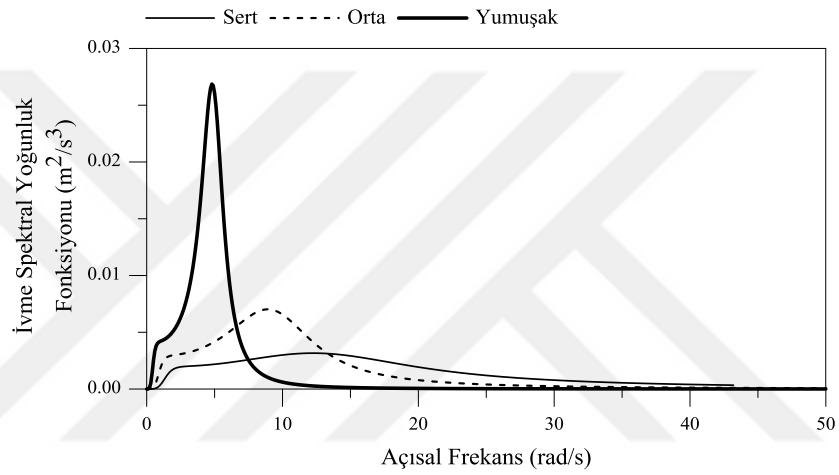
Zemin Cinsi	$S_0(\text{m}^2/\text{sn}^3)$
Sert	0.00171
Orta	0.00255
Yumuşak	0.00357

Yer değiştirme spektral yoğunluk fonksiyonu ise ivme spektral yoğunluk fonksiyonuna bağlı olarak,

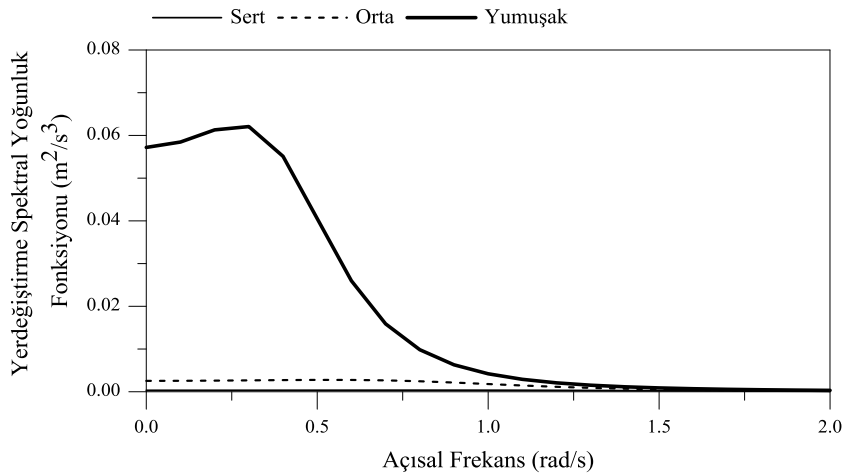
$$S_{v_g} = \frac{S_{\ddot{v}_g}}{\omega^4} \quad (3.8)$$

şeklinde hesaplanmaktadır (Zerva,1992).

İvme kayıtlarına ait varyans değeri ivme spektral yoğunluk fonksiyonunun alanından, yerdeğiştirme varyans değeri ise yerdeğiştirme spektral yoğunluk fonksiyonu alanından hesaplanmaktadır. Her bir zemin türü için Şekil 3.3’de verilen ivme spektral yoğunluk fonksiyonlarının varyans değerleri birbirine eşit olup, Kocaeli depreminin DZC270 bileşeni için $0.080716 \text{ m}^2/\text{s}^4$ olarak hesaplanmıştır. Şekil 3.4’de elde edilen yer hareketi yerdeğiştirme varyans değerleri ise her bir zemin cinsi için farklı olmaktadır. Bu durum ivmelerin yerdeğiştirme değerlerinin türevi olmasından kaynaklanmaktadır (Peebles 1987).



Şekil 3.3. 1999 Kocaeli Depremi DZC270 bileşeni için filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareket modeline ait ivme spektral yoğunluk fonksiyonu



Şekil 3.4. 1999 Kocaeli Depremi DZC270 bileşeni için filtre edilmiş beyaz gürültü yer hareket modeline ait yerdeğiştirme spektral yoğunluk fonksiyonu

(3.1) bağıntısında verilen korelasyon fonksiyonu $\gamma_{lm}(\omega)$ yer hareketi değişimini frekans alanında tanımlamakta olup,

$$\gamma_{lm}(\omega) = |\gamma_{lm}(\omega)|^k \gamma_{lm}(\omega)^d \gamma_{lm}(\omega)^z = |\gamma_{lm}(\omega)|^k \exp\left[i\left(\theta_{lm}(\omega)^d + \theta_{lm}(\omega)^z\right)\right] \quad (3.9)$$

bağıntısı ile ifade edilmektedir (Der Kiureghian vd. 1997). Korelasyon fonksiyonu boyutsuz ve karmaşık bir ifade olup, $0 \leq |\gamma_{lm}(\omega)| \leq 1$ aralığında değerler almakta ve $\ddot{v}_1(t)$ ve $\ddot{v}_m(t)$ işlemleri arasındaki istatistiksel bağımlılığı ifade etmektedir. $\gamma_{lm}(\omega) = 1$, iki işlem arasındaki lineer bağımlılığı, $\gamma_{lm}(\omega) = 0$ ise iki işlem arasındaki istatistiksel bağımsızlığı ifade etmektedir. (3.9) bağıntısında $|\gamma_{lm}(\omega)|^k$ mesnetlere etkiyen yer hareketleri arasındaki korelasyon etkisini, $\gamma_{lm}(\omega)^d$ dalga yayılma etkisini ve $\gamma_{lm}(\omega)^z$ mesnetlerdeki farklı zemin etkisini ifade etmektedir.

3.2. Korelasyon Etkisi

Korelasyon etkisi, deprem hareketinin düzgün olmayan faylar boyunca çok değişik kaymalar sonucunda meydana gelmesi ve ortaya çıkan yerdeğiştirme dalgalarının rastgele sayılabilecek sayısız yansıma ve kırılmadan geçmesidir. Bu çalışmada, (3.9) bağıntısındaki mesnetlere etkiyen yer hareketleri arasındaki korelasyon etkisi $|\gamma_{lm}(\omega)|^k$ olarak, literatürde kullanılmakta olan iki farklı korelasyon modeli dikkate alınmaktadır. Birinci korelasyon modeli:

- Tayvan'daki SMART-1 deprem kayıtlarının analizi ile Harichandran ve Vanmarcke (1986) tarafından belirlenen korelasyon modeli,

$$|\gamma_{lm}(\omega)|^k = A \exp\left[-\frac{2d_{lm}}{\alpha \theta(\omega)} (1-A+\alpha A)\right] + (1-A) \exp\left[-\frac{2d_{lm}}{\theta(\omega)} (1-A+\alpha A)\right] \quad (3.10)$$

bağıntısı ile tanımlanmaktadır. Burada, d_{lm} mesnetler arasındaki mutlak yatay uzaklığı göstermektedir. Ayrıca $\theta(\omega)$ ise,

$$\theta(\omega) = k \left[1 + \left(\frac{\omega}{2\pi f_0} \right)^b \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (3.11)$$

şeklinde açıklanmaktadır. (3.10) ve (3.11) denklemlerinde A , α , k , f_0 ve b deneysel sabitler olup sırasıyla 0.636, 0.0186, 31200, 1.51 Hz, ve 2.95 olarak önerilmektedir. Bu çalışmada da bu değerler kullanılmaktadır. İkinci korelasyon modeli ise:

- Rastgele ortamda kayma dalgalarının yayılmalarını dikkate alarak belirlenen ve Uscinski (1977) tarafından geliştirilen korelasyon modelidir.

$$|\gamma_{lm}(\omega)|^k = \exp \left[\left(\frac{\alpha d_{lm} \omega}{v_s} \right)^2 \right] \quad (3.12)$$

Bu model ilk defa Luco ve Wong (1986) tarafından kullanıldığı için literatürde genellikle Luco ve Wong modeli olarak bilinmektedir. (3.12) bağıntısında α boyutsuz korelasyon parametresini, v_s kayma dalgası hızını göstermektedir. Bu çalışmada $\frac{\alpha}{v_s} = 2 \times 10^{-4} \text{ s/m}$ değeri dikkate alınmıştır (Luco ve Wong, 1986; Luco ve Mita, 1987).

Harichandran ve Vanmarcke (1986) tarafından önerilen korelasyon modelinde açılal frekansın sıfır değeri için dahi kısmi korelasyon söz konusu olmaktadır. Uscinski (1977) korelasyon modelinde ise düşük frekanslarda tam korelasyon gözlenmektedir. Ayrıca korelasyon etkisi, frekansın ve mesafenin artması ile azalmaktadır. Üniform yer hareketinde korelasyon etkisi tüm frekans ve mesafeler için $|\gamma_{lm}(\omega)|^k = 1$ alınmaktadır.

3.3. Dalga Yayılma Etkisi

(3.9) bağıntısında yer hareketinin dalga yayılma etkisi,

$$\gamma_{lm}(\omega)^d = e^{i\theta_{lm}(\omega)^d} \quad (3.13)$$

bağıntısı ile ifade edilmektedir (Der Kiureghian, 1996). Burada,

$$\theta_{lm}(\omega)^d = -\frac{\omega d_{lm}^L}{V_{app}} \quad (3.14)$$

olarak tanımlanmaktadır. Dalga yayılma etkisi deprem hareketinin yapının bir mesnetinden diğerine ulaşmaya kadar geçen zaman farkından kaynaklanmaktadır (Zerva, 1991; Zerva, 1999). (3.14) bağıntısında v_{app} görünen dalga yayılma hızını, d_{lm}^L dalga yayılma doğrultusunda mesnetler arasındaki yatay izdüşüm uzaklığını göstermektedir.

3.4. Yerel Zemin Etkisi

(3.9) denklemindeki yerel zemin etkisi,

$$\gamma_{lm}(\omega)^z = e^{i\theta_{lm}(\omega)^z} \quad (3.15)$$

ile ifade edilmektedir (Der Kiureghian, 1996). Burada,

$$\theta_{lm}(\omega)^z = \tan^{-1} \frac{\text{Im} [H_1(\omega) H_m(-\omega)]}{\text{Re} [H_1(\omega) H_m(-\omega)]} \quad (3.16)$$

ile tanımlanmaktadır (Der Kiureghian, 1996). Zemin etkisi farklı mesnet noktalarındaki yerel zemin şartlarının farklılığından kaynaklanmaktadır (Der Kiureghian, 1996; Der Kiureghian vd., 1997). $H_1(\omega)$ ve $H_m(-\omega)$ 1 ve m mesnetlerindeki filtre davranış fonksiyonlarını, Im ve Re sırasıyla fonksiyonun sanal ve reel kısımlarını göstermektedir. 1 mesnetindeki zemin filtre fonksiyonu için,

$$H_1(\omega) = \frac{\omega_1^2 + 2i\xi_1\omega_1\omega}{\omega_1^2 - \omega^2 + 2i\xi_1\omega_1\omega} \quad (3.17)$$

bağıntısı kullanılmaktadır. Burada ω_1 ve ξ_1 , sırasıyla 1 mesnetindeki filtreye ait doğal frekans ve sönüm oranını göstermektedir.

Zemin özellikleri arasındaki farklılık arttıkça zemin özellikleri daha etkili olmaktadır. Ayrıca farklı mesnetlerde zemin cinslerinin aynı olması durumunda zemin etkisi bire eşit olacaktır.

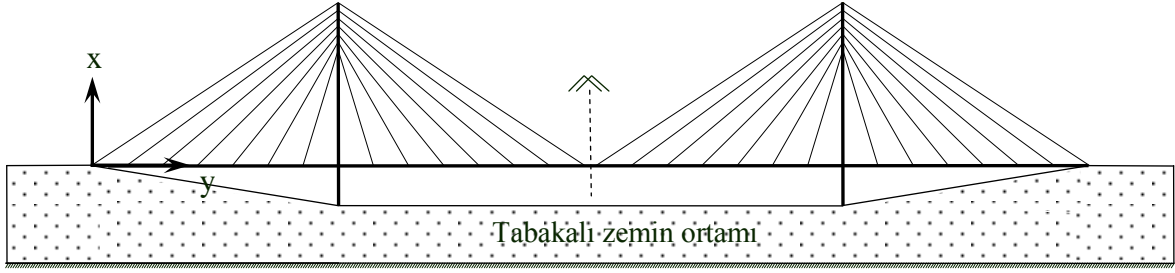
3.5. Quincy Bayview Kablo Köprüsünün Yapısal Özellikleri

Bu çalışmada, stokastik analizi yapılmak üzere seçilen örnek kablo köprü Şekil 3.5’de gösterilen ve 1987 yılında inşası tamamlanan Illinois-Quincy’de Mississippi Nehri üzerinden geçen Quincy Bayview köprüsüdür. Quincy Bayview Köprüsünün deprem yükü altında oluşacak stokastik davranışını belirlemek amacıyla iki boyutlu analizi yapılmıştır.

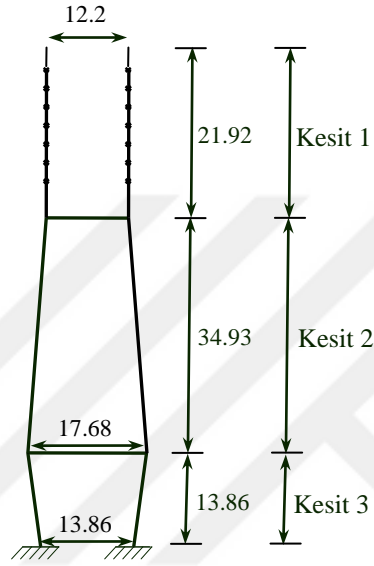


Şekil 3.5. Quincy Bayview Köprüsü

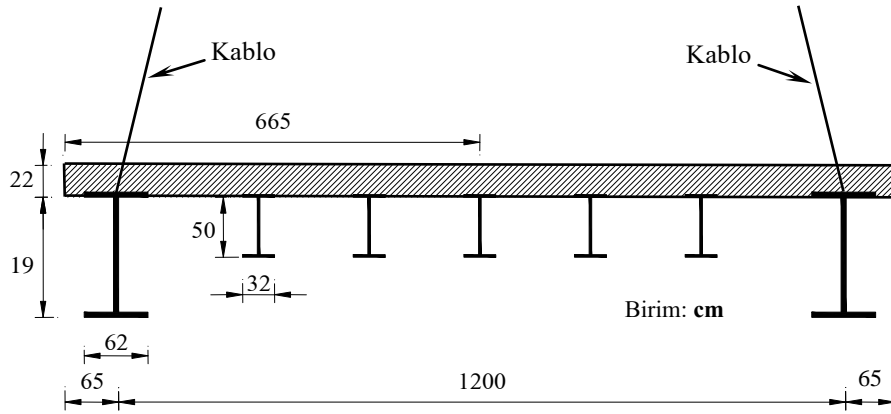
Quincy Bayview Köprüsü H şeklindeki iki beton kuleden yelpaze şeklindeki kablolardan ve kompozit köprü tabliyesinden oluşmaktadır. Köprü detayları Wilson ve Gravelle (1991) tarafından verilmiştir. Şekil 3.6’da köprünün iki boyutlu modeli, Şekil 3.7’de köprüye ait kule detayı, Şekil 3.8’de ise kompozit köprü tabliye kesiti verilmektedir. Köprü üç açıklıktan oluşmaktadır. Ana açıklığı 274 metre ve her bir kenar açıklığı 134 metre olan iki kenar açıklığa sahip olup, toplam uzunluğu 542 metredir. Kulenin en üst kısmı su çizgisinin 71 metre yukarısındadır. Ana açıklığı destekleyen 28 kablo, her bir kenar açıklığı destekleyen 14 kablo olmak üzere toplam 56 kablo eleman kullanılmıştır.



Şekil 3.6. İki boyutlu köprü modeli



Şekil 3.7. İki boyutlu kule detayı (Wilson ve Gravelle, 1991)



Şekil 3.8. Kompozit köprü tabliye kesiti (Adeli ve Zhang, 1995)

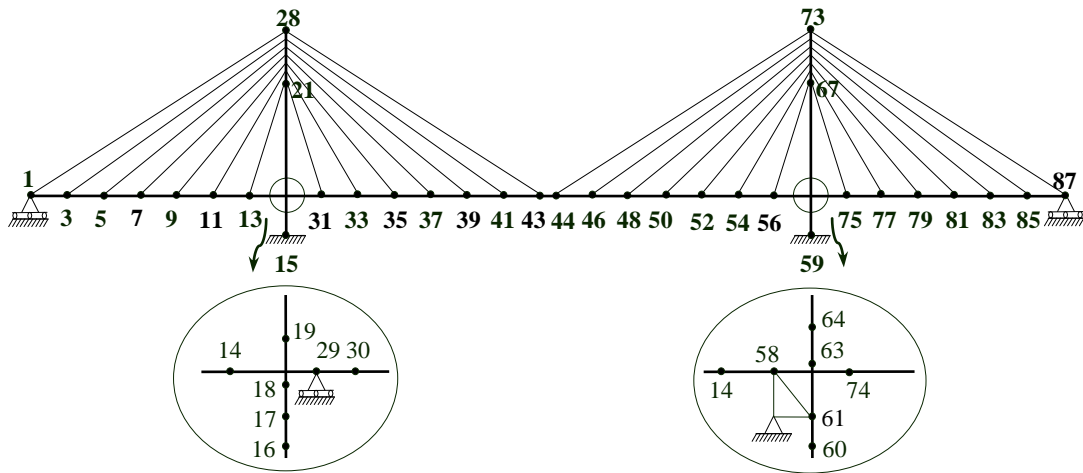
Kullanılan kabloların çapları 107 mm, 92 mm, 41 mm ve 66 mm'dir. Kablolar yelpaze şeklinde düzenlenmiş olup köprünün H şeklindeki kule elemanında 2.75 m aralıklarla ve ana açıklığın yanı sıra kenar açıklıklarda da köprü tabliyesi üzerinde 19.14 m aralıklarla dizilmiştir. Köprü tabliyesinin genişliği kablounun merkezinden merkezine 12 m

dir. Tabliye, köprünün bir ucundan diğer ucuna kadar sürekli olarak uzanmaktadır. Kablolu köprülerde asal kirişin bir uçtan diğer uca kadar sürekli olarak uzandığı sistemler en çok tercih edilen sistemlerdir.

3.6. Kablolu Köprünün Analitik Modeli

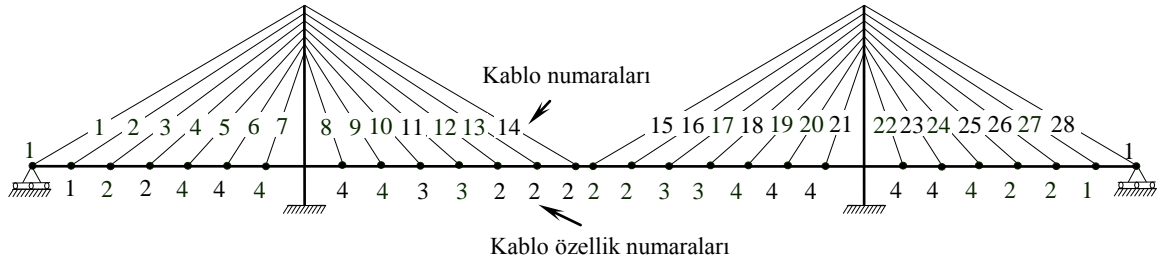
H şeklindeki kuleler, kablolar ve tabliye üç boyutlu bir yapı sistemi oluştururlar. İki boyutlu analiz sonucu bulunan mod şekilleri ile üç boyutlu analiz sonucu bulunan mod şekillerinin uyum içinde oldukları belirlenmiştir (Garevski vd. 1988). Quincy Bayview köprüsün rastgele olan deprem etkisinden oluşacak stokastik davranışını belirlemek amacıyla iki boyutlu analizi yapılmıştır. İki boyutlu köprü modelinde bir düğüm noktasının yatay ve düşey doğrultudaki ötelenmeler ile dönmeden oluşan toplam üç serbestlik derecesi vardır Kablolu köprünün stokastik analizinde yapının kütlesi, sürekli kütleli sistemlerden kütlelerin belirli noktalara toplanması esasına dayanan toplu kütleli sistem olarak modellenmiştir.

Şekil 3.9’da köprü sonlu eleman modeli 263 tane serbestlik derecesi ile temsil edilmiştir. Hareket denklemleri dönme ve ötelenmeden kaynaklanan serbestlik derecelerini de içerecek şekilde yazılabilmektedir. Ancak dönme serbestlik derecelerine ait dinamik tepkiler ötelenme serbestlik derecelerine bağlı olduklarından, dönme serbestlik derecelerine karşılık gelen kütle atalet momenti veya dış yük yok ise, hareket denkleminde dönme serbestlik dereceleri ihmal edilerek “statik yoğunlaştırma” yöntemi kullanılabilir (Clough ve Penzien, 1993).



Şekil 3.9. Köprünün sonlu eleman modeline ait düğüm noktası numaraları ve matematik modeli

Şekil 3.10'da köprüye ait kablo özellikleri ve eleman numaraları görülmektedir. Kablo özelliklerini temsil eden numaralar tabliyenin hemen altında kablo numaraları ise şekilde kabloların üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 3.10. Köprüye ait kablo özellik ve eleman numaraları

Tabliye ve kuleler 84 kiriş elemanla (Şekil 3.9), kablolar ise 28 kafes elemanla temsil edilmiş olup (Şekil 3.10), eğik kabloların lineer olmayan özellikleri eşdeğer elastisite modülü ile dikkate alınmıştır. Kabloların lineer olmayan özelliği, yükün arttırılmasıyla kablodaki sehimin azalması sonucu ortaya çıkmaktadır. Lineer olmayan bu etkiyi gidermek için normal elastisite modülü yerine sehim ve çekme yükünün etkisini içeren eşdeğer elastisite modülü tavsiye edilmiştir. Kablolardaki lineer olmayan bu özellik bu çalışmada (1.4) denklemi ile ifade edilen eşdeğer elastisite modülü ile dikkate alınmaktadır.

Quincy Bayview köprüsüne ait tabliye kompozit bir yapıya sahip olup kuleler ise beton malzemeden inşa edilmiştir. Kablo köprüler için sönüm oranı oldukça küçük olup yaklaşık olarak % 1-2 civarındadır (Nazmy, 1987; Nazmy ve Abdel-Ghaffar, 1987). Hesaplarda Quincy Bayview köprüsü için sönüm oranı % 2 olarak alınmıştır. Köprüye ait kule ve tabliye özellikleri Tablo 3.4'de, kablo özellikleri ise Tablo 3.5'de verilmiştir.

Tablo 3.4. Kule ve tabliye kesit özellikleri (Jankid, 2008)

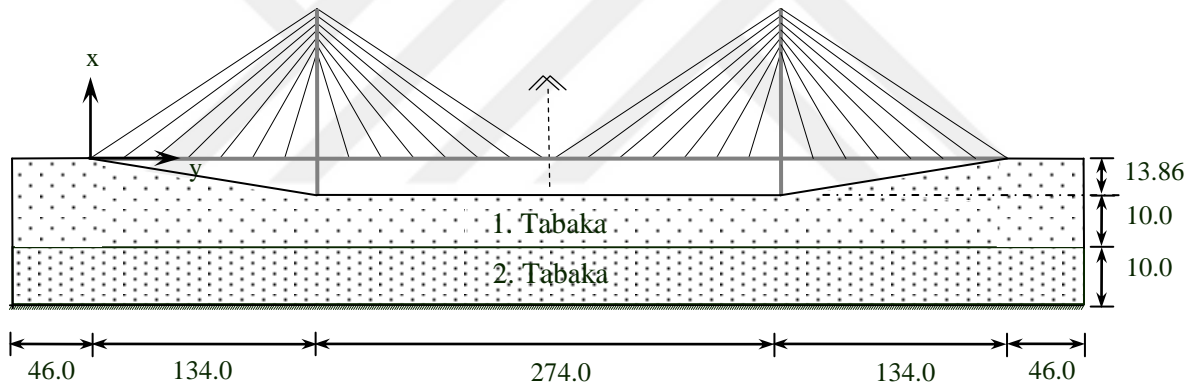
Eleman	Kesit Alanı A (m ²)	Atalet Momenti I _x (m ⁴)	Atalet Momenti I _z (m ⁴)	Elastisite Modülü E (10 ⁶ kN/m ²)	Kayma Modülü G (10 ⁶ kN/m ²)	Birim Uzunluğa Düşen Ağırlık M (kN/m)
Tabliye	0.827	19.76	0.34	210.000	80.769	118.59
Kesit 1	14.120	28.06	532.20	30.787	12.351	339.30
Kesit 2	14.120	27.80	795.20	30.787	12.351	339.30
Kesit 3	30.750	30.71	1250.36	30.787	12.351	738.92

Tablo 3.5. Kablo özellikleri (Jankid, 2008)

Kablo Numaraları	Kesit Alanı A (m ²)	Kablo Ağırlığı (kN/m)	Elastisite Modülü (10 ⁶ kN/m ²)
1	0.0180	1.76580	210
2	0.0135	1.32435	210
3	0.0107	1.04967	210
4	0.0070	0.68670	210

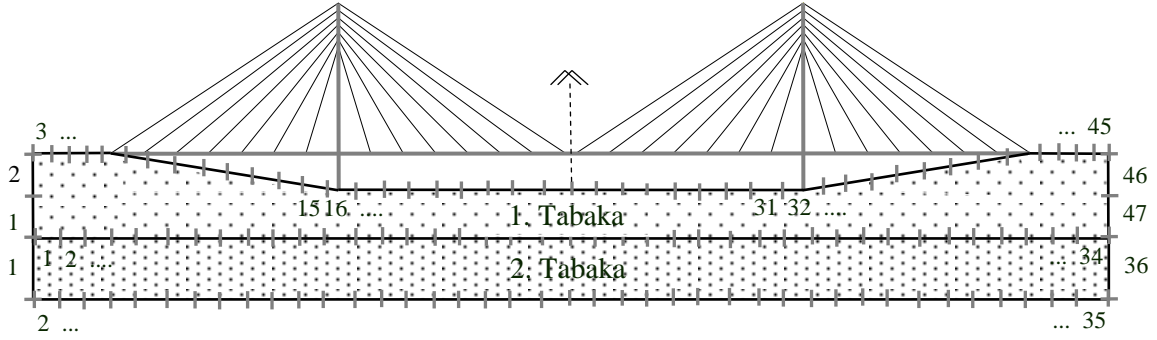
3.7. Tabakalı Zeminin Sınır Eleman Analitik Modeli

Dinamik zemin-yapı problemlerinin iki boyutlu modelinde tabakalı zemin ortamının homojen, izotrop ve lineer elastik olduğu kabulü yapılmıştır. Çalışmada dikkate alınan homojen tabakalı zemine oturan köprünün iki boyutlu modeli Şekil 3.11’de gösterilmiştir.



Şekil 3.11. Köprü-zemin sisteminin iki boyutlu modeli

Tabakalı zemin ortamının modellenmesinde sabit sınır eleman kullanılmıştır. Birinci tabakada 47, ikinci tabakada 36 ve bir ve ikinci tabaka için ortak sınır olan tabakada 34 sabit sınır eleman kullanılmıştır (Şekil 3.12). Birinci ve ikinci tabakanın kalınlıkları 10 m'dir. Tabakaların toplam kalınlığı köprü ayaklarından itibaren 20 m'dir. Çalışmada dikkate alınan zemin uzunluğu kenar mesnetlerden itibaren köprü kenar açıklığının yaklaşık 1/3'ü kadardır.



Şekil 3.12. Tabakalı zeminin sınırlarının sabit sınır elemana ayrıştırılması

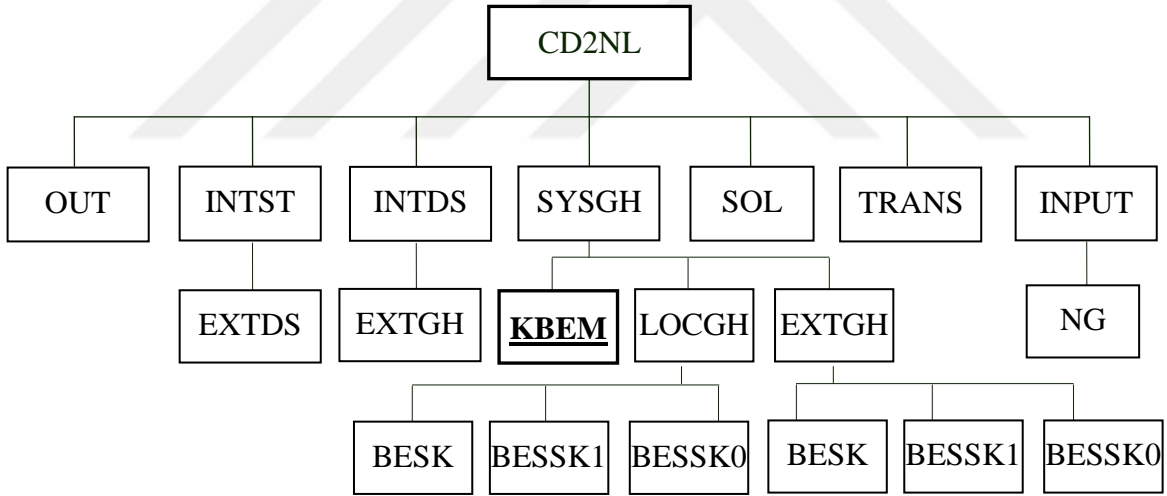
Bir depremin oluşturacağı etkinin boyutu depremin, yerel zemin ve mühendislik yapılarının özelliklerine göre değişir. Bunlar içerisinde zeminlerin zayıf ya da sağlamlığı önemli bir yere sahiptir. Farklı yerel zemin özelliklerine sahip bölgelerdeki aynı tip yapıların aynı şiddetteki bir depremde farklı derecelerde hasar gördükleri geçmiş depremlere ait ivme ve hasar kayıtları incelendiğinde açıkça görülür. Bu durum deprem dalgalarının geçtikleri zeminlerin özelliklerine göre değişime uğradıklarını ortaya koymaktadır. Dinamik bir analizde zemin için en önemli parametre elastisite modülü ve sönümdür. Zemin elastisite modülü mevcut gerilme, sınır koşulları ve zemin yapısı için gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin bir göstergesidir. Sönüm ise bir merkezden dışa doğru yayılan enerjiyi gerçekçi bir şekilde hesaplamada yardımcı olmaktadır. Bu çalışmada zeminin sınır eleman yöntemiyle modellenmesinde dikkate alınan zemin özellikleri Tablo 3.6'da verilmiştir.

Tablo 3.6. Tabakalı zemine ait dinamik özellikler

Özellik	1. Tabaka (0-10m)			2. Tabaka (10-20m)		
	Sert	Orta	Yumuşak	Sert	Orta	Yumuşak
Elastisite Modülü, E (10^3kN/m^2)	2 340	1 080	224	16 900	7 425	1 540
Kayma Modülü, G (10^3kN/m^2)	900	400	80	6 500	2 750	550
Sönüm Oranı, ξ_s (%)	0.02	0.04	0.07	0.02	0.04	0.05
Poisson Oranı, (ν)	0.30	0.35	0.40	0.30	0.35	0.40

3.8. Çalışmada Kullanılan Bilgisayar Programı

Bu çalışmada, Sonlu Eleman Yöntemi ve Sınır Eleman Yöntemine dayalı birleştirilmiş bir model kullanılarak homojen tabakalı zemine mesnetli iki boyutlu kablolu köprünün değişerek yayılan yer hareketi altındaki dinamik davranışlarının belirlenmesi amaçlanmıştır. Çalışmada altsistem yaklaşımı kullanılmış olup, Tanrıkulu (1999) tarafından hazırlanan CD2NL isimli programdan faydalanılarak yarı sonsuz zemin ortamı sınır eleman yöntemiyle modellenerek sonlu eleman sistem rijitlik matrisinde kullanılacak olan sınır eleman sistem rijitlik matrisi elde edilmiştir. Sınır eleman programına ait alt programlar Şekil 3.13’de verilmektedir. Tanrıkulu tarafından geliştirilen bu programa sonlu eleman programında kullanılacak olan sonlu eleman sistemine benzeştirilerek elde edilmiş sınır eleman sistemine ait rijitlik matrisi, KBEM altprogramı CD2NL programına eklenmiştir.



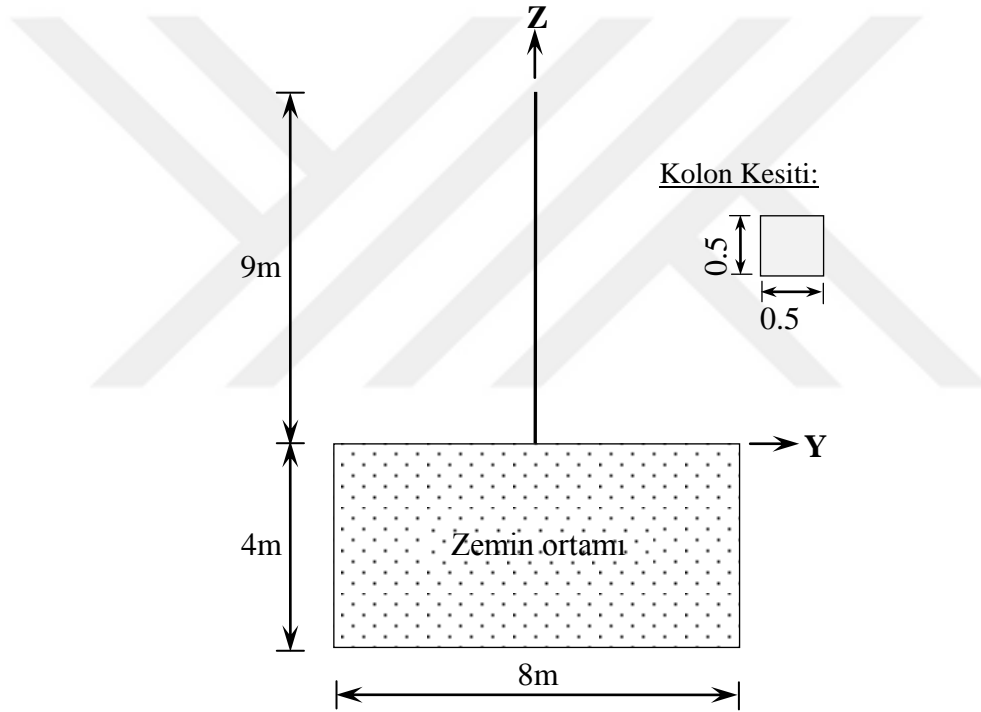
Şekil 3.13. CD2NL programında kullanılan alt programlar

Üniform yer hareketi etkisindeki yapı sistemlerinin stokastik analizi yer hareketinin mesnet noktaları arasındaki değişimini dikkate almayan STOCAL (Button vd. 1981) programı ile yapılabilmektedir. Bu çalışmada ise yer hareketinin mesnet noktaları arasındaki değişimi dikkate alınmaktadır. Bu yüzden dalga yayılma, korelasyon ve zemin etkileri ile tanımlanan yer hareketindeki değişimi dikkate alabilen Fortran dilinde yazılmış olan SVEM programı (Dumanoğlu ve Soyluk, 2002) kullanılmıştır. Sınır eleman yöntemiyle modellenen homojen tabakalı zemin ortamının davranışını temsil eden BEM

elemanına ait rijitlik matrisi CD2NL programından elde edilerek SVEM programına adapte edilmiştir. Böylece birleştirilmiş sınır-sonlu eleman köprü modeline ait stokastik tepkiler her bir zemin türü için belirlenmeye çalışılmıştır.

3.9. Yapılan Çalışmanın Doğrulaması

Bu tez çalışmasında, kablolu köprü sonlu elemanlarla, kablolu köprünün oturduğu tabakalı zemin ortamı ise sınır elemanlarla modellenerek her bir zemin türü için köprüdeki dinamik davranışlar elde edilmiştir. Sayısal çalışmanın doğruluğunu teyit etmek amacıyla Şekil 3.14'de görülen model örnek sistem seçilmiştir.



Şekil 3.14. Çalışmanın doğruluğunu teyit etmek amacıyla seçilen örnek sistem

Seçilen örnek sisteme ait kolon ve zemin özellikleri sırasıyla Tablo 3.7 ve Tablo 3.8'de verilmektedir.

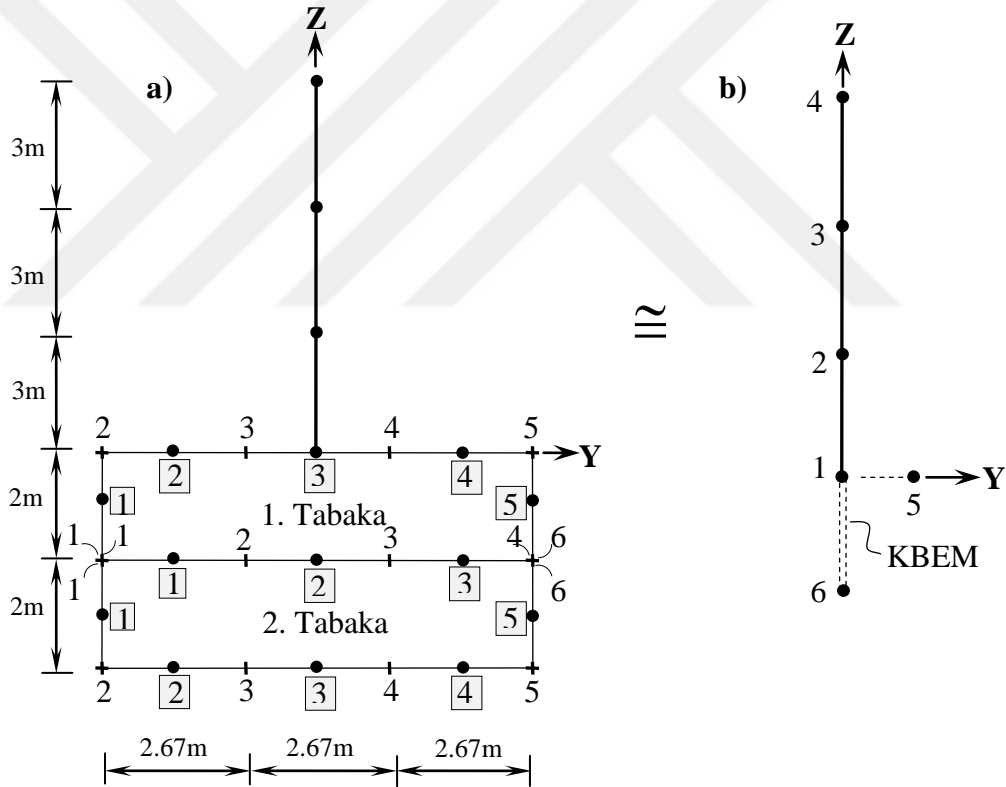
Tablo 3.7. Kolon Özellikleri

Kesit Alanı A (m^2)	Atalet Momenti I_{22} (m^4)	Atalet Momenti I_{33} (m^4)	Elastisite Modülü E ($10^6 kN/m^2$)	Kayma Modülü G ($10^6 kN/m^2$)	Birim Uzunluğa Düşen Ağırlık M (kN/m)
0.25	0.0052	0.0052	32	12.8	6.250

Tablo 3.8. Zemin Özellikleri

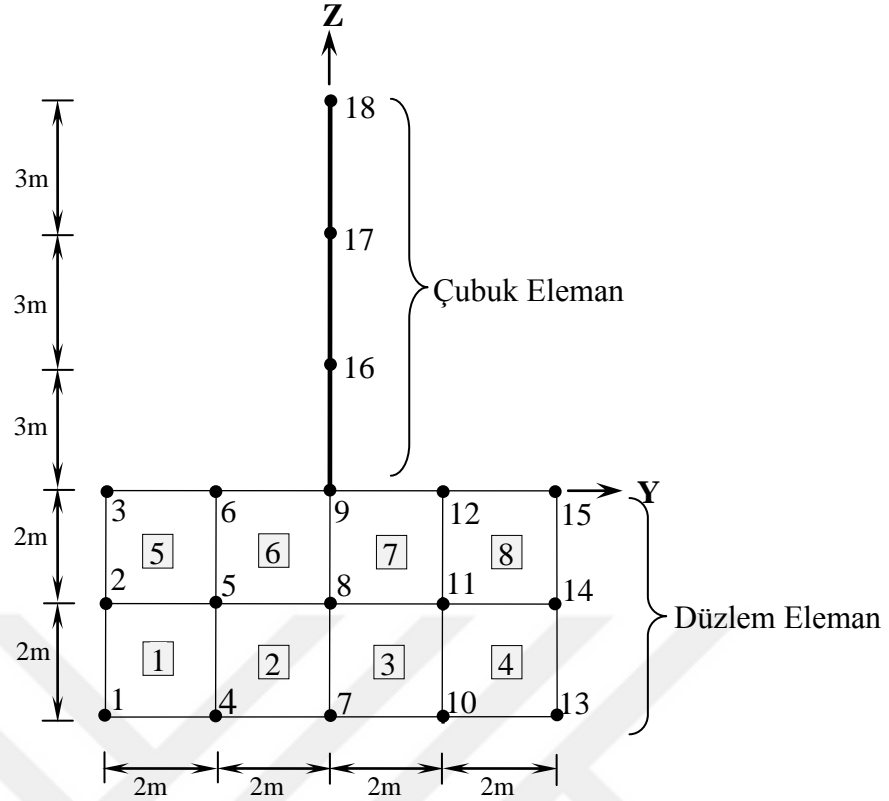
Zemin	Elastisite Modülü, E (10 ³ kN/m ²)	Kayma Modülü, G (10 ³ kN/m ²)	Poisson Oranı, ν	Kütle Yoğunluğu, ρ_s (kN/m ³)	Sönüm Oranı, ξ_s (%)
Yumuşak	224	80	0.40	20	0.07
Orta	1 080	400	0.35	20	0.04
Sert	2 340	900	0.30	21	0.02

Şekil 3.14'de verilen model, ilk olarak Birleştirilmiş Sonlu Eleman-Sınır Eleman Yöntemi kullanılarak modellenmiştir. Şekil 3.15a'da görüldüğü gibi zemin ortamı sabit sınır elemanlarla modellenip CD2NL programından elde edilen zemine ait sistem sınır eleman rijitlik matrisi KBEM, SVEM programında yay olarak tanımlanan elemana atanarak kolondaki yerdeğistirmeler elde edilmiştir (Şekil 3.15b).



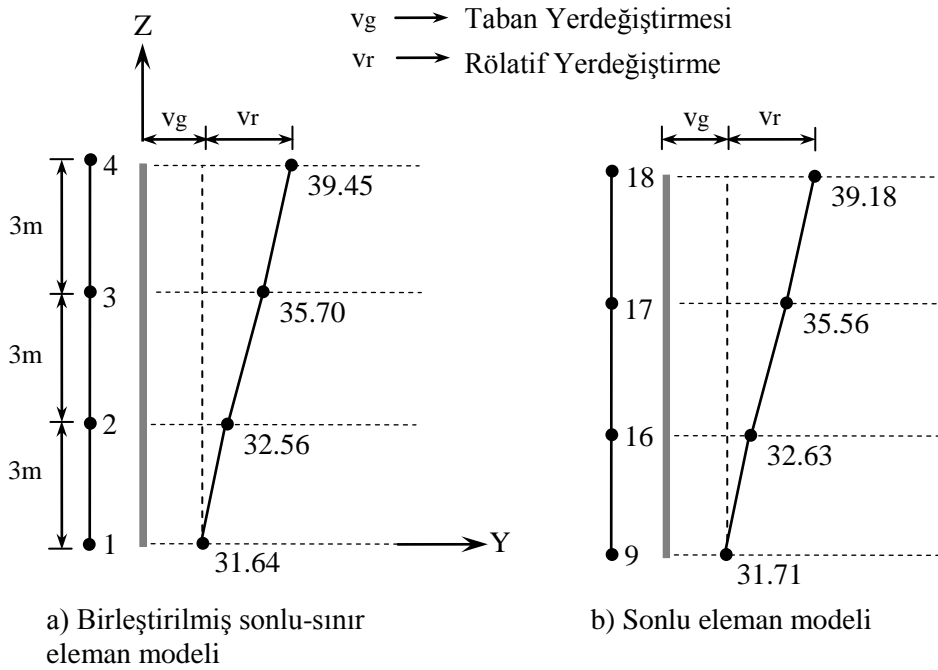
Şekil 3.15. a) Sabit sınır eleman modeli, b) Birleştirilmiş sonlu-sınır eleman modeli

Son olarak Şekil 3.14'de verilen sistemin tamamı sonlu elemanlar kullanılıp, kolon çubuk elemanlarla, zemin ise düzlem elemanlarla modellenmiştir. Şekil 3.14'de verilen sistemin sonlu eleman modeli Şekil 3.16'da oluşturulmuştur.



Şekil 3.16. Örnek sistemin sonlu eleman modeli

Örnek sisteme ait birleştirilmiş sonlu-sınır eleman modelinden (Şekil 3.14) ve sadece sonlu elemanlardan oluşan modelden elde edilen kolondaki yatay yerdeğışirmeler, yumuşak zemin türü için Şekil 3.17'de karşılaştırmalı olarak verilmiştir.



Şekil 3.17. Yumuşak zemin türü için kolondaki yatay yerdeğışirmeler (cm)

Her iki modelde de 1999 Kocaeli depreminin Düzce istasyonunda kaydedilen DZC270 bileşeni dikkate alınıp, söz konusu yer hareketi yatay doğrultuda uygulanmıştır. Örnek sisteme ait her bir zemin türü için yerdeğiştirmeler Tablo 3.9’da her iki yöntem için karşılaştırılmalı olarak verilmiştir. Analizlerde dikkate alınan zemin özellikleri Tablo 3.8’den alınmıştır. Her iki yöntemden elde edilen sonuçların birbirine oldukça yakın olduğu gözlemlenmiştir.

Tablo 3.9. Her bir zemin türü için kolondaki yatay yerdeğiştirmeler (cm)

Zemin Türü	Yükseklik (m)	Yatay Yerdeğiştirmeler (cm)		Fark %
		Birleştirilmiş sonlu-sınır eleman modeli	Sonlu eleman modeli	
Yumuşak	0	31.64	31.71	0.22
	3	32.56	32.63	0.23
	6	35.70	35.56	0.38
	9	39.45	39.18	0.68
Orta	0	11.28	11.28	0.04
	3	11.63	11.60	0.20
	6	13.37	13.25	0.93
	9	15.58	15.35	1.46
Sert	0	5.50	5.49	0.02
	3	5.72	5.69	0.42
	6	6.70	6.60	1.31
	9	8.16	7.98	2.21

3.10. Modal Analiz

Dinamik analizlerde yapı davranışının doğru olarak belirlenebilmesi yeterli sayıda mod sayısının dikkate alınması ile mümkündür. Genellikle binalarda ilk üç modun dikkate alınması yeterli olabilmektedir. Kablolü köprüler ise yapısal olarak homojen bir yapıya sahip olmayıp değişik davranış gösteren elemanlardan oluştukları için bina ve barajlara göre daha fazla mod sayısının dikkate alınması yeterli doğrulukta sonuçların elde edilebilmesi için önemlidir (Dumanoğlu ve Severn, 1987). Bu çalışmada ilk 15 mod dikkate alınmıştır.

Bu çalışmada, köprü sistemine ait özdeğerler ve özvektörler Jacobi Yöntemi (Bathe, 1996) kullanılmak suretiyle belirlenmektedir. Böylece, iki boyutlu köprü modeli dikkate

alınarak yapılan modal analizde ilk 15 mod için belirlenen özdeğer, doğal frekans ve periyotlar Tablo 3.10'da verilmektedir.

Tablo 3.10. Kablolu köprünün özdeğer, doğal frekans ve periyot değerleri

Mod	Özdeğer (rad/s) ²	Doğal Frekans (Hz)	Periyot (s)
1	8.661	0.468	2.135
2	16.864	0.653	1.530
3	39.087	0.995	1.005
4	46.846	1.089	0.918
5	67.813	1.310	0.763
6	102.042	1.609	0.622
7	110.029	1.667	0.599
8	119.821	1.741	0.574
9	172.063	2.088	0.479
10	190.694	2.196	0.455
11	244.291	2.484	0.402
12	282.239	2.669	0.374
13	301.261	2.758	0.362
14	337.526	2.919	0.342
15	472.676	3.462	0.289

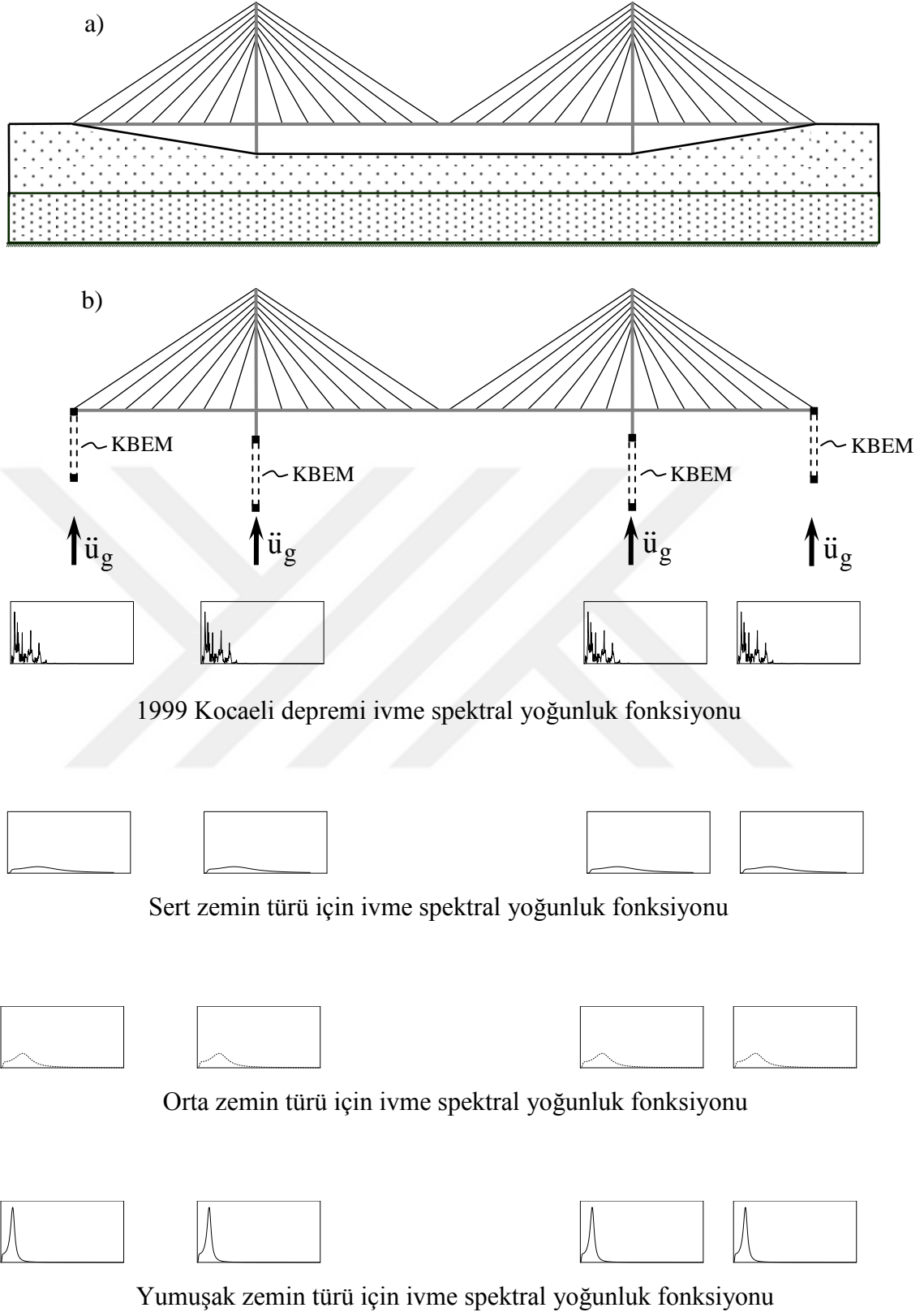
4. BULGULAR VE İRDELEMELER

4.1. Kablolu Köprünün Birleştirilmiş Sonlu-Sınır Eleman Yöntemine Göre Modellenmesiyle Elde Edilen Stokastik Sonuçlar

Bu çalışmada, kablolu köprü birleştirilmiş sonlu-sınır eleman yöntemine göre modellenip analizlerde stasyonerlik kabulü yapılarak dalga yayılma, korelasyon ve zemin etkilerinin dikkate alınması durumunda kablolu köprüdeki stokastik tepkilerin elde edilmesi amaçlanmıştır. Stasyonerlik, istatistiksel özelliklerin zamandan bağımsız olmasıdır (Yang, 1986; Peebles, 1987). Deprem hareketleri gibi farklı zamanlarda farklı istatistiklere sahip rastgele işlemler tüm hareket süresi boyunca stasyoner değildir. Ancak yapı tepkilerinin en büyük olduğu zamanlarda stasyonerlik kabulü yapılabilmektedir. Stasyoner bir modelin kullanılabilmesi işlemleri önemli ölçüde kolaylaştırdığı gibi bulunan sonuçlarda daha gerçekçi olmaktadır (Yang, 1986; Peebles, 1987). Stasyoner işlem için (2.29) bağıntısı ile ifade edilen frekans davranış fonksiyonu kullanılmaktadır. Analizler sonucunda çeşitli zeminlere mesnetlenen kablolu köprünün ortalama maksimum yerdeğiştirme ve kesit tesirleri elde edilmiştir.

Zemin ortamının homojen olması durumunda mesnet noktaları arasındaki yer hareket ivmesi (3.1) bağıntısı ile ifade edilen çapraz güç spektral yoğunluk fonksiyonu ve (3.9) bağıntısı ile ifade edilen yer hareketinin değişimini frekans alanında tanımlamakta olan korelasyon fonksiyonu kullanılmıştır. Analizlerde yer hareketi olarak 1999 Kocaeli depreminin DZC270 bileşeni dikkate alınıp köprüye düşey doğrultuda uygulanmıştır.

Sadece dalga yayılma etkisi durumunda, 1 ve m mesnet noktalarındaki yer hareketleri arasında korelasyon kaybının olmadığı kabul edilmektedir. Başka bir ifade ile yer hareketinin yayılması esnasında sayısız yansıma ve kırılmadan geçmesine rağmen farklı mesnet noktalarındaki yer hareketlerinin aynı olduğu düşünülmektedir. Ancak deprem hareketinin sonlu yayılma hızı nedeni ile deprem hareketi, 1 mesnetinden m mesnetine belirli bir zaman farkı ile ulaşmaktadır. Sadece dalga yayılma etkisi durumu korelasyon ve zemin etkilerinin göz önünde bulundurulmadığı durumdur. Bu durum, (3.9) denklemindeki korelasyon etkisinin $|\gamma_{lm}(\omega)|^k = 1$, zemin etkisinin $\gamma_{lm}(\omega)^z = 1$ ve dalga yayılma etkisinin $\gamma_{lm}(\omega)^d \neq 1$ olmasına karşılık gelmektedir. Yumuşak, orta ve sert zemin türü için dalga yayılma hızları, sırasıyla, 200 m/s, 600 m/s ve 1000 m/s olarak seçilmiştir.



Şekil 4.1. Analizlerde dikkate alınan, a) Kablo köprü modeli, b) Köprü'nün birleştirilmiş sonlu-sınır eleman modeli

Sadece korelasyon etkisi durumunda deprem hareketinin sonsuz hızda yayıldığı kabul edilirken, mesnetlerdeki yer hareketleri arasında korelasyon kaybının olduğu düşünülmektedir. Daha açık olarak burada yer hareketinin yayılması esnasında sayısız yansıma ve kırılmalarla, farklı mesnet noktalarına geçişerek ulaşması durumu irdelenmektedir. Sadece korelasyon etkisinin göz önünde bulundurulduğu durum, dalga yayılma ve zemin etkilerinin birlikte dikkate alınmadığı durumdur. Bu durum, (3.9) denklemindeki korelasyon etkisinin $|\gamma_{lm}(\omega)|^k \neq 1$, zemin etkisinin $\gamma_{lm}(\omega)^z=1$ ve dalga yayılma etkisinin $\gamma_{lm}(\omega)^d=1$ olmasına karşılık gelmektedir. Korelasyon etkisini dikkate almak için (3.10) bağıntısı ile ifade edilen Harichandran ve Vanmarcke (1986) korelasyon modeli kullanılmıştır.

Üniform yer hareketi, dalga yayılma etkisi ve korelasyon etkisinin dikkate alınmadığı, yer hareketinin sonsuz hızla yayıldığı ve köprünün bütün mesnetlerine aynı yer hareketinin etki ettiği kabul edilmektedir. Üniform yer hareketi durumunda (3.9) denkleminde korelasyon etkisi $|\gamma_{lm}(\omega)|^k = 1$, dalga yayılma etkisi $\gamma_{lm}(\omega)^d=1$ ve zemin etkisi $\gamma_{lm}(\omega)^z=1$ olmaktadır.

4.1.1. Tabliyede Oluşan Yerdeğiştirmeler ve Eleman Kuvvetleri

Birleştirilmiş sonlu-sınır eleman yöntemine göre modellenen köprüde, yer hareketinin değişim bileşenleri olan dalga yayılma, korelasyon ve zemin etkilerinin birlikte ve ayrı ayrı dikkate alınması durumunda tabliyede oluşan ortalama maksimum zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri elde edilmiştir.

4.1.1.1. Yer Hareketi Değişim Bileşenlerinin Birlikte Dikkate Alınması Durumu

Tabakalı zemine mesnetli köprüde geçişerek yayılan yer hareketi bileşenlerinin birlikte dikkate alınması durumunda gerçekleştirilen analizler sonucunda, köprü tabliyesinde oluşan yerdeğiştirmeler her bir zemin türü için Şekil 4.2’de, eleman kuvvetleri ise Şekil 4.3-4.5’ de görülmektedir.

Şekil 4.2’de tabakalı zemine mesnetli köprüde, her bir zemin türü için tabliyede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler görülmektedir. Her bir zemin türü

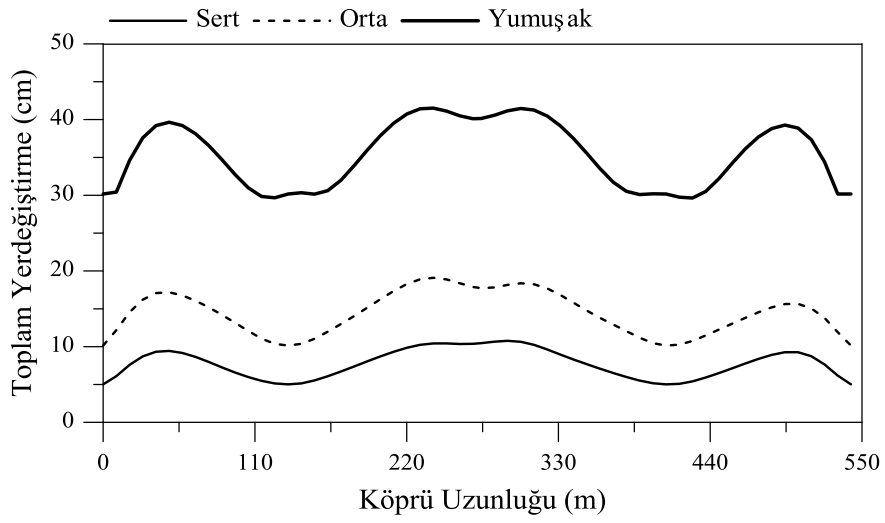
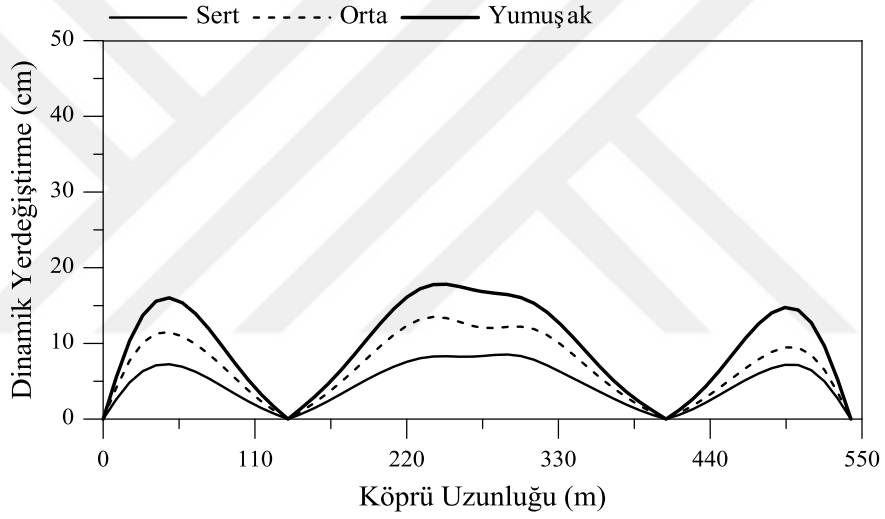
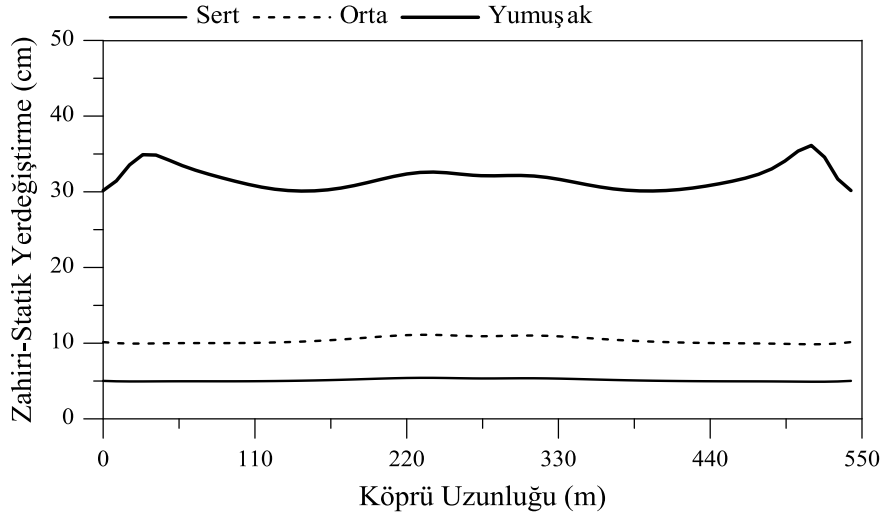
için tabliyede oluşan yerdeğiştirmeler açıklık ortalarında artarken, kule tabliye birleşim noktalarında ve mesnetlerde azaldığı gözlemlenmiştir. Yumuşak zemin durumunda, zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler, sırasıyla, 36 cm, 17 cm ve 42 cm iken, zeminin sert zemin olması durumunda zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler, sırasıyla, 5 cm, 8 cm ve 11 cm' dir. Zeminin yumuşak zemin olması durumunda oluşan yerdeğiştimeler, en büyük değerlere sahip iken sert zemin türü durumunda en küçük değerlere sahiptir. Ayrıca, zahiri-statik yerdeğiştimelerin sert ve orta zemin türü için köprü uzunluğu boyunca çok değişmediği görölmektedir.

şekil 4.3-4.5' de tabakalı zemine mesnetli köprüde, her bir zemin türü için tabliyede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam eleman kuvvetleri görölmektedir. şekil 4.3, şekil 4.4 ve şekil 4.5' de sırasıyla normal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değişimleri görölmektedir.

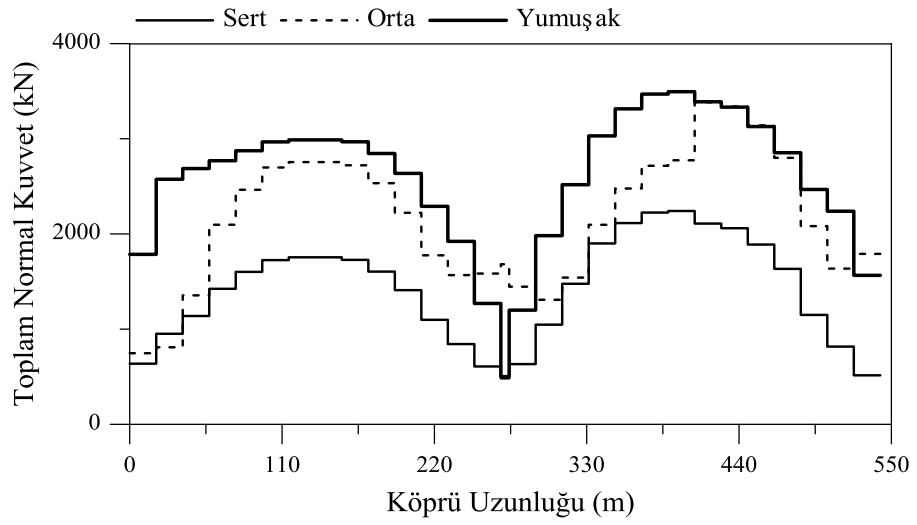
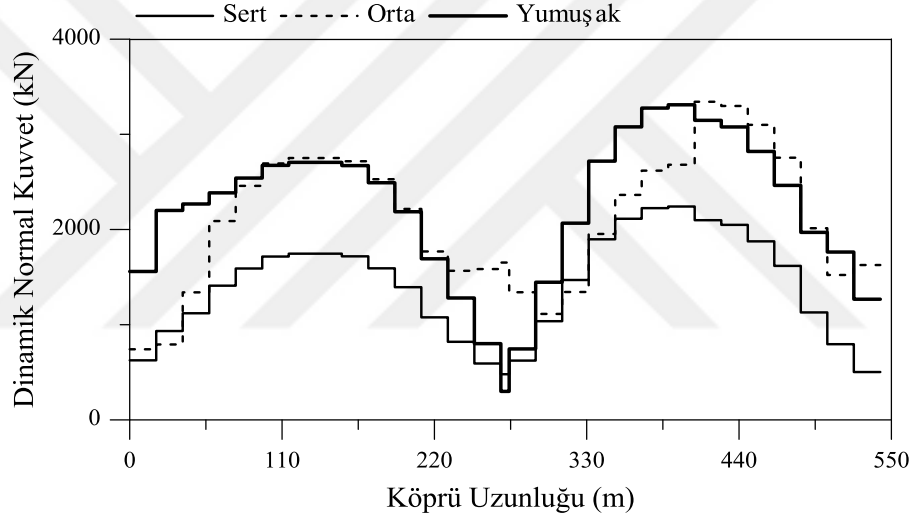
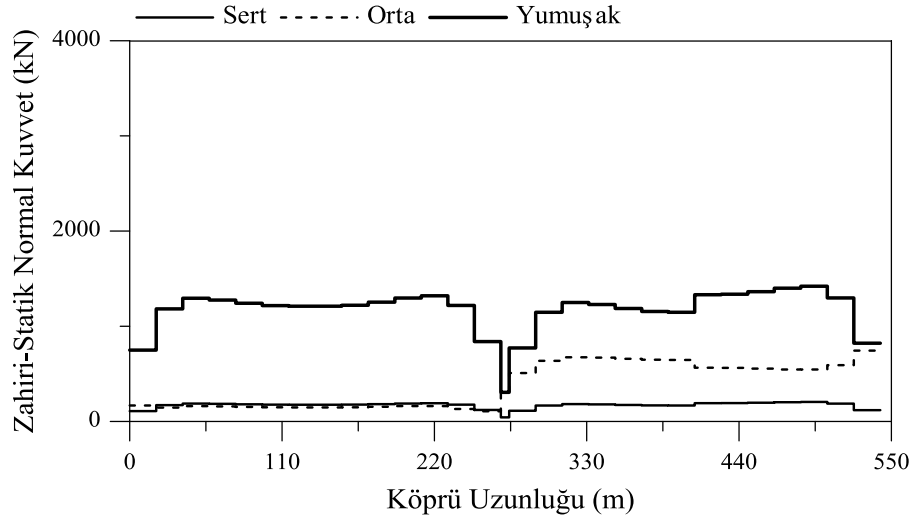
şekil 4.3' de yumuşak zemin türünde oluşan normal kuvvet değerleri en büyük değerlere sahiptir. Köprü ana açıklık ortasında ve kenar mesnetlerde normal kuvvetlerin azaldığı gözlemlenmiştir. Normal kuvvetler kule-tabliye birleşim bölgelerinde, dinamik bileşende en büyük değerlere sahip iken, zahiri-statik bileşende kenar mesnetler ve ana açıklık hariç çok fazla değişmediği belirlenmiştir. Ayrıca, dinamik bileşende sol kule ve sağ kulenin olduğu yerlerde oluşan en büyük normal kuvvetler her bir zemin türü için farklıdır. Yumuşak zemin durumunda zahiri-statik, dinamik ve toplam normal kuvvetler, sırasıyla, 211 kN, 2236 kN ve 3494 kN iken, zeminin sert zemin olması durumunda zahiri-statik, dinamik ve toplam normal kuvvetler, sırasıyla, 30 kN, 1410 kN ve 2241 kN' dur.

şekil 4.4' de tabliyedeki kesme kuvveti değişimleri görölmektedir. Kesme kuvveti değerleri açıklık ortasında ve mesnetlerde her bir zemin türü için en büyük değerlere sahiptir. Kesme kuvvetleri ana açıklık ortasında, zahiri-statik bileşende yumuşak zemin, dinamik bileşende ise orta zemin durumunda en büyüktür. Yumuşak zemin durumunda, zahiri-statik, dinamik ve toplam kesme kuvvetleri, sırasıyla, 465 kN, 635 kN ve 743 kN iken, zeminin sert zemin olması durumunda zahiri-statik, dinamik ve toplam normal kuvvetler, sırasıyla, 67 kN, 381 kN ve 382 kN' dur.

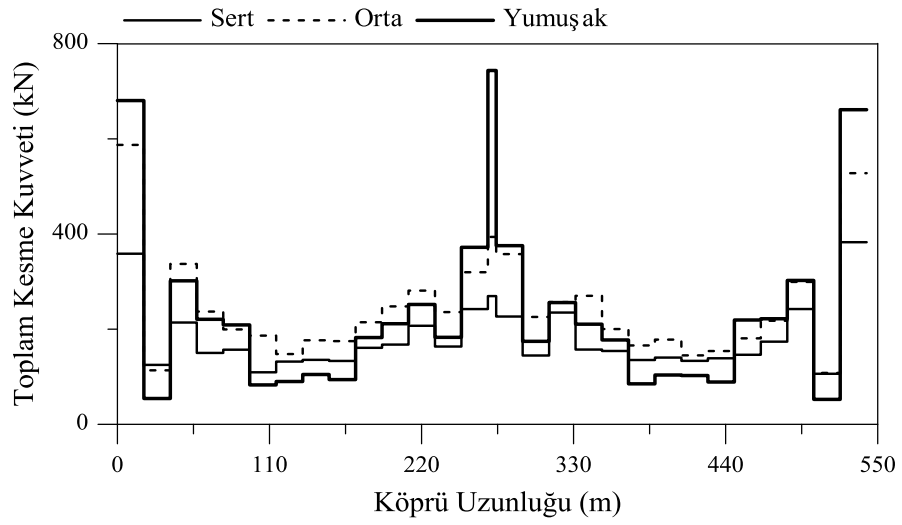
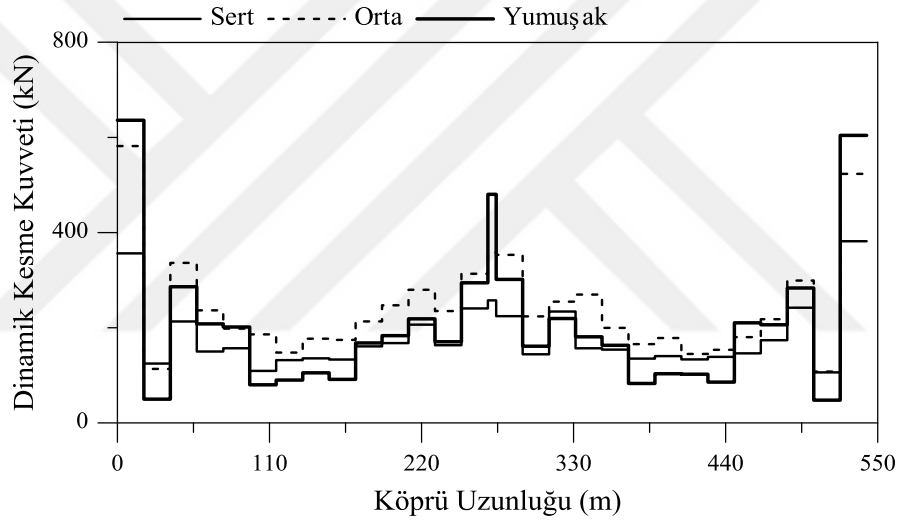
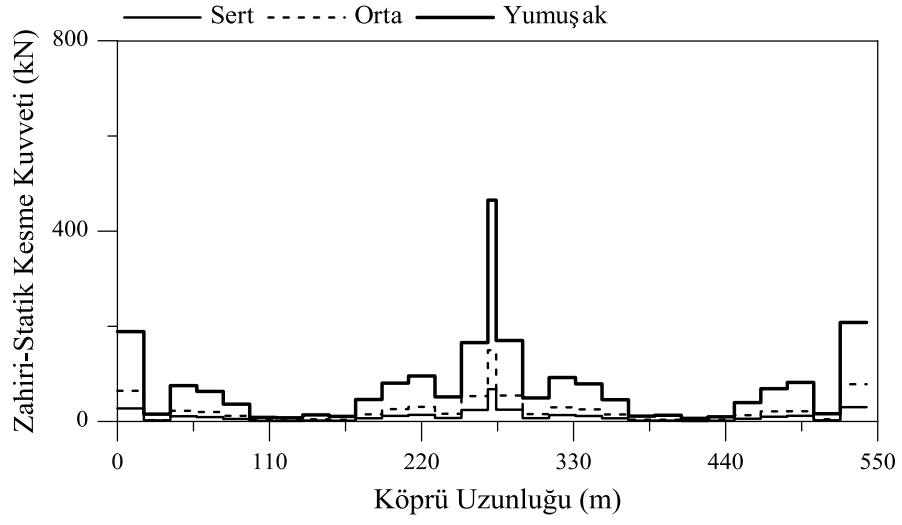
şekil 4.5' de tabliyedeki eğilme momenti değişimleri görölmektedir. Mesnetlerde ve kule tabliye birleşim bölgesinde eğilme momentleri en küçük, kenar mesnetlere ve ana açıklık ortasına yakın noktalarda en büyük olduğu görölmektedir. Zeminin yumuşak zemin olması durumunda ise oluşan momentlerin diğer zemin türlerine göre daha fazla olduğu gözlemlenmiştir.



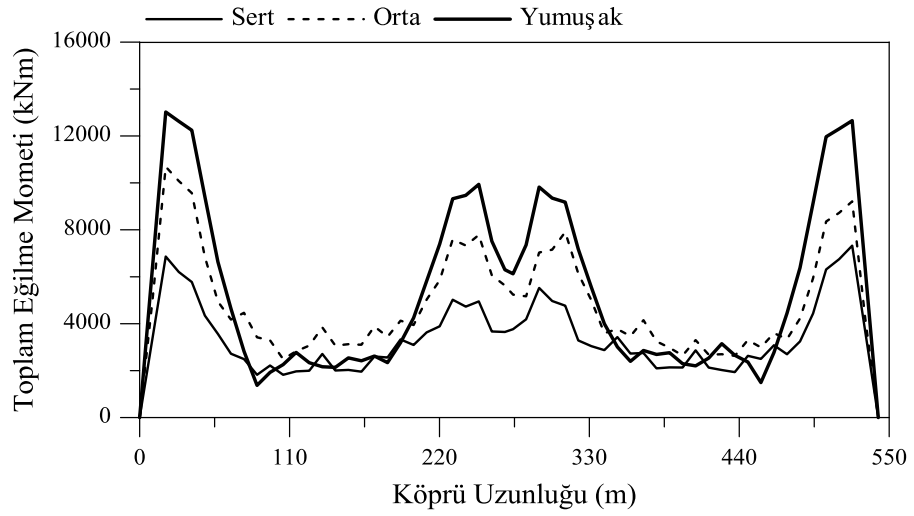
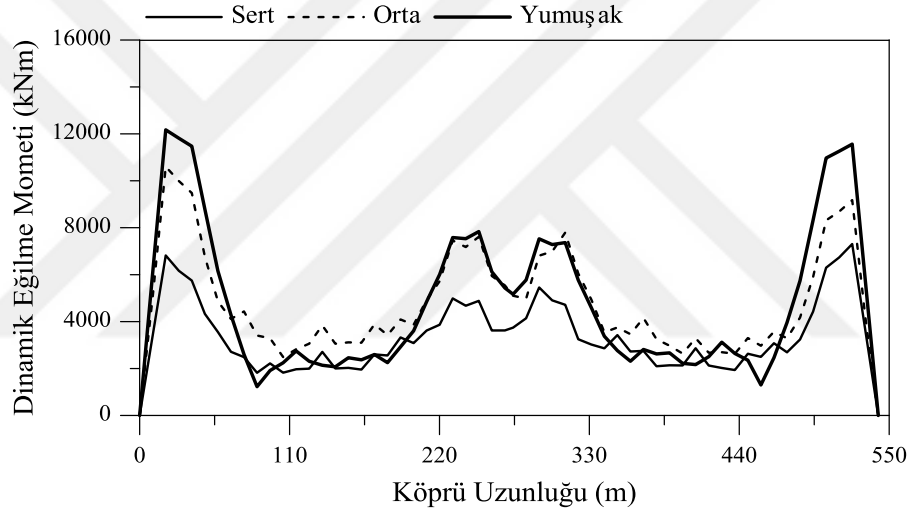
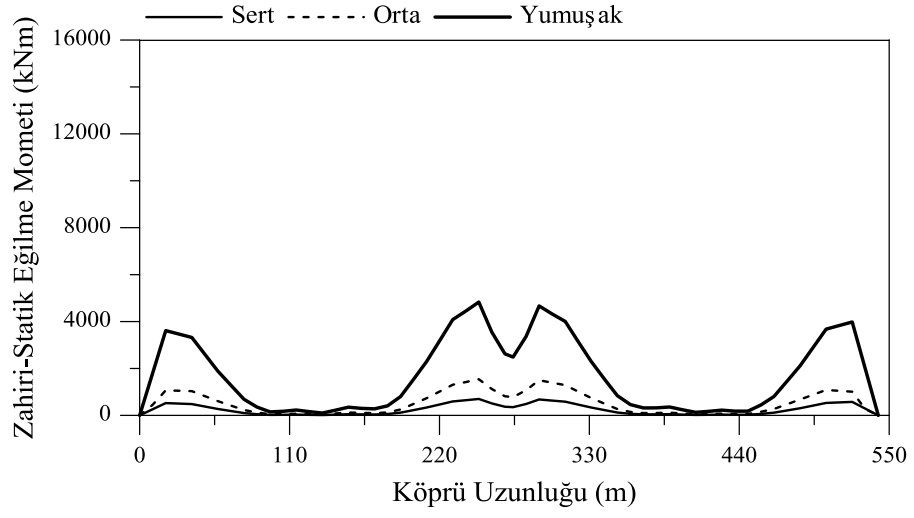
Şekil 4.2. Tabliyede oluşan yerdeğiştirmeler



Şekil 4.3. Tabliyede oluşan normal kuvvetler



Şekil 4.4. Tabliyede oluşan kesme kuvvetleri



Şekil 4.5. Tabliyede oluşan eğilme momentleri

4.1.1.2. Dalga Yayılma Etkisinin Dikkate Alınması Durumu

Sadece dalga yayılma etkisinin dikkate alınması durumunda gerçekleştirilen analizler sonucunda köprü tabliyesinde oluşan yerdeğiştirmeler her bir zemin türü için Şekil 4.6’da, eleman kuvvetleri ise Şekil 4.7-4.9’ da verilmektedir.

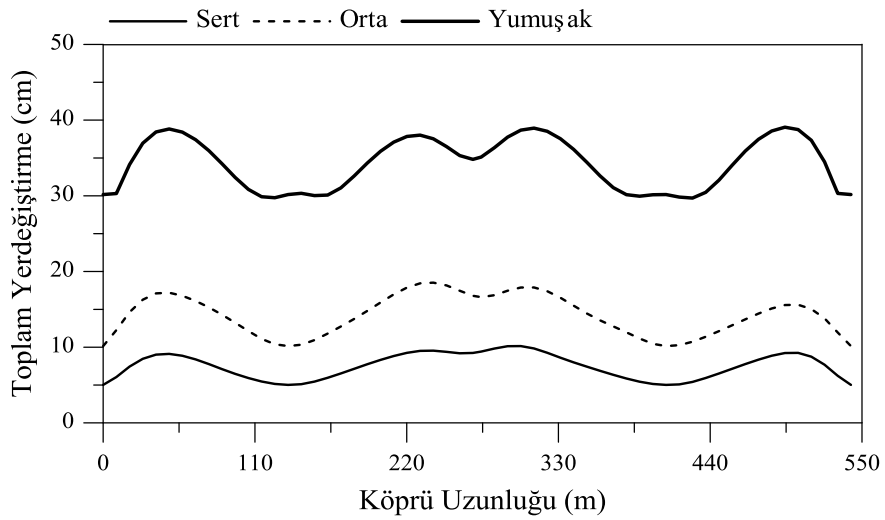
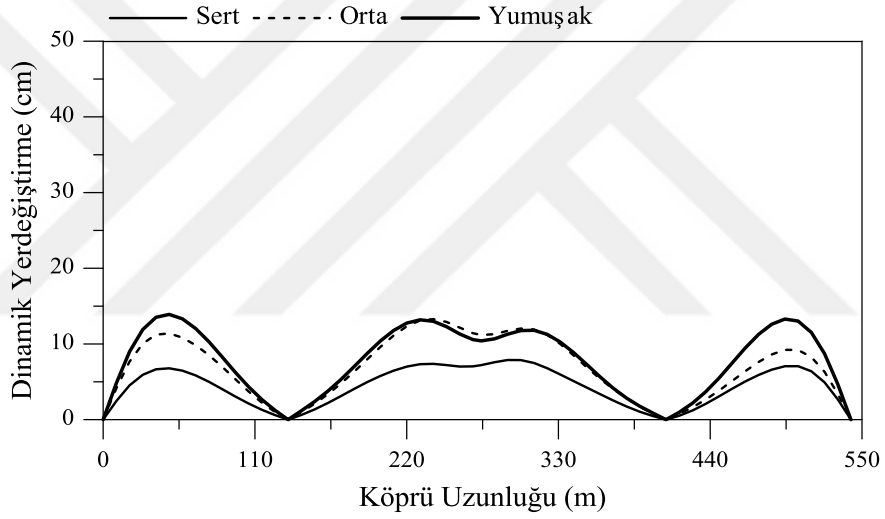
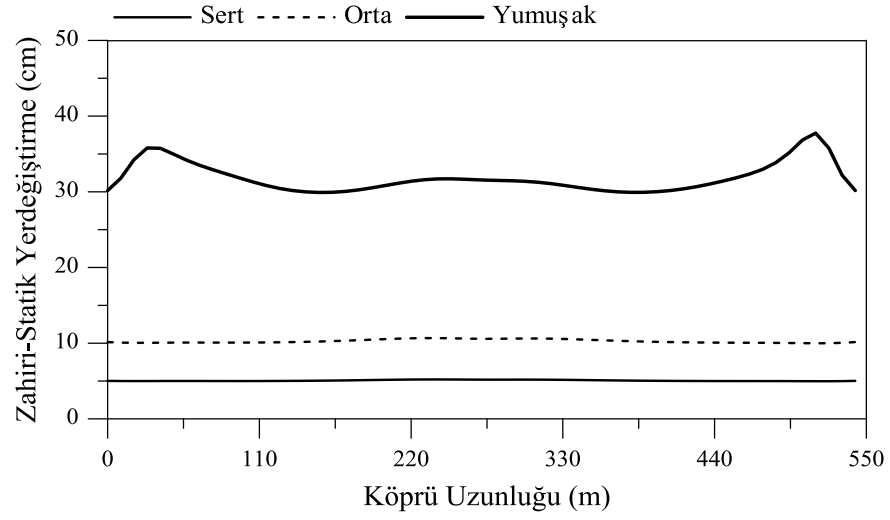
Şekil 4.6’de tabakalı zemine mesnetli köprüde, sadece dalga yayılma etkisinin dikkate alınması durumunda her bir zemin türü için tabliyede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler elde edilmiştir. En büyük yerdeğiştirmeler yumuşak zemin durumunda oluşup, sert zeminde oluşan yerdeğiştirmelerden oldukça fazladır. Yumuşak zemin durumunda ortalama maksimum zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler, sırasıyla, 37 cm, 13 cm ve 39 cm iken, zeminin sert zemin olması durumunda zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler, sırasıyla, 5 cm, 7 cm ve 10 cm’ dir.

Şekil 4.7-4.9’ de tabakalı zemine mesnetli köprüde, sadece dalga yayılma etkisinin dikkate alınması durumunda her bir zemin türü için tabliyede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam eleman kuvvetleri görülmektedir.

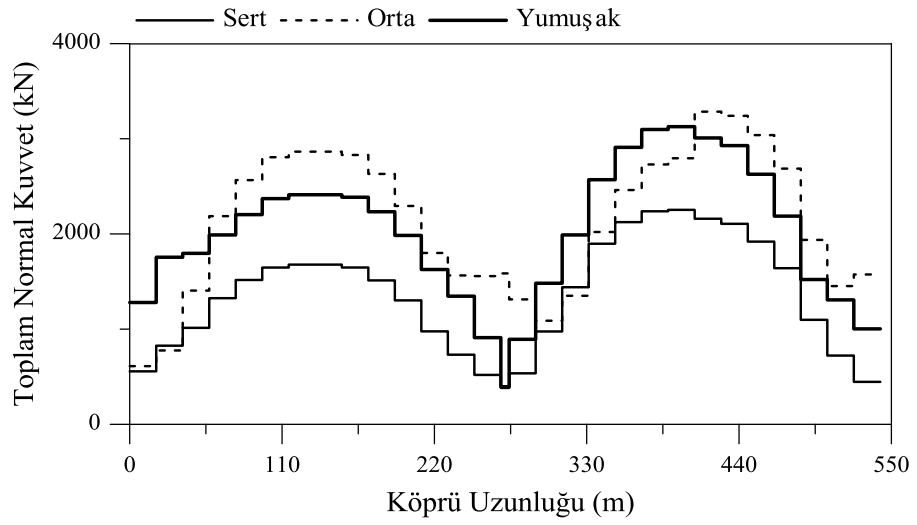
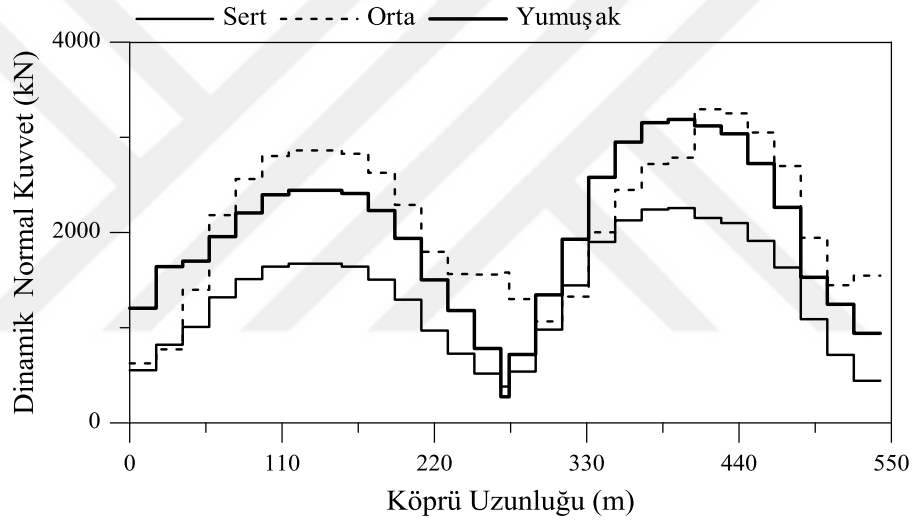
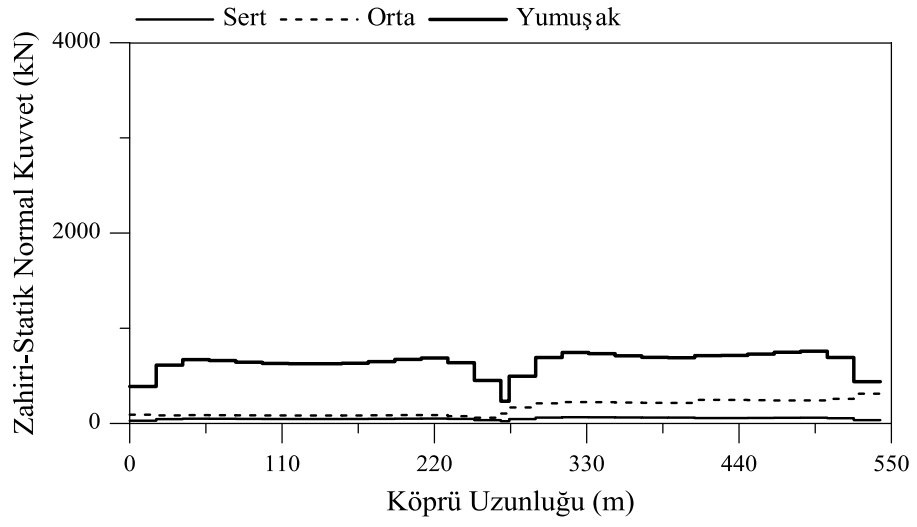
Şekil 4.7’ de her bir zemin türü için normal kuvvetlerin değişimi görülmektedir. Kenar mesnetlerde ve köprü açıklık ortalarında normal kuvvetler en küçük, kule-tabliye birleşim bölgelerinde ise en büyük değerlere ulaştığı gözlemlenmiştir. Sadece dalga yayılma etkilerinin dikkate alındığı durumda, zahiri-statik bileşende yumuşak zemin türünde en büyük, dinamik bileşende ise orta zemin türünde genellikle en büyük değerlere ulaştığı görülmektedir. Yumuşak zemin durumunda, zahiri-statik, dinamik ve toplam normal kuvvetler, sırasıyla, 759 kN, 3188 kN ve 3127 kN iken, zeminin sert zemin olması durumunda zahiri-statik, dinamik ve toplam normal kuvvetler, sırasıyla, 65 kN, 2257kN ve 2253 kN’ dur.

Şekil 4.8’de her bir zemin türü için kesme kuvveti değişimleri görülmektedir. Kenar mesnetlerde ve köprü ana açıklık ortasında kesme kuvvetleri her bir zemin türü için en büyük değerlere sahip olduğu gözlemlenmiştir.

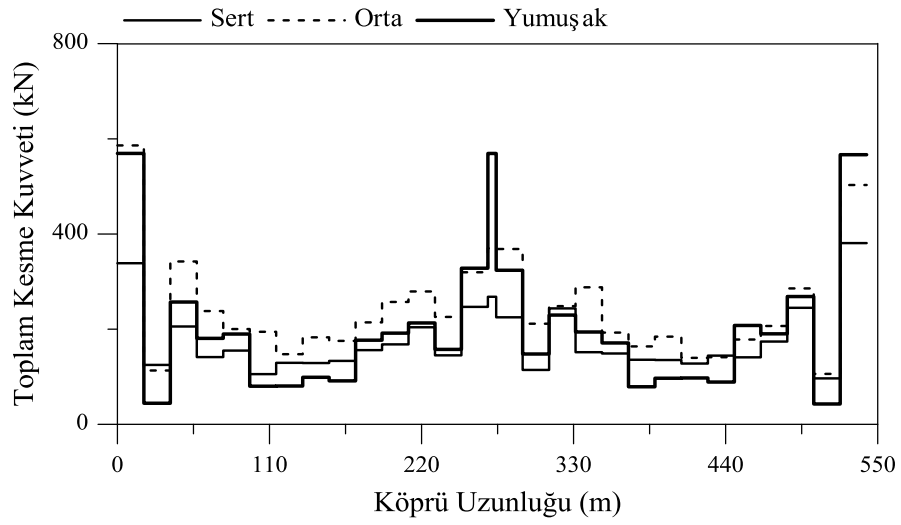
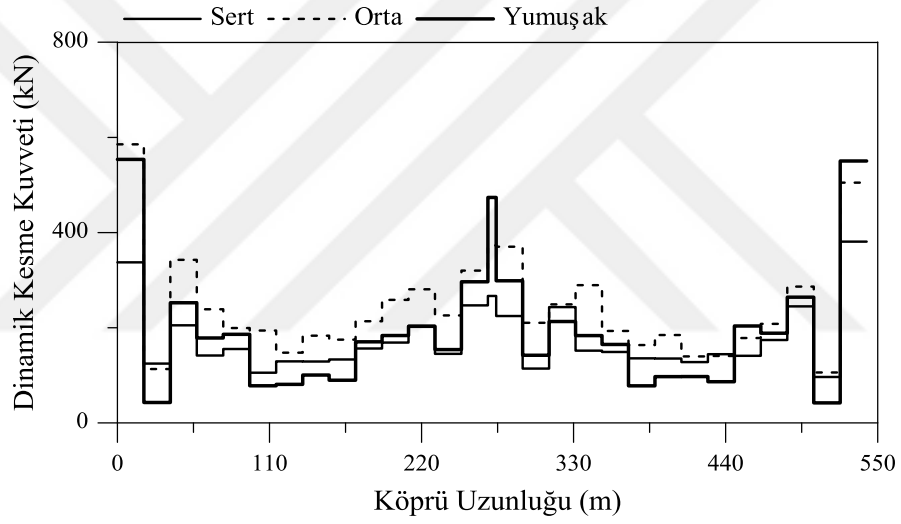
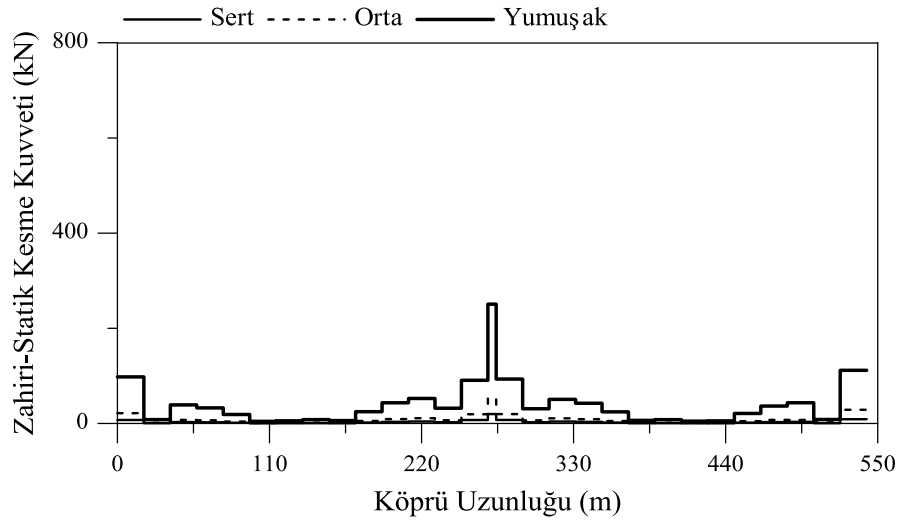
Şekil 4.9’da her bir zemin türü için eğilme momenti değişimleri görülmektedir. Yumuşak zemin durumunda, zahiri-statik, dinamik ve toplam normal kuvvetler, sırasıyla, 2669 kNm, 10597 kNm ve 10896 kNm iken, zeminin sert zemin olması durumunda zahiri-statik, dinamik ve toplam normal kuvvetler, sırasıyla, 210 kNm, 7290 kNm ve 7289 kNm’dur. Her bir zemin türü için en büyük tepkilerin, kenar mesnetlere ve ana açıklık ortalarına yakın yerlerde oluştuğu gözlemlenmiştir.



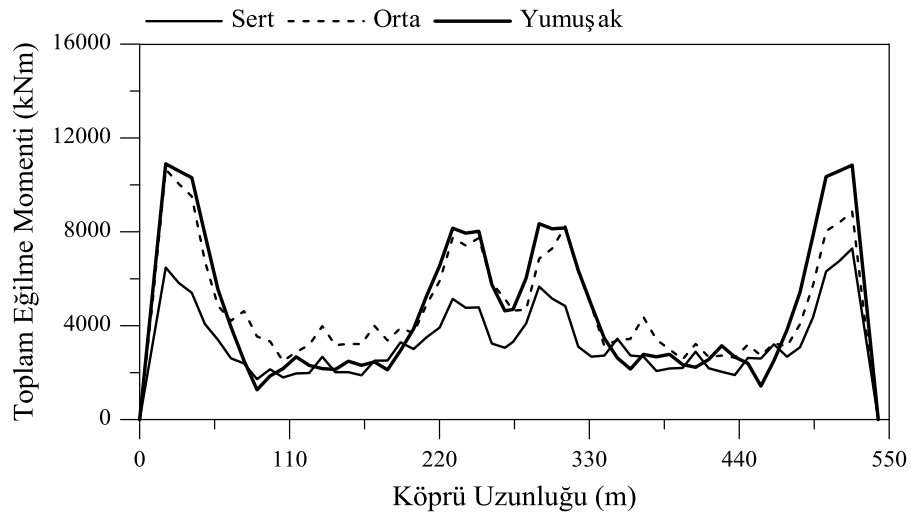
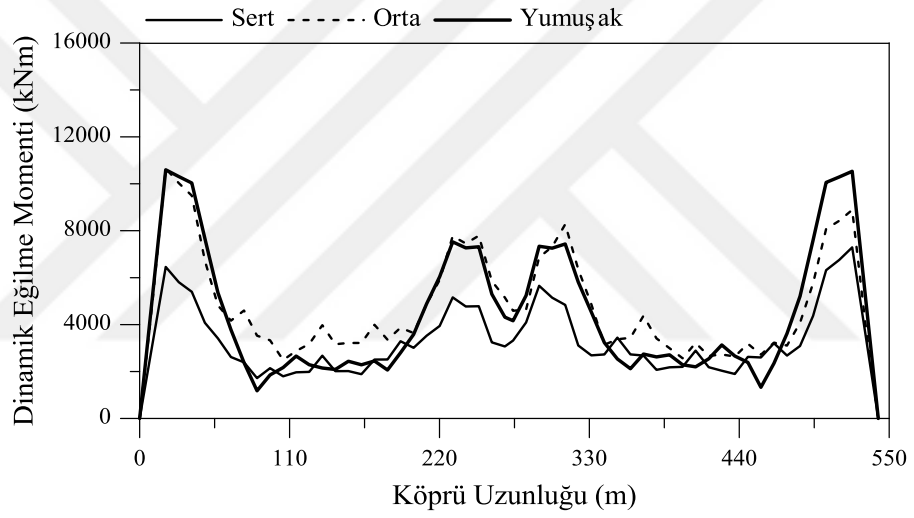
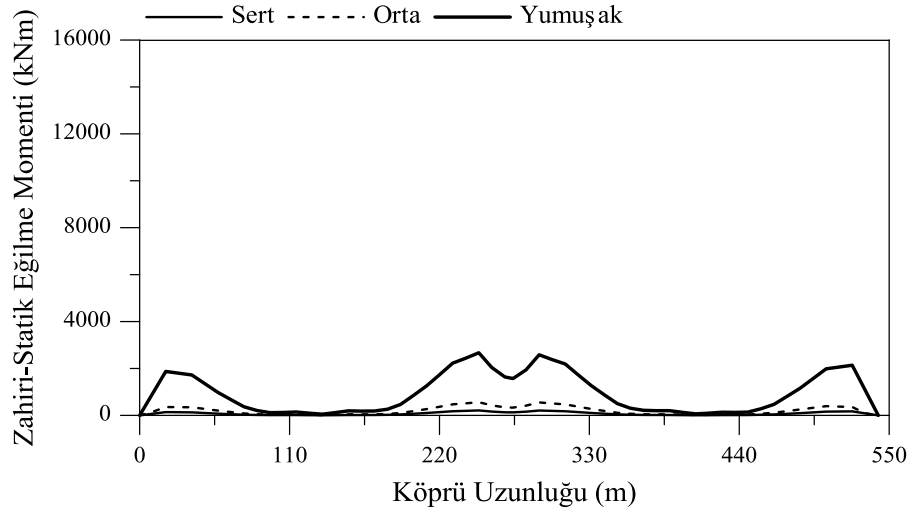
Şekil 4.6. Tabliyede oluşan yerdeğiştirmeler



Şekil 4.7. Tabliyede oluşan normal kuvvetler



Şekil 4.8. Tabliyede oluşan kesme kuvvetleri



Şekil 4.9. Tabliyede oluşan eğilme momentleri

4.1.1.3. Korelasyon Etkisinin Dikkate Alınması Durumu

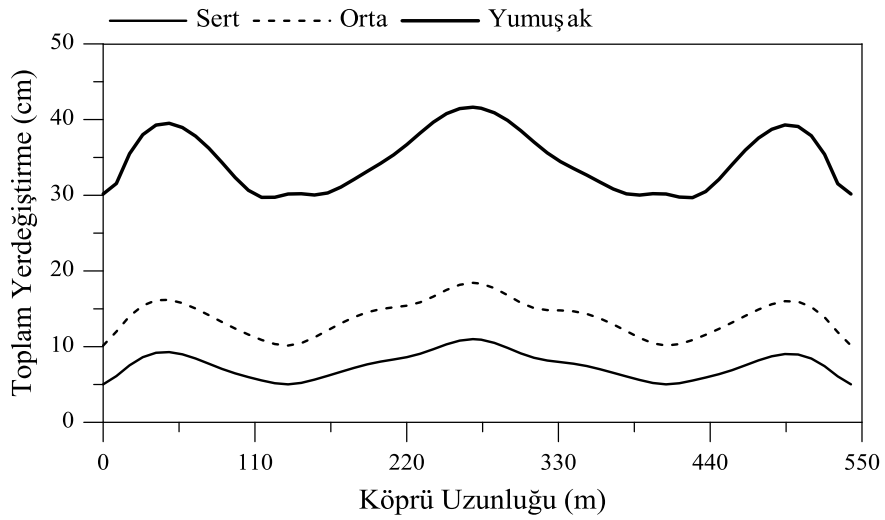
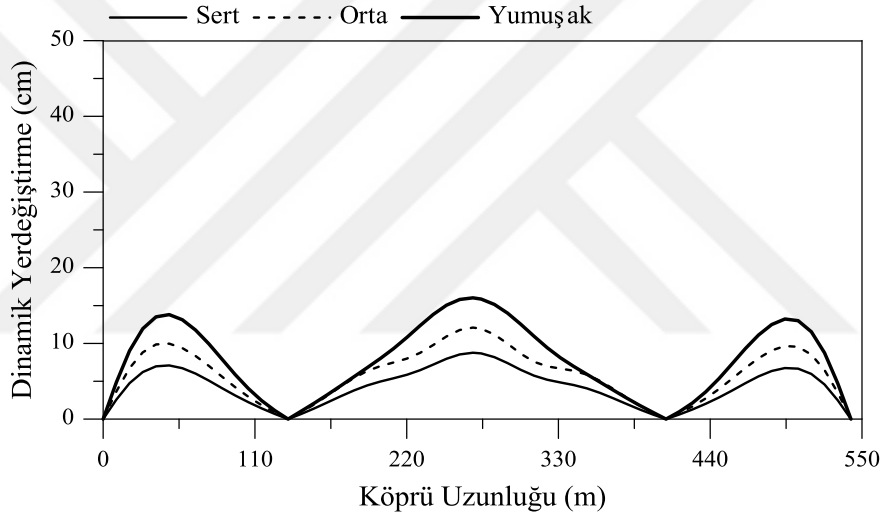
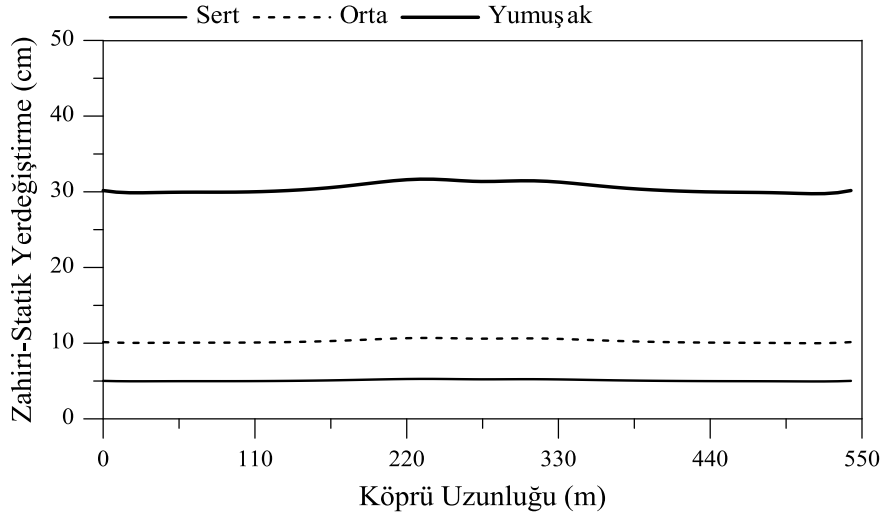
Sadece korelasyon etkisinin dikkate alınması durumunda gerçekleştirilen analizler sonucunda, köprü tabliyesinde oluşan yerdeğiştirmeler, her bir zemin türü için Şekil 4.10'da, eleman kuvvetleri ise Şekil 4.11-4.13' da görölmektedir.

Şekil 4.10'da tabakalı zemine mesnetli köprüde, sadece korelasyon etkisinin dikkate alınması durumunda, her bir zemin türü için tabliyede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler görölmektedir. Sert zemin durumunda oluşan yerdeğiştirmeler hem zahiri-statik bileşende hem de dinamik bileşende en küçük, yumuşak zemin durumunda ise en büyük değerlere sahip olduğu olduğu gözlemlenmiştir. Yumuşak zemin durumunda zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler, sırasıyla, 31 cm, 16 cm ve 41 cm iken, zeminin sert zemin olması durumunda zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler, sırasıyla, 5 cm, 8 cm ve 10 cm' dir.

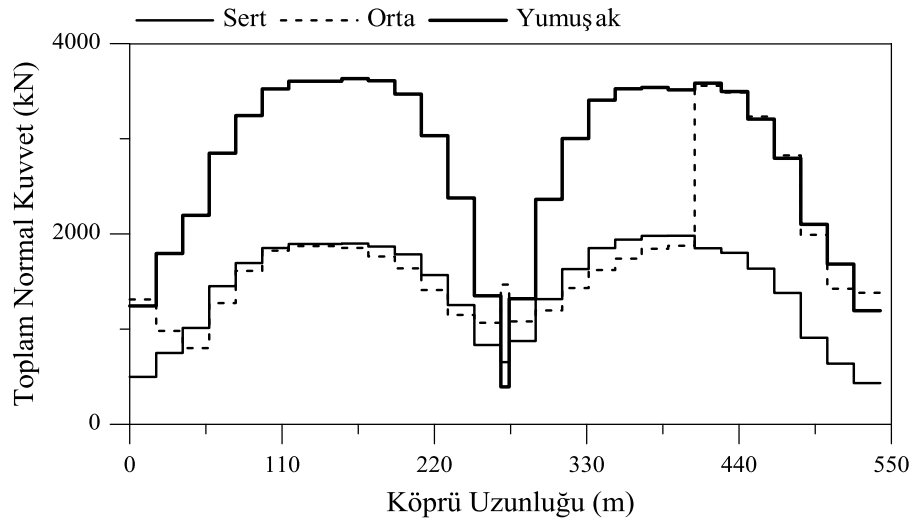
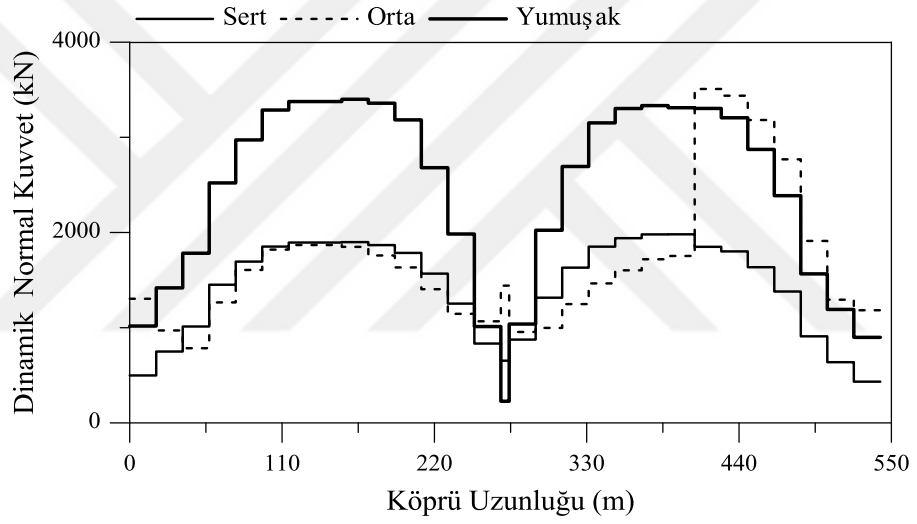
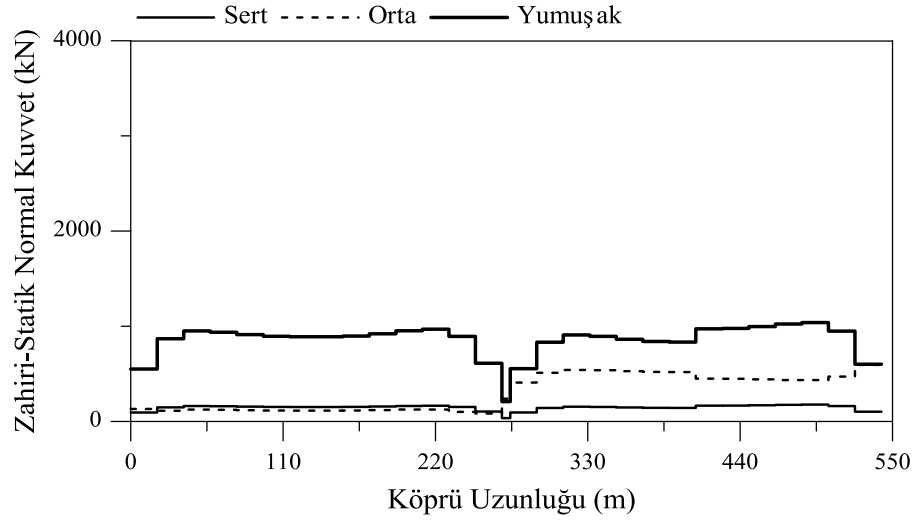
Şekil 4.11' de her bir zemin türü için normal kuvvetlerin değişimi görölmektedir. Kenar mesnetlerde ve köprü açıklık ortalarında normal kuvvetler minimum değerlere sahip olup kule-tabliye birleşim bölgesinde en büyük değerlere ulaştığı gözlemlenmiştir. Ayrıca, her bir zemin türü için zahiri-statik yerdeğiştirmelerin köprü uzunluğu boyunca çok fazla değişmediği görölmektedir. Dinamik bileşende sol kulede yumuşak zemin durumunda, sağ kulede ise orta zemin türü için en büyük değerlere sahiptir. Yumuşak zemin durumunda zahiri-statik, dinamik ve toplam normal kuvvetler, sırasıyla, 1039 kN, 3400 kN ve 3632 kN iken, zeminin sert zemin olması durumunda zahiri-statik, dinamik ve toplam normal kuvvetler, sırasıyla, 177 kN, 1981 kN ve 1981 kN' dur.

Şekil 4.12'de her bir zemin türü için kesme kuvveti değişimleri görölmektedir. Kenar mesnetlerde ve köprü ana açıklık ortasında kesme kuvveti değerlerinin her bir zemin türü için en büyük değerlere sahip olduğu gözlemlenmiştir. Köprü ana açıklık ortasında dinamik kesme kuvvetleri orta zemin türünde, zahiri-statik bileşende ise yumuşak zemin türünde en büyük değerlere sahip olduğu görölmektedir. Ayrıca, zahiri-statik kesme kuvvetleri diğer zemin türlerine göre ana açıklık ortasında yumuşak zemin türün oldukça fazla olduğu gözlemlenmiştir.

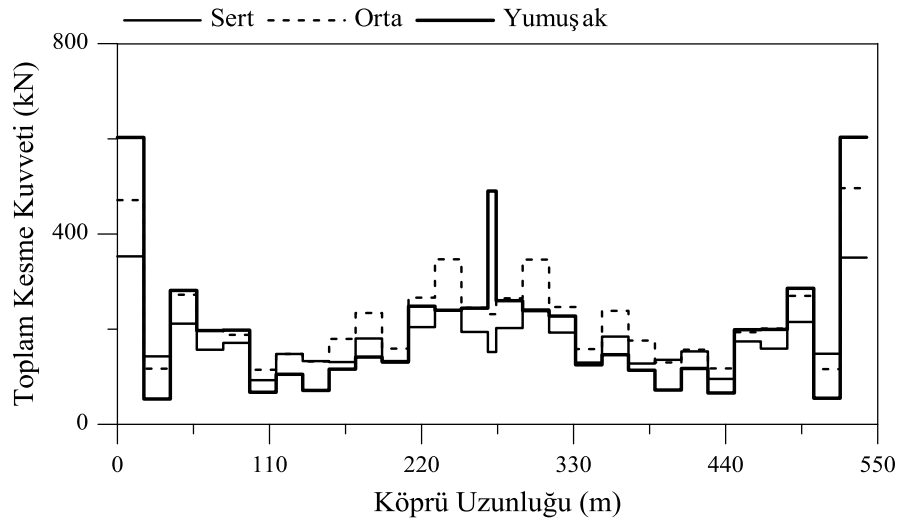
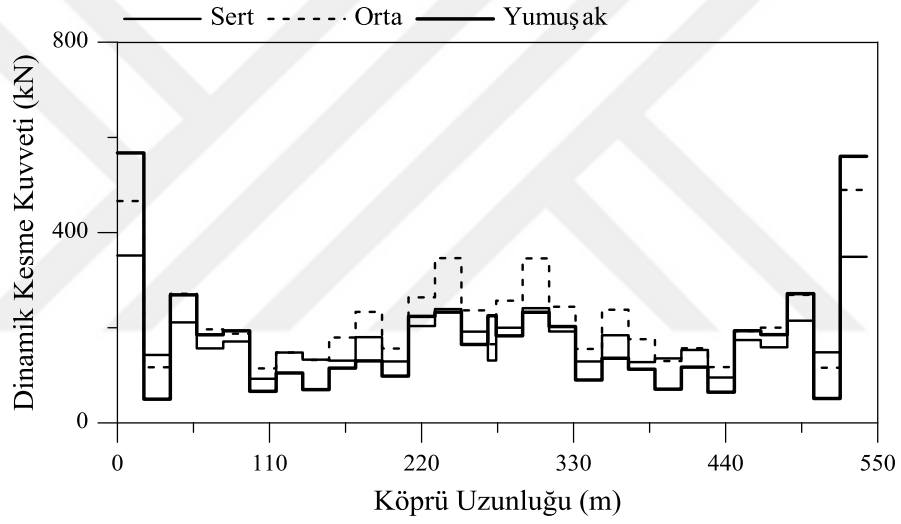
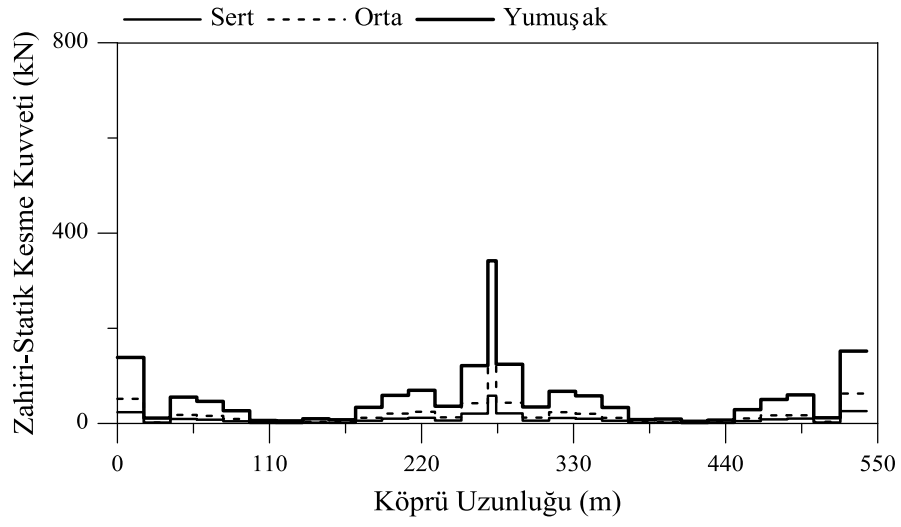
Şekil 4.13'de her bir zemin türü için eğilme momenti değişimleri görölmektedir. Yumuşak zemin durumunda zahiri-statik, dinamik ve toplam normal kuvvetler, sırasıyla, 3523 kNm, 10858 kNm ve 11546 kNm iken, zeminin sert zemin olması durumunda zahiri-statik, dinamik ve toplam normal kuvvetler, sırasıyla, 600 kNm, 6732 kNm ve 6755 kNm' dir.



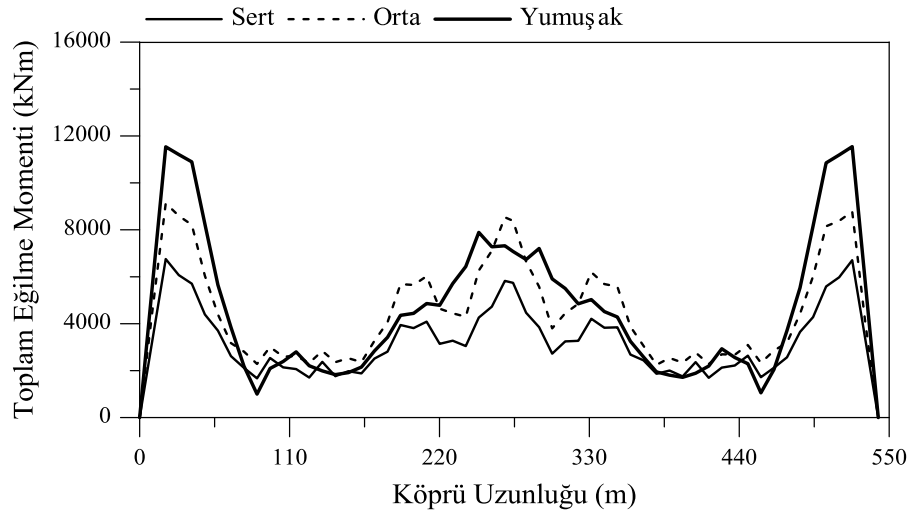
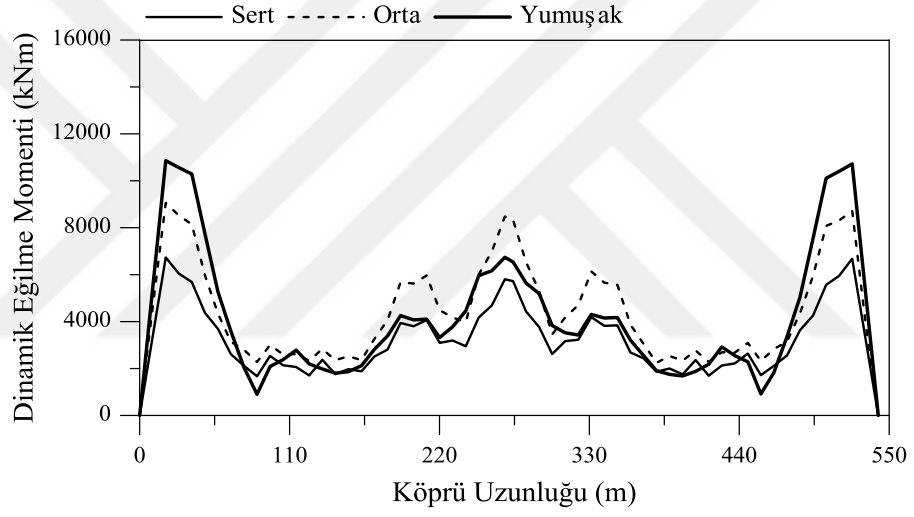
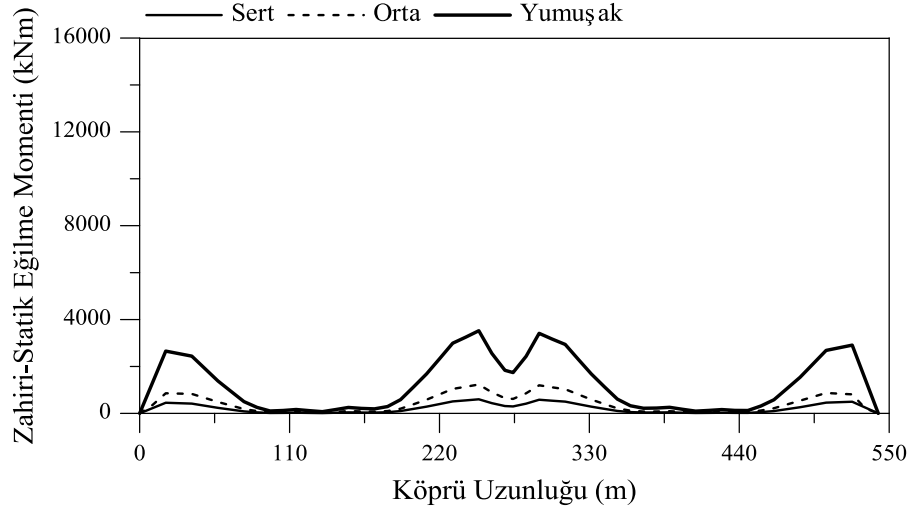
Şekil 4.10. Tabliyede oluşan yerdeğiştirmeler



Şekil 4.11. Tabliyede oluşan normal kuvvetler



Şekil 4.12. Tabliyede oluşan kesme kuvvetleri

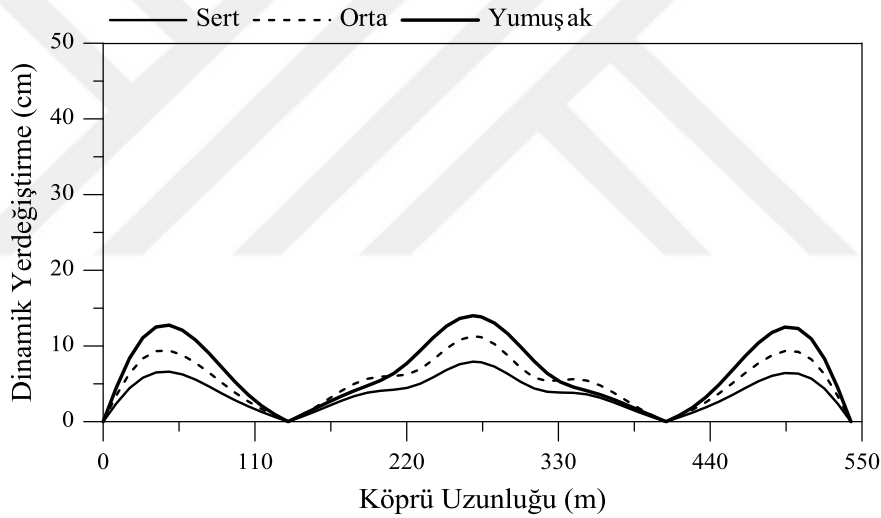


Şekil 4.13. Tabliyede oluşan eğilme momentleri

4.1.1.4. Üniform Yer Hareketi Durumu

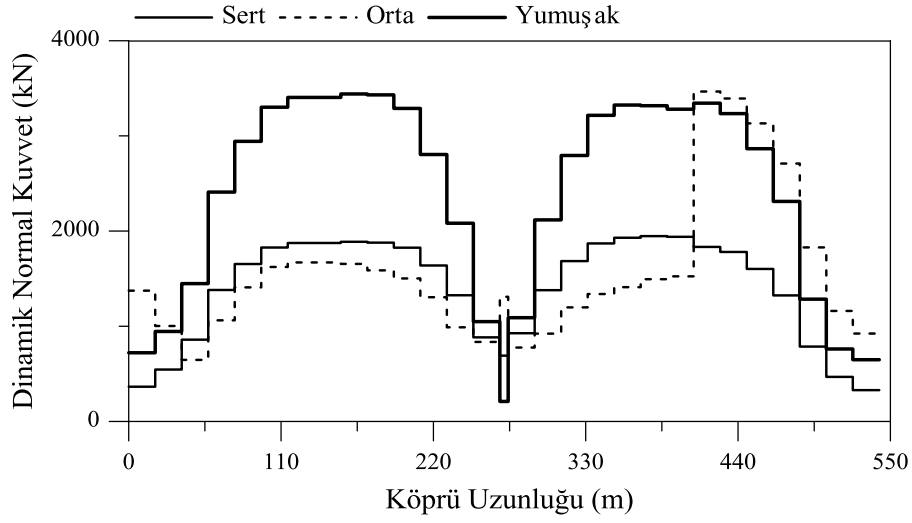
Üniform yer hareketi durumunda gerçekleştirilen analizler sonucunda köprü tabliyesinde oluşan yerdeğiştirmeler her bir zemin türü için Şekil 4.14’da, eleman kuvvetleri ise Şekil 4.15-4.17’ da görölmektedir. Üniform yer hareketi durumunda, zahiri-statik tepki bileşenlerinin yapı davranışına herhangi bir katkısı bulunmamaktadır. Dolayısıyla, sonuçlarda sadece dinamik bileşen verilmiştir.

Şekil 4.14’ de tabakalı zemine mesnetli köprüde üniform yer hareketi durumunda her bir zemin türü için tabliyede oluşan dinamik yerdeğiştirmeler görölmektedir. Her bir zemin türü için oluşan yerdeğiştirmeler köprü açıklık ortasına göre simetrik olup, en büyük yerdeğiştirmenin zeminin yumuşak olması durumunda oluştuğu gözlenmiştir. Ayrıca, kenar mesnetlerde ve köprü-tabliye birleşim bölgelerinde oluşan yerdeğiştirmeler sıfırdır.



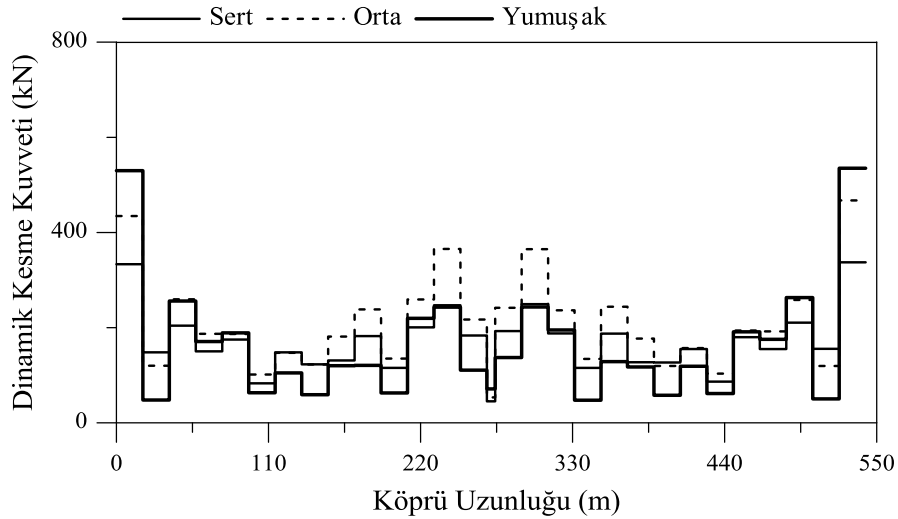
Şekil 4.14. Tabliyede oluşan dinamik yerdeğiştirmeler

Şekil 4.15’ de her bir zemin türü için normal kuvvetlerin değişimi görölmektedir. Kenar mesnetlerde ve köprü açıklık ortalarında normal kuvvetler en küçük, kule-tabliye birleşim bölgesinde ise en büyük değerlere ulaştığı gözlemlenmiştir. Sol kulede yumuşak zemin durumunda oluşan normal kuvvetler diğer zemin türlerine göre oldukça fazla, sağ kule de ise yumuşak ve orta zemin durumunda oluşan normal kuvvetler birbirine oldukça yakın olup orta zemin durumunda en büyük değere ulaştığı gözlemlenmiştir.



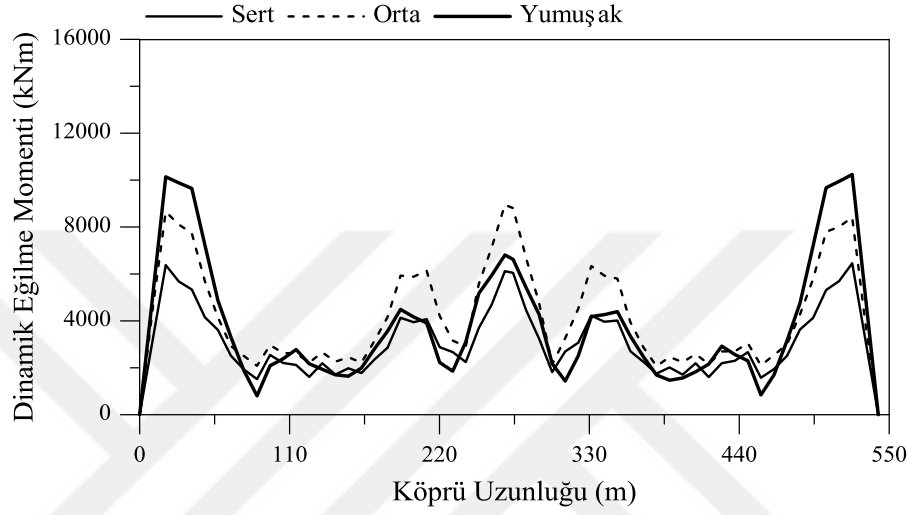
Şekil 4.15. Tabliyede oluşan dinamik normal kuvvetler

Şekil 4.16'da her bir zemin türü için kesme kuvveti değişimleri görülmektedir. Üniform yer hareketi durumunda, oluşan kesme kuvvetleri kenar mesnetlerde yumuşak zemin durumunda, köprü ana açıklık ortasına yakın bölgelerde ise orta zemin türünde en büyük değerlere sahiptir. Ayrıca, kenar mesnetlerde oluşan kesme kuvvetleri her bir zemin türü için en büyük olup, ana açıklık ortasına yaklaştıkça kesme kuvveti değerlerinde azalmalar gözlemlenmiştir. Ayrıca, ana açıklık ortasına yakın bölgelerde orta zemin türünde oluşan kesme kuvvetlerinin en büyük değerlere sahip olduğu görülmektedir.



Şekil 4.16. Tabliyede oluşan dinamik kesme kuvvetleri

Şekil 4.17’ de her bir zemin türü için eğilme momenti değişimleri görülmektedir. Kenar mesnetlere yakın noktalarda ve köprü ana açıklık ortalarında eğilme momentleri, her bir zemin türü için en büyük değerlere sahiptir. Kenar mesnetlere yakın yerlerde yumuşak zemin durumunda, ana açıklık ortasında ise orta zemin türü için eğilme momentlerinin en büyük değerlere sahip olduğu gözlemlenmiştir.



Şekil 4.17. Tabliyede oluşan dinamik eğilme momentleri

4.1.1.5. Dalga Yayılma, Korelasyon ve Üniform Yer Hareketi Etkilerinin Her Bir Zemin Türü İçin İncelenmesi

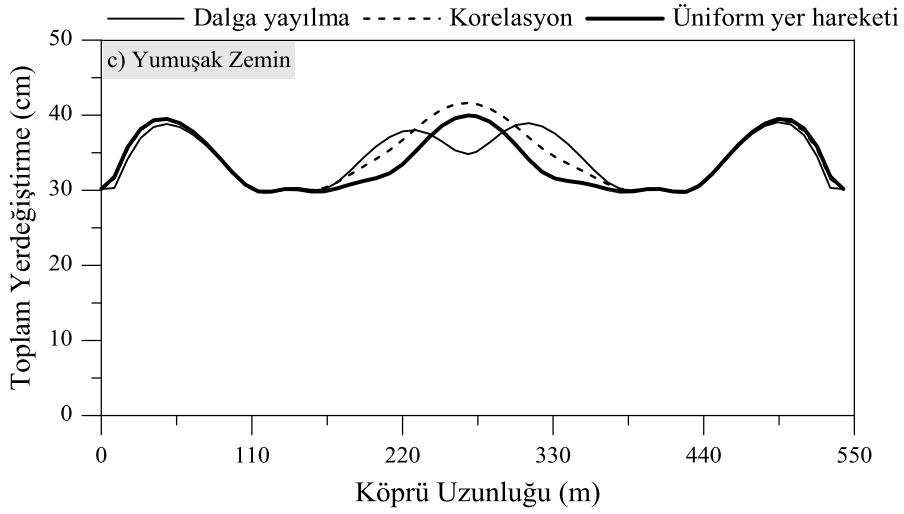
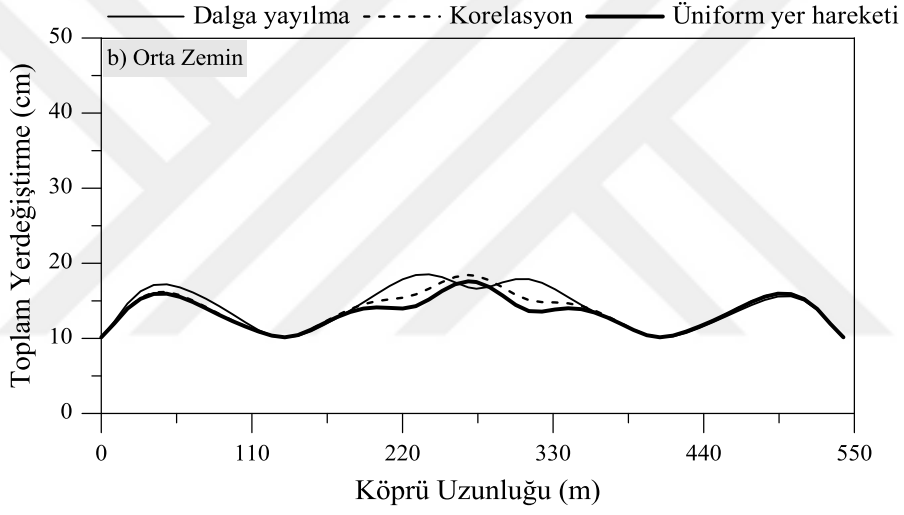
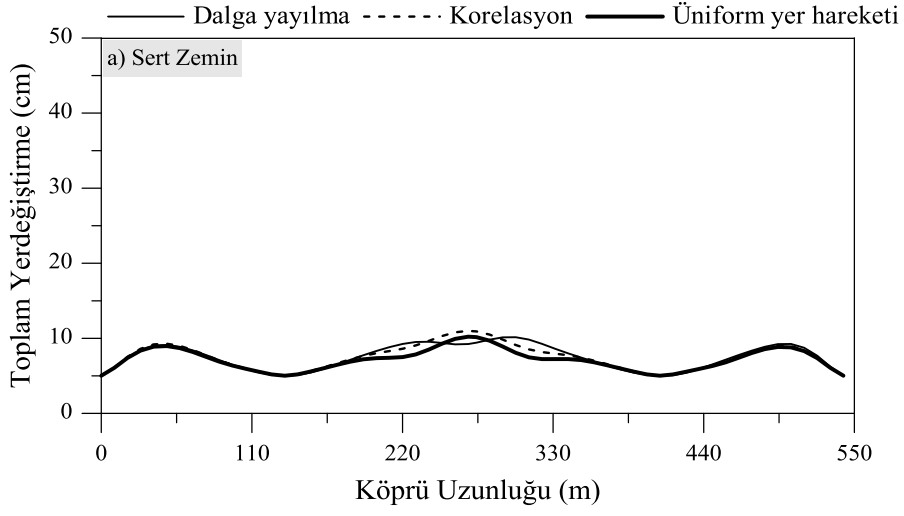
Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketinin ayrı ayrı dikkate alınmasıyla gerçekleştirilen analizler sonucunda köprü tabliyesinde oluşan toplam yerdeğiştirmeler her bir zemin türü için Şekil 4.18’de, eleman kuvvetleri ise Şekil 4.19-4.21’ de görülmektedir.

Şekil 4.18’de tabliye yerdeğiştirmelerinin değişimi görülmektedir. Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketini durumlarının hepsinde, sert zemin durumunda oluşan yerdeğiştirmeler en küçük, yumuşak zemin türünde oluşan yerdeğiştirmelerin ise en büyük değerlere sahip olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca, en büyük yerdeğiştirmelerin ana açıklık ortasında olduğu elde edilmiştir. Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketleri durumlarında, her bir zemin türünde, köprü tabliyesinin kenar açıklıklarında yerdeğiştirmeler birbirlerine oldukça yakın olduğu, köprü ana açıklık ortasında yerdeğiştirmeler arasındaki değişimin ise daha belirgin olduğu görülmektedir.

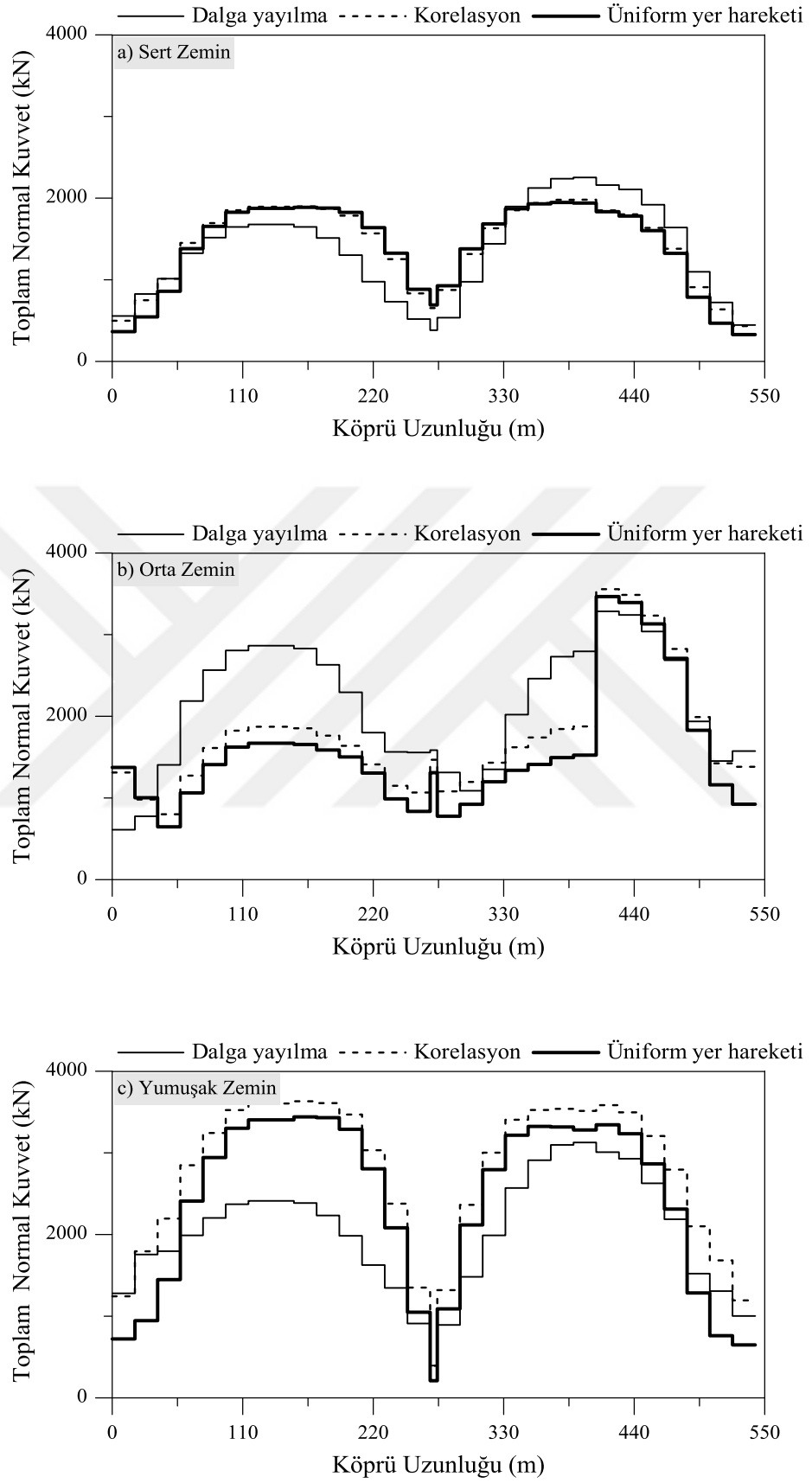
Şekil 4.19’da dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketini durumlarında, tabliyede oluşan normal kuvvetlerin değişimi görülmektedir. Yumuşak zemin türünde, korelasyon etkisi dikkate alındığı zaman oluşan normal kuvvet değerleri köprü açıklık boyunca en büyük değerlere sahiptir. Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketini durumlarında, sert ve orta zemin türünde normal kuvvetlerin en büyük olduğu durumlar, köprüünün solunda ve sağında değişkenlik göstermektedir.

Şekil 4.20’de dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketini durumlarında, tabliyede oluşan kesme kuvvetlerinin değişimi görülmektedir. Kule-tabliye birleşim bölgesine yakın yerlerde kesme kuvvetlerinin her bir zemin türünde en küçük değerlere sahip olduğu gözlemlenmiştir. Yumuşak zemin türünde, köprü kenar mesnetlerinde korelasyon etkisi durumunda kesme kuvvetleri en büyük, köprü ana açıklık ortasında ise dalga yayılma etkisi durumunda en büyük değerlere sahip olduğu görülmektedir. Ayrıca üniform yer hareketi durumunda yumuşak zemin türü için, köprü ana açıklık ortasında kesme kuvvetlerinde belirgin bir azalış, dalga yayılma ve korelasyon durumunda ise belirgin bir artışın olduğu gözlemlenmiştir.

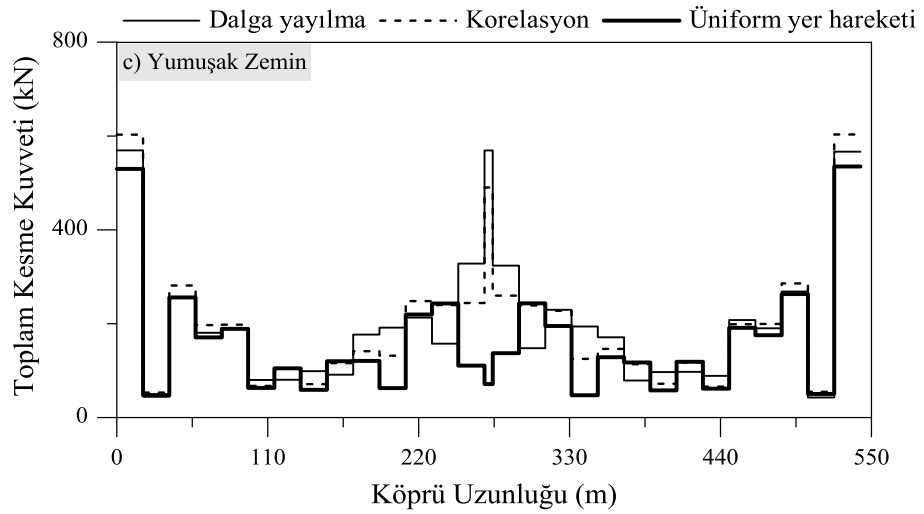
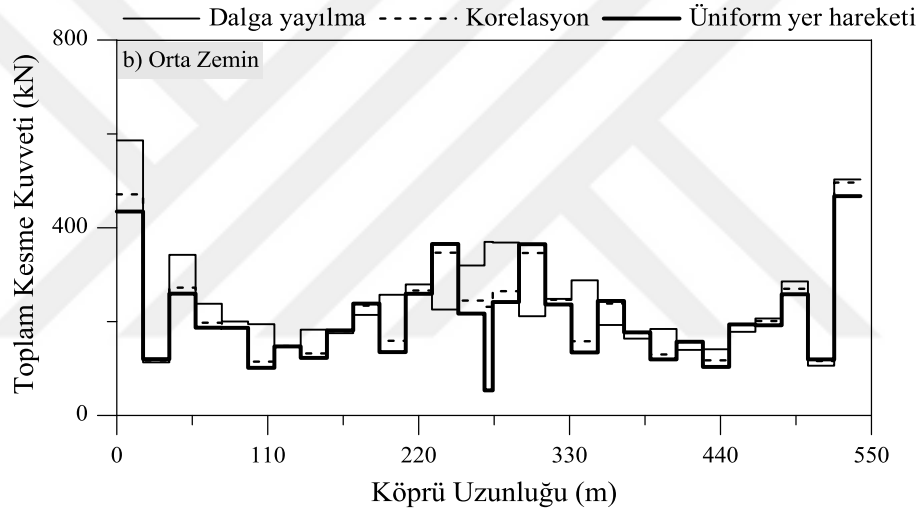
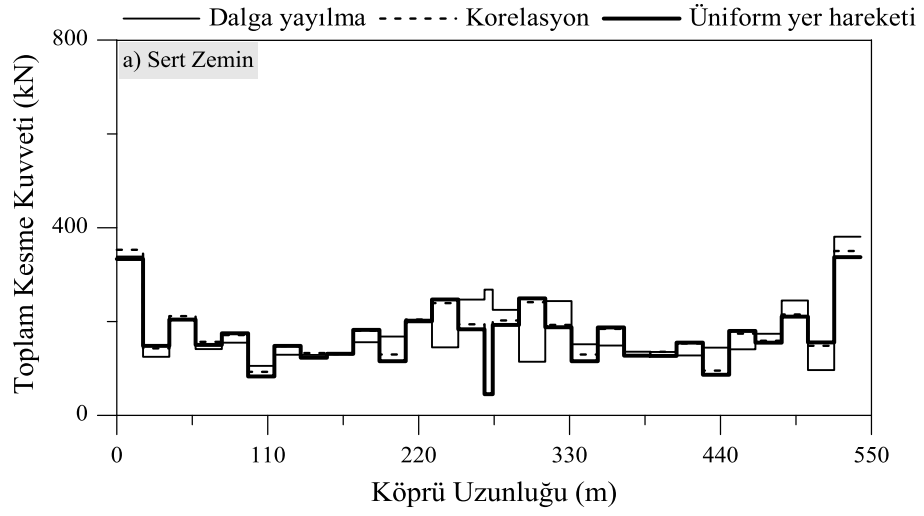
Şekil 4.21’de dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketini durumlarında, tabliyede oluşan eğilme momentlerinin değişimi görülmektedir. Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketini durumlarının hepsinde, zeminin yumuşak olması durumunda oluşan yerdeğiştirmeler en büyük, zeminin sert olması durumunda ise en küçük değerlere sahip olduğu gözlemlenmiştir. Her bir durumda oluşan eğilme momentleri köprü kenar mesnetlerine yakın yerlerde ve köprü ana açıklık ortalarında en büyük değerlerde olduğu görülmektedir.



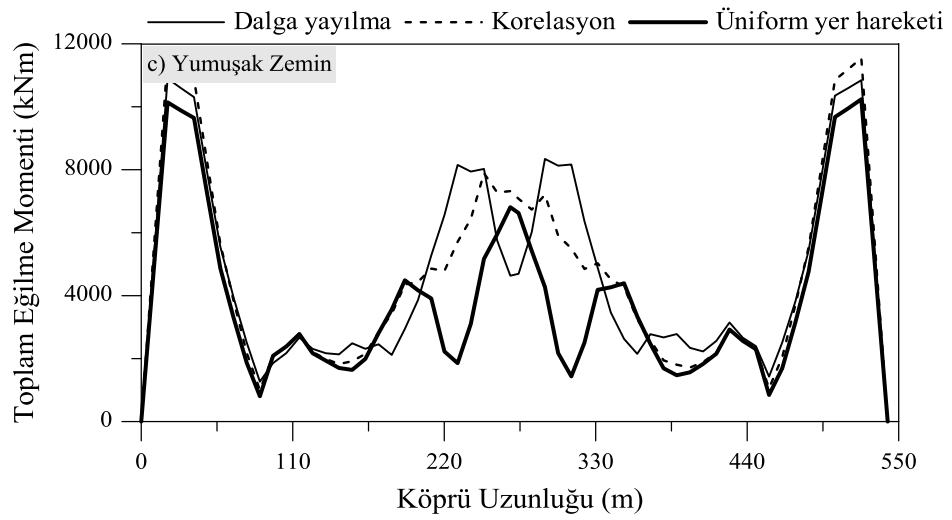
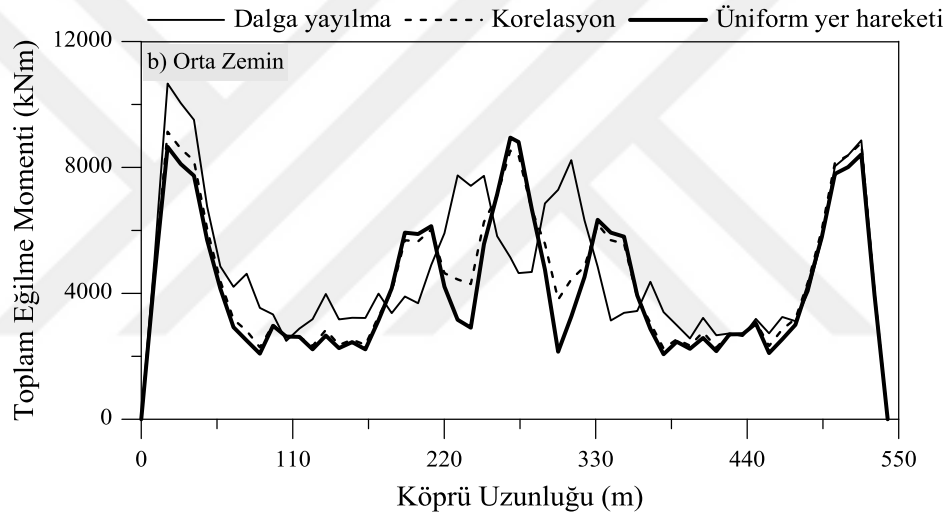
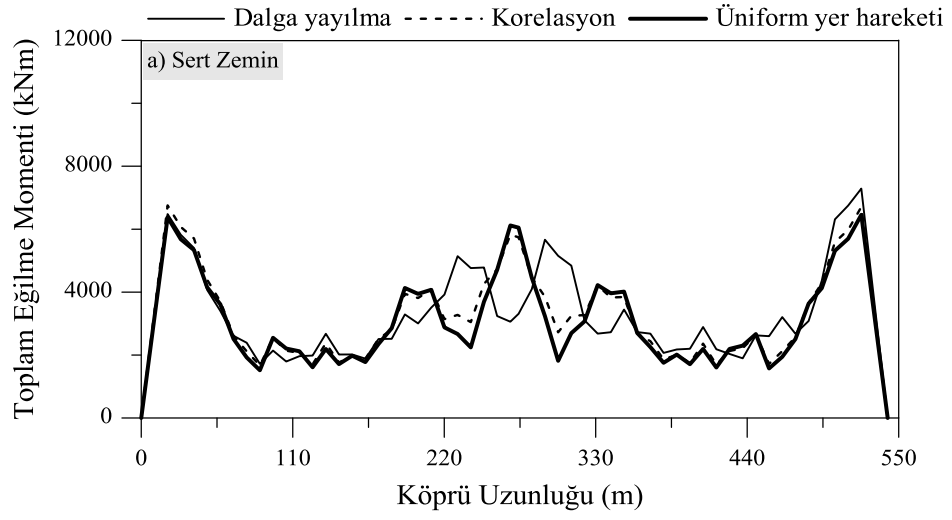
Şekil 4.18. Her bir zemin türünde oluşan toplam yerdeğiştirmeler



Şekil 4.19. Her bir zemin türünde oluşan toplam normal kuvvetler



Şekil 4.20. Her bir zemin türünde oluşan toplam kesme kuvvetleri



Şekil 4.21. Her bir zemin türünde oluşan toplam eğilme momentleri

Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketi durumlarında tabliyede oluşan maksimum yerdeğiştirmeler ve eleman kuvvetlerinin değerleri, sert ve yumuşak zemin için karşılaştırmalı olarak Tablo 4.1’de verilmektedir. Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketleri durumunda yumuşak zeminde oluşan maksimum yerdeğiştirme, sert zeminde oluşan yerdeğiştirmelerin neredeyse dört katı kadardır. Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketlerine maruz köprüde, temel zemininin yumuşak zemin olması durumunda oluşan maksimum normal kuvvet, temel zemininin sert zemin durumunda oluşan maksimum normal kuvvetlerden, sırasıyla, %39, %83 ve %76 oranında daha fazla olduğu görülmektedir. Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketleri altında yumuşak zemin durumunda oluşan maksimum kesme kuvveti ve eğilme momentlerinin, sert zemin durumunda oluşan maksimum kesme kuvveti ve eğilme momentlerinden, sırasıyla, %49, %71 ve %58 oranında daha fazla olduğu gözlemlenmiştir.

Tablo 4.1. Sert ve yumuşak zemin türünde tabliyede oluşan kuvvetlerin karşılaştırılması

	Dalga Yayılma			Korelasyon			Üniform Yer hareketi		
	Zemin Türü		Fark,	Zemin Türü		Fark,	Zemin Türü		Fark,
	Sert	Yumuşak	%	Sert	Yumuşak	%	Sert	Yumuşak	%
Maksimum Yerdeğiştirme (cm)	10.14	39.06	285	10.99	41.63	278	10.22	39.97	291
Maksimum Normal Kuvvet (kN)	2253	3127	39	1981	3632	83	1947	3441	76
Maksimum Kesme Kuvveti (kN)	380	569	49	352	603	71	337	534	58
Maksimum Eğilme Momenti (kNm)	7289	10896	49	6755	11546	71	6455	10239	58

4.1.2. Kulede Oluşan Yerdeğiştirmeler ve Eleman Kuvvetleri

Birleştirilmiş sonlu-sınır eleman yöntemine göre modellenen köprüde, yer hareketinin değişim bileşenleri olan dalga yayılma, korelasyon ve zemin etkilerinin birlikte ve ayrı ayrı dikkate alınması durumunda kulede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri belirlenmiştir.

4.1.2.1. Yer Hareketi Değişim Bileşenlerinin Birlikte Dikkate Alınması Durumu

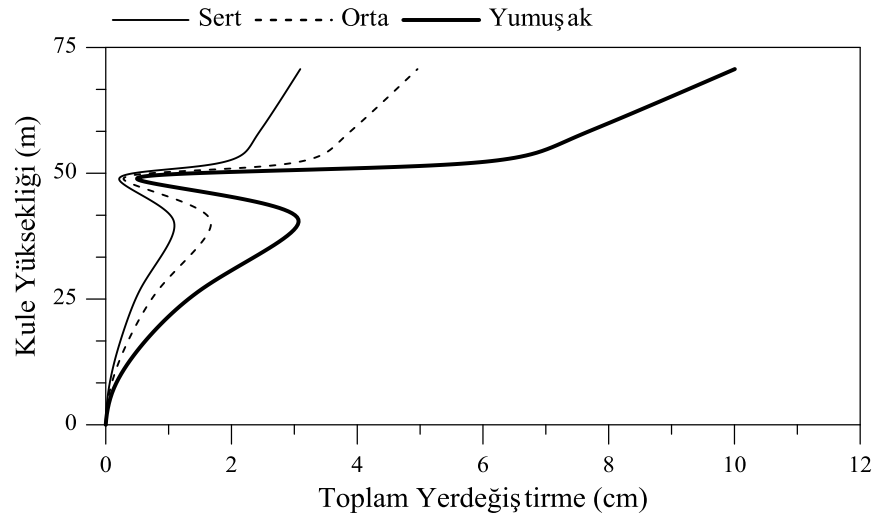
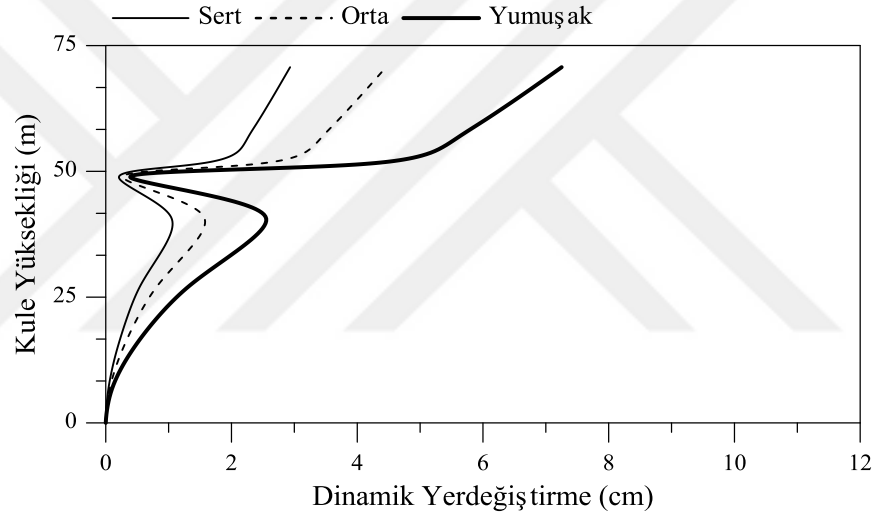
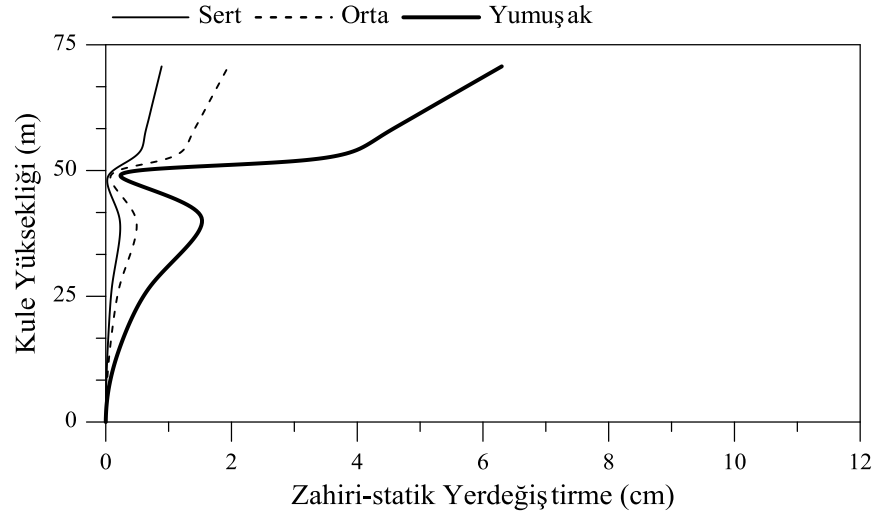
Tabakalı zemine mesnetli köprüde değişerek yayılan yer hareketi bileşenlerinin birlikte dikkate alınması durumunda gerçekleştirilen analizler sonucunda kulede oluşan yerdeğiştirmeler her bir zemin türü için Şekil 4.22’de, eleman kuvvetleri ise Şekil 4.23-4.25’ de görülmektedir.

Şekil 4.22’de tabakalı zemine mesnetli köprüde her bir zemin türü için kulede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmelerin değişimi görülmektedir. Her bir zemin türü için kulede oluşan yerdeğiştirmeler kulenin yüksekliği arttıkça genellikle artmakta olup, en büyük yerdeğiştirmelerin kulenin en üst noktasında olduğu görülmektedir. Ayrıca en fazla yerdeğiştirme, zeminin yumuşak zemin olması durumunda olduğu gözlemlenmiştir. Yumuşak zemin durumunda kulede oluşan ortalama maksimum zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler, sırasıyla, 6 cm, 7 cm ve 10 cm’ dir.

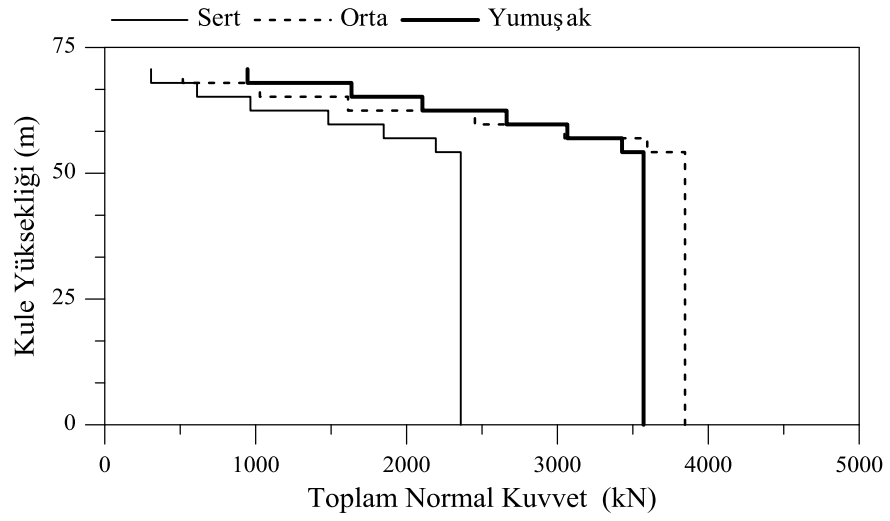
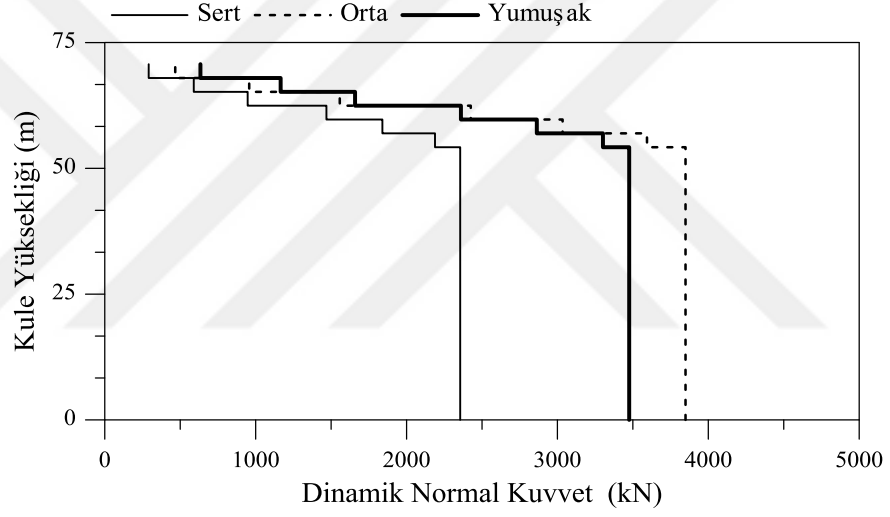
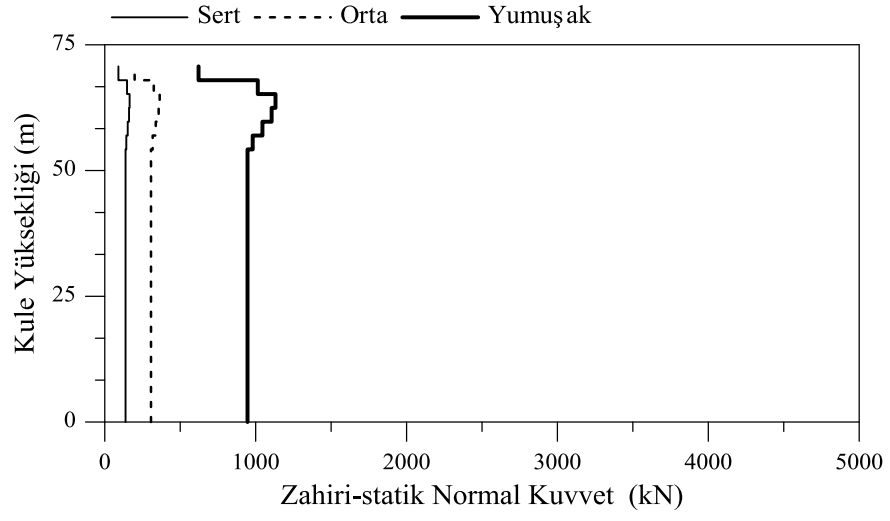
Şekil 4.23’ de her bir zemin türü için kulede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam normal kuvvet değişimi görülmektedir. Zahiri-statik normal kuvvet değişiminin toplam normal kuvvet değişimine oranla oldukça az olup, en fazla değişim orta zemin türünde olduğu gözlemlenmiştir. Her bir zemin türü için kulede oluşan normal kuvvetler, kule-tabliye birleşim bölgesine yakın yerlerde en büyük, kule yüksekliği arttıkça genellikle azaldığı ve kulenin en üst noktasında ise en küçük değerlere sahip olduğu görülmektedir.

Şekil 4.24’ de her bir zemin türü için kulede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam kesme kuvveti değişimi görülmektedir. Kesme kuvvetlerinin kulenin en üst noktasına yakın bölgelerde en büyük seviyelere ulaştığı ve en fazla kesme kuvvetinin zeminin yumuşak zemin olması durumunda olduğu gözlemlenmiştir. Yumuşak zemin durumunda maksimum zahiri-statik, dinamik ve toplam kesme kuvvetleri, sırasıyla, 306 kN, 2341kN ve 2368 kN, zeminin sert zemin olması durumunda ise zahiri-statik, dinamik ve toplam kesme kuvvetleri, sırasıyla, 43 kN, 982 kN ve 983 kN’ dur.

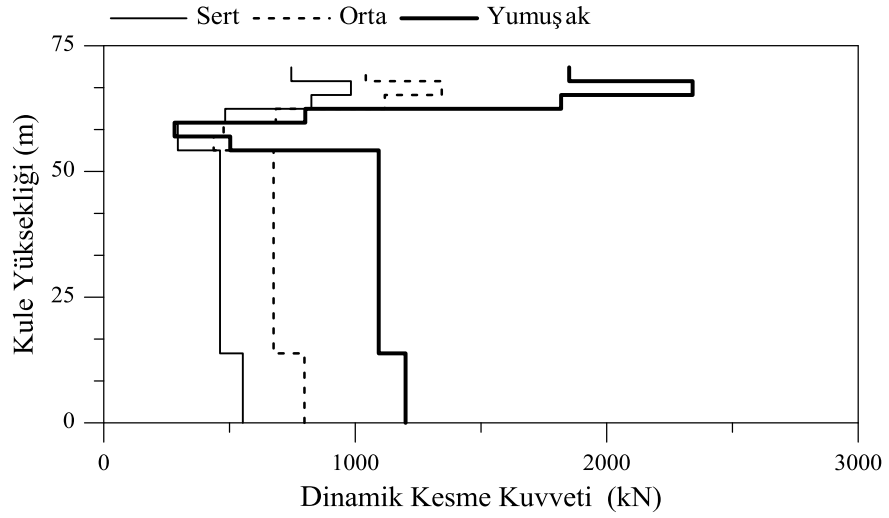
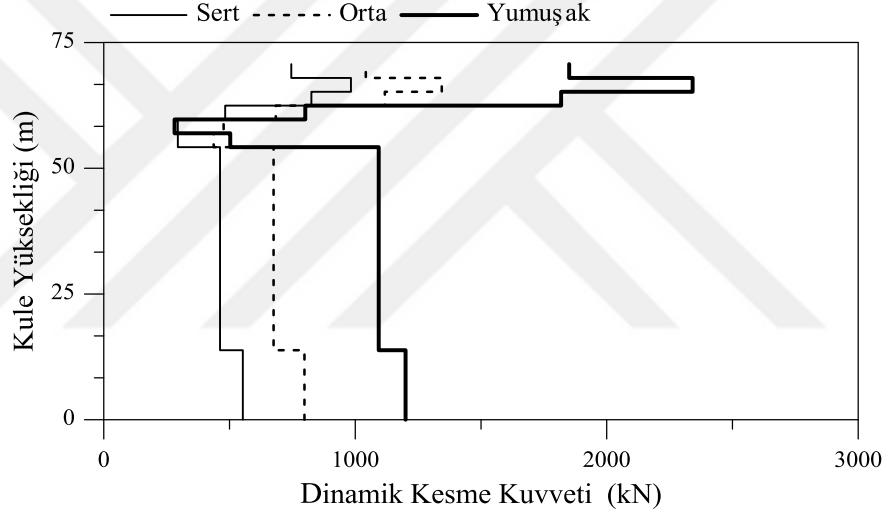
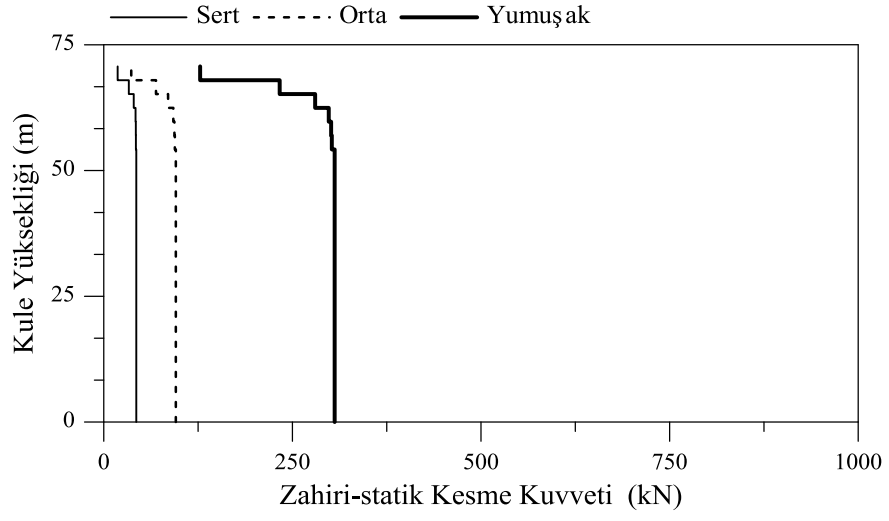
Şekil 4.25’ de her bir zemin türü için kulede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam eğilme momenti değişimi görülmektedir. Kulenin en üst noktasında eğilme momentleri sıfırken, en alt noktasında maksimum olduğu gözlemlenmiştir. En büyük eğilme momentleri yumuşak zemin durumunda olduğu elde edilmiştir. Yumuşak zemin durumunda maksimum zahiri-statik, dinamik ve toplam eğilme momentleri, sırasıyla, 18844 kNm, 36256 kNm ve 41993 kNm, sert zemin durumunda ise zahiri-statik, dinamik ve toplam eğilme momentleri, sırasıyla, 2657 kNm, 15063 kNm ve 15398 kNm’ dir.



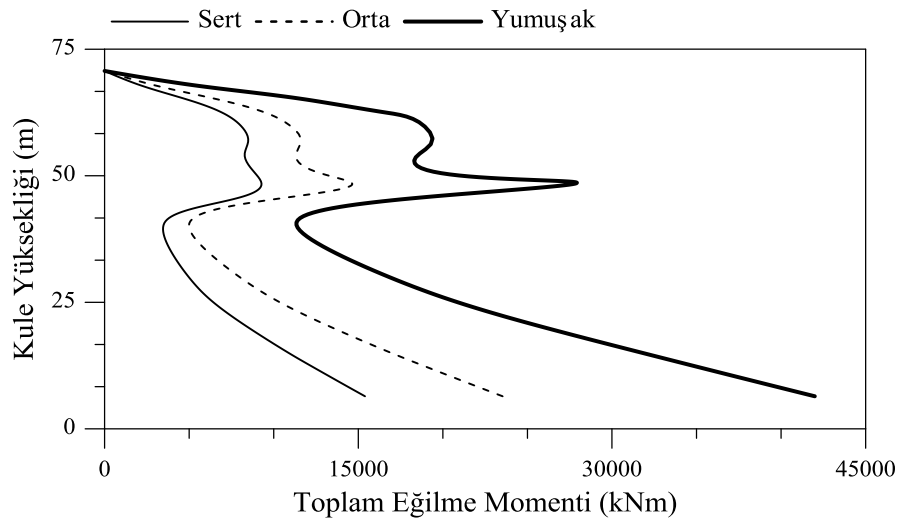
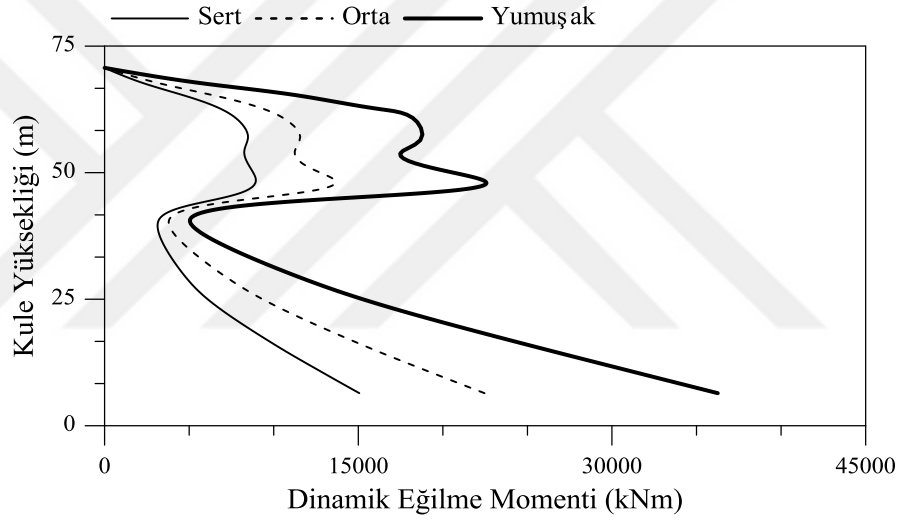
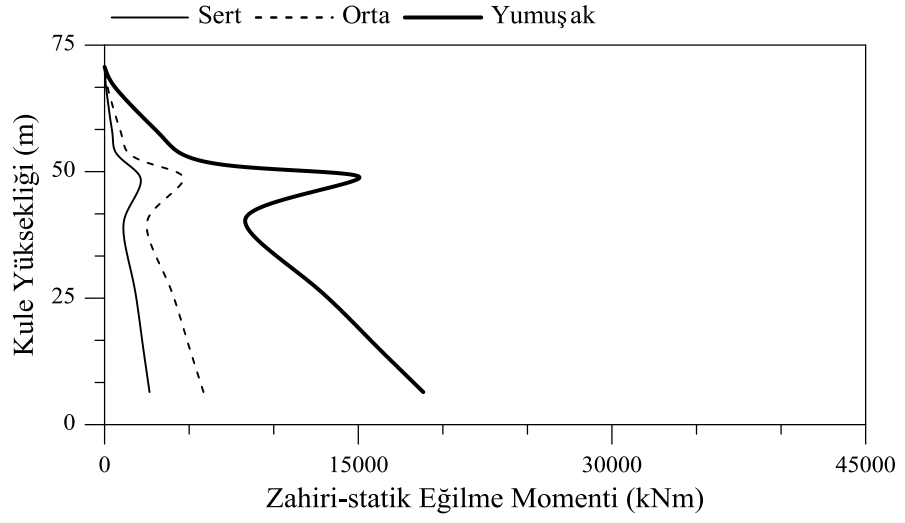
Şekil 4.22. Kulede oluşan yerdeğıştirmeler



Şekil 4.23. Kulede oluşan normal kuvvetler



Şekil 4.24. Kulede oluşan kesme kuvvetleri



Şekil 4.25. Kulede oluşan eğilme momentleri

4.1.2.2. Dalga Yayılma Etkisinin Dikkate Alınması Durumu

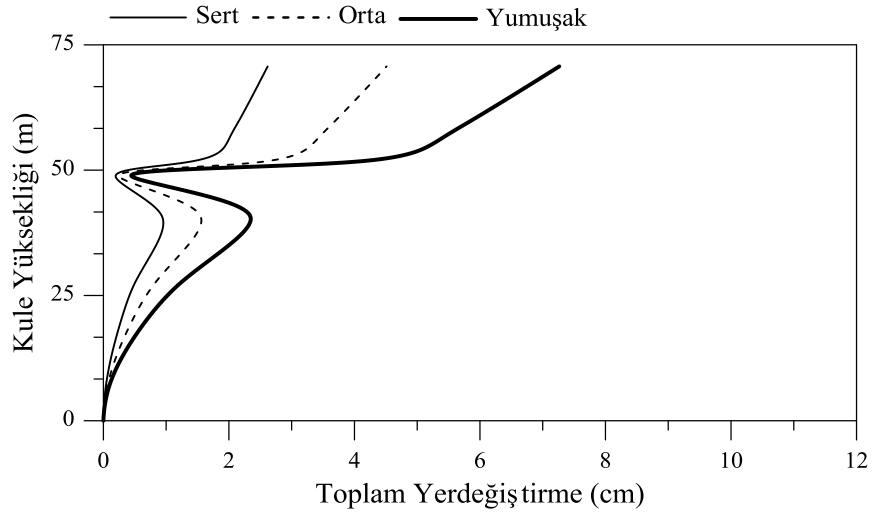
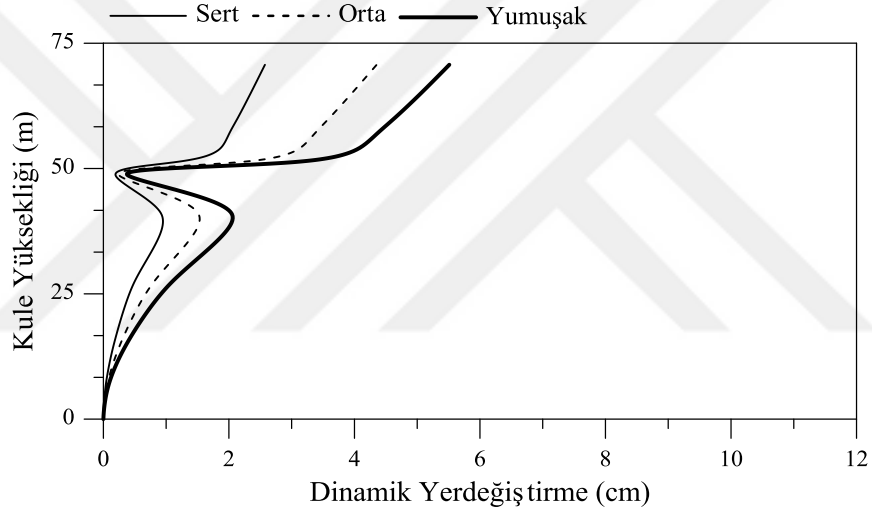
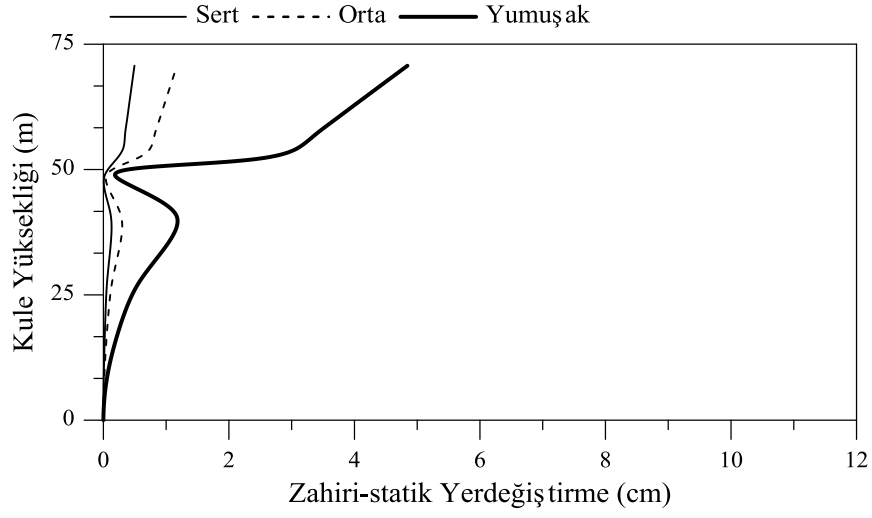
Sadece dalga yayılma etkisinin dikkate alınması durumunda gerçekleştirilen analizler sonucunda köprü kulesinde oluşan yerdeğiştirmeler her bir zemin türü için Şekil 4.26'da, eleman kuvvetleri ise Şekil 4.27-4.29' da görülmektedir.

Şekil 4.26'da tabakalı zemine mesnetli köprüde, sadece dalga yayılma etkisinin dikkate alınması durumunda her bir zemin türü için kulede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmelerin değişimi görülmektedir. Kulenin 50 m yüksekliği daha rijit olup her bir zemin türü için yerdeğiştirmelerde ani bir azalış gözlemlenmiştir. Kulenin yüksekliği arttıkça oluşan yerdeğiştirmeler her bir zemin türü için genellikle artmaktadır. En az yerdeğiştirme sert zemin durumunda, en fazla yerdeğiştirme ise yumuşak zemin durumunda olduğu gözlemlenmiştir. Kulede oluşan maksimum toplam yerdeğiştirmeler sert, orta ve yumuşak zemin türü için, sırasıyla, 2.6 cm, 4.5 cm ve 7.2 cm'dir.

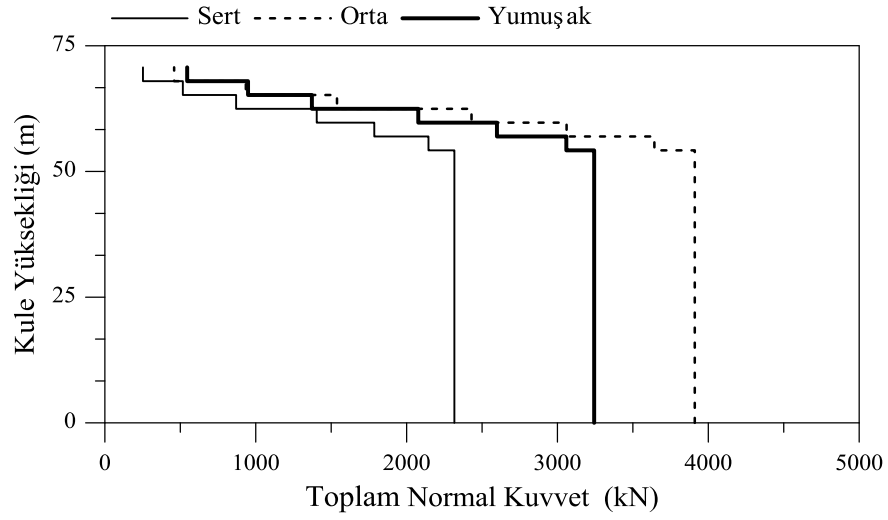
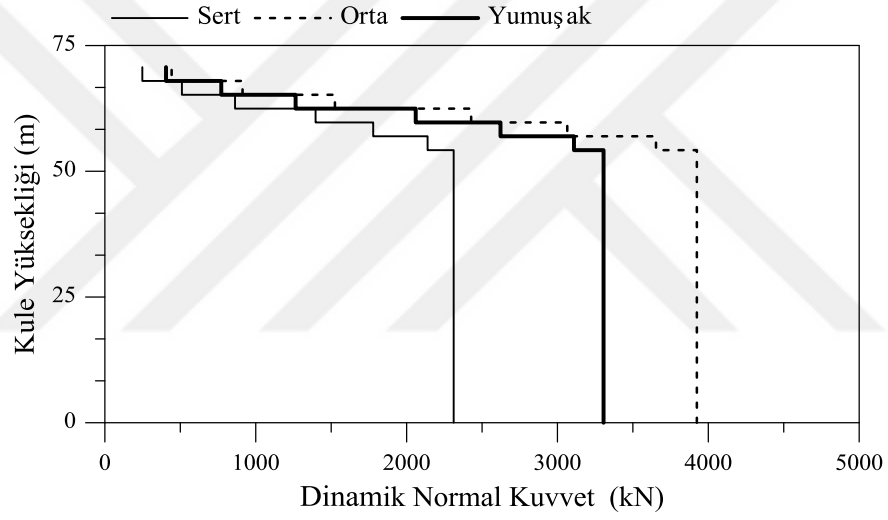
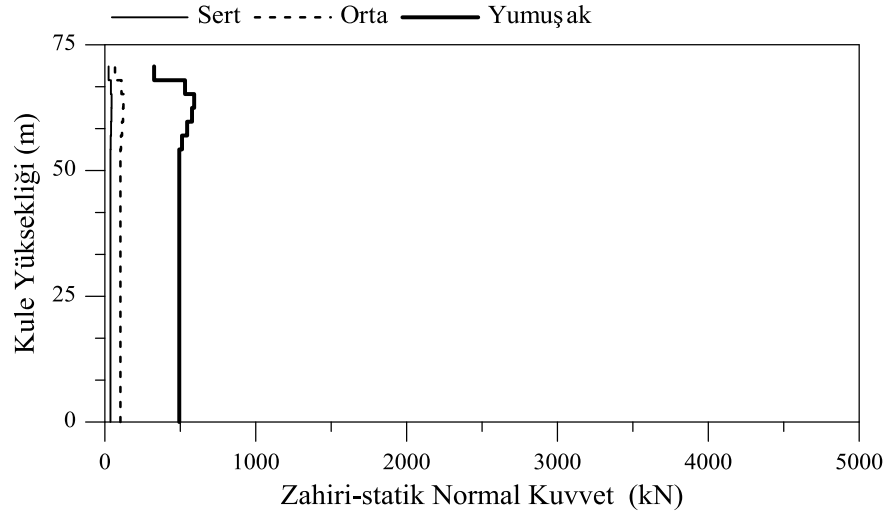
Şekil 4.27' de her bir zemin türü için kulede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam normal kuvvetlerin değişimi görülmektedir. Zahiri-statik normal kuvvetlerin kule yüksekliği boyunca çok fazla değişmediği gözlemlenmiştir. Kulede en büyük dinamik ve toplam normal kuvvetlerin orta zemin türünde ve kule-tabliye birleşim bölgesinde olduğu görülmektedir. Ayrıca kulenin yüksekliği arttıkça kulede oluşan normal kuvvetler azalmakta olup, kulenin en üst noktasında en küçük değerlere ulaştığı gözlemlenmiştir.

Şekil 4.28'de her bir zemin türü için kulede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam kesme kuvveti değişimleri görülmektedir. Zahiri-statik kesme kuvvetlerinin kule yüksekliği boyunca çok fazla değişmediği gözlemlenmiştir. Kulede oluşan dinamik ve toplam normal kuvvetler, kulenin en üst noktasında yakın bölgede en büyük değerlerde olduğu görülmektedir. Ayrıca, yumuşak zemin durumunda oluşan kesme kuvvetlerinin en büyük olduğu gözlemlenmiştir. Kulede oluşan maksimum toplam kesme kuvvetleri sert, orta ve yumuşak zemin türü için, sırasıyla, 920 kN, 1250 kN ve 2128 kN'dur.

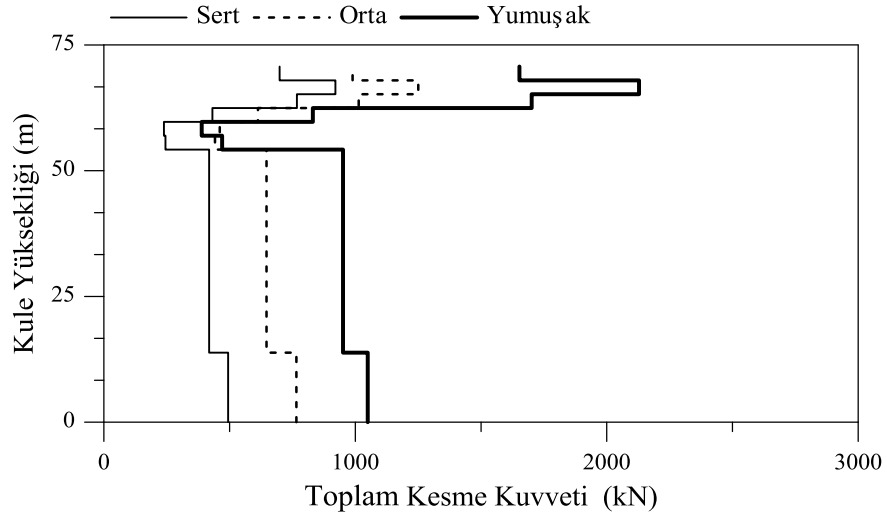
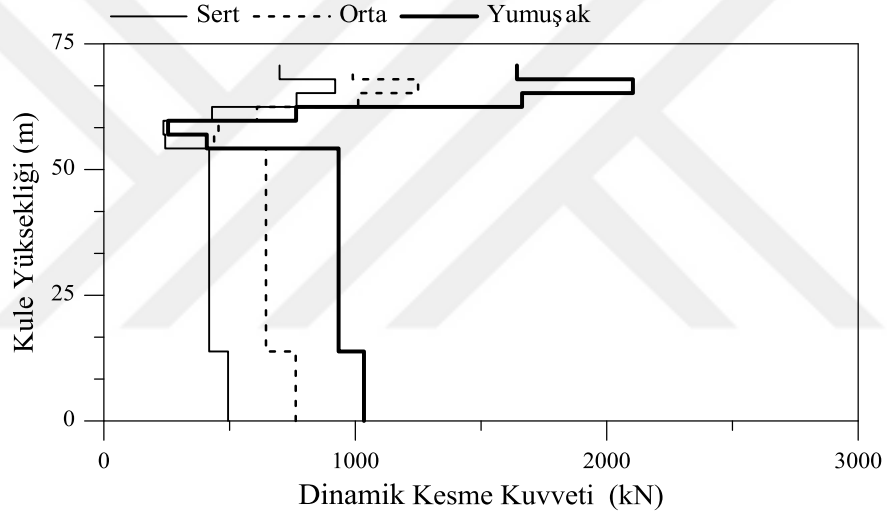
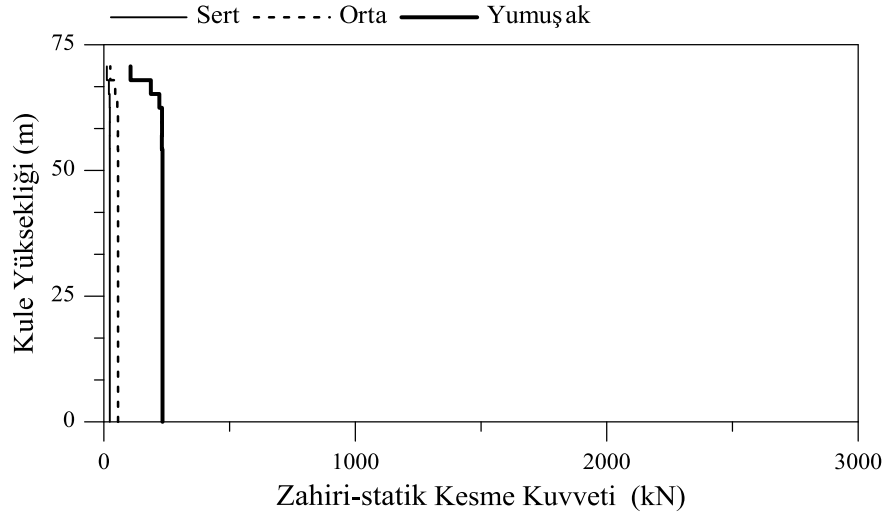
Şekil 4.29'da her bir zemin türü için kulede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam eğilme momenti değişimleri görülmektedir. Kulenin en üst noktasında eğilme momentleri her bir zemin türü için sıfırken, en alt noktasında en büyük ve ayrıca, diğer zemin türleri ile kıyaslandığında, yumuşak zemin durumunda oluşan eğilme momentlerinin en büyük değerlere sahip gözlemlenmiştir.



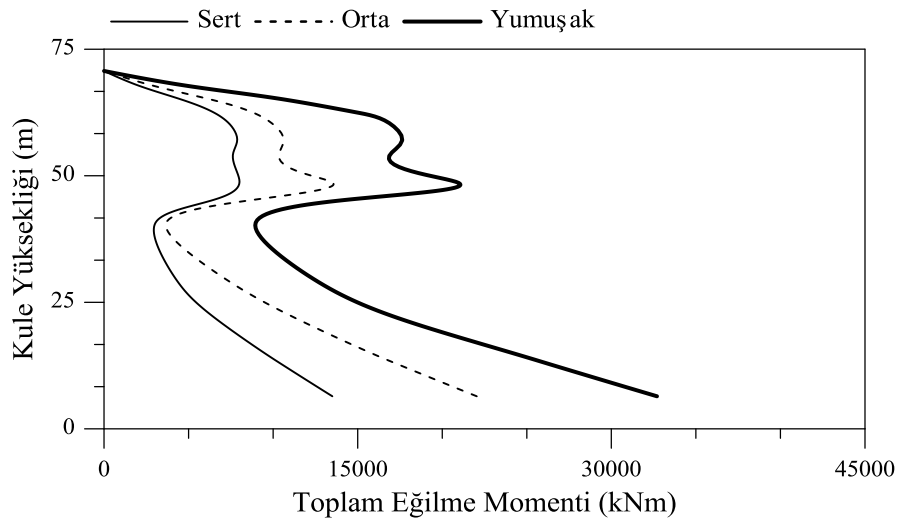
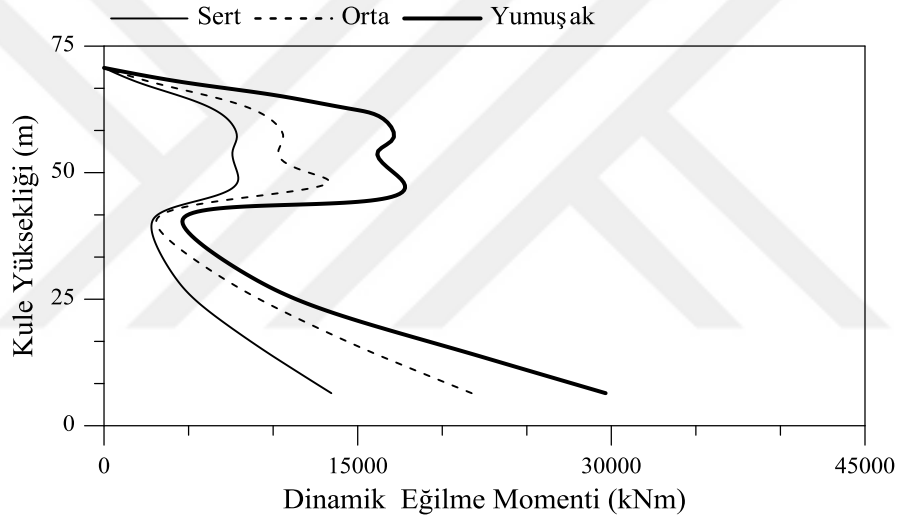
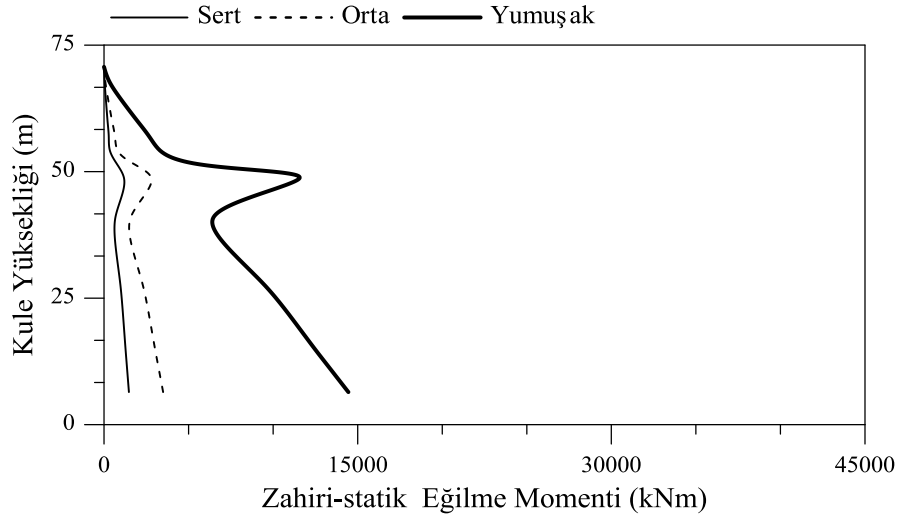
Şekil 4.26. Kulede oluşan yerdeğiştirmeler



Şekil 4.27. Kulede oluşan normal kuvvetler



Şekil 4.28. Kulede oluşan kesme kuvvetleri



Şekil 4.29. Kulede oluşan eğilme momentleri

4.1.2.3. Korelasyon Etkisinin Dikkate Alınması Durumu

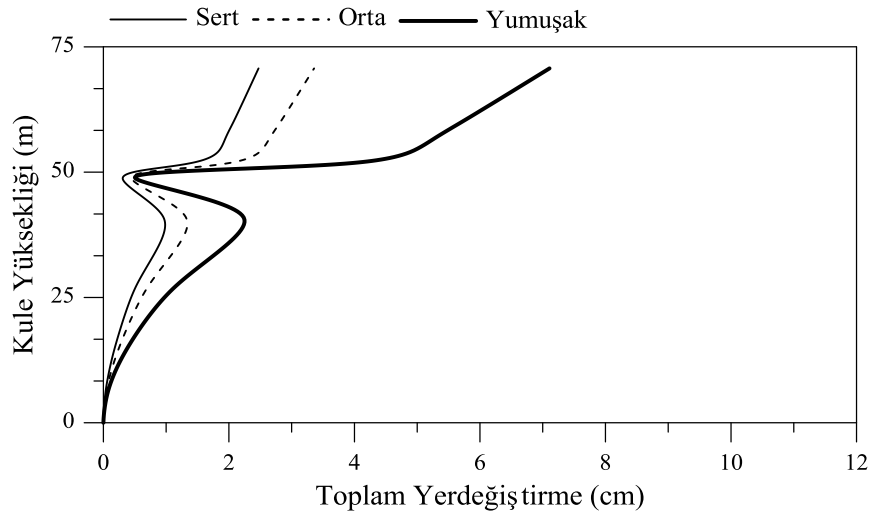
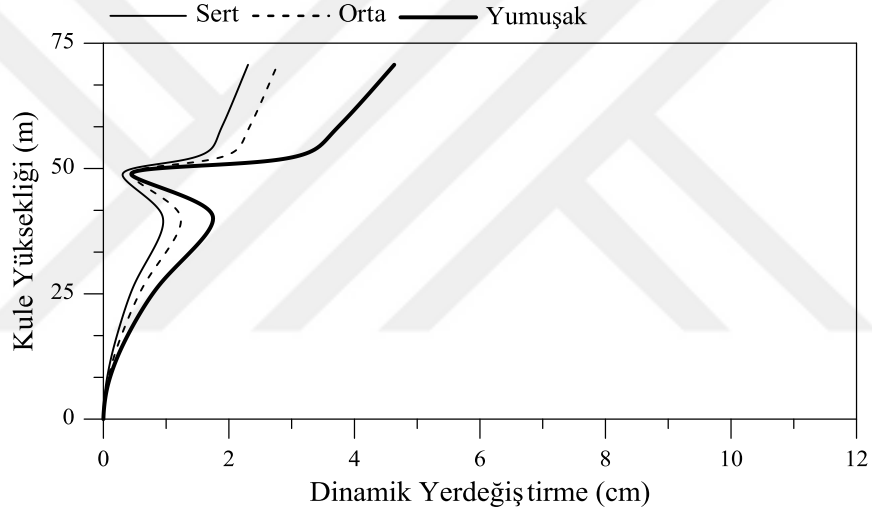
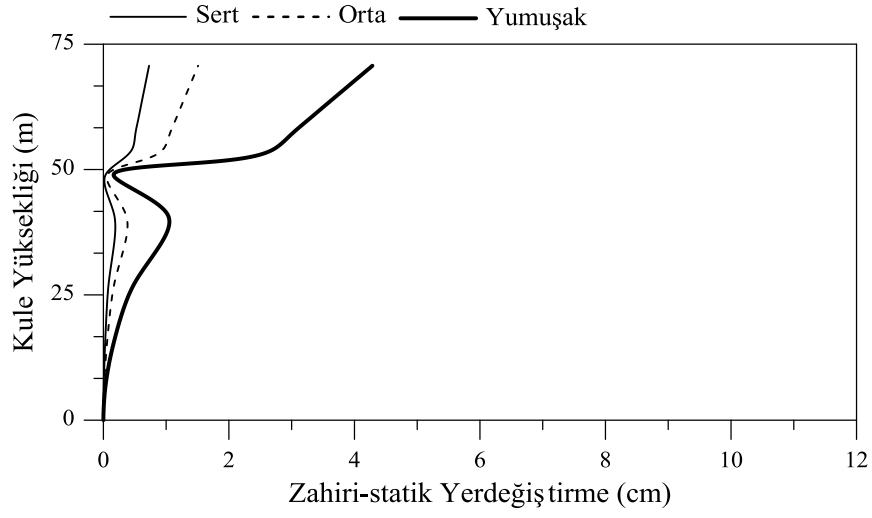
Sadece korelasyon etkisinin dikkate alınması durumunda gerçekleştirilen analizler sonucunda köprü kulesinde oluşan yerdeğiştirmeler her bir zemin türü için Şekil 4.30'da, eleman kuvvetleri ise Şekil 4.31-4.33' da görölmektedir.

Şekil 4.30'da tabakalı zemine mesnetli köprüde sadece korelasyon etkisinin dikkate alınması durumunda her bir zemin türü için kulede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler görölmektedir. Sert zemin durumunda oluşan yerdeğiştirmeler en küçük, yumuşak zemin durumunda ise en büyük olduğu gözlemlenmiştir. Yumuşak zemin durumunda ortalama maksimum zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler, sırasıyla, 4.2 cm, 4.6 cm ve 7.1 cm, sert zemin durumunda ise zahiri-statik, dinamik ve toplam yerdeğiştirmeler, sırasıyla, 0.7 cm, 2.3 cm ve 2.4 cm' dir.

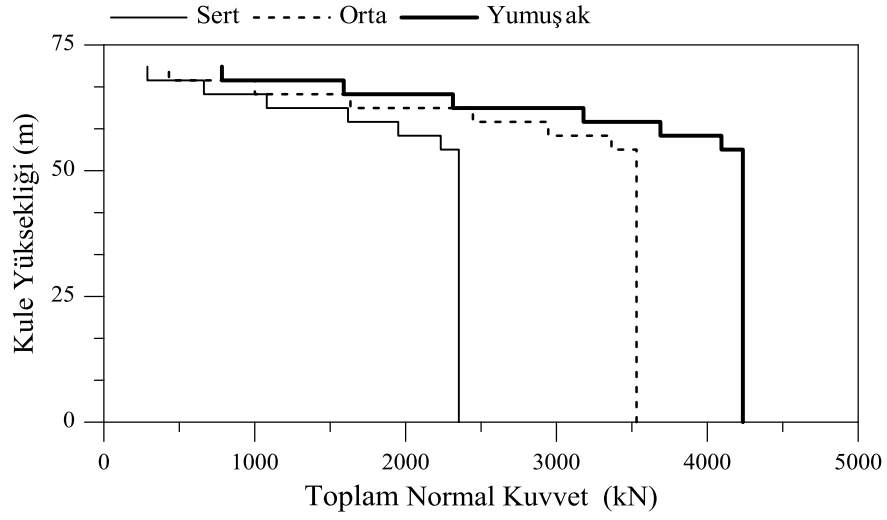
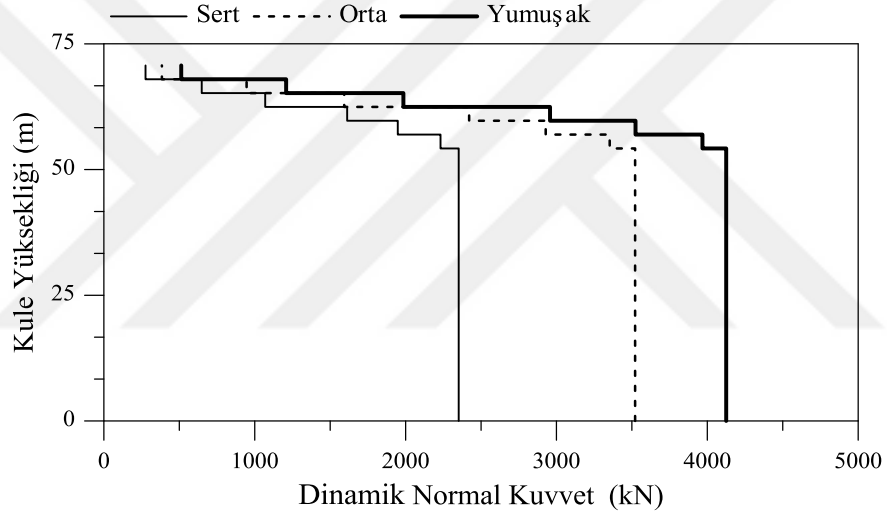
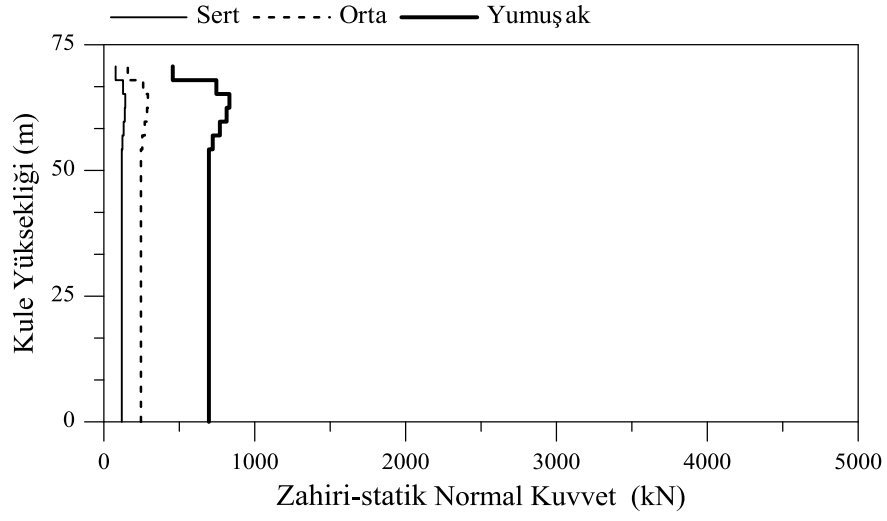
Şekil 4.31'de her bir zemin türü için kulede oluşan normal kuvvetlerin değişimi görölmektedir. Zahiri-statik normal kuvvetlerin kule yüksekliği boyunca çok fazla değişmediği gözlemlenmiştir. Kule yüksekliği boyunca en büyük normal kuvvetlerin yumuşak zemin türünde oluştđu ve her bir zemin türü için kulenin en alt noktasında en büyük olduğu görölmektedir. Ayrıca, kulenin yüksekliği arttıkça kulede oluşan normal kuvvetler azalmakta, kulenin en üst noktasında ise en küçük değerlere ulaştığı gözlemlenmiştir. Yumuşak zemin türünde oluşan toplam normal kuvvetler, neredeyse sert zemin türünde oluşan normal kuvvetlerin iki katı kadardır.

Şekil 4.32'de her bir zemin türü için kulede oluşan kesme kuvveti değişimleri görölmektedir. Zahiri-statik kesme kuvvetlerinin kule yüksekliği boyunca çok fazla değişmediği gözlemlenmiştir. Kulenin 55 m yüksekliğine kadar her bir zemin türü için kesme kuvvetlerinde çok fazla değişim gözlenmeyip, 55 m'den sonra kule kesme kuvvetlerinde hızlı bir artış olup kule en üst noktasına yakın yerlerde en büyük değerlere ulaştığı görölmektedir. Yumuşak zemin durumunda oluşan kesme kuvvetlerinin ise en büyük olduğu gözlemlenmiştir.

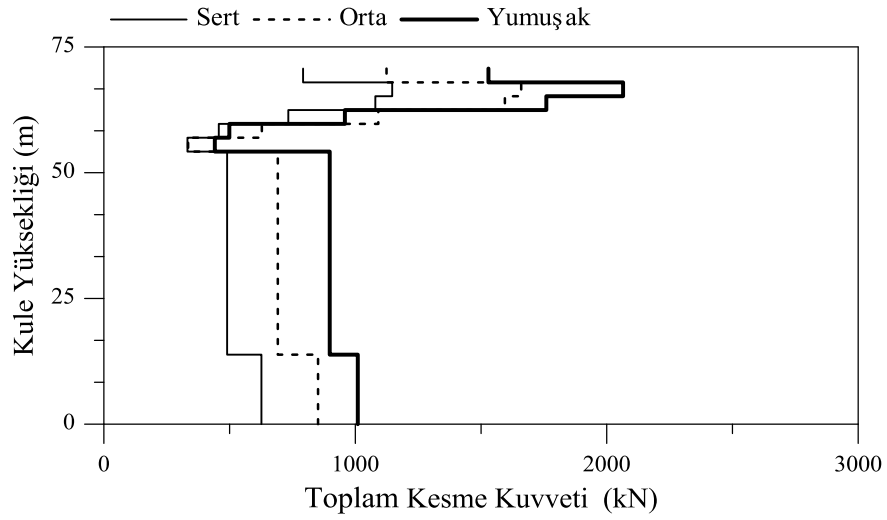
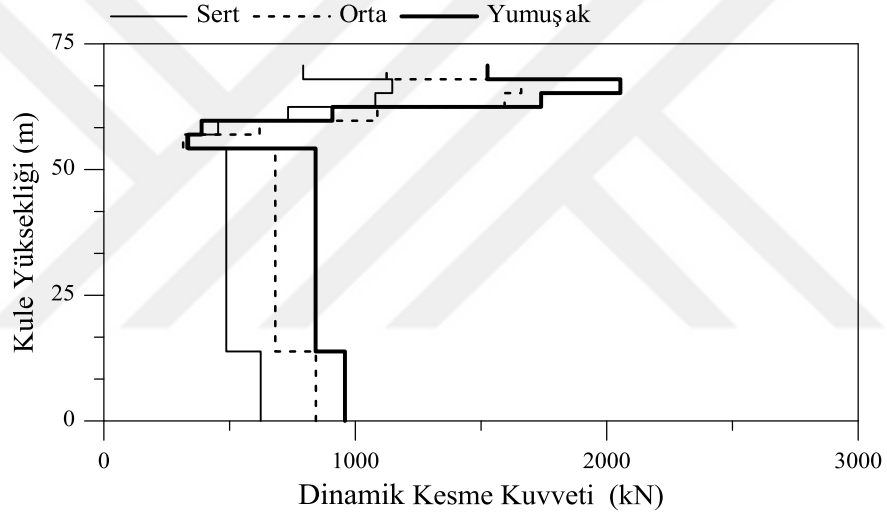
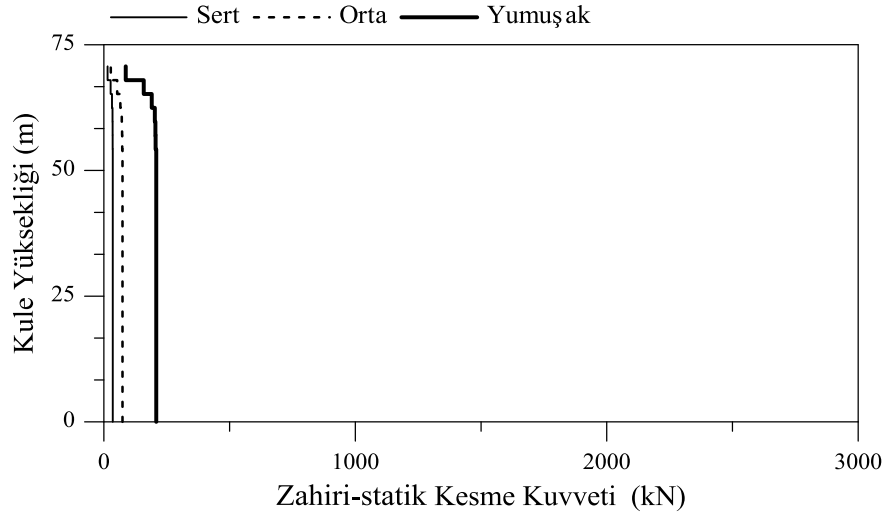
Şekil 4.33'de her bir zemin türü için kulede oluşan zahiri-statik, dinamik ve toplam eğilme momenti değişimleri görölmektedir. Kulenin en üst noktasında eğilme momentleri her bir zemin türü için sıfırken, kule-tabliye birleşim bölgesinde en büyük olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca, yumuşak zemin durumunda oluşan eğilme momentleri ise en büyüktür. Kulede oluşan maksimum toplam eğilme momentleri sert, orta ve yumuşak zemin türü için, sırasıyla, 14482 kNm, 19887 kNm ve 31182 kNm'dir.



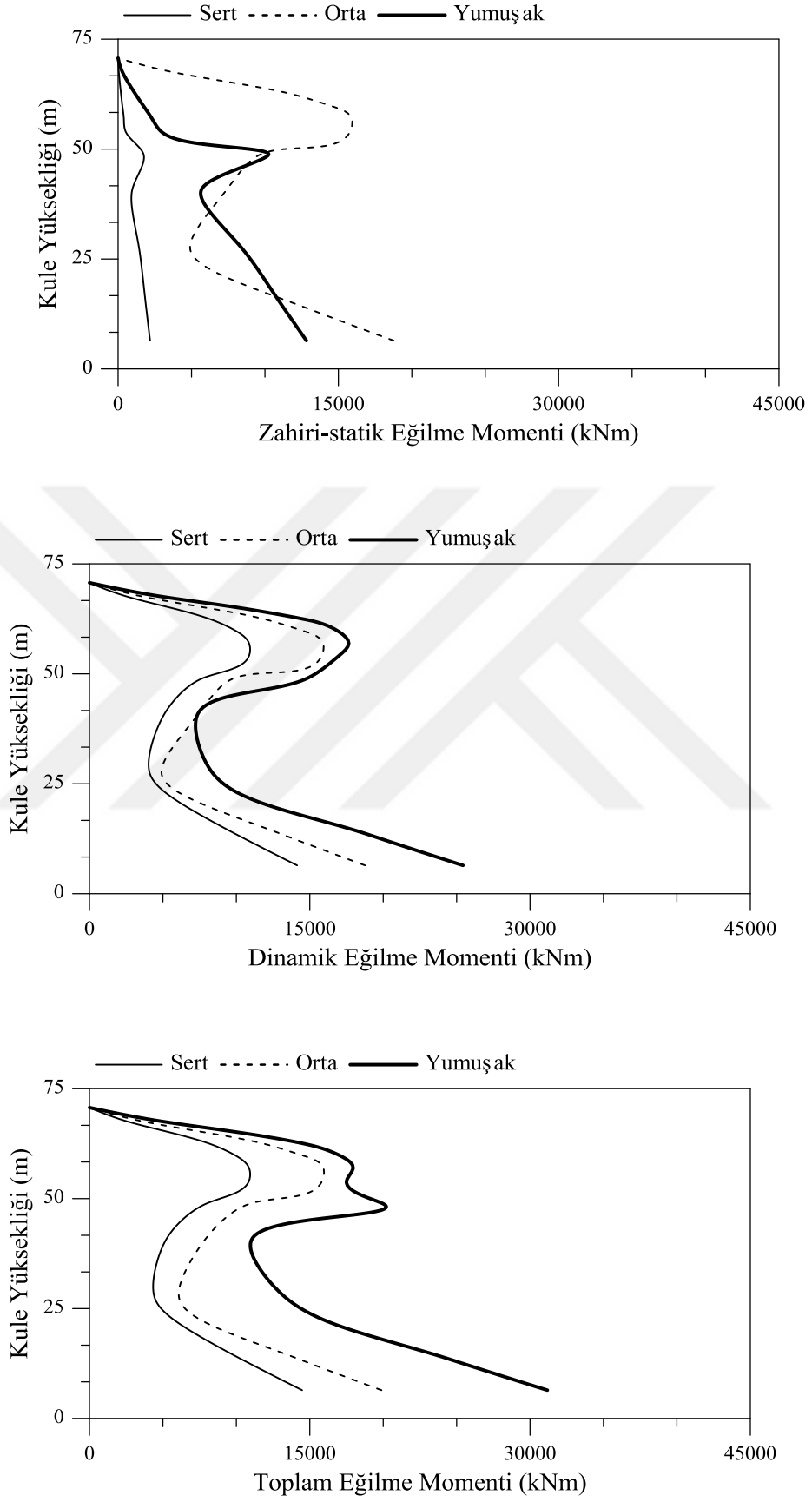
Şekil 4.30. Kulede oluşın yerdeğıştirmeler



Şekil 4.31. Kulede oluşan normal kuvvetler



Şekil 4.32. Kulede oluşan kesme kuvvetleri

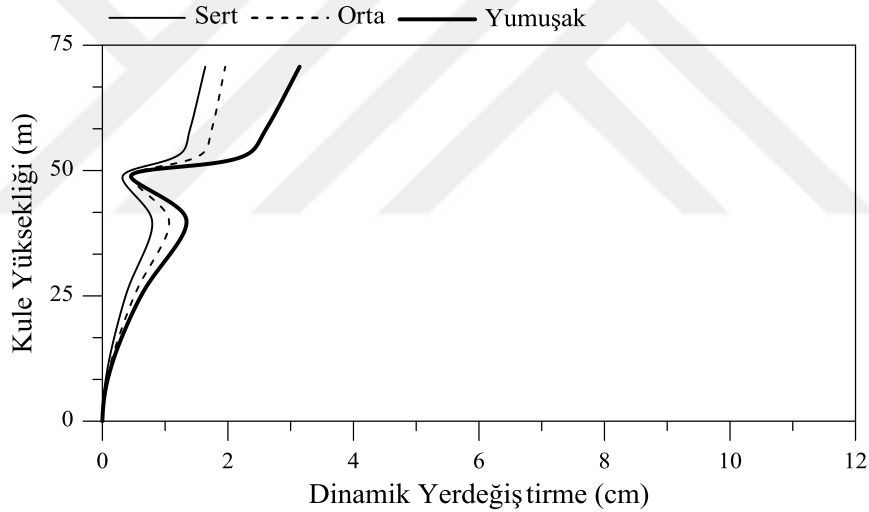


Şekil 4.33. Kulede oluşan eğilme momentleri

4.1.2.4. Üniform Yer Hareketi Durumu

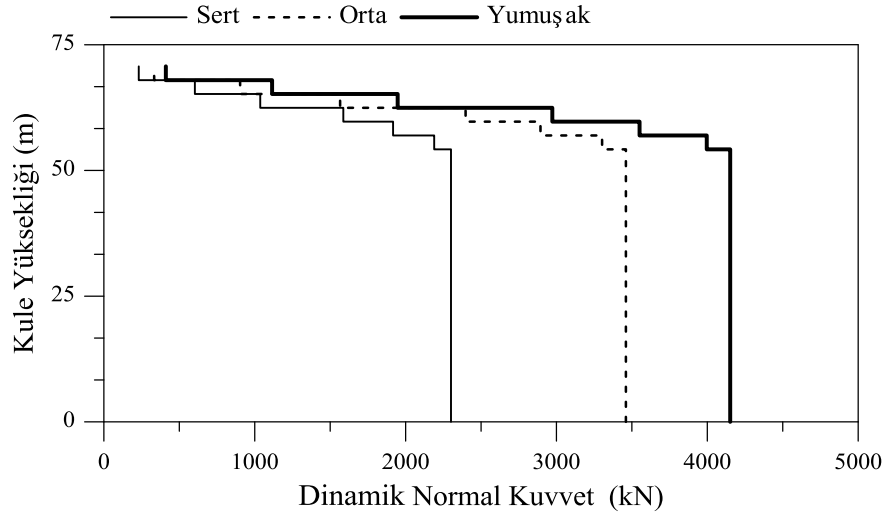
Üniform yer hareketi durumunda gerçekleştirilen analizler sonucunda kulede oluşan yerdeğiştirmeler her bir zemin türü için Şekil 4.34’de, eleman kuvvetleri ise Şekil 4.35-4.37’ de görülmektedir. Üniform yer hareketi durumunda, zahiri-statik tepki bileşenlerinin yapı davranışına herhangi bir katkısı bulunmamaktadır. Dolayısıyla, sonuçlarda sadece dinamik bileşen verilmiştir.

Şekil 4.34’de tabakalı zemine mesnetli köprüde üniform yer hareketi durumunda her bir zemin türü için kulede oluşan dinamik yerdeğiştirmeler görülmektedir. En büyük ve en küçük yerdeğiştirmelerin sırasıyla, sert ve yumuşak zemin türlerinde olduğu gözlemlenmiştir. Yumuşak zemin durumunda maksimum toplam yerdeğiştirme 3.1 cm, sert zemin durumunda ise 1.6 cm’ dir.



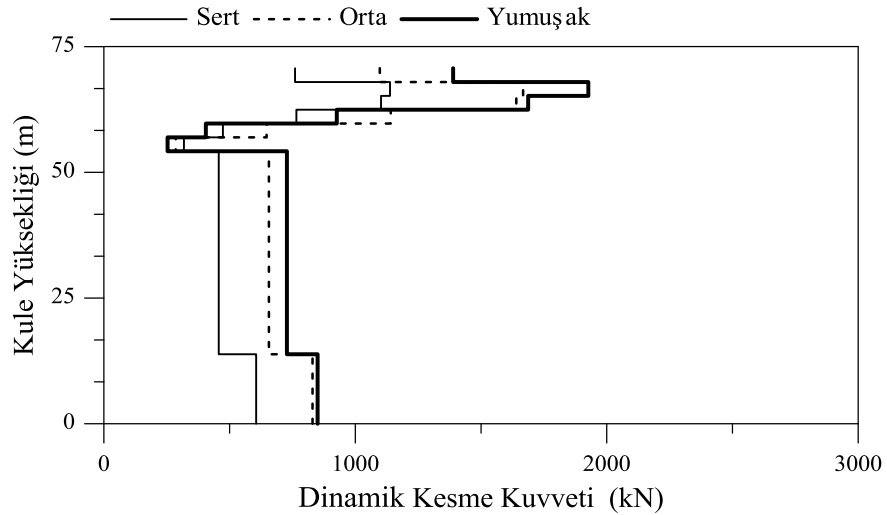
Şekil 4.34. Kulede oluşan dinamik yerdeğiştirmeler

Şekil 4.35’de her bir zemin türü için kulede oluşan dinamik normal kuvvetlerin değişimi görülmektedir. Kulede oluşan normal kuvvetler, yumuşak zemin durumunda ve her bir zemin türü için kule-tabliye birleşim bölgesinde en büyük olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca, kulenin yüksekliği arttıkça kulede oluşan normal kuvvetler azalmakta olup kulenin en üst noktasında en küçük değerlere ulaştığı görülmektedir.



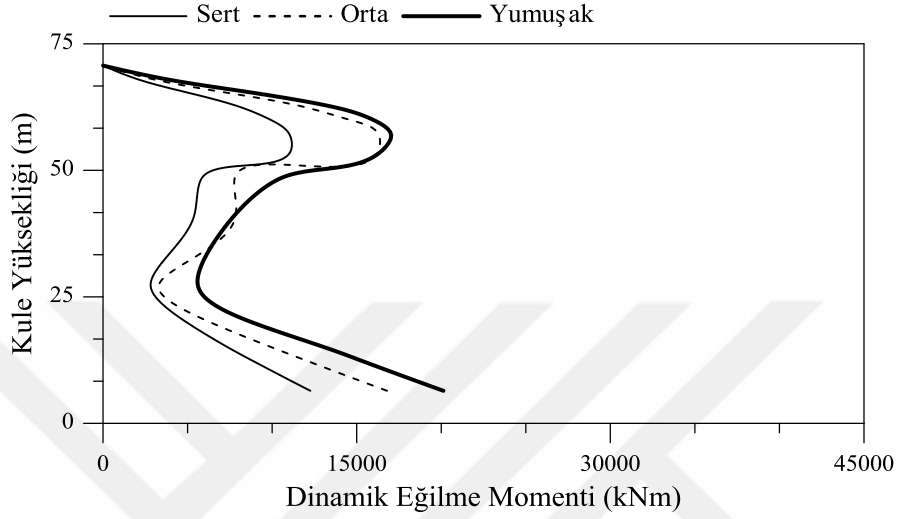
Şekil 4.35. Kulede oluşan dinamik normal kuvvetler

Şekil 4.36’de her bir zemin türü için kulede oluşan dinamik kesme kuvveti değişimleri görülmektedir. En büyük kesme kuvvetleri her bir zemin türü için kulenin en üst noktasına yakın yerlerde olduğu gözlemlenmiştir. Kulenin 55 m yüksekliğine kadar her bir zemin türü için kesme kuvvetlerinde çok fazla değişim gözlenmeyip, 55 m’de en küçük değerlere sahip olduğu görülmektedir. Ayrıca, yumuşak zemin durumunda oluşan kesme kuvvetlerinin en büyük olduğu gözlemlenmiştir.



Şekil 4.36. Kulede oluşan dinamik kesme kuvvetleri

Şekil 4.37’de her bir zemin türü için kulede oluşan dinamik eğilme momenti değişimleri görülmektedir. Kulenin en üst noktasında eğilme momentleri her bir zemin türü için sıfırken, kule-tabliye birleşim bölgesinde en büyük olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca, yumuşak zemin durumunda oluşan eğilme momentlerinin en büyük olduğu görülmektedir.



Şekil 4.37. Kulede oluşan eğilme momentleri

4.1.2.5. Dalga Yayılma, Korelasyon ve Üniform Yer Hareketi Etkilerinin Her Bir Zemin Türü İçin İncelenmesi

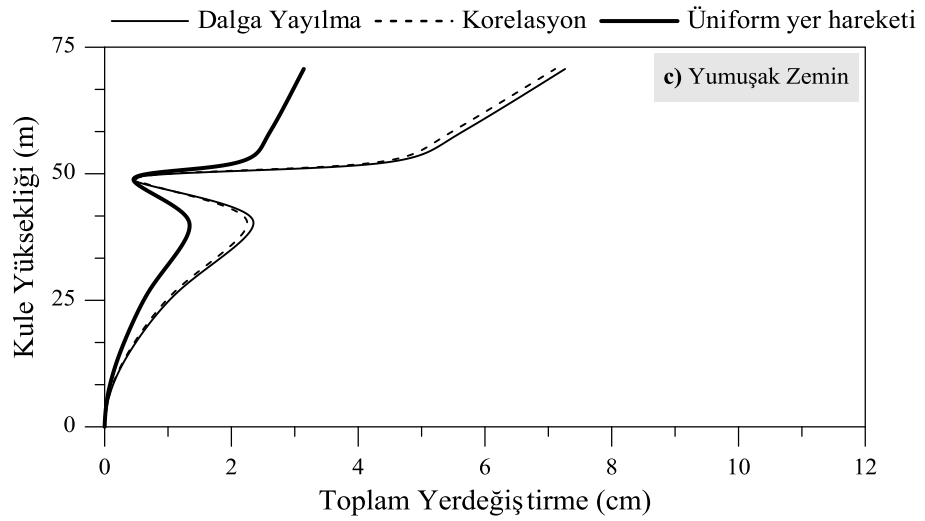
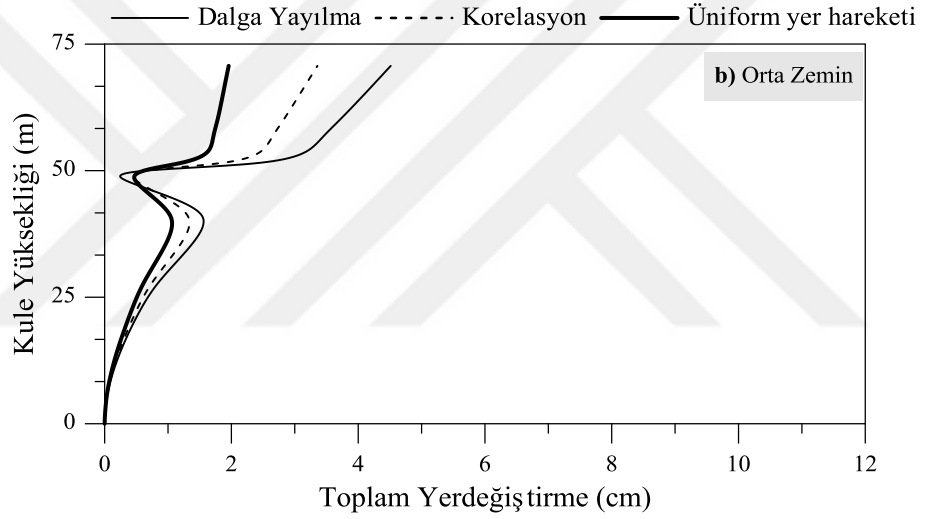
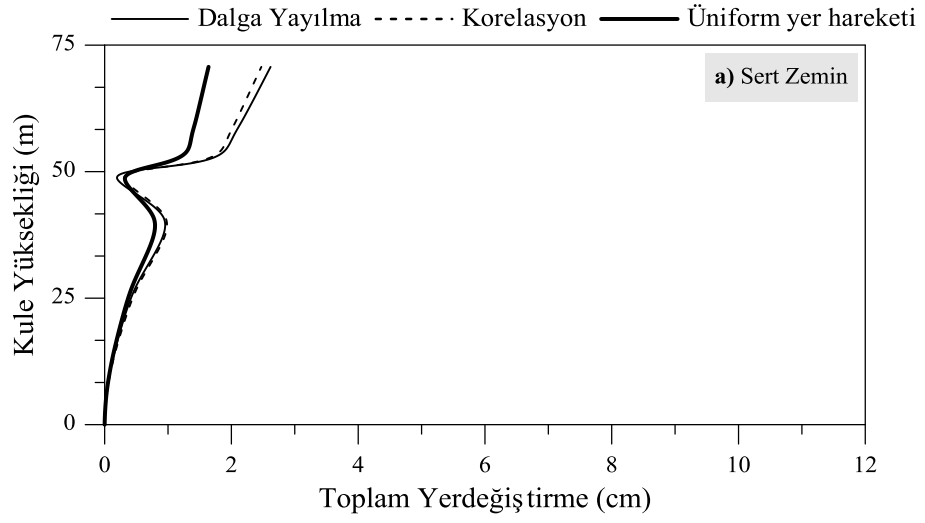
Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketinin ayrı ayrı dikkate alınmasıyla gerçekleştirilen analizler sonucunda kulede oluşan toplam yerdeğiştirmeler her bir zemin türü için Şekil 4.38’de, eleman kuvvetleri ise Şekil 4.39-4.41’de görülmektedir.

Şekil 4.38’de kulede oluşan yerdeğiştirmelerin değişimi görülmektedir. Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketi durumlarının hepsinde sert zemin durumunda oluşan yerdeğiştirmeler en küçük, yumuşak zemin türünde ise en büyük olduğu gözlemlenmiştir. Dalga yayılma ve korelasyon durumunda kule yüksekliği boyunca oluşan yerdeğiştirmelerin zeminin sert ve yumuşak zemin olması durumunda birbirlerine oldukça yakın olduğu görülmektedir. Her bir zemin türü için dalga yayılma etkisi durumunda kulede oluşan yerdeğiştirmelerin en büyük olduğu gözlemlenmiştir.

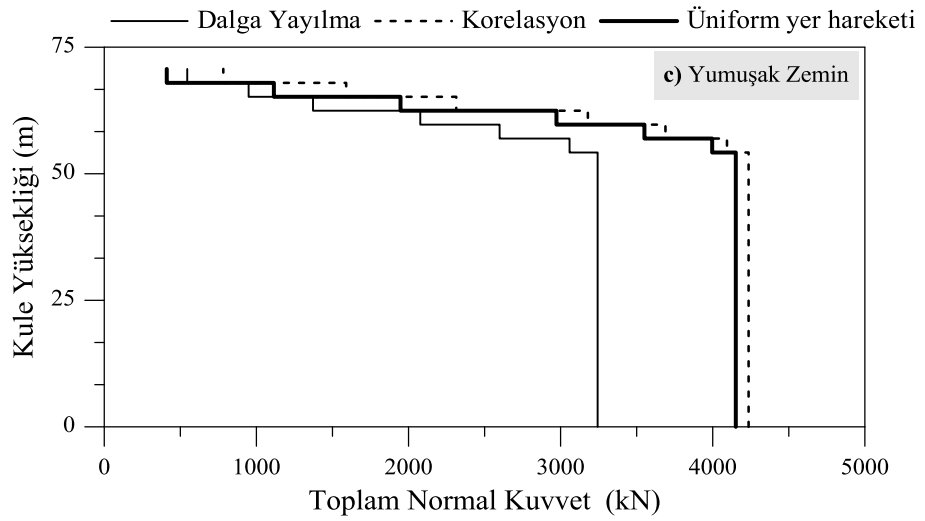
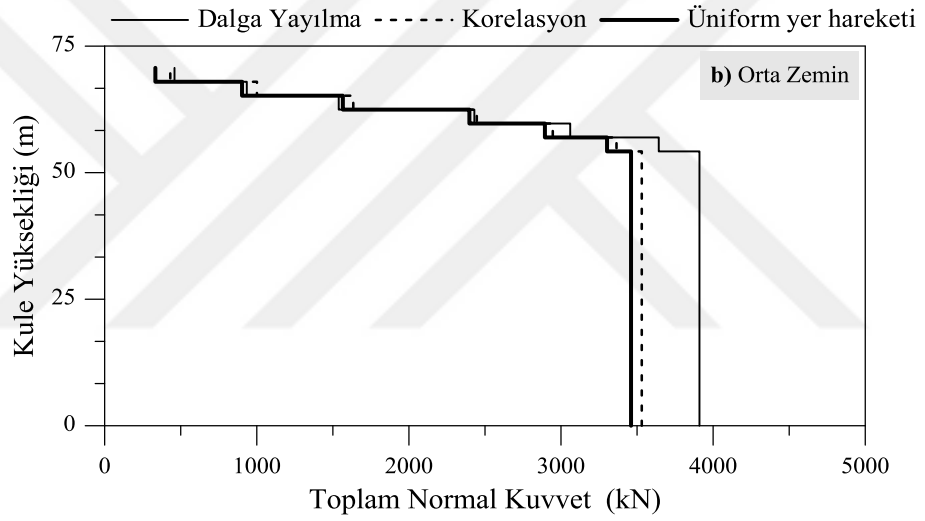
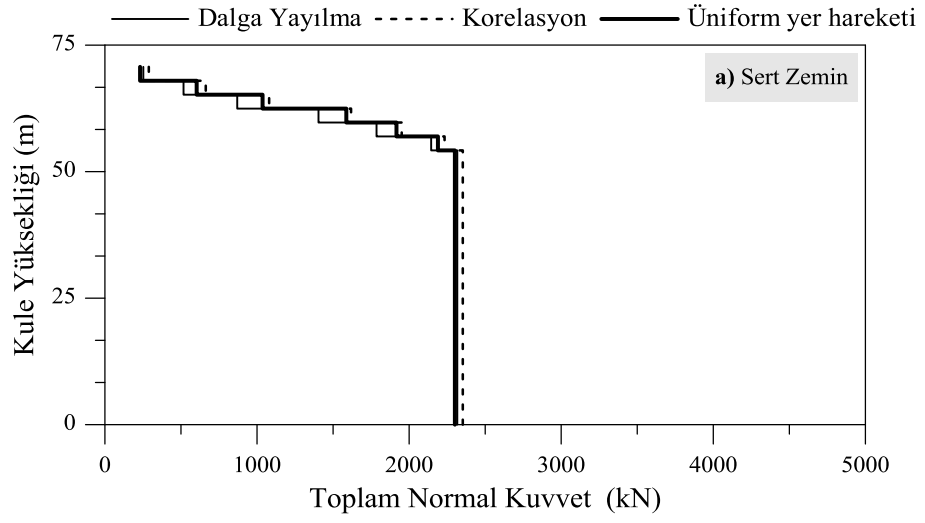
Şekil 4.39’da kulede oluşan normal kuvvetlerin değişimi görülmektedir. Zeminin sert ve yumuşak olması durumunda kulede oluşan normal kuvvetler korelasyon durumunda en büyük, orta zemin olması durumunda ise dalga yayılma durumunda en büyük olduğu gözlemlenmiştir. Kulede oluşan normal kuvvetlerin her bir zemin türü için yumuşak zeminde en büyük değerlere sahip olduğu görülmektedir.

Şekil 4.40’da kulede oluşan kesme kuvvetlerinin değişimi görülmektedir. Zeminin sert ve orta olması durumunda kulede oluşan kesme kuvvetleri üniform yer hareketi durumunda, yumuşak zemin olması durumunda ise dalga yayılma etkisi durumunda en büyük değere ulaştığı gözlemlenmiştir. Kule yüksekliği 55 m olduğu zaman oluşan kesme kuvvetleri her bir durum için en küçük, kulenin en üst noktasına yakın bölgelerde en büyük olduğu gözlemlenmiştir.

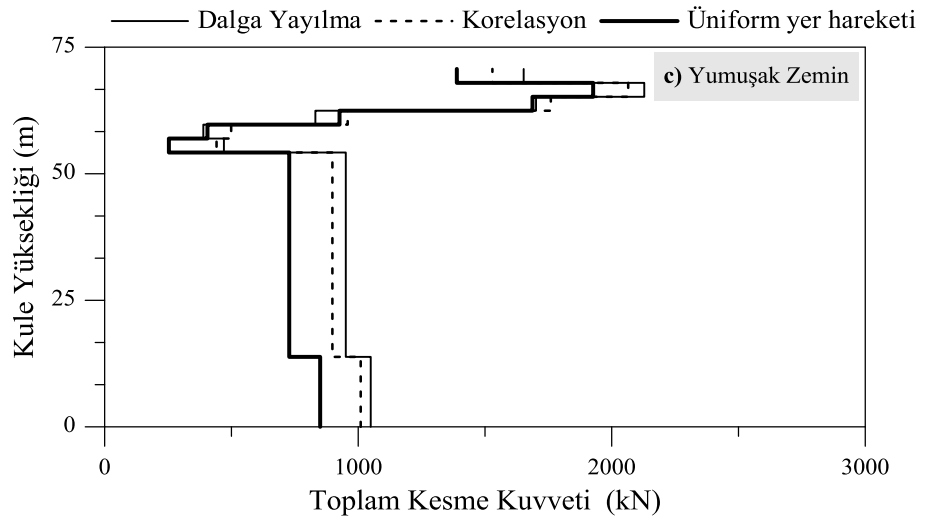
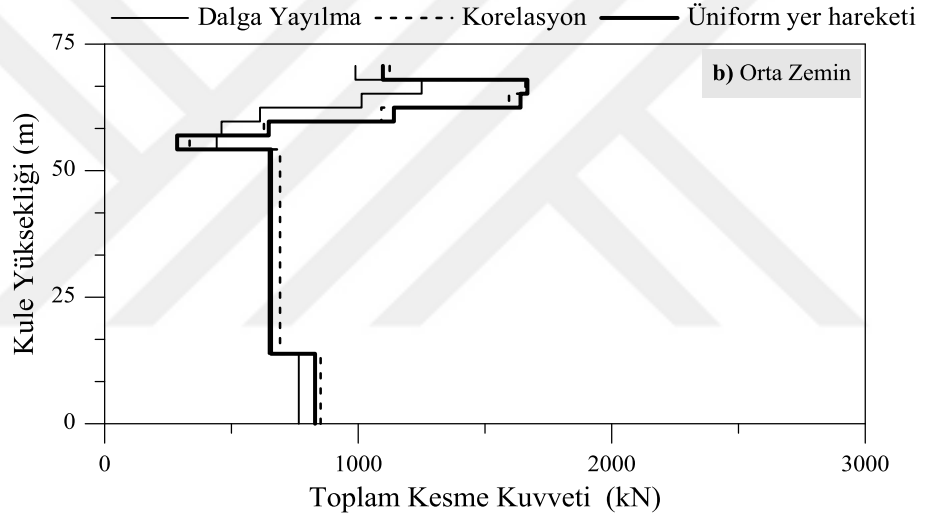
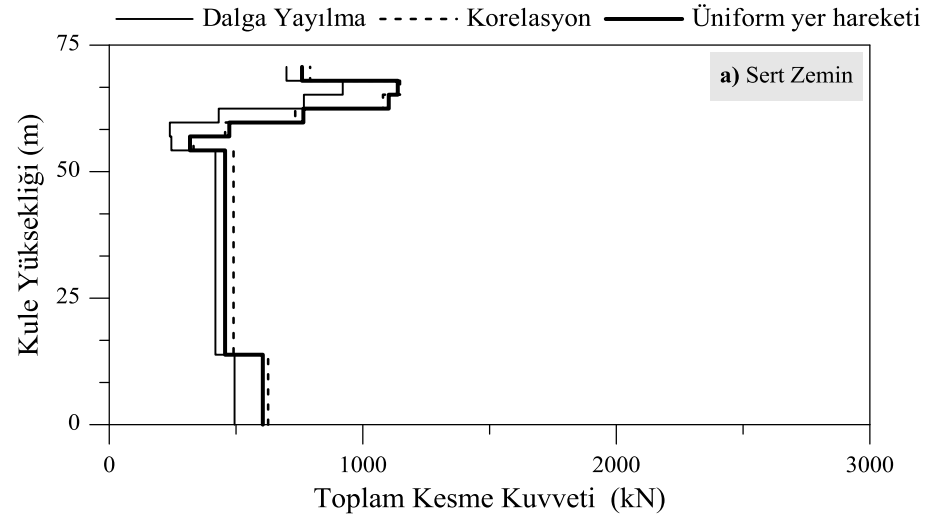
Şekil 4.41’de kulede oluşan eğilme momentlerinin değişimi görülmektedir. Zeminin yumuşak ve orta olması durumunda kulede oluşan eğilme momentleri dalga yayılma etkisi durumunda, sert zemin olması durumunda ise korelasyon etkisi durumunda en büyük değere ulaştığı gözlemlenmiştir. Kulenin en alt noktasında oluşan eğilme momentleri her bir zemin türü ve her bir durum için en büyük olduğu görülmektedir.



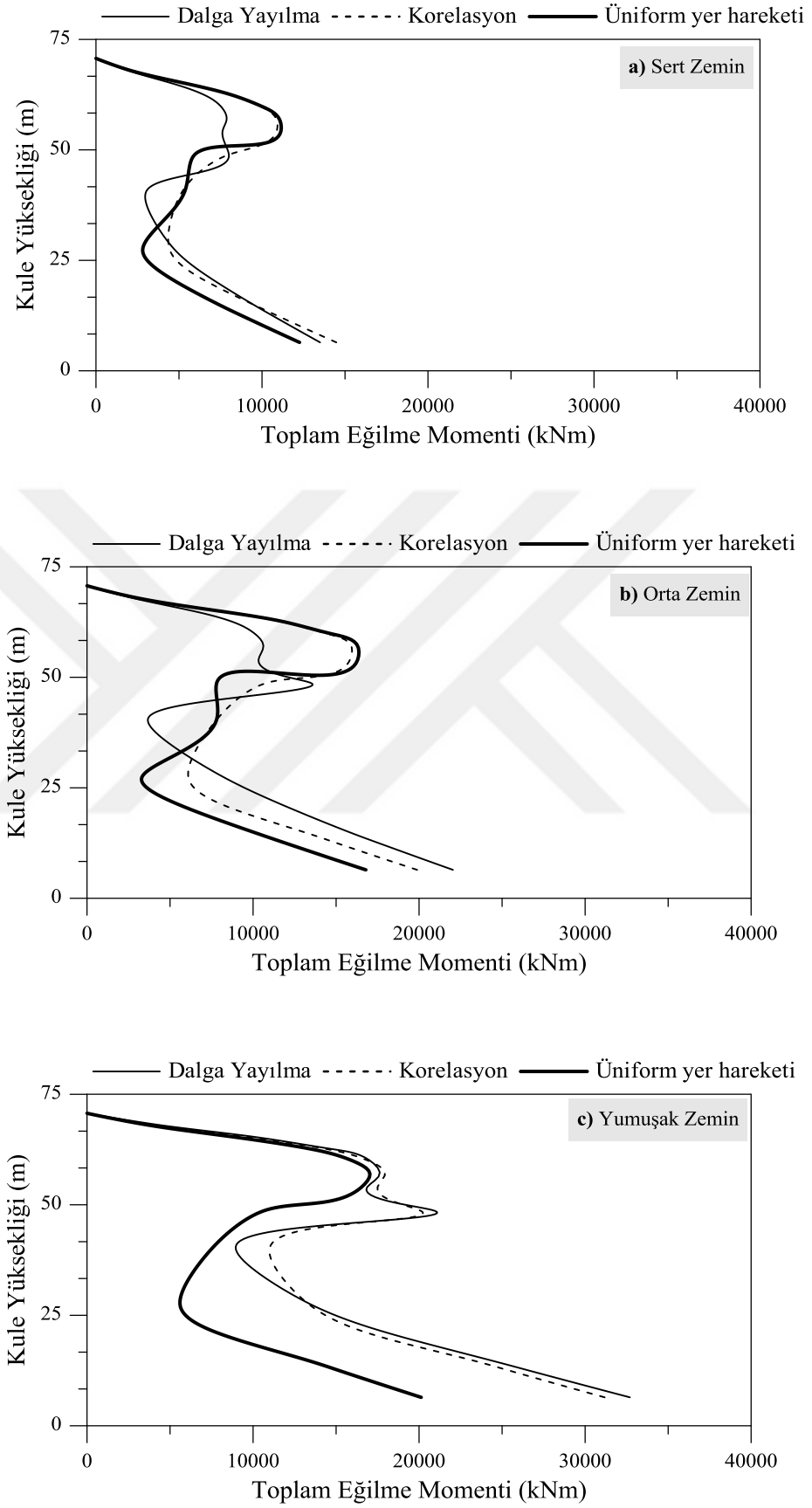
Şekil 4.38. Her bir zemin türünde kulede oluşın toplam yerdeğiştirmelemler



Şekil 4.39. Her bir zemin türünde kulede oluşan toplam normal kuvvetler



Şekil 4.40. Her bir zemin türünde kulede oluşan toplam kesme kuvvetleri



Şekil 4.41. Her bir zemin türünde kulede oluşan toplam eğilme momentleri

Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketi durumlarında kulede oluşan maksimum yerdeğiştirmeler ve eleman kuvvetlerinin değerleri sert ve yumuşak zemin için karşılaştırmalı olarak Tablo 4.2’de verilmektedir. Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketleri durumları karşılaştırıldığında zemin türleri baz alındığı zaman en fazla yer değiştirmenin korelasyon etkisi durumunda olduğu ve yumuşak zeminde oluşan en büyük yerdeğiştirmenin, sert zeminde oluşan en büyük yerdeğiştirmenin neredeyse üç katı olduğu gözlemlenmiştir. Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketleri durumları karşılaştırıldığında, zemin türleri baz alındığı zaman, en fazla kesme kuvveti ve eğilme momentlerinin dalga yayılma etkisi durumunda, en az değişimin ise üniform yer hareketi durumunda olduğu gözlemlenmiştir. Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketleri altında yumuşak zemin durumunda oluşan maksimum kesme kuvvetinin sert zemin durumunda oluşan maksimum kesme kuvvetinin, sırasıyla, % 131, % 80 ve % 69, eğilme momentinin ise, sırasıyla, % 142, % 115 ve % 64 oranında daha fazla olduğu görölmektedir.

Tablo 4.2. Sert ve yumuşak zemin türünde kulede oluşan kuvvetlerin karşılaştırılması

	Dalga Yayılma			Korelasyon			Üniform Yer hareketi		
	Zemin Türü		Fark, %	Zemin Türü		Fark, %	Zemin Türü		Fark, %
	Sert	Yumuşak		Sert	Yumuşak		Sert	Yumuşak	
Maksimum Yerdeğiştirme (cm)	2.6	7.2	176	2.4	7.1	195	1.6	3.1	93
Maksimum Normal Kuvvet (kN)	2316	3243	40	2352	4235	80	2300	4151	80
Maksimum Kesme Kuvveti (kN)	920	2128	131	1146	2064	80	1138	1926	69
Maksimum Eğilme Momenti (kNm)	13503	32700	142	14482	31182	115	12263	20130	64

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada sonlu eleman yöntemine (SEY) ve sınır eleman yöntemine (SıEY) dayalı birleştirilmiş bir model kullanılarak değişerek yayılan yer hareketine maruz tabakalı zemine mesnetli iki boyutlu kablolu köprülerdeki stokastik davranışların belirlenmesi amaçlanmıştır. Sonlu eleman ve sınır eleman yöntemlerinin belirli konularda birbirlerine göre avantajları ve dezavantajları bulunmaktadır. Bu iki kuvvetli sayısal çözüm yöntemlerinin üstün oldukları özellikler birlikte kullanılarak zemin-yapı etkileşim problemleri daha etkin bir şekilde çözülmeye çalışılmıştır. Bu amaçla, kablolu köprü modeli sonlu elemanlarla, kablolu köprünün oturduğu tabakalı zemin ortamı ise sınır elemanlarla modellenmiştir. Bu iki yöntem altyapı yöntemi kullanılarak birleştirilmiştir.

Çalışmada stokastik analizi yapılmak üzere seçilen köprü Illinois-Quincy'de Mississippi Nehri üzerinden geçen Quincy Bayview köprüsüdür. Köprünün deprem yükü altında oluşacak stokastik davranışını belirlemek amacıyla iki boyutlu analizi yapılmıştır. Analizlerde yer hareketi olarak 1999 Kocaeli depreminin Düzce istasyonunda kaydedilen DZC270 bileşeni köprüye düşey doğrultuda uygulanmıştır.

Yapılan stokastik analizlerde deprem hareketi rasgele işlem olarak spektral yoğunluk fonksiyonu ile ifade edilirken yer hareketindeki değişim korelasyon etkisi, dalga yayılma etkisi ve zemin şartlarındaki değişim etkisi ile dikkate alınmıştır. Deprem hareketi gibi farklı zamanlarda farklı istatistiklere sahip rasgele işlemler tüm hareket süresi boyunca durağan (stasyoner) değildir. Ancak, en büyük yapı tepkilerinin oluştuğu saniyeler boyunca stasyonelik kabulünün yapılması uygun olmaktadır. Bu çalışmada, istatistiksel özelliklerin zamandan bağımsız olduğu stasyonelik kabulü yapılmıştır.

Zemin-yapı etkileşim sistemi, yapısal sistem ve zemin sistemi olmak üzere iki alt sisteme ayıran altsistem yaklaşımı kullanılarak dikkate alınmıştır. Tanrıku (1999) tarafından hazırlanan CD2NL kodlu bilgisayar programdan faydalanılarak kablolu köprünün oturduğu tabakalı zemin ortamı sabit sınır elemanlarla modellenmiştir. Tabakaların toplam kalınlığı köprü ayaklarından itibaren 20 m olduğu kabul edilmiştir. Çalışmada dikkate alınan yatay zemin uzunluğu, köprünün kenar mesnetlerinden itibaren köprü kenar açıklığının yaklaşık 1/3'ü kadardır. Tanrıku (1999) tarafından geliştirilen bu programa sonlu eleman programında kullanılacak olan sonlu eleman sistem denklemine

benzeştirilerek elde edilmiş sınır eleman sistemine ait rijitlik matrisi KBEM altprogramı programa eklenmiştir.

Yapı sisteminin stokastik analizinde dalga yayılma, korelasyon ve zemin etkileri ile tanımlanan yer hareketindeki değişimi dikkate alabilen Fortran dilinde yazılmış olan ve sonlu eleman yöntemine göre çözüm yapan SVEM programı (Dumanoglu ve Soyluk, 2002a) kullanılmıştır. Bu amaçla, sınır eleman yöntemiyle modellenen tabakalı zemin ortamının davranışını temsil eden sınır eleman sistemine ait rijitlik matrisi Tanrikulu (1999) tarafından geliştirilen programdan elde edilerek, SVEM programına adapte edilmiştir. Böylece, birleştirilmiş sınır eleman-sonlu eleman yöntemine göre modellenen kablolu köprüde, ortalama maksimum yerdeğiştirme ve kesit tesirleri her bir zemin türü için elde edilerek korelasyon, dalga yayılma ve üniform yer hareketleri durumundaki sonuçları karşılaştırılmıştır.

Birleştirilmiş sınır eleman-sonlu eleman yöntemine göre modellenen köprünün değişerek yayılan yer hareketlerinin dikkate alınması durumundaki dinamik davranışlarını inceleyen bu çalışmadan çıkarılabilecek sonuçlar ve öneriler aşağıda sıralanmıştır:

- 1) Dinamik analizlerde yapı davranışının doğru olarak belirlenebilmesi için yeterli sayıda mod sayısının dikkate alınması gerekmektedir. Genellikle binalarda ilk üç mod yeterli iken, yapısal olarak homojen bir yapıya sahip olmayıp değişik davranış gösteren elemanlardan oluşan kablolu köprülerde daha fazla mod sayısının dikkate alınması yeterli doğrulukta sonuçların elde edilebilmesi için önemlidir. Bu çalışmada, köprü için ilk 15 mod dikkate alınmıştır. Seçilen köprünün periyotları 2.135-0.289 s arasında değişmektedir. Uzun açıklıklı kablolu köprülerin hâkim periyodu ise genellikle 2-5 s arasında değişmektedir. Hâkim periyodun büyük olması kablolu köprülerin yüksek dereceden deforme olabilen yapı sistemleri grubuna dâhil olduğunu gösterir.
- 2) Çalışmanın doğruluğunu teyit etmek amacıyla seçilen örnek modelden elde edilen sonuçlar karşılaştırıldığı zaman, sonlu eleman yöntemi ile birleştirilmiş sonlu-eleman sınır eleman yöntemleriyle elde edilen yerdeğiştirmelerin birbirine oldukça yakın olduğu elde edilmiştir ve en fazla yerdeğiştirmenin ise yumuşak zemin türünde olduğu gözlemlenmiştir. Ayrıca, birleştirilmiş sonlu eleman-sınır eleman yönteminde zeminin modellenmesinde, sadece sınırlar ayrıştırıldığından dolayı sonlu eleman yöntemine göre daha az eleman kullanılmıştır.

- 3) Yerdeğiştirme ve eleman kuvvetleri her analiz durumu için zahiri-statik, dinamik ve toplam bileşenler cinsinden ayrı ayrı hesaplanmıştır. Yapısal tepkiler için elde edilen değişimler incelendiğinde, toplam tepkilere en büyük katkıyı dinamik bileşenin sağladığı anlaşılmaktadır.
- 4) Köprüye düşey doğrultuda uygulanan yer hareketi nedeni ile dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketlerinin ayrı ayrı dikkate alındığı durumlarda, kablolu köprü tabliyesinde oluşan zahiri-statik düşey yerdeğiştirmeler sert ve orta zemin türü için köprü uzunluğu boyunca genellikle sabit, yumuşak zemin türünde kenar mesnet noktalarına yakın yerlerde ise düşey yerdeğiştirmelerde artışlar görölmektedir. Köprü tabliyesinde oluşan dinamik düşey yerdeğiştirmeler köprü mesnet noktalarında sıfırken açıklık ortalarında maksimumdur.
- 5) Köprüye düşey doğrultuda uygulanan yer hareketi nedeni ile dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketlerinin ayrı ayrı dikkate alındığı durumlarda, kablolu köprü tabliyesinde sert zemin durumunda oluşan zahiri-statik maksimum düşey yerdeğiştirmeler 5 cm civarında, yumuşak zemin durumunda ise 30-37 cm aralığındadır. Köprü tabliyesinde sert zemin durumunda oluşan toplam maksimum düşey yerdeğiştirmeler 10-11 cm civarında, yumuşak zemin durumunda ise 39-42 cm aralığındadır.
- 6) Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketlerinin ayrı ayrı dikkate alındığı durumlar her bir zemin türü için karşılaştırıldığı zaman, köprü kenar açıklık ortasında genelde üniform yer hareketi durumunda, köprü ana açıklık ortasında ise korelasyon etkisi durumunda tabliye oluşan düşey yerdeğiştirmelerin en büyük değerlere sahip olduğu gözlenmiştir.
- 7) Köprüye düşey doğrultuda uygulanan yer hareketi nedeni ile dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketlerinin ayrı ayrı dikkate alındığı durumlarda, köprünün mesnetlendiği zeminin sert zemin olması durumunda oluşan yerdeğiştirmelerin çok fazla olmadığı görölmektedir. Ancak, köprünün mesnetlendiği zeminin dayanımı azaldıkça köprü tabliyesinde oluşan yerdeğiştirmelerin oldukça arttığı ve en fazla yerdeğiştirmenin mesnet zemininin yumuşak olması durumunda oluştuğu görölmektedir. Yumuşak zemin türünde oluşan maksimum düşey

yerdeşitmeler sert zemin türünde oluşan maksimum düşey yerdeşitirmelerin neredeyse 4 katı olduğu elde edilmiştir.

- 8) Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketlerinin ayrı ayrı dikkate alındığı durumlarda köprü tabliyesinde oluşan eleman kuvvetleri karşılaştırılmıştır. Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketleri karşılaştırıldığında her üç durumda da yumuşak zemin türünde oluşan eleman kuvvetlerinin maksimum olduğu gözlenmiştir. Ayrıca, en büyük tepkilerin yumuşak zemin durumunda korelasyon etkisinde, sert zemin türünde ise dalga yayılma etkisinde oluştuğu elde edilmiştir.
- 9) Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketlerinin ayrı ayrı dikkate alındığı durumlarda tabliyede oluşan normal kuvvetler incelendiğinde, köprü açıklık ortasında ve kenar mesnetlerde her bir zemin türü için normal kuvvetlerin azaldığı, kule-tabliye birleşim bölgelerinde ise en büyük değerlerine ulaştığı gözlenmiştir.
- 10) Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketlerinin ayrı ayrı dikkate alındığı durumlarda tabliyede oluşan kesme kuvvetleri incelendiğinde, köprü açıklık ortasında ve kenar mesnetlerde her bir zemin türü için kesme kuvvetlerinin maksimum değerlere ulaştığı gözlenmiştir. En büyük tepkilerin oluştuğu yumuşak zemin durumunda köprü ana açıklık ortasında korelasyon etkisi durumunda, köprü kenar mesnetlerde ise dalga yayılma etkisi durumunda maksimum değerlere ulaştığı gözlenmiştir.
- 11) Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketlerinin ayrı ayrı dikkate alındığı durumlarda tabliyede oluşan eğilme momentleri incelendiğinde, köprü kenar mesnetlerine ve ana açıklık ortasına yakın yerlerde her bir zemin türü için eğilme momentleri maksimum değerlere sahiptir. En büyük tepkilerin oluştuğu yumuşak zemin durumunda köprü kenar mesnetlerine yakın yerlerde korelasyon etkisi durumunda, ana açıklık ortasına yakın yerlerde ise dalga yayılma etkisi durumunda maksimum değerlere ulaştığı gözlenmiştir.
- 12) Köprüye düşey doğrultuda uygulanan yer hareketi nedeni ile dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketlerinin ayrı ayrı dikkate alındığı durumlarda kulede oluşan yatay yerdeşitirmeler kulenin 50 m yüksekliğindeki ani azalış hariç, kulenin yüksekliği arttıķa oluşan yerdeşitirmeler her bir zemin türü için kulenin en

üst noktasında maksimum olmaktadır. Ayrıca, köprü sisteminin mesnetlerindeki zemin cinsleri arasındaki farklılık arttıkça, kule yatay yerdeğiştirmeleri artmakta ve mesnet zemininin yumuşak zemin olması durumunda maksimum olmaktadır.

- 13) Köprüye düşey doğrultuda uygulanan yer hareketi nedeni ile dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketlerinin ayrı ayrı dikkate alındığı durumlarda, kulede sert zemin durumunda oluşan toplam maksimum yatay yerdeğiştirmeler 1.6-2.6 cm civarında, yumuşak zemin durumunda ise 3.1-7.3 cm aralığındadır.
- 14) Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketlerinin ayrı ayrı dikkate alındığı sonuçlar karşılaştırıldığında, kule yüksekliği boyunca her üç zemin türü için maksimum yerdeğiştirmeler dalga yayılma etkisi durumunda, minimum yerdeğiştirmelerin ise üniform yer hareketi durumunda olduğu gözlenmiştir.
- 15) Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketlerinin ayrı ayrı dikkate alındığı durumlarda kulede oluşan toplam normal kuvvetler, kulenin 50 m yüksekliğine kadar her üç zemin türü için sabit ve en büyük değerlere sahiptir. 50 m yükseklikten sonra kulede oluşan normal kuvvetler azalmakta ve her üç zemin türü için kulenin en üst noktasında minimum değerlere ulaşmaktadır. Kulede oluşan zahiri-statik normal kuvvet değerleri kule yüksekliği boyunca çok fazla değişmeyip, toplam yapı davranışına katkısının diğer bileşenlerden daha az olduğu gözlenmiştir.
- 16) Dalga yayılma ve korelasyon etkilerinin birlikte dikkate alındığı genel durumda mesnet zemininin orta zemin olması durumunda, sadece korelasyon etkisinin dikkate alındığı durumda ise mesnet zemininin yumuşak zemin durumunda kulede oluşan normal kuvvetlerin en büyük değerlere sahip olduğu gözlenmiştir.
- 17) Yer hareketi değişim bileşenlerinin ayrı ayrı dikkate alınıp yapılan analizlerde, sert zemine mesnetli köprünün kulesinde dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketleri durumlarında oluşan toplam normal kuvvet değerleri kule yüksekliği boyunca çok fazla bir değişim göstermeyip birbirine oldukça yakındır. Yumuşak zemin durumunda ise korelasyon etkisi durumunda oluşan normal kuvvetler en büyük değerlere sahipken, dalga yayılma etkisi durumunda en küçük değerlere sahip olduğu gözlenmiştir.

- 18) Dalga yayılma, korelasyon ve üniform yer hareketlerinin ayrı ayrı dikkate alındığı durumlarda kulede oluşan kesme kuvvetleri incelendiğinde, kulenin 50 m yüksekliği civarında her üç zemin türü için en küçük kesme kuvveti değerlerine, kulenin en üst noktasına yakın yerlerde ise en büyük değerlerine sahip olduğu gözlenmiştir. Korelasyon etkisine bağlı olarak elde edilen dinamik ve toplam kesme kuvvetleri zaman zaman dalga yayılma etkisi için elde edilen tepkilerden büyük çıkarken, bazen de küçük çıkmaktadır.
- 19) Zahiri-statik tepki bileşenleri yer hareketinin yerdeğiştirme güç spektral yoğunluk fonksiyonuna duyarlı iken dinamik tepki bileşenleri yer hareketinin ivme güç spektral yoğunluk fonksiyonuna duyarlı olmaktadır.
- 20) Kablolü köprünün mesnetlendiği zeminlerin farklı özelliklere sahip olması köprü tabliyesinde ve kulesinde oluşan yerdeğiştirmeleri ve eleman kuvvetlerini etkileyecektir. Zemin şartlarındaki farklılıklar attıkça yani sert zemin ortamından yumuşak zemin ortamında doğru gidildikçe elde edilen tepkiler genelde artmaktadır. Kablolü köprünün oturduğu mesnet zemininin sert zemin olması durumunda oluşan tepkiler ise en küçük olmaktadır.
- 21) Değişerek yayılan yer hareketi etkisindeki kablolü köprünün stokastik analizi sonucunda açıklık ortasına göre simetrik olan köprüde oluşan tepkiler simetrik olmamaktadır. Ayrıca dalga yayılma, korelasyon, zemin etkisi ve değişen yer hareketinin sonuçlar üzerinde etkisi olmakla beraber en büyük etki zemin şartlarındaki değişimde gözlenmiştir.

Mühendislik yapılarının dinamik analizinde sonlu eleman yönteminin ve sınır eleman yönteminin birlikte kullanılması esasına dayanan birleştirilmiş sonlu eleman-sınır eleman yöntemiyle modellenmede, problemin boyutu sonlu eleman yöntemiyle modellemeye kıyasla oldukça küçük olup elde edilen sonuçların sonlu eleman sonuçlarıyla oldukça uyumlu olduğu gözlemlenmiştir. Sonuç olarak, sonlu eleman ve sınır eleman yöntemlerinin birleştirilmesi özellikle zemin-yapı etkileşim problemleri gibi, aynı anda malzeme nonlineerliğini dikkate alan sonlu ve sonsuz bölgelerdeki problemler için etkin bir yöntem olduğu sonucuna varılabilir. Bu yüzden zemin-yapı etkileşim problemleri için birleştirilmiş sonlu eleman-sınır eleman yöntemi gibi etkin bir sayısal yöntem kullanmak daha kesin sonuçlar elde etmek açısından önemlidir. Analizlerde kullanılacak olan etkin yöntemin

seçimi de ayrıca önemli olup problemin tipine, özelliklerine, boyutuna ve sayısal modeline bağlıdır. Örneğin lineer elastik problemlerde sınır eleman yöntemi hem sonlu hem sonsuz bölgeler için problemin boyutunu bir derece indirgediğinden dolayı sonlu eleman yöntemine göre daha avantajlıyken homojen olmayan problemlerin çözümünde ise sonlu eleman yöntemi daha çok tercih edilmektedir. Dolayısıyla, sonlu eleman yöntemi ve sınır eleman yöntemlerinin üstün oldukları özellikler göz önüne alınıp bu iki yöntemin birlikte kullanılması mühendislik problemleri için ideal bir çözüm olarak ortaya çıkmaktadır. Dinamik analizlerde ise çözülecek problemin tipi, istenilen sonuçların doğruluk hassasiyeti ve modelin hacmi gibi özellikler dikkate alınarak en uygun sayısal yöntemin tercih edilmesi önerilmektedir.

Deprem sırasında yapılar, yatay ve düşey etkilere maruz kalırlar. Bina türü yapılarda, genellikle depremin yatay bileşeni, yapılar üzerinde önemli hasarlar oluşturmaktadır. Geçmişte Northridge (1994, ABD) ve Kobe (1995, Japonya) gibi çok şiddetli depremlerde alışılmışın üzerinde düşey deprem ivmeleri kaydedilmiş ve düşey yer hareketini bileşeninin, yatay yer hareketi bileşenlerinin sebep olabileceğinden çok daha ağır yapısal hasarlar meydana getirmiştir. Bu çalışmada, düşey deprem hareketi köprüler gibi uzun açıklıklı sistemlerde önemli hasarlar oluşturabileceğinden, köprünün düşey deprem hareketine maruz kalması durumundaki dinamik davranışların belirlenmesi amaçlanmıştır. Bundan sonra yapılacak çalışmalarda, birleştirilmiş sonlu eleman-sınır eleman yöntemlerine göre modellenen köprünün, yatay deprem yükleri altındaki davranışları veya hem yatay hem de düşey deprem hareketlerine maruz kalması durumunda, köprünün dinamik davranışlarını ne ölçüde etkileyeceği incelenebilir. Ayrıca, yer hareketi bileşenlerinin köprüde oluşturduğu stokastik dinamik davranışlar karşılaştırılabilir.

Yapılara etki eden kuvvetler belli bir düzeyin altında kaldıkları sürece yapının lineer davranışını bozmazlar. Ancak, yük belirli bir düzeye çıkınca yapı lineer olmayan davranış gösterebilir. Kablolü köprüler ise özellikleri nedeniyle geometrik ve malzeme yönünden lineer olmayan davranışlar gösterdiğinden, dinamik analizlerde lineer olmayan davranışları içeren analiz sonuçlarının köprünün stabilitesini nasıl etkileyeceği araştırılabilir.

6. KAYNAKLAR

- Abdel-Ghaffar A.M. ve Stringfellow, R.G., 1984. Response of Suspension Bridges to Travelling Earthquake Excitations, Part 2: Lateral Response, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 3, 2, 72-81.
- Abdel-Ghaffar, A.M., Scanlan, R.H. ve Nazmy, A.S.,1986. Earthquake Resistant Analysis of the Talmadge Memorial Bridge-Savannah Cable Stayed Bridge-Concrete Alternate, Report prepared for the DRC Consultants Inc., Flushing, New York, USA.
- Abrahamson, N.A., Schneider, J.F. ve Step, J.C., 1991. Empirical Spatial Coherency Functions for Application to Soil-Structure Interaction Analyses, Earthquake Spectra, 7,1, 1-27.
- Abrahamson, N.A., 1993. Spatially Variation of Multiply Support Inputs, Proc. Of the First U.S. Seminar, Seismic Evaluation and Retrofit of Steel Bridges, CALTRANS and University of California at Berkeley, San Francisco, CA
- Abouseeda, H. ve Dakoulas, P. 1998. Non-linear Dynamic Earth Dam-Foundation Interaction Using a BE-FE Method, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, 917-936.
- Adeli, H ve Zhang, J., 1995. Fully Nonlinear Analysis of Composite Girder Cable-stayed Bridges, Computers and Structures, 54, 2, 267-277.
- AISC, 1963. Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges, USA.
- Aliabadi, M.H., 2002. The Boundary Element Method Applications in Solids and Structures, John Wiley & Sons Limited, West Sussex, 580s. UK.
- Allam, S.M. ve Datta, T.K., 1999. Seismic Behavior of Cable-Stayed Bridges under Multi-Component Random Ground Motion, Engineering Structures, 22, 62-74.
- Allam, S.M. ve Datta, T.K., 2000. Analysis of Cable-Stayed Bridges under Multi-Component Random Ground Motion by Response Spectrum Method, Engineering Structures, 22, 1367-1377.
- Antes, H. ve Estorff, O.V., 1994. Dynamic Response of 2D and 3D Block Foundations on a Half-Space with Inclusions, Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 8, 2, 68-74.
- Ateş, Ş., 2004. Sürtünmeli Sarkaç Metodu ile İzolasyonlu Karayolu Köprülerinin Değişerek Yayılan Yer Hareketi için Stokastik Analizi, Doktora Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.
- Ateş, Ş., Bayraktar, A. ve Dumanoglu, A.A., 2006. The Effect of Spatially Varying Earthquake Ground Motions on the Stochastic Response of Bridges Isolated With Friction Pendulum Systems, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26, 31-44.
- Au, M.C., 1982. Wave Forces on Large offshore Structures Using Boundary Element Methods, PhD Thesis, University of Southampton, UK.

- Aubry, D. ve Modaressi, H., 1992. Seismic Wave Propagation in Soils Including Non-linear and Pore Pressure Effects, In: Davidovici V., editor. Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 209-224.
- Augusti, G., Baratta, A. ve Casciati, F., 1984. Probabilistic Methods in Structural Engineering, First Edition, Chapman and Hall Ltd., New York, USA.
- Aydınoğlu, M.N., 1977. Üstyapı-Zemin Ortak Sisteminin Deprem Hesabı, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- Aydınoğlu, M.N., 1981. Zemin-yapı Dinamik Etkileşiminin Genel Formülasyonu ve Zemine Gömülü Yapılar İçin Bir Altsistem Yöntemi, Doçentlik Tezi, İstanbul.
- Aydınoğlu, M.N., 2011. Zayıf Zeminlerde Yapılan Binalarda Dinamik Yapı-Kazık-Zemin Etkileşimi için Uygulamaya Yönelik Bir Hesap Yöntemi, Rapor No. 2011/1, Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, İstanbul.
- Bai, F.L., Hao, H. ve Li, H.N., 2010. Seismic Response of a Steel Trussed Arch Structure to Spatially Varying Earthquake Ground Motions Including Site Effect, Advances in Structural Engineering, 13, 6, 1089-1103.
- Banerjee, P.K., and Butterfield R., 1981. Boundary Element Methods in Engineering Science, McGraw-Hill Book Co., Ltd., London, UK.
- Banerjee, P.K., 1994. The Boundary Element Methods in Engineering, McGraw-Hill Book Company, London, 496s., UK.
- Basu, U. ve Chopra, A.K., 2003. Perfectly Matched Layers For Time-Harmonic Elastodynamic Of Unbounded Domains: Theory and Finite-Element Implementation, Computer Methods In Applied Mechanics And Engineering, 193, 1337-1375.
- Baykal, M.A. ve Bilgiç, H.M., 1990. Küçük Genlikli Serbest Yüzey Deformasyonlarının İki Boyutlu Tanklarda Zamana Bağlı Hareketlerinin Sınır Eleman Yöntemi ile Çözümü, Gemi Mühendisleri Odası, Gemi Mühendisliği, 117, 4-11.
- Bayraktar, A., 1995. Asinkronize Yer Hareketi Etkisindeki Baraj- Rezervuar-Temel Sistemlerinin Dinamik Davranışı, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Bayraktar, A., Dumanoglu, A.A. ve Calayir, Y., 1996. Asynchronous Dynamic Analysis of Dam-Reservoir-Foundation Systems by the Lagrangian Approach, Computer and Structures, 58, 925-935.
- Bayraktar, A. ve Dumanoglu, A.A., 1998. The Effect of the Asynchronous Ground Motion on Hydrodynamic Pressures, Computer and Structures, 68, 271-282.
- Becker, A.A., 1992. The Boundary Element Method in Engineering, McGraw-Hill Book Company, London, UK.
- Beer G. ve Watson J.O., 1992. Introduction to Finite and Boundary Element Methods for Engineers, John Wiley & Sons, Chichester, New York, Brisbane, Toronto, Singapore, USA.

- Beer, G., 2001. Programming the Boundary Element Method, John Wiley & Sons Limited, West Sussex, 457s. UK.
- Beskos, D.E., 1987. Boundary Element Methods in Mechanics, Elsevier Science Publishers, Amsterdam, The Netherlands, 598s.
- Bettess, P., 1977. Infinite Elements, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 11, 53-64.
- Betti, R., Abdel-Ghaffar, A.M., Niazy, A.S., 1993. Kinematic Soil-Structure Interaction for Long-Span Cable-Supported Bridges, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 22, 415-430.
- Bi, K., Hao, H. ve Ren, W., 2010. Response of a Frame Structure on a Canyon Site to Spatially Varying Ground Motions, Structural Engineering and Mechanics, 36, 1, 111-127.
- Boduroğlu, M.K., 2007. Kablolü Köprülerin Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemi ile Deprem Performansının Belirlenmesi Üzerine Sayısal Bir İnceleme, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul
- Borja, R.I., Chao, H.Y., Montans, F.J. ve Lin, C.H., 1998. Nonlinear SSI Analysis, Pre proceedings UJNR Workshop on Soil Structure Interaction, California, USA.
- Brebbia, C.A., 1978. The Boundary Element Method for Engineers, Pentech Press, London, UK.
- Brebbia, C.A., Telles, J.C.F. ve Wrobel, L.C., 1982. Boundary Elements-Fundamentals and Applications in Engineering, Springer Verlag, Berlin, Germany.
- Brebbia, C.A., Telles, J.C.F. ve Wrobel, L.C., 1984. Boundary Element Techniques Theory and Application in Engineering, Springer-Verlag, New York, USA.
- Brebbia, C.A. ve Dominguez, J., 1989. Boundary Elements an Introductory Course, Computational Mechanics Publications, Southampton, 293s. UK.
- Brebbia, C.A. ve Dominguez, J., 1992. Boundary Elements: An Introductory Course, McGraw Hill Publ., London, UK.
- Bui, H.D., 1977. An Integral Equation Method for Solving the Problem of a Plane Crack of Arbitrary Shape, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 25, 29-39.
- Burdisso, R.A. ve Singh, M.P., 1987. Multiply Supported Secondary Systems Part I: Response Spectrum Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 15, 53-72.
- Button, M.R., 1981. Numerical Techniques for Dynamic Stochastic Structural Analysis, Doktora Tezi, University of California, Berkeley, USA.
- Button, M., Der Kiureghian, A.A. ve Wilson, E.L., 1981. STOCAL-User Information Manuel, Report No UCB/SEMM-81/2, Department of Civil Engineering, University Of California, Berkeley, CA. USA.
- Bycroft, G.N., 1956. Forced Vibrations of A Rigid Circular Footing on A Semi-Infinite Elastic Space and on An Elastic Stratum, Philosophical Transactions of the Royal Society, London, UK, 248, 327-368

- Celep, Z. ve Kumbasar, N., 1992. Yapı Dinamiği ve Deprem Mühendisliğine Giriş, Birinci Baskı, Sema Matbaacılık, İstanbul. Türkiye
- Chopra, A.K., 2015. Dynamics of Structures: International Edition, Pearson Higher 4th Edition, 992s., University of California at Berkeley, USA.
- Chuan, Z., Xinfeng, C. ve Guanglun, W., 1999. A Coupling Model of FE-IE-IBE for Non-linear Layered Soil-Structure Interactions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28, 4, 421-441.
- Clayton, R.ve Engquist, B., 1977. Absorbing Boundary Conditions for Acoustic and Elastic Wave Equation, Bulletin of the Seismological Society of America, 67, 6, 1529-1540.
- Clough, R.W. ve Penzien, J., 1993. Dynamic of Structures, Second Edition, McGraw Hill, Inc., Singapore, 738s.
- Cruse, T.A. ve Rizzo, F.J., 1968. A Direct Formulation and Numerical Solution of the General Transient Elastodynamic Problem I, Journal of Mathematical Analysis and Applications, 22, 244-259.
- Cruse, T.A., 1969. Numerical Solutions in Three Dimensional Elastostatics, International Journal of Solids Structures, 5, 1259-1274.
- Çelebi, E., Fırat, S. ve Çankaya, İ., 2006. Dikdörtgen Rijit Temellerin Dinamik Empedans Fonksiyonları, İMO Teknik Dergi, 3827 -3849.
- Çelik, M., 1998. Sınır Eleman Yaklaşımı ve Sonlu eleman ile Karşılaştırılması, Kara Harp Okulu Bilim Dergisi, 8, 1, 83-97.
- Datta, T.K. ve Mashaly, E.A., 1986. Pipeline Response to Random Ground Motion by Discrete Model, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 14, 559-572.
- Deneme, İ.Ö. ve Yerli, H.R., 2007. İki Boyutlu Elastostatik Problemlerin Sınır Eleman Metodu ile Formülasyonu, Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, 22, 1, 163-179.
- Deneme, İ.Ö., 2007. Elastodinamik Yapı-Zemin Etkileşimi Problemlerinin Sınır Eleman Metodu ile Formülasyonu, Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.
- Der Kiureghian, A., 1980. Structural Response to Stationary Excitation, Journal of the Engineering Mechanics Division, 106, 1195-1213.
- Der Kiureghian, A. ve Neuenhofer, A., 1991. A Response Spectrum Method for Multiple-Support Seismic Excitations, Report No. UCB/EERC-91/08, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, USA.
- Der Kiureghian, A. ve Neuenhofer, A., 1992. Response Spectrum Method for Multiple-Support Seismic Excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21, 713-740.
- Der Kiureghian, A., 1996. A Coherency Model for Spatially Varying Ground Motions, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 99-111.

- Der Kiureghian, A., Keshishian, P. ve Hakobian, A., 1997. Multiple Support Response Spectrum Analysis of Bridges Including the Site-Response Effect and Msrs Code, Report No. UCB/EERC-97/02 Berkeley (CA): Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, USA.
- Diri, T.G., 2009. Zamana Bağlı Çevresel Etkiler İçin Konsol Dilimler Halinde İnşa Edilen Kablolu Köprülerin Lineer Olmayan Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Gazi Üniversitesi, Ankara.
- Dominguez, J., 1993. Boundary Elements in Dynamics, Computational Mechanics Publications, Southampton. 707s.
- Doménech, A., Martínez-Rodrigo, M.D., Galvín, P. ve Romero, A., 2016. Analysis of the Effect of Soil-Structure Interaction on the Response of Railway Bridges using Boundary Element-Finite Element Methods, Proceedings of the Third International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance, Civil-Comp Press, Stirlingshire, UK, Paper 131, 2016. doi:10.4203/ccp.110.131
- Dumanoğlu, A.A., 1978. Zemine Kısmen Gömülü Ağır Yapıların Dinamik Analizi, Doçentlik Tezi, İstanbul, Türkiye
- Dumanoğlu, A.A., ve. Severn, R.T., 1987. Seismic Response of Modern Suspension Bridges to Asynchronous Vertical Ground Motion, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 83, 4, 701-730
- Dumanoğlu, A.A. ve Severn, R.T., 1990. Stochastic Response of Suspension Bridges to Earthquake Forces, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 19, 133-152.
- Dumanoğlu, A.A. ve Soyluk, K., 1998. Kablolu Köprülerin Stokastik ve Asinkronize Dinamik Analizi, Teknik Rapor, TDV/TR 98-013, Türkiye Deprem Vakfı, İstanbul, Türkiye.
- Dumanoğlu, A.A. ve Soyluk, K., 2000. Köprülerin Karşılaştırmalı Asinkronize, Antisinkronize ve Stokastik Karşılaştırmalı Dinamik Analizleri, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Teknik Dergi, 11, 2, 2121-2137.
- Dumanoğlu, A.A. ve Soyluk, K., 2002. SVEM, A Stochastic Structural Analysis Program For Spatially Varying Earthquake Motions, Turkish Earthquake Foundation, TDV/KT 023-76, İstanbul, Türkiye.
- Dumanoğlu, A. ve Soyluk, K., 2003. A Stochastic Analysis of Long Span Structures Subjected to Spatially Varying Ground Motions Including The Site-Response Effect, Engineering Structures, 25, 1301-1310.
- Ernst, H.J., 1965. Der E-Modul von Seilen Unter Berücksichtigung des Durchanges, Der Bauingenieur, 40, 2, 52-75.
- Estorff, O.V. ve Kausel, E., 1989. Coupling of Boundary and Finite Elements for Soil-Structure Interaction Problems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 18, 1065-1075.
- Etouney, M., Hapij, A. ve Gajer, R., 2001. Frequency Domain Analysis of Long Span Bridges Subjected to Non-uniform Seismic Motions, Journal of Bridge Engineering, 6, 6, 577-586.
- Eurocode 8, 2004. Design of Structures for Earthquake Resistance: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, British Standard

- Fan, L.C., Wang, J.J. ve Chen, W., 2001. Response Characteristics of Long-Span Cable-Stayed Bridges under Non-Uniform Seismic Action, Journal of computational mechanics, 18, 3, 358-363 (in Chinese).
- Fetvacı, M.C., İmrak, C.E. ve Kesikçi, K., 2004. Kalın Cidarlı Borulara Sınır Eleman ve Sonlu Eleman Metotlarının Uygulanması, Mühendislik ve Fen Bilimleri Dergisi, Sigma 2004/2.
- Frangi, A., 1999. Elastodynamics by BEM: A New Direct Formulation, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 45, 721-740.
- Garevski, M., Dumanoğlu, A.A. ve Severn, R.T., 1988. Dynamic Characteristics and Seismic Behavior of Jindo Bridge, South Korea, Structural Engineering, Review, 1, 141-149.
- Garevski, M., Brownjohn, J.M.W., Blakeborough, A. ve Severn, R.T., 1991. Resonance-Search Tests on a Small-Scale Model of a Cable-Stayed Bridge, Engineering Structures, 13, 59-66.
- Gazis., G.D., 1985. Dynamic Responses of Structures to Multiple Support Seismic Excitations-A Random Vibration Time History Analysis, Doktora Tezi, University of Illinois, Chicago, USA.
- Genes MC., Kocak S., 2002., A Combined Finite Element Based Soil-Structure Interaction Model for Large-Scale Systems and Applications on Parallel Platforms, Engineering Structures, 24, 9, 1119-1131
- Gouasmia, A. ve Djeghaba, K. 2007. Non-linear Seismic Soil-Structure Interaction Analysis of Structures Based on the Substructure Method, Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing), 8, 2, 183-201.
- Gupta, A. ve Ruban, S., 2012. Non-Linear Seismic Response of Long Span Bridges Subjected to Spatially Varying Earthquake Ground Motion, Proceedings of the International Conference on Emerging Trends in Engineering and Management.
- Gutierrez, J.A. ve Chopra, A.K., 1978. A substructure Method for Earthquake Analysis of Structures Including Structure-Soil Interaction, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 6, 51-69.
- Günay, D., 1990. Mühendisler İçin Sonlu Eleman Metodunun Temelleri (Çeviri), Sakarya, Türkiye.
- Hao, H., 1989. Effects of Spatially Variation of Ground Motions on Large Multiply- Supported Structures, Report No. UCB/EERC-89/06, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, USA.
- Harichandran, R.S. ve Vanmarcke, E.H., 1986. Stochastic Variation of Earthquake Ground Motion in Space and Time, Journal of Engineering Mechanics, 112, 2, 154-174.
- Harichandran, R.S. ve Wang, W., 1988. Response of One and Two Span Beams to Spatially Varying Seismic Excitation, College Of Engineering, Report to the National Science Foundation, MSU-ENGR-88-002, Michigan State University, Michigan, USA.
- Harichandran, R.S. ve Wang, W., 1988. Response of Simple Beam to Spatially Varying Earthquake Excitation, Journal of Engineering Mechanics, 114, 9, 1526-1541.

- Harichandran, R.S. ve Wang, W., 1990. Response of Intermediate Two-Span Beam to Spatially Varying Seismic Excitation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 19, 173-187.
- Harichandran, R.S., 1992. Random Vibration under Propagating Excitation: Closed-Form Solutions, Journal of Engineering Mechanics, 118, 3, 575-586.
- Harichandran, R.S., 1993. An Efficient, Adaptive Algorithm for Large-Scale Random Vibration Analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 22, 151-165.
- Harichandran, R.S., Hawwari, A. ve Sweiden, B.N., 1996. Response of Long-Span Bridges to Spatially Varying Ground Motion, Journal of Structural Engineering, 122, 5, 476-84.
- Hawwari, A.R., 1992. Suspension Bridge Response to Spatially Varying Ground Motion, Doktora Tezi, Michigan State University, Michigan, USA.
- Heredia-Zavoni, E. ve Vanmarcke, E.H., 1994. Seismic Random-Vibration Analysis of Multisupport- Structural Systems, Journal of Engineering Mechanics, 120, 5, 1107-1127.
- Hindy, A. ve Novak, M., 1980. Pipeline Response to Random Ground Motion, Journal of Engineering Mechanics Division, 106, 2, 339-360.
- İmrak, C.E. ve Fetvacı, M.C., 2003. Sınır Eleman ve Sonlu Eleman Metotlarının Karşılaştırılması, II. Makine Tasarım ve İmalat Teknolojileri Kongresi Bildiri Kitabı, 26-27 Eylül, Konya, 217-224.
- Jaswon M.A. ve Symm, G.T., 1977. Integral Equation Methods in Potential Theory and Elastostatics, Academic Press, London, UK.
- Javakhishvili, Z., 1995. The Coupled Finite-Boundary Element Method Applied to The Analysis of Geotechnical Engineering Problems. PhD. Thesis, School of Architecture and Civil Engineering, South Bank University, London, UK
- Kausel, E. ve Roesset, J.M., 1974. Soil Structure Interaction Problems for Nuclear Containment Structures, ASCE, Power Division Specialty Conference, Denver, Colorado, USA
- Kausel, E., 1988. Local Transmitting Boundaries, Journal of Engineering Mechanics, 14, 6, 1011-1027.
- Keshishian, P.G., 2001. Analysis of Interconnected Systems Accounting for Spatial Variability of Ground Motions and Soil-Structure Interaction, Doktora Tezi, University of California, Berkeley, USA.
- Khalil, M.S., Dilger, W.H. ve Ghali, A., 1983. Time-Dependent Analysis of PC Cable-Stayed Bridges, Journal of Structural Engineering, ASCE, 109, 1980-1997.
- Kıgılı, H.N., 2006. Tünel Üst Yapı Etkileşim Problemlerinin Sınır Elemanlar Yöntemiyle İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, FBE, İTÜ, İstanbul, Türkiye.
- Konakli, K. ve Der Kiureghian, A. 2011. Stochastic Dynamic Analysis of Bridges Subjected to Spatially Varying Ground Motions, P EER Report 2011/105, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, USA.

- Kreyszig, E., 1993. *Advanced Engineering Mathematics*, Seventh Edition, John Wiley and Sons, Inc., Singapore, USA.
- Krishna, P., Arya, A.S. ve Agrawal, T.P., 1985. Effect of Cable Stiffness on Cable-Stayed Bridges, *Journal of Structural Engineering*, 111, 2008-2020.
- Krishnasamy, G., Rizzo, F.J. ve Rudolphi, T.J., 1991. Hypersingular Boundary Integral Equations: Their Occurrence, Interpretation, Regularization and Computation. In: Banerjee PK et al., editors. *Developments in Boundary Element Methods*, Elsevier, London, UK
- Kumarasena, T. ve Stroh, S.L., 1995. Multiple-Support Excitation Analysis Simplified, *Proceedings of the National Seismic Conference on Bridges and Highways*, December, San Diego, California, 10-23.
- Kuyumcu, Z., 2011. *Elastik Zemin Oturan Kablo Köprülerin Stokastik Analizi*, Yüksek Lisans Tezi, FBE, KTU, Trabzon, Türkiye
- Kuyumcu, Z. ve Ateş Ş., 2012. Soil-Structure-Foundation Effects On Stochastic Response Analysis Of Cable-Stayed Bridges, *Structural Engineering and Mechanics*, 43, 5, 637-655
- Lee, M.C. ve Penzien, J., 1980. Stochastic Seismic Analysis of Nuclear Power Plant Structures and Piping Systems Subjected to Multiple Support Excitations, Report No. UCB/EERC-80/19, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA, USA.
- Lee, M.C. ve Penzien, J., 1983. Stochastic Analysis of Structures and Piping Systems Subjected to Stationary Multiple Support Excitations, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11, 91-110.
- Leonhardt, F. ve Zellner, W., 1970. *Cable Stayed Bridges: Report on Latest Developments*, Canadian Structural Engineering Conference, Canadian Steel Industries Constructions Council, Toronto, Ontario, Canada, USA.
- Li, J.H. ve Li, J., 2005. A Response Spectrum Method for Seismic Response Analysis of Structures under Multi-Support Excitations, *Structural Engineering and Mechanics*, 21, 3, 255-273.
- Liu Y., 2009. *Fast Multiple Boundary Element Method Theory and Application in Engineering*, Cambridge University Press The Edinburgh Building, Cambridge, USA.
- Liu, P. ve Liggett, J.A., 1982. Applications of Boundary Element Methods to Problems of Water Waves, *Developments in Boundary Element Methods-2*, Applied Science, London, UK.
- Liu Y., 2009. *Fast Multipole Boundary Element Method Theory and Applications in Engineering*, United States of America by Cambridge University Press, New York, USA.
- Luco, J.E. ve Wong, H.L., 1986. Response of a Rigid Foundation to a Spatially Random Ground Motion, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 14, 891-908.
- Luca, J.E. ve Mita, A., 1987. Response of Circular Foundation to Spatially Random Ground Motion, *Journal of Engineering Mechanics*, 113, 1-16.
- Lysmer, J. ve Kuhlemeyer, R.L., 1969. Finite dynamic model for infinite media, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, 95, 859-877.

- Lysmer, J., Udaka, T, Tsai, C. ve Seed, H.B., 1975. FLUSH- A Computer Program for Approximate, 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, Report No. UCB/EERC-76/30, University of California, Berkeley, USA.
- Lysmer, J., Ostadan, F. ve Chin, C.C., 1999. SASSI2000- A System for Analysis of Soil-Structure Interaction, Theoretical and User Manual, Geotechnical Engineering Division, Department of Civil Engineering and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, USA.
- Manolis, G.D. ve Beskos, D.E., 1988. Boundary Element Method in Elastodynamics. Unwin Hyman, London, UK., 282s.
- Mengi, Y. ve Tanrikulu, A.K. 1993. Absorbing Boundary Conditions in Soil-Structure Analyses, Developments in Dynamic Soil-Structure Interaction, ed. Guelkan, P & Clough, R.W., Advanced Study Institute, Antalya, Turkey, July 8-16, Kluwer Academic, Dordrecht, pp.111-146
- Mengi, Y., Tanrikulu, A.H. ve Tanrikulu A.K., 1994. Boundary Element Method For Elastic Media, an Introduction, ODTÜ Basım İşliği, Ankara, Türkiye, 130s.
- Mezouer, N., Silhadi, K. ve Hadid, M., 2011. Sensitivity Analysis Of Site Response Effect On Stochastic Responses of Two-Span Beam, Advances in Structural Engineering, 14, 3, 405-417.
- Michelin, S.G., 1957. Integral Equations, Pergamon Press, Oxford, UK.
- Minami, T., 1972. Elastic-Plastic Earthquake Response of Soil-Building Systems, Earthquake Engineering Research Center, Report No-EERC 72/3, University of California, Berkeley, USA.
- Murakami, H., Shioya, S., Yamada, I. ve Luco, J.E., 1981. Transmitting Boundaries for Time-Harmonic Elastodynamics on Infinite Domains, International Journal Of Numerical Methods in Engineering,17, 1697-1716.
- Nakamura, Y., Der Kiureghian, A. ve Liu, D., 1993. Multiple-Support Response Spectrum Analysis of The Golden Gate Bridge, Report No. UCB/EERC-93/05, Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, USA.
- Nazmy, A.S., 1987. Nonlinear Earthquake-Response Analysis of Cable-Stayed Bridges Subjected to Multiple-Support Excitations, Doktora Tezi, Princeton University, Princeton, New Jersey, USA.
- Nazmy, A.S., Abdel-Ghaffar, A.M., 1987. Seismic Response Analysis of Cable Stayed Bridges Subjected to Uniform and Multiple-Support Excitations, Report No. 87-SM-1, Department of Civil Engineering, Princeton University, Princeton, New Jersey, USA.
- Nazmy, A.S. ve Abdel-Ghaffar, A.M., 1992. Effects of Ground Motion Spatially Variability on the Response of Cable-Stayed Bridges, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21, 1-20.
- Nazmy, A.S., 1995. Solutions for the Seismic Problems of Super Long Cable-Stayed Bridges, Restructuring: America and Beyond Proceedings of Structures Congress XIII, American Society of Civil Engineers, New York, 1, 465-468.

- Nedelec, J.C., 1982. Integral Equations with Non Integrable Kernels, Integral Equations and Operator Theory, 5, 562-572.
- Newland, D.E., 1983. An Introduction to Random Vibrations and Spectral Analysis, Fifth Edition, Longman Inc., New York, USA.
- Nishimura, N. ve Kobayashi, S., 1989. A Regularized Boundary Integral Equation Method for Elastodynamic Crack Problems, Computational Mechanics, 4, 319-328.
- Oliveira, C.S., Hao, H. ve Penzien, J., 1991. Ground Motion Modeling for Multiply-Input Structural Analysis, Structural Safety, 10, 79-93.
- Özsoy, E.Ö. ve Bakır, P.G., 2010. Dinamik Yapı Zemin Etkileşiminin Dalga Yayılım Etkisi Altında Sonlu Eleman-Sınır Yöntemi ile Modellenmesi, İstanbul'un Afetlerden Zarar Görebilirliği Sempozyumu, İstanbul Üniversitesi, 04-05 Ekim, İstanbul, Türkiye.
- Özsoy E.Ö., 2011. Dynamic Soil Structure Interaction under Wave Propagation via an Improved Finite Element-Boundary Element Methodology, Doktora Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye.
- Öztürk, C., 2011. Sonsuz Bir Tabakada Sınırdaki Zamana Bağlı Ani bir Yer Değiştirmenin Etkilerinin Sınır Eleman Yöntemi ile Çözümü, Doktora Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye.
- Pak, R.Y.S. ve Guzina, B.B., 1999. Seismic Soil-Structure Interaction Analysis by Direct Boundary Element Methods, International Journal of Solids and Structures, 36, 4743-4766.
- Pan, M., 1991. Structural Dynamics, Third Edition, Van Nostrand Reinhold Company Inc., New York, USA.
- Partridge, P.W., Brebbia, C.A. ve Wrobel, L.C., 1992. The Dual Reciprocity Boundary Element Method, Computational Mechanics Publications, Southampton and Elsevier Applied Science, London, UK., 283s.
- Peebles, P.Z., 1987. Probability, Random Variables and Random Signal Principles, Second Edition, McGraw-Hill, Inc., New York, USA.
- Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center (2007) PEER Strong Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/smcat/>
- Podolyn, W., 1975. Cable-Stayed Versus Classical Suspension Bridge, Journal of Transportation Engineering, 102, 291-310
- Premieniecki, J.S., 1968. Theory of Matrix Structural Analysis, 1st edition, McGraw Hill Inc., New York, USA., 110-145.
- Press, W.H., Flannery, B.P., Teukolsky, S.A., ve Vetterling, T., 1986. Numerical Recipes, Cambridge University Press, New York, USA., 817s.
- Quan, W., Li, H.N. ve Liu, X.Z., 2008. Seismic Response of Large-Span Cable-Stayed Bridge Under Multi-Component Multi-Support Earthquake Excitation, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, Beijing, China.

- Rutenberg, A. ve Heidebrecht, A.C., 1988. Approximate Spectral Multiple Support Seismic Analysis Travelling Wave Approach, Proc. Instn. Cin. Engrs., 2, 85, 223-236.
- Sandler, I.S., 1981. A Method of Successive Approximations for Structure Interaction Problems, Computational Methods for Infinite Domain Media Structure Interaction, Applied Mechanics Division, ASME, 46, 67-82.
- Schneider, J.F., Step, J.C. ve Abrahamson, N.A., 1992. The spatially Variation of Earthquake Ground Motion and Effects of Local Site Conditions, Advanced in Civil Engineering, Proc. 10th WCEE, July, Madrid, 967-972.
- Seed H.B., Romo M.P., Sun J., Jaime A. ve Lysmer J., 1987. Relationships Between Soil Conditions and Earthquake Ground Motions in Mexico City in The Earthquake of Sept. 19, 1985, Earthquake Engineering Research Center, Report No UCB/EERC-87/15, University of California, Berkeley, California, USA.
- Sedaghatjoo, Z., Dehghan, M. ve Hosseinzadeh, H. 2013. The Use of Continuous Boundary Elements in The Boundary Elements Method for Domains with Non-Smooth Boundaries via Finite Difference Approach, Computers and Mathematics with Applications, 65, 7, 983-995.
- Severcan, M.H., 2004. Dinamik Yapı-Zemin Etkileşim Problemleri için Sınır Eleman Formülasyonu, Doktora Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Çukurova Üniversitesi, Adana, Türkiye.
- Shrikhande, M. ve Gupta, V.K., 1999. Dynamic Soil-Structure Interaction Effects on The Seismic Response of Suspension Bridges, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28, 11, 1383-1403.
- Sıvacık, E.A. ve Soyluk, K., 2011. Deprem Hareketinin Değişim Bileşenlerine Bağlı Olarak Belirlenen Yer Hareketleri İçin Kablolu Köprülerin Zemin-Yapı Etkileşim Analizi, 1. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, 11-14 Ekim, ODTÜ, Ankara, Türkiye.
- Siebrits, E. ve Crouch, S.L., 1994. Two-Dimensional Elastodynamics Displacement Discontinuity Method, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 37, 3229–3250.
- Sivakumar, J., 1985. Application of The Boundary Element Method For Soil Structure Interaction Problems, Phd. Thesis, Texas Tech University, Texas, USA.
- Slàdek, V., Slàdek, J. ve Balas, J., 1986. Boundary Integral Formulation of Crack Problem, ZAMM 1, 66, 83-94.
- Soneji, B.B. ve Jangid, R.S., 2008. Influence of Soil-Structure Interaction on The Response of Seismically Isolated Cable-Stayed Bridge, Soil Dynamic and Earthquake Engineering, 28, 245-257.
- Song, C. ve Wolf, J.P., 1997. The Scaled Boundary Finite-Element Method-Alias Consistent Infinitesimal Finite-Element Cell Method-For Elastodynamic, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 147, 329-355.
- Soyluk, K., 1997. Kablolu Köprülerin Stokastik Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon, Türkiye.

- Soyluk, K., Dumanoglu, A.A. ve Bayraktar, A., 1997. Comparison of Stochastic and Asynchronous Response of Cable Stayed Bridges, Eighth International Conference on Soil Dynamic and Earthquake Engineering, July, İstanbul, 250-251.
- Soyluk, K. ve Dumanoglu, A.A., 1998. Kablo lu Köprülerin Karşılaştırmalı Dinamik Analizleri-Asinkronize, Antisinkronize ve Stochastic, III. Ulusal Hesaplamalı Mekanik Konferansı, Kasım, İstanbul, Türkiye, 449-456.
- Soyluk, K. ve Dumanoglu, A.A., 2000. Comparison of Asynchronous and Stochastic Dynamic Response of a Cable-Stayed Bridge, Engineering Structures, 22, 435-445.
- Soyluk, K., 2001. Değişerek Yayılan Yer Hareketi Etkisindeki Kablo lu Köprülerin Stokastik Analizi, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, Türkiye.
- Soyluk, K., 2004. Comparison of Random Vibration Methods for Multi-Support Seismic Excitation Analysis of Long-Span Bridges, Engineering Structures, 26, 1573-1583.
- Soyluk, K. ve Yücel, K., 2007. Çelik Kemer Köprülerin Rastgele Titreşim Analizinde Filtre Edilmiş Beyaz Gürültü Modelinin Tahkiki, Gazi Üniversitesi, Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi, 22, 4, 933-939.
- Soyluk, K. ve Sıcacık, E.A. 2009. Zemin Sınırlarının Geçirgen Sınırlarla Modellendiği Kablo lu Köprülerin Dinamik Analizi, Uluslararası Sakarya Deprem Sempozyumu, 1-2 Ekim, Sakarya, Türkiye.
- Soyluk, K. ve Sıcacık, E.A. 2012. Soil-Structure Interaction Analysis of Cable-Stayed Bridges for Spatially Varying Ground Motion Components, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 35, 80-90.
- Sungur, I., 1993. Stochastic Response to Earthquake Forces of a Cable-Stayed Bridge, Engineering Structures, 15, 307-314.
- Syed N.M. ve Maheshwari B.K., 2017. Non-linear SSI Analysis in Time Domain using Coupled FEM-SBFEM for a Soil-Pile System, Géotechnique, 67,1,1-9.
- Sweidan, B.N., 1990. Stochastic Response of Deck Arch Bridges to Correlated Support Excitations, Doktora Tezi, Michigan State University, Michigan, USA.
- Tadeu, A.J.B., Santos, P.F.A. ve Kausel, E., 1999. Closed Form Integration of Singular Terms for Constant, Linear and Quadratic Boundary Elements, Part 2 SV-P Wave Propagation, Engineering Analysis with Boundary Elements, 23,757-768
- Tanrikulu, A.H., 1999. İki Malzemeli Kompozitin Dinamik Analizi için Yerel Olmayan Sınır Şartlarını İçeren Bir Sınır Eleman Modeli, Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, Türkiye.
- Tanrikulu, A.H., Mengi, Y. ve Tanrikulu, A.K., 2000. İki ve Üç Malzemeli Kompozitin Dinamik Analizi İçin Bir Sınır Eleman Modeli, Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences, 24, 315-333.
- Todorovska, M.I. ve Trifunac, M.D., 1990. Analytical Model for Building Foundation-Soil Interaction, CE 90-01, Department of Civil Engineering, University of Southern California, Los Angeles, California, USA.

- Troitsky, M.S., 1988. Cable-Stayed Bridges, Second Edition, BSP Professional Books, London, UK.
- Tseng, M.N. ve Robinson, A.R., 1975. A Transmitting Boundary for Finite Difference Analysis of Wave Propagation in Solids, Project No: NR 064-183, University of Illinois, USA.
- Uscinski, B. J., 1977. The Elements of Wave Propagation in Random Media, McGraw-Hill, New York, USA.
- Vaish, A.K. ve Chopra, A.K., 1974. Earthquake Finite Element Analysis of Structure-Foundation Systems, ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division, 100, 1101-1116.
- Veletsos, A.S. ve Meek, J.W., 1974. Dynamic Behavior of Building-Foundation Systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 3, 121-138.
- Waas, G., 1972. Earth Vibration Effects and Abatement for Military Facilities-Analysis Method for Footing Vibrations Thorough Layered Media, Technical Report, S-71-14, US Army Engineer Waterways Experiment Station, Mississippi, USA.
- Walther, R., 1985. Cable-Stayed Bridges, First Edition, Thomas Telford, London, UK.
- Wang, J., Carr, A.J., Cooke, N. ve Moss, P.J., 2009. The Response of a 344 m Long Bridge to Non-Uniform Earthquake Ground Motions, Engineering Structures, 31, 11, 2554-2567.
- Washizu, K., 1974. Variational Methods, M.I.T. Press, Massachusetts, USA.
- Wilson, E.L., 1969. A Method of Analysis for the Evaluation of Foundation-Structure Interaction, Proceedings of the Fourth World Conference on Earthquake Engineering, 87-89, Santiago-Chile.
- Wilson J.C, Gravelle W., 1991. Modeling of a Cable-Stayed Bridge for Dynamic Analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 20, 707-721.
- Wolf, J.P. 1988. Soil-Structure-Interaction Analysis in Time Domain, Prentice Hall Englewood Cliffs, New Jersey, USA.
- Wolf, J.P., 1991. Consistent Lumped-Parameter Models For Unbounded Soil: Physical Representation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 20, 11-32.
- Wolf, J.P. ve Song, C., 1994. Dynamic Stiffness Matrix of Unbounded Soil by Finite Element Multi-Cell Cloning, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 23, 233-250.
- Wrobel LC, 2002. The Boundary Element Method Applications in Thermo-Fluids and Acoustics. John Wiley & Sons Limited, West Sussex, USA., 451s.
- Wung, C.D ve Der Kiureghian, A., 1989. STOCAL-II: Computer, Assisted Learning System for Stochastic Dynamic Analysis Of Structures, Part I Theory and Development, Report No. UCB/SEMM-89/10, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley,CA, USA.
- Yang, C.Y., 1986. Random Vibration of Structures, First Edition, John Wiley, Inc., New York, USA.

- Yann J., Zhang C. ve Jin F., 2004. A Coupling Procedure of FE and SBFE for Soil-Structure Interaction in The Time Domain, International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1453-1471.
- Yerli H.R., Temel, B. ve Kiral, E., 1998. Transient Infinite Elements for 2D Soil-Structure Interaction Analysis, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124, 976-988.
- Yerli, H.R., 1998. İki ve Üç Boyutlu Dinamik Zemin-yapı Etkileşimi Problemlerinin Sonlu ve Sonsuz Elemanlar Kullanılarak Analizi, Doktora Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Çukurova Üniversitesi, Adana, Türkiye.
- Yiu, P.K.A. ve Brotton, D.M., 1988. Computation of Fabrication Dimensions for Cable-Stayed Bridges, The Structural Engineer, 66, 237-243.
- Zadeh, O.S., 2012. Comparison Between Three Types of Cable Stayed Bridges Using Structural Optimization, Master of Engineering Science, The University of Western Ontario, London, Ontario, Canada, USA.
- Zanardo, G., Hao, H. ve Modena, C., 2002. Seismic Response of Multi-Span Simply Supported Bridges to A Spatially Varying Earthquake Ground Motion, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31, 1325-1345.
- Zembaty, Z. ve Rutenberg, A., 1998. On The Sensivity of Bridge Seismic Response with Local Soil Amplification, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, 10, 1095-1099.
- Zeng, Z.J. ve Cai, R.Y., 1990. Treatment of Singular Integral Caused by Employing Linear Boundary Elements for Two-Dimensional Elastostatic Problems, Computer & Structures, 34, 6, 855-859.
- Zerva, A., 1990. Response of Multiple-Span Beams to Spatially Incoherent Seismic Ground Motion, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 19, 819-832.
- Zerva, A., 1991. Effect of Spatially Variability and Propagation of Seismic Ground Motions on the Response of Multiply Supported Structures, Probabilistic Engineering Mechanics, 6, 212-221.
- Zerva, A., 1992. Seismic Loads Predicted by Spatial Variability Models, Structural Safety, 11, 227-243.
- Zerva, A., 1999. Differential Response Spectra for the Seismic Response of Lifelines, Proc. of the Fourth European Conference on Structural Dynamics, June, Prague, 2, 1153-1158
- Zhang, D., 2013. Stochastic Modeling and Analysis for Bridges under Spatially Varying Ground Motions, Doktora Tezi, University of Waterloo, Canada.
- Zhang, X., 2003. Exact Integration in the Boundary Element Method for Two-Dimensional Elastostatic Problems, Engineering Analysis with Boundary Elements, 27, 987-997.
- Zhang, Y.H., Li, Q.S., Lin, J.H. ve Williams, F.W., 2009. Random Vibration Analysis of Long-Span Structures Subjected to Spatially Varying Ground Motions, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 29, 4, 620-629.

ÖZGEÇMİŞ

Zeliha TONYALI, 1984 yılında Rize-Ardeşen'de doğdu. İlkokulu Ahmet Şahinler İlkokulu'nda, ortaokulu İstinye İmam Hatip Lisesi'nde, lise öğrenimini ise Kadıköy Anadolu İmam Hatip Lisesi'nde tamamladı. 2004 Yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi, Gümüşhane Mühendislik Fakültesi Jeoloji Mühendisliği Bölümünü kazandı. Birinci sınıfı Jeoloji Mühendisliği Bölümünde okuduktan sonra bölümler arası yatay geçiş yaparak İnşaat Mühendisliği Bölümüne geçti. İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden 2008 yılında bölüm birincisi ve fakülte üçüncüsü olarak mezun oldu. 2008 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda Yüksek Lisans eğitime başladı. 2011 yılında 'Elastik Zemine Oturan Kablolü Köprülerin Stokastik Analizi' isimli tezle Yüksek Lisans eğitimi tamamladı. Aynı yıl Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda doktora çalışmalarına başladı. Haziran-Aralık 2011'de Avrasya üniversitesi, Mühendislik Fakültesinde Araştırma Görevlisi olarak çalıştı. Şubat 2012'de Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü Yapı Anabilim Dalı'na Araştırma görevlisi olarak atandı. Evli ve bir çocuk annesi olan Zeliha TONYALI halen Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği bölümündeki görevine devam etmektedir.