

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YAPI- ZEMİN DİNAMİK ETKİLEŞİMİ

105537

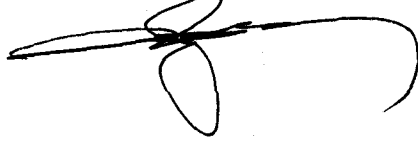
DOKTORA TEZİ

İnşaat Y. Müh. Mustafa KUTANİS

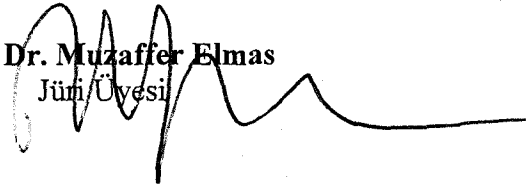
Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜH.
Enstitü Bilim Dalı : YAPI
Tez Danışmanı : Prof. Dr. Muzaffer ELMAS

Bu tez 15/11/2001 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Oybirliği ile kabul edilmiştir.


Prof. Dr. M.Nuray Aydınoglu
Jüri Başkanı



Prof. Dr. Muzaffer Elmas
Jüri Üyesi



Prof. Adil Altındal
Jüri Üyesi



Doç. Dr. Zeki Gündüz
Jüri Üyesi



Prof. Zekeriya Polat
Jüri Üyesi



T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MÜDÜRLÜĞÜ

105537

TEŞEKKÜR

Doktora çalışmalarımın her aşamasında yardımlarını esirgemeyen sayın Prof. Dr. Muzaffer Elmas'a şükranlarımı sunarım.

Çalışmalarım sırasında sürekli destek ve teşviklerini gördüğüm İstanbul Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü'nden Sayın Prof. Dr. Mehmet Nuray Aydınoğlu'na, ve SIMILAR program yazılımını sağlayarak çalışmalarına katkıda bulunan Swiss Federal Institute of Technology - Lausanne'dan Dr. J.P. Wolf ve Dr. S. Song'a teşekkürlerimi sunmayı bir borç bilirim. Ayrıca katkılarından dolayı İstanbul, Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi 'nden Sayın Prof. Zekeriya Polat'a teşekkür ederim.

Bilimsel çalışmalarımda sürekli anlayış ve fedakarlıklarda bulunan ve beni destekleyen eşim Ranâ Özen Kutanis'e teşekkür ederim.

Çalışmalarımı 17 Ağustos 1999'da yaşadığımız depremde hayatını kaybedenlerin anısına ithaf ediyorum.

Eylül 2001

Mustafa KUTANİS

İÇİNDEKİLER

SİMGELER VE KISALTMALAR	vi
ŞEKİLLER LİSTESİ	vii
TABLolar LİSTESİ	xxvi
ÖZET	xxvii
SUMMARY	xxviii
BÖLÜM 1. GİRİŞ	1
1.1. Konunun Tanımı	1
1.2. Konu ile İlgili Önceki Çalışmalar.....	3
1.3. Bu Çalışmanın Amaç ve Kapsamı.....	14
BÖLÜM 2. YAPI-ZEMİN DİNAMİK ETKİLEŞİMİNİN HAREKET DENKLEMLERİ	17
2.1. Hareket Denklemlerinin Genel Yapısı.....	17
2.2. Yapı-Zemin Ortak Sistemi: Esas Hareket Denklemleri.....	20
2.3. Kazılmamış Zemin Hareket Denklemleri.....	23
BÖLÜM 3. SONSUZ KÜÇÜK HÜCRELİ SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ	29
3.1. Genel	29
3.2. Temel Bağlımlar	31
3.2.1. Sonlu Eleman Hücresi Katsayılar Matrisleri.....	31
3.2.2. İki Boyutlu Vektörel Dalga Denklemleri için Sonlu Eleman Hücresi Katsayılar Matrislerinin Elde Edilmesi.....	32
3.2.3. Statik Rijitlik Matrisi	36
3.2.4. Kütle Matrisi	38
3.2.5. Sınırsız Ortam ve Sonlu Eleman Hücrelerinin Birleştirilmesi	40
3.2.5.1. Kuvvet-Deplasman İlişkisi	40

3.2.5.2. İç ve Dış Sınırlarda Birim Darbe Yüğü Davranış Matrisleri Arasındaki İlişkiler.....	42
3.2.6. Zaman Tanım Alanında Sonsuz Küçük Hücreli Sonlu Eleman Hücre Denklemleri.....	44
3.2.6.1. İvmesel Birim Darbe Davranış Matrisi Denklemleri.....	44
3.3. Sayısal Çözüm	48
3.4. Zaman Alanında Ayrıklaştırma	50
3.4. 1. Birinci Zaman Adımı.....	50
3.4.2 n'inci Zaman Adımı	51
BÖLÜM 4. YEREL ZEMİN ŞARTLARININ TASARIM YER HAREKETİ ÜZERİNDE ETKİLERİ.....	53
4.1. Giriş.....	53
4.2. Zemin Ortamlarının Dinamik Analizi	56
4.3. Lineer Olmayan Malzeme Davranışı.....	64
4.4. Lineer Olmayan Zemin Davranışının Eşdeğer Lineer Yaklaşımlarla Hesaplanması.....	65
4.5. Serbest Zemin Hareketi	67
BÖLÜM 5. YAPI-ZEMİN DİNAMİK ETKİLEŞİMİNİN SAYISAL OLARAK DEĞERLENDİRİLMESİ.....	70
5.1. Yapı-Zemin Ortak Sisteminin Matematik Modeli	70
5.2. Sayısal Çözüm Aşamaları	71
5.2.1. Deprem Verisinin Etkileşim Arayüzünde Hesaplanması ...	72
5.2.2. Etkileşim Kuvvetlerinin Belirlenmesi.....	84
5.2.3. Yapı-Zemin Dinamik Etkileşimi Hesabı.....	85
5.2.3.1 Lineer Analiz.....	85
5.2.3.2 Lineer Olmayan Elasto-Plastik Analiz	185
BÖLÜM 6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	191
KAYNAKLAR	195

EK – A: RADYASYON KOŞULU	208
EK – B: ETKİLEŞİM KUVVETİ-DEPLASMAN İLİŞKİSİ.....	210
EK – C: KÜRESEL BOŞLUK PROBLEMİ.....	214
EK – D: BİLGİSAYAR PROGRAMI.....	222
EK – E: WILSON-θ METODU.....	229
ÖZGEÇMİŞ	



SİMGELER LİSTESİ

- [C] : Viskoz sönüm matrisi
E : Elastisite modülü, kN/m^2
G : Kayma modülü, kN/m^2
g : Yerçekim ivmesi, m/s^2
H/B : Geometrik narinlik oranı
[K] : Rijitlik matrisi
[M] : Kütle matrisi
m : Metre
[M[∞]] : Uzak zemin bölgesi ivme tabanlı rijitlik matrisi
M_s : Deprem büyüklüğü
{P} : Yük vektörü
[S[∞]] : Uzak zemin bölgesi rijitlik matrisi
V_s : Kayma dalgası hızı, m/s
t : Zaman, s
($\dot{\quad}$) : Zamana göre birinci türev
($\ddot{\quad}$) : Zamana göre ikinci türev
 ε : Şekil değiştirme
 γ : Kayma şekil değiştirmesi
 π : Pi sayısı
 ρ : Kütle yoğunluğu, kg/m^3
 σ : Normal gerilme, kN/m^2
 τ : Kayma gerilmesi, kN/m^2
 ν : Poisson oranı
 ω : Açısal frekans, $1/\text{s}$
 ξ : Sönüm oranı

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 1.1. Ortak Sistem Yaklaşımında Sonlu Eleman Modeli.....	6
Şekil 1.2. Geçirgen sınırlarla donatılmış ortak sistem modeli.....	6
Şekil 1.3. Süperpozisyon teoremi (Kausel et al. 1978).....	12
Şekil 1.4. Üç Adım Yöntemi (Kausel et al. 1978).....	12
Şekil 1.5. Yapı zemin ortak sistemi iki boyutlu (2D) analiz modeli.....	15
Şekil 2.1. Yapı zemin- ortak sistemi.....	18
Şekil 2.2. Denklemlerdeki indislemenin şematik ifadesi.....	
a) Zemin-yapı ortak sistemi, b) Kazılmamış zemin sistemi (Aydınoglu, 1993) ..	18
Şekil 3.1. Sonsuz küçük hücreli sonlu elemanlar metodunun şematik olarak gösterilmesi (Wolf and Song, 1996b).....	30
Şekil 3.2. Etkileşim arayüzü sonlu eleman hücreleri (Wolf and Song, 1996b)....	32
Şekil 3.3. Sonlu Eleman Hücresi	40
Şekil 4.1. Rijit taban kayası üzerinde yer alan zemin profilleri.....	55
Şekil 4.2. A , B ve C sahalarına ait büyültme fonksiyonları	55
Şekil 4.3. A, B ve C sahalarına ait spektral ivme-periyot ilişkisi.....	55
Şekil 4.4a. Çevrimsel (tekrarlı-devirli) yükleme parametreleri: Kayma gerilmesi–birim şekil değiştirme ilişkisi.....	58
Şekil 4.4b. Çevrimsel yükleme parametrelerinin çevrimsel birim şekil değiştirme ile değişimleri	58
Şekil 4.5. Zemin parametrelerinin incelenmesinde kullanılan basit bir model ...	60
Şekil 4.6. Zemin büyültme faktörünün zemin tabakası derinliği ile değişimi.....	60
Şekil 4.7. İvme spektrumunun zemin tabakası derinliği ile değişimi.....	60
Şekil 4.8. G/G_{max} oranının kaya, kum ve plastisite indisi farklı zemin ortamlarında değişimi	61
Şekil 4.9. Sönüm oranının kaya, kum ve plastisite indisi farklı zemin ortamlarında değişimi	61
Şekil 4.10. Büyültme faktörünün plastisite indisleri ile değişimi.....	62

Şekil 4.11. Spektral ivmenin plastisite indisleri ile değişimi.....	62
Şekil 4.12. Büyültme faktörünün kum ve kil ortamlarında frekansa göre değişimi.....	63
Şekil 4.13. Spektral ivmenin kum ve kil ortamlarında zamana göre değişimi	63
Şekil 4.14. Von Mises akma kriteri	64
Şekil 4.15. 1986 Taiwan depreminde alınan deprem kayıtları ve SHAKE programı ile yapılan hesaplamaların karşılaştırılması (Borja et al.,1999).....	66
Şekil 4.16. Deprem dalgalarının kırılarak zemin yüzeyine ulaşması (Kramer, 1996).....	68
Şekil 4.17. Serbest zemin hareketinde kontrol noktası olarak alınabilecek noktalar: A: taban kayası; B: yeryüzüne çıkmış kaya yüzeyi ve C: serbest zemin yüzeyi.....	69
Şekil 5.1a. KOBE 01/16/95 20:46 depremi ivme, hız ve yerdeğiştirme kayıtları.....	73
Şekil 5.1b. LOMA PRIETA 10/18/89 00:05 depremi ivme, hız ve yerdeğiştirme kayıtları	74
Şekil 5.1c. IMPERIAL VALLEY 5/19/40 04:39, EL CENTRO ARRAY #9, 180 depremi ivme, hız ve yerdeğiştirme kayıtları	75
Şekil 5.2. Zemin tabakalarının dinamik özellikleri (Vucetic and Dobry, 1991) ..	76
Şekil 5.3. SHAKE (Schnabel et al. 1972) bilgisayar programı ile serbest zemin verisinin etkileşim arakesitinde belirlenmesi.....	77
Şekil 5.4a. KOBE 01/16/95 20:46 depreminin kayma dalgası hızı $V_s=150$, 300 ve 750 m/s olan serbest zemin yüzeyinde (SZY) hesaplanan ivme kayıtları.....	78
Şekil 5.4b. LOMA PRIETA 10/18/89 00:05 depreminin kayma dalgası hızı $V_s=150$, 300 ve 750 m/s olan serbest zemin yüzeyinde (SZY) hesaplanan ivme kayıtları.....	79
Şekil 5.4c. IMPERIAL VALLEY 5/19/40 04:39, EL CENTRO ARRAY #9, 180 depreminin kayma dalgası hızı $V_s=150$, 300 ve 750 m/s olan serbest zemin yüzeyinde (SZY) hesaplanan ivme kayıtları.....	80
Şekil 5.5a. KOBE 01/16/95 20:46 depreminin kayma dalgası hızı $V_s=150$, 300 ve 750 m/s olan serbest zemin yüzeyinde (SZY) hesaplanan spektral ivme değerlerinin anakaya ivme spektrumu ile karşılaştırılması	81

Şekil 5.5b. LOMA PRIETA 10/18/89 00:05 depreminin kayma dalgası hızı $V_s=150, 300$ ve 750 m/s olan serbest zemin yüzeyinde (SZY) hesaplanan spektral ivme değerlerinin anakaya ivme spektrumu ile karşılaştırılması.....	82
Şekil 5.5c. IMPERIAL VALLEY 5/19/40 04:39, EL CENTRO ARRAY #9, 180 depreminin kayma dalgası hızı $V_s=150, 300$ ve 750 m/s olan serbest zemin yüzeyinde (SZY) hesaplanan spektral ivme değerlerinin anakaya ivme spektrumu ile karşılaştırılması.....	83
Şekil 5.6. Kat planı: Kolon-perde yerleşim düzeni.....	86
Şekil 5.7. Örnek çözümlerde kullanılan NLEPSSI bilgisayar programı ile elde edilen toplam taban kesme kuvvetinin SAP2000 sonuçları ile karşılaştırılması (Kobe depremi; $H/B=3.0$; $T_1=0.59$ s).....	87
Şekil 5.8. Örnek çözümlerde kullanılan NLEPSSI bilgisayar programı ile elde yapı tepe noktası (rölatif) yatay yerdeğiştirmelerinin SAP2000 sonuçları ile karşılaştırılması (Kobe depremi; $H/B=3.0$; $T_1=0.59$ s).....	87
Şekil 5.9. Örnek çözümde yapı zemin dinamik etkileşimi geometrik modeli.....	89
Şekil 5.10. Deprem etkisinde YZDE parametrelerinin şematik olarak gösterilmesi.....	90
Şekil 5.11a. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$).....	93
Şekil 5.11b. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$).....	93
Şekil 5.11c. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$).....	93
Şekil 5.11d. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$).....	94
Şekil 5.11e. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=1.5$).....	94

Şekil 5.11f. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$).....	94
Şekil 5.11g. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$).....	95
Şekil 5.11h. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$).....	95
Şekil 5.11i. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$).....	95
Şekil 5.11j. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$).....	96
Şekil 5.11k. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=1.5$).....	96
Şekil 5.11m. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$).....	96
Şekil 5.11n. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$).....	97
Şekil 5.11o. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$).....	97
Şekil 5.11p. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$).....	97
Şekil 5.11r. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$).....	98

Şekil 5.11s. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=1.5$).....	98
Şekil 5.11t. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$).....	98
Şekil 5.12a. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$).....	99
Şekil 5.12b. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$).....	100
Şekil 5.12c. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$).....	101
Şekil 5.13a. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.05, 0.3$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $H/B=0.75$).....	102
Şekil 5.13b. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.2, 0.4$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $H/B=1.5$).....	103
Şekil 5.13c. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.6, 1.0$ ve 1.5 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $H/B=3.0$).....	104
Şekil 5.13d. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.05, 0.3$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $H/B=0.75$).....	105
Şekil 5.13e. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.2, 0.4$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $H/B=1.5$).....	106

Şekil 5.13f. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.6, 1.0$ ve 1.5 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $H/B=3.0$).....	107
Şekil 5.13g. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.05, 0.3$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $H/B=0.75$).....	108
Şekil 5.13h. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.2, 0.4$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $H/B=1.5$).....	109
Şekil 5.13i. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.6, 1.0$ ve 1.5 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $H/B=3.0$).....	110
Şekil 5.14a. Geometrik narinlik oranı $0.75, 1.5$ ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.4$ s).....	111
Şekil 5.14b. Geometrik narinlik oranı $0.75, 1.5$ ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.6$ s).....	112
Şekil 5.14c. Geometrik narinlik oranı $0.75, 1.5$ ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.4$ s).....	113
Şekil 5.14d. Geometrik narinlik oranı $0.75, 1.5$ ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.6$ s).....	114
Şekil 5.14e. Geometrik narinlik oranı $0.75, 1.5$ ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.4$ s).....	115
Şekil 5.14f. Geometrik narinlik oranı $0.75, 1.5$ ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.6$ s).....	116

Şekil 5.15a. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.05$ s.; $H/B=0.75$).....	117
Şekil 5.15b. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$).....	117
Şekil 5.15c. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$).....	118
Şekil 5.15d. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$).....	118
Şekil 5.15e. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$).....	119
Şekil 5.15f. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$).....	119
Şekil 5.15g. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$).....	120
Şekil 5.15h. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$).....	120

Şekil 5.15i. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$).....	121
Şekil 5.15j. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.05$ s.; $H/B=0.75$).....	121
Şekil 5.15k. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$).....	122
Şekil 5.15m. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$).....	122
Şekil 5.15n. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$).....	123
Şekil 5.15p. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$).....	123
Şekil 5.15r. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=1.5$ s.; $H/B=3.0$).....	123
Şekil 5.16a. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s).....	124

Şekil 5.16b. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s).....	125
Şekil 5.16c. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s).....	126
Şekil 5.17a. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$).....	129
Şekil 5.17b. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$).....	129
Şekil 5.17c. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$).....	130
Şekil 5.17d. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$).....	130
Şekil 5.17e. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$).....	131
Şekil 5.17f. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$).....	131
Şekil 5.17g. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$).....	131
Şekil 5.17h. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=0.75$).....	132

Şekil 5.17i. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=0.75$).....	132
Şekil 5.17i. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$).....	133
Şekil 5.17j. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$)	133
Şekil 5.17k. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$).....	133
Şekil 5.17m. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$).....	134
Şekil 5.17n. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$).....	134
Şekil 5.18a. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$)	135
Şekil 5.18b. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$)	136
Şekil 5.18c. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$)	137
Şekil 5.19a. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.05, 0.3$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u_b^t$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $H/B=0.75$).....	138

Şekil 5.19b. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.2, 0.4$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $H/B=1.5$).....	139
Şekil 5.19c. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.6, 1.0$ ve 1.5 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $H/B=3.0$).....	140
Şekil 5.19d. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.05, 0.3$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $H/B=0.75$).....	141
Şekil 5.19e. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.2, 0.4$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $H/B=1.5$).....	142
Şekil 5.19f. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.6, 1.0$ ve 1.5 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $H/B=3.0$).....	143
Şekil 5.19g. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.05, 0.3$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $H/B=0.75$).....	144
Şekil 5.19h. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.2, 0.4$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $H/B=1.5$).....	145
Şekil 5.19i. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.6, 1.0$ ve 1.5 s olan yapılarda etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $H/B=3.0$).....	146
Şekil 5.20a. Geometrik narinlik oranı $0.75, 1.5$ ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.4$ s).....	147
Şekil 5.20b. Geometrik narinlik oranı $0.75, 1.5$ ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.6$ s).....	148
Şekil 5.20c. Geometrik narinlik oranı $0.75, 1.5$ ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.4$ s)	149

Şekil 5.20d. Geometrik narinlik oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.6$ s).....	150
Şekil 5.20e. Geometrik narinlik oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.4$ s).....	151
Şekil 5.20f. Geometrik narinlik oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f-u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.6$ s).....	152
Şekil 5.21a. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.05$ s.; $H/B=0.75$).....	153
Şekil 5.21b. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$).....	153
Şekil 5.21c. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$).....	154
Şekil 5.21d. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$).....	154
Şekil 5.21e. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$).....	155
Şekil 5.21f. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$).....	155

.....	
Şekil 5.21g. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$).....	156
Şekil 5.21h. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$).....	156
Şekil 5.21i. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$).....	157
Şekil 5.21j. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.05$ s.; $H/B=0.75$).....	157
Şekil 5.21k. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$).....	158
Şekil 5.21m. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$).....	158
Şekil 5.21n. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$).....	159
Şekil 5.21p. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$).....	159

Şekil 5.21r. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=1.5$ s.; $H/B=3.0$).....	159
Şekil 5.22a. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s).....	160
Şekil 5.22b. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s).....	161
Şekil 5.22c. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s).....	162
Şekil 5.23a. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$).....	164
Şekil 5. 23b. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$).....	164
Şekil 5.23c. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$).....	164
Şekil 5.23d. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$).....	165
Şekil 5.23e. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=1.5$).....	165
Şekil 5.23f. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$).....	165

Şekil 5.23g. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$).....	166
Şekil 5.23h. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$).....	166
Şekil 5.23i. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$).....	166
Şekil 5.23j. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$).....	167
Şekil 5.23k. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=1.5$).....	167
Şekil 5.23m. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$).....	167
Şekil 5.23n. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$).....	168
Şekil 5.23o. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$).....	168
Şekil 5.23p. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$).....	168
Şekil 5.23r. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$).....	169
Şekil 5.23s. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=1.5$).....	169

Şekil 5.23t. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$).....	169
Şekil 5.24a. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$).....	170
Şekil 5.24b. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$).....	171
Şekil 5.24c. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$).....	172
Şekil 5.25a. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.05$ s.; $H/B=0.75$).....	173
Şekil 5.25b. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$).....	173
Şekil 5.25c. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$).....	174
Şekil 5.25d. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$).....	174
Şekil 5.25e. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$).....	175

Şekil 5.25f. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=1.5$ s.; $H/B=3.0$).....	175
Şekil 5.25g. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.05$ s.; $H/B=0.75$).....	176
Şekil 5.25h. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$).....	176
Şekil 5.25i. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$).....	177
Şekil 5.25j. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$).....	177
Şekil 5.25k. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$).....	178
Şekil 5.25m. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=1.5$ s.; $H/B=3.0$).....	178
Şekil 5.25n. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.05$ s.; $H/B=0.75$).....	179

Şekil 5.25o. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$).....	179
Şekil 5.25p. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$).....	180
Şekil 5.25r. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$).....	180
Şekil 5.25s. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$).....	181
Şekil 5.25t. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s: $T_1=1.5$ s.; $H/B=3.0$).....	181
Şekil 5.26a. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s).....	182
Şekil 5.26b. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s).....	183
Şekil 5.26c. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s).....	184
Şekil 5.27. Sonlu elemanlarla 2 boyutlu düzlem şekil değiştirme problemi olarak ayrıklaştırılan yakın zemin bölgesi ve üstyapı eleman numaraları.....	186

Şekil 5.28. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve lineer yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin (δ) lineer olmayan sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.05$ s.; $H/B=0.75$).....	187
Şekil 5.29. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve lineer yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin (δ) lineer olmayan sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$).....	187
Şekil 5.30. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve lineer yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin (δ) lineer olmayan sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$).....	188
Şekil 5.31. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve lineer yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin (δ) lineer olmayan sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.5$ s.; $H/B=1.5$).....	188
Şekil 5.32. Lineer ve lineer olmayan yapı-zemin etkileşimli sistemlerde, temel dönmesi nedeniyle üstyapıda oluşan yerdeğiştirmelerin (θH_y) karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.05$ s; $H/B=0.75$).....	189
Şekil 5.33. Lineer ve lineer olmayan yapı-zemin etkileşimli sistemlerde, temel dönmesi nedeniyle üstyapıda oluşan yerdeğiştirmelerin (θH_y) karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.5$ s; $H/B=0.75$).....	189
Şekil 5.34. 53, 43 ve 35. no lu elemanlardaki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi ilişkisinin Kobe depremi ilk 10 s süresince değişimi ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.05$ ve 0.5 s; $H/B=0.75$).....	190
Şekil A.1. Sönümsüz konik çubukta gerilme dalgalarının yayılışı.....	208
Şekil C.1. Sınırsız ortama gömülü küresel boşluk problemi (kesit).....	214
Şekil E.1. Normal ve genişletilmiş zaman adımlarında lineer ivme değişiminin gösterilmesi.....	229



TABLolar LİSTESİ

Tablo 4.1 Konsolide killerin G_{max} , G/G_{max} , ve sönüm oranı değerlerini etkileyen faktörler (Vucetic and Dobry, 1991).....	57
Tablo 5.1. Serbest zemin hareketi hesaplanacak zemin profili	74
Tablo 5.2. Üstyapı dinamik özellikleri (W_i , kat kütlesi, kN)	86



ÖZET

Anahtar Kelimeler: Yapı-Zemin Dinamik Etkileşimi, Sonsuz Küçük Hücreli Sonlu Elemanlar Yöntemi, Serbest Zemin Hareketi, Dinamik Analiz

Bu çalışmanın amacı; zemin-yapı dinamik etkileşimi probleminin deprem hesabını, zaman tanım alanında iki boyutlu uzayda sonlu elemanlar tekniğini, altsistem yaklaşımı içinde kullanarak yapmaktır. Bu amaçla zemin-yapı ortak sistemi, birbirlerini etkileşim arakesiti ile ayıran yakın bölge ve uzak bölge olmak üzere iki parçaya bölünmüştür. Yakın zemin bölgesi sonlu elemanlar tekniği ile modellenmiştir. Böylece; zeminle ilgili her türlü geometrik, mekanik ve bünyesel süreksizliklerin gözönüne alınabilmesi, yapı temelinin zemine bağlantısı ve rijitliği ile ilgili herhangi bir kısıtlamanın olmayışı, kurulan hareket denkleminin frekanstan bağımsız olması nedeniyle zaman tanım alanında adım adım integrasyon tekniğinin uygulanabilmesi, adım adım integrasyon işlemi içinde her türlü lineer olmayan ve elasto-plastik zemin ve üstyapı davranışının göz önüne alınabilmesi sağlanmıştır. Uzak zemin bölgesinin lineer elastik davranış gösterdiği varsayımından hareketle, bu ortam, etkileşim arakesitinde yer alan düğüm noktaları serbestlik derecelerinde, birim darbe yükü davranışı olarak modellenmiştir. Uzak zemin bölgesinin birim darbe yükü davranış matrisleri, sonsuz küçük hücreli sonlu elemanlar kullanılarak elde edilmiştir. Geliştirilen yöntemin yapı-zemin ortak sistemlerine uygulanmasını göstermek ve etkileşimin önemini vurgulamak amacıyla, sayısal çözümler yapılmıştır. Yapı-zemin dinamik etkileşimini içeren deprem hesaplarında elde edilen sonuçlar; (i) zemin ortamının ve üstyapının dinamik özelliklerine bağlı olmaları yanında, gözönüne alınan depremin gelişigüzel karakterine ve özellikle frekans içeriğine bağlı olarak da değişkenlik gösterdiği; (ii) yumuşak zeminler üzerinde inşa edilen kısa periyotlu yapılarda rölatif yapı yerdeğiştirmesi ve toplam taban kesme kuvvetlerinin, rijit zemin varsayımına dayanan yöntemlerle hesaplanan değerlerin üstünde kaldığı; (iii) üstyapının temele göre basıklığını ifade eden geometrik narinlik oranı düşük yapılarda etkileşim kuvvetleri kısa periyotlarda, sonsuz rijit zemin durumuna göre daha yüksek değerler aldığı; (iv) zemin kayma dalgası hızı arttıkça yapı-zemin etkileşiminin üstyapı için yararlı hale geldiği vurgulanmıştır.

DYNAMIC SOIL-STRUCTURE INTERACTION ANALYSIS

SUMMARY

Keywords : Soil-Structure Interaction, Consistent Infinitesimal Finite Element Cell Method, Free-Field Motion, Dynamic Analysis

In this study, a new numerical procedure is proposed for the analysis of two-dimensional dynamic soil-structure interaction. The interaction force-displacement relationship is calculated by using the consistent infinitesimal finite element cell method. Assembling the interaction force-displacement relationship of the unbounded soil medium with the equation of motion of the structure leads to the basic equations of the total dynamic system. As a result, irregular bounded medium material inhomogeneities can be processed and nonlinearity of soil can be consistently taken into account. To verify the studies, a two dimensional, plain strain, soil structure interaction system is solved in time domain. The analysis procedure performed in three steps as; first, seismic free-field input motion along the interaction horizon is determined. This is achieved by the analysis of unexcavated virgin soil in the absence of the structure. Then, assuming the far-field to be linear, dynamic boundary conditions along the interaction horizon are defined by calculating the unit-impulse response matrix of the far-field in time domain. In the third step, the analysis of the soil structure system under the action of free-field input motion determined in the first step, subject to the dynamic boundary conditions determined in the second step, is carried out. The results obtained are; (i) besides the geotechnical nature of the soil and dynamic structural properties, the random characteristics of the earthquakes may be an important contributing factor in soil structure interaction analysis; (ii) for the extremely stiff and stocky buildings constructed on relatively soft soil conditions, the calculated relative displacements and base shear forces are greater in values than the fixed-base structural systems; (iii) the building aspect ratio plays a key role in soil structure interaction effects; and (iv) as the shear wave velocity of the soil medium increases, the effects of soil-structure interaction considered beneficial for seismic response of the structures.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

1.1. Konunun Tanımı

Yapı-zemin dinamik etkileşiminin, özellikle yumuşak zemin tabakaları üzerinde inşa edilen yapıların sismik yükler altındaki davranışlarında önemli bir etkisi vardır. Yapı sistemlerinin deprem hesabında, bu etkileşimin dikkate alınmaması durumunda olumsuz sonuçların ortaya çıkması söz konusudur. Günümüzde deprem hesabı için uygulanmakta olan geleneksel yöntemlerde, yapının oturduğu zeminin genellikle şekil değiştirmeyen rijit bir ortam olduğu varsayılır. Bunun sonucu olarak yapı, temelinden zemine ankastre bağlı bir sistem; deprem verisi olan yer hareketi de yapının varlığından etkilenmeyen yatay bir rijit öteleme olarak göz önüne alınır. Ancak bu varsayım, zemin-yapı etkileşiminin ihmal edilebilir seviyede olduğu durumlar için geçerlidir. Özellikle, nükleer güç santralleri, yüksek binalar, barajlar, açık deniz petrol platformları, asma köprüler, viyadükler gibi rijit ve masif yapıların deprem hesabında, zeminin şekil değiştiren ve yapının davranışına eylemsizlik yönünden etkide bulunan bir dinamik sistem olarak ele alınması zorunlu olmaktadır. Zeminin yapıya etkisinin karşılığı olarak, 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. Birçok depremde yapılan gözlemler, yapı temeli üzerinde ve zemin yüzeyinde temelden fazla uzakta olmayan bir noktada aynı anda alınan kayıtlar arasında önemli değişiklikler bulunduğunu göstermiştir. Bu değişiklikler, depremin yapıya etkisinin karşılığı olarak, yapının da zemini ve dolayısıyla deprem hareketini etkilediğini kanıtlamaktadır. “yapı-zemin dinamik etkileşimi” diye adlandırılan bu iki yönlü oluşum, özellikle 1960 lı yılların sonundan başlayarak, üzerinde en çok çalışılan araştırma konularından biri olmuştur (Aydınöglü, 1977; Aydınöglü, 1981).

Zemin ortamı, tanım aralığı sınırsız, yarı-sonsuz bir ortamdır. Zemin-yapı sisteminin statik yükleme durumunda çözümü, yapının konumundan belirli bir uzaklıkta fiktif sınır şartlarının sağlanması ile oluşturulan sistemin çözümü ile yeterli hassaslıkta elde edilebilir. Fakat dinamik bir sistemde bu yaklaşım yetersiz kalır. Çünkü fiktif sınırlar titreşen yapıdan kaynaklanan dalgaların tam olarak yansımaya sebep olacaktır. Oysa yapıdan yayılan dalgaların bu sınırlardan geçerek sonsuz ortama doğru yayılmalarının sağlanması, başka bir deyişle zemin ortamının sınırsızlığı nedeniyle radyasyona uğramaları gerekmektedir. Bu durum, yapıdan zemine aktarılan dinamik enerjinin bir kısmının, zeminin dinamik malzeme davranışından tümü ile bağımsız olarak, salt “geometrik” nedenlerle zeminde yutulması anlamına gelir. Bu nedenle, söz konusu enerji kaybına eşdeğer anlamda karşı gelen fiktif zemin sönümü, “radyasyon sönümü” ya da “geometrik sönüm” olarak adlandırılır (Aydınoglu, 1994). Zemin ortamı ne kadar genişletilirse genişletilsin, basit mesnetli düğüm noktaları ile sınırlanamaz.

Yüklerin yapıya doğrudan uygulanmadığı yapı zemin dinamik etkileşimi probleminde, yapı temeli üzerinde ve zemin yüzeyinde temelden fazla uzakta olmayan bir noktada aynı anda alınan kayıtlar arasında önemli farklılıklar bulunduğu bilindiğinden, genellikle problemin çözümünde ilk adım, serbest zemin hareketi olarak da adlandırılan, zemin üzerinde yapının bulunmaması durumunda, zemin ortamının deprem etkisi ile kendi içinde titreşiminin hesaplanması yapılır. İkinci adım zemin-yapı etkileşim arakesitinde dinamik sınır şartlarının belirlenmesi ve üçüncü ve son adım ise serbest zemin hareketi altında, dinamik sınır şartları belirlenmiş zemin-yapı ortak sisteminin çözümüdür.

Yapı-zemin dinamik etkileşimi analizi, Titreşim Teorisi, Zemin Dinamiği, Temel Mühendisliği, Dalga Mekaniği, Yapı Dinamiği, Deprem Mühendisliği... gibi çeşitli bilim dallarını bir araya getirmesi nedeniyle ilgi odağı olmuştur. Fakat, konunun bu kadar ilgi görmesinin en önemli nedenlerinden biri, hiç şüphesiz, 1970 li yıllardan başlayarak, nükleer enerji santrallerinin depreme karşı güvenliklerinin sağlanması yönünde yapılan çalışmalardır.

1.2. Konu ile İlgili Önceki Çalışmalar

1965 yılında üçüncüsü yapılan Dünya Deprem Mühendisliği Konferansı'nda, yapı-zemin dinamik etkileşimi ile ilgili sunulan ilk konferans bildirisinden bugüne, bu alanda pek çok araştırma yapılmıştır. Yapılan bu çalışmalar, iki ana yaklaşım çerçevesinde gerçekleşmiştir. Bunlar “altsistem yaklaşımı” ve “ortak sistem (doğrudan çözüm) yaklaşımı”dır.

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

“Sürekli ortam” yaklaşımı ve “yarı sonsuz ortam” yaklaşımı gibi deyimlerle de adlandırılan altsistem yaklaşımında öncü çalışmalardan ilki Parmelee (1967) tarafından yapılmıştır. Parmelee, çalışmasında zemini yarı sonsuz, homojen, izotrop, lineer elastik olarak idealleştirmiştir. Üstyapı temeli bu ortamın yüzeyinde rijit, dairesel bir plak olarak varsayılmıştır. Yapı bir boyutlu olarak ele alınmıştır. Çalışmada, Bycroft (Parmelee, 1967) tarafından elde edilen, elastik yarı uzay üzerinde harmonik titreşen rijit plak çözümleri kullanılmıştır. Bu tür çözümler, makine temellerinin hesabına yönelik bir takım dinamik elastisite çözümleridir. Bu yöntem, geometrik sönüm şartlarını kendiliğinden içermesi, az sayıda serbestlik derecesi ile tüm zemin ortamının temsil edilebilmesine olanak sağlamasından dolayı geniş ilgi görmüştür. Yapılan bu çalışmada elde edilen sonuçlar, geleneksel yöntemlerle elde edilen sonuçlarla karşılaştırılarak, etkileşim olayının daha iyi anlaşılması sağlanmıştır. Parmelee'nin çalışmasına benzer bir çalışma, Sarrazin et al. (1972) tarafından yapılmıştır. Sarrazin, Parmelee'den farklı olarak dışmerkezlik etkilerini de hesaba katan boyutsuz parametreler kullanmıştır.

Altsistem yaklaşımı, sürekli ortam çözümlerinin öneminden dolayı, pek çok bilim adamı tarafından araştırma konusu olmuştur. Özellikle Veletsos ve Wei, Luco ve Westmann, ve Luco'nun (Aydinoğlu, 1981) çözümlerinin kullanımı yaygındır.

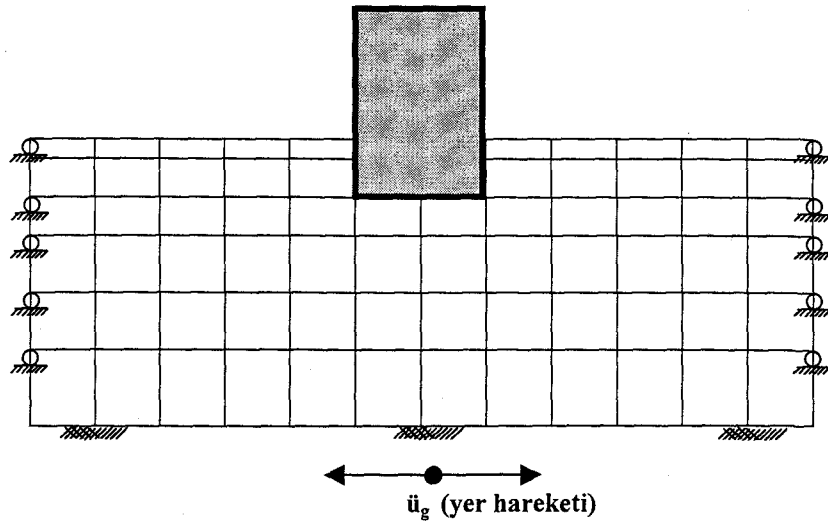
Altsistem Yaklaşımı kullanılarak sonlu elemanlarla idealleştirilen, lineer elastik yapı zemin sistemlerinin deprem hesabı ile ilgili ilk çalışmalardan birisi Vaish ve Chopra (1974) tarafından yapılmıştır. Bu çalışmada, yapıdan bağımsız olarak, öncelikle zemin dinamik rijitlik katsayıları hesaplanmış ve elde edilen değerler yapı zemin ortak hareket denkleminde yerine konularak, yapı zemin dinamik etkileşimi frekans tanım alanında hesaplanmıştır. Zemine gömülü temeller için altsistem formülasyonu Gutierrez (1976) ve Gutierrez ve Chopra (1978) tarafından yapılmıştır. Gutierrez'in çalışmalarında, frekans tanım alanında, yapı-zemin sisteminin lineer elastik davranışını varsayarak, üstyapıyı iki boyutlu, düzlem şekil değiştirme elemanlarını kullanarak sonlu elemanlarla idealleştirilmiş; zemin ortamı için yarı sonsuz ortam yaklaşımı kullanılmıştır. Deprem verisi ise, yapı zemin etkileşim arakesitinde serbest zemin yer hareketi olarak tanımlanmıştır.

Altsistem yaklaşımı içinde zemin ortamının tümünün sürekli ortam ya da ayrık ortam olarak idealleştirilmesi yerine karma bir ortam olarak idealleştirilmesi ile her iki tür modelin üstünlüklerinin bir araya getirilebileceği ile ilgili ilk çalışma Aydınoğlu (1977) tarafından yapılmış ve zemin ortamı belirli bir derinliğe kadar sonlu elemanlarla, ondan sonra da tek tabakalı sürekli bir ortam olarak idealleştirilmiştir. Böylece taban kayası olarak varsayılan alt sınırı, serbestlik derecesi sayısını arttırmaksızın daha derinlere indirmek mümkün olabilmektedir. Ancak yatay doğrultuda sonlu elemanlar ağının yeterince uzatılması zorunlu olmaktadır.

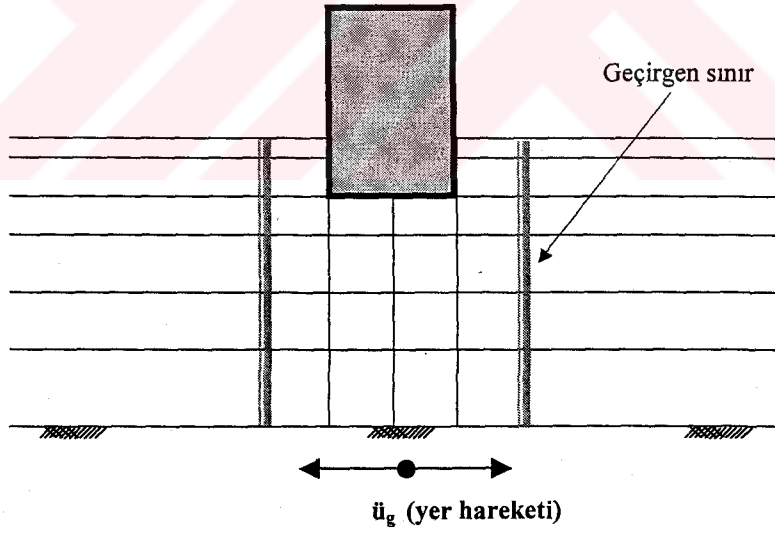
Gupta et al. (1980) tarafından geliştirilen modelde, zeminin yapıya yakın kısmı sonlu elemanlarla, geri kalan kısmı ise yarı sonsuz ortam olarak idealleştirilmiştir. İki bölgenin arakesiti yarı küresel bir yüzey olarak alınmıştır. Yarı küresel yüzeyle sınırlanan sürekli ortamda kesin çözüm sadece burulma durumu için elde edilebilmiş, diğer yükleme durumları için yaklaşık çözüme gidilmiştir. Gupta ve arkadaşlarının

bu çalışması, daha sonraki yıllarda başka araştırmacılar tarafından tabakalı zeminler için geliştirilmiştir (Tzong and Penzien, 1983; Tzong and Penzien, 1986).

Ortak sistem yaklaşımının yapı zemin dinamik etkileşimi problemlerinin çözümünde kullanılması, altsistem yaklaşımı ile eş zamanlıdır. Pek çok yapı mühendisinin bu yöntemi kullanmasındaki etkenlerden bazıları, zemindeki geometrik süreksizlikler, mekanik özelliklerin değişimi ve temelin zemine gömülü olması durumunun bu yöntemde kolaylıkla göz önüne alınabilmesinden kaynaklanmaktadır. Yapı zemin dinamik etkileşimi problemlerinin çözümünde ortak sistem yaklaşımının tercih edilmesinin önünde yer alan engellerden biri olan dalga enerjisinin yutulması probleminin çözümü bağlamında, literatürde viskoz sınırlar olarak geçen Lysmer ve Kuhlemeyer'in (1969) çalışması öncü olmuştur. Viskoz sınırlar ancak belirli doğrultudaki dalgaları yutabildiği ve sınır boyunca yerdeğiştirmelerin karşılıklı etkisini göz önüne alamadığı için yetersiz kalmıştır (Şekil 1.1). Waas'ın geliştirdiği modelde (Aydınoglu, 1981), Şekil 1.2 de orta kısımdaki sonlu elemanlar bölgesine geçirgen sınırlar adı verilen düşey çizgilerle sağdan ve soldan bağlanan tabakalı ortamlar, sonsuza dek uzanan birer altsistem olarak düşünülmüştür. İki boyutlu ortam için bu alt sistemlerin hesabında, dalga denklemi sadece düşey doğrultuda sonlu elemanlar tekniği ile ayrıklaştırılmıştır. Böylece ikinci dereceden bir özel değer problemine dönüştürülen dalga denkleminin çözümü ile, geçirgen sınırlar boyunca



Şekil 1.1. Ortak sistem yaklaşımında sonlu eleman modeli



Şekil 1.2. Geçirgen sınırlarla donatılmış ortak sistem modeli

sağ ve sol taraflardaki yarı sonsuz tabakalı ortamların dinamik rijitlik matrisleri elde edilmiştir. Lineer zemin durumunda, temel tabanının hemen sağına ve soluna yerleştirilebilecek olan geçirgen sınırlar yardımı ile, oldukça az sayılı sonlu eleman ağı zemin modellemesi için yeterli olabilmektedir. Ancak çözümün geçerliliği için rijit bir taban kayasının varlığı zorunludur. Ayrıca, bu sınırlar, ancak frekans tanım alanında yani harmonik kararlı titreşimler için tanımlanabildiklerinden gerçek anlamda lineer olmayan bir çözümde kullanılamazlar (Aydınoğlu, 1981). Waas'ın ilk olarak düzlem şekil değiştirme ve eksensel simetrik zemin modelleri için geliştirdiği geçirgen sınırlar, daha sonra Kausel tarafından dönele simetrik geometriye uygulanmıştır (Werkle, 1986). Waas ve Kausel'in bu çalışmalarını, Werkle (1986), eksensel simetrik olmayan üç boyutlu yapılar için başarıyla kullanmıştır. Werkle çalışmasında; eksensel simetrik sınırları kullanarak eksensel simetrik olmayan zemin modelinin dinamik sonlu elemanlar analizi için Waas ve Kausel'in yarı-analitik çözümlerine dayanan bir metot geliştirmiştir.

Geçirgen sınırlarla ilgili bu ilk çalışmaların ardından, Lindman (Kausel, 1988) skaler denklemler için sınır şartları önermiştir. Lindman'ın bu çalışmasını Engquist ve Majda (1977) skaler dalga denklemi için; Clayton ve Engquist (Kausel, 1988) ise elastik dalga denklemi için geliştirmişlerdir. Liao ve Wong (1984) lineer iki ve üç boyutlu dalga probleminin zaman tanım alanında sonlu elemanlar tekniği ile çözümü kolaylaştıran ekstrapolasyon algoritmasını ortaya koymuşlardır. Kausel (1988) yaptığı çalışmada yapı mühendisleri ve araştırmacılar tarafından iyi bilinen ve çok sık kullanılan geçirgen sınırlar arasından Lysmer-Kuhlemeyer, Engquist-Majda, Ang-Newmark, Smith-Cundall ve Liao-Wong geçirgen sınırlarını incelemiştir. Bu konuda yapılan son çalışmalar arasında Wolf ve Song (1996b), Underwood ve Geers (Wolf and Song, 1996b) tarafından sunulan çift-asimptotik geçirgen sınırlar ile Higdon-Keys (Wolf and Song, 1996b) tarafından formüle edilen çok-yönlü geçirgen sınırları birleştirmişler ve çift-asimptotik çok-yönlü geçirgen sınırlarını geliştirmişlerdir. Gerçekte, sonlu bir boyuta sahip yapı ile yarı-sonsuz boyuttaki zemin ortamının oluşturduğu zemin yapı ortak sisteminde zemin, yapıya uzak veya yakın bir yerde sınırlandırılması ve dışarıda kalan kısmının da bu sınır içerisinde çeşitli sınır şartları kullanılarak idealleştirilmesi de bir çeşit altsistem yaklaşımıdır.

Borja et al., (1998) ortak sistem yaklaşımını kullanarak lineer olmayan üç boyutlu yapı zemin dinamik etkileşimi analizini yaparak, elde edilen sonuçları Lotung LSST deneyi sonuçları ile karşılaştıran bir çalışma yapmışlardır.

Ortak sistem yaklaşımında, zemin ortamını sınırlamak ve radyasyon sönümünü göz önünde bulundurmamak amacıyla geçirgen sınırların yanı sıra, Ungless ve Bettles sınırsız ortamların idealleştirilmesinde sonlu elemanlarla birlikte sonsuz elemanları da kullanmışlardır (Medina 1980). Günümüzde sınırsız ortamların idealleştirilmesi amacıyla sonsuz elemanların kullanılması oldukça yaygındır. Yapı Zemin Dinamik Etkileşimi analizinde, yapıya yakın bölgede sonlu elemanlar ağı kullanılırken, yapıya uzak bölgede ise sonsuz elemanlar kullanılabilir. Genel olarak sonsuz elemanlar, sonlu elemanların şekil fonksiyonlarını, bazı sönüm fonksiyonları ile çarpılarak türetilirler. Medina (1980), zemin yapı dinamik etkileşiminin modellenmesi amacıyla sonlu ve sonsuz elemanların kullanıldığı ilk çalışmalardan birini yapmıştır. Alper (1982) ağırlık barajlarının serbest titreşim özelliklerini sonlu ve sonsuz elemanlar kullanarak çözmüştür. Chuhan ve Chongbin (1987), Yun et al. (1995), Temel et al. (1998) ve Yerli et al. (1998) sınırsız ortamları modellemek amacıyla sonsuz elemanlar yönteminden yararlanmışlardır. Kim et al. (2000), zaman tanım alanında iki boyutlu yapı-zemin dinamik etkileşimi analizi yaptığı çalışmada, doğrudan çözüm yaklaşımını kullanmış, uzak zemin bölgesini frekansa bağımlı sonsuz elemanlarla modellemiştir.

Yüzeysel ve gömülü temellerin zemin dinamik rijitlik matrislerinin hesaplanmasında, sınır elemanlar yönteminin çok verimli ve etkili olduğu 1980 li yılların başından itibaren literatürde yer almaya başlamıştır. Metot, genelde dinamik Green fonksiyonlarının hesaplanmasına dayanmaktadır. Sınır elemanlar yöntemi, radyasyon sönümünü direkt olarak hesaba katması ve problemin çözüm boyutunu bir derece azaltması sebebiyle sürekli ortamların idealleştirilmesinde çok uygun bir yöntemdir. Radyasyon sönümünün direkt hesaplanması, geçirgen sınırlar gibi yapay elemanların kullanılmasına gerek bırakmamaktadır. Sınır elemanlar yöntemi ile ilgili çeşitli teknikler Wolf (1985, 1988) tarafından verilmiştir. Karabalis ve Beskos (1984), sınır

elemanlar yöntemini kullanarak lineer, elastik, izotrop, homojen yarı-uzay üzerinde yer alan üç boyutlu rijit yüzeysel temelin muhtelif tip ve doğrultudaki sismik dalgalar altında dinamik davranışını ilk defa zaman tanım alanında incelemişlerdir. Sonuç olarak bu metodun çok hassas ve verimli olduğu ispatlanmıştır. Beskos (1987), dinamik analizlerde sınır elemanlar yönteminin kullanılması ile ilgili yaptığı çok geniş bir literatür çalışmasında, sınır elemanlar yöntemini incelemiş ve bu tekniğin zemin-yapı dinamik etkileşiminde, kırılma mekaniğinde ve kiriş, membran, plak ve kabukların dinamik analizinde kullanımına örnekler vermiştir. Antes ve Estorff (1989) sınır elemanlar yöntemini, frekans tanım alanında ve zaman tanım alanında, elastik zemin ortamı üzerinde yer alan yüzeysel veya gömülü, rijit veya rijit olmayan temellerin dinamik davranışını düzlem şekil değiştirme şartlarında incelemişlerdir.

Yapı zemin dinamik etkileşimi analizlerinde, son yıllarda en çok kullanılan tekniklerden biri de sınır elemanlar ve sonlu elemanların birlikte kullanılmasıdır. Estorff ve Kausel (1989), dinamik zemin yapı etkileşimi problemlerinin çözümünde sınır elemanlar ve sonlu elemanlar yöntemlerini birleştirerek kullanmışlardır. 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 elemanların sadece lineer elastik homojen tanım aralığında kullanılabildiği dikkate alınarak, zemin ortamının lineer olmayan, homojen olmayan ve geometrik süreksizlikler gösteren yapıya yakın bölgelerin sonlu elemanlarla modellenmesi ile bu eksiklik giderilmiştir. Homojen olmayan zemin ortamının yapıların dinamik davranışına olan etkisini gösteren çalışmalarında, Antes ve Estorff (1994) sınır elemanlar ve sonlu elemanları birlikte kullanmışlardır. Abouseeda ve Dakoulas (1998) ın çalışmalarında yarı sonsuz zemin ortamını lineer elastik ve homojen kabul ederek iki boyutlu sınır elemanlar kullanarak ayırtmışlar; üstyapıda ise sonlu elemanlar tekniği kullanarak, homojen olmayan malzeme davranışını lineer olmayan histeretik model kullanarak ayırtmışlardır. Yöntemin geçerliliğini kanıtlamak amacıyla, iki boyutlu toprak barajın sismik davranışı hakkında parametrik çalışma yapılmış ve olumlu sonuçlar elde edilmiştir Chuan et al. (1999). Sınır elemanlar ve sonlu elemanların yanı sıra, sonsuz elemanlar ve sonsuz sınır elemanları kullanarak yaptıkları çalışmada; zemin

yakın bölgesi sonlu elemanlarla, zemin uzak bölgesi sonsuz elemanlarla, anakaya ise sınır elemanlar ve sonsuz sınır elemanlarla ayırıklaştırmışlardır. Elde edilen sonuçlar, nükleer santral yapılarının dinamik analizinde çok kullanılan FLUSH (Lysmer et al., 1975) ve SASSI (Lysmer et al., 1999) programlarından elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Altsistem yaklaşımını kullanarak zemin yapı dinamik etkileşimi analizini yapabilmek için yarı-sonsuz zemin ortamının dinamik rijitlik matrislerinin hesaplanması gerekmektedir. Wolf ve Darbre (1984a, 1984b) çalışmalarında, çeşitli sınır eleman metotları arasından ağırlıklı-artıklar tekniğini, indirekt sınır elemanlar ve direkt sınır elemanlar metotlarını bu amaç için sistematik olarak geliştirmişlerdir. Wolf ve Oberhuber (1985a, 1985b) zaman tanım alanında, zemin dinamik Green fonksiyonlarını kullanarak yüzeysel temeller için lineer olmayan zemin yapı dinamik etkileşimi analizi üzerinde çalışmışlardır. Wolf ve Darbre (1986a, 1986b) benzer bir çalışmayı zemine gömülü temeller için yapmışlardır.

Wolf ve Song (1994a, 1994b, 1995, 1996a, 1996b, 1996c), Song ve Wolf (1995a, 1995b, 1996) ve Paronesso ve Wolf (1996a, 1996b) sınırsız ortamların dinamik rijitlik matrisi (frekans tanım alanında) ve birim darbe yükü davranış matrisi (zaman tanım alanında) hesaplamak amacıyla sonlu elemanlar formülasyonuna dayanan ve Dasgupta'nın (1982) geliştirdiği standart klonlama algoritmasından esinlenerek bir dizi çalışma yapmışlardır.

Zhang et al. (1999) çalışmalarında, üç boyutlu yapı-zemin dinamik etkileşimi probleminin, zaman tanım alanında çözümü için sayısal bir yöntem geliştirmişlerdir. Bu yöntemde, altsistem yaklaşımı çerçevesinde, zemin ortamı için lineer elastik malzeme davranışı seçilerek, sınırsız zemin ortamı "Ayarlanmış Sınır-Sonlu Elemanlar Metodu" (Scaled Boundary Finite Element Method) kullanılarak modellenmiştir. Üstyapıda ise 8-21 düğüm noktalı üç boyutlu izoparametrik veya subparametrik hegzahedral sonlu elemanlar kullanılmıştır.

Nükleer güç santralleri gibi önemli yapıların projelendirilmesinde, doğal olarak, üç boyutlu elastodinamik teorisine dayanan ve hassas çözümler yapan etkili ve verimli yöntemlerin kullanılması gerekir. Fakat, yapı mühendisliği açısından bazı zemin yapı dinamik etkileşimini problemlerinin analizi, her zaman böyle hassas ve karmaşık çözümler gerektirmeyebilir. Bu amaçla, kolaylıkla uygulanabilen, yaklaşık çözümler üreten basit fiziksel modellere ihtiyaç vardır. Kausel et al. (1978) tarafından Whitman'ın formülasyonuna dayanılarak geliştirilen "üç adım yöntemi"nde (yay metodu), yapı-zemin etkileşimi kinematik etkileşim ve eylemsizlik etkileşimi olarak iki aşamada incelenmiştir (Şekil 1.3). Çözümlerde kullanılan hareket denklemi matris formunda aşağıdaki gibi yazılabilir:

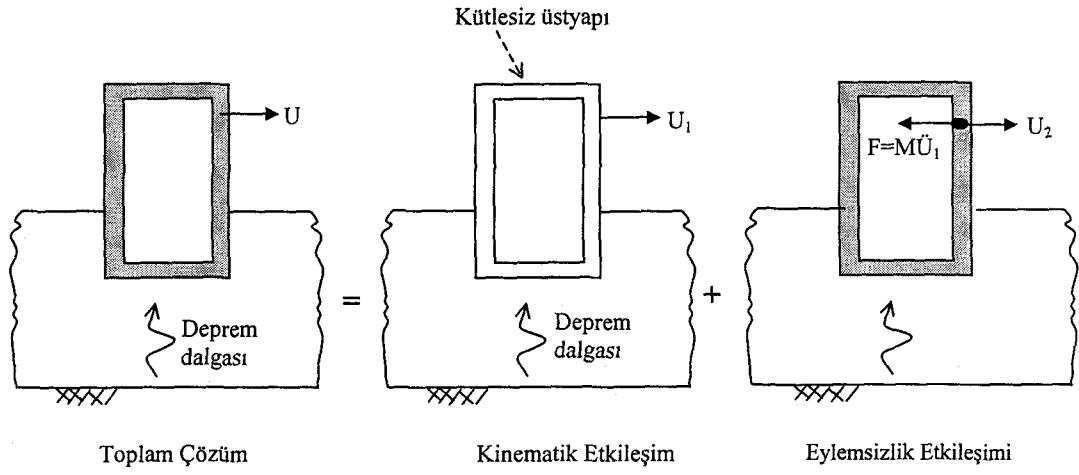
$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{Y}\} + [K]\{Y\} = \{0\} \quad (1.1)$$

Burada $[M]$, $[C]$, ve $[K]$, sırasıyla, kütle, sönüm ve rijitlik matrisleri; $\{U\}$ ve $\{Y\}$, mutlak yer değiştirmeler ve rölatif yer değiştirmelerdir. Bu hareket denkleminin çözümü aşağıda verilen iki hareket denkleminin çözümü ile eşdeğerdir:

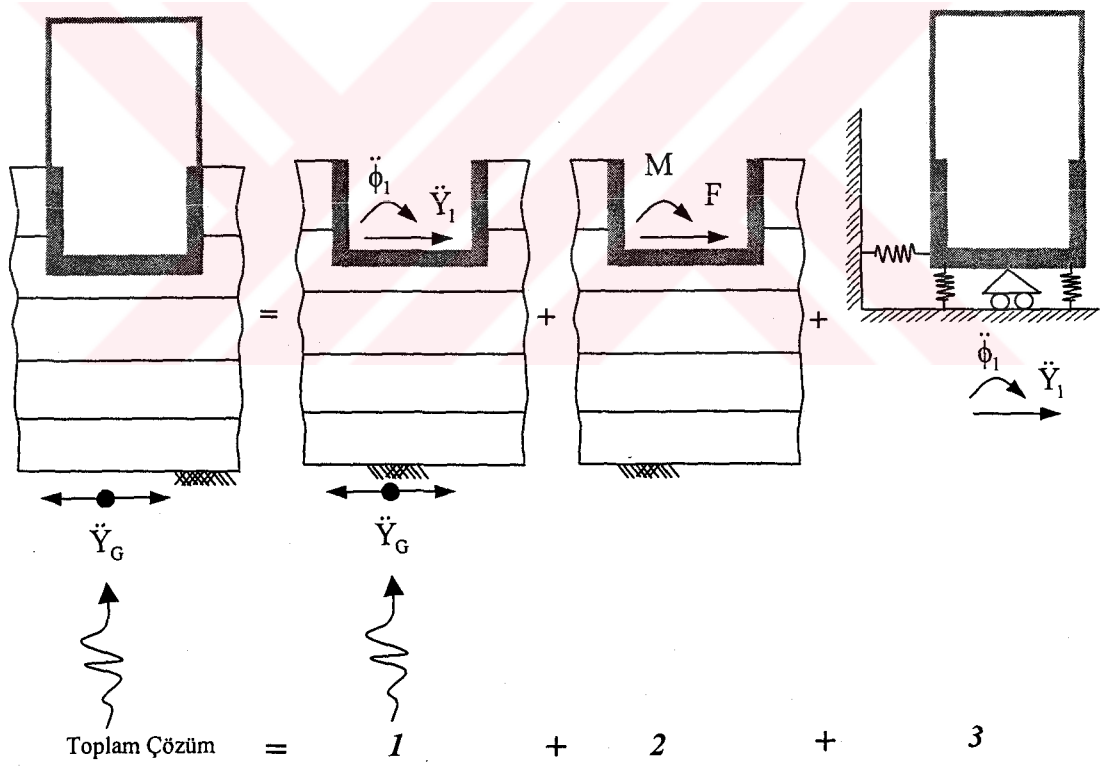
$$[M_1]\{\ddot{U}_1\} + [C]\{\dot{Y}_1\} + [K]\{Y_1\} = \{0\} \quad (1.2)$$

$$[M]\{\ddot{Y}_2\} + [C]\{\dot{Y}_2\} + [K]\{Y_2\} = -[M_2]\{\ddot{U}_1\} \quad (1.3)$$

Burada $\{U_1\} = \{Y_1\} + \{U_g\}$, $\{U\} = \{U_1\} + \{Y_2\}$, $\{Y\} = \{Y_1\} + \{Y_2\}$ ve $[M] = [M_1] + [M_2]$ dir. $[M_1]$ 'de yapının kütlesi, $[M_2]$ 'de ise zemin kütlesi dahil edilmemiştir. $\{U_g\}$ genelleştirilmiş zemin hareket vektörüdür. Bu yöntemde, birinci adımda, (1.2) bağıntısı ile kütesiz yapının davranışı hesaplanır (kinematik etkileşim); bu bağıntıdan elde edilen sonuçlar (1.3) bağıntısında kullanılarak (eylemsizlik etkileşimi) çözüme gidilir.



Şekil 1.3. Süperpozisyon teoremi (Kausel et al., 1978)



Şekil 1.4. Üç adım yöntemi (Kausel et al., 1978)

Zemin yapı sistemlerinde, yapı temelini rijit olduğu varsayımında, bu çözüm yöntemi üç adımda sonuca gidebilmektedir: Şekil 1.4'de şematik olarak açıklanan yöntemin birinci adımında rijit temele ilişkin etkin deprem verisi hesaplanmaktadır. İkinci adımda rijit temelin rijitlik matrisinin elemanları elde edilmekte, ve üçüncü adımda bu bilgilere dayanılarak yapı-zemin sisteminin hesabı yapılmaktadır. Yüzeysel deprem verisinin eşdeğer lineer yöntemle taban kayasına aktarılmasından sonra bu hesapta elde edilen lineer zemin parametreleri birinci ve ikinci adımlarda sabit değerler olarak kullanılmaktadır (Kausel et al., 1978; Aydınoglu, 1981).

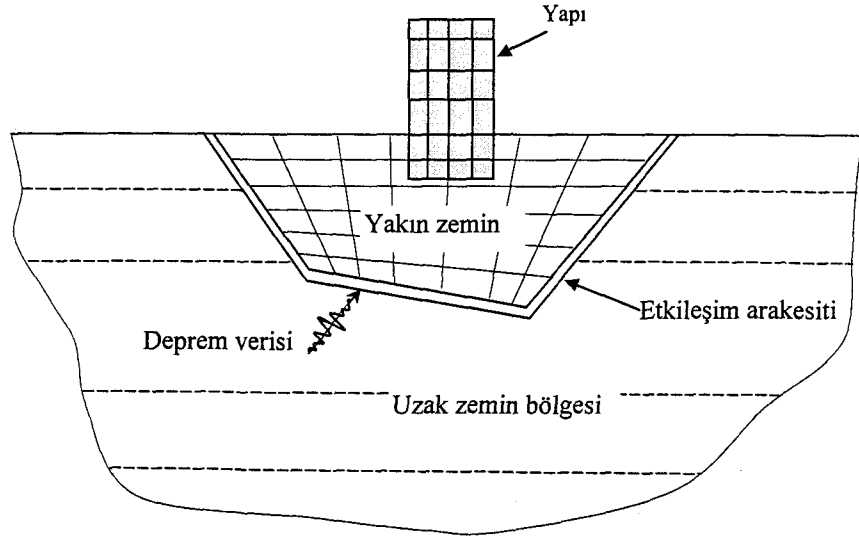
Wolf ve Somaini'nin (1986), zaman tanım alanında zemin yapı dinamik etkileşimi analizi için sınırsız zemin ortamını modellemek amacıyla geliştirdikleri iki boyutlu modelde, temel üzerinde yer alan her bir dinamik serbestlik derecesine, rijit bir ortama bağlı kütle, yay ve sönüm bağlanmıştır. Model, Meek ve Veletsos (Wolf ve Somaini, 1986) tarafından geliştirilen sonsuza uzanan kesik koni modeline dayanmaktadır. Wolf ve Somaini, çeşitli temel geometrileri için, frekanstan bağımsız boyutsuz statik rijitlik katsayılarını tablolar halinde bu çalışmalarında sunmuşlardır. Wolf (1991a, 1991b, 1997) yaptığı bir dizi çalışmada, sınırsız ortamı basit modellerle idealleştirmeye çalışmıştır. Bernal ve Youssef (1998), zemin yapı dinamik etkileşim problemlerinin çözümünde frekans ve zaman tanım alanında çözüm tekniklerini birleştiren alternatif bir yöntem üzerinde çalışmışlardır. Bu çalışmada, üst yapının lineer olmayan davranış gösterdiği kabul edilerek, problem zaman tanım alanında çözülmüş; zemin sınırsız ortamı ise frekansa bağımlı yay ve sönüm sistemi ile temsil edilmiştir. Yazar çalışmasında, bu yöntemin, diğer yöntemlere göre daha hızlı çözüme gittiğini belirtmektedir.

Kitagawa et al., (1998) deprem yükleri altında yapı zemin etkileşimini dikkate alan bina tasarım katsayılarını belirlemek için bir yöntem üzerinde çalışmışlardır. Ele alınan yapı, salınım ve yatay ötelenme yapan kütle-yay-sönüm sistemi ile modellenmiştir. Elde edilen sonuçlar etkileşimin önemini ortaya koymaktadır.

Iida (1998) çalışmasında, 1985 Mexico City depremi ile Lakebed bölgesinde, özellikle orta yükseklikteki binaların ağır hasar görme nedenini araştırmıştır. Bu amaçla, üç katlı, onbeş katlı ve kırk katlı binaları ele alarak, üç boyutlu, lineer olmayan, yapı zemin dinamik etkileşimi analizini sonlu elemanlar tekniği ile yapmıştır. Yazar, binaları lineer, ankastre mesnetli; lineer olmayan, ankastre mesnetli; lineer, yapı-zemin dinamik etkileşimli ve lineer olmayan, yapı-zemin dinamik etkileşimli olmak üzere dört kategoride incelemiştir. Sonuç olarak etkileşimin, dikkate alınmadığı ilk iki kategorinin binalardaki hasar sebeplerini açıklamakta yetersiz kaldığı anlaşılmıştır. Hayashi et al. (1999) tarafından yapılan benzer bir çalışmada ise, 1995 Kobe depreminde hasar gören binalarda, yapı zemin dinamik etkileşimi dikkate alınarak simülasyon uygulamaları yapılmıştır. Bu çalışmada etkileşimin önemi özellikle vurgulanmıştır.

1.3. Bu Çalışmanın Amaç ve Kapsamı

Bu çalışmanın amacı; yapı zemin dinamik etkileşimi probleminin deprem analizini, sonlu elemanlar tekniğini zaman tanım alanında altsistem yaklaşımı içinde kullanarak yapmaktır. Bu amaçla zemin-yapı ortak sistemi, birbirlerini etkileşim arakesiti ile ayıran yakın bölge ve uzak bölge olmak üzere iki parçaya bölünmüştür. Yakın zemin bölgesi sonlu elemanlar tekniği ile modellenmiştir. Böylece, zeminle ilgili her türlü geometrik, mekanik ve bünyesel süreksizliklerin gözönüne alınabilmesi, yapı temelini zemine bağlantısı ve rijitliği ile ilgili kısıtlamaların kaldırılması, kurulan hareket denkleminin frekanstan bağımsız olması nedeniyle zaman tanım alanında adım adım integrasyon tekniğinin uygulanabilmesi, adım adım integrasyon işlemi içinde her türlü lineer olmayan ve elastoplastik zemin ve üstyapı davranışının göz önüne alınabilmesi sağlanmıştır. Uzak zemin bölgesinin lineer elastik davranış gösterdiği varsayımının makul bir varsayım olduğu (Aydınoglu, 1977; Wolf, 1985) dikkate alınarak, bu ortam, etkileşim arakesitinde yer alan düğüm noktaları serbestlik derecelerinde, birim darbe yükü davranış matrisi olarak idealleştirilmiştir. Uzak zemin bölgesinin birim darbe yükü davranış matrisleri sonsuz küçük hücreli sonlu elemanlar kullanılarak elde edilmiştir (Şekil 1.5).



Şekil 1.5. Yapı-zemin ortak sistemi iki boyutlu (2D) analiz modeli

Altı bölümden oluşan bu çalışmanın ikinci bölümünde, lineer olmayan yapı-zemin etkileşimi probleminin hareket denklemleri, altsistem yaklaşımı çerçevesinde elde edilmiştir. Problemin formülasyonu, etkileşim arakesitinde, serbest deprem verisinin hesaplanmasına ve sınır şartlarının dinamik rijitlik matrisi olarak alınmasına dayanmaktadır.

Üçüncü bölümde, uzak zemin bölgesinin lineer davranış yaptığı varsayımı yapılarak, etkileşim arakesitinde sınırsız ortamın dinamik rijitlik matrisleri elde edilmiştir. Dinamik rijitlik matrisleri, zaman tanım alanında bulunacaksa “birim darbe yükü davranış matrisi” adını almaktadır. Birim darbe yükü davranış matrisi ivme, hız ve yer değiştirme tabanlı olarak elde edilebilmektedir. Hız ve yer değiştirme tabanlı matrislerde yer alan tekil integral veya tekil matrisler, ivme tabanlı matrislerin kullanılması durumunda, formülasyondan elendiğinden hesap kolaylığı sağlanmış olmaktadır.

Dördüncü bölümde; yerel zemin şartlarının etkin deprem verisi üzerindeki etkileri tartışılmıştır. Bu bölümde, ayrıca, elastoplastik zemin modeli ve zemin ortamının lineer olmayan davranışının eşdeğer lineer yaklaşımlarla hesabı üzerinde durulmuş, kazılmamış zemin ortamının deprem etkisi altındaki davranışının belirlenmesi ile ilgili ilkeler sıralanmıştır.

Beşinci bölümde, elde edilen yapı zemin dinamik etkileşimi probleminin genel formülasyonu sayısal olarak değerlendirilmiştir. Bu amaçla, öncelikle etkileşim arakesitinde üzerinde yer alan düğüm noktalarında deprem verisi ve birim darbe yükü davranış matrisi hesaplanmış; daha sonra bu değerler genel formülasyonda yerlerine konulmuş, son olarak doğrudan integrasyon yöntemiyle sistemin hareket denklemleri, Fortran 90 dilinde kodlanan bir bilgisayar programı ile çözülmüştür.

Altıncı bölümde, beşinci bölümde yapılan sayısal çözümlerle varılan sonuçlar değerlendirilmiştir. Ayrıca, bu konuda yapılabilecek ileri çalışmalar sıralanmıştır.

BÖLÜM 2. YAPI-ZEMİN DİNAMİK ETKİLEŞİMİNİN HAREKET DENKLEMLERİ

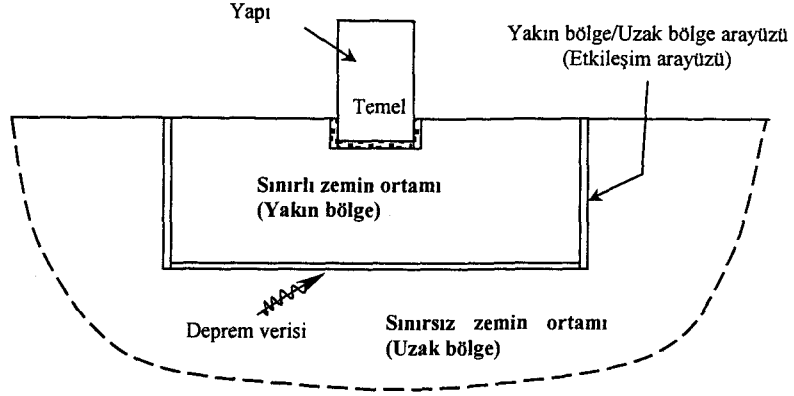
2.1. Hareket Denklemlerinin Genel Yapısı

Yapı-zemin ortak sisteminin hareket denklemi genel olarak matris formunda:

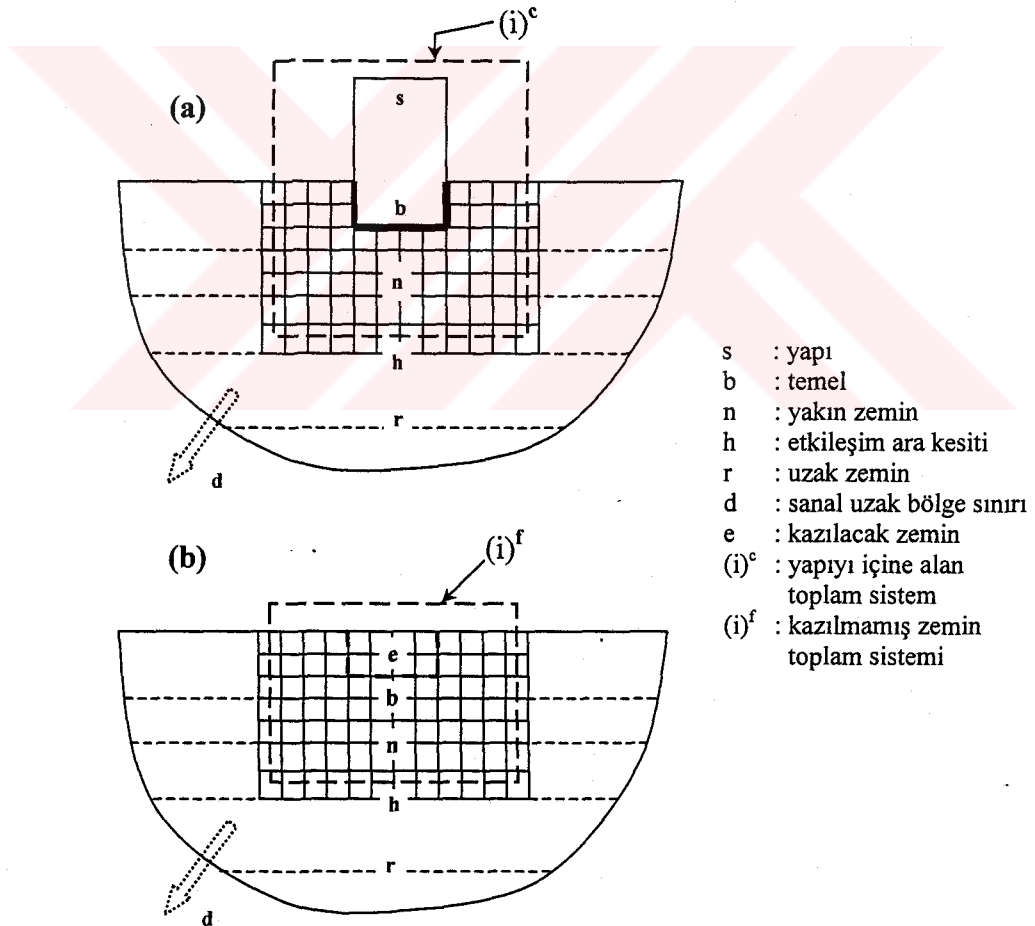
$$[M]\{\ddot{r}(t)\} + [C]\{\dot{r}(t)\} + [K]\{r(t)\} = \{P(t)\} \quad (2.1)$$

şeklinde yazılabilir. Burada $[M]$, $[C]$ ve $[K]$ sistemin, sırası ile, kütle, viskoz sönüm ve rijitlik matrislerini; $\{r(t)\}$, $\{\dot{r}(t)\}$ ve $\{\ddot{r}(t)\}$ yerdeğiştirme, hız ve ivme vektörlerini, $\{P(t)\}$ ise yük vektörünü göstermektedir.

Altsistem yaklaşımında, genellikle, üstyapı ve zemin iki ayrı sistem olarak ele alınır ve her iki sistem için ayrı ayrı yazılan denge denklemleri, daha sonra üstyapı-zemin arakesitinde geometrik uygunluk ve denge koşulları dikkate alınarak birleştirilir. Sınırsız zemin ortamını ayırklaştırmak pratikte mümkün olmadığından, yapı zemin dinamik etkileşimi probleminin çözümü sınırlı zemin ortamında yapılmaktadır. Sınırsız zemin ortamının etkisi, sınırlı zemin ortamı ile sınırsız zemin ortamının birleştiği kabul edilen çizgide dinamik sınır şartları sağlanarak hesaba katılır. Bu çalışmada kullanılan model (Şekil 2.1), birbirinden etkileşim arayüzü ile ayrılan sınırlı zemin ortamı (yakın bölge) ve sınırsız zemin ortamı (uzak bölge) sistemlerinden oluşmaktadır.



Şekil 2.1. Yapı zemin ortak sistemi



Şekil 2.2. Denklemlerdeki indislemelerin şematik ifadesi; a) Yapı zemin ortak sistemi, b) Kazılmamış zemin sistemi (Aydınöglü, 1993a)

Yakın bölge içinde, lineer olmayan malzeme davranışının göz önüne alınabildiği üstyapı ve yakın zemin bölgesi yer almaktadır. Uzak bölgede yer alan zemin ortamının lineer elastik sınırlar içinde kalacağı varsayılmaktadır. Etkileşim arakesitinin belirlenmesi önemli bir sorundur. Etkileşim arakesiti zemin davranışının lineer elastik davranış durumuna yaklaşmaya başladığı sınırlarda belirlenmelidir.

Lineer elastik olmayan yapı-zemin dinamik etkileşimi analizi için takip edilecek adımlar sırasıyla,

1. Etkileşim arayüzü üzerinde serbest zemin deprem verisinin belirlenmesi: Bu amaçla, üzerinde yapının bulunmadığı kazılmamış zemin ortamının deprem etkisi altında davranışı analiz edilir. Bu analizde zemin ortamının lineer elastik olmayan davranışı göz önüne alınır.
2. Etkileşim arayüzü üzerinde dinamik sınır şartlarının belirlenmesi. Dinamik sınır şartları; frekans tanım alanında dinamik rijitlik matrisi, zaman tanım alanında ise birim darbe davranış matrisi olarak belirlenir. Bu matrislerin elde edilmesinde zemin ortamının lineer elastik davranışı dikkate alınır.
3. Sınırlandırılmış yapı zemin sistemi, serbest zemin deprem verisi altında (birinci adım) ve belirlenen dinamik sınır şartlarında (ikinci adım) analiz edilir.

Yapı-zemin dinamik etkileşimi hesaplarında, yakın bölgenin malzeme bakımından lineer elastik olmayan özelliğinin çözüme katılabilmesi, ancak zaman tanım alanında ve toplam deplasmanlara dayalı olarak gerçekleştirilebilir.

Yapı-zemin dinamik etkileşiminde toplam yerdeğiştirmeler; üstyapının bulunması durumunda zemin ortamının deprem etkisi ile oluşan yerdeğiştirmeler ve etkileşimden kaynaklanan yerdeğiştirmelerin toplamı olarak belirlenir.

Yapı-zemin dinamik etkileşiminde lineer olmayan davranışın, gerçekçi bir şekilde doğrudan hesaplara katılabilmesi için, etkileşim arayüzünün yapı temeline yeterli mesafede belirlenmesi ile mümkün olabilmektedir.

2.2. Yapı Zemin Ortak Sistemi: Hareket Denklemleri

Burada; lineer olmayan yapı-zemin dinamik etkileşiminin hareket denklemleri, öncelikle, gösterim kolaylığı açısından frekans alanında elde edildikten sonra, zaman tanım alanına çevrilecektir.

Hareket denkleminin (Denk. 2.1) Fourier Dönüşümü ile çözülmesi durumunda, yerdeğiştirme ve yük vektörleri, zaman tanım alanından frekans tanım alanına aşağıdaki şekilde dönüştürülür:

$$\{\bar{r}(\omega)\} = \int_0^{\infty} \{r(t)\} e^{i\omega t} dt ; \quad \{\bar{P}(\omega)\} = \int_0^{\infty} \{P(t)\} e^{i\omega t} dt \quad (2.2)$$

Bu ifadelerde t zamanı, ω ise Fourier Dönüşüm değişkenini, fiziksel anlamı ile sistemin harmonik kararlı titreşiminin açısal frekansını göstermektedir. Ayrıca e ekspononsiyel fonksiyonu, i de birim sanal sayıyı ifade etmektedir. (2.2) bağıntıları (2.1) hareket denkleminde yerlerine konularak,

$$[\bar{K}]\{\bar{r}\} = \{\bar{P}\} \quad (2.3)$$

elde edilir. (2.3) denkleminde yer alan $[\bar{K}]$ matrisi, viskoz sönümlü sistemde;

$$[\bar{K}] = [K] + i\omega[C] - \omega^2[M] \quad (2.4)$$

şeklinde ifade edilen frekansa bağımlı, karmaşık (kompleks) dinamik rijitlik matrisine karşı gelmektedir. Sistemdeki sönümün yapısal (histeretik) nitelikte olması durumunda, bu matris,

$$[\bar{K}] = [K]^* - \omega^2 [M] \quad (2.5)$$

şeklini alır. Bu ifadedeki $[K]^*$ sistem rijitlik matrisini oluşturan eleman rijitlik matrisleri,

$$[K] = [k](1 + 2i\beta) \quad (2.6)$$

olarak ifade edilir. Burada β , her eleman için farklı olarak tanımlanabilecek olan yapısal sönüm oranını göstermektedir. Viskoz sönümlü sistemde sönüm kuvvetinin hız ile orantılı ve aynı fazda olmasına karşılık, yapısal sönümlü sistemde sönüm kuvveti yerdeğiştirme ile orantılı, fakat hız ile aynı fazdadır. Bu özellik nedeni ile yapısal sönümlü sistemlerde hareket denkleminin çözümü sadece frekans alanında, Fourier Dönüşümü ile yapılabilir. (2.3) denkleminin, göz önüne alınan tüm frekanslar için çözülmesinden sonra, yerdeğiştirme vektörünün zamana bağlı ifadesi Ters Fourier Dönüşümü ile elde edilir:

$$\{r(t)\} = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \{\bar{r}(\omega)\} e^{-i\omega t} d\omega \quad (2.7)$$

Şekil 2.1 de verilen yapı-zemin modeli, Şekil 2.2 de verilen indislerle ele alındığında, (2.3) hareket denkleminde yer alan rijitlik matrisi ve yerdeğiştirme vektörü alt kısımlara ayrılarak,

$$\bar{K}_{ii}^{(c)} = \begin{bmatrix} \bar{K}_{ss} & \bar{K}_{sb} & 0 \\ \bar{K}_{bs} & \bar{K}_{bb}^s + \bar{K}_{bb}^n & \bar{K}_{bn} \\ 0 & \bar{K}_{nb} & \bar{K}_{nn} \end{bmatrix} \quad \bar{r}_i^t = \begin{Bmatrix} \bar{r}_s^t \\ \bar{r}_b^t \\ \bar{r}_n^t \end{Bmatrix} \quad (2.8)$$

şeklinde yazılabilir. Burada b indisi temel tabanına rastlayacak olan zemin noktalarını, s yapı serbestlik derecelerini, n yakın bölge serbestlik derecelerini göstermekte olup etkileşim arayüzü serbestlik derecelerini içermemektedir. Ortak sistemin depreme yanıtı olan yerdeğiştirme vektörü toplam (mutlak) değerleri ile (üst indis t) ifade edilmektedir. Bu indisleme, dinamik rijitlik matrisini oluşturan kütle, sönüm ve statik rijitlik matrisleri için de geçerlidir.

(2.8) bağıntısı, Şekil 2.2a da gösterilen, uzak bölgeyi sanal bir sınırla çeviren yapı-zemin ortak sistemi için, frekans tanım alanında yeniden yazılırsa,

$$\begin{bmatrix} \bar{K}_{ii}^{(c)} & \bar{K}_{ih} & 0 \\ \bar{K}_{hi} & \bar{K}_{hh}^i + \bar{K}_{hh}^r & \bar{K}_{hr} \\ 0 & \bar{K}_{rh} & \bar{K}_{rr} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{r}_i^t \\ \bar{r}_h^t \\ \bar{r}_r^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ -\bar{K}_{rd} \bar{v}_d^f \end{Bmatrix} \quad (2.9)$$

şeklini alır. Burada h etkileşim arakesiti üzerinde yer alan serbestlik derecelerini, r uzak bölge içindeki zemin noktalarını ve d ise uzak bölgeyi sanal olarak sınırlayan çizgi üzerindeki serbestlik derecelerini göstermektedir. Sanal sınırlarda tanımlanan deprem verisi \bar{v}_d^f vektörü ile gösterilmektedir.

(2.9) bağıntısı ile teorik sınır şartlarında, zaman tanım alanında, lineer veya lineer olmayan bütün durumlarda çözüm elde edilebilir. Fakat bu bağıntı uygulamada indirgenmiş şekli ile kullanılabilir. Bu amaçla, uzak bölge zemin ortamına ait sonsuz sayıda serbestlik dereceleri (yakın bölge-uzak bölge arakesitindekiler hariç) elenir. Sadece lineer zeminler için frekans tanım alanında yapılabilen bu işlemle zeminin dinamik rijitlik matrisi ve zemine etkiyen deprem yükleri, yapı (üstyapı ve yakın bölge) – zemin arakesitindeki serbestlik derecelerine indirgenmiş olmaktadır:

$$\begin{bmatrix} \bar{K}_{ii}^{(c)} & \bar{K}_{ih} \\ \bar{K}_{hi} & (\bar{K}_{hh}^i + \bar{S}_{hh}^r) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{r}_i^t \\ \bar{r}_h^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \bar{P}_h \end{Bmatrix} \quad (2.10)$$

Burada \bar{S}_{hh}^r ve \bar{P}_h , sırasıyla, indirgenmiş zemin dinamik rijitlik matrisini ve uzak bölge etkin yük vektörünü gösterir ve,

$$\bar{S}_{hh}^r = \bar{K}_{hh}^r - \bar{K}_{hr} \bar{K}_{rr}^{-1} \bar{K}_{rh} \quad (2.11a)$$

$$\bar{P}_h = \bar{K}_{hr} \bar{K}_{rr}^{-1} \bar{K}_{rd} \bar{v}_d^f \quad (2.11b)$$

şeklinde ifade edilirler.

Uzak bölge zemin dinamik rijitlik matrisinin, \bar{S}_{hh}^r , (2.11a) bağıntısı ile elde edilmesi güç olduğundan, bu matrisi doğrudan bulabilecek yöntemlerin araştırılması söz konusudur. Bu amaçla sınır elemanlar yöntemi kullanılabilir gibi, Bölüm 3 te verilen yöntemle zaman tanım alanında hesaplamak da mümkündür. Uzak bölge etkin yük vektörü, \bar{P}_h , ise kazılmamış zemin sisteminin (serbest zemin sistemi) deprem dalgaları altında çözümünden elde edilir.

2.3. Kazılmamış Zemin Hareket Denklemleri

Şekil 2.2b de görülen zemin sistemi, kazılmamış ve üzerinde yapının bulunmadığı durumda göz önüne alınan zemin sistemidir. Bu şekilde e indisi kazılacak zemin kısmını ifade etmektedir. Diğer indisler Şekil 2.2a daki anlamlarını korumaktadır. Yakın bölge serbest zemin sisteminin dinamik rijitlik matrisi ve depreme yanıt vektörü :

$$\bar{K}_{ii}^{(f)} = \begin{bmatrix} \bar{K}_{ee} & \bar{K}_{eb} & 0 \\ \bar{K}_{be} & \bar{K}_{bb}^e + \bar{K}_{bb}^n & \bar{K}_{bn} \\ 0 & \bar{K}_{nb} & \bar{K}_{nn} \end{bmatrix} \quad \bar{v}_i^f = \begin{Bmatrix} \bar{v}_e^f \\ \bar{v}_b^f \\ \bar{v}_n^f \end{Bmatrix} \quad (2.12)$$

şeklinde yazılabilir. Burada, depreme yanıt vektörü, toplam serbest zemin yerdeğiştirmelerini göstermektedir. Lineer davranış gösterdiği varsayılan uzak bölge zemin ortamı için (2.12) bağıntısına indirgeme işlemi yapılırsa:

$$\begin{bmatrix} \bar{K}_{ii}^{(f)} & \bar{K}_{ih} \\ \bar{K}_{hi} & (\bar{K}_{hh}^i + \bar{S}_{hh}^r) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \bar{v}_i^f \\ \bar{v}_h^f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ \bar{P}_h \end{Bmatrix} \quad (2.13)$$

elde edilir. (2.13) bağıntısında yer alan \bar{S}_{hh}^r ve \bar{P}_h terimleri, (2.10) bağıntısındaki terimlere özdeştir.

2.12 ve 2.13 bağıntılarında verilen serbest zemin sisteminin depreme yanıt vektörü, anakaya da tanımlanacak deprem verisi için bir veya iki boyutlu lineer olmayan kazılmamış zemin sisteminin çözümünden elde edilir. Bu vektör belirlendikten sonra etkin yük vektörü \bar{P}_h , yakın bölge içinde kalan zeminin lineer olmayan davranışını da dikkate alarak hesaplanır. Bu amaçla, (2.13) bağıntısından faydalanarak etkin yük vektörü yeniden aşağıdaki gibi yazılabilir:

$$\bar{P}_h = \bar{P}_h^r + \bar{P}_h^i \quad (2.14)$$

Burada, eşitliğin sağ tarafındaki terimler, etkileşim arakesit yüzeyinin iç (i indisi) ve dış (r indisi) tarafına etkileyen serbest zemin etkileşim kuvvetlerini ifade eder. Bu terimler açık olarak:

$$\bar{P}_h^r = \bar{S}_{hh}^r \bar{v}_h^f \quad (2.15a)$$

$$\bar{P}_h^i = \bar{K}_{hh}^i \bar{v}_h^f + \bar{K}_{hi} \bar{v}_i^f \quad (2.15b)$$

şeklinde yazılabilir. (2.15) bağıntıları, (2.10) bağıntısında yerlerine yazılırsa, yakın bölgenin lineer olmayan formülasyonu elde edilir. Bu formülasyonun frekans alanından zaman tanım alanına dönüştürülmesi ile:

$$\begin{bmatrix} M_{ii}^{(c)} & M_{ih} \\ M_{hi} & M_{hh}^i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{r}_i^t(t) \\ \ddot{r}_h^t(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} Q_i(t) \\ Q_h^i(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ R_h^r(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_h^i(t) \end{Bmatrix} \quad (2.16)$$

elde edilir (Aydınöglü, 1993). Burada eşitliğin sol tarafında yer alan ilk terim, lineer iç kuvvetleri ifade ederken; ikinci vektör lineer olmayan iç kuvvetleri içerir. Burada $Q_h^i(t)$ terimi, etkileşim arakesiti iç yüzeyinde etkiyen lineer olmayan iç kuvvetleri ifade eder.

Altsistem yaklaşımı çerçevesinde, uzak bölgenin dinamik katkısını ifade eden etkileşim kuvvetleri, $R_h^r(t)$:

$$R_h^r(t) = \int_0^t S_{hh}^r(t-\tau) r_h^t(\tau) d\tau - P_h^r(t) \quad (2.17)$$

şeklinde ifade edilir. Burada $S_{hh}^r(t)$, zaman tanım alanında uzak bölgenin dinamik rijitlik matrisini gösterir. (2.17) bağıntısının ikinci terimi:

$$P_h^r(t) = \int_0^t S_{hh}^r(t-\tau) v_h^f(\tau) d\tau \quad (2.18)$$

şeklinde yazılabilir. $v_h^f(\tau)$ terimi serbest zemin sisteminin depreme yanıt vektörü olup kazılmamış zeminin lineer olmayan çözümünden elde edilir.

Etkileşim kuvvetleri, etkileşim arayüzünde hesaplanan göreceli (rölatif) etkileşim yerdeğiştirmeleri ile ifade edilebilir:

$$r_h^\Delta(t) = r_h^t(t) - v_h^f(t) \quad (2.19)$$

Bu ifade (2.17) bağıntısında yerine konursa:

$$R_h^r(t) = \int_0^t S_{hh}^r(t-\tau) r_h^\Delta(\tau) d\tau \quad (2.20)$$

elde edilir.

Son olarak, (2.16) bağıntısında yer alan etkin yük vektörü:

$$P_h^i(t) = [M_{hi} \quad M_{hi}] \left\{ \begin{array}{c} \ddot{v}_i^f \\ \ddot{v}_h^f \end{array} \right\} + \tilde{P}_h^i(t) \quad (2.21)$$

şeklinde yazılabilir. (2.21) bağıntısında ikinci terim, sismik dalgaların etkisinde kazılmamış serbest zemin sisteminin lineer olmayan çözümünden elde edilen ve etkileşim arayüzünün iç tarafında etkiyen iç kuvvetleri gösterir.

Etkileşim kuvvetlerinin deplasman-birim darbe davranış matrisi, $S_{hh}^r(t-\tau)$ yerine, hesap kolaylığı sağlaması bakımından, ivme tabanlı birim darbe davranış matrisi cinsinden yazılırsa, aşağıdaki bağıntı elde edilir (Wolf and Song, 1996b), (B k z . EK-B):

$$R_h^r(t) = \int_0^t M^\infty(t-\tau) \ddot{r}_h^\Delta(\tau) d\tau \quad (2.22)$$

Burada $M^\infty(t)$ zaman tanım alanında, ivme tabanlı birim darbe davranış matrisidir. (2.22) bağıntısını sayısal uygulamalarda kullanılmak üzere n'inci zaman istasyonu için ayrıklaştırılırsa:

$$\{R_h^r\}_n = \sum_{j=1}^n [M^\infty]_{n-j+1} \int_{(j-1)\Delta t}^{j\Delta t} \{\ddot{r}_h^\Delta(\tau)\} d\tau \quad (2.23a)$$

ve

$$\{R_h^r\}_n = [M^\infty]_1 (\{\dot{r}_h^\Delta\}_n - \{\dot{r}_h^\Delta\}_{n-1}) + \sum_{j=1}^{n-1} [M^\infty]_{n-j+1} (\{\dot{r}_h^\Delta\}_j - \{\dot{r}_h^\Delta\}_{j-1}) \quad (2.23b)$$

olarak elde edilir. Deplasman ve hız vektörlerinin açılımları, N.M. Newmark tarafından geliştirilen zaman adımı yöntemine göre yazılırsa,

$$\{r_h^\Delta\}_n = \{r_h^\Delta\}_{n-1} + \Delta t \{\dot{r}_h^\Delta\}_{n-1} + (0.5 - \beta) \Delta t^2 \{\ddot{r}_h^\Delta\}_{n-1} + \beta \Delta t^2 \{\ddot{r}_h^\Delta\}_n \quad (2.24a)$$

$$\{r_h^\Delta\}_n = \{\tilde{r}_h^\Delta\}_n + \beta \Delta t^2 \{\ddot{r}_h^\Delta\}_n \quad (2.24b)$$

ve

$$\{\dot{r}_h^\Delta\}_n = \{\dot{r}_h^\Delta\}_{n-1} + (1 - \gamma) \Delta t \{\ddot{r}_h^\Delta\}_{n-1} + \gamma \Delta t \{\ddot{r}_h^\Delta\}_n \quad (2.25a)$$

$$\{\dot{r}_h^\Delta\}_n = \{\tilde{\dot{r}}_h^\Delta\}_n + \gamma \Delta t \{\ddot{r}_h^\Delta\}_n \quad (2.25b)$$

şeklinde bulunur. Burada β ve γ parametreleri zaman adımında ivme değişimini tanımlar. $\gamma = \frac{1}{2}$ ve $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$ değerlerinin seçilmesi durumunda, genellikle, çözümün stabilitesi ve yeterli doğruluk derecesi sağlanmaktadır. (2.23b) bağıntısı (2.24) ve (2.25) bağıntıları gözönünde bulundurularak yeniden düzenlenirse:

$$\{R_h^r\}_n = \gamma \Delta t [M^\infty]_1 \{\ddot{r}_h^\Delta\}_n + (1 - \gamma) \Delta t [M^\infty]_1 \{\ddot{r}_h^\Delta\}_{n-1} + \sum_{j=1}^{n-1} [M^\infty]_{n-j+1} (\{\dot{r}_h^\Delta\}_j - \{\dot{r}_h^\Delta\}_{j-1}) \quad (2.26a)$$

bulunur. (2.26a) bağıntısında $r_h^\Delta(t) = r_h^t(t) - v_h^f(t)$ eşitliği uygulanırsa, bağıntı,

$$\begin{aligned} \{R_h^r\}_n &= \gamma \Delta t [M^\infty]_1 \{\ddot{r}_h^t\}_n - \gamma \Delta t [M^\infty]_1 \{\ddot{v}_h^f\}_n + (1 - \gamma) \Delta t [M^\infty]_1 \{\ddot{r}_h^\Delta\}_{n-1} \\ &\quad + \sum_{j=1}^{n-1} [M^\infty]_{n-j+1} (\{\dot{r}_h^\Delta\}_j - \{\dot{r}_h^\Delta\}_{j-1}) \end{aligned} \quad (2.26b)$$

ve kısaltılarak ,

$$\{\mathbf{R}_h^r\}_n = \gamma \Delta t [M^\infty]_1 \{\ddot{\mathbf{r}}_h^i\}_n + \{\tilde{\mathbf{R}}_h^r\}_n \quad (2.26c)$$

şeklini alır. (2.26c) bağıntısı (2.16) bağıntısında yerine konularak, denklem yeniden düzenlenirse,

$$\begin{bmatrix} M_{ii}^{(c)} & M_{ih} \\ M_{hi} & M_{hh}^i + \gamma \Delta t [M^\infty]_1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{r}}_i^t(t) \\ \ddot{\mathbf{r}}_h^t(t) \end{Bmatrix}_n + \begin{Bmatrix} Q_i(t) \\ Q_h^i(t) \end{Bmatrix}_n + \begin{Bmatrix} 0 \\ \mathbf{R}_h^r(t) \end{Bmatrix}_n = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_h^i(t) - \{\tilde{\mathbf{R}}_h^r\}_n \end{Bmatrix}_n \quad (2.27)$$

olarak elde edilir.

Yukarıda, (2.27) bağıntısı ile formüle edilen altsistem yaklaşımı yöntemi etkin olarak kullanılabilme olanağına sahiptir. Üstyapı ile birlikte yakın zemin bölgesinin mekanik ve geometrik süreksizliklerin kolaylıkla gözönüne alınabilmesi, buna karşılık bu bölgenin dışındaki uzak zemin bölgesinin az sayıda bilinmeyen kullanılarak modellenebilmesi ve radyasyon sönümünün (Bkz. EK-A) gerçekçi bir biçimde hesaba katılabilmesi formülasyonun üstün taraflarındandır.

BÖLÜM 3. SONSUZ KÜÇÜK HÜCRELİ SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ

3.1. Genel

Sonsuz küçük hücreli sonlu elemanlar yöntemi (consistent infinitesimal finite element cell method), geometrik benzerlik ve sonlu elemanlar yöntemine dayanan, sınırsız ortamların dinamik rijitlik matrislerini veya birim darbe yükü davranış matrislerini hesaplayabilmek için geliştirilmiş bir yöntemidir.

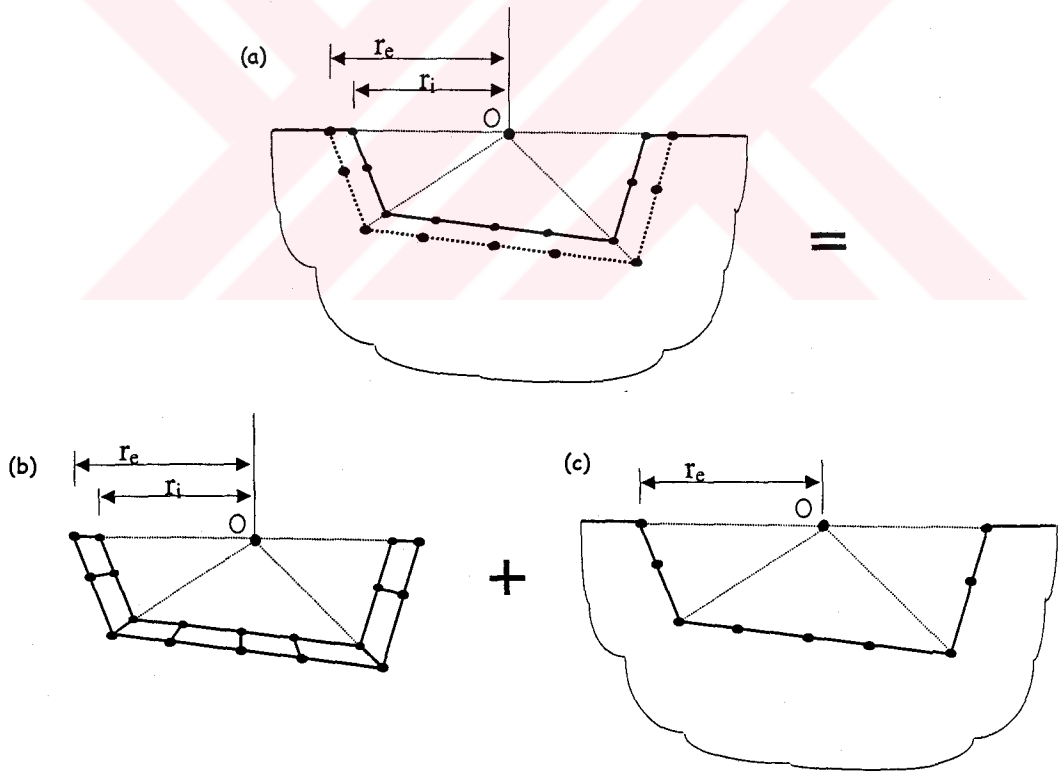
Bu yöntemde, doğrusal elastik davranış gösterdiği varsayılan sınırsız ortam ile bir üstyapı ve bu üstyapıya yakın bölgelerde yer alan, doğrusal olmayan davranış gösterebilen sınırlı ortam arasında yer alan etkileşim arayüzü ayrıklaştırılır. Sonsuz küçük hücreli sonlu elemanlar yöntemi denklemleri elde edilirken, önce, gerçek etkileşim arayüzünden sonsuz küçük mesafede, benzerlik merkezi “O” olmak üzere, bir fiktif etkileşim arayüzü tanımlanır (Şekil 3.1a).

Benzer etkileşim arayüzleri, karakteristik r uzunluğu ile tanımlanır. r_i yapı-sınırsız ortam etkileşim arayüzü ve r_e fiktif arayüz mesafeleri olmak üzere, r_i ile r_e arasında,

$$r_e = (1+w) r_i \quad (3.1)$$

ilişkisi kurulabilir. Burada w boyutsuz, sonsuz küçük uzunluktur; i alt indisi sınırsız ortam-yapı etkileşim arayüzünü (iç sınırlar), e alt indisi ise fiktif arayüzünü (dış sınırlar) belirtir.

Yapı-sınırsız ortam etkileşim arayüzü ile fiktif arayüz arasında yer alan sonsuz küçük genişlikteki hücre sonlu elemanlarla ayrıştırılır (Şekil 3.1b). Bu hücrenin iç sınırlarını yapı-sınırsız ortam etkileşim arayüzü, dış sınırlarını ise fiktif etkileşim arayüzü oluşturur. Düğüm noktalarının bu iki sınıra yerleştirilmesi sırasında benzerlik sağlanmalıdır. Bu sebeple, 3.1 denklemdeki w sonsuz küçük boyutsuz hücre genişliği olarak tanımlanır. Sonsuz küçük hücrenin fiktif arayüzle tanımlanan sınırsız ortama (Şekil 3.1c) eklenmesi ile yapı-sınırsız ortam etkileşim arayüzü ile tanımlanan sınırsız ortam açığa çıkar. Benzer işlemler birim darbe yükü davranış matrislerinin elde edilmesinde de uygulanır (Wolf and Song, 1996b).



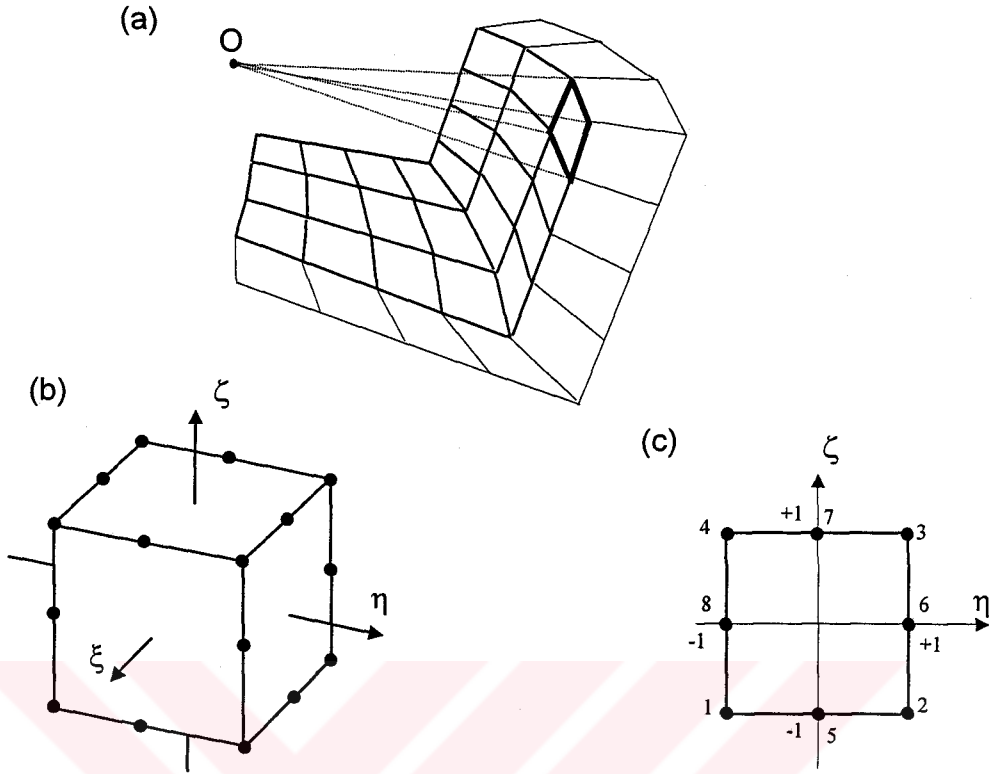
Şekil 3.1. Sonsuz küçük hücreli sonlu elemanlar yönteminin şematik olarak gösterilmesi (Wolf and Song, 1996b)

Geometrik uygunluk ve denge denklemlerini kullanarak elde edilen yapı-sınırsız ortam etkileşim arayüzündeki birim darbe yükü davranış matrisleri, sonsuz küçük hücreli sonlu elemanların statik-rijitlik ve kütle matrislerinin bir fonksiyonu olarak ifade edilirler.

3.2. Temel Bağıntılar

3.2.1. Sonlu Eleman Hücresi Katsayılar Matrisleri

Üç boyutlu sınırsız ortam-yapı etkileşimi analizinde, etkileşim arayüzü genellikle çift eğrilikli sonlu eleman yüzeyidir. Bu yüzey, iki boyutlu izoparametrik sonlu eleman ağı ile ayrıklaştırılır (Şekil 3.2a). Bu ağdan yola çıkarak, benzerlik koşulunu sağlayan ve üçüncü boyutu radyal olan üç boyutlu sonsuz küçük sonlu eleman hücresi için gerekli denklemler elde edilir. İzoparametrik üç boyutlu sonlu elemanın statik-rijitlik ve kütle matrislerini oluşturmak için, aynı elemanın kaynak elemanı olan iki boyutlu izoparametrik sonlu eleman kullanılır (Şekil 3.2b). Kaynak elemanın ξ , η ve ζ eksenleri sırasıyla radyal, y ve z eksenleri ile aynı yönü gösterirler. Radyal eksenin pozitif yönü etkileşim arayüzünden sonsuza doğrudur. Sonsuz küçük hücrenin iç sınırında (sınırsız ortam-yapı etkileşim arayüzü) $\xi_i = -1$ ve dış sınırında (fiktif arayüzü) ise $\xi_e = +1$ değerini alır. İç sınırlarda $\{N(\eta, \zeta)\}$ ifadesi, iki boyutlu sonlu eleman yüzeyinin şekil fonksiyonunu gösterir (Şekil 3.2c).



Şekil 3.2. Etkileşim arayüzü sonlu eleman hücreleri (Wolf and Song, 1996b)

3.2.2. İki Boyutlu Vektörel Dalga Denklemleri için Sonlu Eleman Hücresi Katsayılar Matrislerinin Elde Edilmesi

Üç boyutlu sınırsız ortam-yapı etkileşimi analizinde kullanılan izoparametrik üç boyutlu sonlu elemanın z ve ζ -ekseni ile ilgili terimler atılarak iki boyutlu vektörel dalga denklemleri için sonlu eleman hücresinin katsayılar matrisleri elde edilir. Bu durumda etkileşim arayüzü tek eğrilikli sonlu eleman çubuğu olur. Bu çubuk, bir boyutlu üç düğüm noktalı izoparametrik sonlu eleman ağı ile ayrıklaştırılır. Üç düğüm noktalı $(1, \eta = -1; 3, \eta = 0; 2, \eta = +1)$ sonlu eleman çubuğunun şekil fonksiyonları $\{N(\eta)\}$:

$$N_1 = \frac{1}{2}(1-\eta) - \frac{1}{2}N_3 \quad (3.2a)$$

$$N_2 = \frac{1}{2}(1+\eta) - \frac{1}{2}N_3 \quad (3.2b)$$

$$N_3 = 1 - \eta^2 \quad (3.2c)$$

olarak elde edilir.

Şekil fonksiyonu $\{N(\eta)\} = \{N\}$ olmak üzere:

$$\{N\} = \left\{ \begin{array}{l} \{N_i\} \\ \{N_e\} \end{array} \right\} \quad (3.3)$$

olarak gösterilmesi uygun olacaktır. Alt vektörler $\{N_i\}$ ve $\{N_e\}$ için:

$$\{N\}_j = \frac{1}{2}(1 + \xi_j \xi) \{N\} \quad (j = i, e) \quad (3.4)$$

yazılabilir. Herhangi bir eleman için şekil fonksiyonları:

$$N_{jk} = \frac{1}{2}(1 + \xi_j \xi) N_k \quad (j = i, e; k = 1, 2, \dots) \quad (3.5)$$

olarak ifade edilirler. Burada j alt indisi iç ve dış sınırları, k alt indisi ise bir boyutlu elemanın düğüm noktası numaralarını gösterir. Geometrik benzerlikten dolayı, dış sınırlardaki düğüm noktaları koordinatları $\{x_e\}$ ve $\{y_e\}$, iç sınırlardaki düğüm noktaları koordinatları $\{x\}, \{y\}$ (i alt indisi atılabilir) ve boyutsuz hücre genişliği w ile ifade edilebilirler:

$$\{x_e\} = (1+w)\{x\} \quad (3.6.a)$$

$$\{y_e\} = (1+w)\{y\} \quad (3.6.b)$$

$$w = \frac{r_e - r_i}{r_i} \quad (3.7)$$

İç ve dış sınırlar üzerindeki düğüm noktalarının birleştirilmesi ile iki boyutlu sonlu elemanın düğüm noktaları koordinatları izoparametrik formülasyonu aşağıdaki şekilde elde edilebilir:

$$x = \{N\}^T = \{N_i\}^T \{x\} + \{N_e\}^T \{x_e\} = \left(1 + \frac{w}{2}(1+\xi)\right) \{N\}^T \{x\} \quad (3.8a)$$

$$y = \left(1 + \frac{w}{2}(1+\xi)\right) \{N\}^T \{y\} \quad (3.8b)$$

İki boyutlu elemanlar Jacobian matrisi :

$$[\bar{J}] = \begin{bmatrix} x_{,\xi} & y_{,\xi} \\ x_{,\eta} & y_{,\eta} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{w}{2} & \\ & 1 + \frac{w}{2}(1+\xi) \end{bmatrix} [J] \quad (3.9)$$

Burada kısaltılarak yazılan [J] matrisi açık olarak:

$$[J] = \begin{bmatrix} \{N\}^T \{x\} & \{N\}^T \{y\} \\ \{N_{,\eta}\}^T \{x\} & \{N_{,\eta}\}^T \{y\} \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

biçiminde yazılabilir. Jacobian matrisinin determinanı:

$$|\hat{J}| = \frac{w}{2} \left(1 + \frac{w}{2} (1 + \xi) \right) |J| \quad (3.11)$$

ve

$$[J]^{-1} = \begin{bmatrix} j_{11} & j_{12} & j_{13} \\ j_{21} & j_{22} & j_{23} \\ j_{31} & j_{32} & j_{33} \end{bmatrix} \quad (3.12)$$

olmak üzere, Jacobian matrisinin inversi:

$$[\hat{J}]^{-1} = [J]^{-1} \begin{bmatrix} \frac{2}{w} & \\ & \frac{1}{1 + \frac{w}{2} (1 + \xi)} \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

şeklinde bulunur.

Şekil fonksiyonunun türevi:

$$\begin{Bmatrix} N_{jk,x} \\ N_{jk,y} \end{Bmatrix} = [\hat{J}]^{-1} \begin{Bmatrix} N_{jk,\xi} \\ N_{jk,\eta} \end{Bmatrix} = \frac{\xi_j}{w} \begin{Bmatrix} j_{11} \\ j_{21} \end{Bmatrix} N_k + \frac{1 + \xi_j \xi}{2 \left(1 + \frac{w}{2} (1 + \xi) \right)} \begin{Bmatrix} j_{21} \\ j_{22} \end{Bmatrix} N_{k,\eta} \quad (3.14)$$

Eleman şekil değiştirme matrisi:

$$[B]_{jk} = \begin{bmatrix} N_{jk,x} & 0 \\ 0 & N_{jk,y} \\ N_{jk,y} & N_{jk,x} \end{bmatrix} = \frac{\xi_j}{w} [B^1]_k + \frac{1 + \xi_j \xi}{2 \left(1 + \frac{w}{2} (1 + \xi) \right)} [B^2]_k \quad (3.15)$$

dir; burada,

$$[B^1]_k = \begin{bmatrix} j_{11} & 0 \\ 0 & j_{21} \\ j_{21} & j_{11} \end{bmatrix} N_k \quad (16a)$$

$$[B^2]_k = \begin{bmatrix} j_{12} & 0 \\ 0 & j_{22} \\ j_{22} & j_{12} \end{bmatrix} N_{k,\eta} \quad (3.16b)$$

dır. Elemanın bütün düğüm noktaları için $[B^1]_k$ ve $[B^2]_k$ matrisleri birleştirilirse, ξ ekseninden bağımsız $[B^1]$ ve $[B^2]$ matrisleri elde edilir. $[B]$ matrisi iç ve dış sınırlar dikkate alınarak parçalanırsa:

$$[B] = [[B_i][B_e]] \quad (3.17)$$

$$[B]_j = \frac{\xi_j}{w} [B^1] + \frac{1 + \xi_j \xi}{2 \left(1 + \frac{w}{2} (1 + \xi) \right)} [B^2] \quad (j = i, e) \quad (3.18)$$

elde edilir.

3.2.3. Statik Rijitlik Matrisi

İki boyutlu izoparametrik sonlu elemanın statik rijitlik matrisi (3.19) bağıntısı ile verilmiştir:

$$[K] = \int_S [B]^T [D] [B] dS \quad (3.19)$$

Burada $[D]$ gerilme-şekil değiştirme ilişkisine ait elastisite matrisidir. $[K]$ matrisi iç ve dış sınırlar dikkate alınarak alt vektörlere ayrılırsa ($j=i,e$; $l=i,e$ olmak üzere):

$$[K]_{j,l} = \int_S [B]_j^T [D] [B]_l dS = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]_j^T [D] [B]_l |j| d\xi d\eta \quad (3.20)$$

elde edilir. (3.11) ve (3.17) bağıntıları, (3.19) bağıntısında yerine yazıldığı takdirde ortaya ξ eksenine bağlı ikinci dereceden bir polinom ortaya çıkar. Bu polinomun kapalı integrali alınabilir.

Bölüm 3.2.1 de sonsuz küçük hücreli sonlu elemanlar yöntemi denklemlerinin elde edilmesinde kullanılmak üzere $[K]$ matrisinin w boyutsuz hücre genişliği esas alınarak ayrıştırılırsa:

$$[K]_{ji} = \frac{1}{w} [K^0]_{ji} + [K^1]_{ji} + w [K^2]_{ji} \quad (3.21)$$

elde edilir. Burada,

$$[K^0]_{ji} = \xi_j \xi_i [E^0] \quad (3.22a)$$

$$[K^1]_{ji} = \frac{\xi_j \xi_i}{2} [E^0] + \frac{\xi_i}{2} [E^1] + \frac{\xi_j}{2} [E^1]^T \quad (3.22b)$$

$$[K^2]_{ji} = \frac{1}{4} \left(1 + \frac{\xi_j \xi_i}{3} \right) [E^2] \quad (3.22c)$$

ve

$$[E^0] = \int_{-1}^{+1} [B^1]^T [D] [B^1] J d\eta \quad (3.23a)$$

$$[E^1] = \int_{-1}^{+1} [B^2]^T [D] [B^1] J d\eta \quad (3.23b)$$

$$[E^2] = \int_{-1}^{+1} [B^2]^T [D] [B^2] J d\eta \quad (3.23c)$$

şeklinde gösterilebilir.

(3.23) bağıntısı ile verilen katsayılar matrisleri, sayısal integrasyon yapılarak bulunabilir.

3.2.4. Kütle Matrisi

Sonlu eleman hücresinin kütle matrisi

$$[M] = \int_S \rho [N]^T [N] dS \quad (3.24)$$

integrali ile hesaplanabilir. Burada ρ kütle yoğunluğudur. $[M]$ matrisi iç ve dış sınırlar dikkate alınarak alt vektörlere ayrılırsa ($j=i,e; l=i,e$ olmak üzere):

$$[M]_{jl} = \int_S \rho [N]_j^T [N]_l dS = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \rho [N]_j^T [N]_l |J| d\eta d\xi \quad (3.25)$$

bulunur; burada;

$$[N]_j = \frac{1}{2}(1 + \xi_i \xi) [N] \quad (j = i, e) \quad (3.26)$$

ve

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 \end{bmatrix} \quad (3.27)$$

şeklinde gösterilir.

(3.11) bağıntısı, (3.25) bağıntısında yerine konur ve ξ -yönünde integrali alınır, (3.28) bağıntısı elde edilir:

$$[M]_{jl} = w[M^2]_{jl} + O(w^2) = \frac{w}{2} \left(1 + \frac{\xi_j \xi_l}{3} \right) [M^0] + O(w^2) \quad (3.28)$$

Burada,

$$[M^0] = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} \rho [N]^T [N] J |d\eta d\xi \quad (3.29)$$

şeklinde tanımlanmış olup denklemdaki limit $w \rightarrow 0$ için w^2 li terimler ihmal edilebilecektir.

Sonsuz küçük hücreli sonlu elemanlar yöntemi denklemlerinin elde edilmesinde aşağıdaki eşitliklere gerek vardır:

$$[K_{ii}^0] = -[K_{ic}^0] = -[K_{ci}^0] = [K_{ee}^0] = [E^0] \quad (3.30a)$$

$$[K_{ic}^1] + [K_{ee}^1] = -([K_{ii}^1] + [K_{ic}^1]) = [E^1] \quad (3.30b)$$

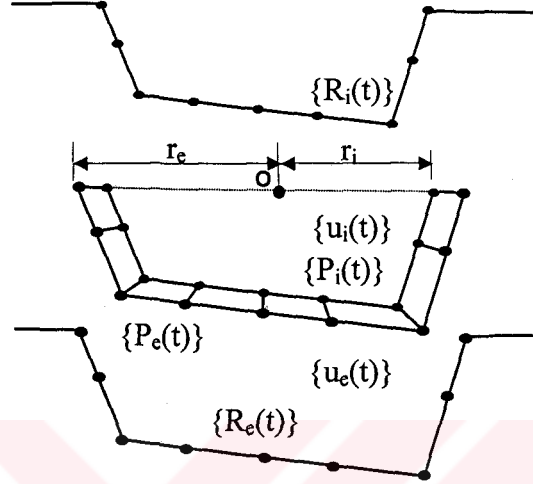
$$[K_{ii}^2] + [K_{ic}^2] + [K_{ci}^2] + [K_{ee}^2] = [E^2] \quad (3.30c)$$

$$[M_{ii}^2] + [M_{ic}^2] + [M_{ci}^2] + [M_{ee}^2] = [M^0] \quad (3.31)$$

(3.30) bağıntısı, (3.22) bağıntısından ve (3.31) bağıntısı ise (3.28) bağıntısından, $\xi_i = -1$ ve $\xi_e = +1$ değerleri için elde edilmişlerdir.

3.2.5. Sınırsız Ortam ve Sonlu Eleman Hücrelerinin Birleştirilmesi

3.2.5.1. Kuvvet-Deplasman İlişkisi



Şekil 3.3. Sonlu eleman hücresi

İç (alt indis i) ve dış (alt indis e) sınırlar arasında yer alan sonlu eleman hücresinin (Şekil 3.3) zaman tanım alanında kuvvet deplasman ilişkisi aşağıdaki şekilde yazılabilir (Wolf and Song, 1995):

$$\begin{bmatrix} [M_{ii}] & [M_{ie}] \\ [M_{ei}] & [M_{ee}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{\ddot{u}_i^t(t)\} \\ \{\ddot{u}_e^t(t)\} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_{ii}] & [K_{ie}] \\ [K_{ci}] & [K_{ce}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_i^t(t)\} \\ \{u_e^t(t)\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{P_i(t)\} \\ \{P_e(t)\} \end{Bmatrix} \quad (3.32)$$

Burada $[M]$ ve $[K]$, sonlu elemanlarla ayrıştırılan hücrelerin kütle ve statik rijitlik matrisleridir. $\{P(t)\}$ ve $\{u(t)\}$ ise düğüm noktalarına ait kuvvet ve yerdeğiştirme vektörleridir. Her bir sınırın toplam serbestlik derecesi sayısı n dir.

İvmesel süperpozisyon integrali ile ifade edilen sınırsız ortamın etkileşim kuvvetleri, r karakteristik uzunluk olmak üzere;

$$\{R(r,t)\} = \int_0^t [M^\infty(r,t-\tau)] \{\ddot{u}(r,\tau)\} d\tau \quad (3.33)$$

bağıntısı ile ifade edilebilir. Burada $[M^\infty(r,t)]$ matrisi, karakteristik uzunluğu r olan yarı sonsuz ortamın sınırlarında (etkileşim arayüzü) $t=0$ anında uygulanan birim darbe ivmesi ile elde edilen kuvvetlerin, aynı sınırlarda $t \geq 0$ için zamana bağlı bir fonksiyonu olarak tanımlanabilir. İvme tabanlı birim darbe yükü davranış matrisi $[M^\infty(r,t)]$, poisson oranı ν , karakteristik uzunluk r , kesme modülü G , kütle yoğunluğu ρ ve zamana bağlı bir fonksiyondur.

İç sınırlarda ($r = r_i$) ve $[M_i^\infty(t)] = [M^\infty(r_i, t)]$ olarak tanımlanırsa:

$$\{R_i(t)\} = \int_0^t [M_i^\infty(t-\tau)] \{\ddot{u}_i(\tau)\} d\tau \quad (3.34a)$$

bağıntısı elde edilir.

Benzer şekilde dış sınırlarda:

$$\{R_e(t)\} = \int_0^t [M_e^\infty(t-\tau)] \{\ddot{u}_e(\tau)\} d\tau \quad (3.34b)$$

bağıntısı yazılabilir. İç ve dış sınırlarda, sınırsız ortam ve sonlu eleman hücresi ile ilgili denge denklemleri aşağıdaki şekilde yazılabilir:

$$\{R_i(t)\} = \{P_i(t)\} \quad (3.35a)$$

$$\{R_e(t)\} = -\{P_e(t)\} \quad (3.35b)$$

3.2.5.2. İç ve Dış Sınırlarda Birim Darbe Yüğü Davranış Matrisleri Arasındaki İlişkiler

İç ve dış sınırlarda ivme tabanlı birim darbe yüğü davranış matrisleri $[M_i^\infty(t)]$ ve $[M_e^\infty(t)]$ arasında ilişki kurulabilmesi için, öncelikle, (3.33) bağıntısının boyutsuz zaman parametresi ile ifade edilmesi gerekir. Geometrik benzerlik bulunan sınırların karakteristik uzunluğu r aşağıdaki formülasyonda bir değişken olarak ele alınmaktadır.

$[M^\infty(t)]$ matrisinin bağımsız boyutsuz değişkenlerini tanımlamak amacıyla, önce boyut analizi yapılabilir. $[M]$ kütle, $[L]$ uzunluk, $[T]$ zaman boyutu olmak üzere:

$$\begin{aligned} [v] &= \text{Boyutsuz} \\ [r] &= [L] \\ [G] &= [L]^{-1}[M][T]^{-2} \\ [\rho] &= [L]^{-3}[M] \\ [t] &= [T] \\ [M^\infty] &= [L]^{s-3}[M][T]^{-1} \end{aligned}$$

dır; burada, s (=2 veya 3) uzaysal boyuttur. c_s kayma dalgası yayılma hızı olmak üzere, $\{R(r,t)\}/(Gr^{s-2})$, $\{u(r,t)\}/r$ ve tc_s/r boyutsuz parametreleri ile:

$$\bar{t} = t \frac{c_s}{r} \quad (3.36)$$

$$\{\bar{u}(\bar{t})\} = \frac{\{u(r,t)\}}{r} \quad (3.37)$$

$$\{\bar{R}(\bar{t})\} = \frac{\{R(r,t)\}}{Gr^{s-2}} \quad (3.38)$$

yazılabilir. Yerdeğiştirmeleri sadece boyutsuz zaman \bar{t} ye bağlı olan dinamik analiz durumunda:

$$\{u(r, t)\} = \{\bar{u}(\bar{t})\} \quad (3.39)$$

$$\{R(r, t)\} = Gr^{s-2}\{\bar{R}(\bar{t})\} \quad (3.40)$$

$$\{\ddot{u}(r, t)\} = \left(\frac{c_s}{r}\right) \left\{ \frac{d^2 \bar{u}(\bar{t})}{d\bar{t}^2} \right\} \quad (3.41)$$

dir. (3.40) ve (3.41) bağıntıları (3.32) bağıntısında yerlerine yazılıp yeniden düzenlenirse;

$$\{\bar{R}(\bar{t})\} = \frac{1}{G} \frac{c_s}{r^{s-1}} \int_0^{\bar{t}} M^\infty(r, t - \tau) \left\{ \frac{d^2 \bar{u}(\tau)}{d\tau^2} \right\} d\tau \quad (3.42)$$

bulunur; burada $\bar{\tau} = \tau \frac{c_s}{r}$ dir. (3.42) bağıntısının sağ tarafı r değişkenine bağlı değildir. Çünkü $\left\{ \frac{d^2 \bar{u}(\tau)}{d\tau^2} \right\} d\tau$ ifadesi r den bağımsızdır. Birim darbe yükü davranış matrisi, boyutsuz parametrelerle;

$$[\bar{M}^\infty(\bar{t})] = \frac{1}{G} \frac{c_s}{r^{s-1}} [M^\infty(r, t)] \quad (3.43)$$

olur. (3.43) bağıntısı, iç ve dış sınırlar için yeniden yazılırsa;

$$[\bar{M}^\infty(\bar{t}_i)] = \frac{1}{G} \frac{c_s}{r_i^{s-1}} [M_i^\infty(t)] \quad (3.44a)$$

$$[\bar{M}^\infty(\bar{t}_e)] = \frac{1}{G} \frac{c_s}{r_e^{s-1}} [M_e^\infty(t)] \quad (3.44b)$$

bulunur; burada $\bar{t}_i = t \frac{c_s}{r_i}$ ve $\bar{t}_e = t \frac{c_s}{r_e}$ dir.

$[M_i^\infty(t)]$ ile $[M_e^\infty(t)]$ arasında bir ilişki belirlemek için $[\bar{M}^\infty(\bar{t}_i)]$ matrisinin $\bar{t} = \bar{t}_e > 0$ durumunda Taylor serisi açılımı yapılır:

$$[\bar{M}^\infty(\bar{t}_i)] = [\bar{M}^\infty(\bar{t}_e)] + \left. \frac{d[\bar{M}^\infty(\bar{t})]}{d\bar{t}} \right|_{\bar{t}=\bar{t}_e} (\bar{t}_i - \bar{t}_e) \quad (3.45)$$

$\gamma = r_e/r_i$ olmak üzere, (3.43) bağıntısı, (3.45) bağıntısında yerine konursa $t > 0$ için

$$[\bar{M}_i^\infty(t)] = \gamma^{1-s} \left([M_e^\infty(t)] + (\gamma - 1)t [\dot{M}_e^\infty(t)] \right) \quad (3.46)$$

elde edilir. $t=0$ anında

$$[\bar{M}_i^\infty(0)] = \gamma^{1-s} [M_e^\infty(0)] \quad (3.47)$$

ilişkisi vardır.

3.2.6. Zaman Tanım Alanında Sonsuz Küçük Hücreli Sonlu Eleman Hücre Denklemleri

3.2.6.1. İvmesel Birim Darbe Davranış Matrisi Denklemleri

(3.32) ve (3.33) bağıntıları, sınırsız ortamın dinamik davranışını ifade eden denklemlerdir. Bu denklemleri uygun zaman adımları seçerek, zaman tanım alanında çözmek mümkündür.

Sonlu eleman hücresinin kütle matrisi için toplanmış kütle seçilir ($[M_{ie}] = [M_{ei}] = 0$). 3.32, 3.34 ve 3.35 no lu denklemlerin yardımıyla iç ve dış sınırlarda denge denklemleri elde edilir. İç sınırlarda denge denklemleri $[K_{ie}]^{-1}$ ile çarpılıp yeniden düzenlenir ve $\{u_e(t)\}$ için çözülürse;

$$\{u_e(t)\} = -[k_{ii}]\{u_i(t)\} - [m_{ii}]\{\ddot{u}_i(t)\} + \int_0^t [m_i^\infty(t-\tau)]\{\ddot{u}_i(\tau)\}d\tau \quad (3.48)$$

bağıntısı bulunur. Burada küçük harflerle gösterilen matrisler $[K_{ie}]^{-1}$ ile çarpıldığını göstermektedir:

$$[k_{ii}] = [K_{ie}]^{-1}[K_{ii}] \quad (3.49a)$$

$$[m_{ii}] = [K_{ie}]^{-1}[M_{ii}] \quad (3.49b)$$

$$[m_i^\infty(t)] = [K_{ie}]^{-1}[M_i^\infty(t)] \quad (3.49c)$$

Benzer işlemler dış sınırlar için yapılırsa;

$$[k_{ei}]\{u_i(t)\} + [k_{ee}]\{u_e(t)\} + [m_{ee}]\{\ddot{u}_e(t)\} = - \int_0^t [m_e^\infty(t-\tau)]\{\ddot{u}_e(\tau)\}d\tau \quad (3.50)$$

bulunur. (3.48) ve (3.50) bağıntıları $\{\ddot{u}_i(t)\}$ nin zaman tanım alanında bütün değerleri için geçerlidir. $\{\ddot{u}_i(t)\}$ için bir eğim fonksiyonu seçilir.

$$\{\ddot{u}_i(t)\} = tH(t)\{\theta\} \quad (3.51a)$$

$$\{\dot{u}_i(t)\} = \frac{t^2}{2}H(t)\{\theta\} \quad (3.51b)$$

$$\{u_i(t)\} = \frac{t^3}{6} H(t) \{\theta\} \quad (3.51c)$$

Burada $H(t)$ Heaviside adım fonksiyonu ve $\{\theta\}$ ise rasgele bir vektördür. (3.51a) ve (3.51c) bağıntıları, 3.48 bağıntısında yerlerine yazılıp kısmi integrasyon yöntemi ile integrali alınırsa; deplasman vektörü için,

$$\{u_e(t)\} = \left(-\frac{t^3}{6} H(t) [k_{ii}] - tH(t) [m_{ii}] + \int_0^t \int_0^{\tau} [m_i^{\infty}(\tau')] d\tau' d\tau \right) \{\theta\} \quad (3.52)$$

ve ivme vektörü için,

$$\{\ddot{u}_e(t)\} = \left(-tH(t) [k_{ii}] - \delta(t) [m_{ii}] + [m_i^{\infty}(t)] \right) \{\theta\} \quad (3.53)$$

bağıntıları elde edilir. Burada $\delta(t)$ Dirac delta fonksiyonudur. (3.53) ve (3.52) bağıntıları, (3.50) bağıntısında yerine konularak kısmi integrasyon yöntemi ile integrali alınırsa:

$$\begin{aligned} & -\delta(t) [m_{ee}] [m_{ii}] + H(t) \left([m_{ee}] [m_i^{\infty}(t)] - [m_e^{\infty}(t)] [m_{ii}] \right) \\ & - tH(t) \left([k_{ee}] [m_{ii}] + [m_{ee}] [k_{ii}] \right) + \frac{t^3}{6} H(t) \left([k_{ei}] - [k_{ee}] [k_{ii}] \right) \\ & + \int_0^t [m_e^{\infty}(t-\tau)] [m_i^{\infty}(\tau)] d\tau \\ & + [k_{ee}] \int_0^t \int_0^{\tau} [m_i^{\infty}(\tau')] d\tau' d\tau - \int_0^t \int_0^{\tau} [m_e^{\infty}(\tau')] d\tau' d\tau [k_{ii}] = 0 \end{aligned} \quad (3.54)$$

(3.54) bağıntısından $[m_e^{\infty}(t)]$ terimini yok etmek için (3.46) bağıntısı kullanılabilir.

Taylor serisi açılımına uygun olarak $[\dot{M}_e^{\infty}(t)]$ ile $[\dot{M}_i^{\infty}(t)]$ eşitlenir ve (3.45) bağıntısı, $[K_{ie}]^{-1}$ ile çarpılırsa;

$$[m_e^{\infty}(t)] = \gamma^{-1} [m^{\infty}(t)] - (\gamma - 1) t [\dot{m}^{\infty}(t)] \quad (3.55)$$

elde edilir. Burada $[m_i^\infty(t)]$, $[m^\infty(t)]$ olarak gösterilmiştir. (3.54) bağıntısının en son teriminde yer alan çift katlı integral ile ilgili olarak (3.55) bağıntısı, $\int_0^t [m_e^\infty(\tau')] d\tau'$ integral teriminde yerine konulup $\gamma^{s-1} + \gamma - 1 \approx \gamma^s$ durumu için kısmi integral alınır,

$$\int_0^t [m_e^\infty(\tau')] d\tau' \approx \gamma^s \int_0^t [m^\infty(\tau')] d\tau' - (\gamma - 1)t[m^\infty(t)] \quad (3.56)$$

elde edilir. (3.56) bağıntısının, sıfırdan t ye, tekrar integrali alınır,

$$\int_0^t \int_0^t [m_e^\infty(\tau')] d\tau' d\tau \approx \gamma^{s+1} \int_0^t \int_0^t [m^\infty(\tau')] d\tau' d\tau - (\gamma - 1)t \int_0^t [m^\infty(t)] d\tau \quad (3.57)$$

bulunur. (3.55) ve (3.57) bağıntıları, (3.54) bağıntısında yerine konularsa, birim darbe yükü davranış matrisinin elde edilebilmesi için gerekli denkleme ulaşılmış olur.

$$\begin{aligned} & -\delta(t)[m_{ee}] [m_{ii}] + H(t)([m_{ee}] [m^\infty(t)] - (\gamma^{s-1} [m^\infty(t)] - (\gamma - 1)t [m^\infty(t)]) [m_{ii}]) \\ & - tH(t)([k_{ee}] [m_{ii}] + [m_{ee}] [k_{ii}]) + \frac{t^3}{6} H(t)([k_{ei}] - [k_{ee}] [k_{ii}]) \\ & + \gamma^{s-1} \int_0^t [m^\infty(t - \tau)] [m^\infty(\tau)] d\tau \\ & - (\gamma - 1) \int_0^t (t - \tau) [m^\infty(t - \tau)] [m^\infty(\tau)] d\tau + [k_{ee}] \int_0^t \int_0^t [m^\infty(\tau')] d\tau' d\tau \\ & - \gamma^{s+1} \int_0^t \int_0^t [m^\infty(\tau')] d\tau' d\tau [k_{ii}] + (\gamma - 1)t \int_0^t [m^\infty(\tau)] d\tau [k_{ii}] = 0 \end{aligned} \quad (3.58)$$

(3.58) bağıntısında basitleştirmeye gitmek amacıyla her bir terimin derecesi incelenirse;

$$[K_{ii}] = O(\gamma^{-1})^{-1} \quad (3.59a)$$

$$[M_{ii}] = O(\gamma^{-1}) \quad (3.59b)$$

$$[M^\infty(t)] = O(1) \quad (3.59c)$$

$$[k_{ii}] = O(1) \quad (3.60a)$$

$$[m_{ii}] = O(\gamma-1)^2 \quad (3.60b)$$

$$[m^\infty(t)] = O(\gamma-1) \quad (3.60c)$$

$$[m_{ee}][m^\infty(t)] = O(\gamma-1)^3 \quad (3.61a)$$

$$[k_{ee}][m_{ii}] = O(\gamma-1)^2 \quad (3.61b)$$

$$\int_0^t [m^\infty(t-\tau)][m^\infty(\tau)]d\tau = O(\gamma-1)^2 \quad (3.61c)$$

$$(\gamma-1) \int_0^t (t-\tau)[\dot{m}^\infty(t-\tau)][m^\infty(\tau)]d\tau = O(\gamma-1)^3 \quad (3.61d)$$

olduğu görülür. Derecesi $O(\gamma-1)^3$ olan terimler ihmal edilirse, (3.58) bağıntısı kısmen sadeleşir:

$$\begin{aligned} & -tH(t)([k_{ee}][m_{ii}] + [m_{ee}][k_{ii}]) + \frac{t^3}{6}H(t)([k_{ei}] - [k_{ee}][k_{ii}]) \\ & \quad + \int_0^t [m^\infty(t-\tau)][m^\infty(\tau)]d\tau + [k_{ee}]\int_0^t \int_0^\tau [m^\infty(\tau')]d\tau'd\tau \\ & - \gamma^{s+1} \int_0^t \int_0^\tau [m^\infty(\tau')]d\tau'd\tau[k_{ii}] + (\gamma-1)t \int_0^t [m^\infty(\tau)]d\tau[k_{ii}] = 0 \end{aligned} \quad (3.62)$$

(3.62) bağıntısı, $[m^\infty(t)]$ matrisinin elde edilmesine imkan verir. $[m^\infty(t)]$ fonksiyonunun hesaplanmasında güvenilir sonuçların elde edilebilmesi için $(\gamma-1)$ değerinin çok küçük bir sayı seçilmesi (limit $\gamma-1 \rightarrow 0$) gerekmektedir.

3.3. Sayısal Çözüm Yöntemi

(3.62) bağıntısı sayısal çözümü için daha açık bir hale getirilebilir. Önce (3.54) bağıntısı Cholesky yöntemi ile parçalanır:

$$[E^0] = [U]^T[U] \quad (3.63)$$

$$[m^\infty(t)] = ([U]^{-1})^T [M^\infty(t)] [U]^{-1} \quad (3.64)$$

$$[e^1] = ([U]^{-1})^T [E^1] [U]^{-1} - \frac{s+1}{2} [I] \quad (3.65a)$$

$$[e^2] = ([U]^{-1})^T \left([E^2] - [E^1] [E^0]^{-1} [E^1]^T \right) [U]^{-1} \quad (3.65b)$$

$$[m^0] = ([U]^{-1})^T [M^0] [U]^{-1} \quad (3.65c)$$

Burada $[U]$ üst üçgen matris ve $[I]$ birim matris olmak üzere, (3.63), (3.64) ve (3.65) bağıntıları, (3.62) bağıntısında yerine konulursa;

$$\begin{aligned} & -t[m^0]H(t) - \frac{t^3}{6}[e^2]H(t) + \int_0^t [m^\infty(t-\tau)] [m^\infty(\tau)] d\tau \\ & + [e^1] \int_0^t \int_0^\tau [m^\infty(\tau')] d\tau' d\tau + \int_0^t \int_0^\tau [m^\infty(\tau')] d\tau' d\tau [e^1]^T + t \int_0^t [m^\infty(\tau)] d\tau = 0 \end{aligned} \quad (3.66)$$

elde edilir. (3.66) bağıntısından $[m^\infty(t)]$ hesaplanarak ivme tabanlı birim darbe yükü davranış matrisi aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$[M^\infty(t)] = [U]^T [m^\infty(t)] [U] \quad (3.67)$$

(3.66) bağıntısı, sınırsız ortam ile sonsuz küçük hücreli sonlu elemanların geometrik uygunluk ve denge denklemlerinin, geometrik benzerlik ilkesine dayanarak birleştirilmesi esasına dayanır. Bu denklem, iki ve üç boyutlu skaler ve vektörel dalga denklemlerine uygulanabilme özelliğine sahiptir.

3.4. Zaman Alanında Ayrıklaştırma

Zaman tanım alanında, (3.66) bağıntısı her bir zaman adımı için ivme tabanlı bir birim darbe yükü davranış matris denklemini oluşturur. Davranış matrisinin, her bir zaman adımında parçalı sabit bir fonksiyon olduğu varsayılmaktadır; yani $[m^\infty]_n$ $n \geq 1$ için $t = (n-1/2)\Delta t$ dir. (3.66) bağıntısı aşağıdaki şekilde ayrıklaştırılır:

$$[I]_n = \int_0^{n\Delta t} [m^\infty(\tau)] d\tau = [I]_{n-1} + \Delta t [m^\infty]_n \quad (3.68a)$$

$$[J]_n = \int_0^{n\Delta t} \int_0^\tau [m^\infty(\tau')] d\tau' d\tau = [J]_{n-1} + \Delta t [I]_{n-1} + \frac{\Delta t^2}{2} [m^\infty(t)]_n \quad (3.68b)$$

$$\int_0^t [m^\infty(t-\tau)] [m^\infty(\tau)] d\tau = \Delta t \sum_{j=1}^n [m^\infty]_{n-j+1} [m^\infty]_j \quad (3.69)$$

3.4.1. Birinci Zaman Adımı

(3.66) bağıntısında yer alan süperpozisyon integralleri, birinci zaman adımında bilinmeyen matrisler içeren kuadratik denklemlerdir. Bu yüzden birinci zaman adımında özel bir işleme tabi tutulması gerekmektedir. $n=1$ için (3.68) ve (3.69) bağıntıları, (3.66) bağıntısında yerine konulursa;

$$[m^\infty]_1^2 + \frac{\Delta t}{2} ([e^1] + [I])[m^\infty]_1 + [m^\infty]_1 \frac{\Delta t}{2} ([e^1]^T + [I]) - \frac{\Delta t^2}{6} [e^2] - [m^0] = 0 \quad (3.70)$$

elde edilir. Bağıntı (3.70), cebirsel Riccati denklemidir. Bu denklemin çözümü Schur faktörizasyonu ile yapılır. Bu amaçla geliştirilmiş verimli ve gerçek çözümler yapan program algoritmaları ve kodları, Laub'un (1979) çalışmasında bulunmaktadır.

3.4.2. n'inci Zaman Adımı

$n \geq 2$ için (3.66) bağıntısında yer alan süperpozisyon integralleri, $[m^\infty]_n$ bilinmeyenli lineer denklemlerdir. $n \geq 2$ için (3.68) ve (3.69) bağıntıları, (3.66) bağıntısında yerine konulursa;

$$\begin{aligned} & \left([m^\infty]_1 + \frac{\Delta t}{2} [e^1] \right) [m^\infty]_n + [m^\infty]_n \left([m^\infty]_1 + \frac{\Delta t}{2} [e^1]^T \right) + t [m^\infty]_n = \\ & - \sum_{j=2}^{n-2} [m^\infty]_{n-j+1} [m^\infty]_j - [e^1] \left(\frac{[J]_{n-1}}{\Delta t} + [I]_{n-1} \right) \\ & - \left(\frac{[J]_{n-1}}{\Delta t} + [I]_{n-1} \right) [e^1]^T + \frac{t^3}{6\Delta t} [e^2] + \frac{t}{\Delta t} ([m^0] - [I]_{n-1}) \end{aligned} \quad (3.71)$$

bulunur. Bağıntı 3.71,

$$[A][X] + [X][A]^T + t[X] = [C] \quad (3.72)$$

formunda Lyapunov denklemidir. Burada $[X] = [m^\infty]_n$ dir. Lyapunov denkleminin çözümü ile ilgili algoritmalar Bartel et al. (1972) çalışmasında yer almaktadır.

$[m^\infty]_n$ fonksiyonunun hesaplanmasından sonra, aşağıdaki ifade ile ivme tabanlı birim darbe yükü davranış matrisini hesaplamak mümkündür:

$$[M^\infty]_n = [U]^T [m^\infty]_n [U] \quad (3.73)$$

Yöntemin doğruluğunu ve hassasiyetini göstermek amacıyla, literatürde sıkça başvurulan küresel boşluk probleminin kapalı çözümü ve sonsuz küçük hücreli sonlu elemanlar yöntemi ile elde edilen çözümle karşılaştırılmıştır (Bkz. Ek-C).



BÖLÜM 4. YEREL ZEMİN ŞARTLARININ TASARIM YER HAREKETİ ÜZERİNDE ETKİLERİ

4.1. Giriş

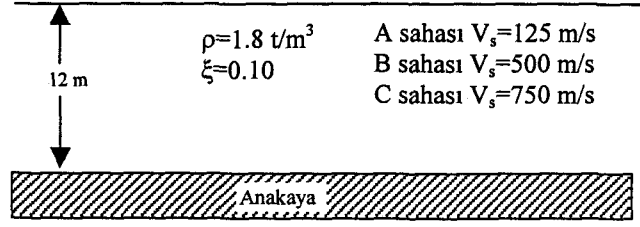
Yerel olarak değişen jeolojik ve zemin şartlarının kuvvetli yer hareketleri ve deprem zararları üzerindeki etkisi uzun yıllardır bilinmekle beraber, son yıllarda geliştirilen kuvvetli yer hareketi ölçüm cihazları ile sayısal verilerle de ispatlanmıştır.

Depreme dayanıklı bina tasarımında kullanılacak elastik tasarım ivme spektrumlarının oluşturulmasında, yerel zemin koşullarının göz önünde bulundurulması gereğine pek çok modern deprem yönetmeliklerinde (ATC-3-06, Eurocode 8, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, 1997) yer verilmiştir. Yapılan çalışmalar (Kramer, 1996; Iida, 1998; Hayashi et al., 1999), kuvvetli yer hareketi parametrelerinin –genlik, frekans, süre– yerel zemin şartlarından etkilendiğini göstermektedir. Bu etkinin sınırlarının zemin tabakalarının malzeme ve geometrik özelliklerine ve deprem dalgasının karakteristiklerine bağlı olarak değiştiği teorik, aletsel ve gözleme dayalı olarak tespit edilmiştir.

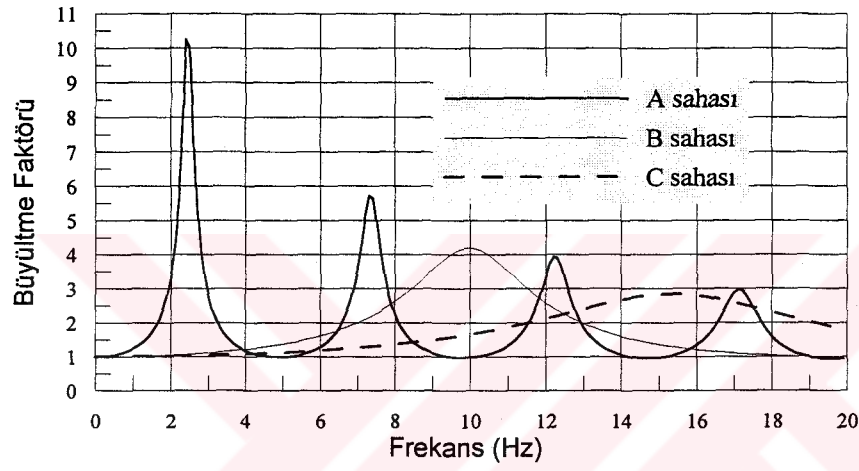
Kuvvetli yer hareketleri üzerinde yerel zemin şartlarının etkisi teorik-analitik çözümlerle de desteklenmiştir. Genellikle, ana kayadan yeryüzüne yaklaştıkça, zemin ortamlarının yoğunluğu ve kayma dalgası hızı düşer. Deprem dalgalarının saçılma etkisi ve malzeme sönümü ihmal edilirse, elastik dalga enerjisinin korunumuna göre, sismik dalga genlikleri, genellikle sediment ortamlarda, düşük kütle yoğunluğu ve düşük sismik hızlardan dolayı oldukça büyüür.

Yerel zemin şartlarının diğeri bir karakteristiğı, yer hareketini büyültme etkisidir. Bu özelliğı ortaya koymak amacıyla, SHAKE (Schnabel et al. 1972) programı ile yapılan bir çalışma Şekil 4.1, 4.2 ve 4.3 te verilmiştir. Şekil 4.1 de verilen, geometrik özellikleri aynı, zemin kayma dalgası hızları farklı, lineer elastik zemin profillerine ait büyültme fonksiyonlarının frekansa bağılı olarak değışimi Şekil 4.2 de verilmektedir. Burada, sert zeminler anakaya hareketini yüksek frekanslarda büyültürken, yumuşak zeminler düşük frekanslarda büyültmektedir. Şekil 4.2 de, A sahası maksimum büyültme faktörü 2.40 Hz'te 10.25, B sahası maksimum büyültme faktörü 10.0 Hz te 4.19 ve C sahası maksimum büyültme faktörü 15.3 Hz te 2.84 değerlerini aldığı görülmektedir. Şekil 4.3 te ise, A, B, ve C sahalari zemin yüzeylerinde hesaplanmış ivme spektrumları gösterilmektedir. Şekil 4.2 ve 4.3 ten, sonuç olarak, anakaya hareketinin zemin yüzeyindeki etkilerinin farklı rijitlikteki zemin ortamları tarafından değıştirilebileceğı açıkça görülmektedir.

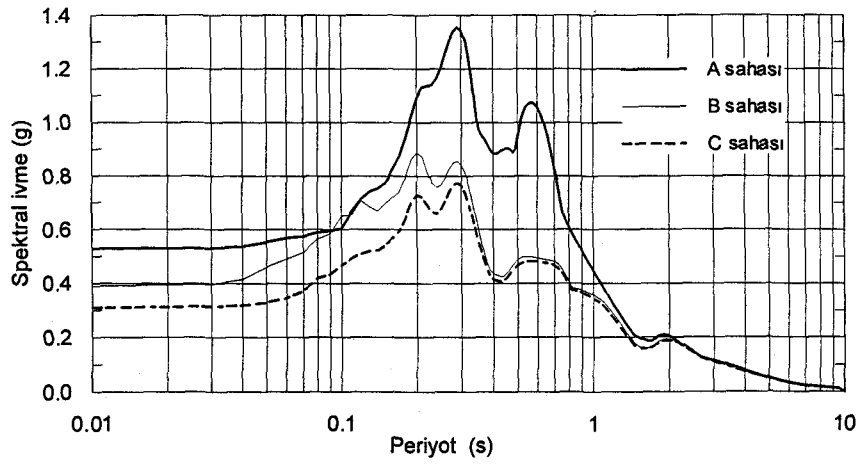
1985 Michoacan ($M_s = 8.1$) depreminin, dış merkezine çok yakın bölgelerde, orta şiddette hasarlar meydana getirirken, merkez üstünden 350 km mesafedeki Mexico City'de çok ağır hasarlar meydana getirmesi, yerel zemin şartları ve yıkıcı yer hareketleri arasında önemli ilişkiyi somut bir şekilde göstermiştir (Hanazato, 1988; Avilés, 1998b; Yang, 2000). Benzer şekilde, 1999 Marmara depreminde, sediment zemin tabakaları üzerinde yer alan Adapazarı şehrinde yaygın bir biçimde ağır hasarlara rastlanırken, şehrin çevresinde tepelerin üzerinde yer alan yapılarda ciddi hasarlara ender olarak rastlanmıştır.



Şekil 4.1. Rijit taban kayası üzerinde yer alan zemin profilleri



Şekil 4.2. A, B ve C sahalarına ait büyültme fonksiyonları.



Şekil 4.3. A, B ve C sahalarına ait spektral ivme-periyot ilişkisi

4.2. Zemin Ortamlarının Dinamik Analizi

Zemin ortamlarının deprem yükü gibi dinamik yükler altında davranışı, büyük ölçüde, devirli yükleme altında gerilme-birim şekil değiştirme karakteristiklerine bağlıdır. Bu karakteristikler şunlardır: (1) çok küçük birim şekil değiştirmeler (genellikle 10^{-4}) de elde edilen kesme modülü değeri, G_{\max} (bu değer kayma dalgası hızı ile de ifade edilebilir: $V_s^2 = G_{\max}/\rho$, burada ρ =zemin kütle yoğunluğudur); (2) sekant kesme modülü, G ile devirli kesme birim şekil değiştirmeler genliği γ arasındaki ilişki (bu ilişki genellikle $G/G_{\max} - \gamma$ eğrileri ile ifade edilir); (3) malzeme sönüm oranı ile ilgili eğriler, $\xi - \gamma$. Yapılan laboratuvar ve arazi çalışmalarında dinamik yükler altında zemin davranışına, zemin tipi, boşluk oranı, başlangıç gerilme şartları, aşırı konsolidasyon oranı (OCR), jeolojik yaş gibi bir çok değişkenin etken olduğu söylenebilir. Deneysel çalışmalar (Pyke, 1979) zemin ortamının devirli yükleme altında gerilme-birim şekil değiştirme bağıntısının histeritik eğrisi ile ifade edilebileceğini göstermiştir (Şekil 4.4a ve Şekil 4.4b). Doğrusal olmayan zemin davranışı incelemelerinde Massing hipotezini temel alan bu eğrinin iki önemli karakteristiği, histerisiz döngü şeklinin eğimi ve altında kalan alanıdır. Döngünün eğimi, yükleme veya yük boşaltma işleminin herhangi bir anında tanjant kayma modülü, G_{\max} ile tanımlanan zemin ortamının rijitliğine bağlıdır. Zemin rijitliğinin ortalama değeri ise sekant kayma modülü ile tanımlanır: $G = \tau_c/\gamma_c$, burada τ_c , devirli yükleme birim şekil değiştirme genliği γ_c değerine karşılık gelen devirli yükleme gerilme genliğidir. Histeritik döngünün altında kalan alan eşdeğer malzeme sönüm oranını, ξ tanımlamak amacıyla kullanılır:

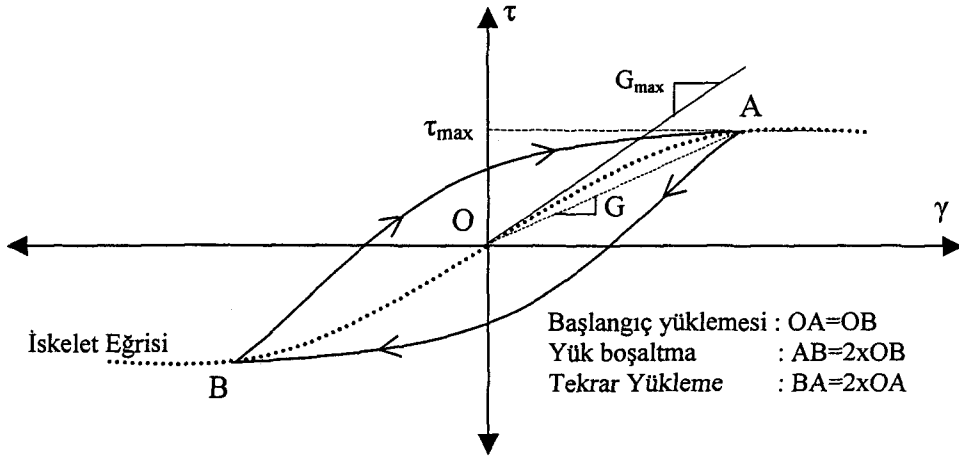
$$\xi = \frac{W_D}{4\pi W_S} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{\text{döngü}}}{G\gamma_c^2} \quad (4.1)$$

Burada W_D histeritik döngüde oluşan enerji kaybını, W_S maksimum birim şekil değiştirme enerjisini ve $A_{\text{döngü}}$ ise histerisiz döngünün alanını ifade eder.

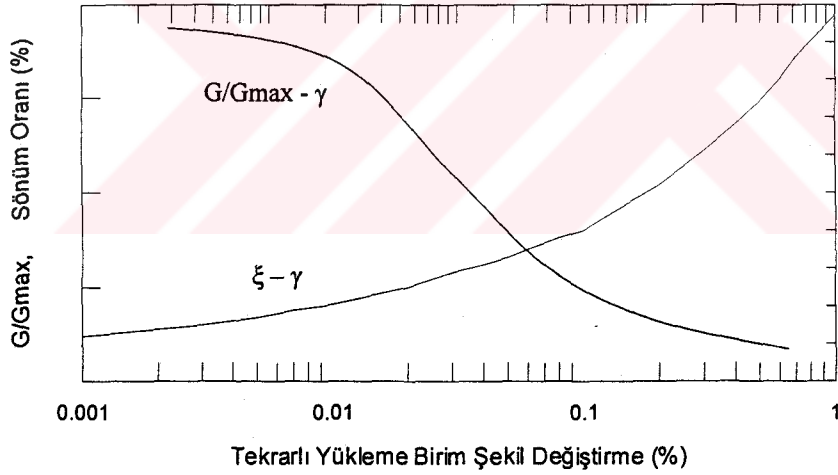
Laboratuar çalışmalarda (Dobry and Vucetic, 1991) zemin rijitliğinin; devirli birim şekil değiştirme genliğine, boşluk oranına, asal eksensel etkili gerilmesine, plastisite indisine, aşırı konsolidasyon oranına ve yükleme devir sayısına bağlı olarak değiştiği gözlenmiştir. Kayma modülü, düşük değerdeki birim şekil değiştirme genliklerinde yüksek değerler alırken, artan birim şekil değiştirme genliği değerleri ile azalma gösterir. Histeritik döngü üzerindeki bu gezinme iskelet eğrisini oluşturur (Şekil 4.4a). Tablo 4.1 de, değişik faktörlerin G_{max} , G_{max}/G ve Sönüm oranı ξ üzerindeki etkileri özetlenmiştir.

Tablo 4.1 Konsolide killerin G_{max} , G/G_{max} , ve sönüm oranını değerlerini etkileyen faktörler (Vucetic and Dobry, 1991)

Değerleri Artan Faktörler	G_{max}	G/G_{max}	ξ
Çevresel basınç	Artar	Sabit kalır veya artar	Sabit kalır veya düşer
Boşluk oranı	Düşer	Artar	Düşer
Jeolojik yaş	Artar	Artar	Düşer
Çimentolaşma	Artar	Artar	Düşer
OCR	Artar	Etkilenmez	Etkilenmez
Plastisite indisi	OCR>1 ise artar; OCR=1 ise sabit kalır	Artar	Düşer
Devirli birim şekil değiştirme	—	Düşer	Artar
Birim şekil değiştirme	Artar	Etkilenmez	Sabit kalır veya artar
Yükleme sayısı	Düşer	Düşer	Etkilenmez



Şekil 4.4a. Çevrimsel (tekrarlı-devirli) yüklemeye parametreleri: Kayma gerilmesi-birim şekil değiştirme ilişkisi

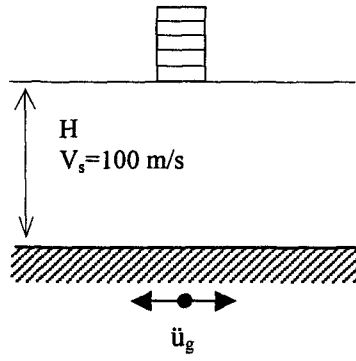


Şekil 4.4b. Çevrimsel yüklemeye parametrelerinin çevrimsel birim şekil değiştirme ile değişimleri

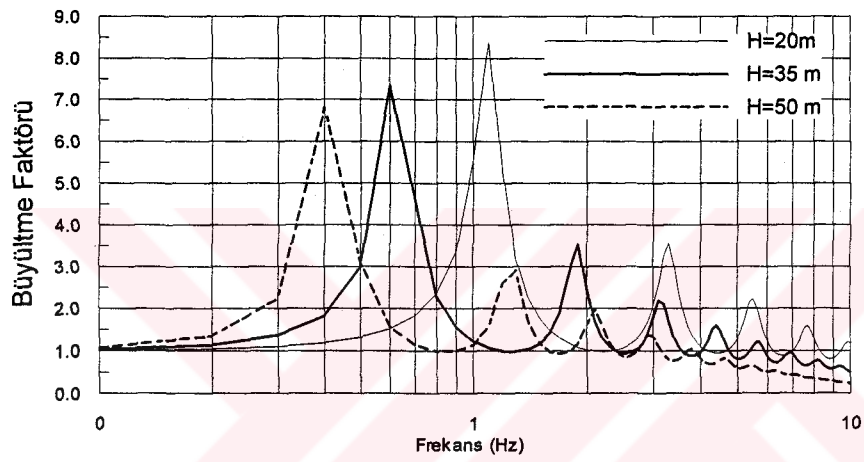
Yerel zemin şartlarının sismik davranışını etkileyen faktörlerden zemin tabaka kalınlığı ile ilgili yapılan çalışmadan elde edilen sonuçlar Şekil 4.6 ve 4.7 de verilmektedir. Burada, zemin tabaka kalınlığı arttıkça zemin büyültmesi 8.40 den 6.8 değerlerine doğru düşük oranlarda azalırken, zemin hakim periyodu $T=0.9$ saniyeden 2.5 saniyeye büyük oranlarda artma eğilimini göstermektedir. Kalınlık arttıkça, ortamın zemin hakim periyodunda uzama, spektral ivme değerlerinde ise azalma görülmektedir.

Yapılan çalışmalar, zemin plastisite indisinin (PI), yerel zemin şartlarının sismik davranışının değerlendirilmesinde en önemli parametreler konumunda olan G/G_{max} ve sönüm oranları üzerinde çok önemli bir etkiye sahip olduğunu göstermektedir. Zemin plastisite indisi arttıkça, sönüm oranı azalırken, G/G_{max} oranı yüksek değerler alır (Şekil 4.8 ve 4.9). Yapılan deneysel çalışmalar ve deprem kayıtları, bu tür durumlarda zemin malzeme davranışının lineer davranışa yaklaştığını göstermektedir (Vucetic and Dobry, 1991). Şekil 4.5'te gösterilen basitleştirilmiş modelin $H=20$ m tabaka kalınlığı, $V_s=100$ m/s zemin kayma dalgası hızı ve PI değeri 15, 50, 100 ve 200 olan zemin ortamları için yapılan hesaplamaların sonuçları Şekil 4.10 ve 4.11'de verilmektedir. Açıkça görüldüğü üzere, PI arttıkça zemin hakim periyodunda kısalmalar, zemin büyültmesinde ve spektral ivmede artışlar meydana gelmektedir.

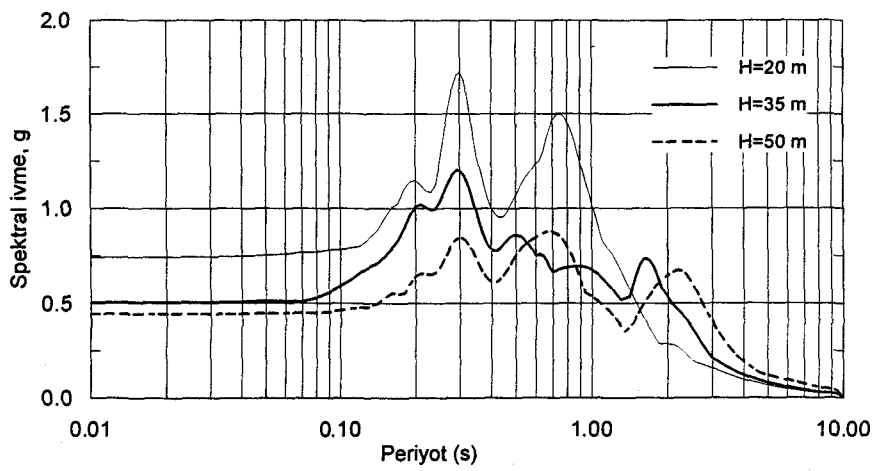
SHAKE (Schnabel et al. 1972) programında, plastisite indisi $PI=50$ olan kil (Vucetic and Dobry, 1991) ve Seed ve Idris (1970)'in kum zeminler için elde ettiği $G/G_{max}-\gamma$ (Şekil 4.8) ve $\xi-\gamma$ (Şekil 4.9) eğrileri kullanılarak yapılan hesaplamalarda, killi ve kumlu zeminlerin sismik yükler altındaki davranışları Şekil 4.12 ve Şekil 4.13 de gösterilmektedir. Kumlu zeminlerin zemin büyültmesi ile PI değeri 50 olan zeminlerin büyültmesi arasındaki oranın yaklaşık 3 misli olduğu görülmektedir.



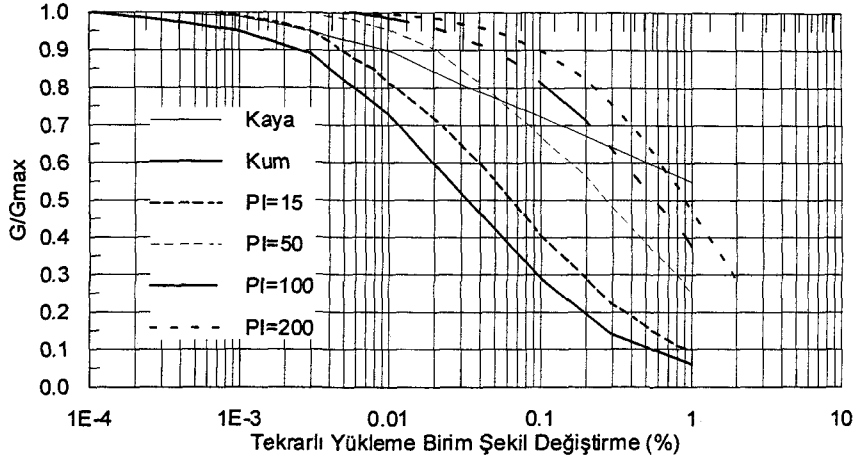
Şekil 4.5. Zemin parametrelerinin incelenmesinde kullanılan basit bir model



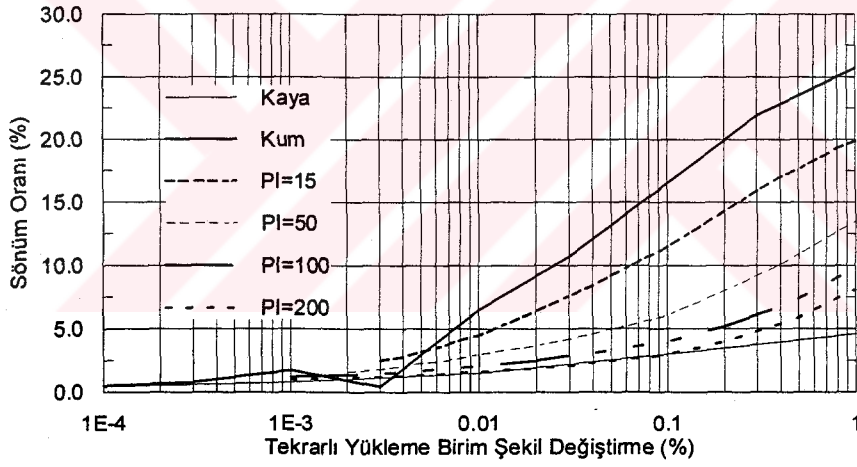
Şekil 4.6 Zemin büyültme faktörünün zemin tabakasının derinliği (H) ile değişimi



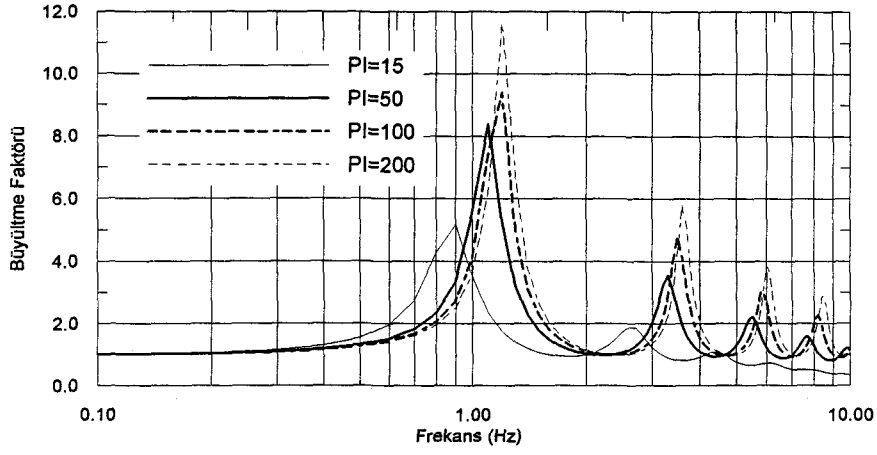
Şekil 4.7. İvme spektrumunun zemin tabakasının derinliği (H) ile değişimi



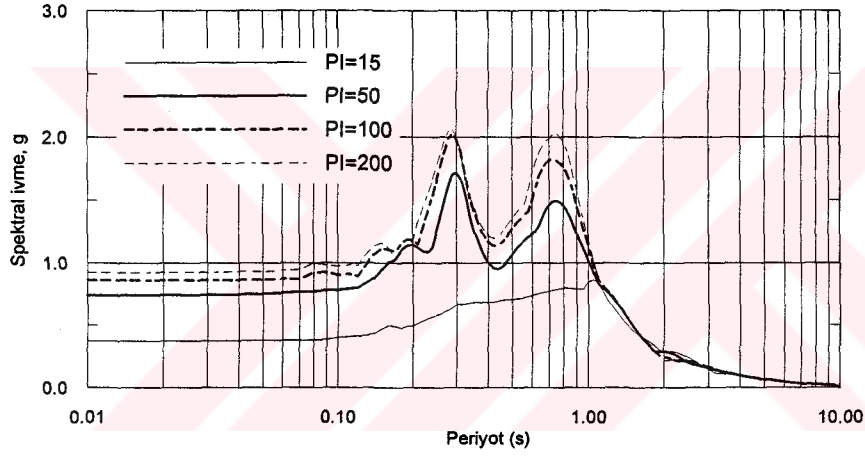
Şekil 4.8 G/Gmax oranının kaya, kum ve plastisite indislerinin farklı zemin ortamlarında değişimi



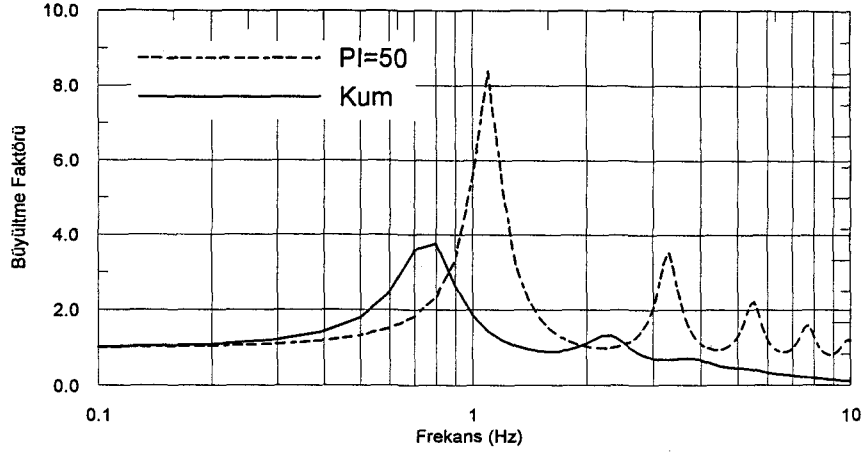
Şekil 4.9 Sönüm oranının kaya, kum ve plastisite indislerinin farklı zemin ortamlarında değişimi



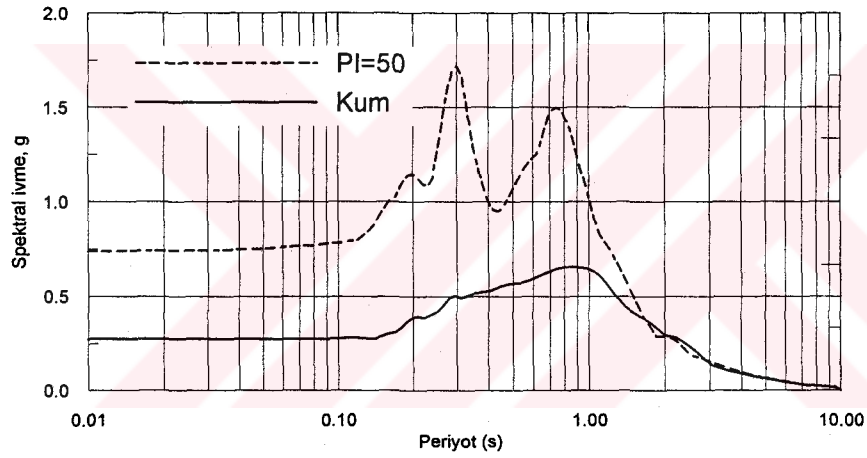
Şekil 4.10. Büyültme faktörünün plastisite indisleri ile değişimi



Şekil 4.11. Spektral ivmenin plastisite indisleri ile değişimi



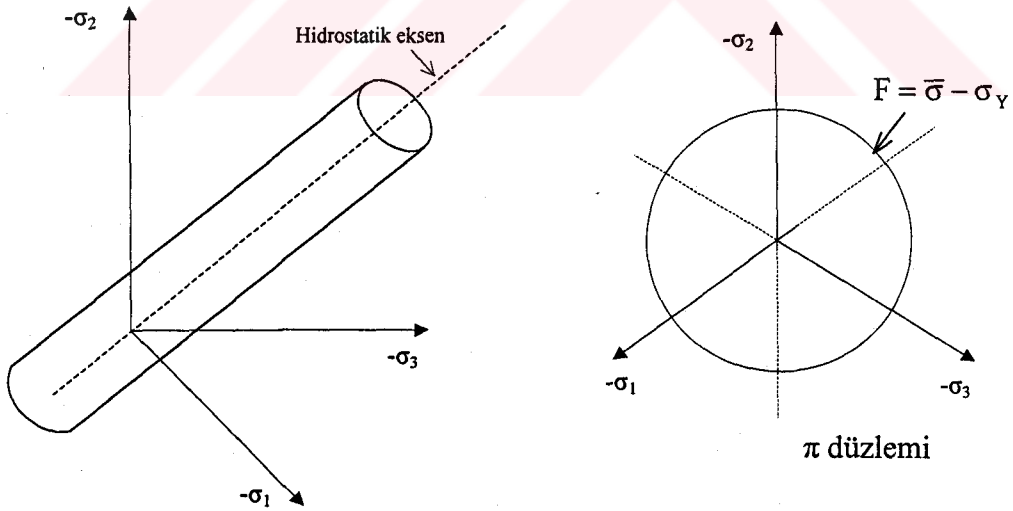
Şekil 4.12. Büyütme faktörünün kum ve kil ortamlarında frekansa göre değişimi



Şekil 4.13 . Spektral ivmenin kum ve kil ortamlarına zamana göre değişimi

4.3. Lineer Olmayan Malzeme Davranışı

Kuvvetli yer hareketine maruz kalan yapılar genellikle elastik olmayan davranış gösterirler. Yapı mekaniğinde lineer olmayan davranış, eleman rijitlik matrislerinin yer değiştirmelere bağlı olarak değişmesi anlamına gelmektedir. Lineer olmayan davranış, genellikle malzeme bakımından (malzemenin plastikleşmesi) ve geometrik bakımdan (aşırı şekil değiştirmeler) olmak üzere iki sınıfta incelenmektedir (Cook et al. 1988). Elastoplastisite, sünme ve viskoplastisite gibi lineer olmayan malzeme davranışlarını modellemek amacıyla çok sayıda teori öne sürülmüştür (Bathe, 1996). Bunların arasından “Biçim Değiştirme Enerjisi Teorisi” Von Mises tarafından kendi kurduğu plastisite teorisinde akma şartı olarak başarı ile kullanılmıştır (İnan, 1988; Kayan, 1992). İzotropik malzemeler için Von Mises kriterinde akma yüzeyi gerilme invariantları ile ifade edilir. Akma yüzeyi burada hidrostatik eksen boyunca uzanan dairesel silindir formunu almaktadır (Şekil 4.14).



Şekil 4.14 Von Mises akma kriteri

Von Mises Akma Kriteri:

$$F = \bar{\sigma} - \sigma_Y = 0 \quad (4.2)$$

bağıntısı ile verilmiştir (Bathe, 1996; Smith and Griffiths, 1998). Burada σ_Y malzeme akma sınırı, $\bar{\sigma}$ ise deviatör gerilmesi olup 2 boyutlu (2D) düzlem şekil değiştirme elemanı için:

$$\bar{\sigma} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6\tau_{xy}^2 \right]^{1/2} \quad (4.3)$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır. (4.3) bağıntısında $\{\sigma_x \sigma_y \sigma_z \tau_{xy}\}$ kartezyen koordinatlarda gerilme tensörüdür.

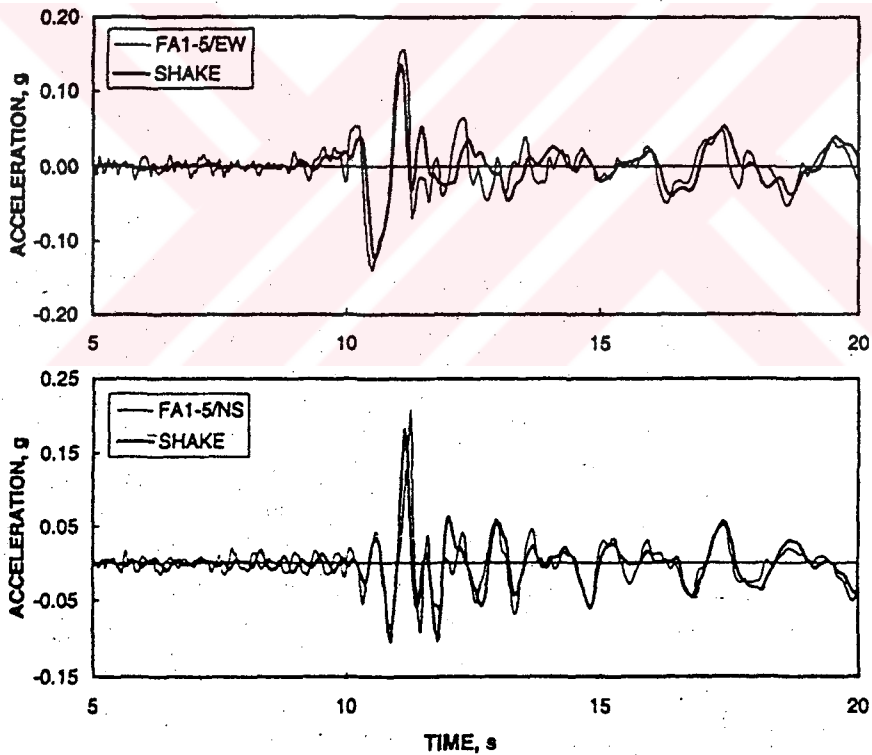
Son yıllarda tekrarlı yükler altında lineer olmayan zemin davranışını modellemek amacıyla pekçok gerilme-şekil değiştirme modelleri geliştirilmiş ise de, bu modellerin hiçbirinden tatminkâr bir sonuç elde edilememiştir (Erxiang, Zhiquan, and Zonglian, 1998). Bu nedenle, genellikle hesap kolaylığı sağlayan malzeme modelleri (Von Mises, Tresca, Mohr-Coulomb, Drucker-Prager) yaygın olarak kullanılmaktadır.

4.4. Lineer Olmayan Zemin Davranışının Eşdeğer Lineer Yaklaşımlarla Hesaplanması

Zemin ortamının sismik yükler altında lineer olmayan bir davranış gösterdiği bilinmektedir. Hesap kolaylığı açısından, zeminin devirli yükler altında lineer olmayan histeretik gerilme-birim şekil değiştirme davranışı eşdeğer lineer yaklaşımlarla çözümü yaygındır.

Tazoh (1988) lineer olmayan zemin ortamlarının sismik yükler altında davranışını incelediği çalışmasında, Eşdeğer Lineer yöntemi ve Ramberg-Osgood Modeli ile adım adım integrasyon yöntemini kullanmış, her iki yöntemin birbirine çok yakın değerler verdiğini tespit etmiştir.

Borja et al. (1998, 1999) geliştirdikleri SPECTRA programı ile sismik yükler altında 3-Boyutlu lineer olmayan gerçek zemin davranışını hesaplamaya çalışmışlardır. Elde edilen sonuçlar gözlenen (kaydedilen) sonuçlarla ve Eşdeğer Lineer yöntemi esas alan SHAKE (Schnabel et al., 1972) programından çıkan sonuçlarla karşılaştırmışlardır. Sonuç olarak, SPECTRA programı, SHAKE programı ve arazide kaydedilen değerlerin birbiri ile uyduğu gösterilmiştir (Şekil 4.15).



Şekil 4.15. 1986 Taiwan depreminde alınan deprem kayıtları ve SHAKE programı ile yapılan hesaplamaların karşılaştırılması (Borja et al.,1999)

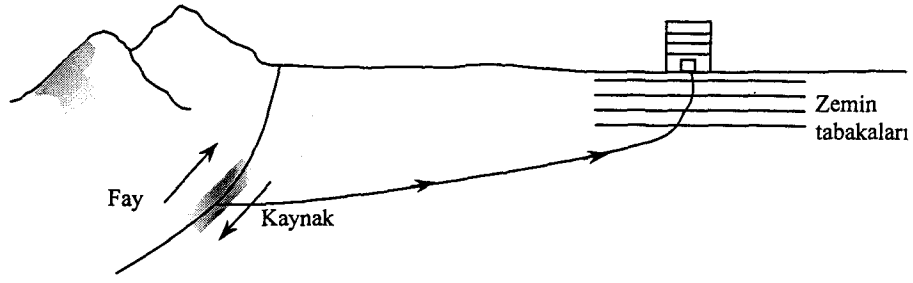
Eşdeğer lineer yaklaşım yöntemi ile lineer olmayan zemin davranışının hesaplanmasında sırasıyla takip edilen adımlar:

1. G ve ξ başlangıç değerlerinin her bir zemin tabakası için belirlenmesi: Bu adımda genellikle düşük birim şekil değiştirme değerleri esas alınır.
2. Bu değerler kullanılarak, her bir tabaka için birim şekil değiştirmelerin zamana bağlı olarak değişimini de içeren dinamik zemin davranışı hesaplanır.
3. Her bir tabaka için, birim şekil değiştirmelerin zamana bağlı olarak değişiminden elde edilen maksimum birim şekil değiştirme değerleri kullanılarak etkin birim şekil değiştirmeler $\gamma^{(i)}$ hesaplanır.
4. Elde edilen etkin birim şekil değiştirmeler kullanılarak bir sonraki iterasyon için $G^{(i+1)}$ ve $\xi^{(i+1)}$ değerleri belirlenir.
5. İki, üç ve dördüncü adımlar, son iki iterasyonda elde edilen G ve ξ değerleri arasındaki fark kabul edilebilir hassasiyete ulaştığında iterasyona son verilir.

4.5. Serbest Zemin Hareketi

Zemin ortamının depreme yanıtı ile ilgili çalışmalar yapı-zemin dinamik etkileşimi probleminin çözümünde önemli bir yer tutmaktadır. İdeal şartlarda zemin ortamının depreme yanıtı, deprem kaynağında fay kırılma mekanizmasının modellenmesi, deprem dalgalarının kaya tabakasından belirli bir zemin ortamına doğru yayılışı ve kaya tabakası üzerinde yer alan zemin ortamının yüzeyinde bu etkinin nasıl hissedileceğinin belirlenmesi aşamalarını içerir (Şekil 4.16).

Yüklerin yapıya doğrudan uygulanmadığı yapı-zemin dinamik etkileşimi analizinde, öncelikle zemin yüzeyinde deprem hareketinin, başka bir deyişle serbest zemin hareketinin hesaplanması gerekir.



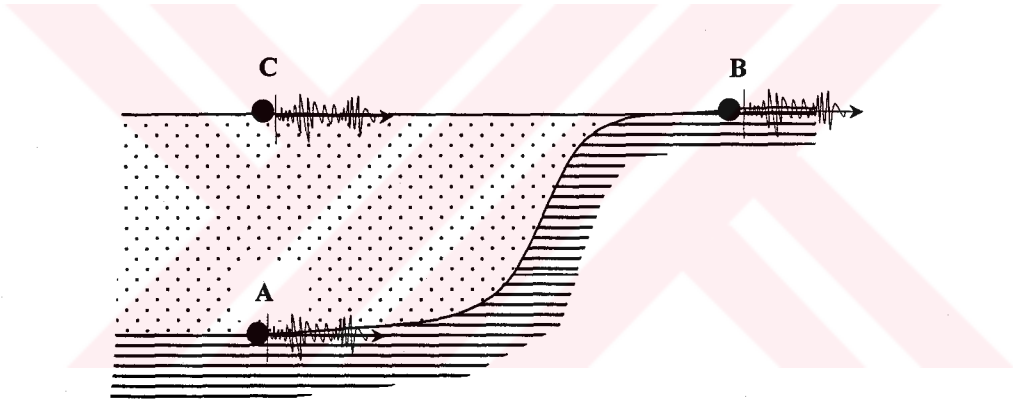
Şekil 4.16 Deprem dalgalarının kırılarak zemin yüzeyine ulaşması (Kramer,1996)

Kaya zemin üzerinde inşa edilen (Şekil 4.17) yapıların sismik analizinde, temel tabanında görülen yer hareketinin yapı inşa edilmeden önceki yer hareketi ile benzeştiği gözlenmiştir (Wolf, 1985; Wolf, 1988; Kramer, 1996). Bu sebeple bu tür zeminlerde doğrudan zemin yüzeyindeki yer hareketi kaydını esas alarak, yapıların deprem hesabının yapılması doğru bir yaklaşım olabilir. Fakat yumuşak zemin koşullarında, kaynaktan yayılan sismik dalgalar yüzeyde, yapının bulunması ve yapının bulunmaması durumlarında oldukça farklılaşacaktır. Yapı, çevresindeki zemin ile etkileşecek ve bu etkileşme yapı tabanında sismik hareketi değiştirecektir.

İkinci bölümde altsistem yaklaşımı çerçevesinde gösterildiği üzere, altsistem formülasyonu zemin için iki ana dinamik büyüklüklüğün tayinini gerektirmektedir. Bunlardan birincisi zemin altsisteminde yapı zemin arakesitindeki serbestlik dereceleri için tanımlanan dinamik rijitlik matrisidir. İkinci büyüklük ise etkin yük vektörüdür. (2.21) ve (2.23) bağıntılarında yer alan $\{ v^f \}$ serbest zemin sistemi depreme yanıt vektörünün etkileşim arakesitindeki düğüm noktalarında belirlenebilmesi için kazılmamış zemin ortamının deprem etkisi altında davranışının (serbest zemin hareketi) incelenmesi gerekmektedir.

Kazılmamış zeminin deprem etkisi altındaki davranışının belirlenebilmesi için:

1. Kontrol noktasının yeri belirlenir. Kontrol noktası kaya tabakası üzerinde veya yüzeyde seçilebilir (Şekil 4.17).
2. Kontrol noktasında yer hareketi ve bu harekete ait dalga yayılımı modeli seçilir. Bu amaçla öncelikle bölgenin sismik tehlike durumu, yapının ekonomik ömrü boyunca maruz kalabilecek depremler, muhtemel depremler için önemli sismik parametreler (maksimum yer hareketi ivmesi, süre, frekans), sismik yer hareketinin kaynak mekanizması, sismik dalgaların izleyeceği yol ve yerel zemin şartları belirlenir.
3. Kontrol noktası yer hareketinin kontrol noktasına uygulanması ile serbest zemin ortamında gereken noktalarda yer hareketi hesaplanır.



Şekil 4.17 Serbest zemin hareketinde kontrol noktası olarak alınabilecek noktalar: A: Taban kayası; B: Yeryüzüne çıkmış kaya yüzeyi; C: Serbest zemin yüzeyi

BÖLÜM 5. YAPI-ZEMİN DİNAMİK ETKİLEŞİMİNİN SAYISAL OLARAK DEĞERLENDİRİLMESİ

5.1. Yapı-Zemin Ortak Sisteminin Matematik Modeli

Bu çalışmada, yapı-zemin ortak sistemi; uzak bölge, yakın bölge ve üst yapı olmak üzere üç parçaya ayrılmıştır. Uzak bölge ve yakın bölge arasında etkileşim arakesiti yer almaktadır. Sonsuz ortama doğru genişleyen sınırsız zemin ortamı olarak da tanımlanan uzak bölge zemin ortamının dinamik özellikleri ve radyasyon koşulu, etkileşim arayüzünde yer alan serbestlik dereceleri ile temsil edilmektedir. Ortak sistemin hareket denklemlerinde çözüme gidilebilmesi için, etkileşim arakesiti düğüm noktalarında etkileşim kuvvetlerinin ve yer değiştirmelerinin hesaplanması gerekir. Etkileşim kuvvetleri zaman tanım alanında sınırsız zemin ortamının birim darbe davranış matrisi ile, frekans tanım alanında ise zemin dinamik rijitlik matrisi ile ilişkilidir. Birim darbe davranış matrisi veya dinamik rijitlik matrisinin hesaplanması amacıyla, bu çalışmanın üçüncü bölümünde ele alınan Sonsuz Küçük Hücreli Sonlu Elemanlar Yöntemi (Wolf and Song, 1996b) kullanılmıştır.

Sonsuz ortama doğru genişleyen sınırsız zemin ortamı dinamik özelliklerinin serbestlik dereceleri cinsinden ifade edildiği etkileşim arakesitinin belirlenmesinin, Sonsuz Küçük Hücreli Sonlu Elemanlar Yöntemi kullanılması durumunda, radyasyon koşulunun sağlanması açısından fiziksel bir önemi olmamasına karşın, yakın bölge zemin ortamının sismik yükler altında lineer olmayan histeretik davranış gösterdiği gerçeğinden dolayı önem kazanmaktadır. Etkileşim arakesitinin zemin ortamının çevrimsel yükler altında lineer veya lineere yakın bir davranış gösterdiği belli bir derinlikte seçilmesi, çözüm hassasiyetini arttıracaktır.

Yapı-zemin ortak sisteminin deprem zoru altındaki lineer olmayan zemin durumu için hareket denklemleri 2. bölümde elde edilmiştir. Hareket denklemlerinin çözümünün gerçekleştirilebilmesi, öncelikle, hareket denklemlerinde yer alan serbest zemin parametrelerinin ve etkileşim kuvvetlerinin belirlenmesine bağlıdır.

5.2. Sayısal Çözüm Aşamaları

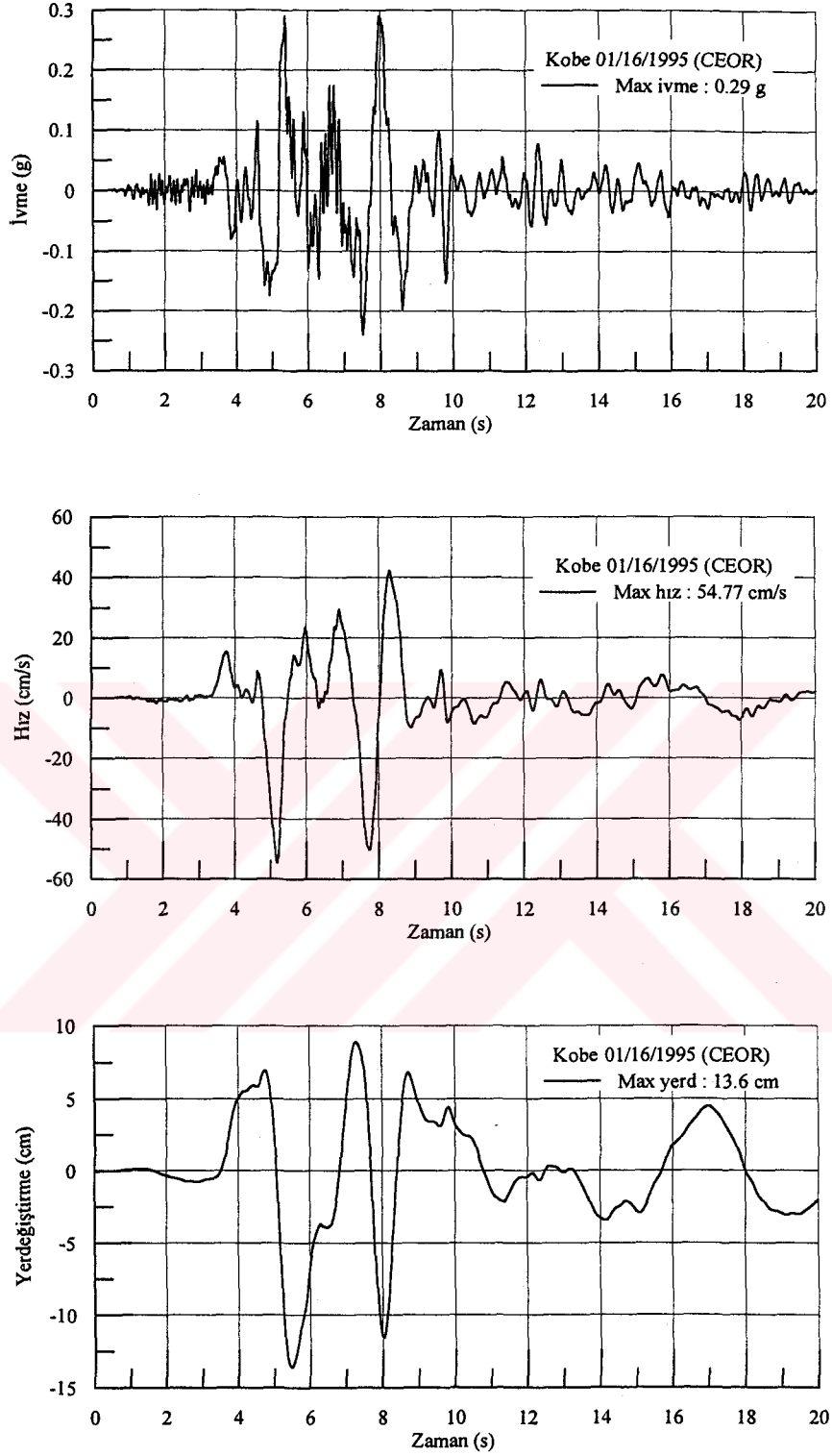
Çalışmanın bu bölümünde; geliştirilen matematik modellerden yararlanılarak, üstyapı zemin ortak sisteminin serbest titreşim ve deprem hesabı yapılmıştır. Lineer elastik ve lineer elastik olmayan yapı-zemin dinamik etkileşimi analizi için ilk olarak, etkileşim arayüzü üzerinde serbest zemin deprem verisinin hesaplanması gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla, kazılmamış (üzerinde yapının bulunmadığı) zemin ortamının deprem etkisi altında davranışı çözümlenmiştir. İkinci adımda, etkileşim arayüzü üzerinde dinamik sınır şartları, zaman tanım alanında birim darbe davranış matrisi olarak belirlenmiştir. Üçüncü ve son adımda ise, sınırlandırılmış yapı zemin sisteminin, serbest zemin deprem verisi altında ve belirlenen dinamik sınır şartlarında hesaplanması sağlanmıştır.

5.2.1. Deprem Verisinin Etkileşim Arayüzünde Hesaplanması

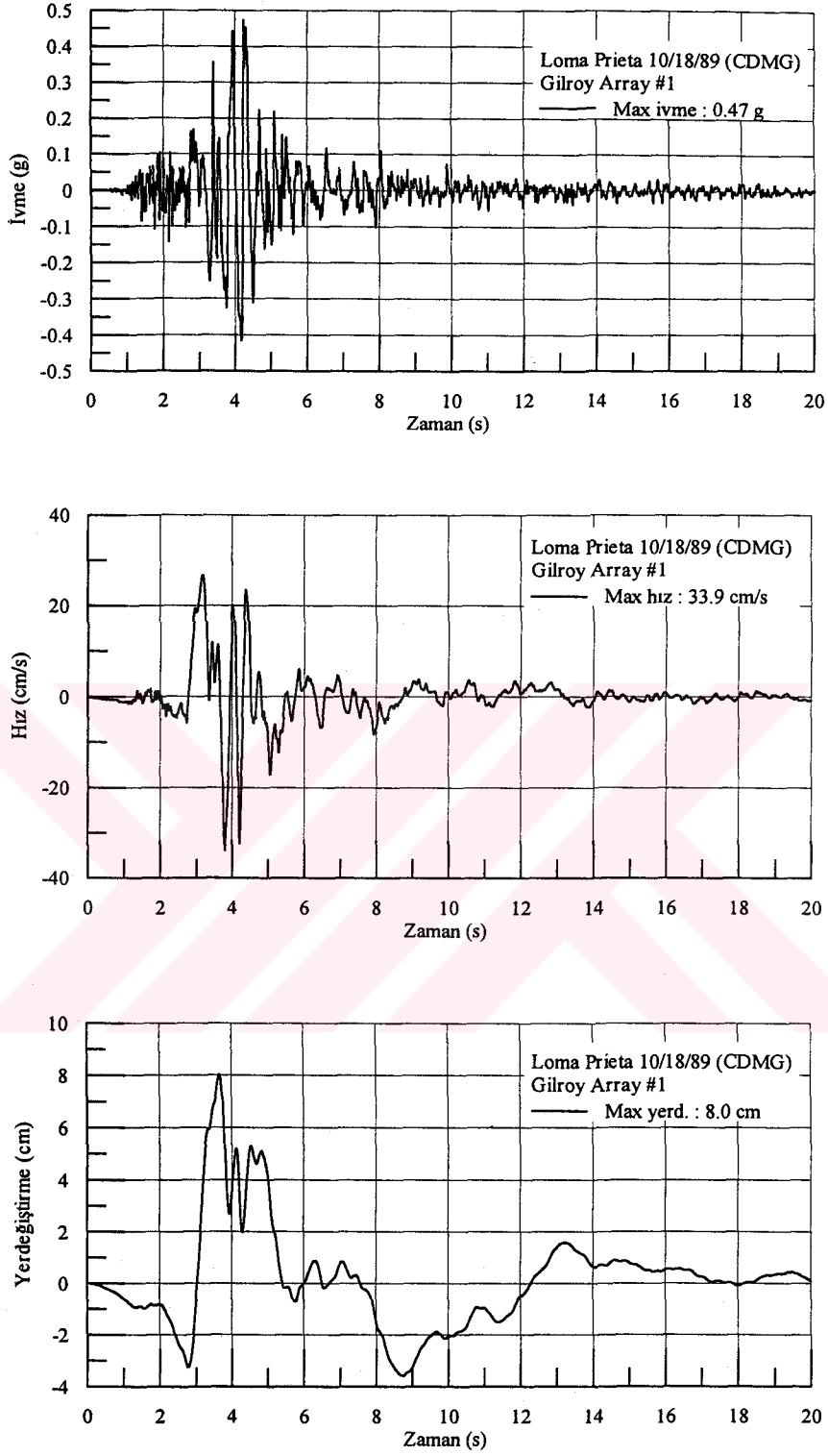
Ele alınan sayısal örneklerde, üstyapı-zemin sisteminin deprem hesabı, gerçek ivme kayıtlarına göre yapılmıştır. Bu amaçla kayma dalgası hızı $V_s > 750$ m/s olan A grubu zemin (veya kaya) yüzeylerinden alınmış bulunan KOBE 01/16/95 20:46, KOBE UNIVERSITY, 000 (CEOR, Committee of Earthquake Observation and Research in the Kansai Area (CEORKA), Osaka, Japan), LOMA PRIETA 10/18/89 00:05, GILROY ARRAY #1, 090 (CDMG, California Division of Mines and Geology, STATION 47379) ve IMPERIAL VALLEY 5/19/40 04:39, EL CENTRO ARRAY #9, 180 (USGS, United States Geological Survey, STATION 117) ivme kayıtları kullanılmıştır. Bu depremlere ait ivme, hız ve yerdeğiştirme kayıtları Şekil 5.1 de gösterilmektedir. Bu veriler <http://peer.berkeley.edu/smcat/documentation> internet adresinden sağlanmıştır. Anakayada kaydedilen deprem kayıtları ile zemin yüzeyinde elde edilen kayıtlar genellikle birbirinden farklıdır. Bunun bir sonucu olarak, etkileşim arakesiti üzerindeki kayıtlar da farklı olacağından yapı-zemin dinamik etkileşimi problemlerinin çözümünde anakayada veya yüzeyde kaydedilen deprem kayıtları doğrudan kullanılamazlar. Bu kayıtların etkileşim arakesiti üzerindeki değerlerinin bilinmesi gerekmektedir.

İkinci bölümde elde edilen yapı-zemin dinamik etkileşimi formülasyonunun uygulanabilmesi için, etkileşim arakesitinde deprem verilerinin hesaplanması gerekmektedir. Bu amaçla, literatürde çok sık kullanılan SHAKE (Schnabel et. al. 1972) bilgisayar programı kullanılmıştır.

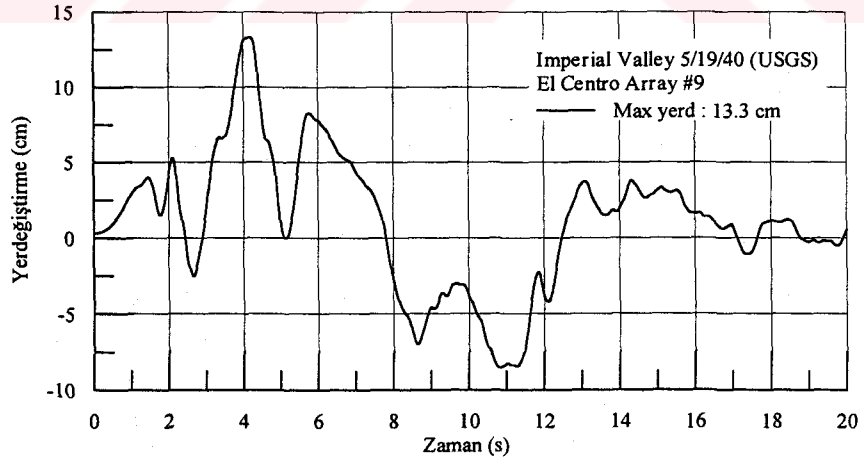
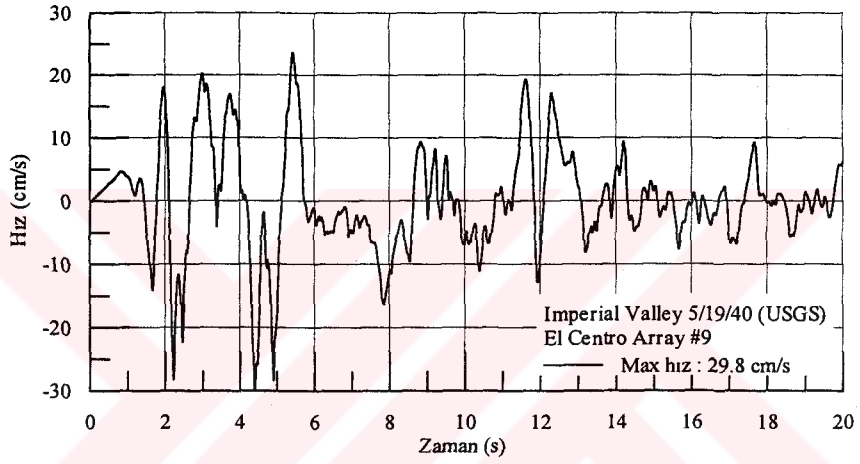
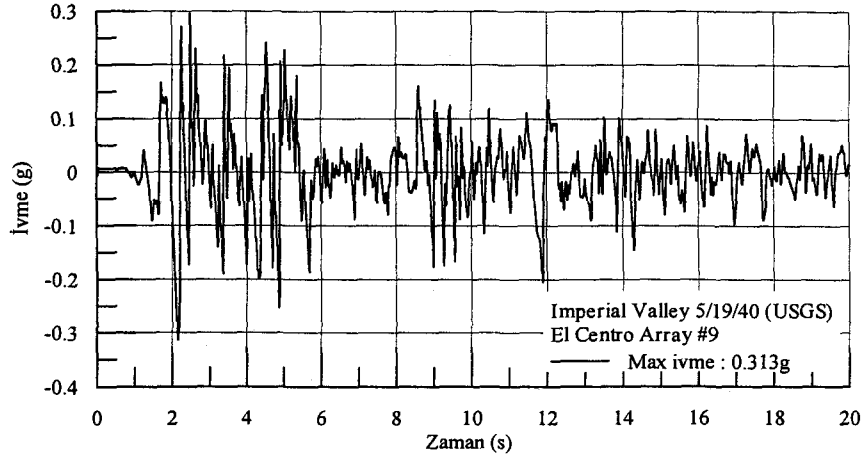
Serbest zemin hareketi hesaplanacak zemin profilleri Tablo 5.1 de gösterilmektedir. Zemin profillerini oluşturan, plastisite indisi $PI=50$ olan kil tabakalarının dinamik zemin özellikleri, Vucetic ve Dobry (1991)'in çalışmalarından alınmıştır (Şekil 5.2).



Şekil 5.1a. KOBE 01/16/95 20:46 depremi ivme, hız ve yerdeğiştirme kayıtları

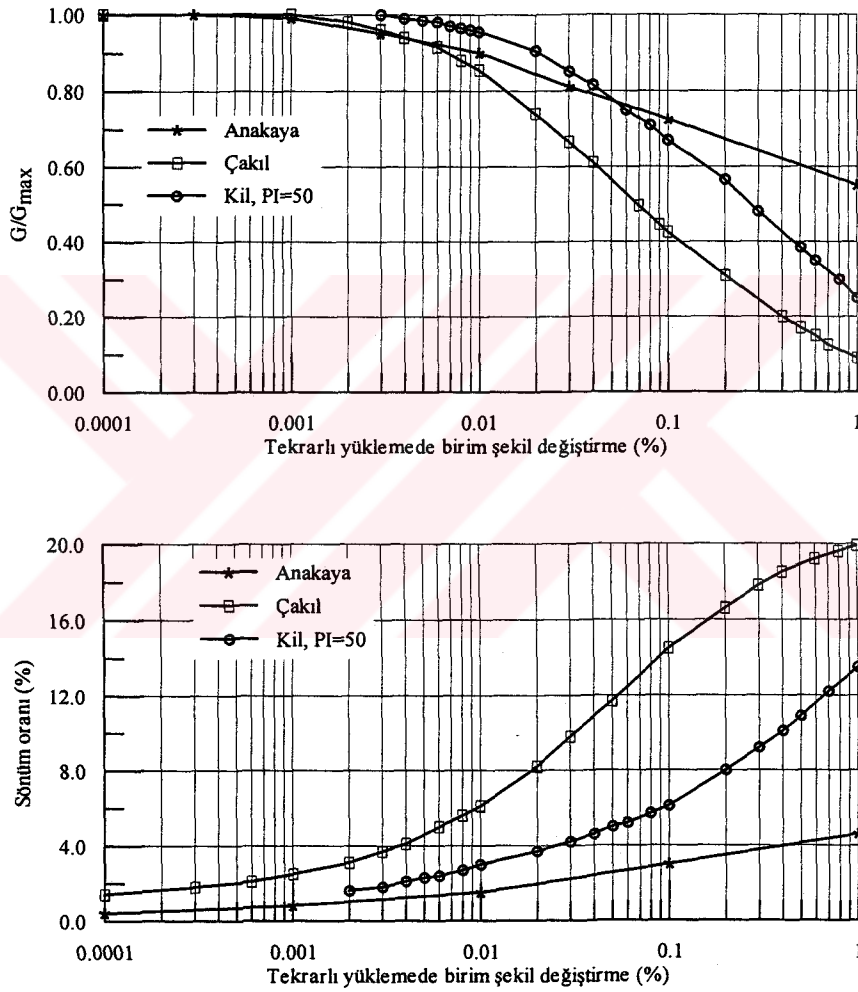


Şekil 5.1b. LOMA PRIETA 10/18/89 00:05 depremi ivme, hız ve yerdeğiştirme kayıtları

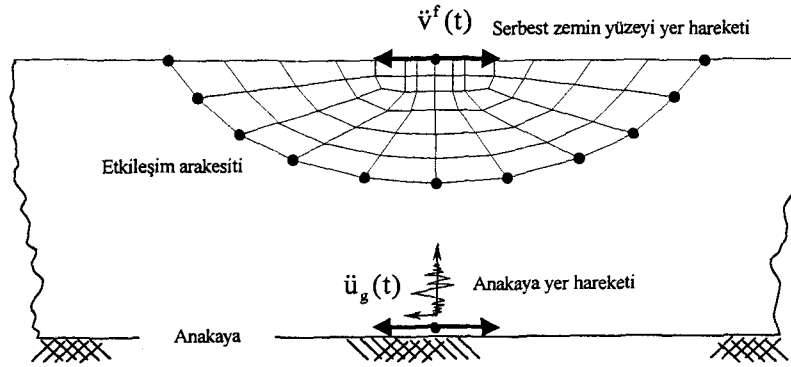


Şekil 5.1c. IMPERIAL VALLEY 5/19/40 04:39, EL CENTRO ARRAY #9, 180 depremi ivme, hız ve yerdeğiştirme kayıtları

Bu çalışmada, taban kayada kaydedilen ivme kayıtları, Tablo 5.1 de verilen zemin profilleri kullanılarak, anakayadan serbest zemin yüzeyine (SZY) gönderilerek (Şekil 5.3) etkileşim arakesitindeki deprem verileri belirlenmiştir. Tablo 5.1 de açıkça görüldüğü üzere, kayma dalgası hızları, her bir zemin profili için, etkileşim arakesiti derinliğince sabit tutulmuştur.



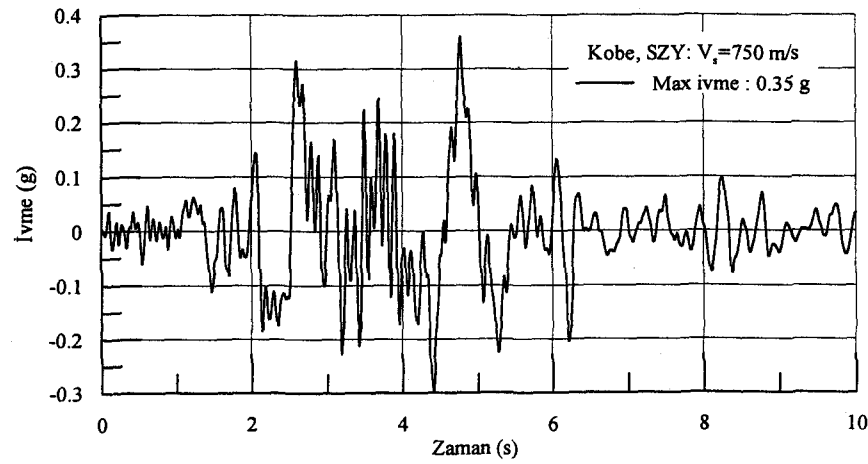
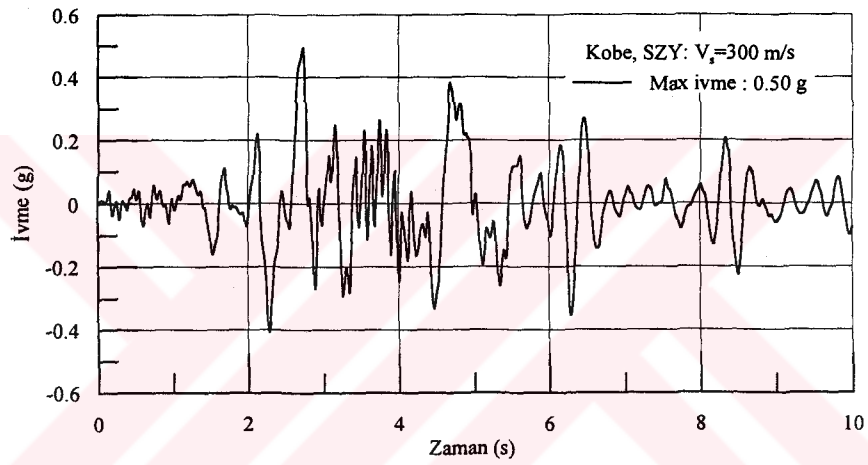
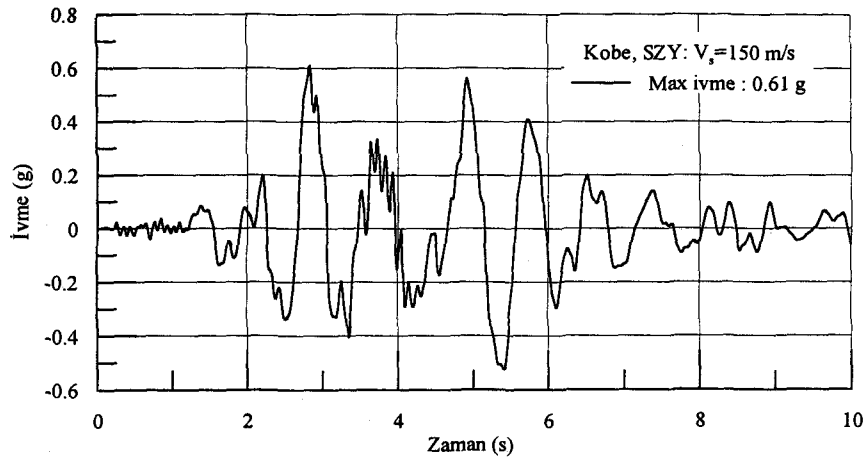
Şekil 5.2 Zemin tabakalarının dinamik özellikleri (Vucetic and Dobry, 1991)



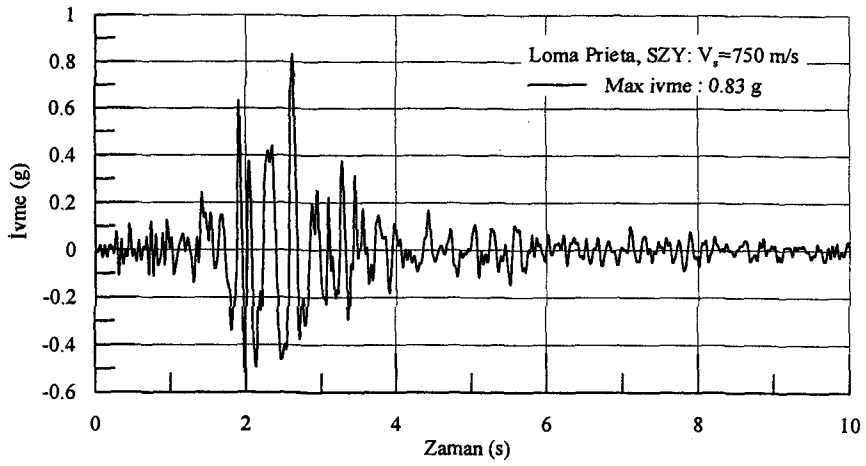
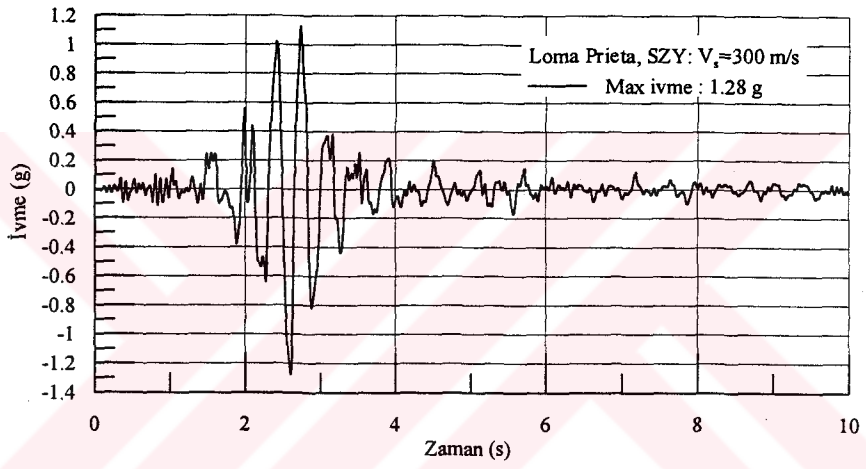
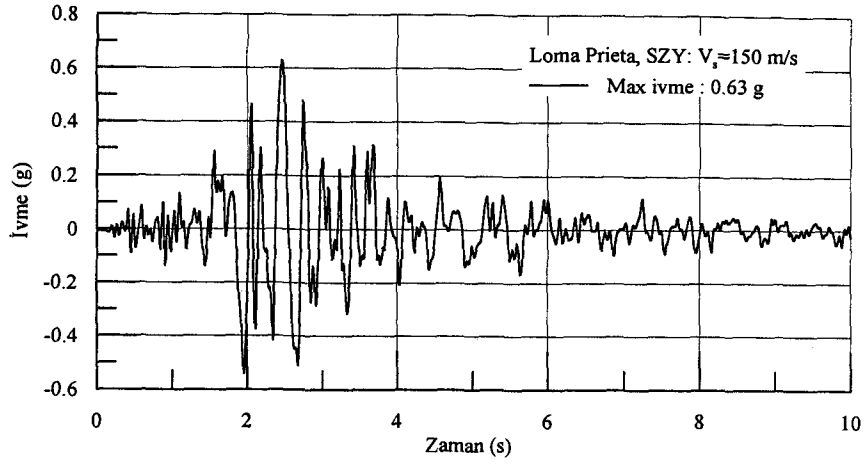
Şekil 5.3. SHAKE (Schnabel et al. 1972) bilgisayar programı ile serbest zemin verisinin etkileşim arakesitinde belirlenmesi

Tablo 5.1. Serbest zemin hareketi hesaplanacak zemin profilleri

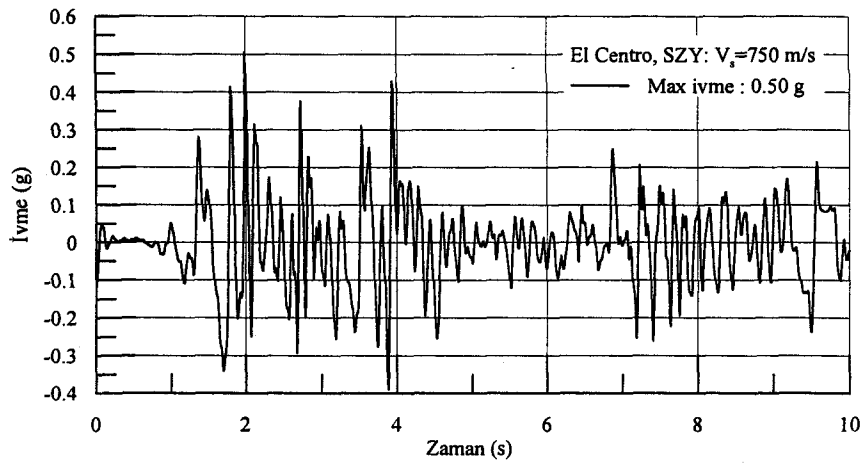
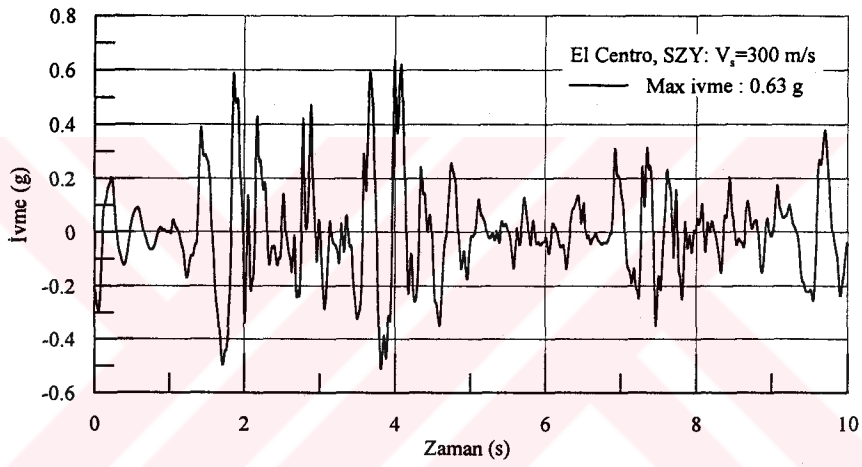
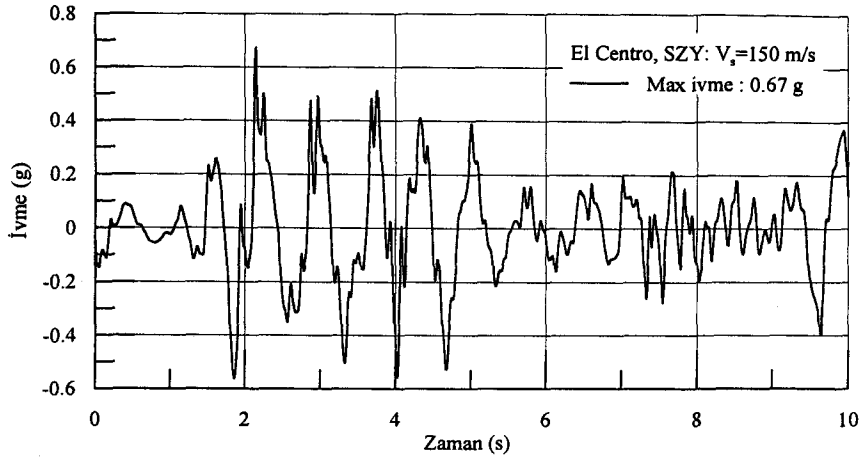
Tabaka kalınlığı (m)	Tabaka derinliği (m)	Zemin tipi	Birim hacim ağırlığı (kN/m ³)	Sönüm oranı (%)	Kayma dalgası hızı (m/s)		
					V _s =150	V _s =300	V _s =750
3	3	Kil, PI=50	14	0.03	150	300	750
5	8	Kil, PI=50	15	0.03	150	300	750
6	14	Kil, PI=50	15	0.04	150	300	750
4	18	Kil, PI=50	15	0.04	150	300	750
3	21	Kil, PI=50	15	0.05	300	300	750
10	41	Çakıl	18	0.05	600	600	1000
∞		Anakaya	25	0.10	1500	1500	1500



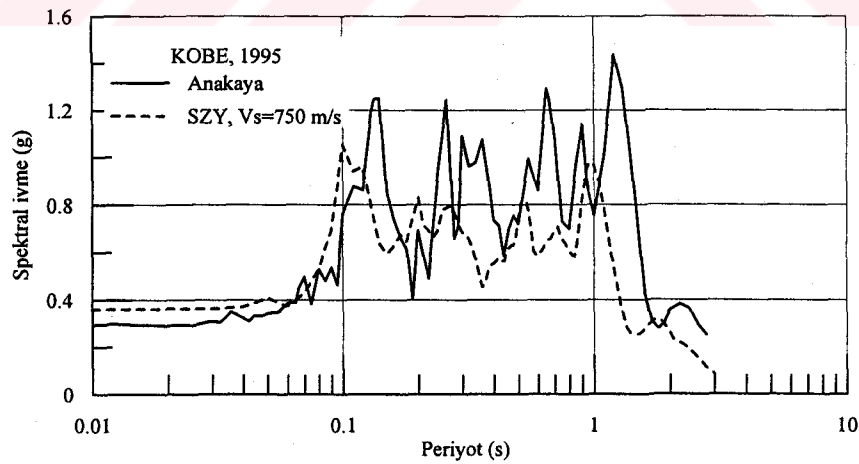
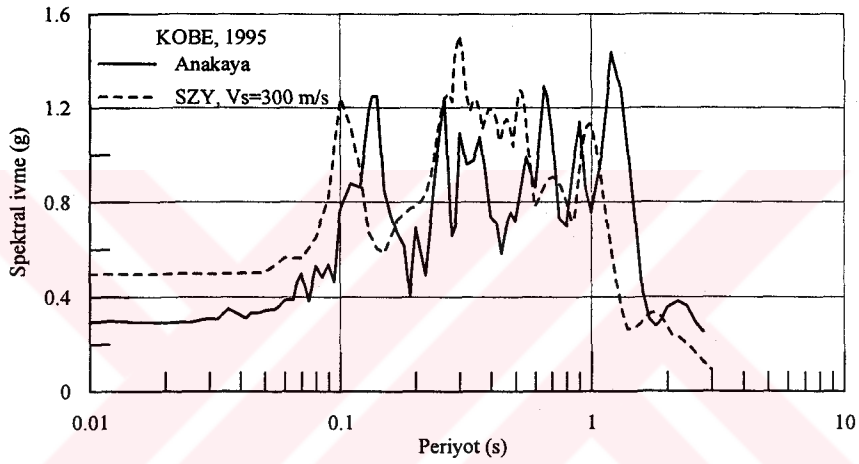
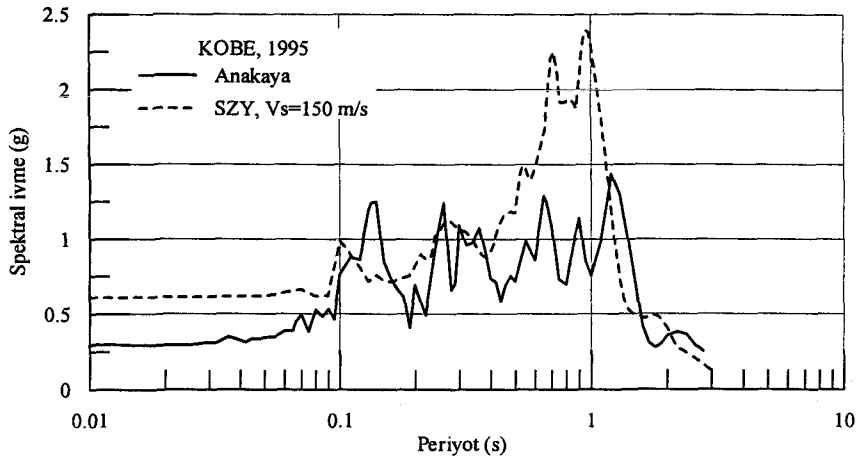
Şekil 5.4a. KOBE 01/16/95 20:46 depreminin kayma dalgası hızı $V_s=150$, 300 ve 750 m/s olan serbest zemin yüzeyinde (SZY) hesaplanan ivme kayıtları



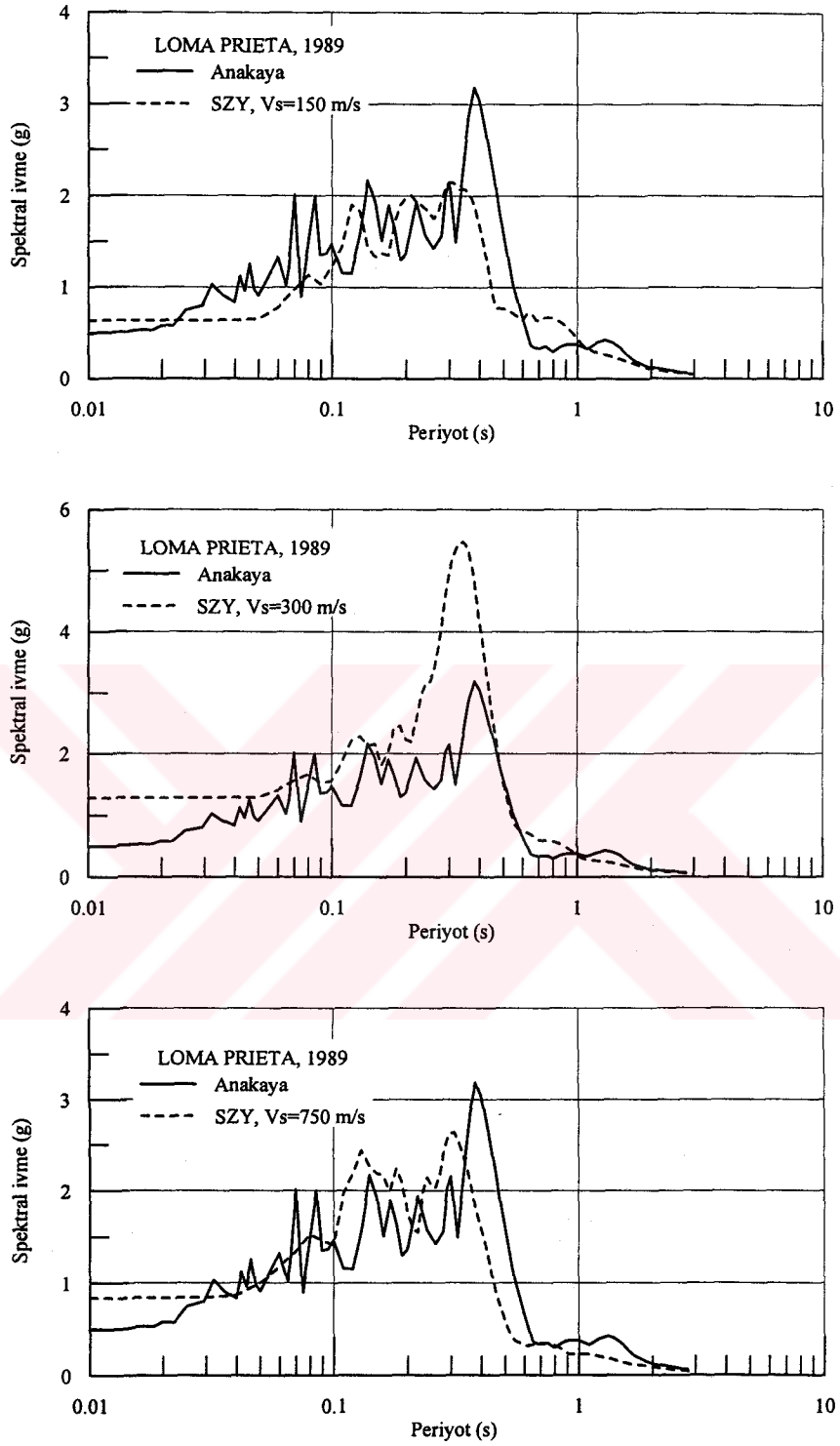
Şekil 5.4b. LOMA PRIETA 10/18/89 00:05 depreminin kayma dalgası hızı $V_s=150$, 300 ve 750 m/s olan serbest zemin yüzeyinde (SZY) hesaplanan ivme kayıtları



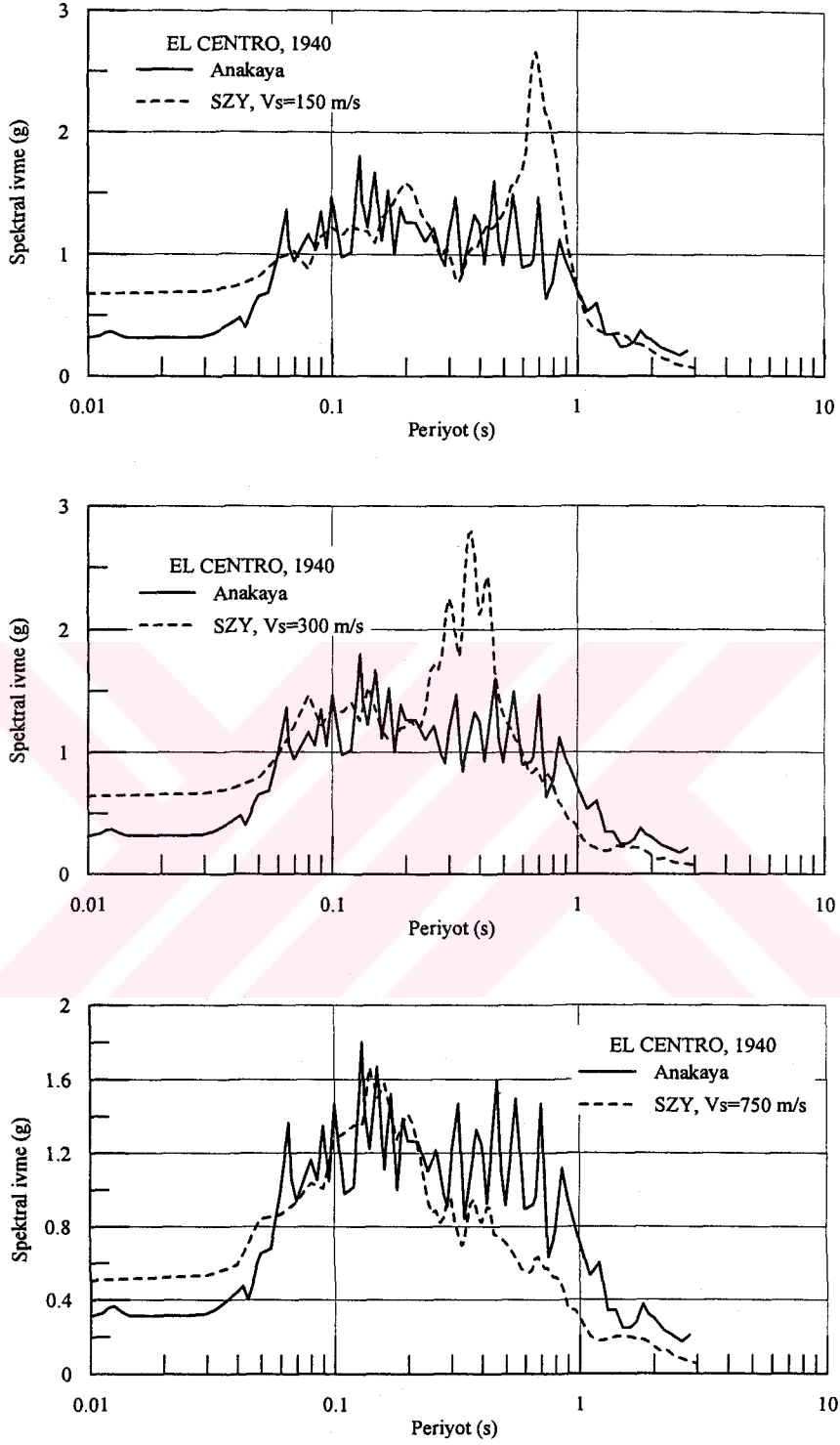
Şekil 5.4c. IMPERIAL VALLEY 5/19/40 04:39, EL CENTRO ARRAY #9, 180 depreminin kayma dalgası hızı $V_s=150, 300$ ve 750 m/s olan serbest zemin yüzeyinde (SZY) hesaplanan ivme kayıtları



Şekil 5.5a. KOBE 01/16/95 20:46 depreminin kayma dalgası hızı $V_s=150, 300$ ve 750 m/s olan serbest zemin yüzeyinde (SZY) hesaplanan spektral ivme değerlerinin anakaya ivme spektrumu ile karşılaştırılması



Şekil 5.5b. LOMA PRIETA 10/18/89 00:05 depreminin kayma dalgası hızı $V_s=150, 300$ ve 750 m/s olan serbest zemin yüzeyinde (SZY) hesaplanan spektral ivme değerlerinin anakaya ivme spektrumu ile karşılaştırılması



Şekil 5.5c. IMPERIAL VALLEY 5/19/40 04:39, EL CENTRO ARRAY #9, 180 depreminin kayma dalgası hızı $V_s=150$, 300 ve 750 m/s olan serbest zemin yüzeyinde (SZY) hesaplanan spektral ivme değerlerinin anakaya ivme spektrumu ile karşılaştırılması

Anakaya yer hareketlerinden, kayma dalgası hızı 150, 300 ve 750 m/s olan serbest zemin yer hareketlerini elde etmek amacıyla kullanılan SHAKE (Schnabel et. al. 1972) bilgisayar programı sonuçları, Şekil 5.4 te ivme (g)-zaman (s) grafikleri olarak ve Şekil 5.5 te de spektral ivme değerleri olarak verilmektedir. Serbest zemin yüzeyinde hesaplanan ivme kayıtlarına ait maksimum değerler, KOBE 01/16/95 ve IMPERIAL VALLEY (EL CENTRO) 5/19/40 depremlerinde kayma dalgası hızı arttıkça azaldığı gözlenirken; LOMA PRIETA 10/18/89 depreminde, kayma dalgası hızı arttıkça maksimum ivme değerinin de arttığı gözlenmiştir. Bu depremlere ait SZY spektral ivme değerlerine bakıldığında da benzer eğilimler görülmektedir. KOBE 01/16/95 ve EL CENTRO 5/19/40 depremlerinde kayma dalgası hızı arttıkça SZY spektral ivme değerleri anakaya spektral ivme değerlerine yaklaşmıştır. Ancak, LOMA PRIETA 10/18/89 depremi spektral ivme değerleri, kayma dalgası hızı 300 m/s olan zemin profilinde en yüksek değerleri alırken; kayma dalgası hızları 150 ve 750 m/s olan zemin profillerinde, SZY spektral ivme değerleri anakaya spektral ivme değerlerinin altında kalmıştır. Şekil 5.4 ve 5.5 in incelenmesinden, zemin büyültmesinin sadece zemin profiline bağlı olmadığı, depremlerin dinamik özelliklerinin de etkili olduğu sonucu çıkmaktadır.

5.2.2. Etkileşim Kuvvetlerinin Belirlenmesi

İkinci bölümde 2.26 bağıntısı ile verilen etkileşim kuvvetlerinin hesaplanabilmesi için, serbest zemin deprem verisinin yanında, etkileşim arakesitinde yer alan düğüm noktalarında, sınırsız ortama ait birim darbe yükü davranış matrislerinin bilinmesi gerekir. Bu matrislerin hesaplanmasında SIMILAR (Wolf and Song, 1996b) programından yararlanılmıştır. Bu programın çalıştırılması ile elde edilen birim darbe yükü davranış matrisleri, yazar tarafından geliştirilen bilgisayar programında dinamik sınır koşulu olarak kullanılmıştır.

5.2.3. Yapı-Zemin Dinamik Etkileşimi Hesabı

5.2.3.1. Lineer Analiz

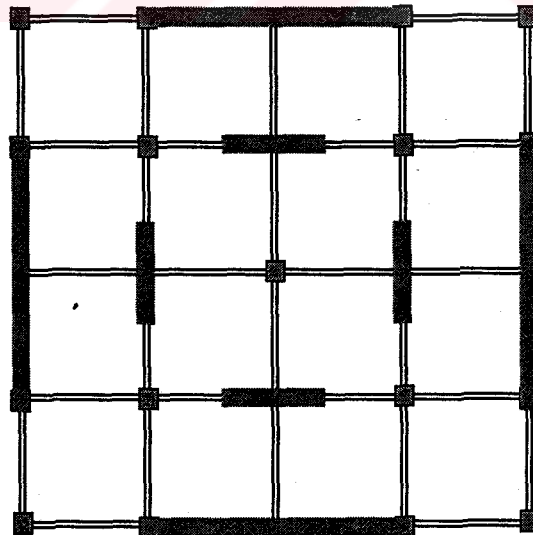
Etkileşim arayüzü üzerinde serbest zemin deprem verisi ve dinamik sınır şartları hesaplanan sınırlandırılmış yapı zemin ortak sisteminin serbest titreşim ve deprem hesabının gerçekleştirilmesi amacıyla, Fortran 90 dilinde kodlanan bir bilgisayar programı geliştirilmiştir (Bkz. Ek-D). Böylece sınırsız zemin ortamı ve yapı arasındaki dinamik etkileşimin daha iyi izlenebilmesi ve anlaşılabilmesi sağlanmıştır.

Ele alınan örnekler ilk aşamada, SAP2000 V6.13 programında 3 boyutlu olarak modellenerek serbest titreşim periyotları ve, taban kesme kuvvetlerinin ve yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmelerinin zamana bağlı olarak değişimleri hesaplanmıştır. Bu hesaplar sonucunda, Şekil 5.6 da kolon-perde yerleşim düzeni verilen, bir kenarı 16 m olan kare temelli 12, 24 ve 45 m yüksekliğindeki üstyapılar için serbest titreşim periyotları, sırasıyla, 0.12, 0.43 ve 0.59 s olarak bulunmuştur. Bu değerler, seçilen perde duvarlı sistemlerin normal rijitliğe sahip olduğunu göstermektedir. Örnek olarak alınan sistemler arasından, geometrik narinlik oranı (aspect ratio, yapı yüksekliğinin temel genişliğine oranı) $H_y/B_t=0.75$ olan üstyapıya ait perde duvarların boyutlarını veya döşeme kalınlığını değiştirerek, birinci mod serbest titreşim periyotları 0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 ve 0.6 s olan üstyapılar elde edilmiştir. Tablo 2 de görüldüğü gibi, perde duvarların boyutları ve sayıları veya döşeme kalınlıkları değiştiğinde üstyapı kütlesi de doğru orantılı olarak değişmektedir. Benzer şekilde, geometrik narinlik oranı, $H_y/B_t=1.5$ olan sistem için 0.2, 0.3, 0.4, 0.5 ve 0.6 s; ve geometrik narinlik oranı, $H_y/B_t=3.0$ olan sistem için de 0.4, 0.5, 0.6, 1.0 ve 1.5 s. lik periyotlarında üstyapılar elde edilmiştir. Burada, perde duvarlı bir üstyapı sisteminde, geometrik narinlik oranı 0.75 olan yapıda 0.4, 0.5 ve 0.6 s; geometrik narinlik oranı 1.5 olan yapıda 0.2 ve 0.6 s ve geometrik narinlik oranı 3.0 olan yapıda da 0.4 ve 1.5 s. lik birinci mod serbest titreşim periyotları gerçekçi olmamasına

rağmen yapı-zemin etkileşimini daha iyi izleyebilmek için çözümlere ilave edilmiştir.

Tablo 5.2. Üstyapı dinamik özellikleri (W_i , kat kütlesi, kN)

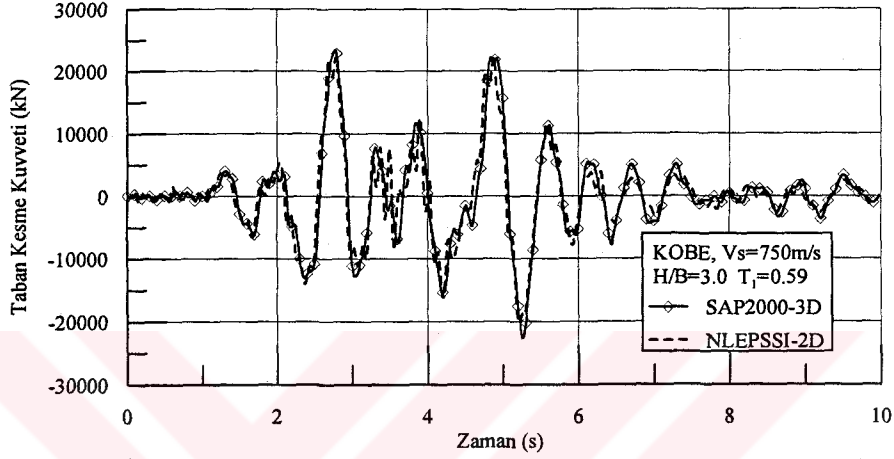
	T_1 (s)	W_i (kN)
$H_y/B_t=0.75$ $5@2.4=12$ m	0.05	1500
	0.10	2100
	0.20	2400
	0.30	2400
	0.40	3100
	0.50	3100
	0.60	3500
$H_y/B_t=1.5$ $10@2.4=24$ m	0.20	2100
	0.30	2400
	0.40	2550
	0.50	2825
	0.60	2950
$H_y/B_t=3.0$ $15@3.0=45$ m	0.40	2000
	0.50	2000
	0.60	2400
	1.00	2550
	1.50	2950



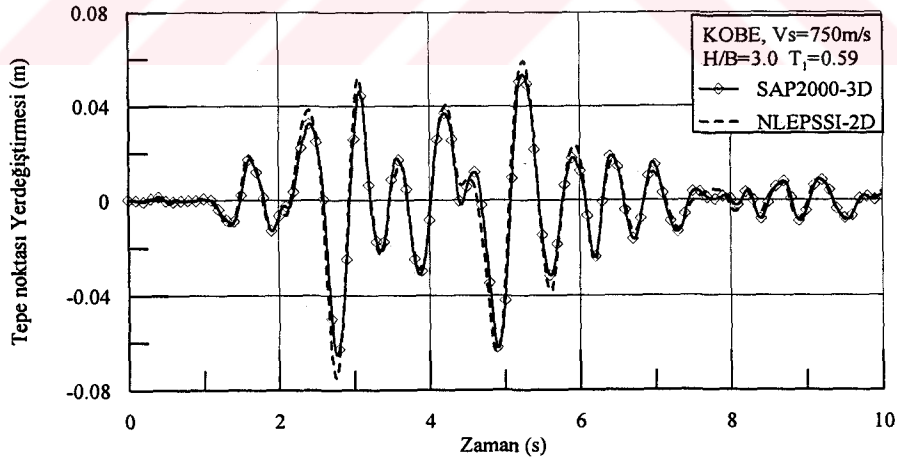
0m 2m 4m
Ölçek

Şekil 5.6. Kat planı: Kolon-perde yerleşim düzeni

İkinci aşamada, SAP2000 V6.13 programında çözülen 3 boyutlu sistemler, 2 boyutlu konsol kiriş olarak modellendirilmiştir. Bu kirişin elastisite modülü ve atalet momentleri aynı yanal yükler altında gerçek yapının kine eşit yanal yerdeğiştirmeler verecek şekilde hesaplanmıştır. Kat kütleleri ise gerçek yapının kat kütlelerine eşittir (Tablo 5.2, Şekil 5.7 ve 5.8).



Şekil 5.7. Örnek çözümlerde kullanılan NLEPSSI bilgisayar programı ile elde edilen toplam taban kesme kuvvetinin SAP2000 sonuçları ile karşılaştırılması (Kobe depremi; $H/B=3.0$; $T_1=0.59$ s)



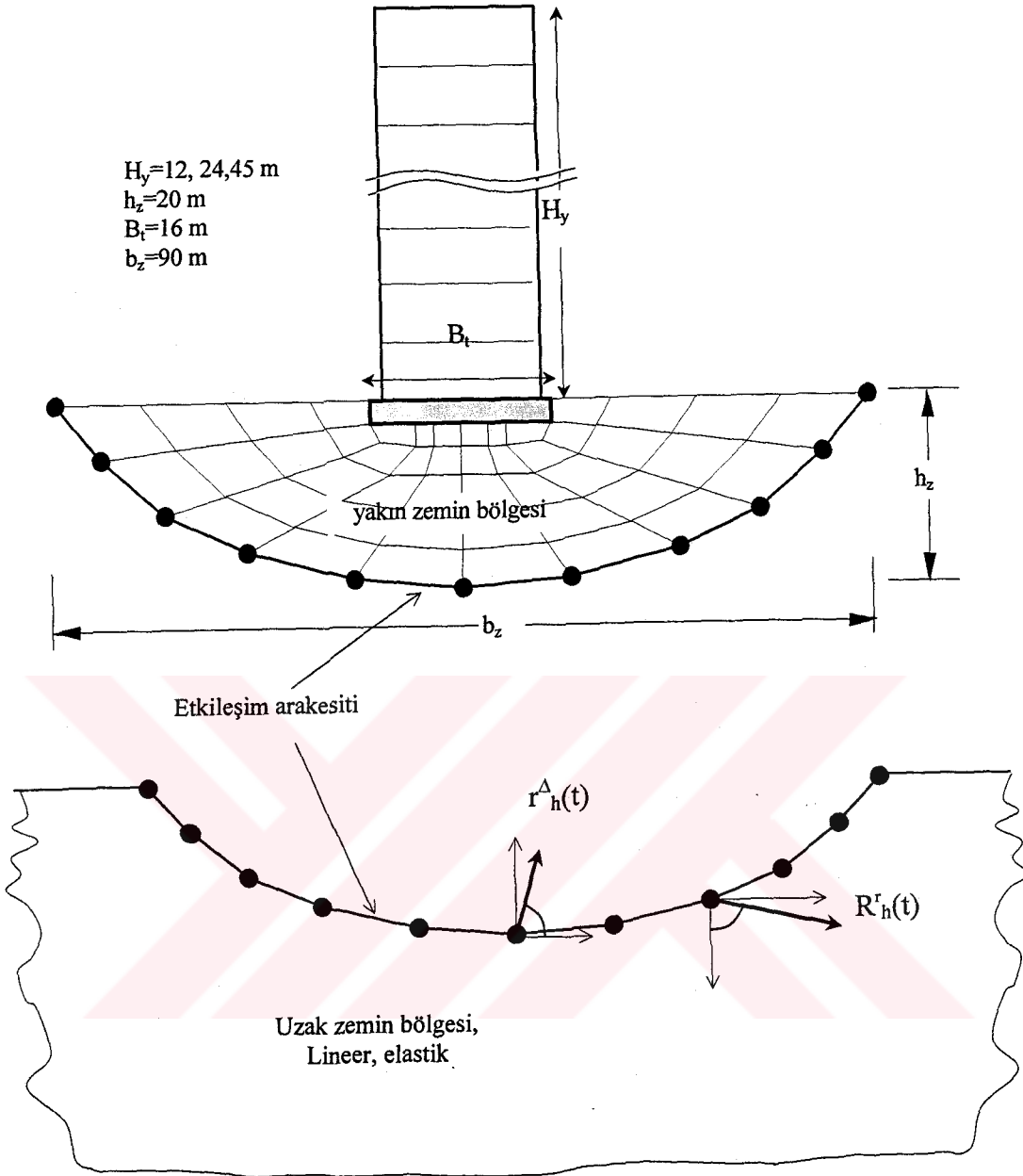
Şekil 5.8. Örnek çözümlerde kullanılan NLEPSSI bilgisayar programı ile elde yapı tepe noktası (rölatif) yatay yerdeğiştirmelerinin SAP2000 sonuçları ile karşılaştırılması (Kobe depremi; $H/B=3.0$; $T_1=0.59$ s)

Geometrik özellikleri Şekil 5.9'de verilen perdeli-çerçeve üstyapı sistemleri ve yakın zemin bölgesi iki boyutlu sonlu elemanlarla düzlem şekil değiştirme problemi olarak ayrıklaştırılmıştır (Bathe, 1996; Cook, 1989). Sistemler, zaman tanım alanında kayma dalgası hızı $V_s > 750$ m/s olan A grubu zemin (veya kaya) yüzeylerinden alınmış bulunan KOBE 01/16/95 20:46, KOBE UNIVERSITY, LOMA PRIETA 10/18/89 00:05, GILROY ARRAY #1, ve IMPERIAL VALLEY 5/19/40 04:39, EL CENTRO ARRAY #9 ivme kayıtlarının ilk 10 saniyelik kısmı kullanılarak (Şekil 5.1) çözülmüştür. Hesaplar $\Delta t=0.01$ saniyelik zaman artımları ile yapılmış, Wilson- θ yönteminde (Bkz. Ek-E) sayısal stabiliteyi sağlamak üzere ekstrapolasyon katsayısı $1.40 \leq \theta \leq 1.85$ olarak alınmıştır. Yapılan deprem hesabında zemin ve üstyapıda viskoz sönümün bulunduğu kabul edilmiştir.

Ele alınan örnek sistemlerde üstyapı temeli yüzeysel ve sonsuz rijit kabul edilmiştir. Yakın zemin bölgesinde $b_z=90$ m ve $h_z=20$ m; üstyapı yüksekliği $H_y=12, 24$ ve 45 m ve temel genişliği $B_t=16$ m alınmıştır (Şekil 5.9).

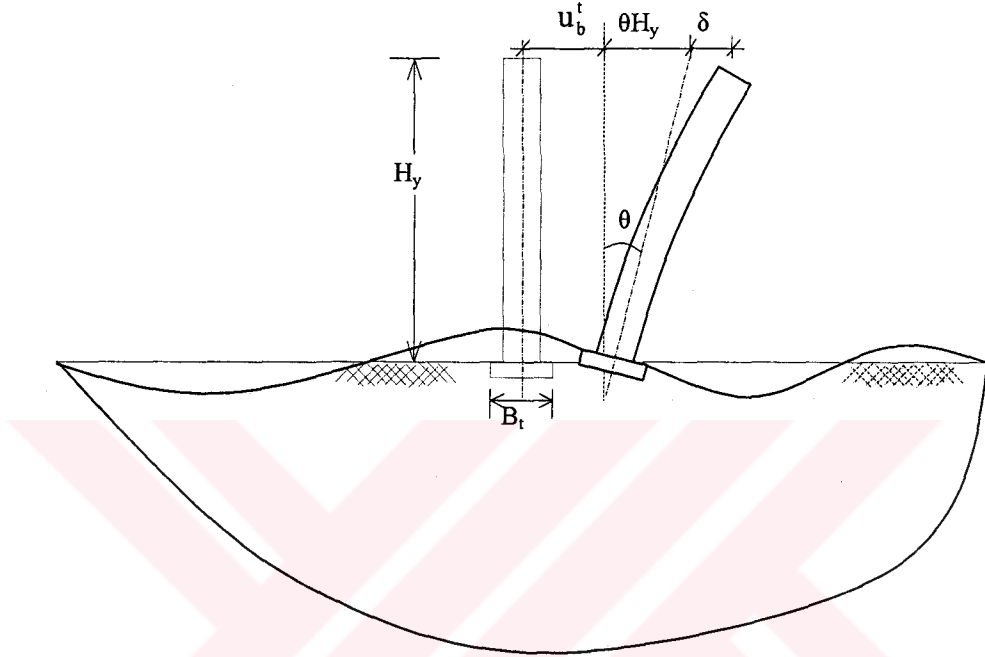
Bu bölümün aşağıdaki kısımlarında, deprem etkisinde yapı-zemin dinamik etkileşimini araştırmak amacıyla, üç farklı deprem kaydı kullanılarak, etkileşimi etkileyen geometrik narinlik oranı (H_y/B_t), yakın zemin ortamı dinamik parametreleri ve üstyapı dinamik parametreleri gibi büyüklüklerin yapının deprem davranışına olan etkileri araştırılmıştır.

Şekil 5.10 da örnek çözümlerde kullanılan parametreler şematik olarak gösterilmektedir. KOBE 1995, LOMA PRIETA 1989 ve EL CENTRO 1940 depremleri ile yapılan çalışmalarda, ilk olarak, sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan toplam taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması yapılmıştır. İkinci olarak, geometrik narinlik oranı ve zemin kayma



Şekil 5.9. Örnek çözümde yapı zemin dinamik etkileşimi geometrik modeli

- u_b^t : Temel tabanı toplam yatay yerdeğiştirmesi
 δ : Rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi
 θH_y : Temel dönmesi nedeniyle oluşan yatay yerdeğiştirme
 H_y : Yapı yüksekliği
 B_t : Temel genişliği
 θ : Temel dönme açısı



Şekil 5.10. Deprem etkisinde YZDE parametrelerinin şematik olarak gösterilmesi

dalgası hızları sabit kalmak koşuluyla, birinci mod serbest titreşim periyotları farklı üstyapıların etkileşim yerdeğiştirmesi ($u^f - u_b^t$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmelerinin (δ) karşılaştırılması yapılmıştır. Üçüncü olarak, benzer parametreler, birinci mod serbest titreşim periyotları ve kayma dalgası hızları sabit tutulan sistemler için elde edilmiştir. Son olarak, sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmeleri (δ) karşılaştırılmıştır.

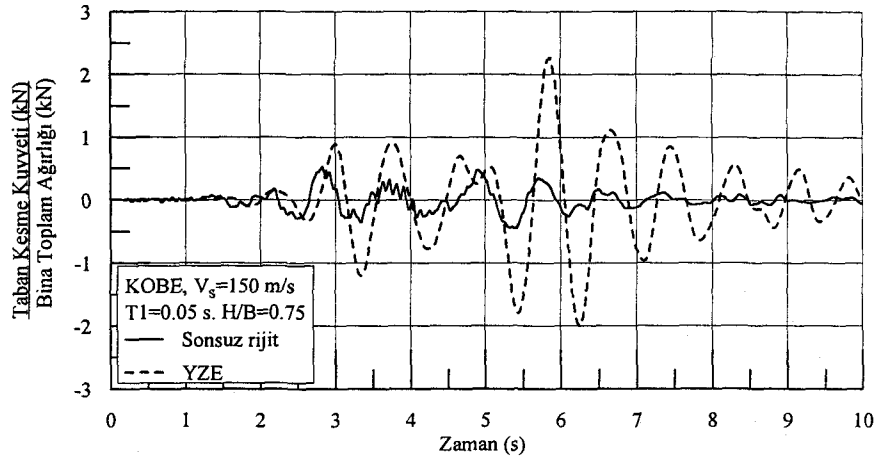
Kobe 01/16/95 20:46 deprem ile ilgili çalışmalar

Kobe 01/16/95 20:46 deprem kaydı kullanılarak yapılan çalışmada; önce, sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan toplam taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması yapılmıştır (Şekil 5.11). Karşılaştırmada geometrik narinlik oranı, $H_y/B_t=0.75$, 1.5 ve 3.0 olan üstyapılar kullanılmıştır. Şekil 5.11 in incelenmesinden, geometrik narinlik oranı 0.75 olan üstyapılarda, birinci mod serbest titreşim periyodu arttıkça yapı-zemin etkileşimi taban kesme kuvvetlerinin sonsuz rijit zemin durumuna göre azaldığı, dolayısıyla etkileşimin üstyapı için yararlı hale geldiği anlaşılmaktadır. Burada, zemin kayma dalgası hızının olumlu veya olumsuz bir etkisi görülmemektedir. Geometrik narinlik oranı 1.5 ve 3.0 olan üstyapılarda ise, taban kesme kuvvetleri bakımından, etkileşimin üstyapı için genellikle yararlı olduğu sonucu çıkmaktadır. Toplam taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırıldığı Şekil 5.12 de de bu durum açıkça görülmektedir.

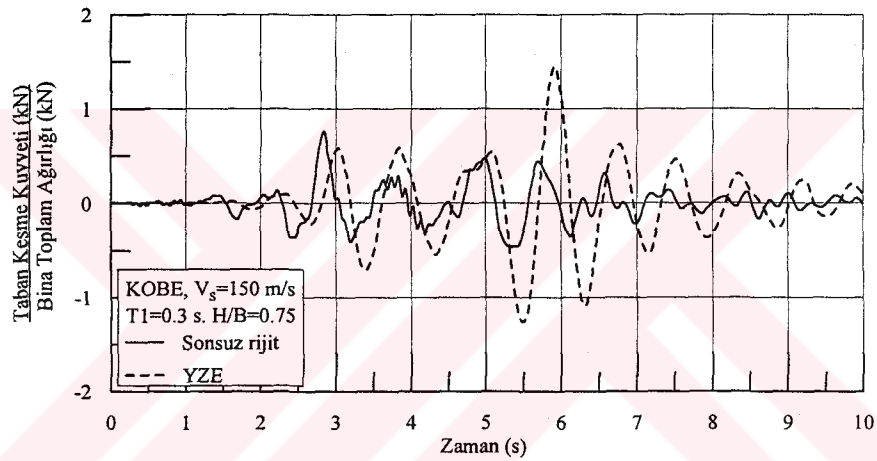
İkinci olarak, Şekil 5.13 de, temel tabanı toplam yatay yerdeğiştirmelerinin (u_b^t), SZY yerdeğiştirmelerinden (u^f) çıkarılması ile elde edilen etkileşim ($u^f-u_b^t$) yerdeğiştirmelerinin, temel dönmesi nedeniyle oluşan yatay (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmelerinin (δ) zamana bağlı olarak değişimi incelenmiştir. Burada kayma dalgası hızları 150, 300 ve 750 m/s; birinci mod serbest titreşim periyotları $H_y/B_t=0.75$ için $T_1=0.05$, 0.3 ve 0.6 s, $H_y/B_t=1.5$ için $T_1=0.2$, 0.4, 0.6 s ve $H_y/B_t=3.0$ için $T_1=0.6$, 1.0 ve 1.5 s alınmıştır. Etkileşim yerdeğiştirmesi geometrik narinlik oranı, $H_y/B_t=0.75$ olan yapılarda periyot arttıkça azaldığı gözlenirken, geometrik narinlik oranı 1.5 ve 3.0 olan yapılarda belirgin olarak değişmediği anlaşılmaktadır. Temel dönmesi nedeniyle oluşan yerdeğiştirmeler periyot arttıkça (üstyapı rijitliği azaldıkça) azaldığı görülmektedir. Rölatif yapı yatay yerdeğiştirmeleri, beklendiği gibi, üstyapı rijitliği azaldıkça artış göstermektedir.

Üçüncü olarak, Şekil 5.14 de, $T_1=0.4$ ve 0.6 s birinci mod titreşim periyotlarında, etkileşim yerdeğiştirmeleri ($u^f-u_b^t$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmelerinin (δ), farklı kayma dalgası hızlarında, geometrik narinlik oranlarına ($H_y/B_t=0.75, 1.5$ ve 3.0) göre nasıl değiştiği araştırılmıştır. Burada, $T_1=0.4$ ve 0.6 s lik periyotlarda geometrik narinlik oranı, $H_y/B_t=0.75$ olan yapılar için, normalin altında bir rijitliğe (esnek yapı) sahip olduğu kabul edilmelidir. Diğer yandan $H_y/B_t=3.0$ olan yapılar için ise normalin çok üstünde bir rijitliğe sahip olduğu düşünölmelidir. Şekil 5.14 ün incelenmesinden, etkileşim yerdeğiştirmelerinde, geometrik narinlik oranı ile fazla belirgin olmayan bir biçimde artış gözlenirken, temel dönmesi nedeniyle oluşan yerdeğiştirmelerde önemli bir değişiklik kaydedilmemektedir. Rölatif yapı yatay yerdeğiştirmeleri, esnek yapı konumunda bulunan $H_y/B_t=0.75$ yapılarından çok rijit yapı durumunda bulunan $H_y/B_t=3.0$ yapılarına doğru gidildikçe azalmaktadır. Bu fark, kayma dalgası hızı arttıkça azalma göstermektedir.

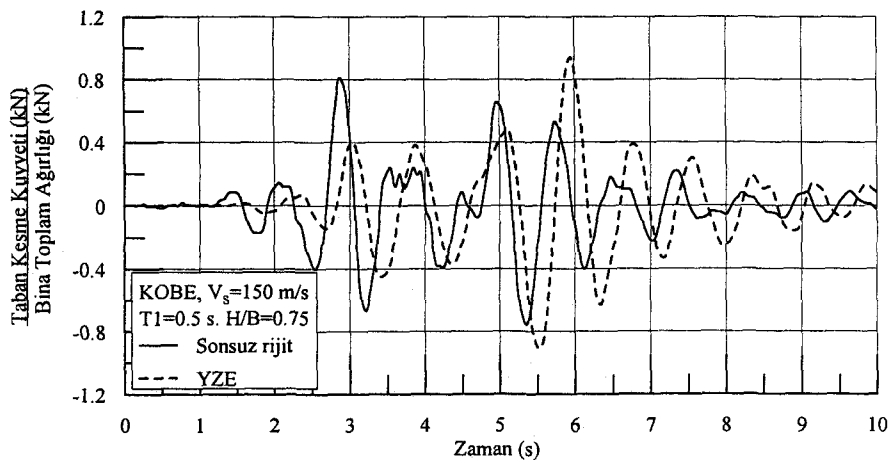
Son olarak, Şekil 5.15 ve 5.16 da, sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması, geometrik narinlik oranları ve kayma dalgası hızlarına bağlı olarak yapılmıştır. Şekil 5.15 ve 5.16 da verilen şekillerin incelenmesinden anlaşılabilieceği gibi, sonsuz rijit zemin hallerinde, üstyapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi değerleri, $H_y/B_t=0.75$ geometrik narinlik oranında, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi değerlerinin altında kalmaktadır. $H_y/B_t=1.5$ geometrik narinlik oranında bu değerler birbirine yaklaşırken; $H_y/B_t=3.0$ geometrik narinlik oranında ise rölatif yapı yatay yerdeğiştirmeleri sonsuz rijit zemin durumuna göre çok belirgin bir şekilde küçölmektedir.



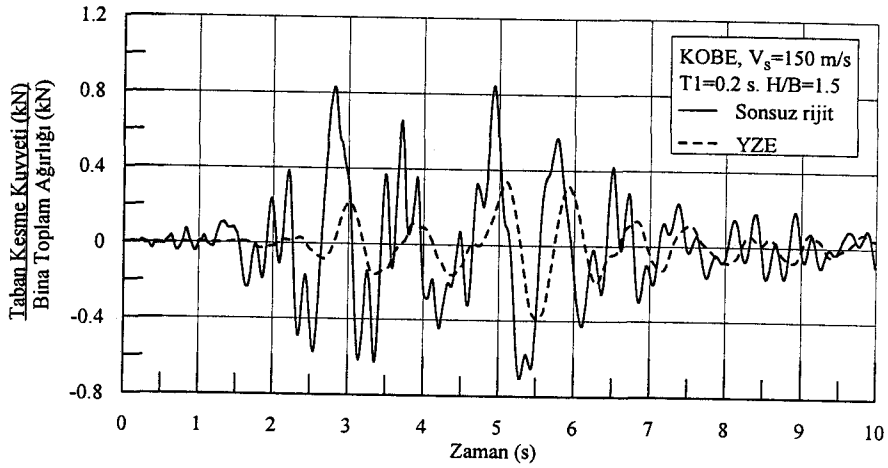
Şekil 5.11a. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T1=0.05$ s., $H/B=0.75$)



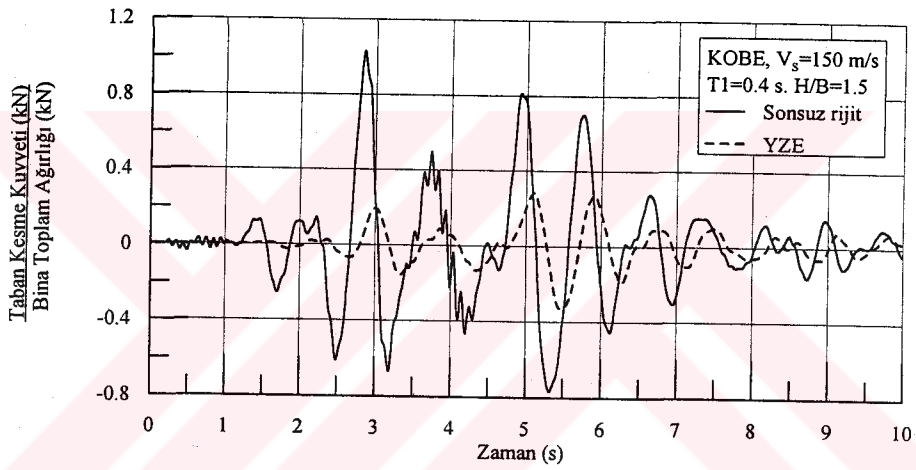
Şekil 5.11b. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T1=0.3$ s., $H/B=0.75$)



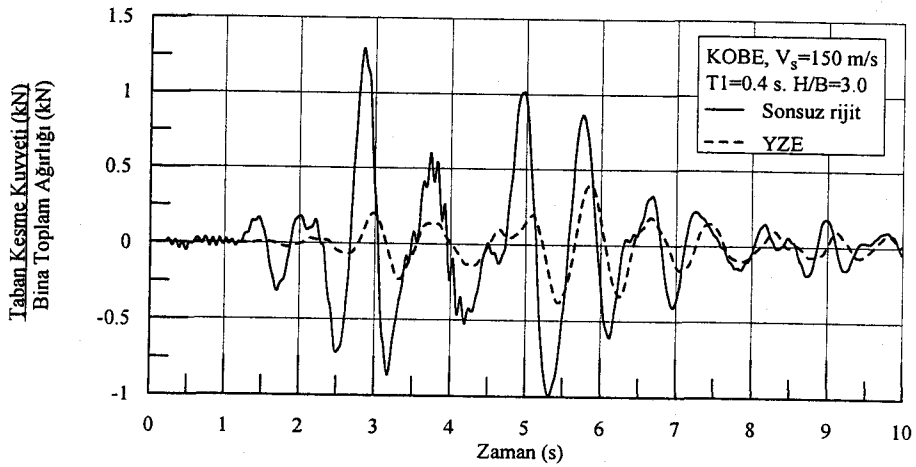
Şekil 5.11c. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T1=0.5$ s., $H/B=0.75$)



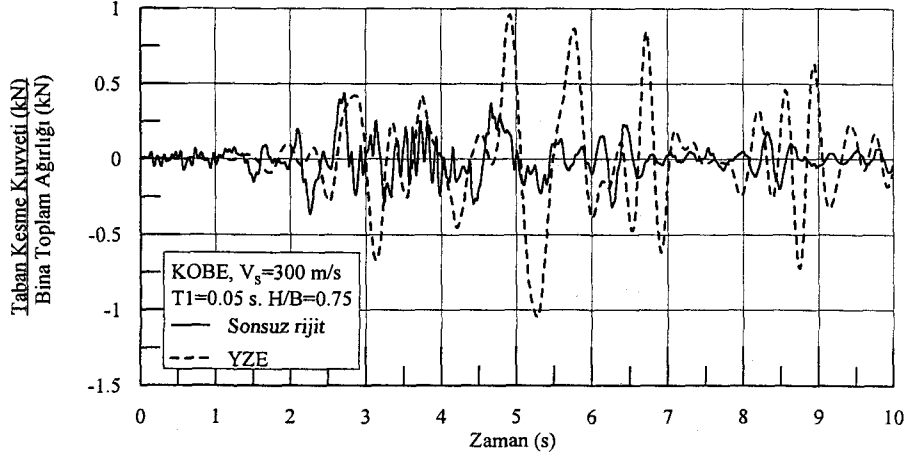
Şekil 5.11d. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$)



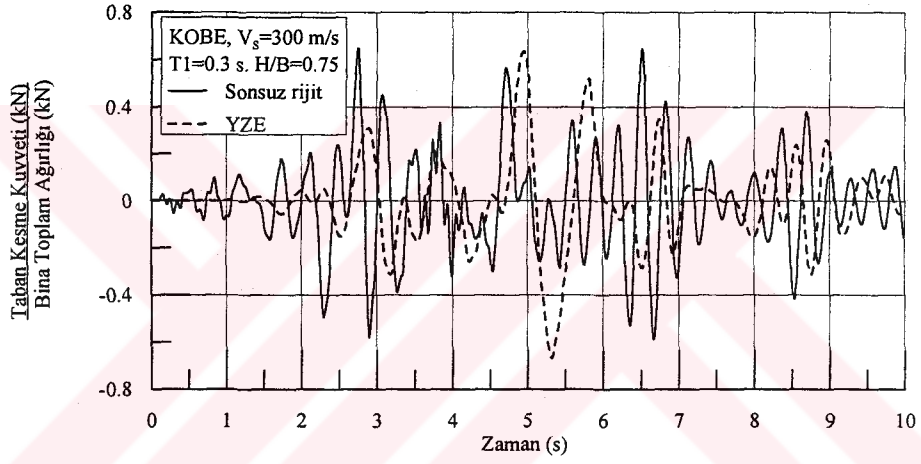
Şekil 5.11e. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=1.5$)



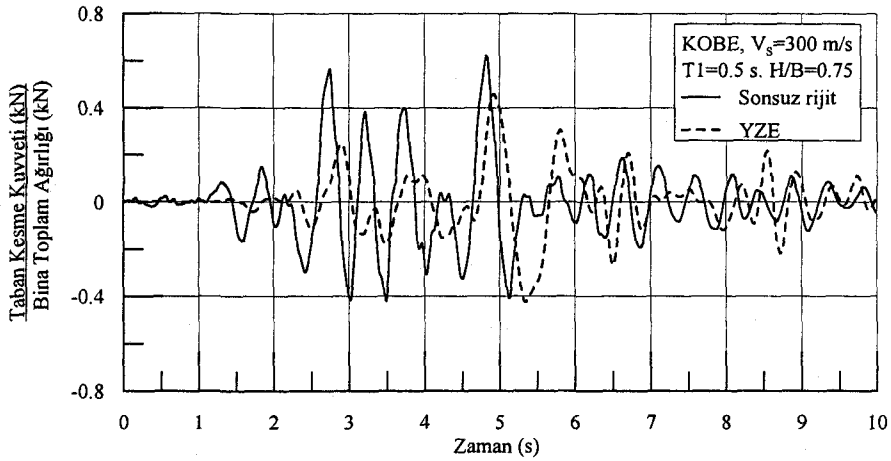
Şekil 5.11f. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$)



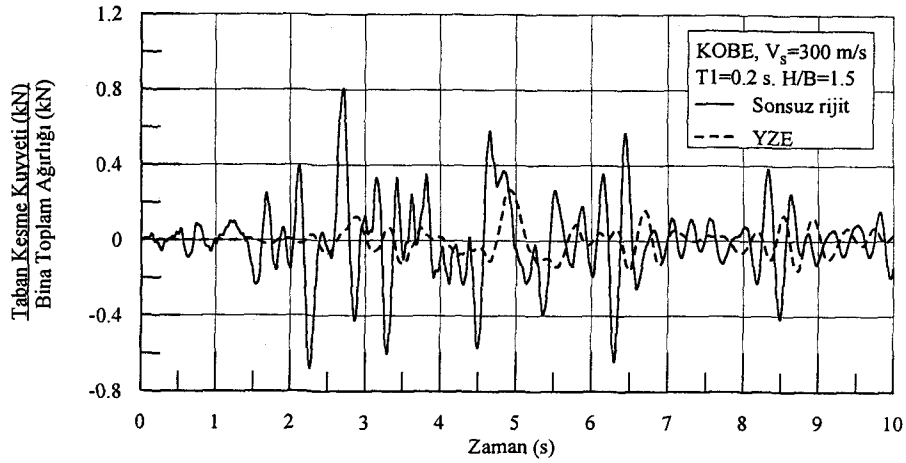
Şekil 5.11g. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$)



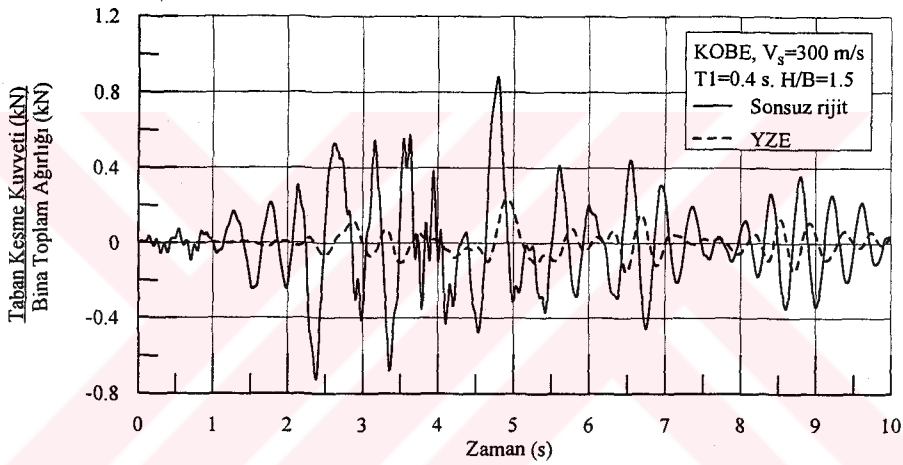
Şekil 5.11h. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$)



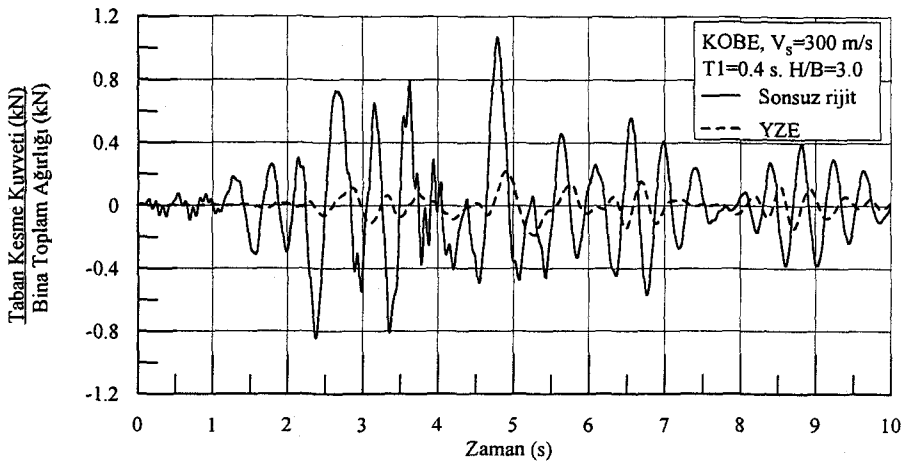
Şekil 5.11i. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$)



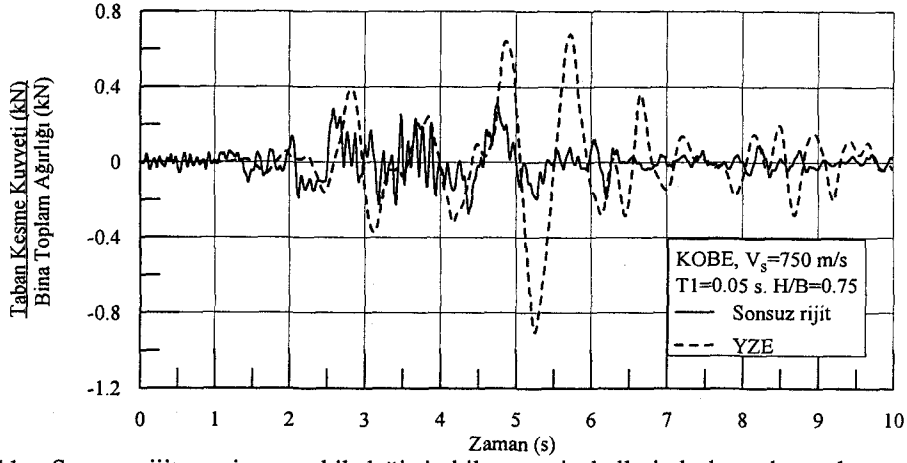
Şekil 5.11j. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$)



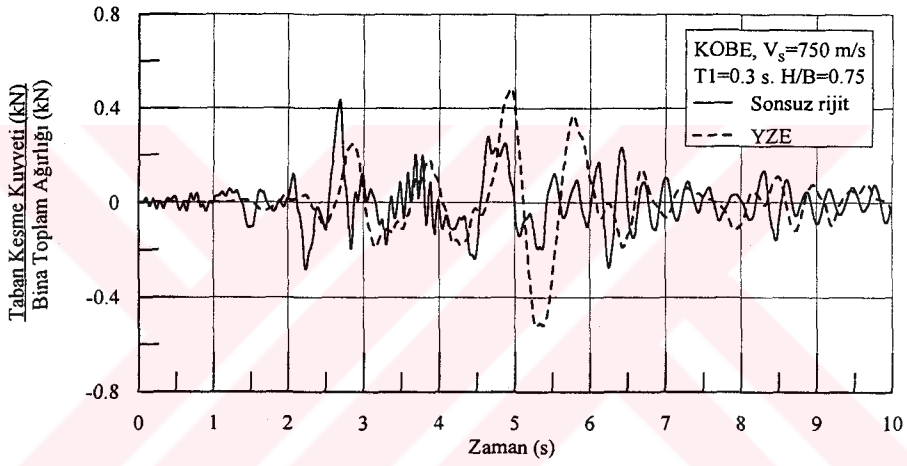
Şekil 5.11k. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=1.5$)



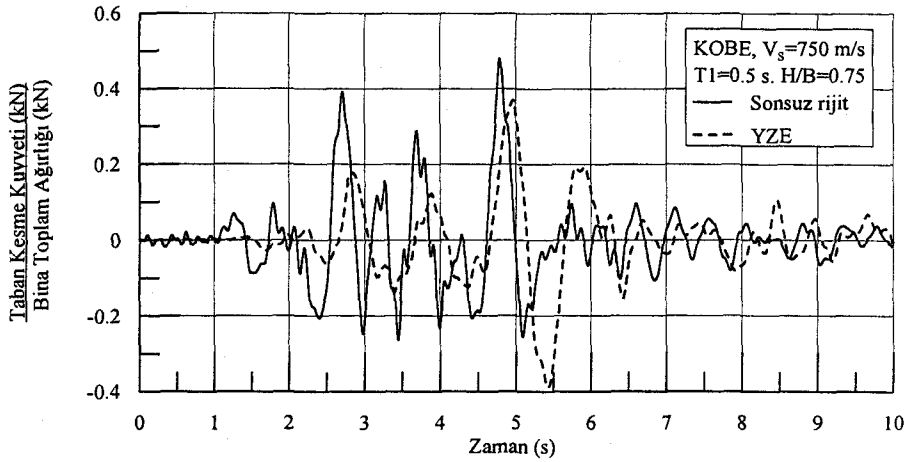
Şekil 5.11m. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$)



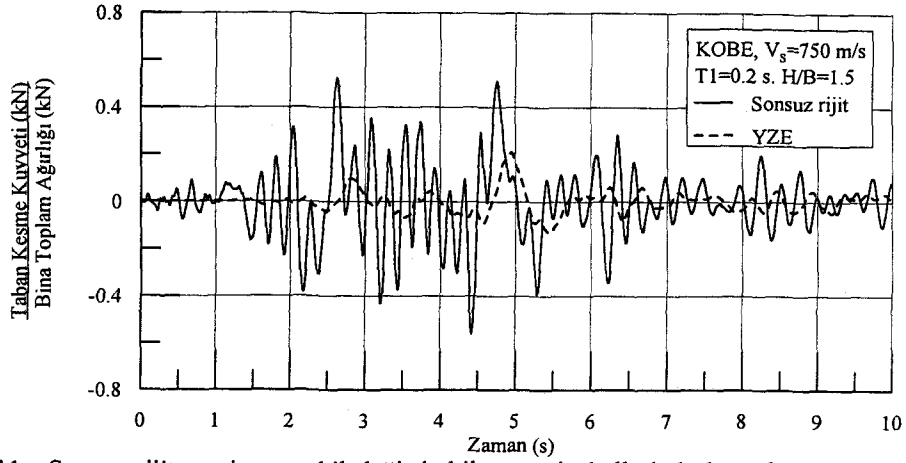
Şekil 5.11n. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$)



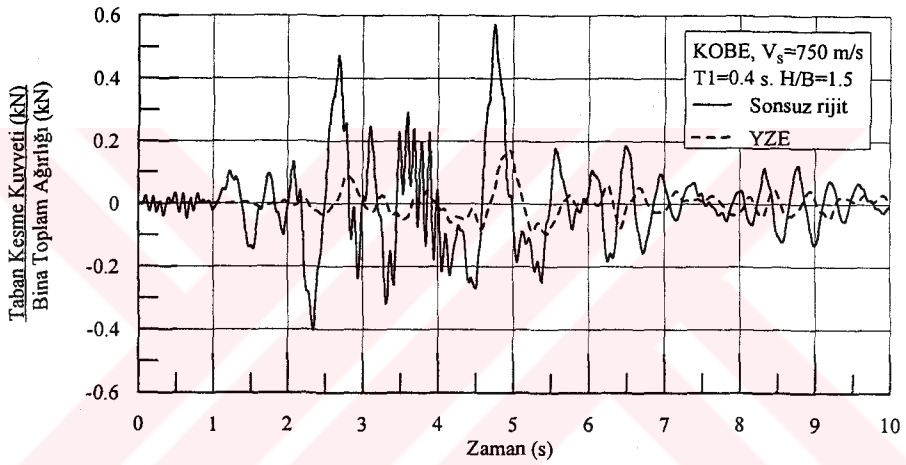
Şekil 5.11o. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$)



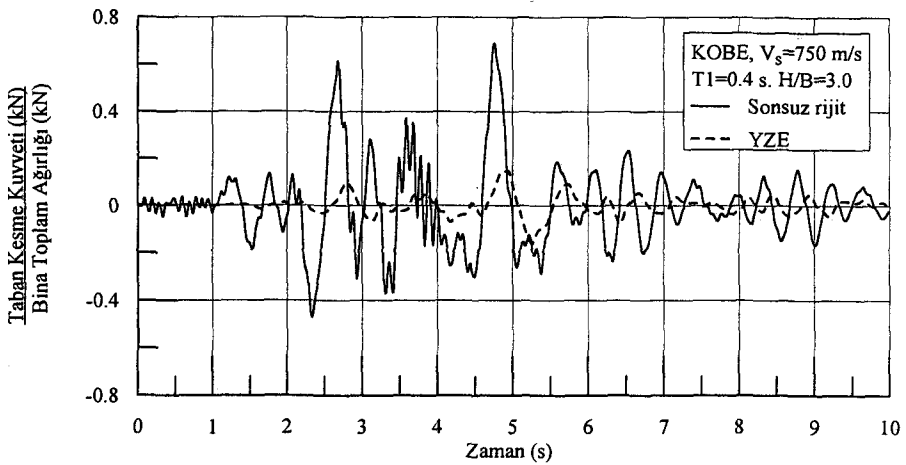
Şekil 5.11p. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$)



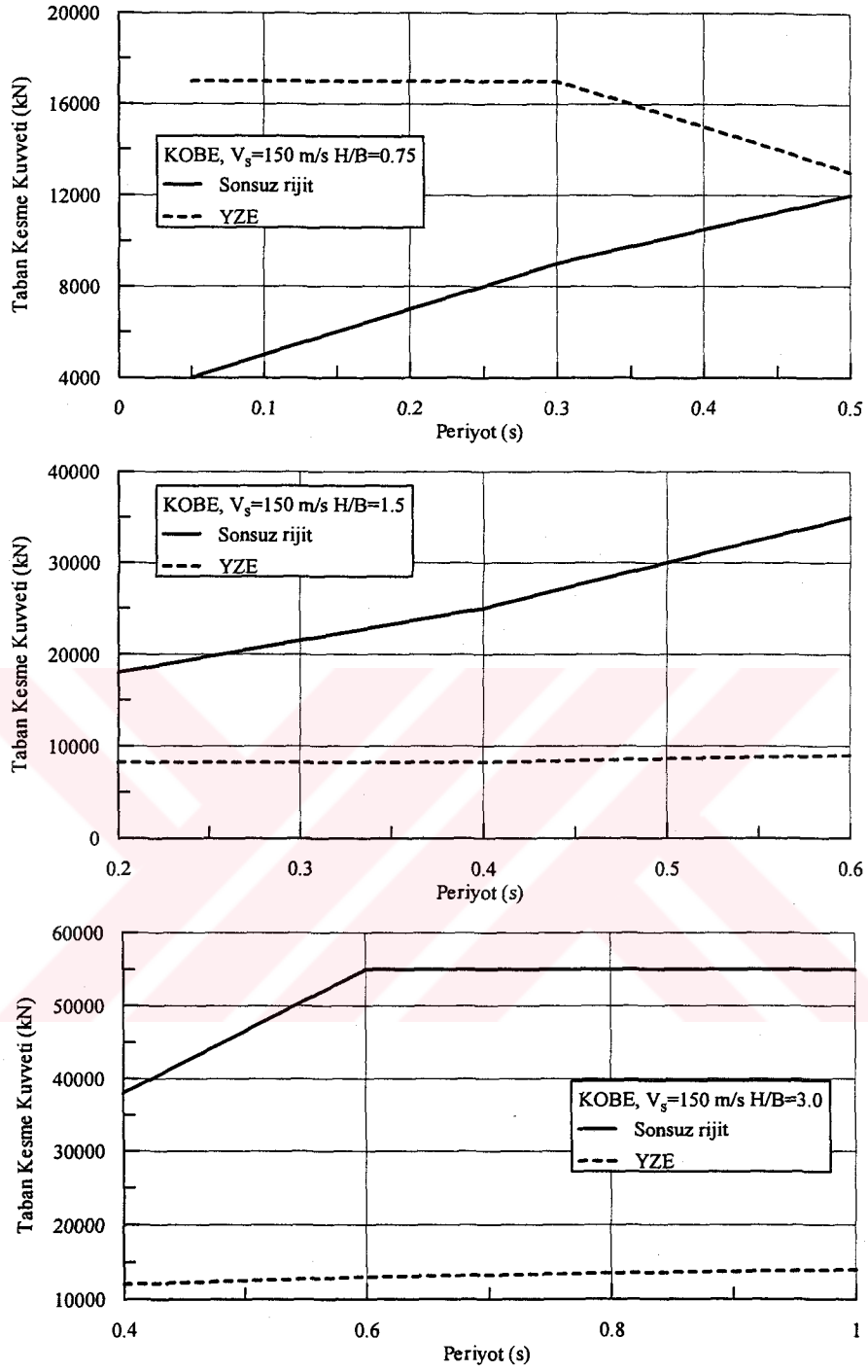
Şekil 5.11r. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$)



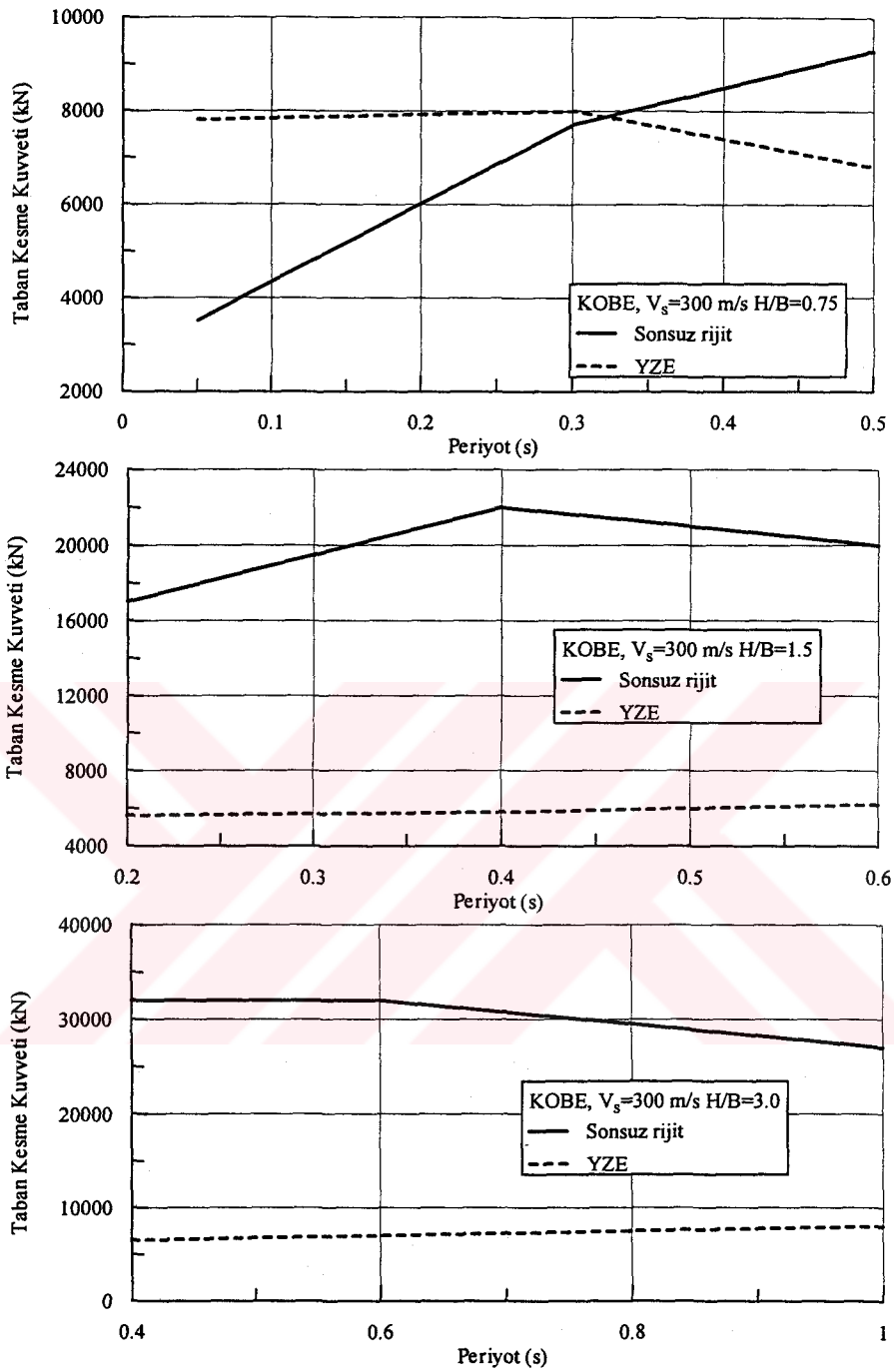
Şekil 5.11s. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=1.5$)



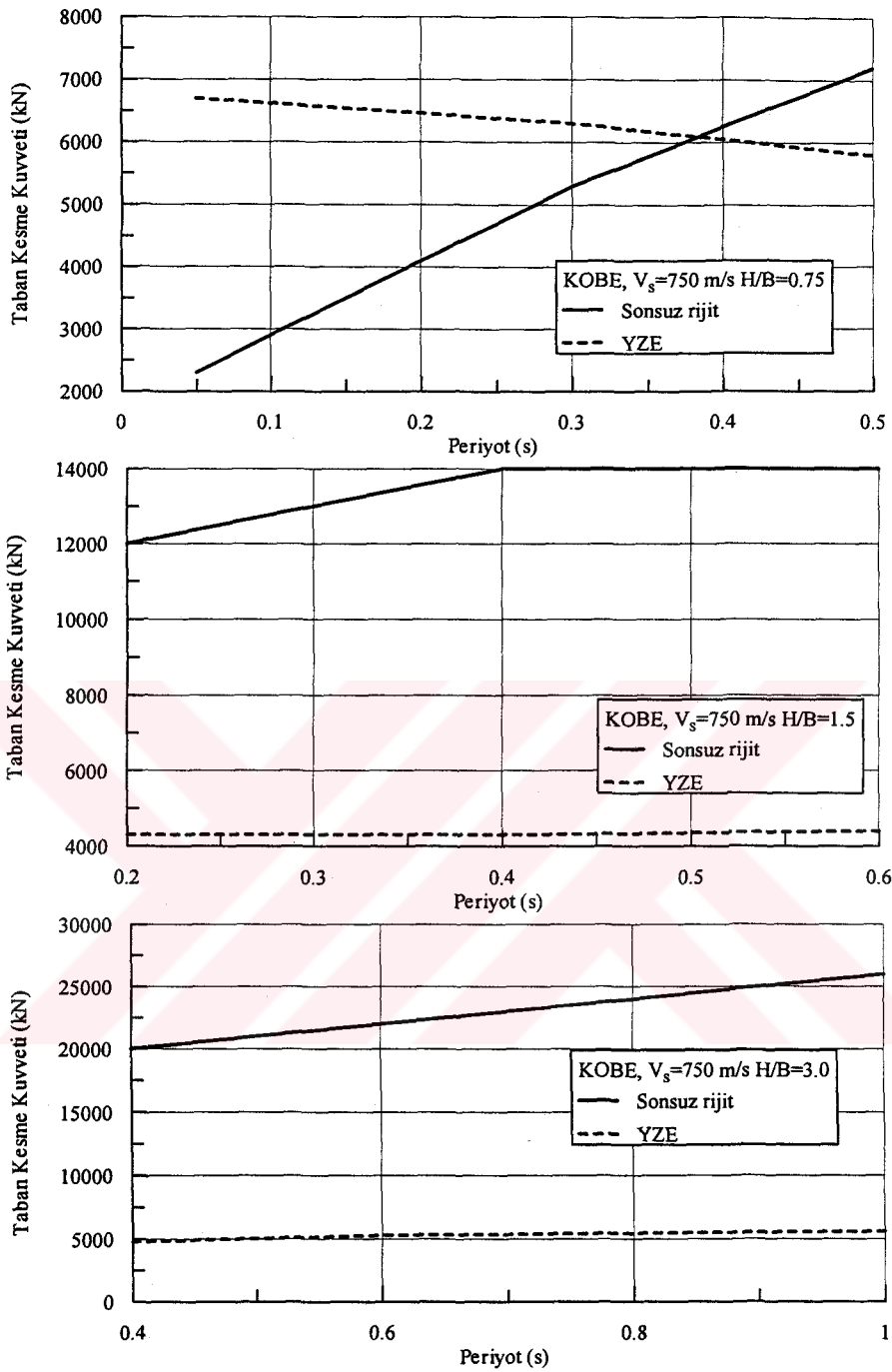
Şekil 5.11t. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$)



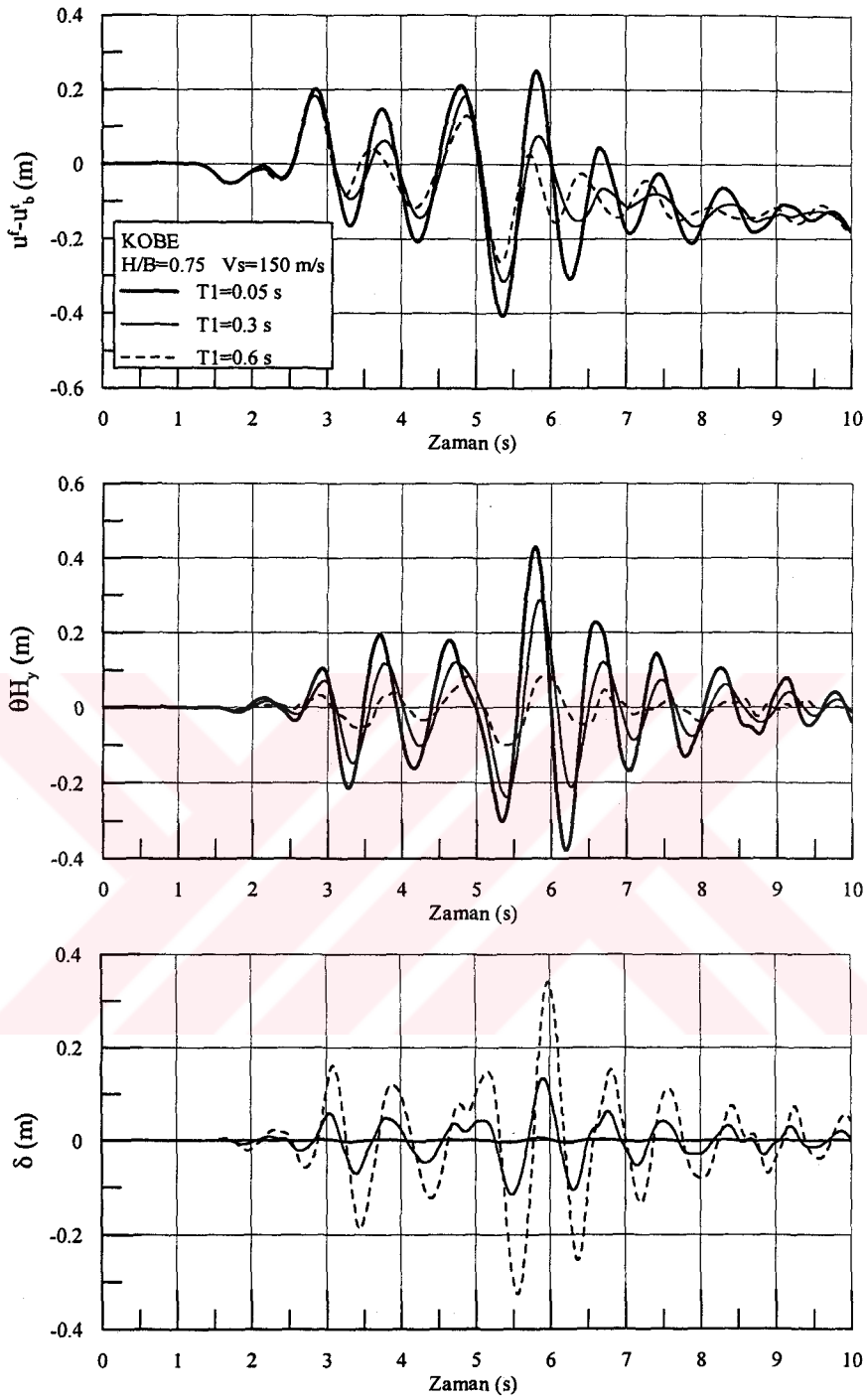
Şekil 5.12a. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$)



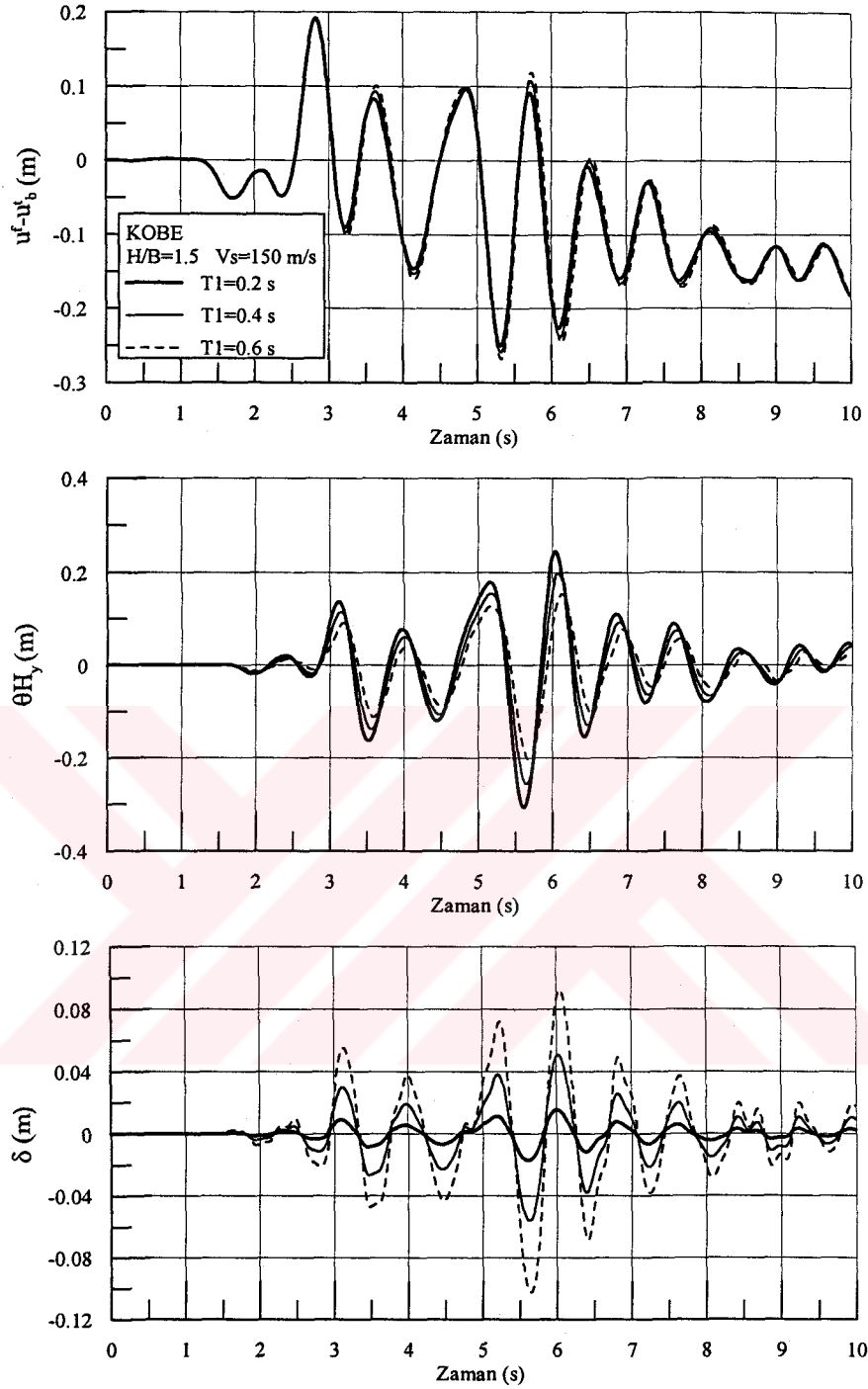
Şekil 5.12b. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$)



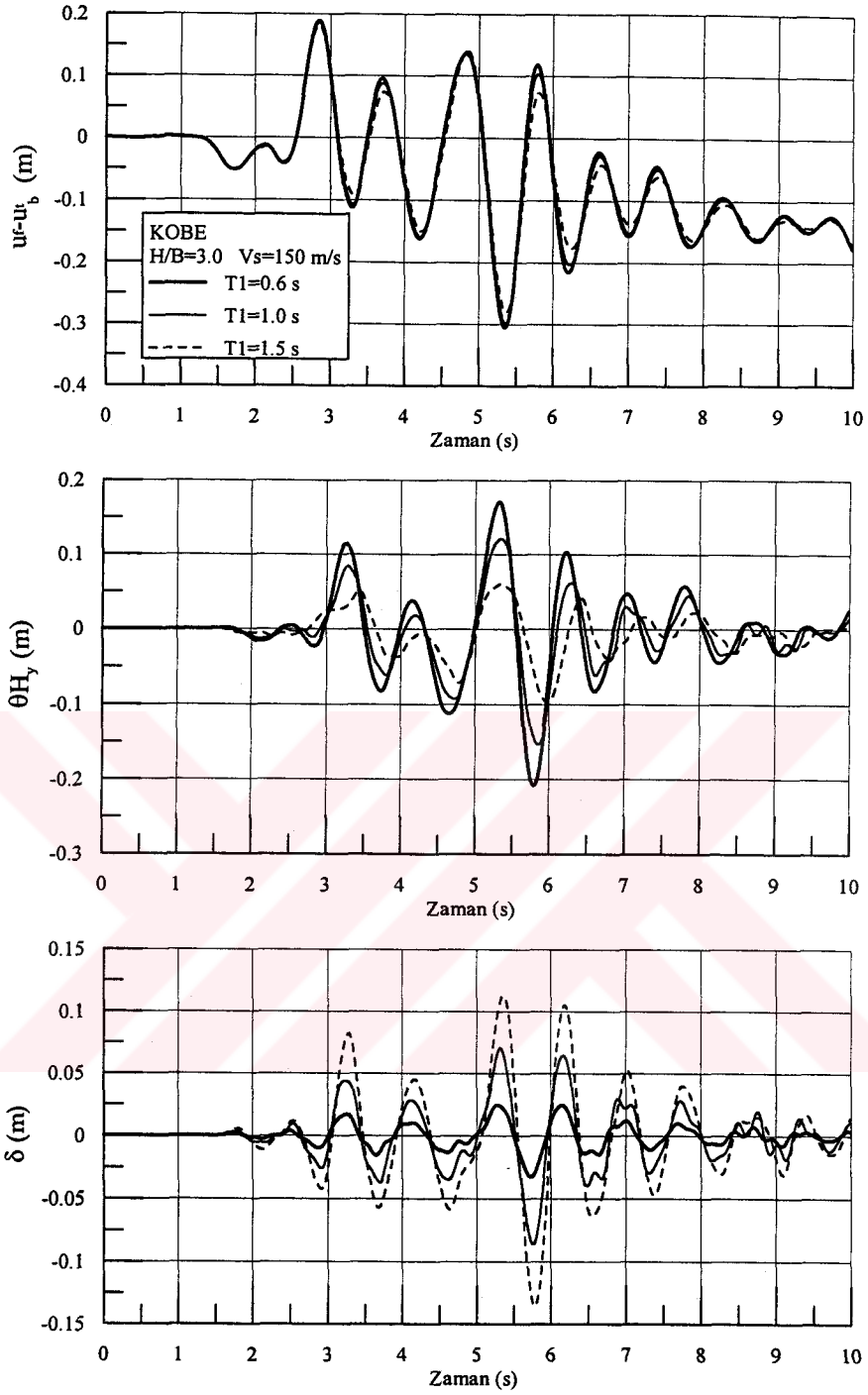
Şekil 5.12c. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$)



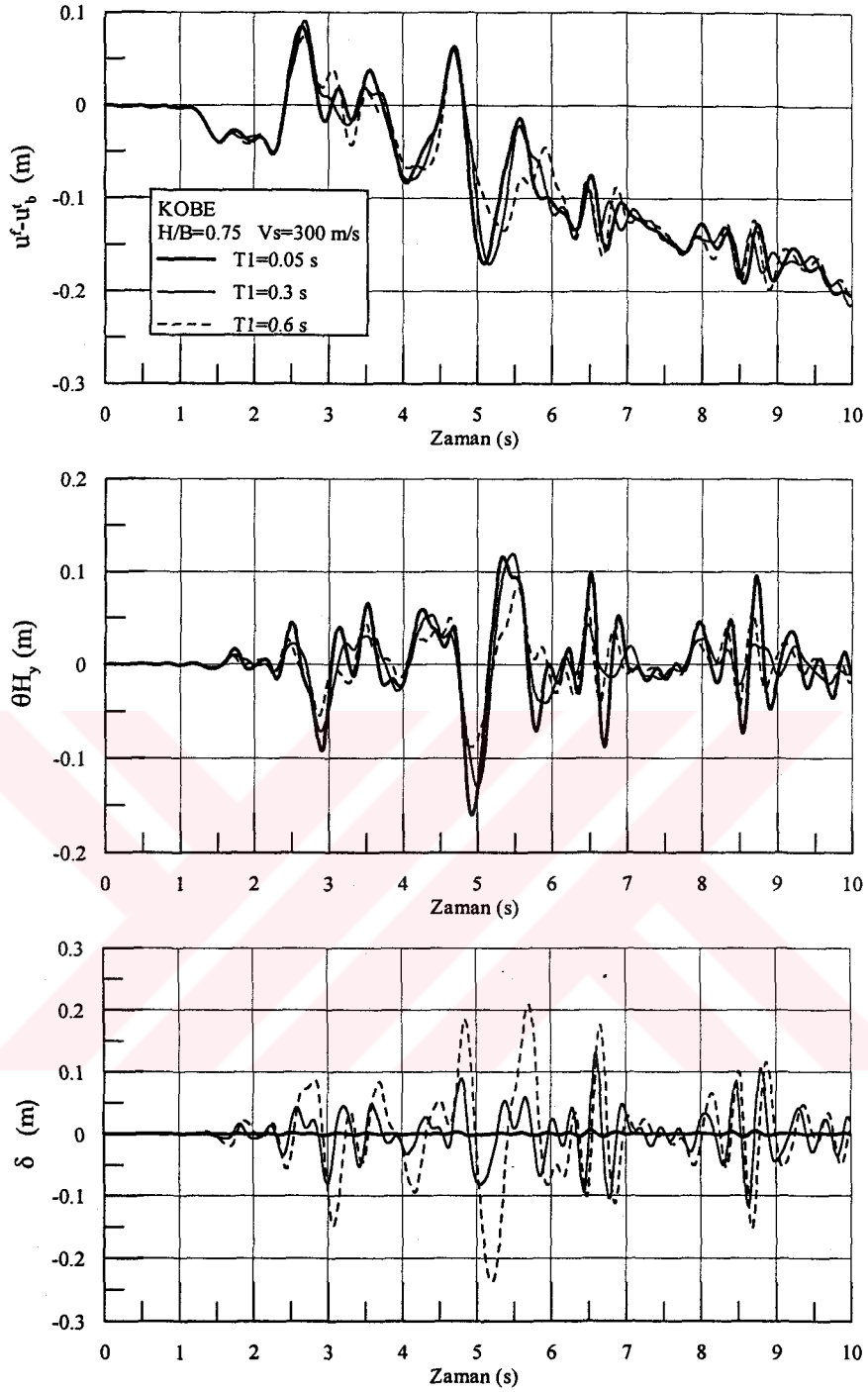
Şekil 5.13a. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.05$, 0.3 ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^t$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $H/B=0.75$)



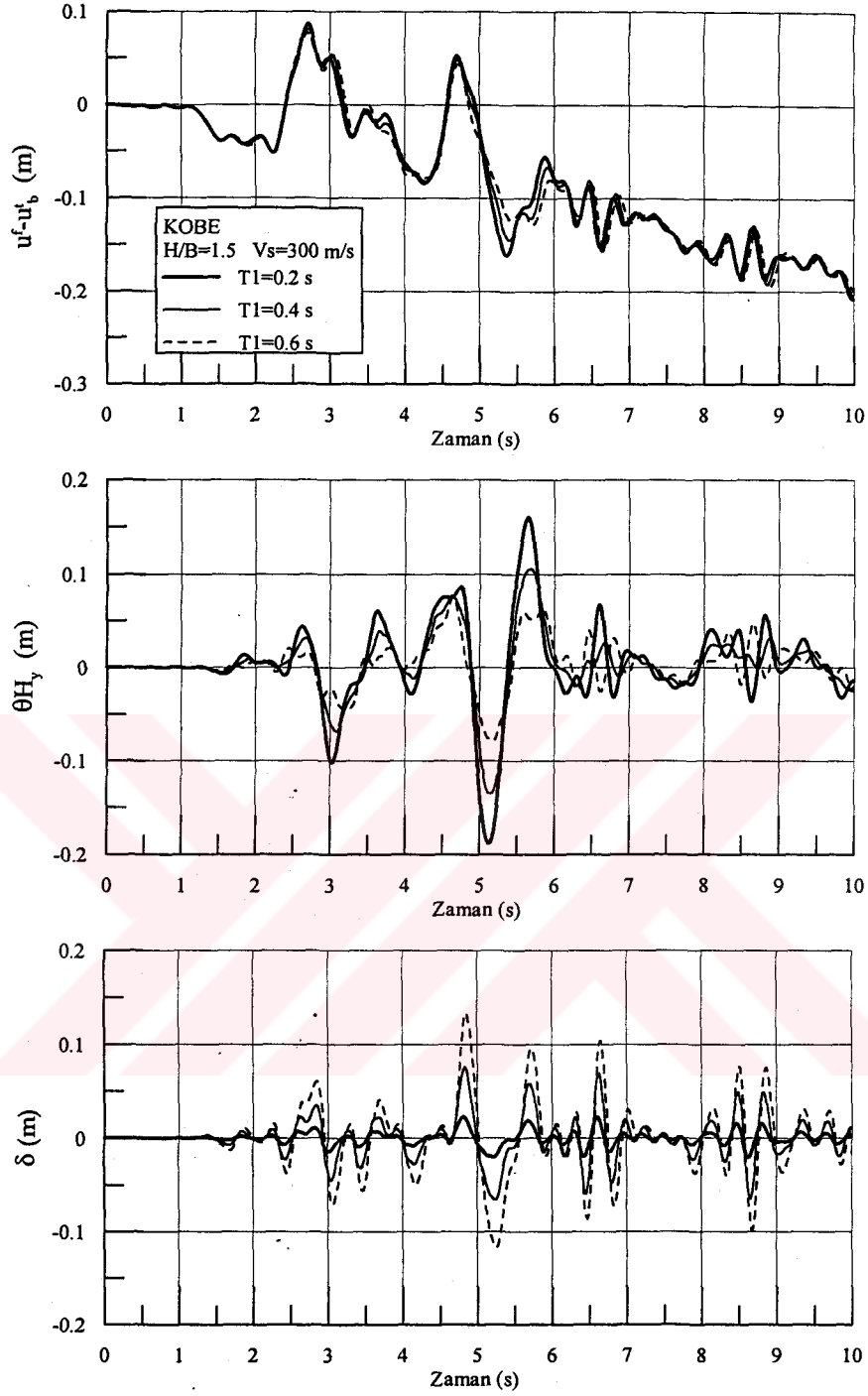
Şekil 5.13b. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.2, 0.4$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^f$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $H/B=1.5$)



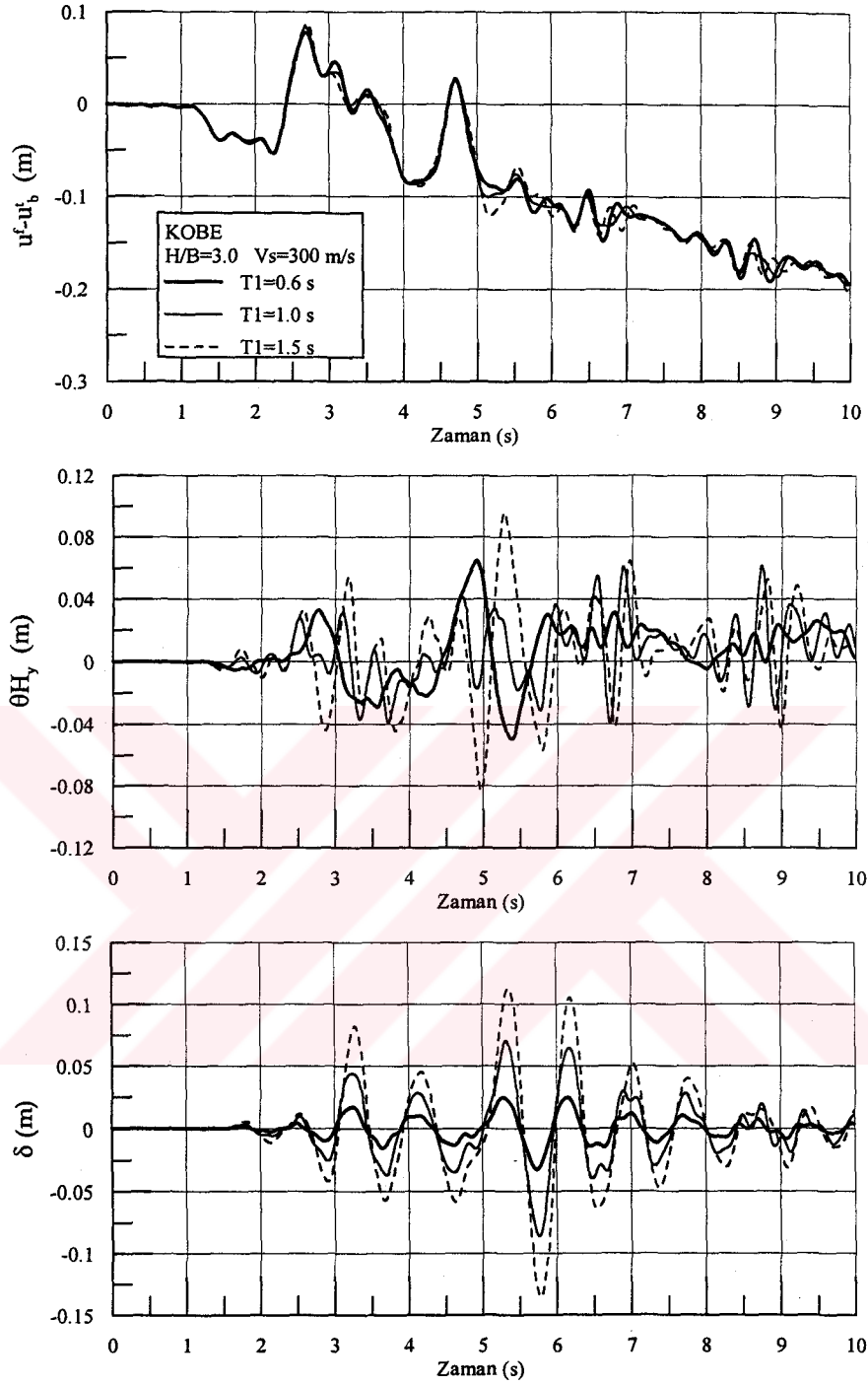
Şekil 5.13c. Birinci mod titreşim periyotları $T_1 = 0.6, 1.0$ ve 1.5 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^f$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s = 150$ m/s; $H/B = 3.0$)



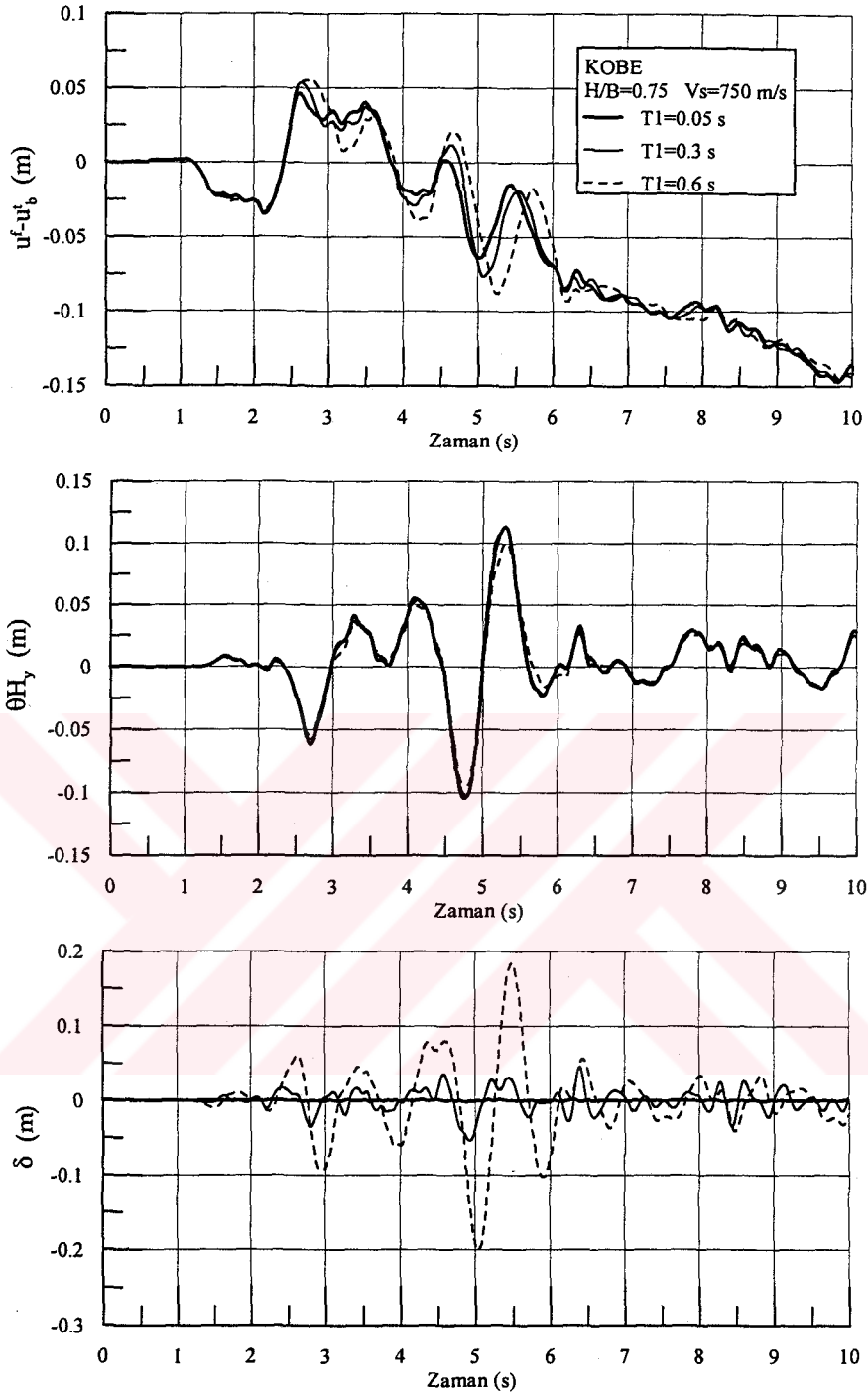
Şekil 5.13d. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.05$, 0.3 ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^t$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $H/B=0.75$)



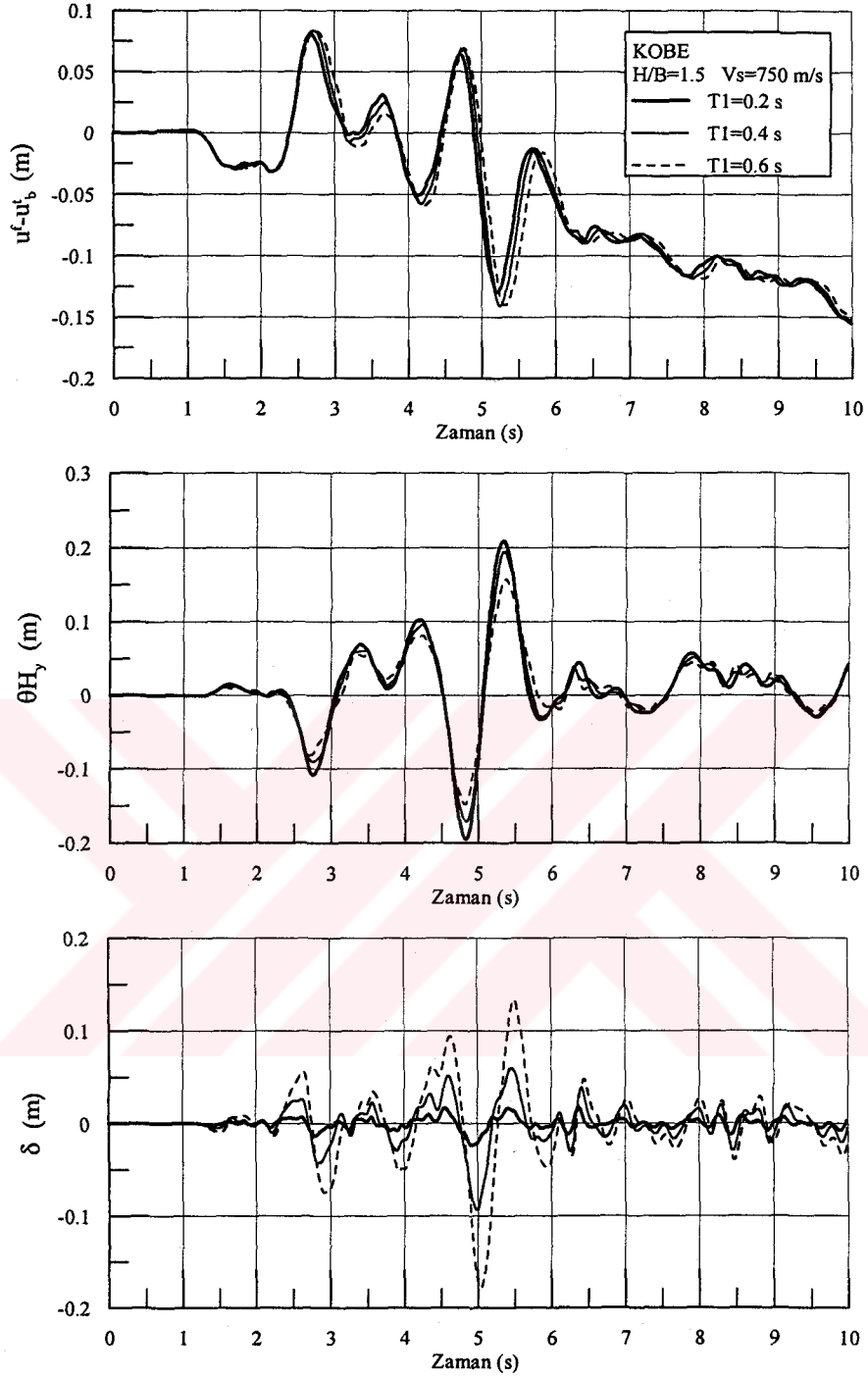
Şekil 5.13e. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.2, 0.4$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^f$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $H/B=1.5$)



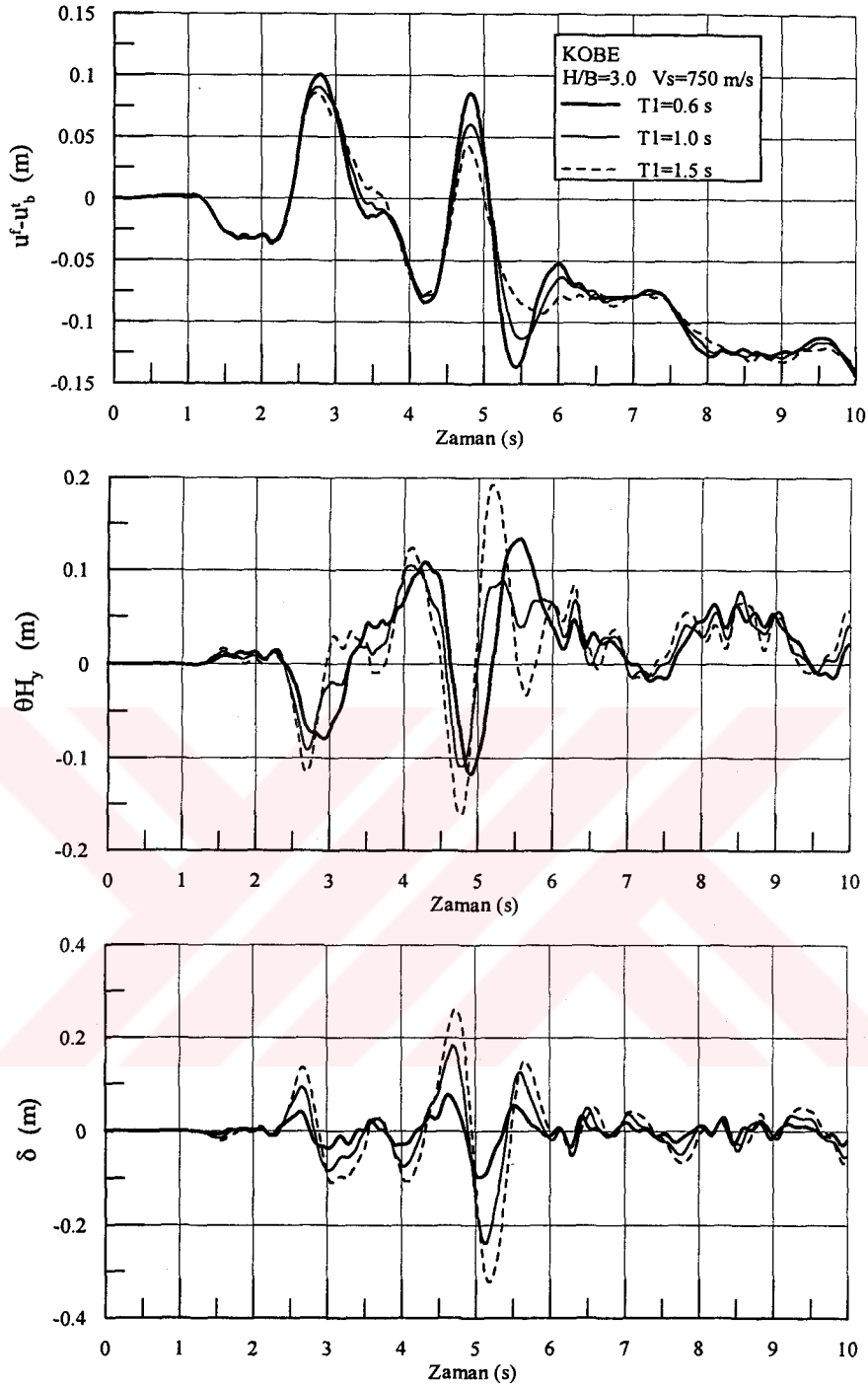
Şekil 5.13f. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.6, 1.0$ ve 1.5 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^t$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $H/B=3.0$)



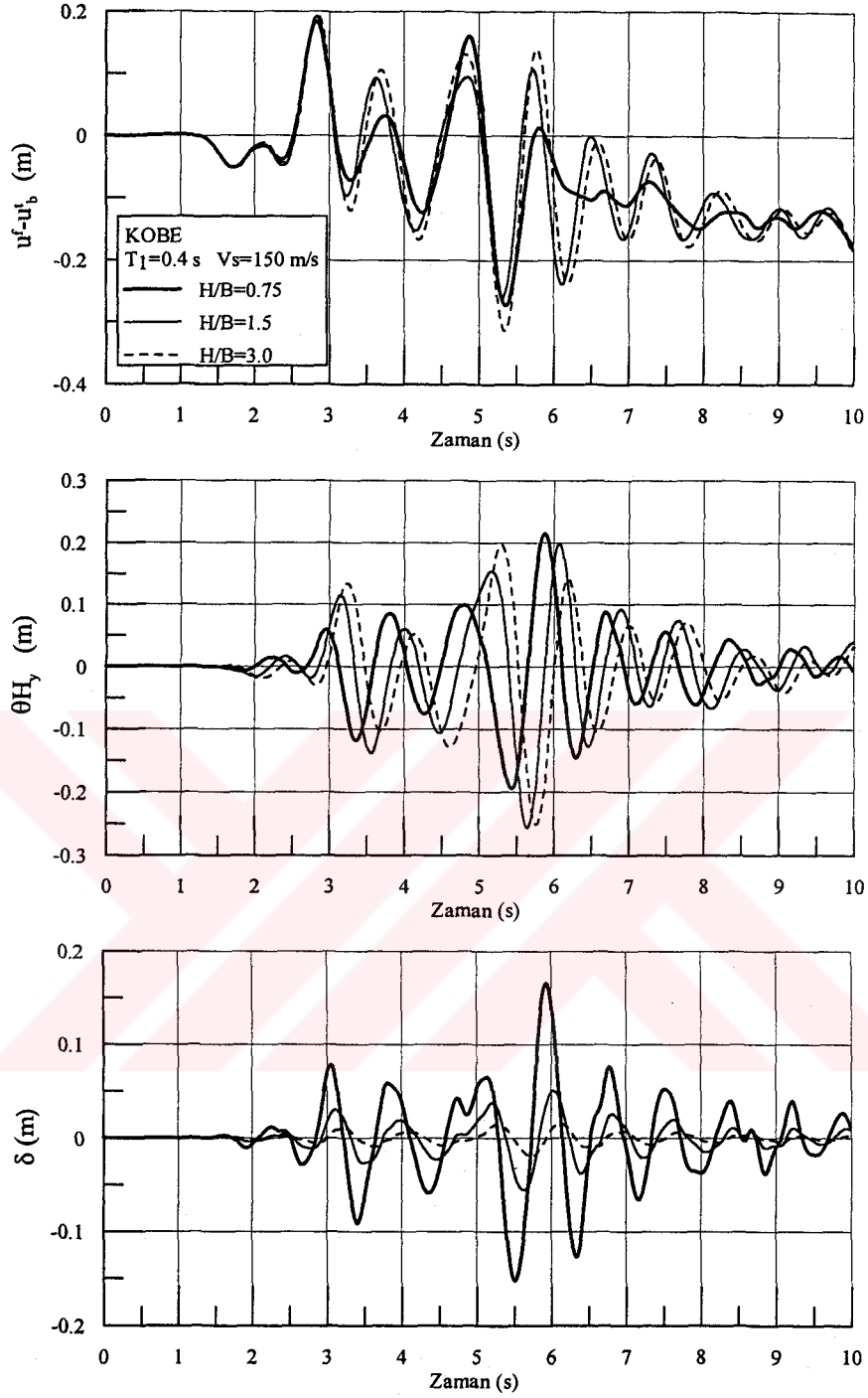
Şekil 5.13g. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.05$, 0.3 ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^t$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $H/B=0.75$)



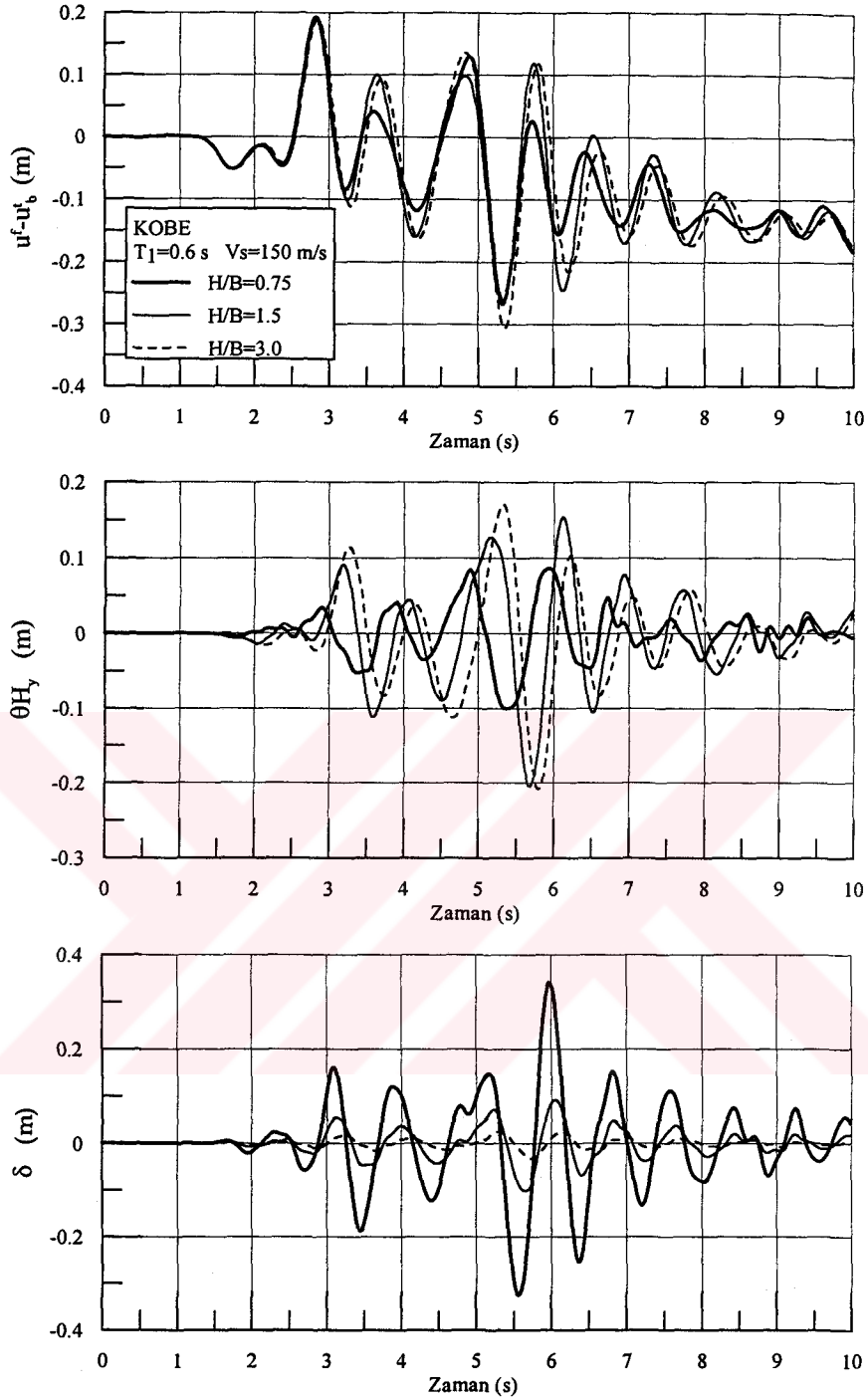
Şekil 5.13h. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.2$, 0.4 ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^f$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $H/B=1.5$)



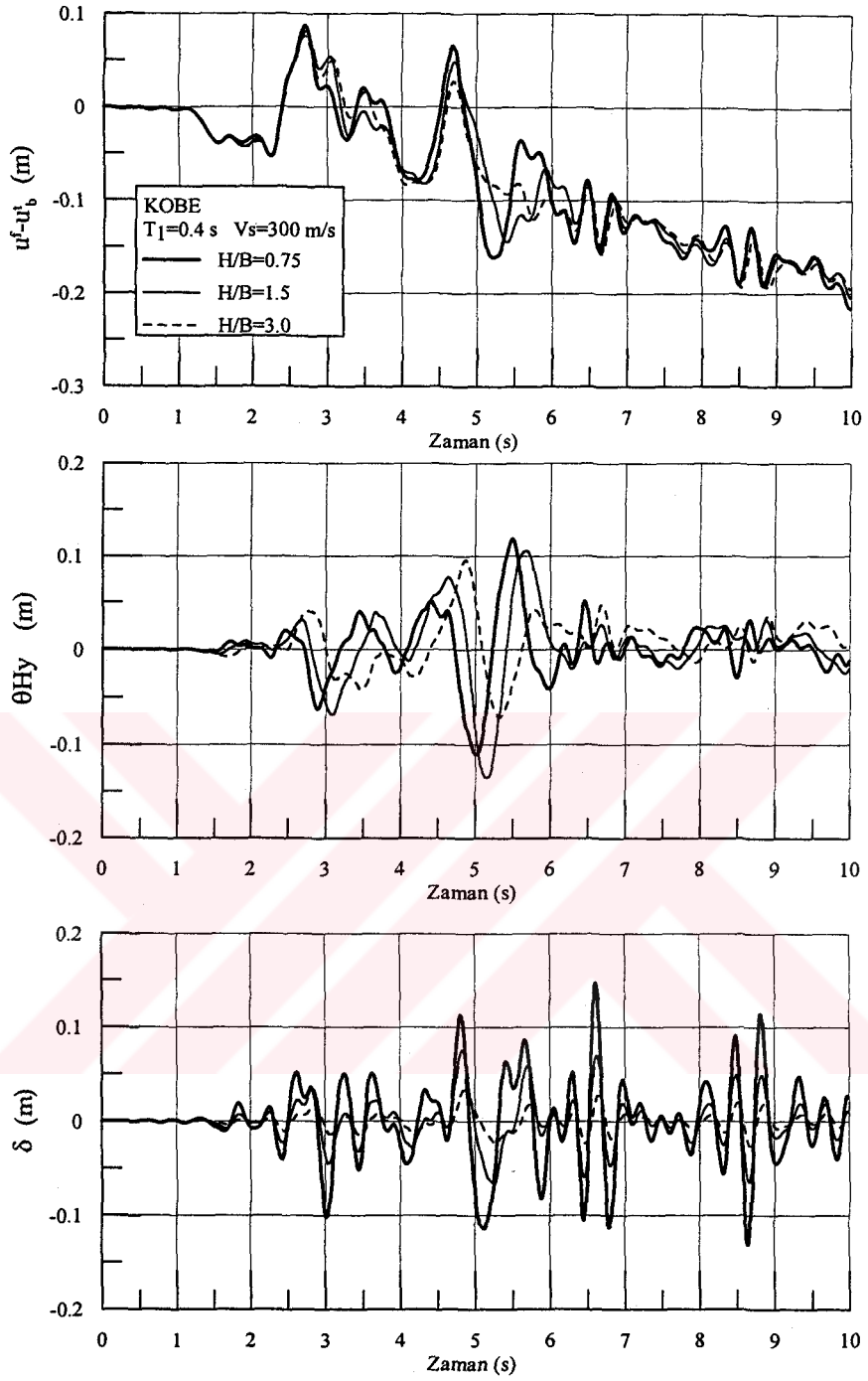
Şekil 5.13i. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.6, 1.0$ ve 1.5 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^f$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirme (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $H/B=3.0$)



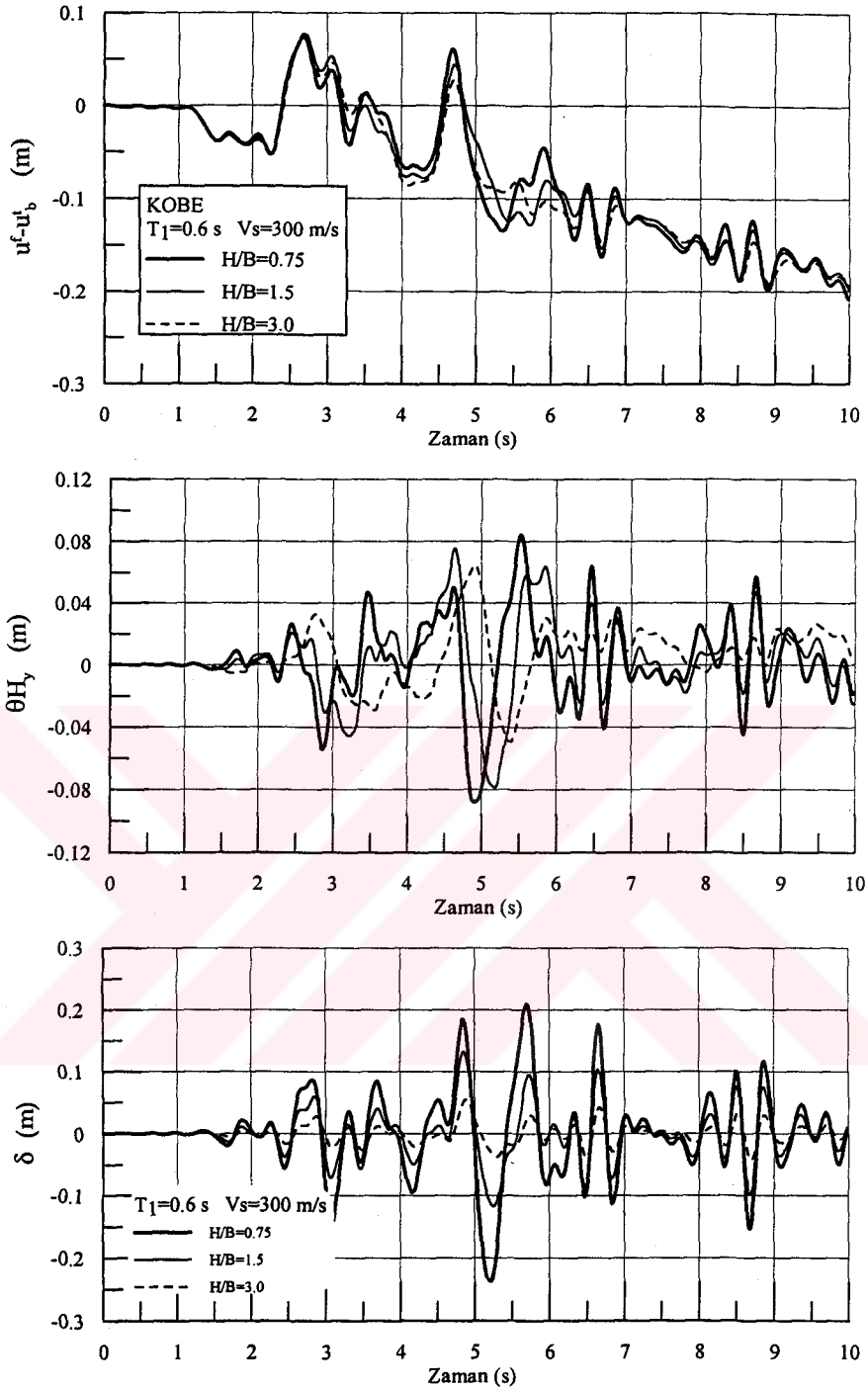
Şekil 5.14a. Geometrik narınlık oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılarada; etkileşim ($u^f - u^b$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğıştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.4$ s)



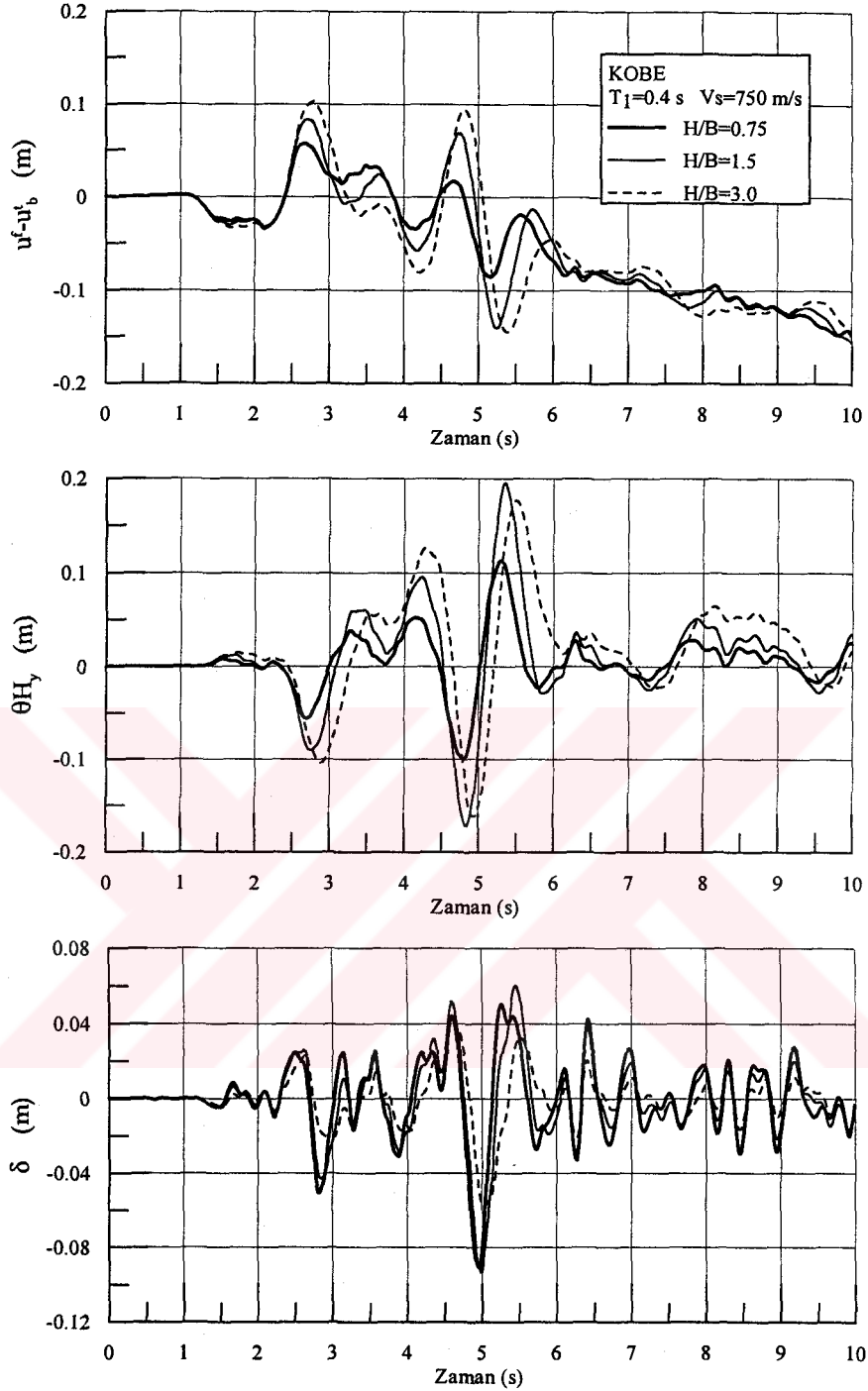
Şekil 5.14b. Geometrik narinlik oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f - u^t_b$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s = 150$ m/s; $T_1 = 0.6$ s)



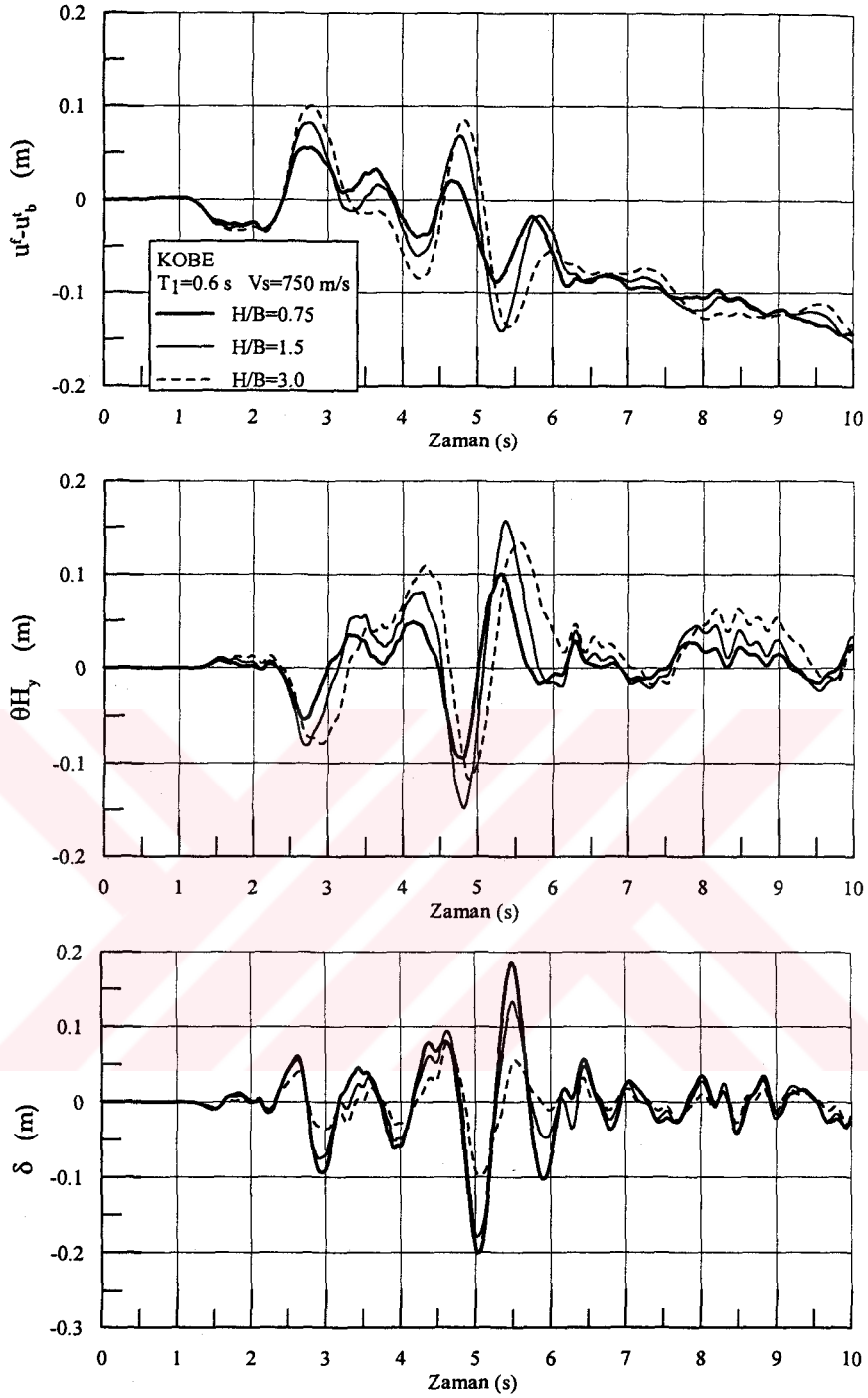
Şekil 5.14c. Geometrik narinlik oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f - u_b^t$), temel dönmesi (θ_{Hy}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s = 300$ m/s; $T_1 = 0.4$ s)



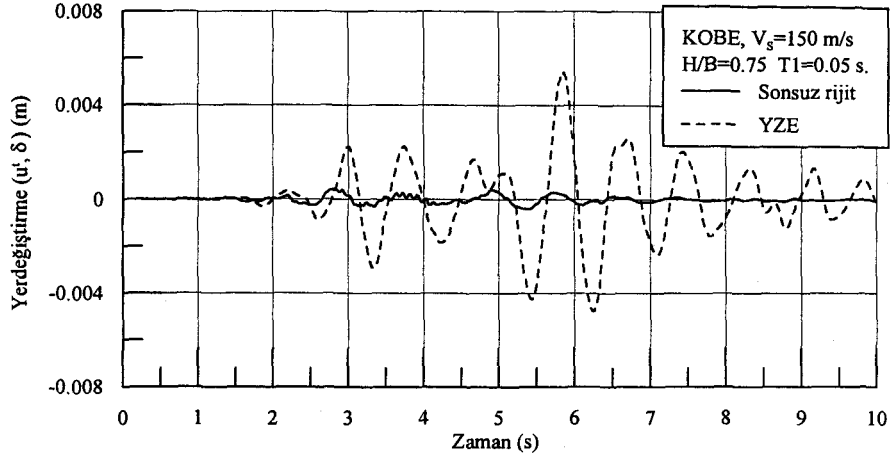
Şekil 5.14d. Geometrik narinlik oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f - u^t_b$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.6$ s)



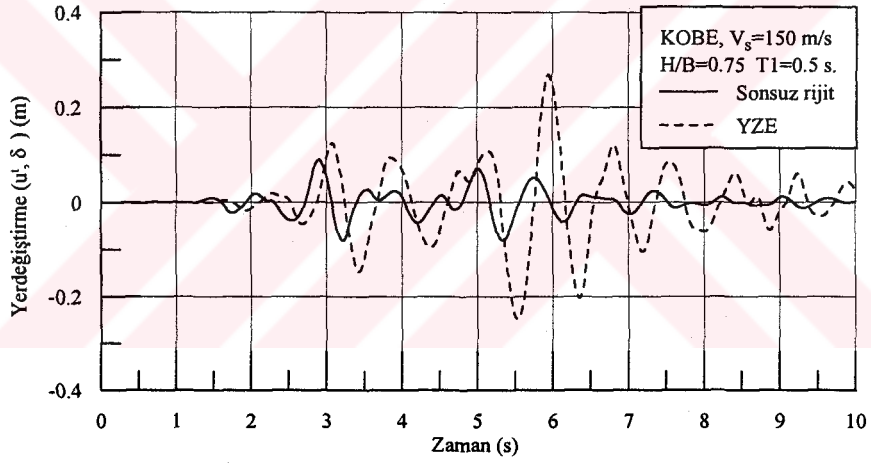
Şekil 5.14e. Geometrik narınlık oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f - u_b^t$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.4$ s)



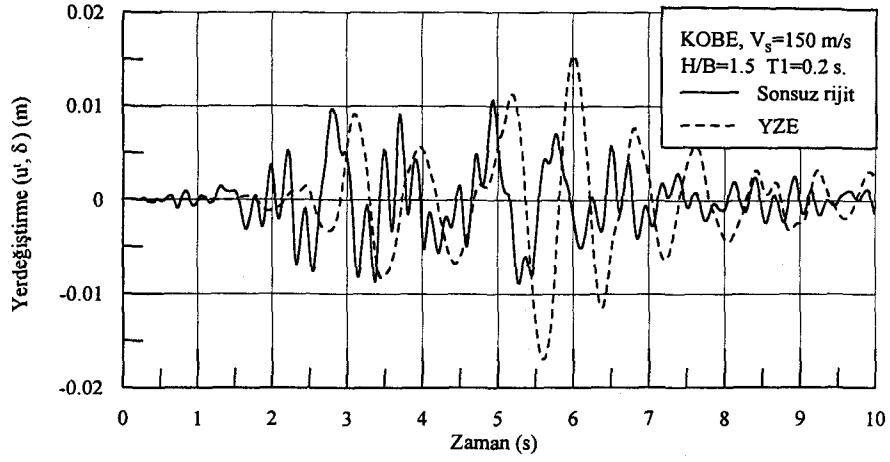
Şekil 5.14f. Geometrik narinlik oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f - u_b^f$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.6$ s)



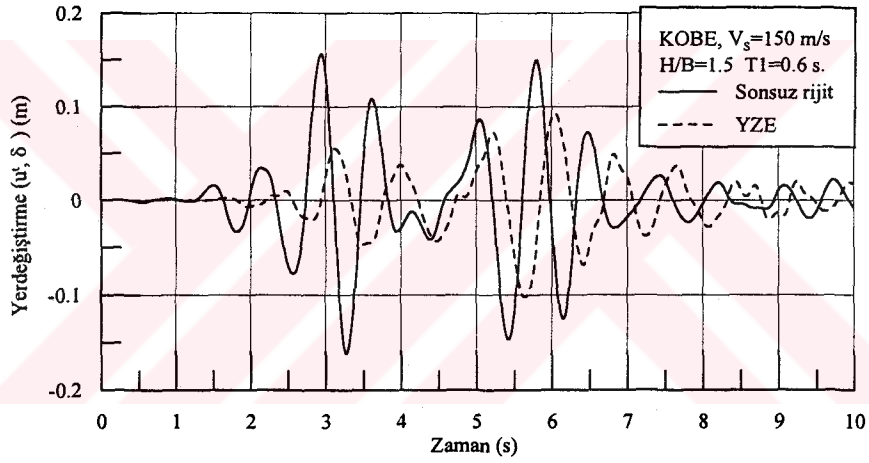
Şekil 5.15a. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğışirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölaf yapı yatay yerdeğışirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T1=0.05$ s.; $H/B=0.75$)



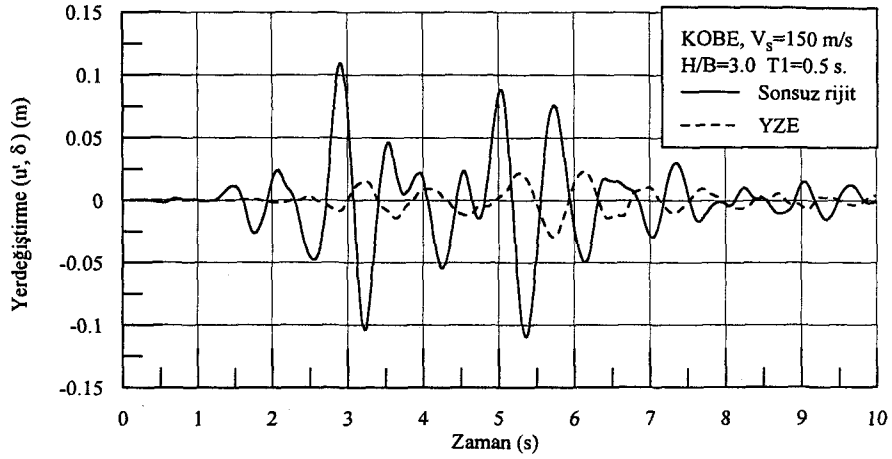
Şekil 5.15b. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğışirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölaf yapı yatay yerdeğışirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T1=0.5$ s.; $H/B=0.75$)



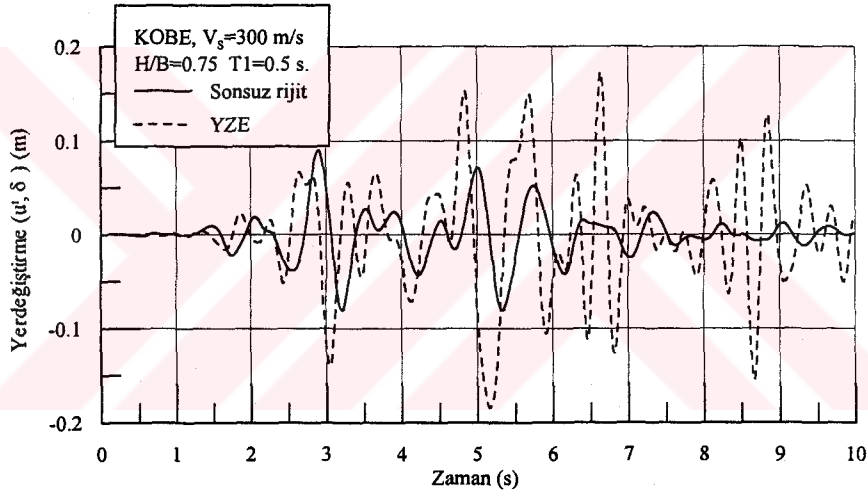
Şekil 5.15c. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$)



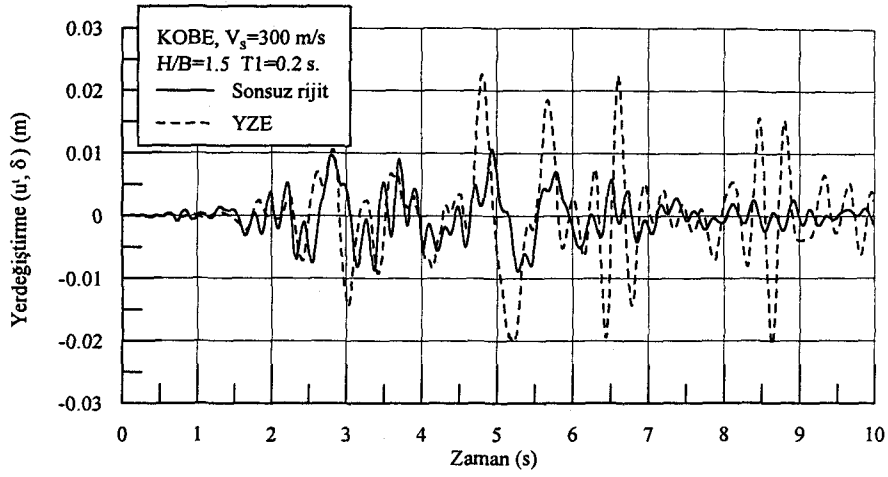
Şekil 5.15d. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$)



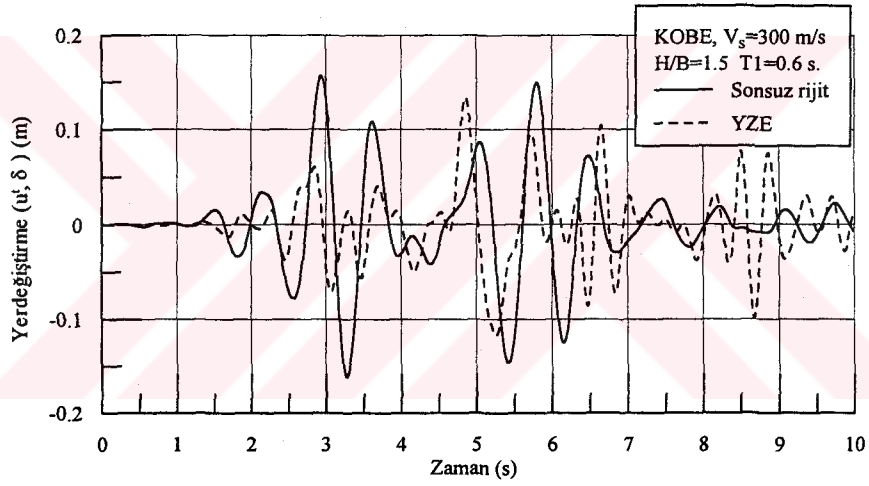
Şekil 5.15e. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$)



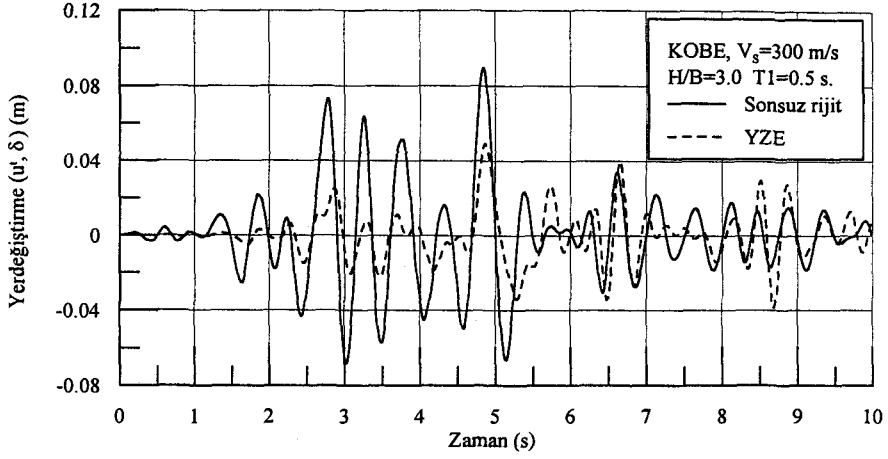
Şekil 5.15f. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$)



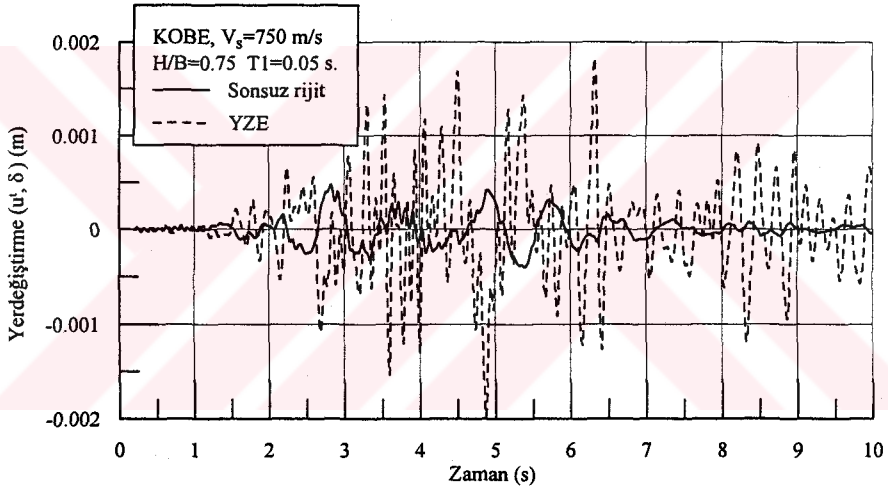
Şekil 5.15g. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$)



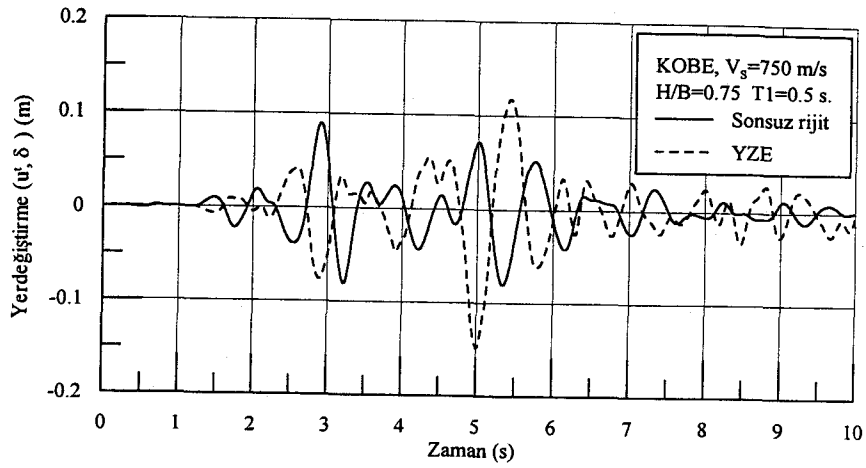
Şekil 5.15h. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$)



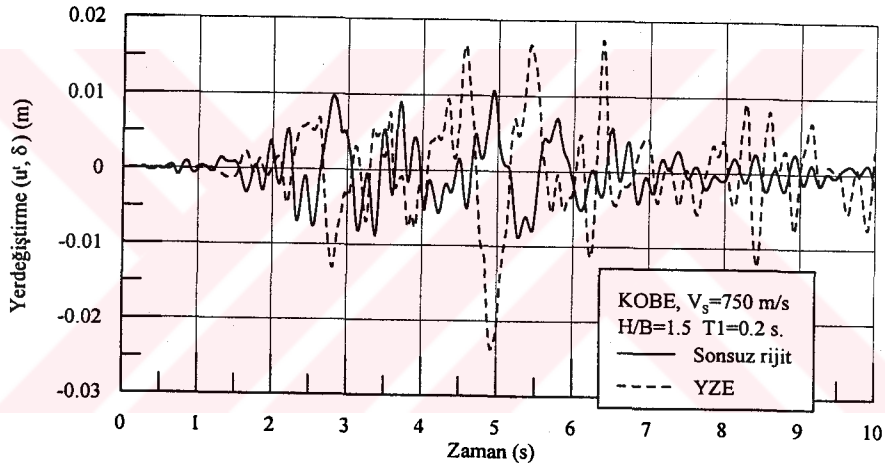
Şekil 5.15i. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğışirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğışirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$)



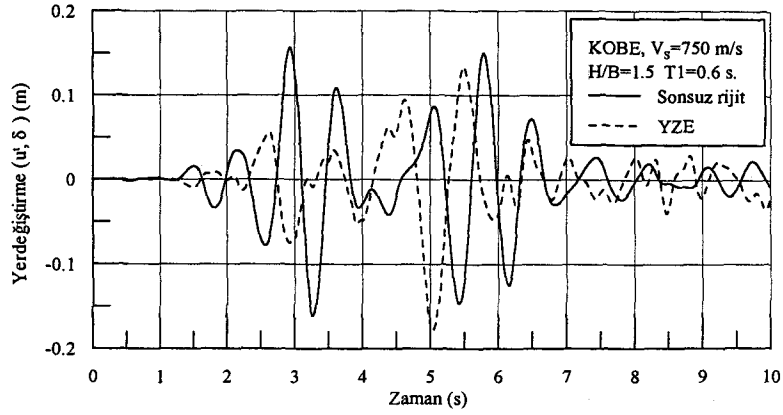
Şekil 5.15j. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğışirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğışirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.05$ s.; $H/B=0.75$)



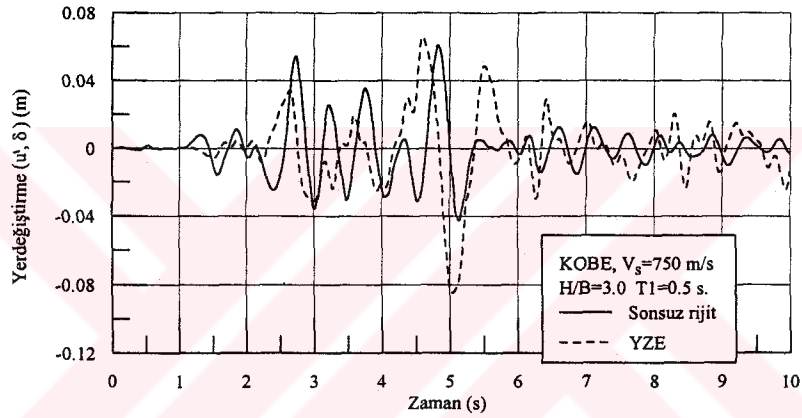
Şekil 5.15k. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$)



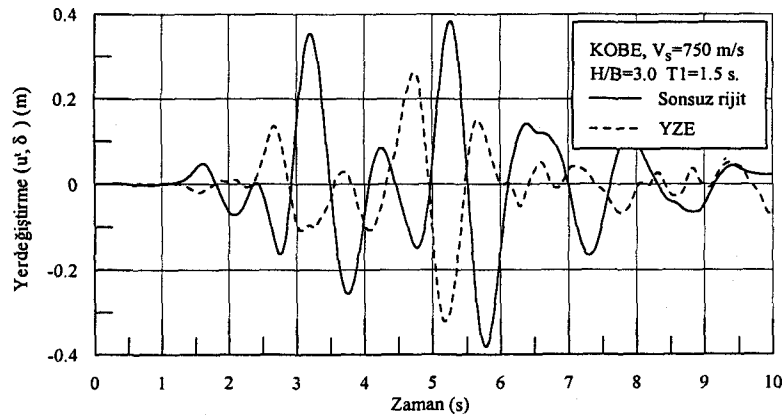
Şekil 5.15m. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$)



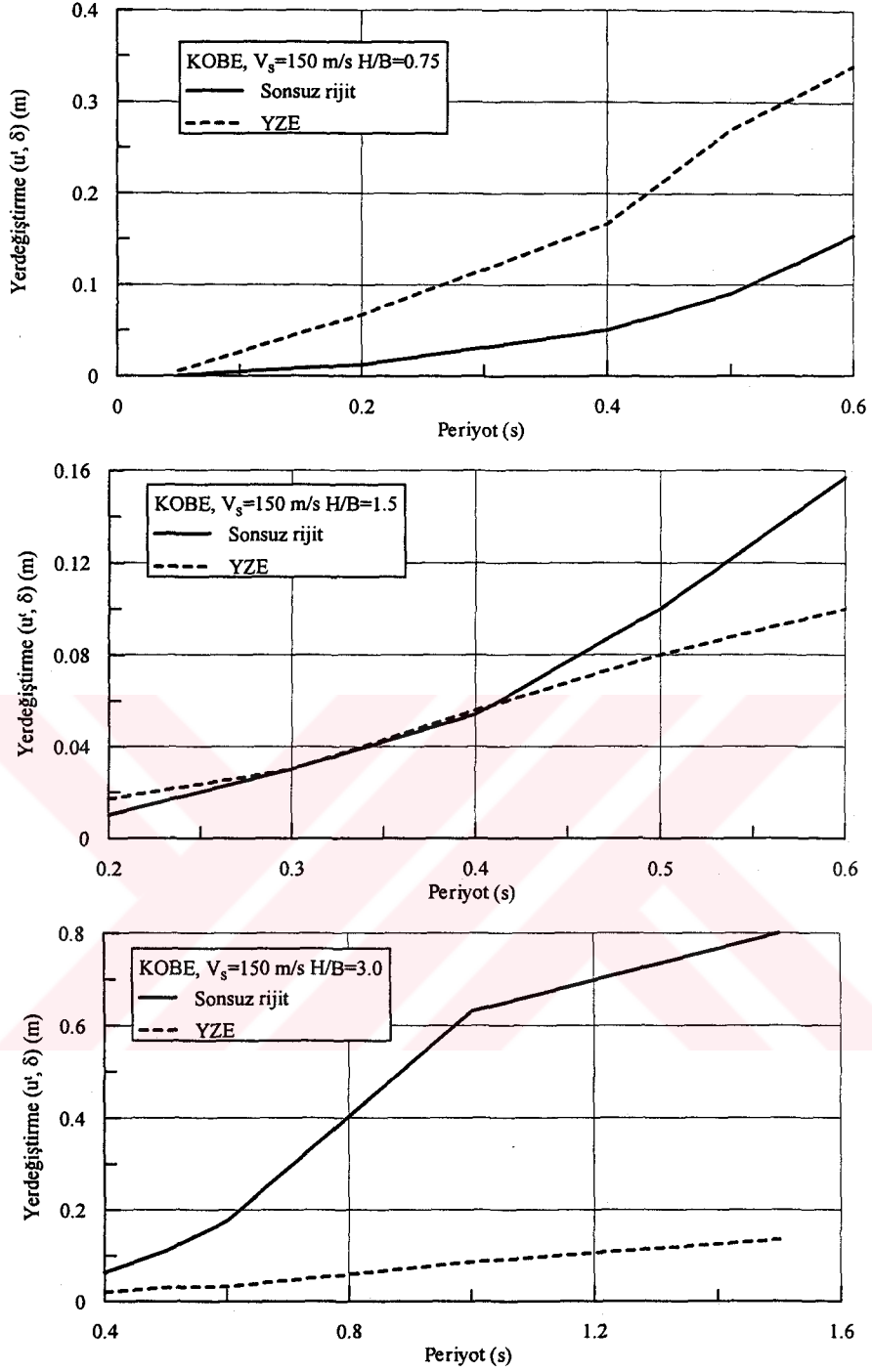
Şekil 5.15n. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$)



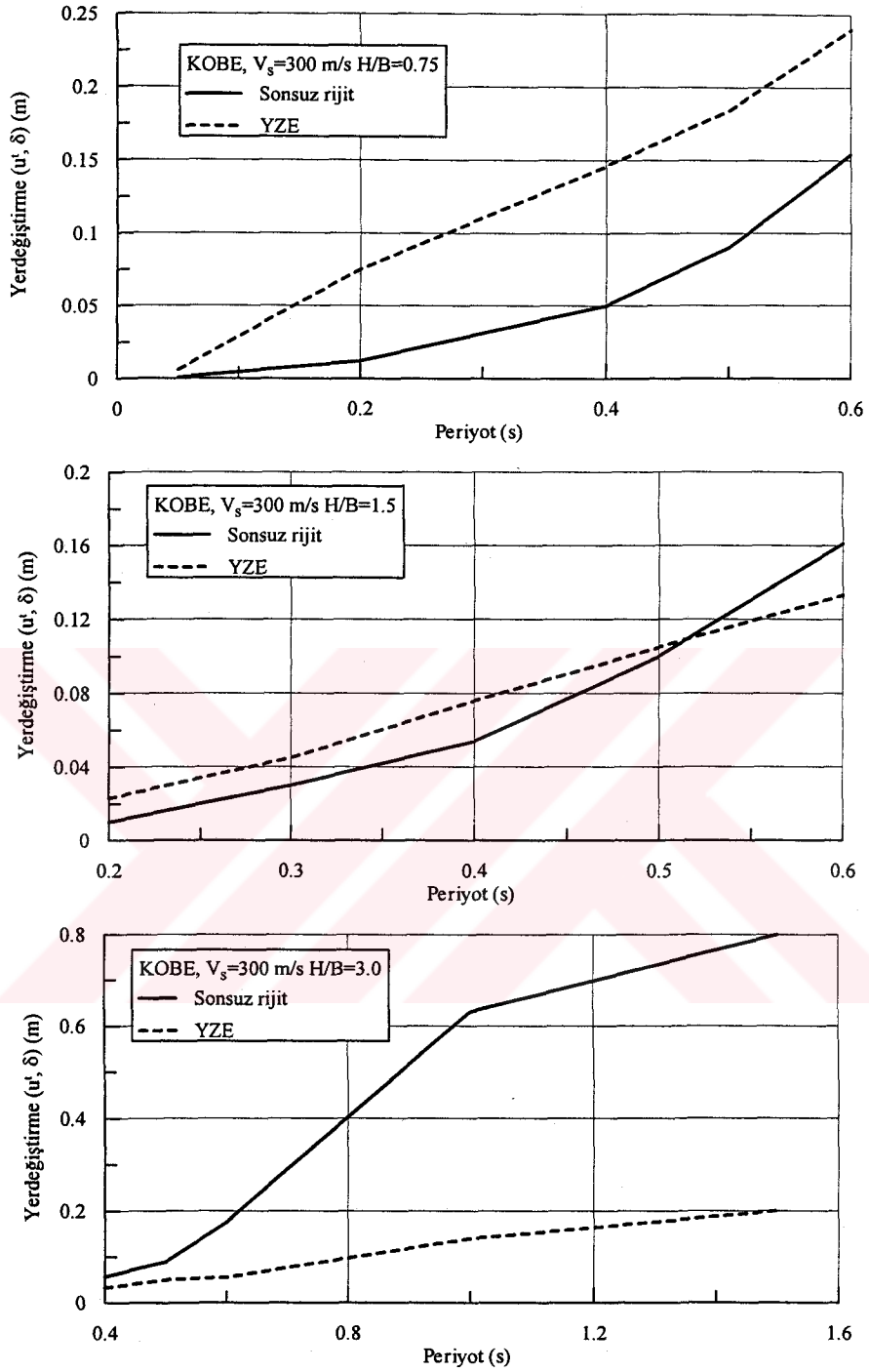
Şekil 5.15p. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$)



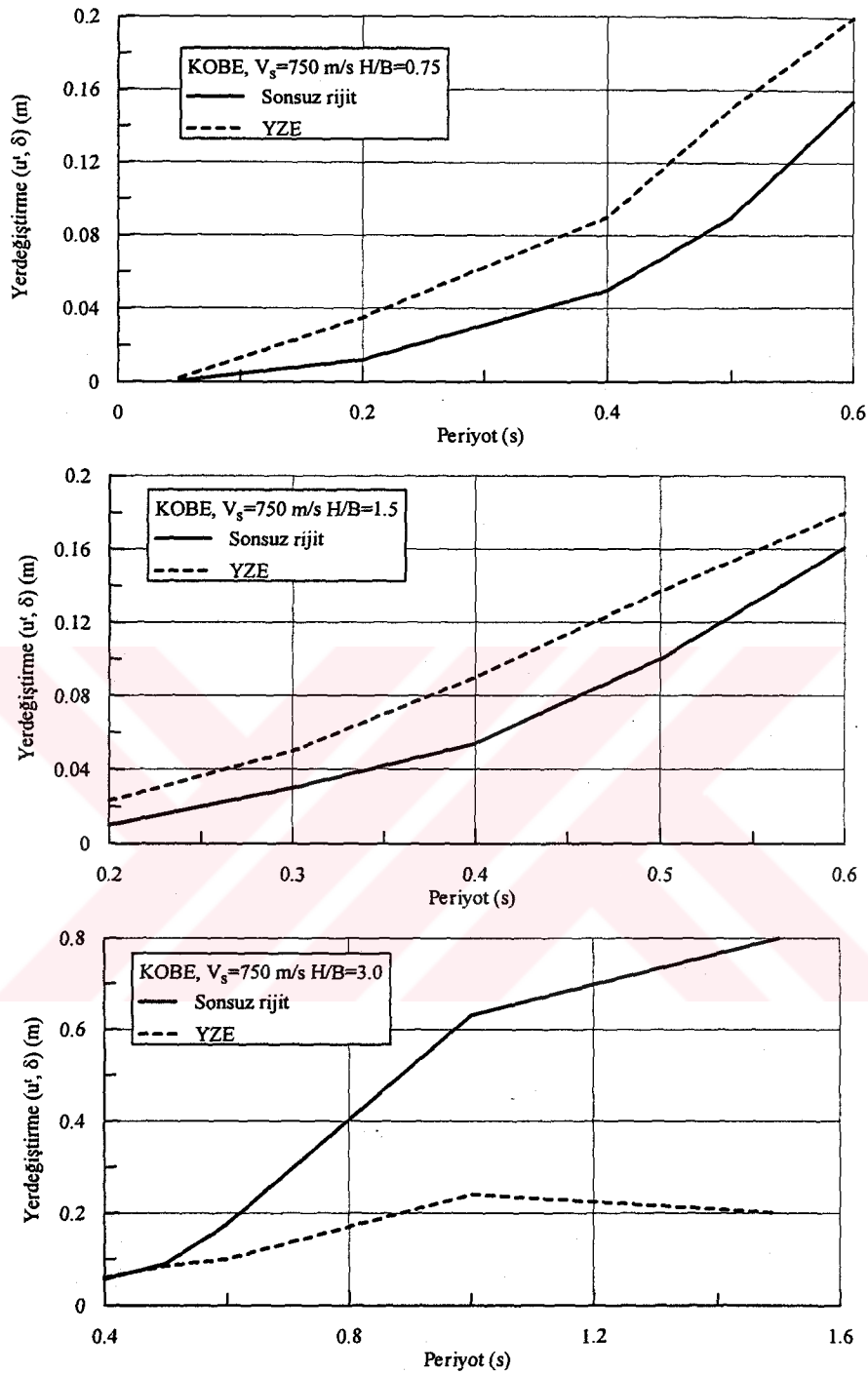
Şekil 5.15r. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=1.5$ s.; $H/B=3.0$)



Şekil 5.16a. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirilmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirilmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s)



Şekil 5.16b. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s)



Şekil 5.16c. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirme ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirme (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s)

Loma Prieta 10/18/89 00:05 depremi ile ilgili çalışmalar

Loma Prieta 10/18/89 00:05 depreminde, Kobe ve El Centro depremlerinden farklı olarak yapı-zemin etkileşiminin olumsuz etkisi, kayma dalgası hızı 300 m/s olan zemin grubunda daha belirgin olarak görülmekte; diğer zemin gruplarında ise üstyapı için yararlı olmaktadır. Loma Prieta 10/18/89 00:05 deprem kaydı kullanılarak gerçekleştirilen çalışmada da, Kobe depremine paralel olarak veriler üretilmiştir.

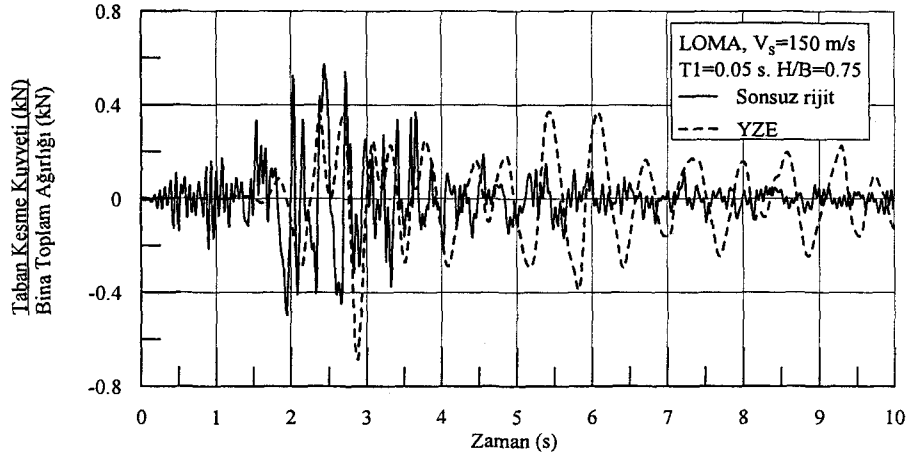
Şekil 5.17 ve Şekil 5.18 de sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan toplam taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması yapılmıştır. Etkileşim, geometrik narinlik oranı 1.5 ve 3.0 olan üstyapılarda belirgin bir şekilde; geometrik narinlik oranı 0.75 olan üstyapılarda ise genellikle yararlı yönünü göstermektedir. Toplam taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırıldığı Şekil 5.18 de de bu durum açıkça görülmektedir.

Etkileşim ($u^f - u^t_b$) yerdeğiştirmelerinin, temel dönmesinin (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmelerinin (δ) zamana bağlı olarak değişiminin incelendiği Şekil 5.19 da; kayma dalgası hızları 150, 300 ve 750 m/s; serbest titreşim periyotları $H_y/B_t=0.75$ için $T_1=0.05, 0.3$ ve 0.6 s, $H_y/B_t=1.5$ için $T_1=0.2, 0.4, 0.6$ s ve $H_y/B_t=3.0$ için $T_1=0.6, 1.0$ ve 1.5 s alınmıştır. Kobe depremi'nde elde edilen sonuçlar burada da görülmektedir. Etkileşim yerdeğiştirmesi geometrik narinlik oranı, $H_y/B_t=0.75$ olan yapılarda periyot arttıkça azaldığı gözlenirken, geometrik narinlik oranı 1.5 ve 3.0 olan yapılarda eğilimin değişmediği anlaşılmaktadır. Temel dönmesi nedeniyle oluşan yerdeğiştirmeler periyot arttıkça azaldığı görülmektedir. Rölatif yapı yatay yerdeğiştirmeleri, beklendiği gibi, üstyapı rijitliği azaldıkça artış göstermektedir.

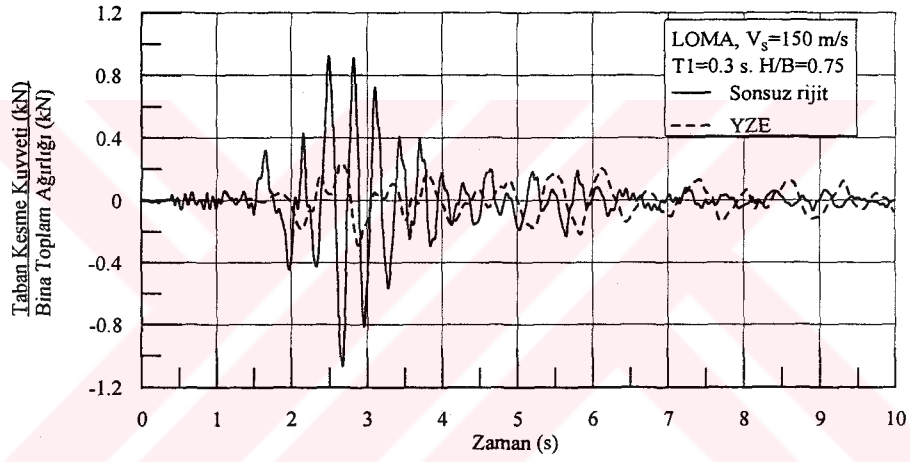
Şekil 5.20 de, $T_1=0.4$ ve 0.6 s birinci mod titreşim periyotlarında, etkileşim ($u^f - u^t_b$), temel dönmesi (θH_y) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmelerinin (δ), farklı kayma dalgası hızlarında, geometrik narinlik oranlarına ($H_y/B_t=0.75, 1.5$ ve 3.0) göre nasıl değiştiği incelenmiştir. Burada, Kobe depremi çalışmasında da ifade edildiği gibi,

$T_1=0.4$ ve 0.6 s lik periyotlarda geometrik narinlik oranı, $H_y/B_t=0.75$ olan yapılar için, normalin altında bir rijitliğe sahip olduğu kabul edilmeli; öte yandan $H_y/B_t=3.0$ olan yapılar için ise normalin çok üstünde bir rijitliğe sahip olduğu düşünülmelidir. Şekil 5.20 nin incelenmesinden, kayma dalgası hızı 150 m/s olan zemin gruplarında, etkileşim yerdeğiştirmesi ve temel dönmesi nedeniyle oluşan yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmelerinde, geometrik narinlik oranına bağlı olarak pek değişmediği anlaşılmaktadır. Ancak, kayma dalgası hızı 300 m/s olan zemin gruplarında, temel dönmesi nedeniyle oluşan yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmeleri geometrik narinlik oranı ile artmaktadır. Rölatif yapı yatay yerdeğiştirmeleri, Kobe depremi çalışmasında gözlendiği gibi, esnek yapı konumunda bulunan $H_y/B_t=0.75$ yapılarından çok rijit yapı durumunda bulunan $H_y/B_t=3.0$ yapılarına doğru gidildikçe azalmaktadır. Fark, kayma dalgası hızı 750 m/s zemin grubunda azalmaktadır.

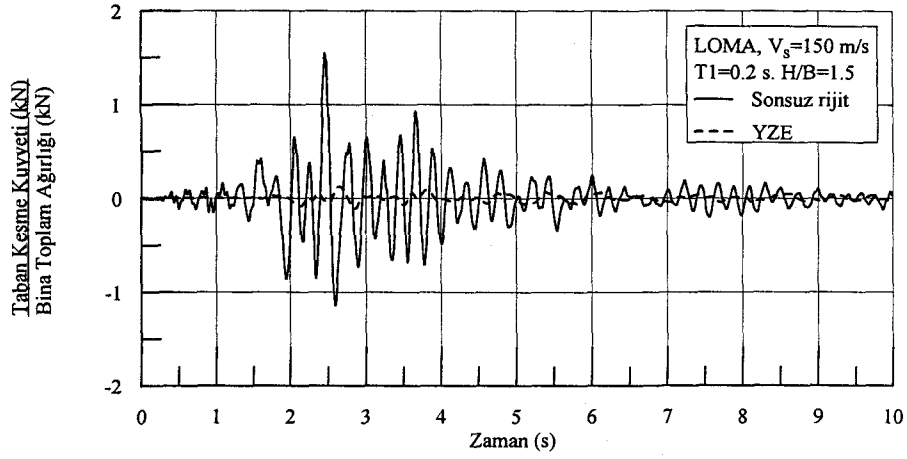
Şekil 5.21 ve 5.22 de, sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması, geometrik narinlik oranları ve kayma dalgası hızlarına bağlı olarak yapılmıştır. Geometrik narinlik oranı $H_y/B_t=3.0$ olan üst yapılarda etkileşim her durumda güvenli tarafta kalırken, geometrik narinlik oranı $H_y/B_t=0.75$ ve 1.5 olan üstyapılarda ise kayma dalga hızlarına bağlı olarak farklılık göstermektedirler. Sonsuz rijit zemin hallerinde, üstyapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi değerleri, $H_y/B_t=0.75$ ve 1.5 geometrik narinlik oranlarında, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi değerlerinin altında kalması, etkileşimin olumsuz yönünü göstermektedir.



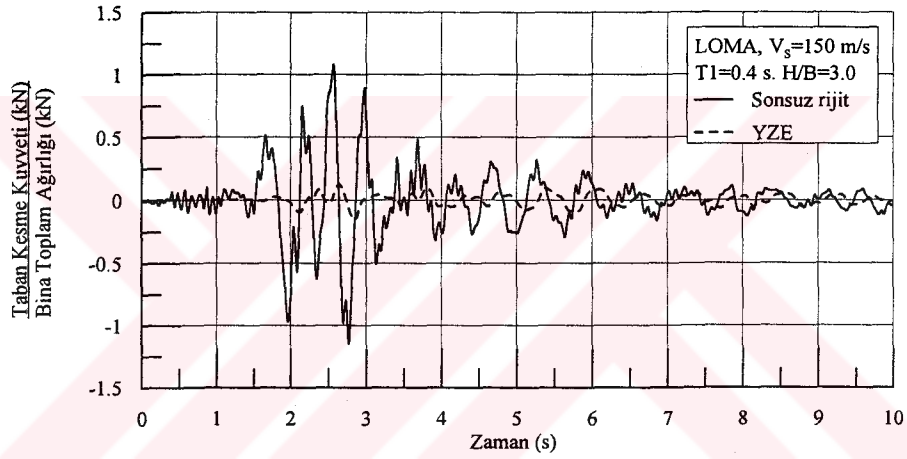
Şekil 5.17a. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$)



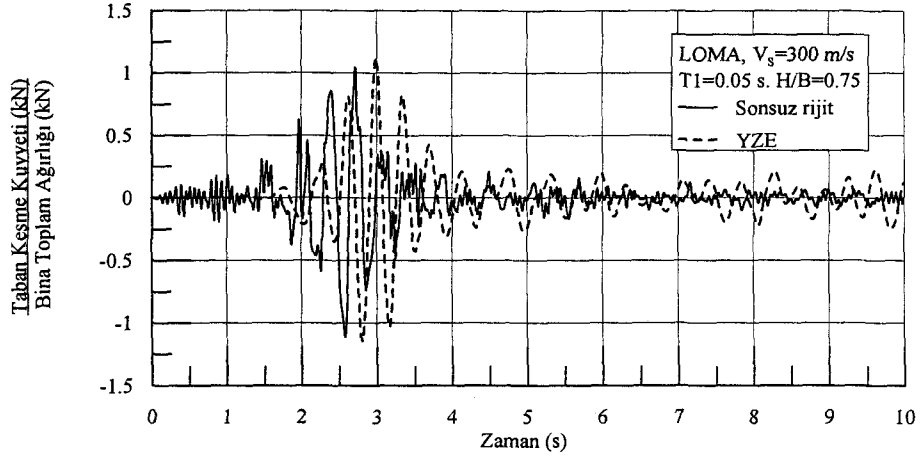
Şekil 5.17b. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$)



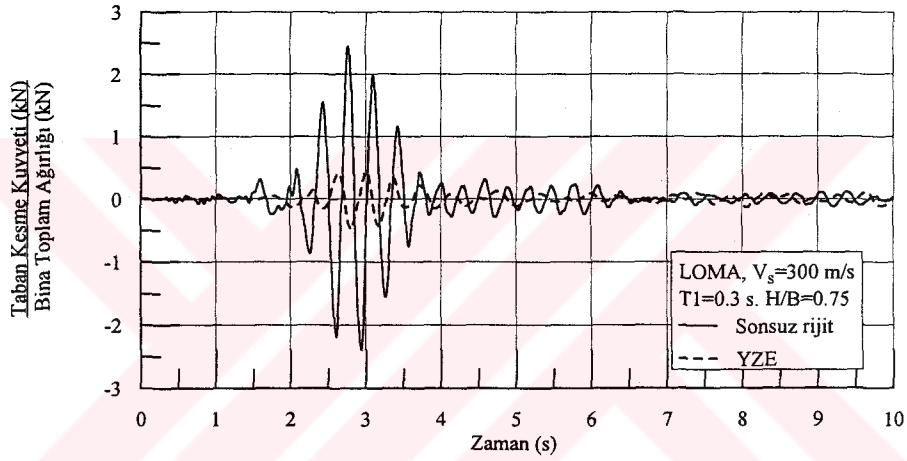
Şekil 5.17c. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T1=0.2$ s., $H/B=1.5$)



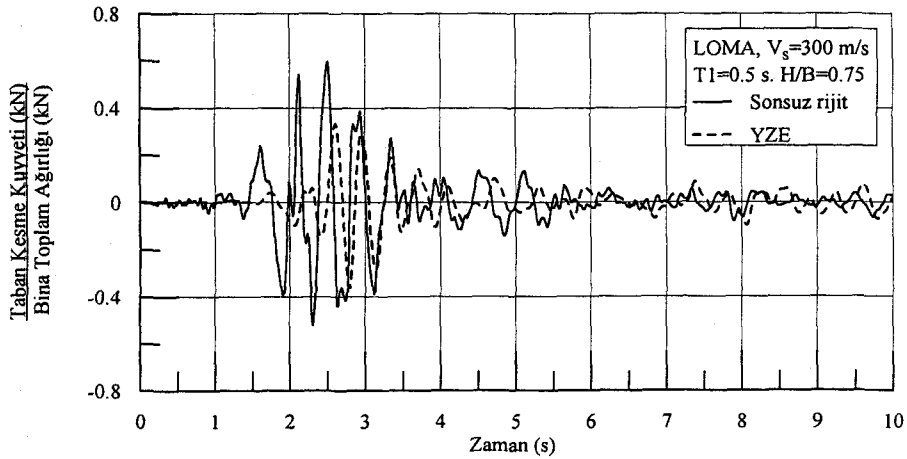
Şekil 5.17d. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T1=0.4$ s., $H/B=3.0$)



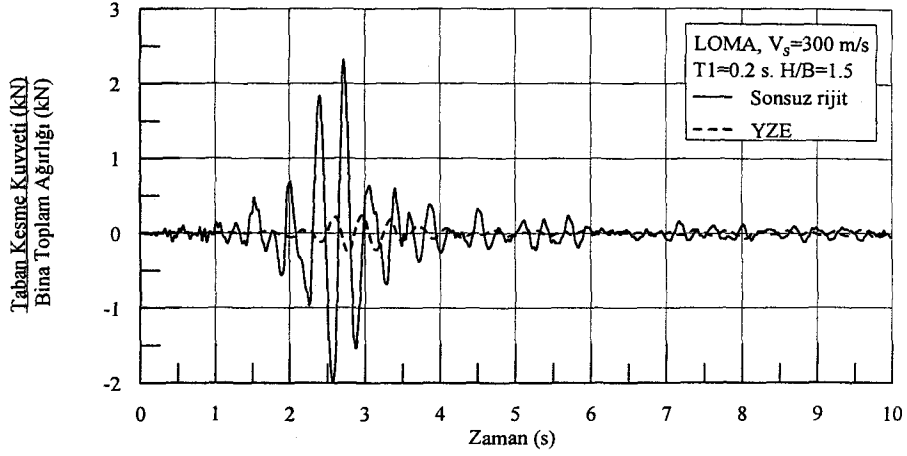
Şekil 5.17e. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$)



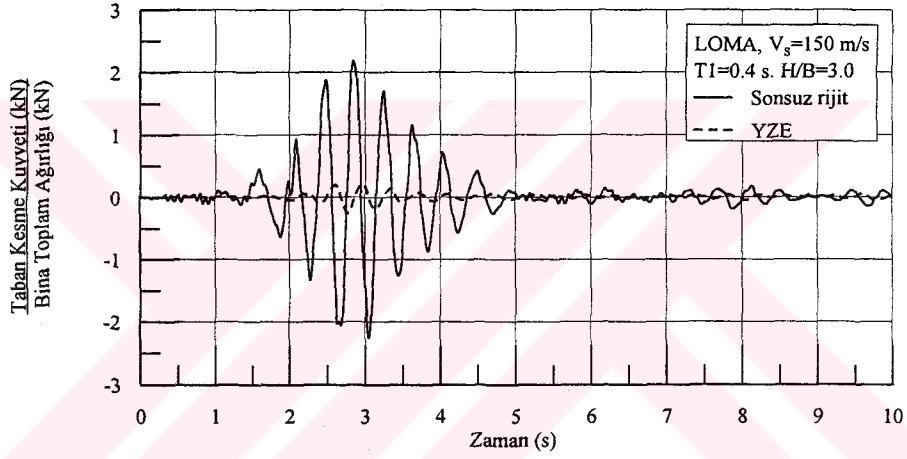
Şekil 5.17f. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$)



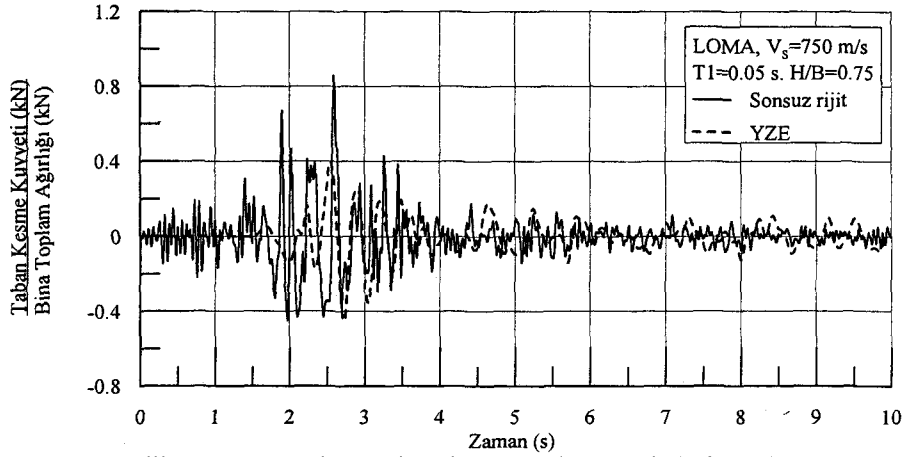
Şekil 5.17g. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$)



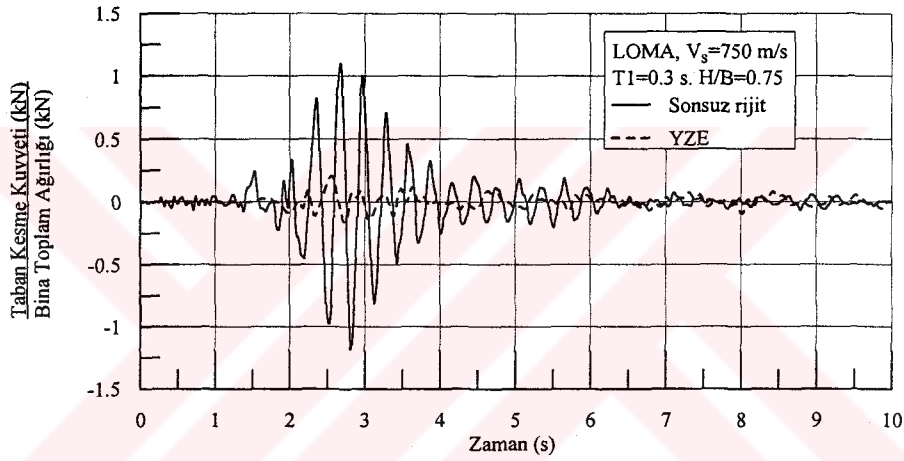
Şekil 5.17h. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$)



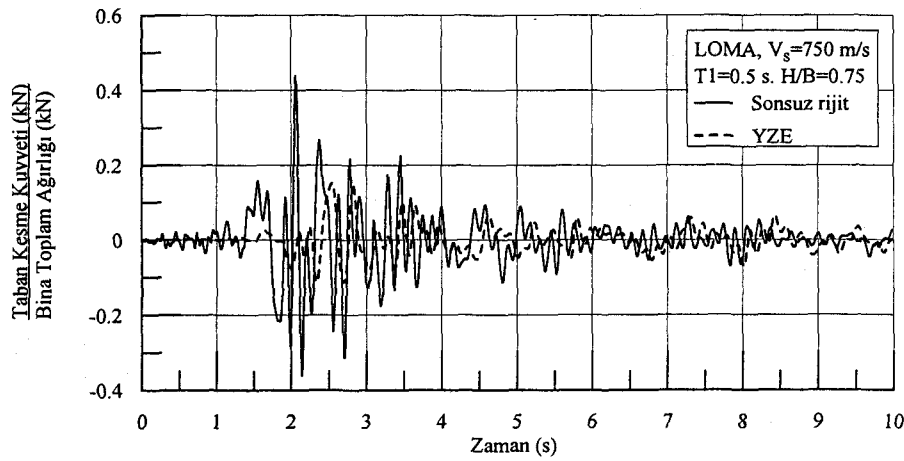
Şekil 5.17i. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$)



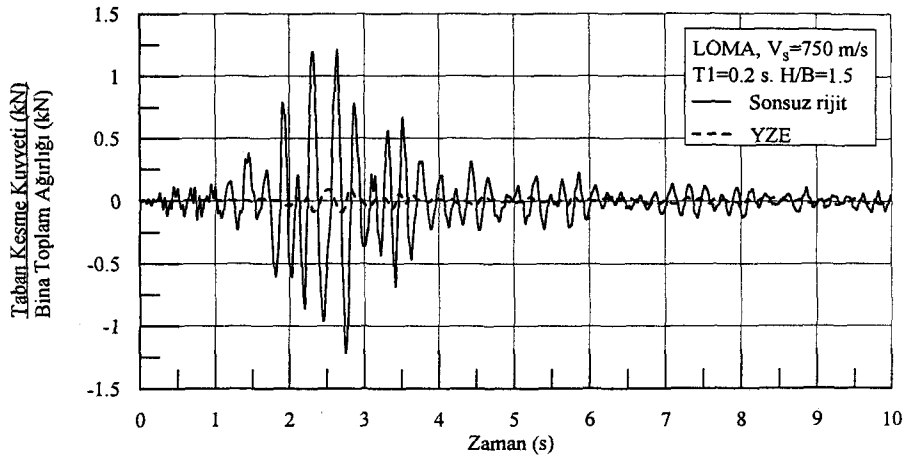
Şekil 5.17i. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$)



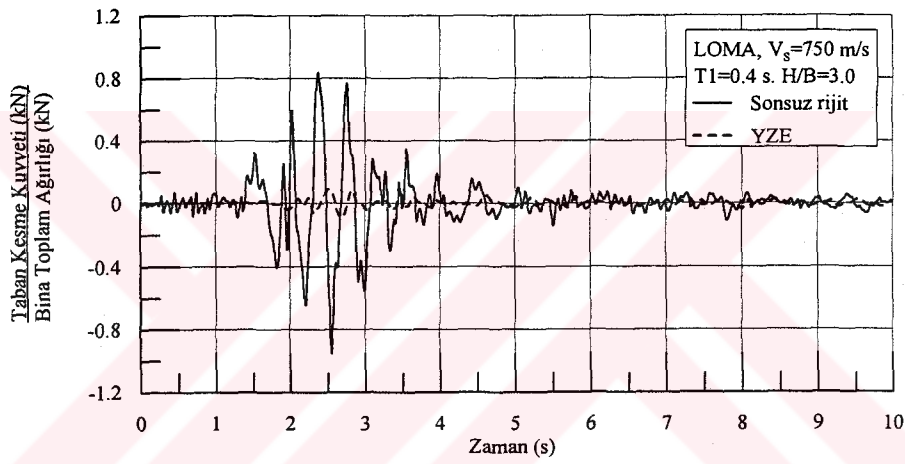
Şekil 5.17j. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$)



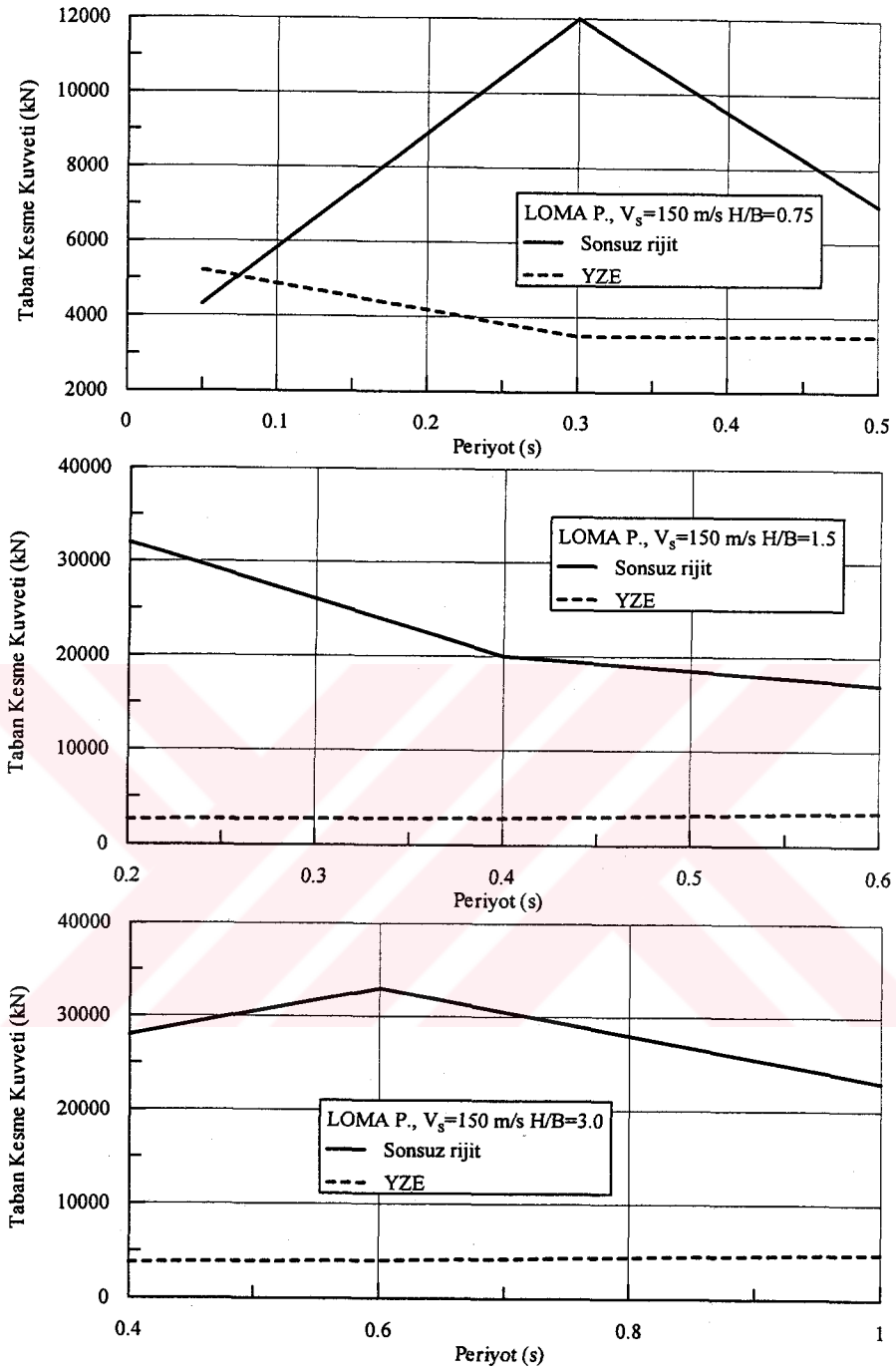
Şekil 5.17k. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$)



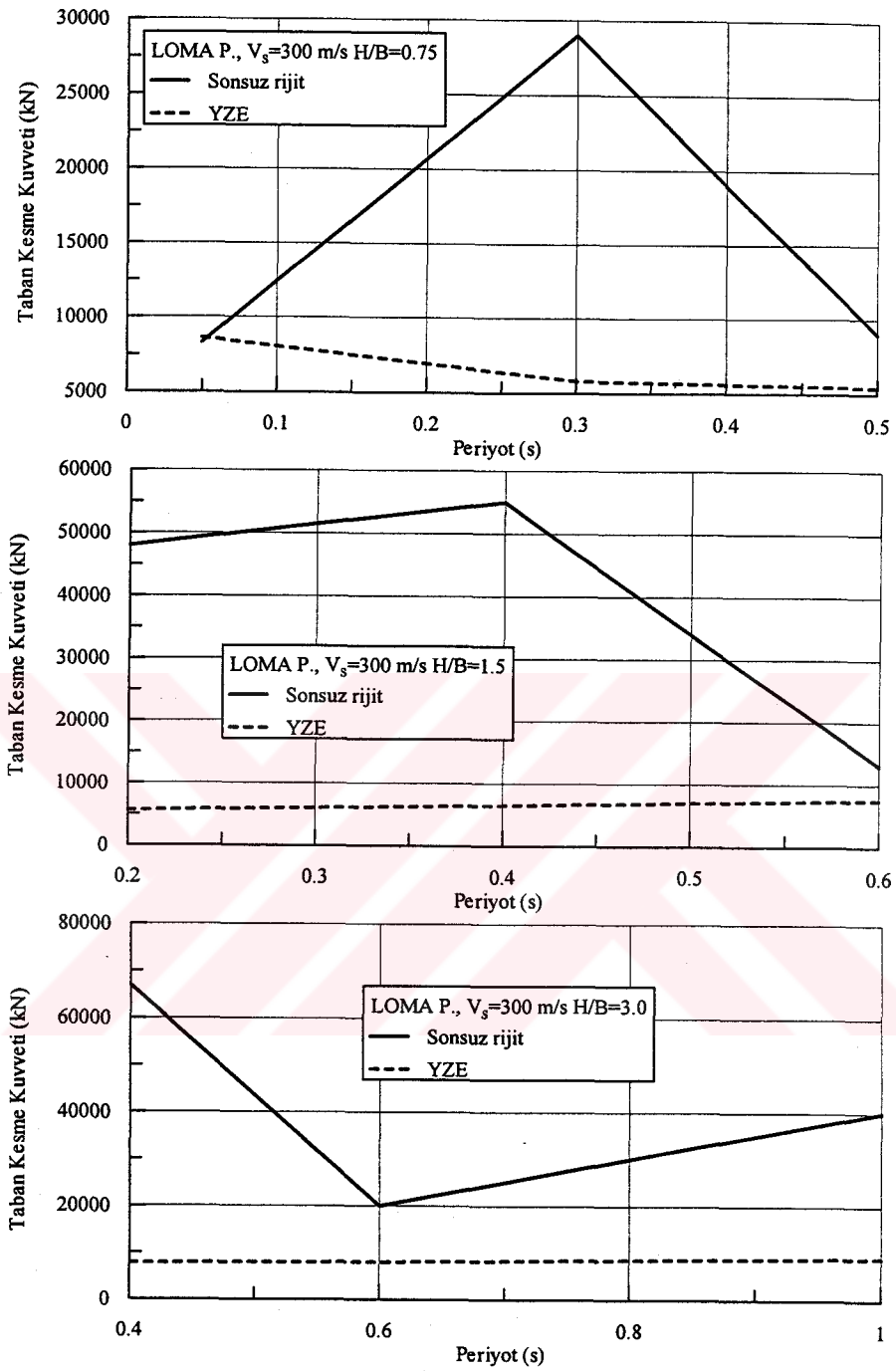
Şekil 5.17m. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$)



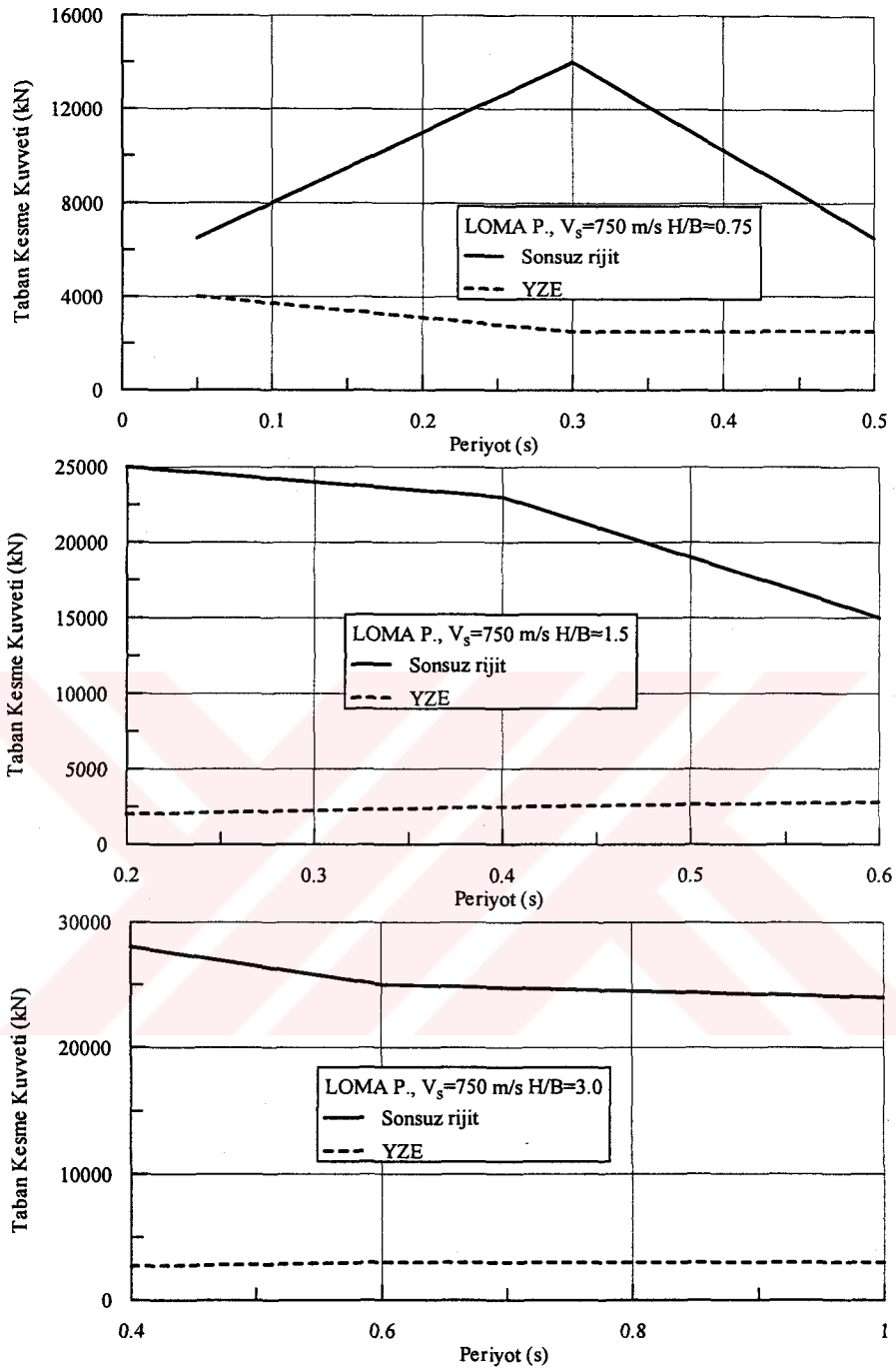
Şekil 5.17n. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$)



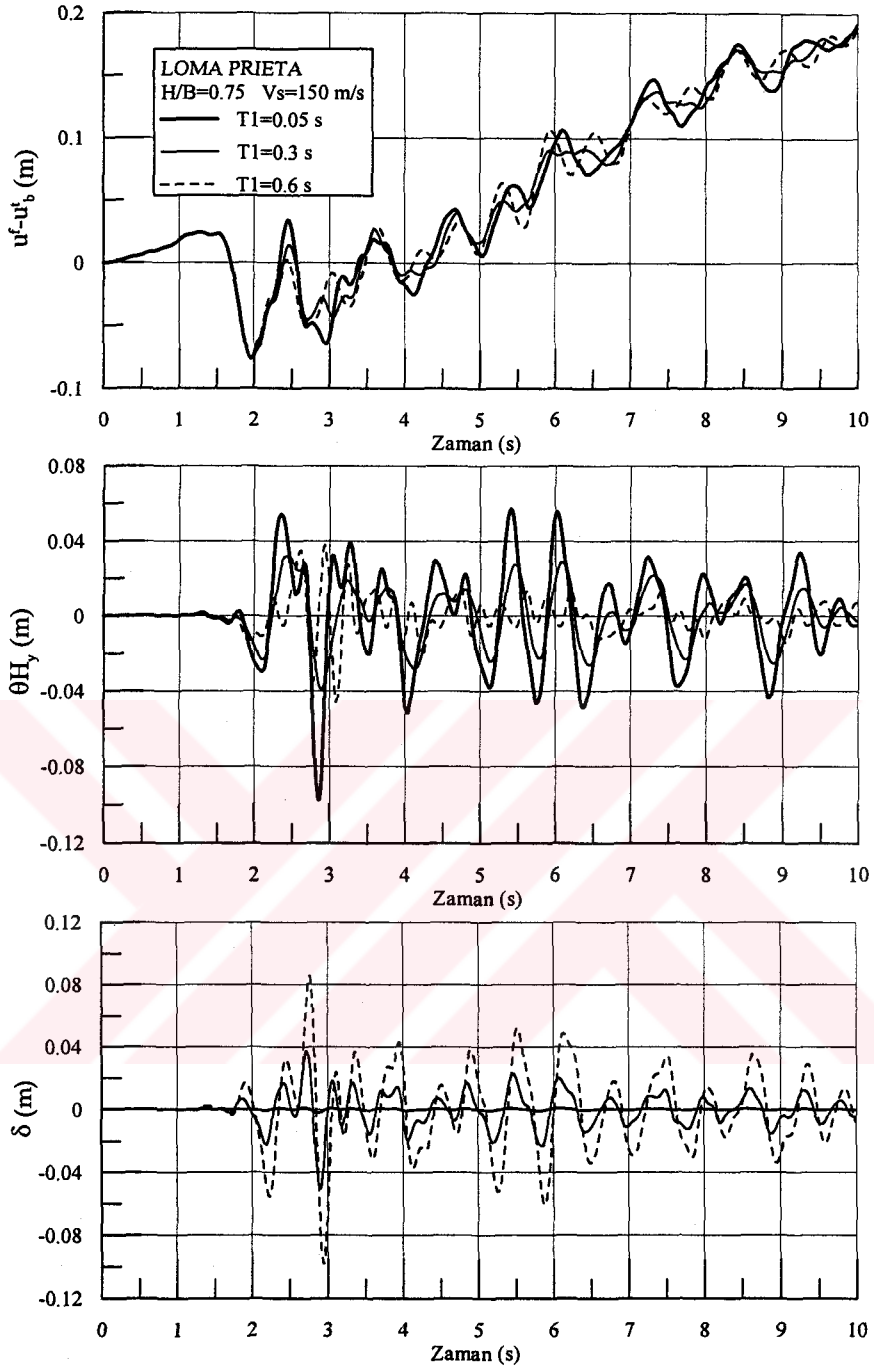
Şekil 5.18a. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$)



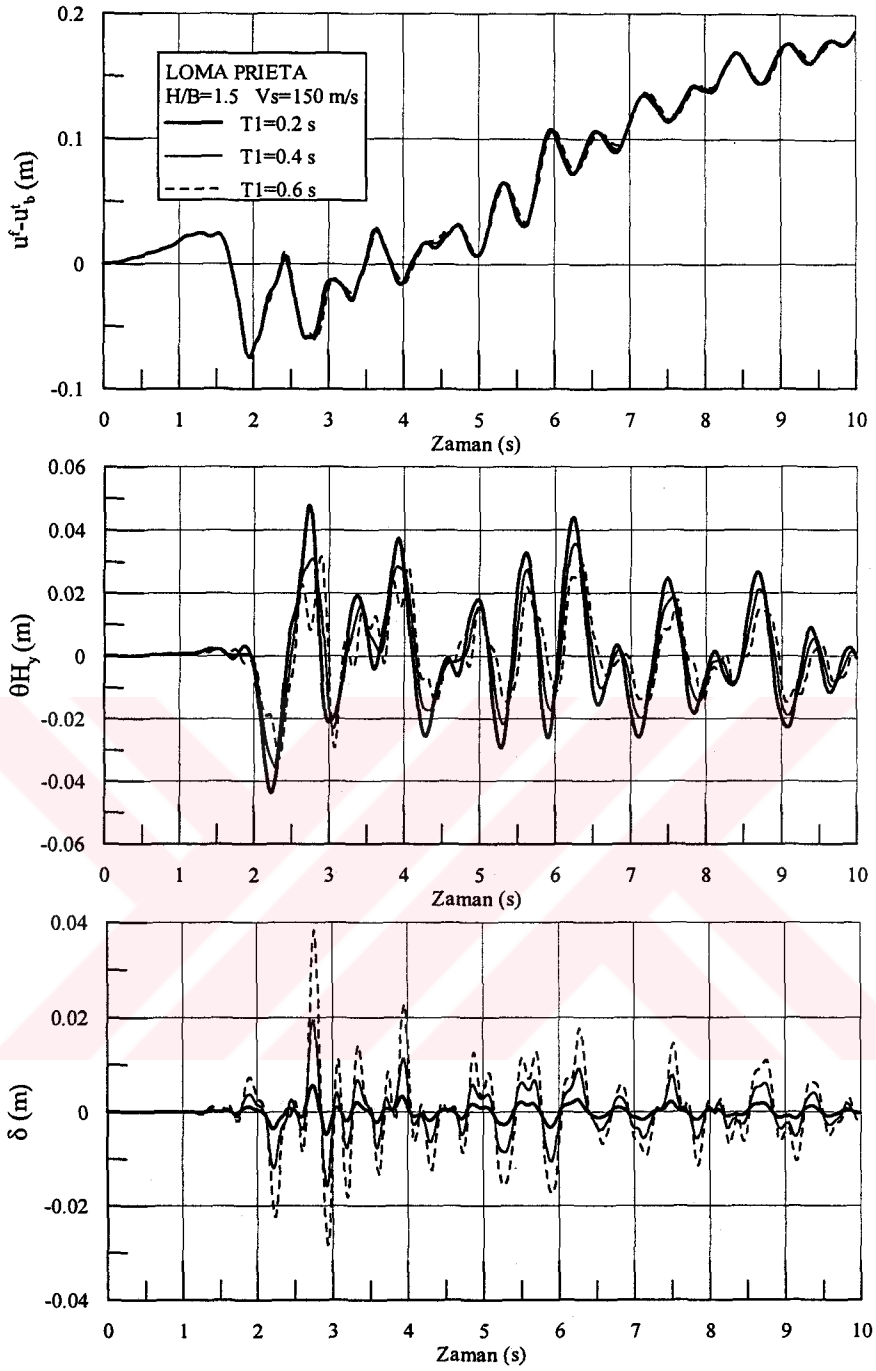
Şekil 5.18b. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; H/B=0.75, 1.5, 3.0)



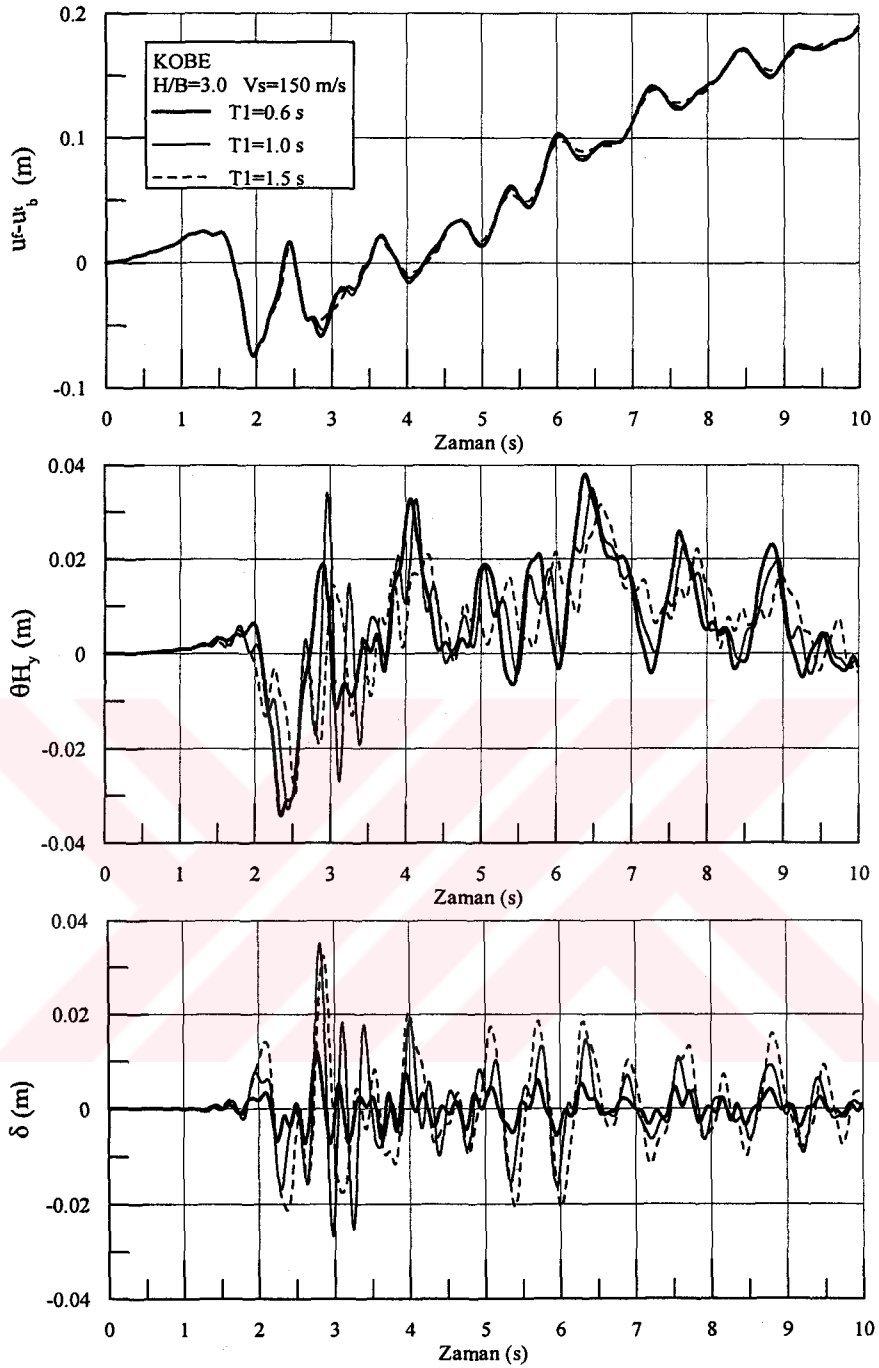
Şekil 5.18c. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$)



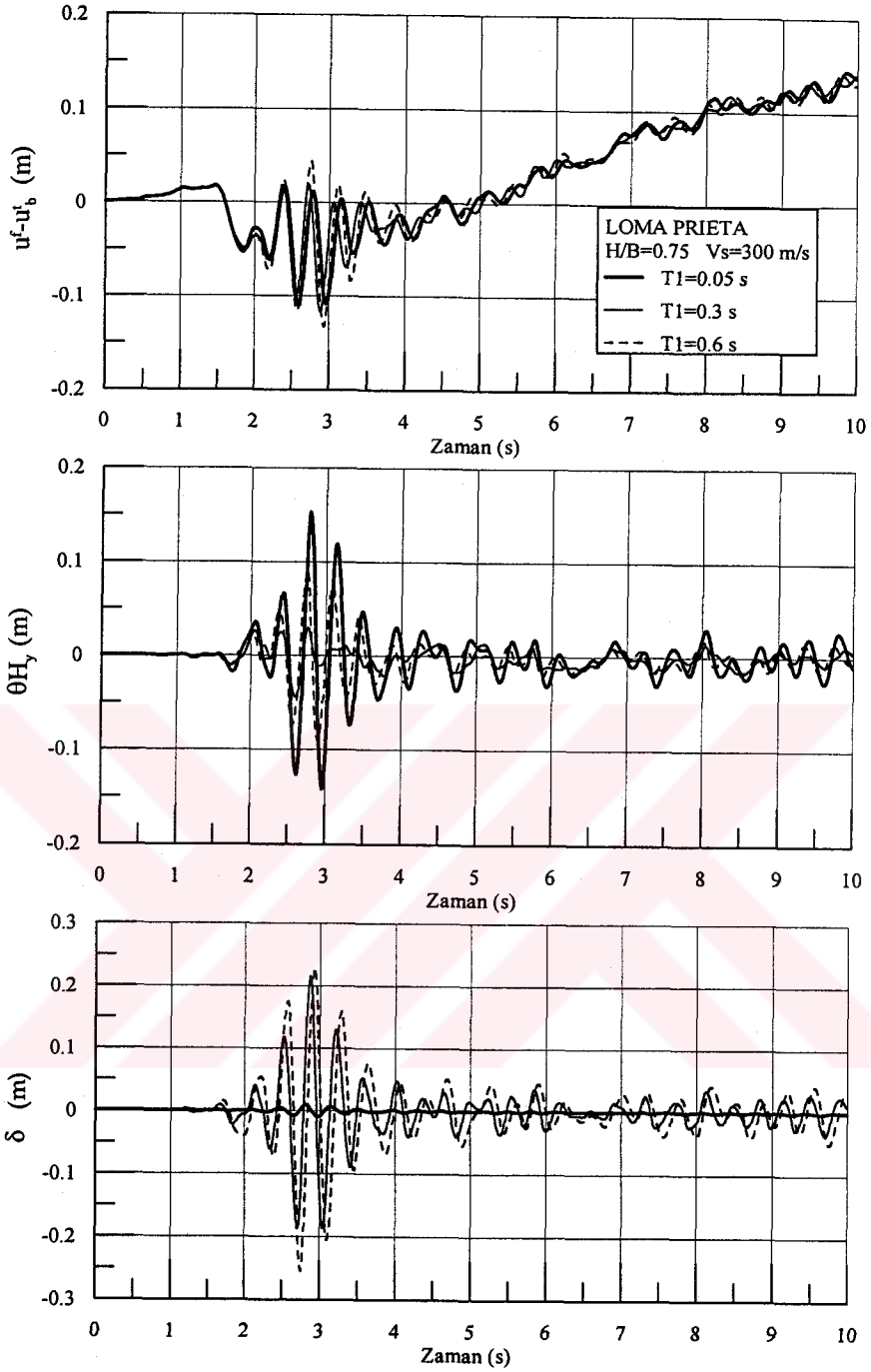
Şekil 5.19a. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.05, 0.3$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^t$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $H/B=0.75$)



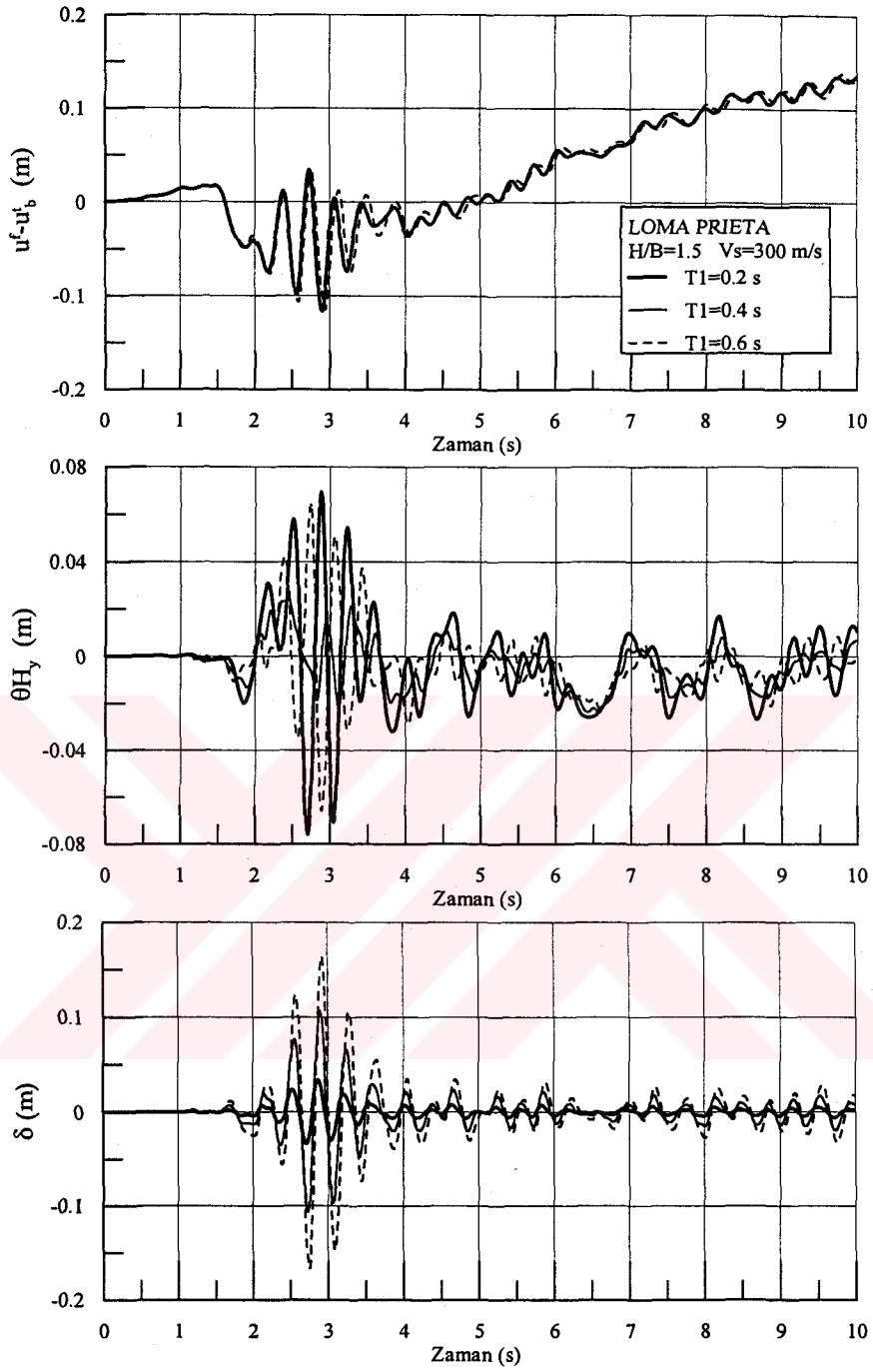
Şekil 5.19b. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.2, 0.4$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^f$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $H/B=1.5$)



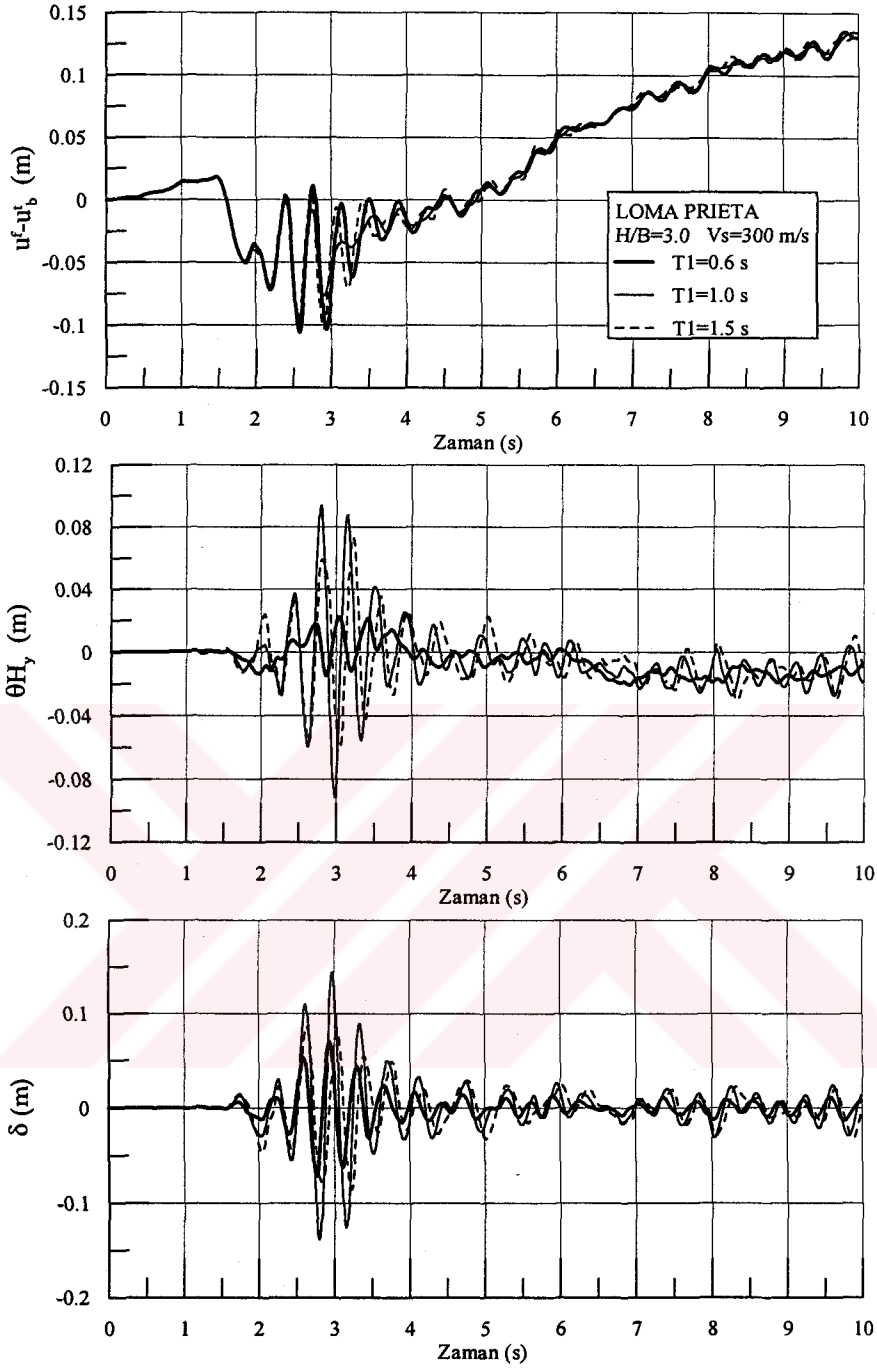
Şekil 5.19c. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.6$, 1.0 ve 1.5 s olan yapılar da etkileşim ($u^f - u_b^f$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ağışından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $H/B=3.0$)



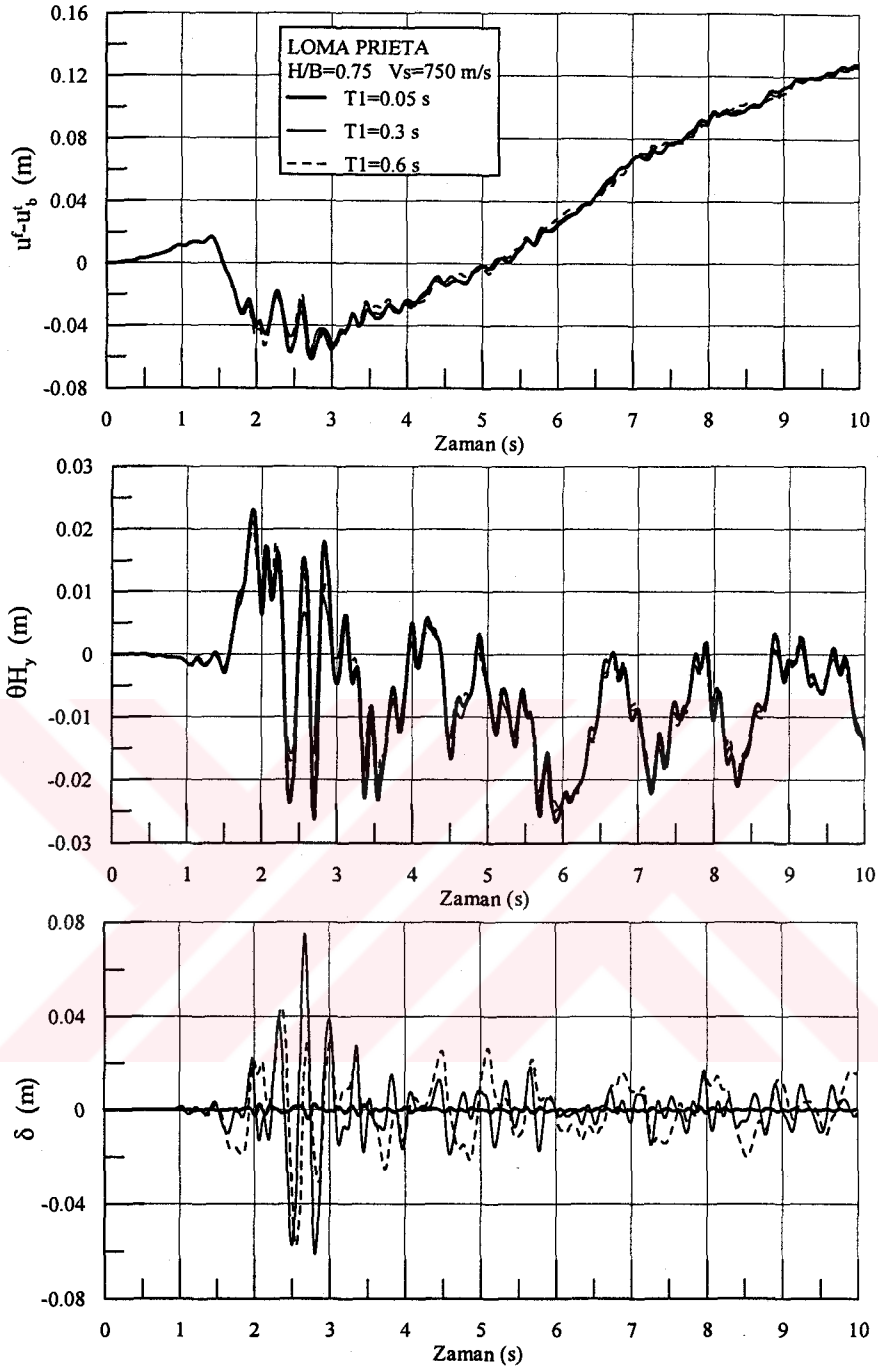
Şekil 5.19d. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.05$, 0.3 ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^t$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $H/B=0.75$)



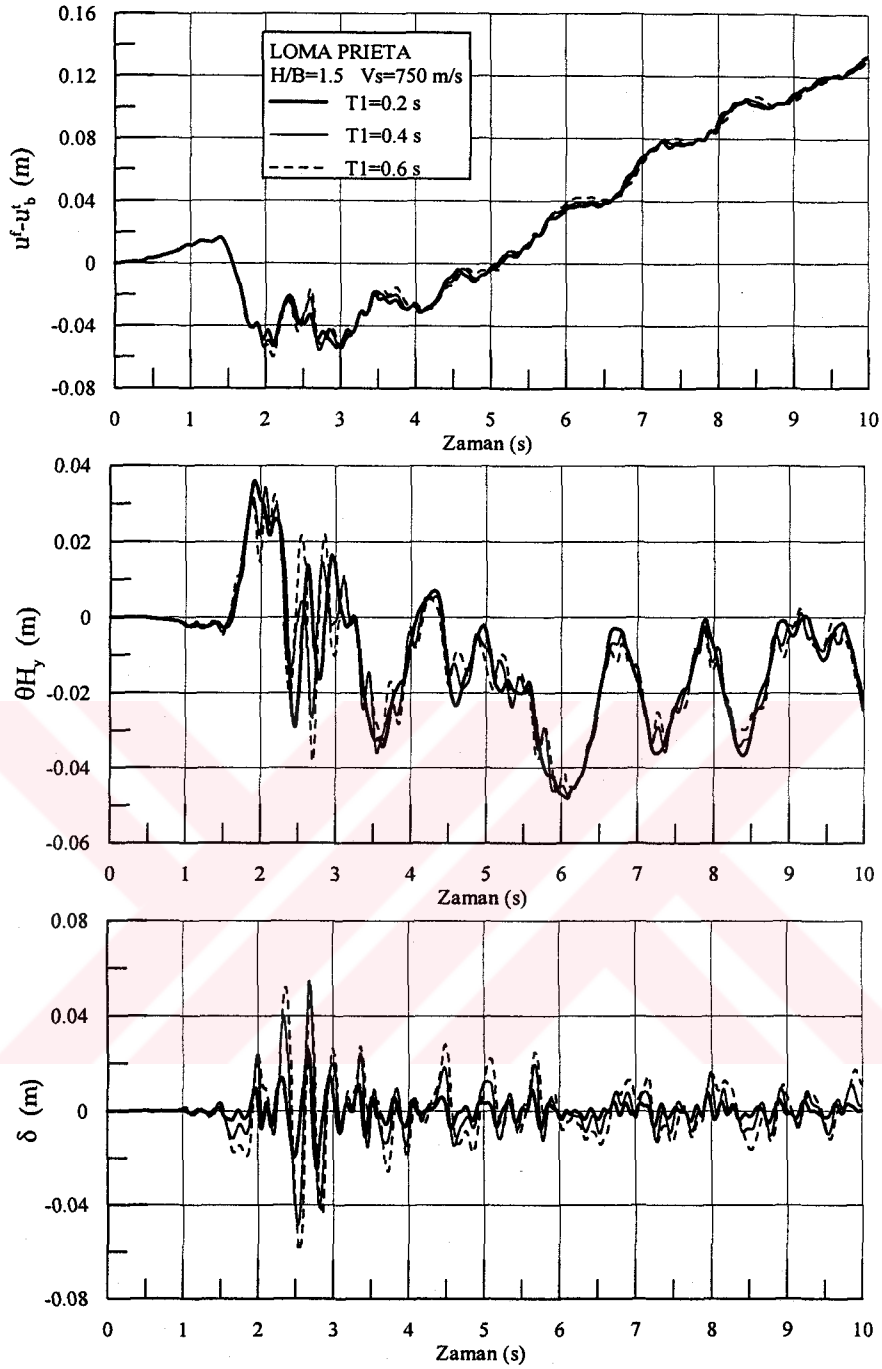
Şekil 5.19e. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.2$, 0.4 ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^f$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $H/B=1.5$)



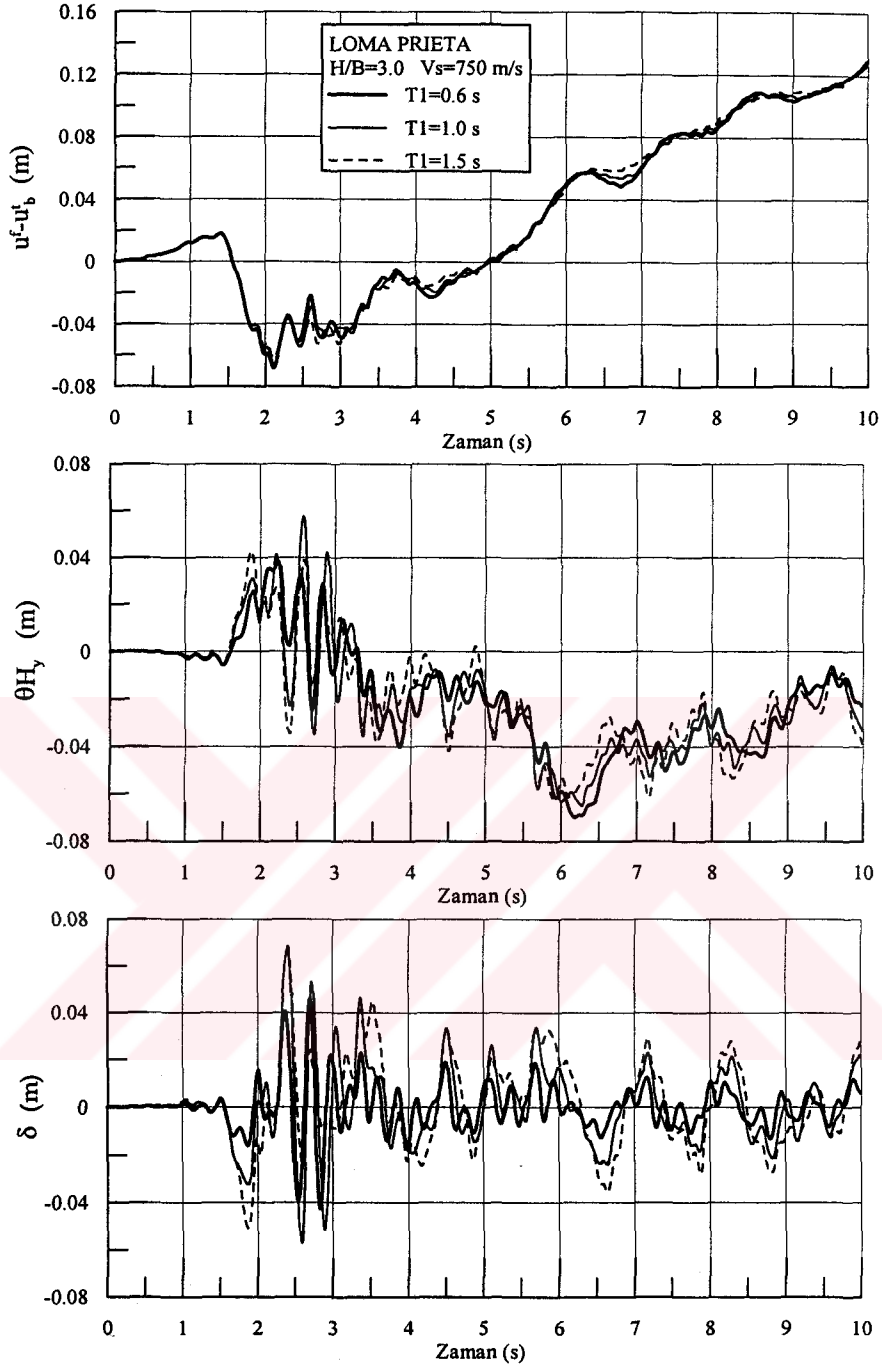
Şekil 5.19f. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.6$, 1.0 ve 1.5 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^t$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $H/B=3.0$)



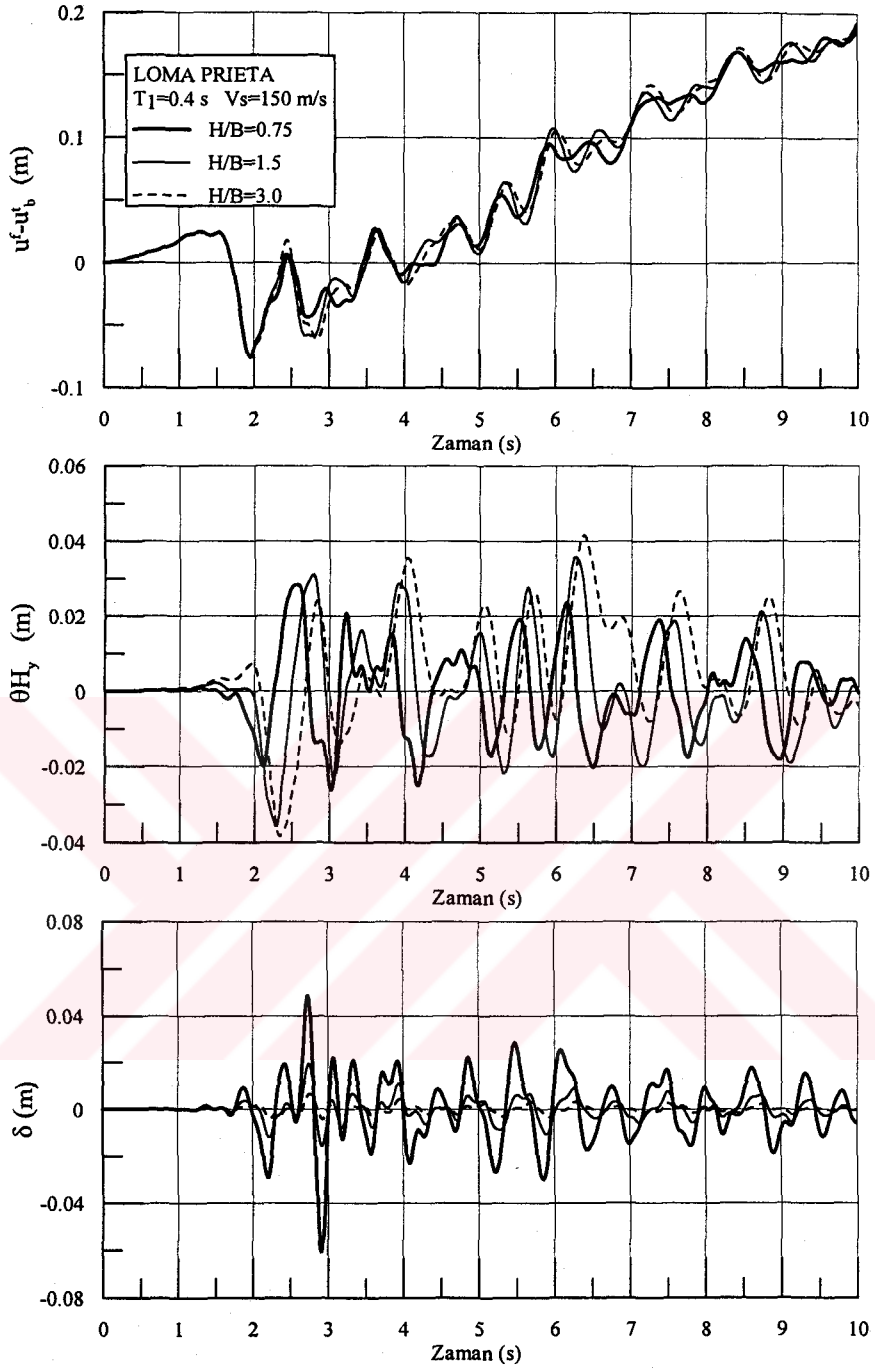
Şekil 5.19g. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.05, 0.3$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^t$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $H/B=0.75$)



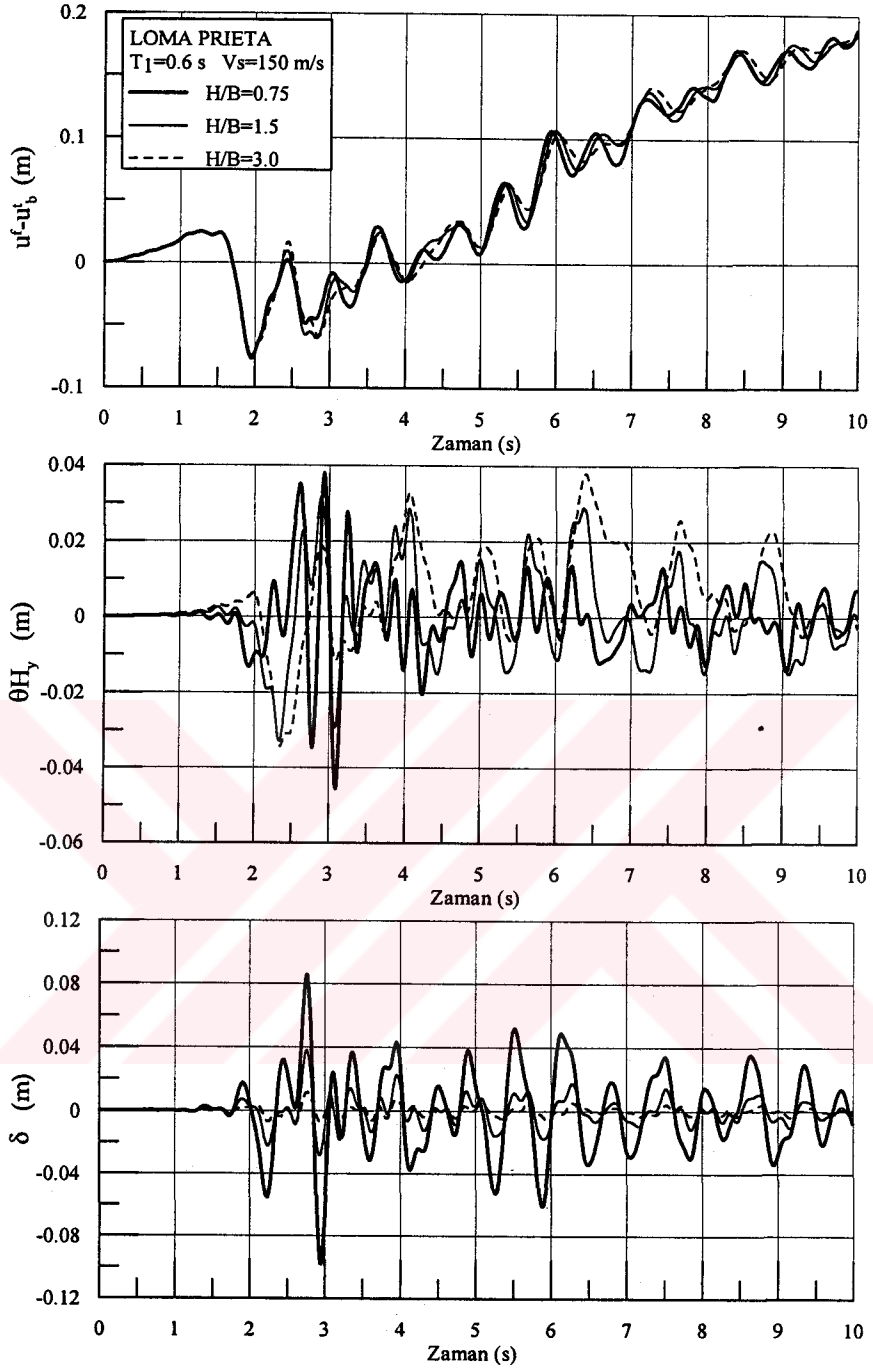
Şekil 5.19h. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.2, 0.4$ ve 0.6 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^f$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $H/B=1.5$)



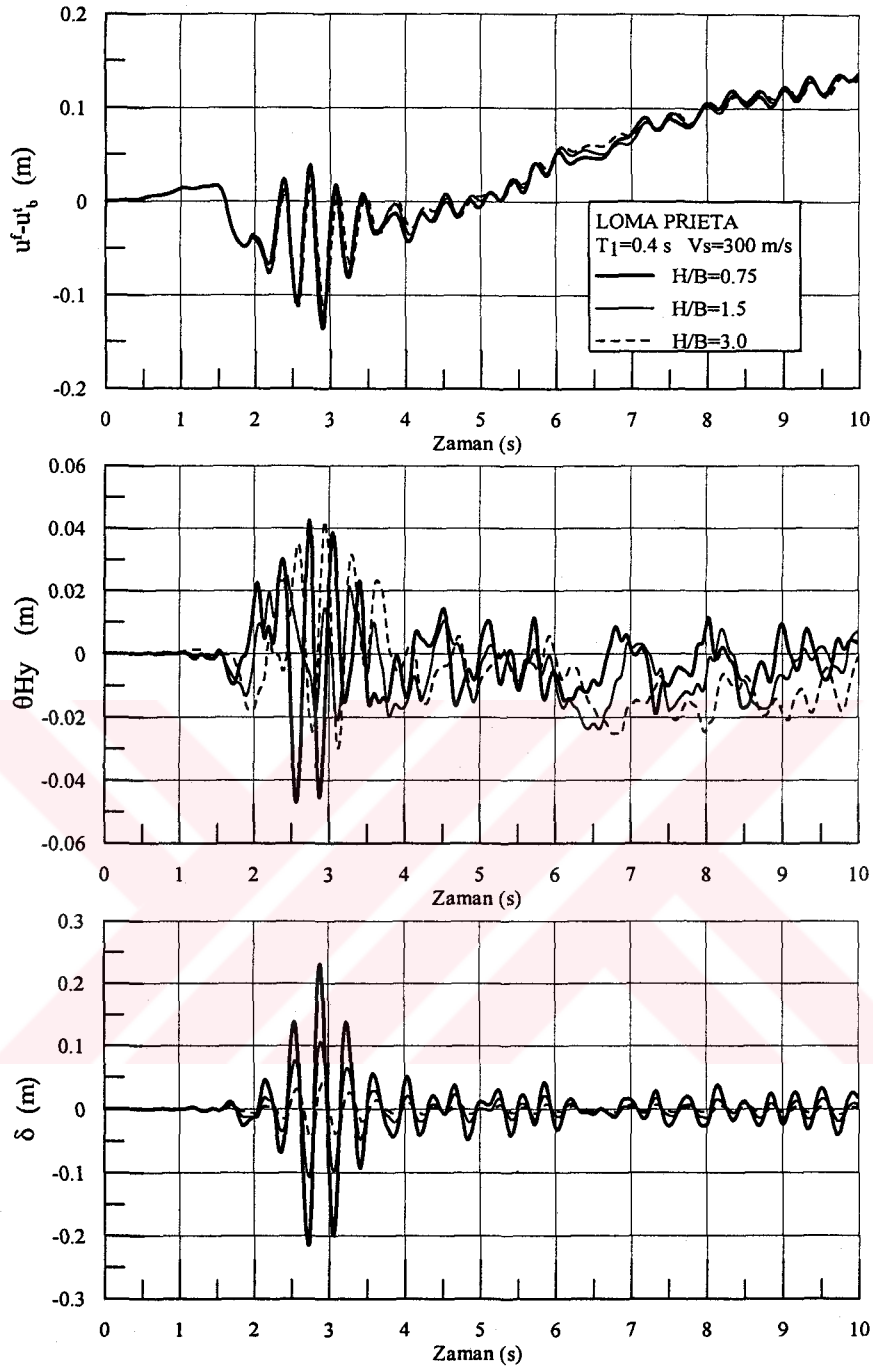
Şekil 5.19i. Birinci mod titreşim periyotları $T_1=0.6$, 1.0 ve 1.5 s olan yapılarda etkileşim ($u^f - u_b^f$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $H/B=3.0$)



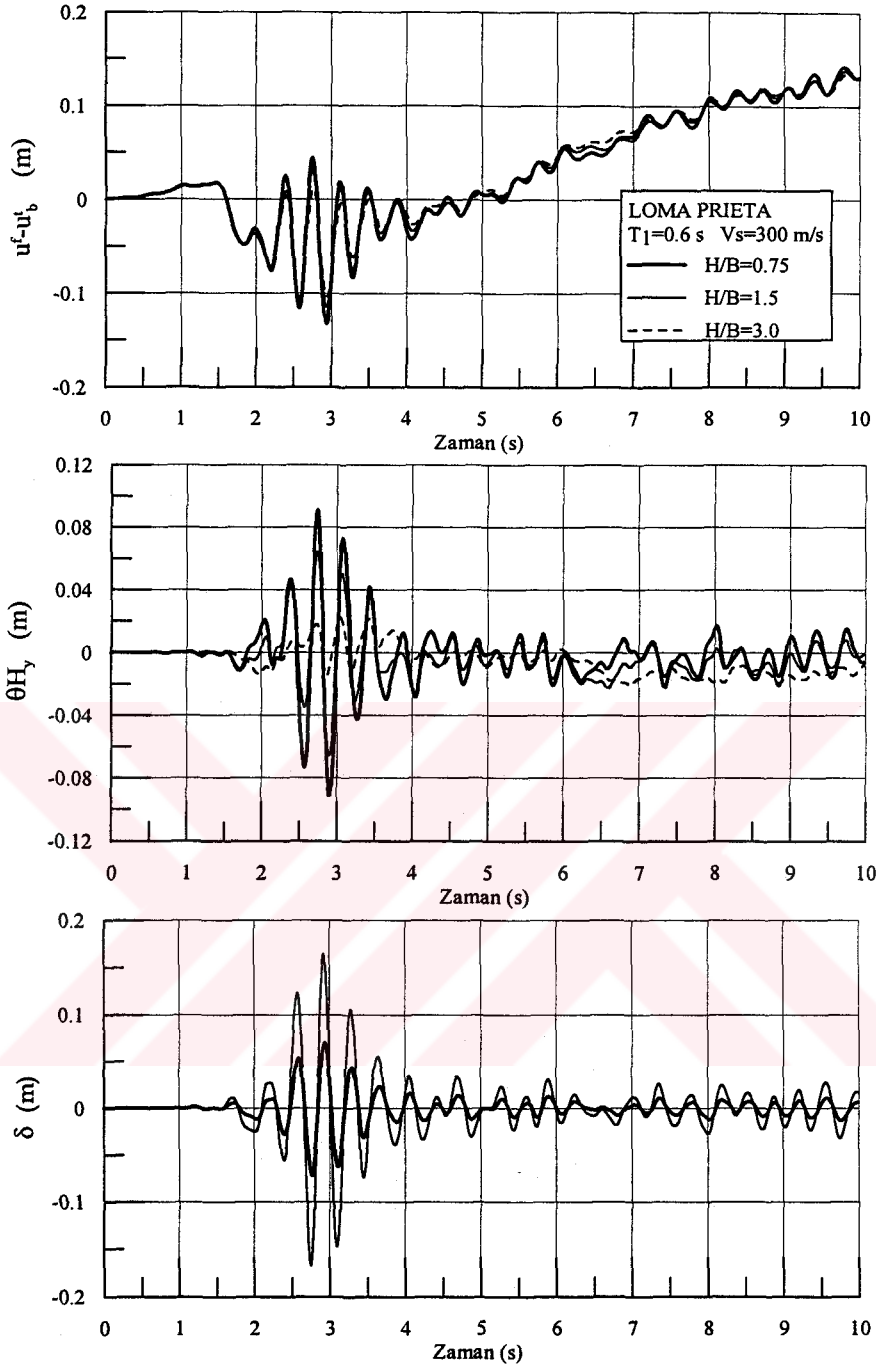
Şekil 5.20a. Geometrik narınlık oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılar; etkileşim ($u^f - u_b^i$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) aşınsından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.4$ s)



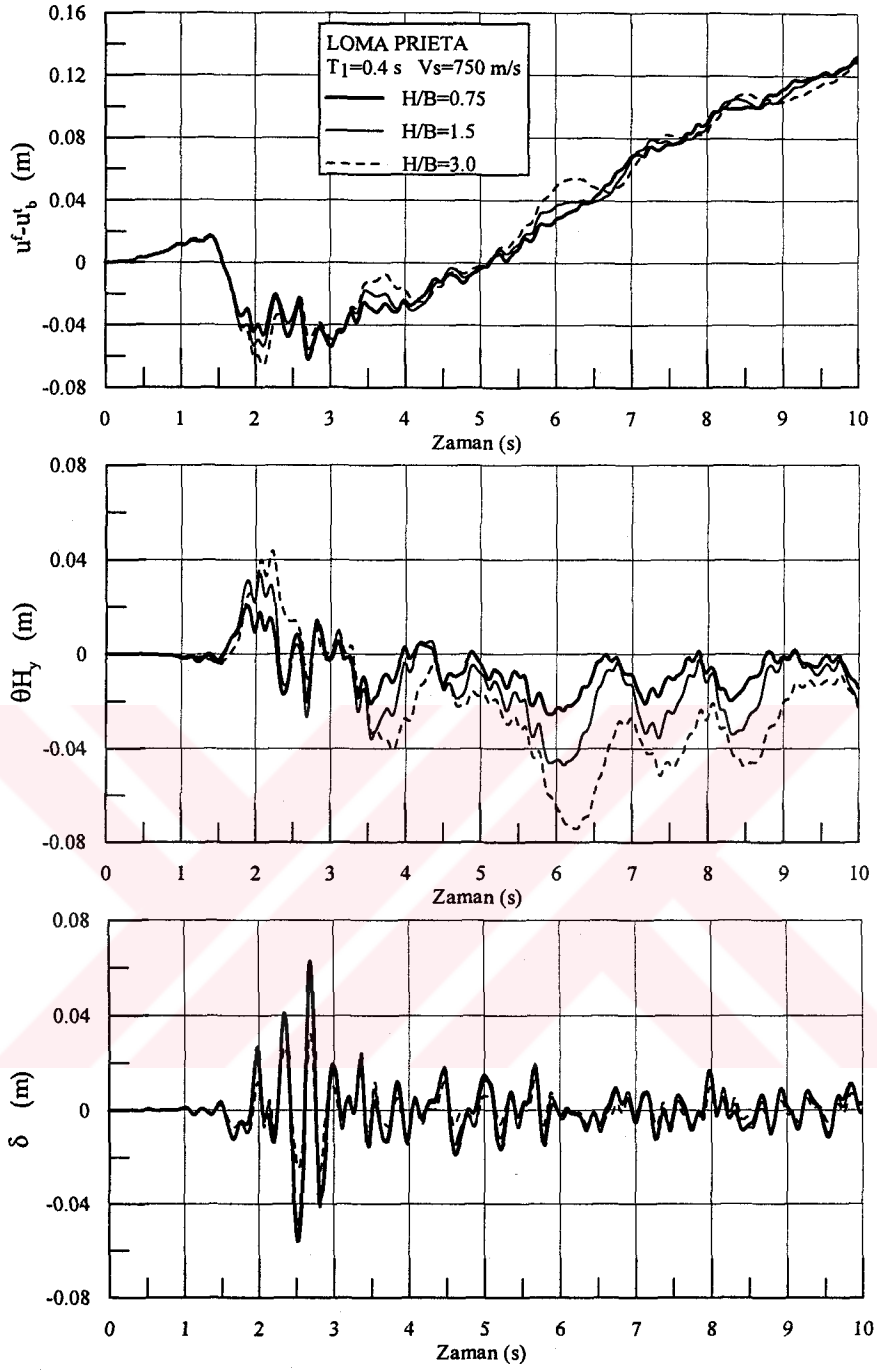
Şekil 5.20b. Geometrik narinlik oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f - u_b^i$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.6$ s)



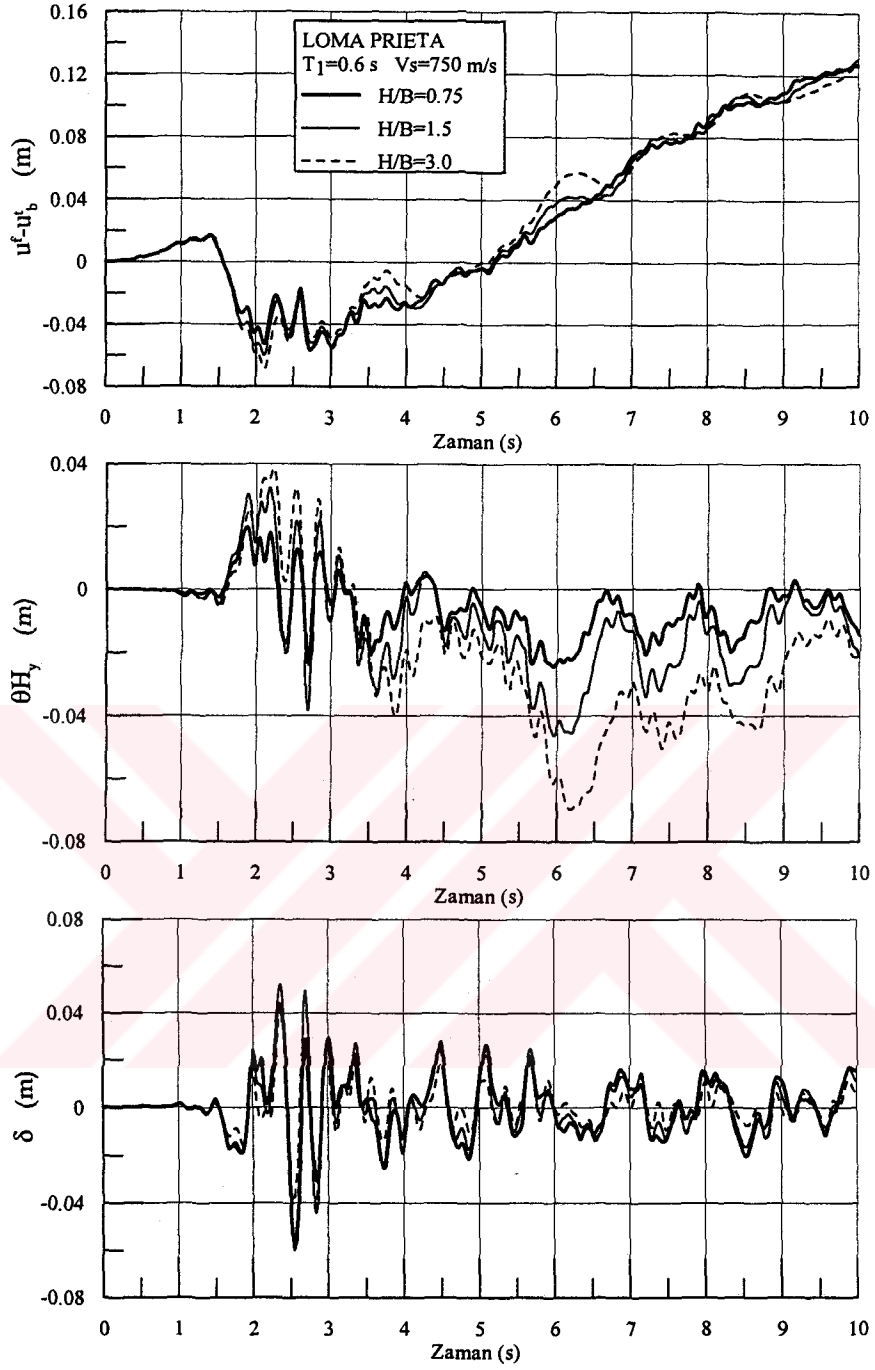
Şekil 5.20c. Geometrik narinlik oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılar da; etkileşim ($u^f - u_b^t$), temel dönmesi (θ_{Hy}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) aşıından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.4$ s)



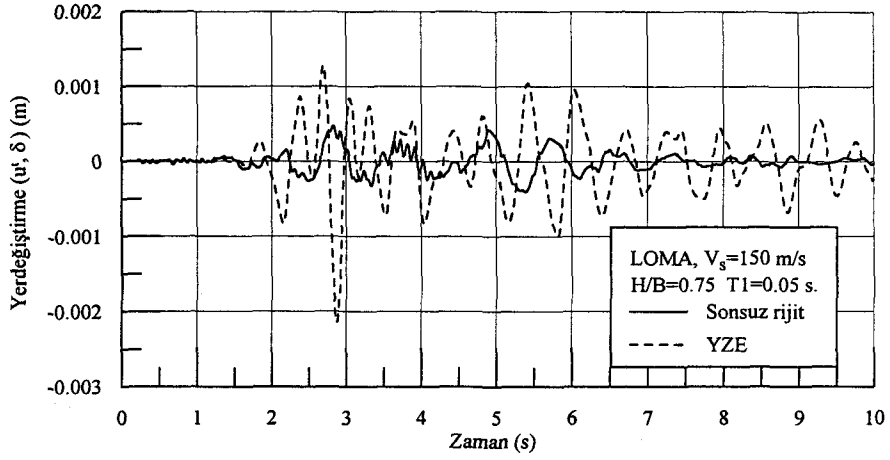
Şekil 5.20d. Geometrik narinlik oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f - u_b^t$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.6$ s)



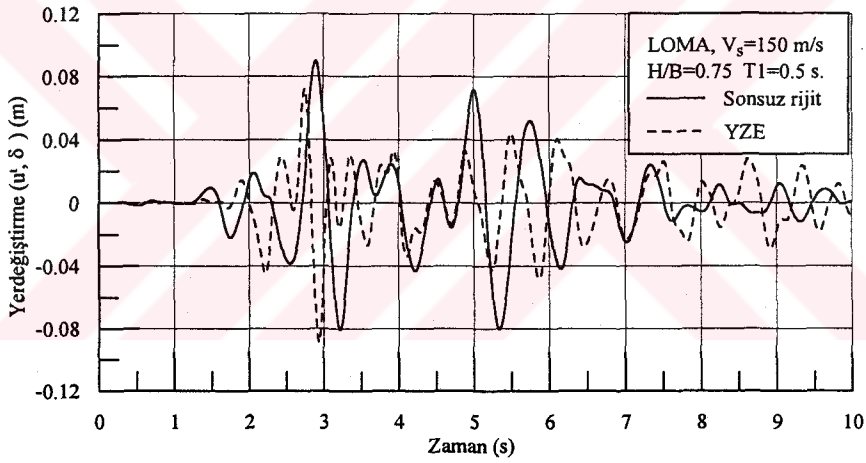
Şekil 5.20e. Geometrik narinlik oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f - u_b^t$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.4$ s)



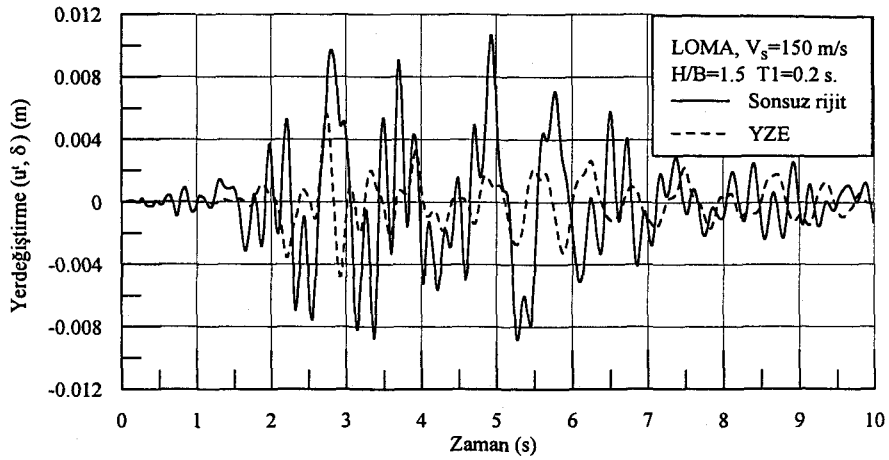
Şekil 5.20f. Geometrik narinlik oranı 0.75, 1.5 ve 3.0 olan yapılarda; etkileşim ($u^f - u_b^f$), temel dönmesi (θ_{H_y}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) açısından karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.6$ s)



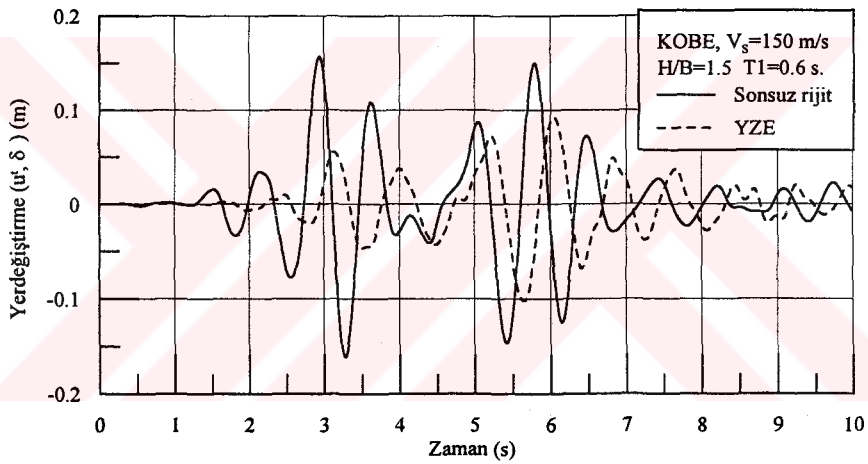
Şekil 5.21a. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.05$ s.; $H/B=0.75$)



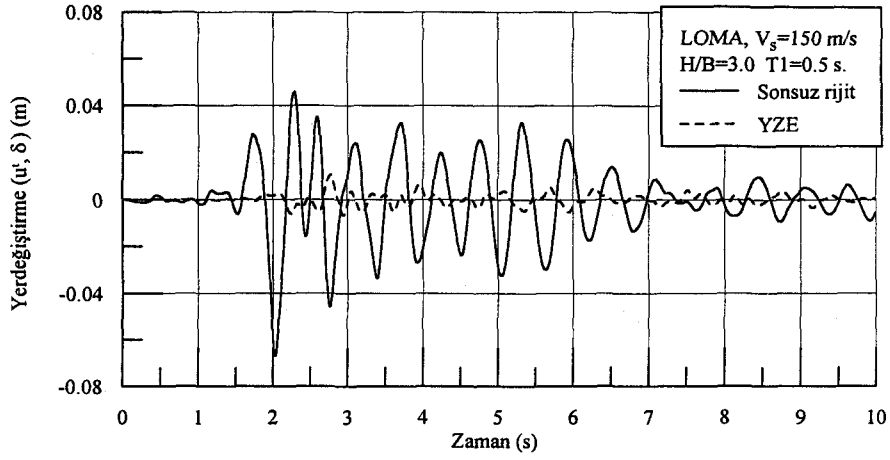
Şekil 5.21b. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$)



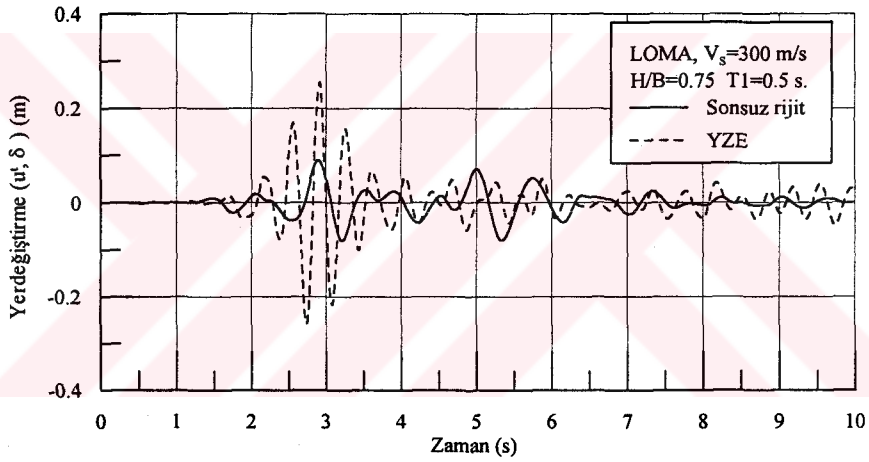
Şekil 5.21c. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$)



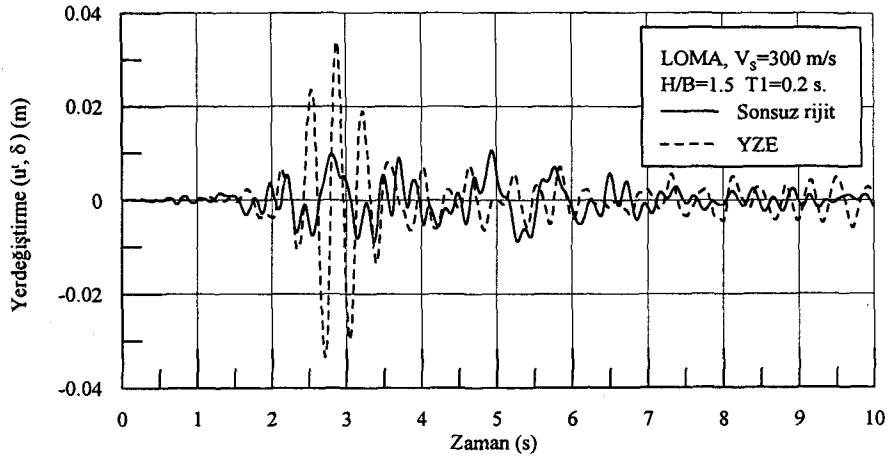
Şekil 5.21d. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$)



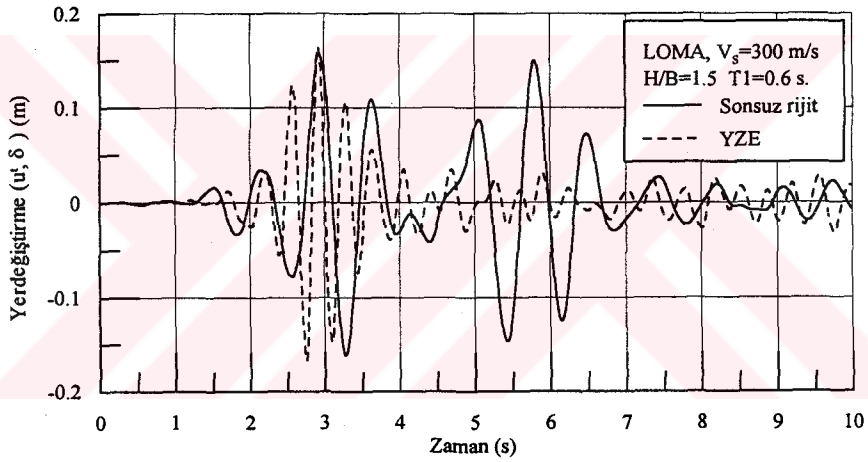
Şekil 5.21e. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğışirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğışirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$)



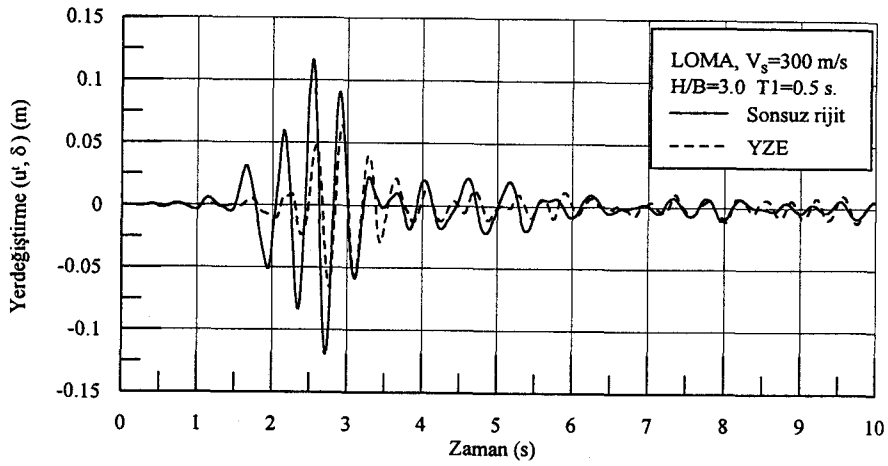
Şekil 5.21f. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğışirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğışirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$)



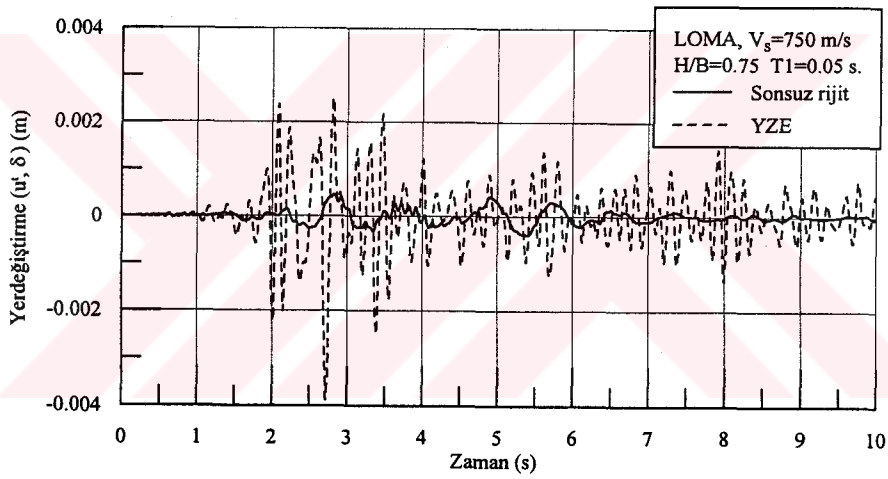
Şekil 5.21g. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğışirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğışirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$)



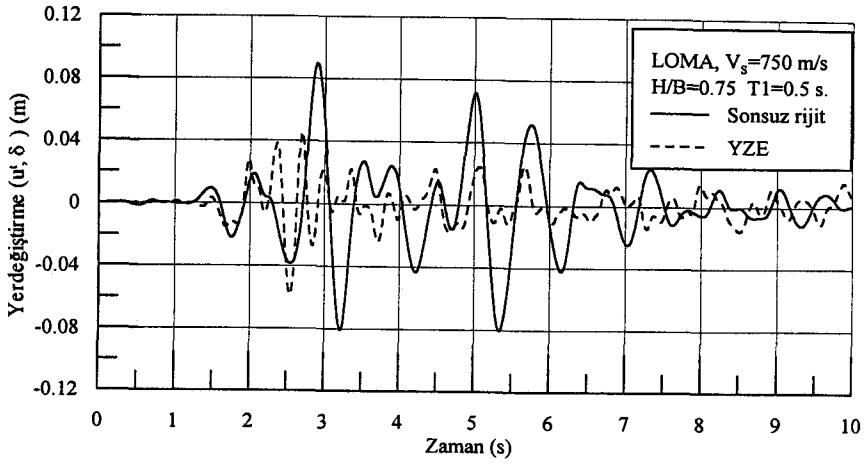
Şekil 5.21h. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğışirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğışirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s: $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$)



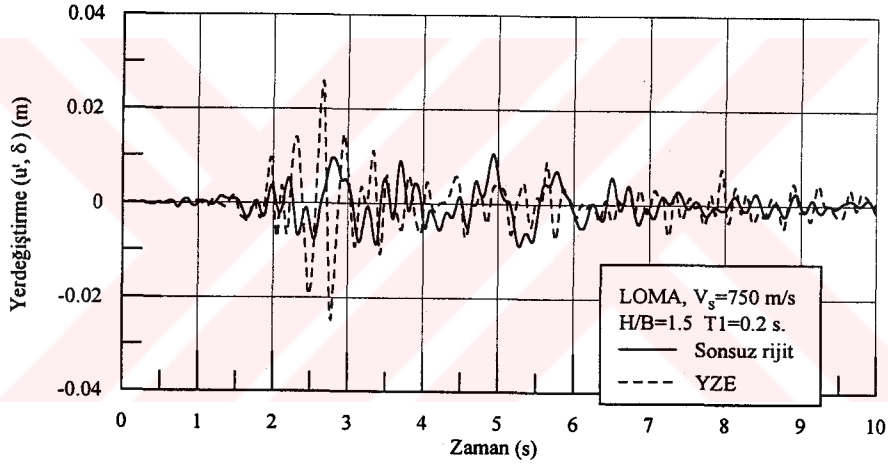
Şekil 5.21i. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T1=0.5$ s.; $H/B=3.0$)



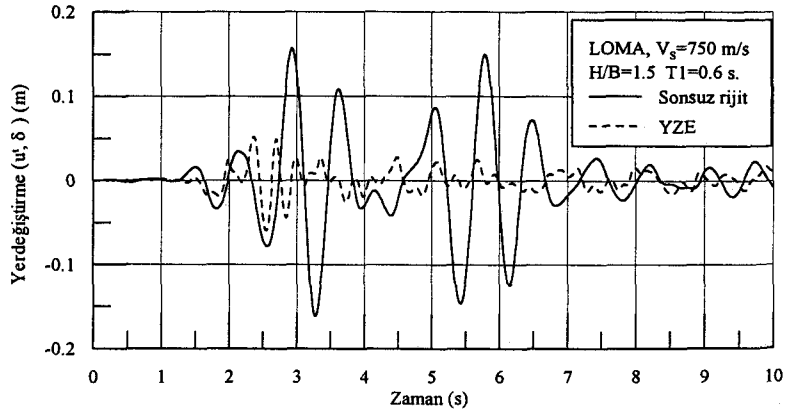
Şekil 5.21j. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T1=0.05$ s.; $H/B=0.75$)



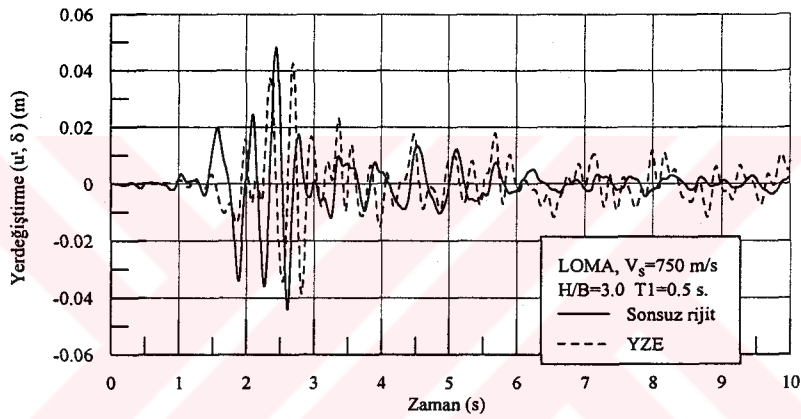
Şekil 5.21k. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$)



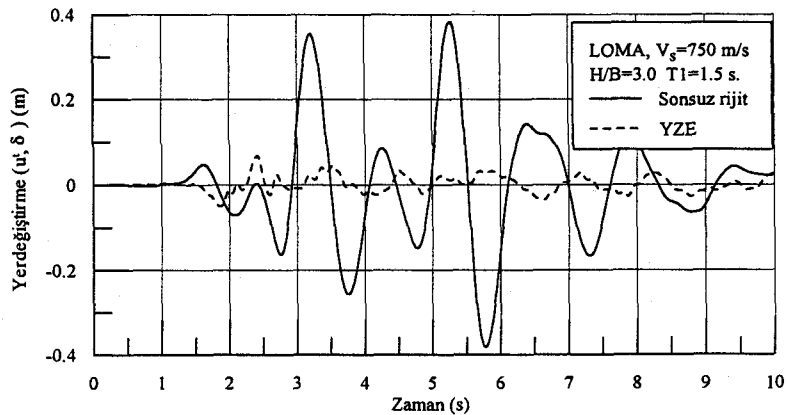
Şekil 5.21m. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$)



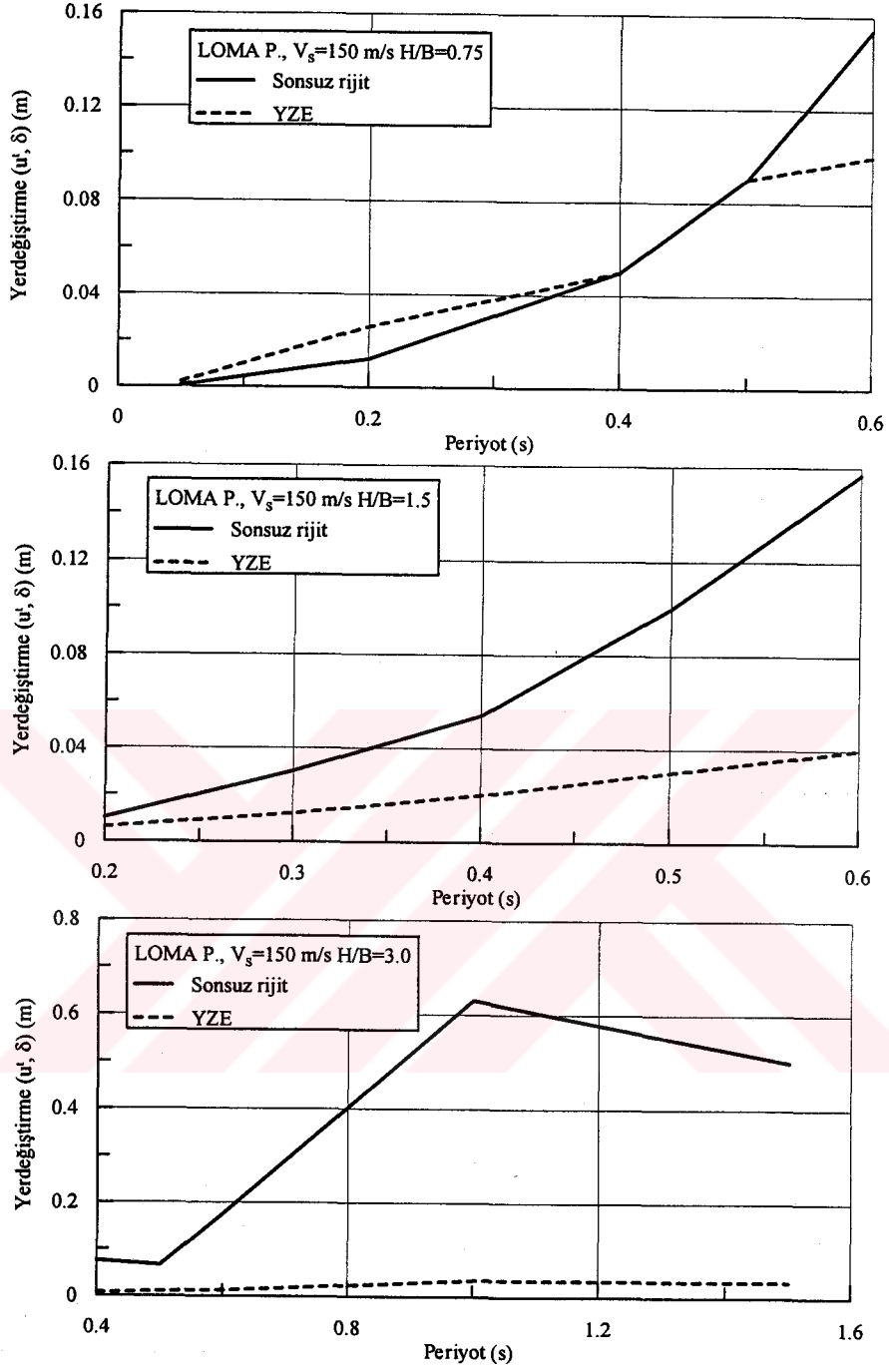
Şekil 5.21n. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$)



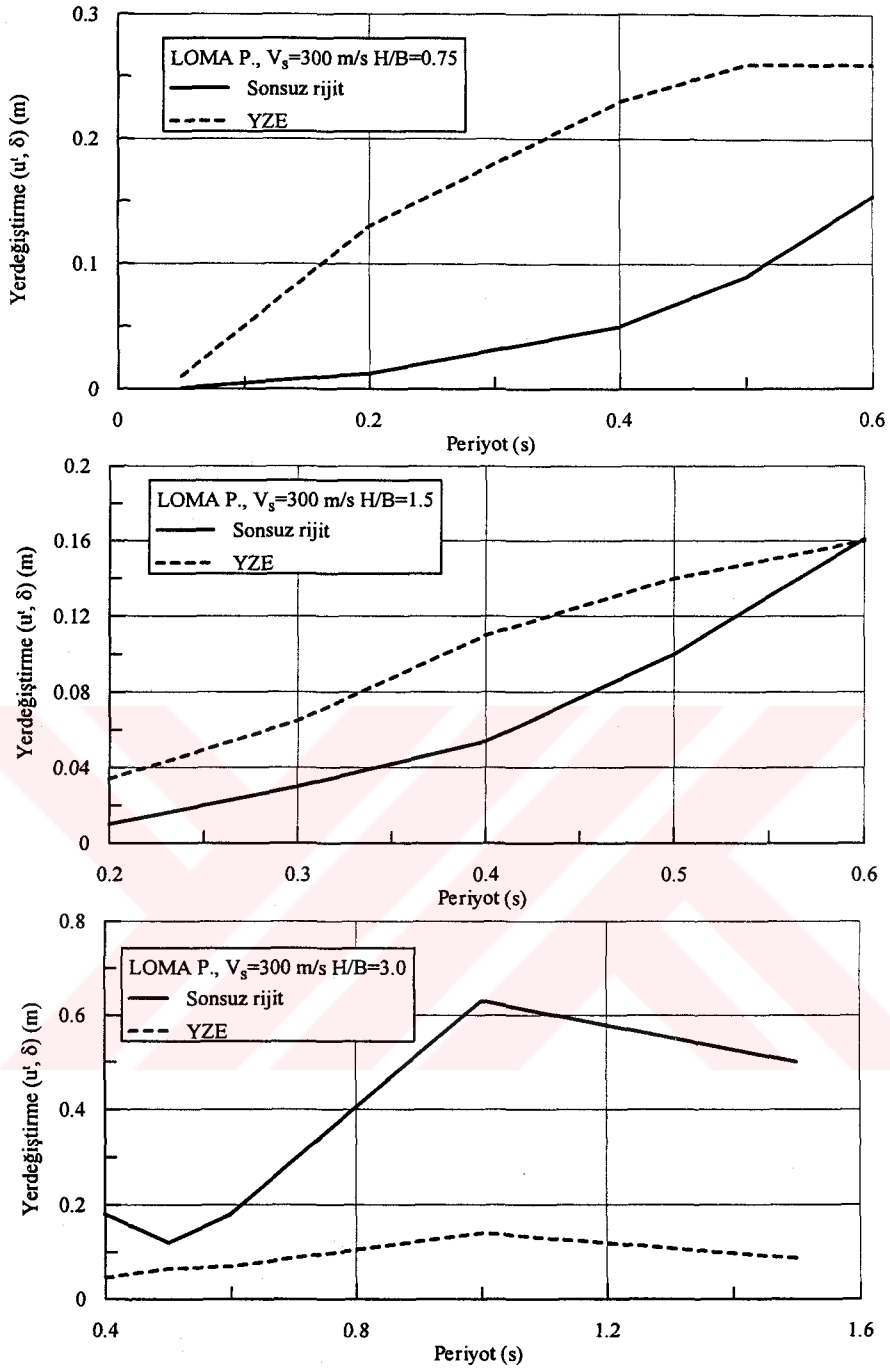
Şekil 5.21p. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$)



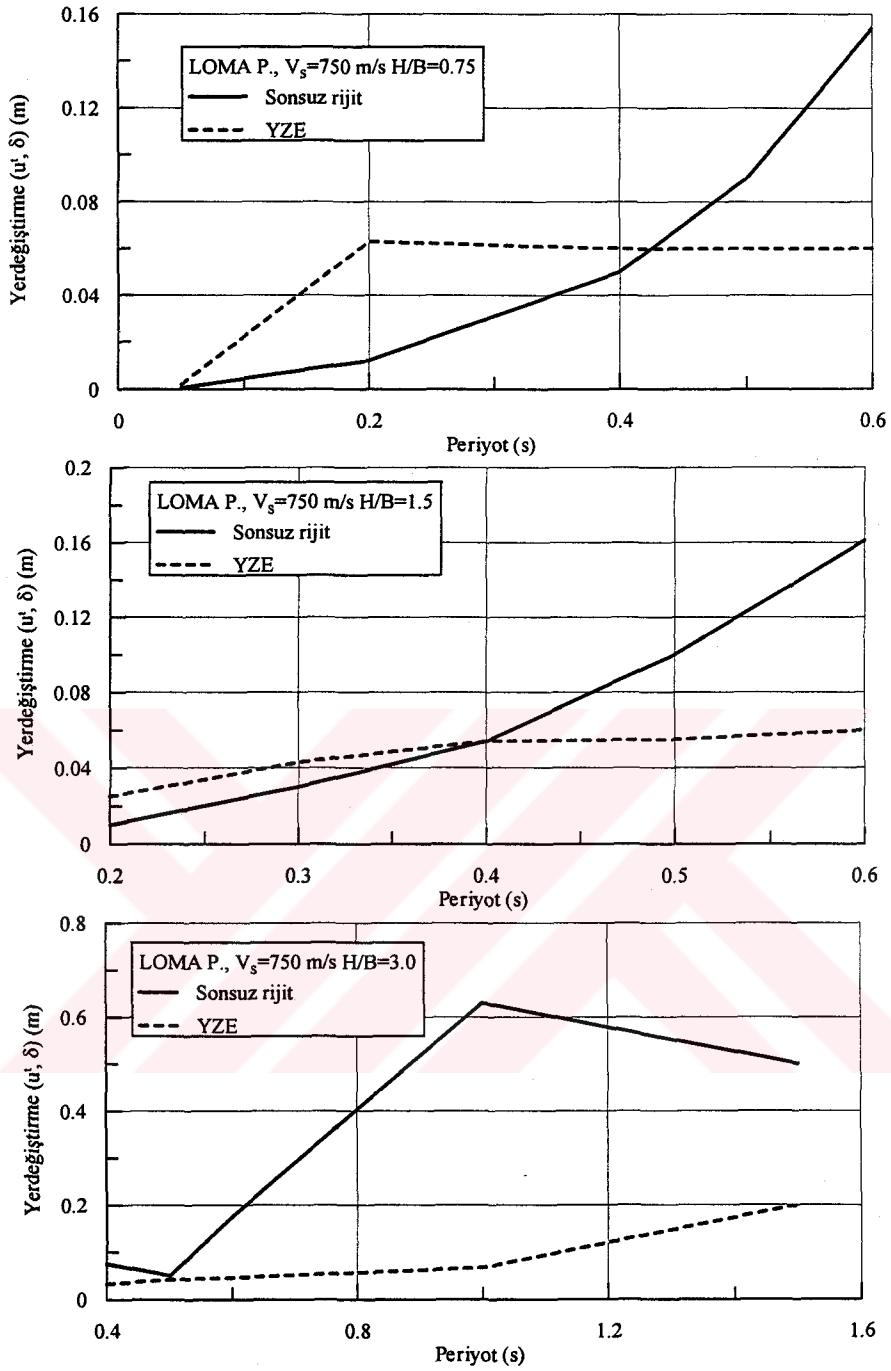
Şekil 5.21r. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=1.5$ s.; $H/B=3.0$)



Şekil 5.22a. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s)



Şekil 5.22b. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s)



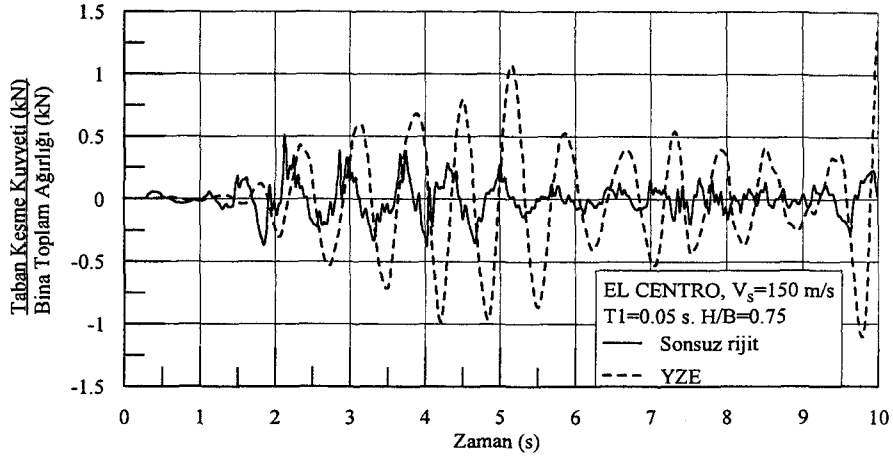
Şekil 5.22c. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirme ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirme (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s)

El Centro 5/19/40 04:39 depremi ile ilgili çalışmalar

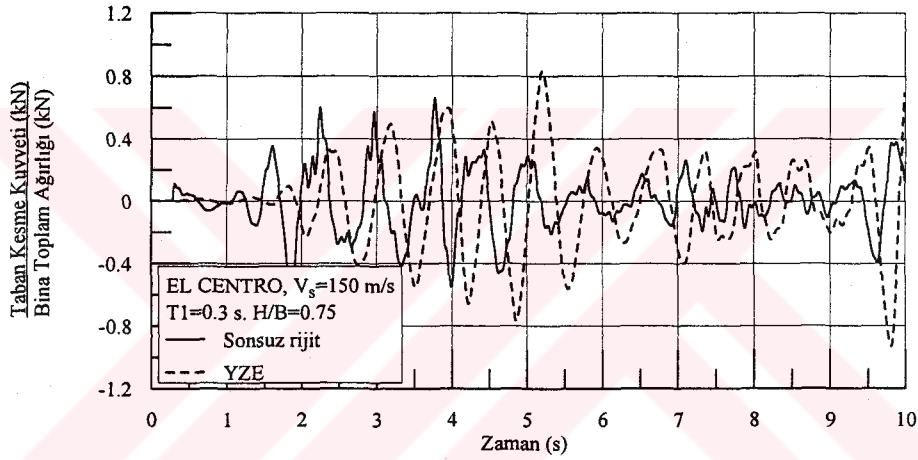
El Centro 5/19/40 04:39 deprem kaydı ile yapılan çalışmalarda elde edilen sonuçlar Kobe depremi sonuçları ile genellikle benzer eğilimler göstermiştir. Bu nedenle, burada, sadece, sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan toplam taban kesme kuvvetlerinin ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin karşılaştırılmaları yapılmıştır. Etkileşim ($u^f-u_b^t$) yerdeğiştirmelerinin, temel dönmesinin (θ_{Hy}) ve rölatif yapı yatay yerdeğiştirmelerinin (δ) eğilimleri Kobe depremi'nde elde edilen sonuçlarla benzerlik göstermektedir.

Taban kesme kuvvetlerinin eğilimleri Kobe depremi sonuçları ile benzeşmektedir (Şekil 5.23 ve 5.24). Burada da, etkileşim, özellikle geometrik narinlik oranı 0.75 olan yapılarda kritik durumunu korurken; geometrik narinlik oranı 1.5 ve 3.0 olan yapılarda yararlı sonuçlar vermektedir.

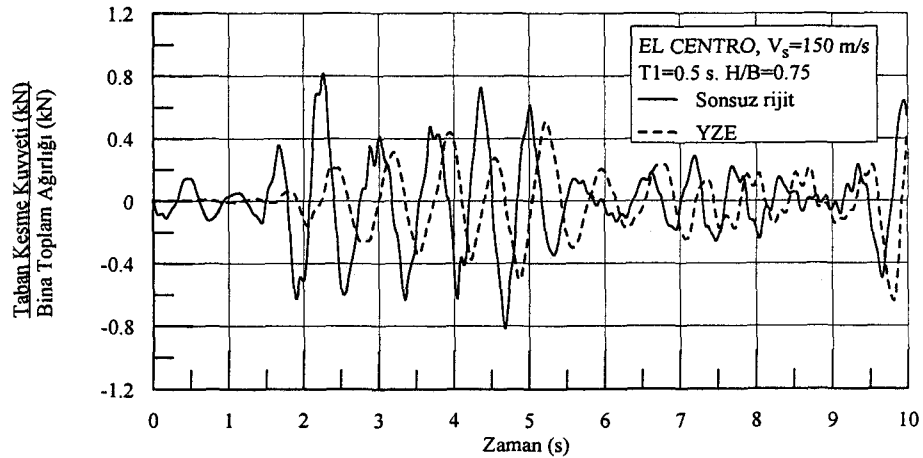
Şekil 5.25 ve 5.26 da, geometrik narinlik oranı $H_y/B_t=1.5$ ve 3.0 olan üst yapılarda etkileşim her durumda yararlı sonuçlar verirken, geometrik narinlik oranı $H_y/B_t=0.75$ üstyapılarda ise; sonsuz rijit zemin hallerinde, üstyapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi değerleri, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi değerlerinin altında kalmaktadır.



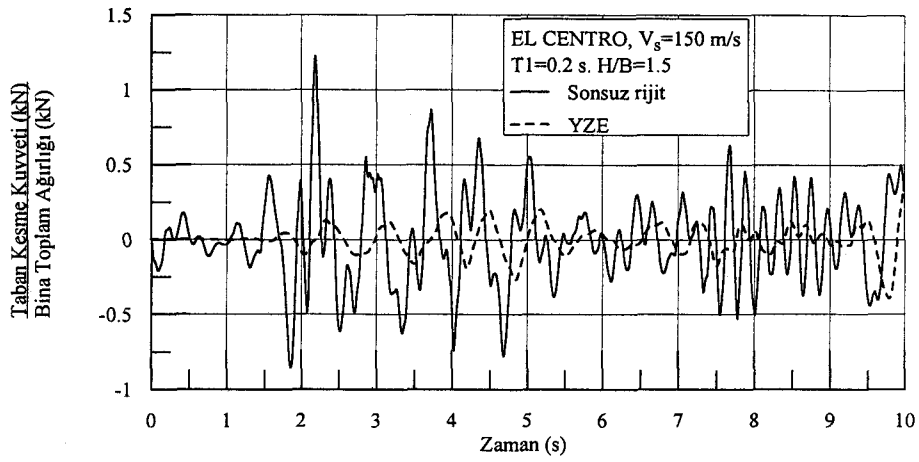
Şekil 5.23a. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$)



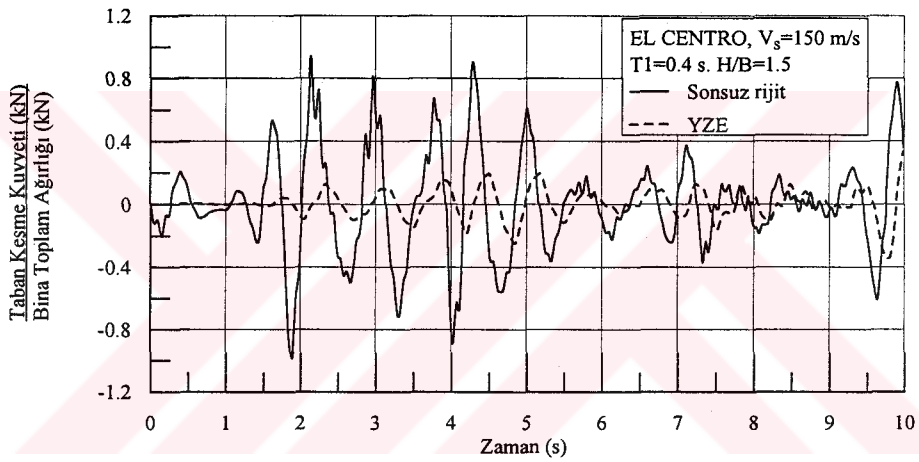
Şekil 5.23b. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$)



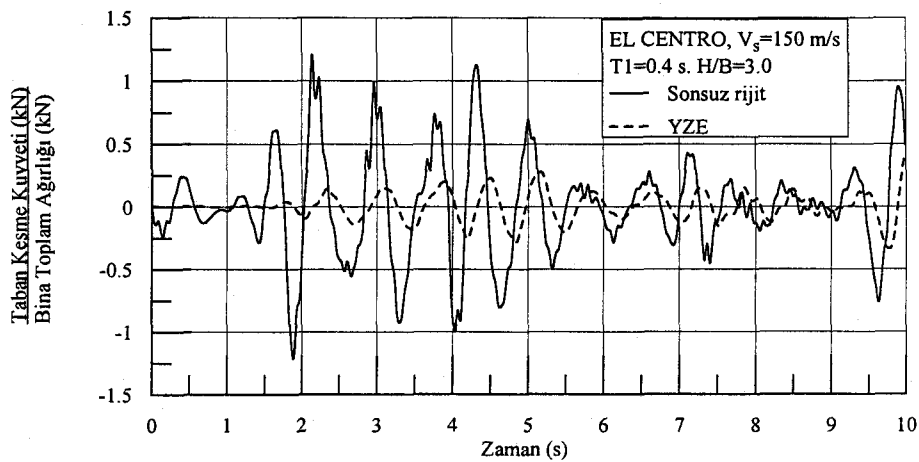
Şekil 5.23c. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$)



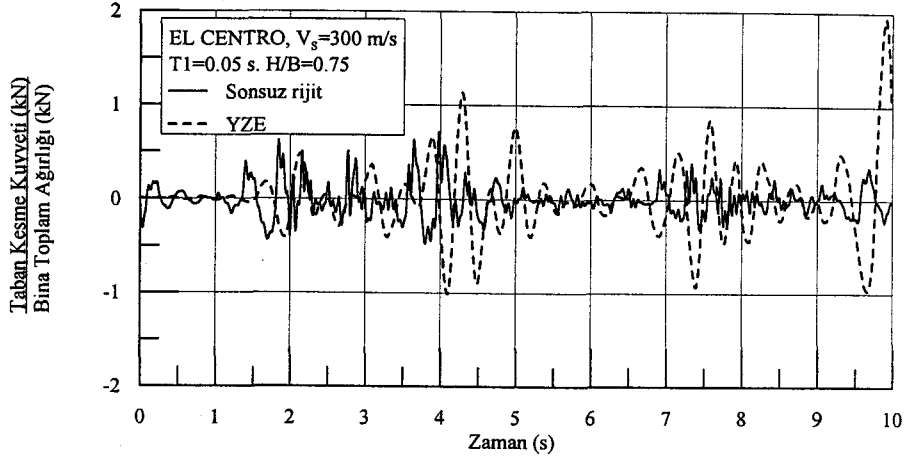
Şekil 5.23d. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$)



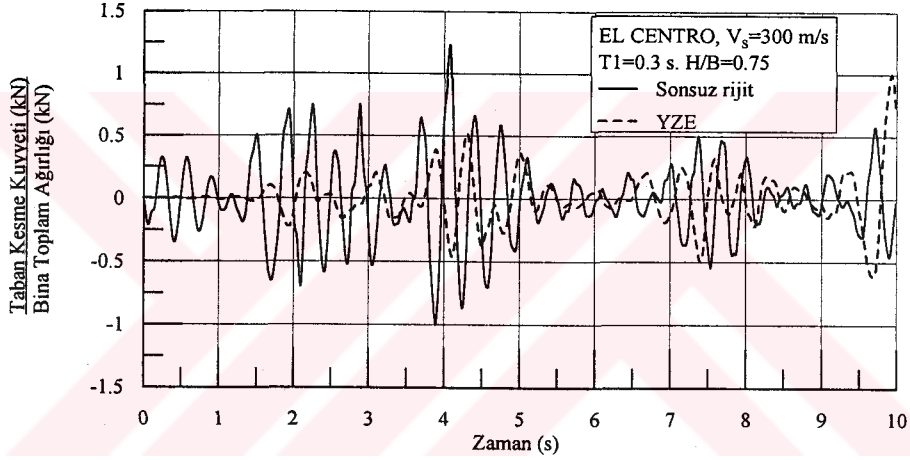
Şekil 5.23e. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=1.5$)



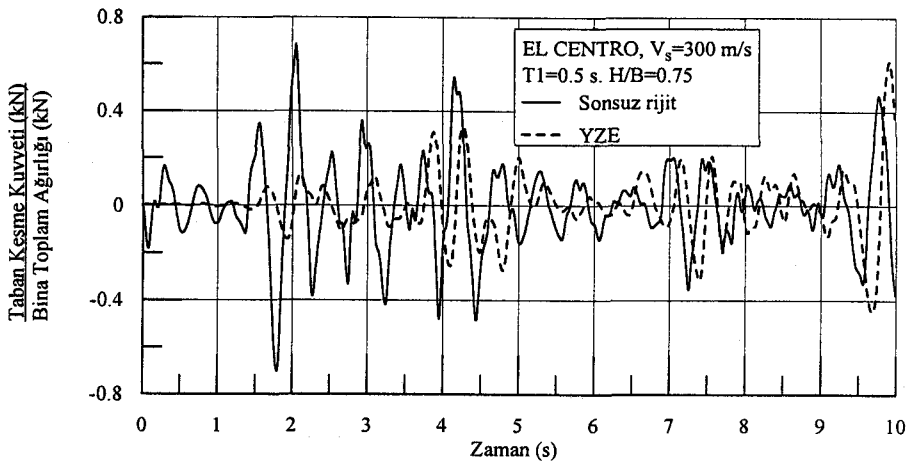
Şekil 5.23f. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$)



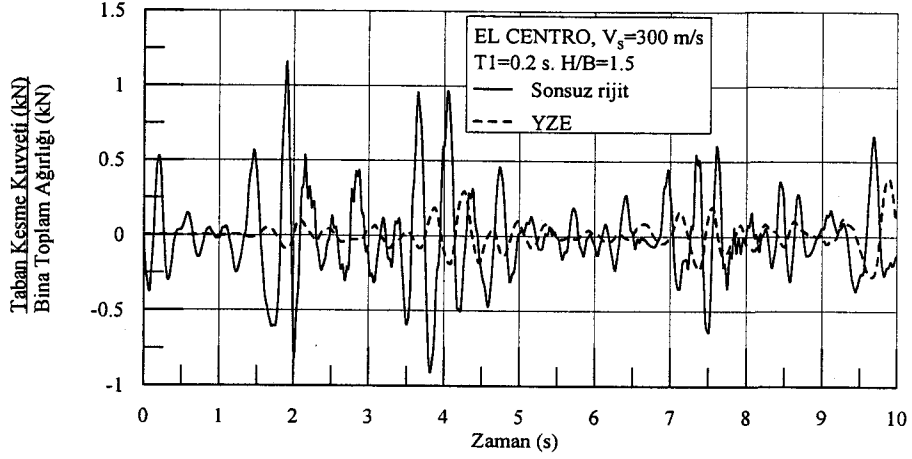
Şekil 5.23g. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$)



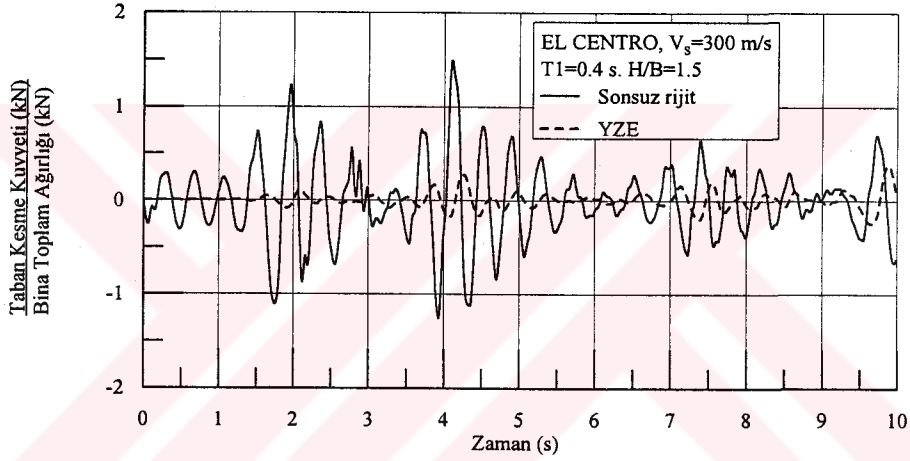
Şekil 5.23h. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$)



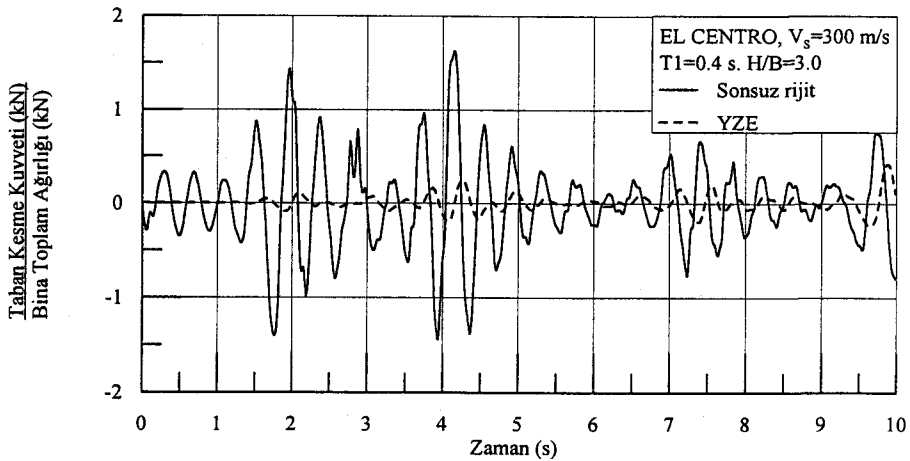
Şekil 5.23i. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$)



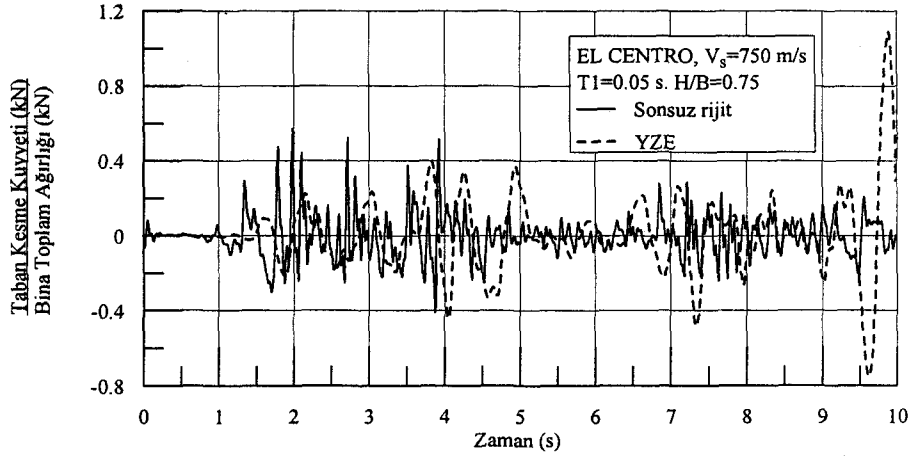
Şekil 5.23j. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$)



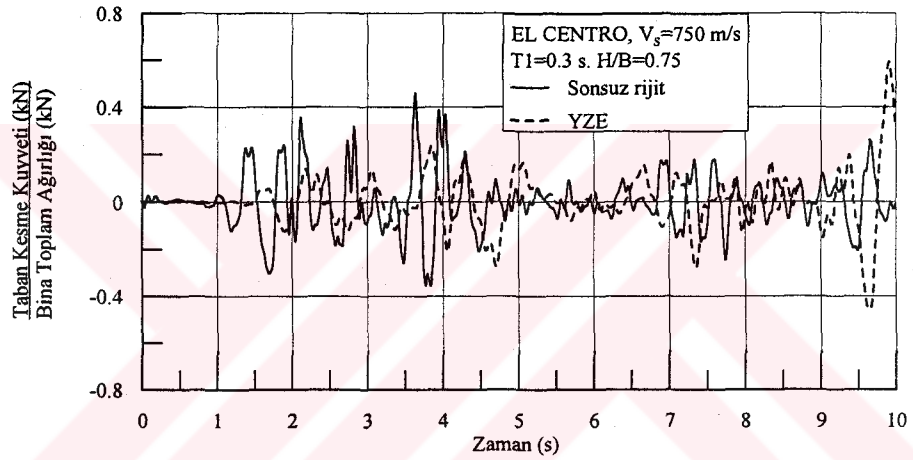
Şekil 5.23k. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=1.5$)



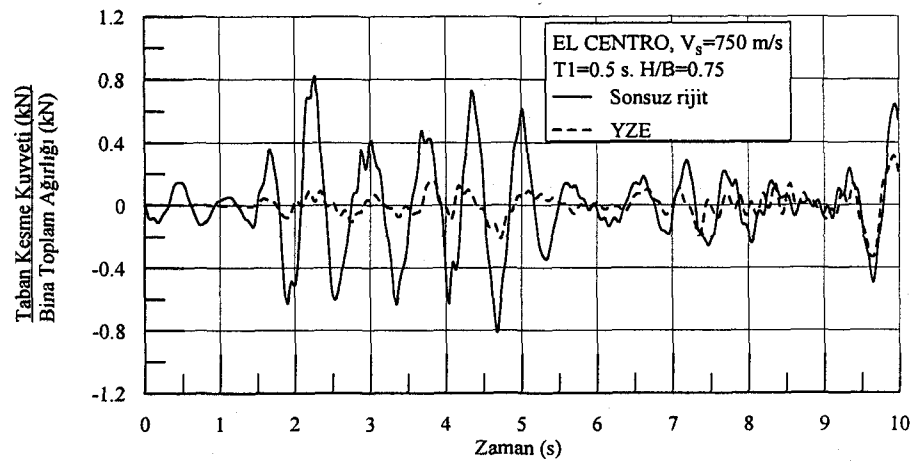
Şekil 5.23m. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$)



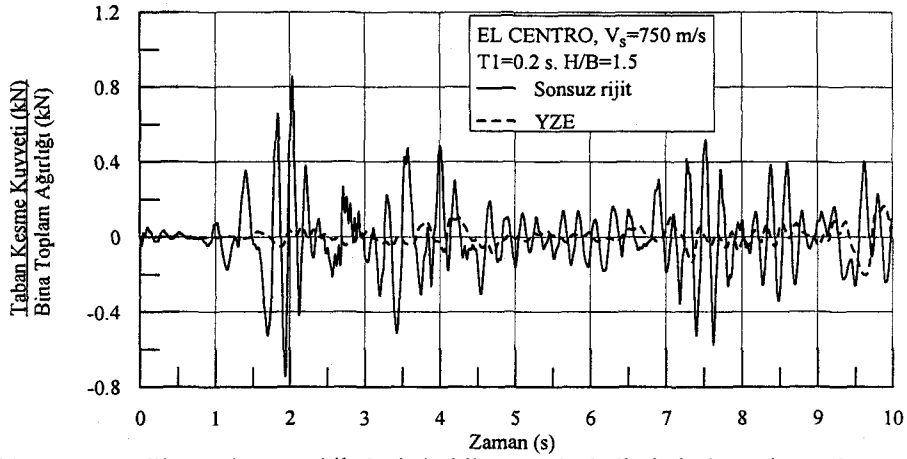
Şekil 5.23n. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.05$ s., $H/B=0.75$)



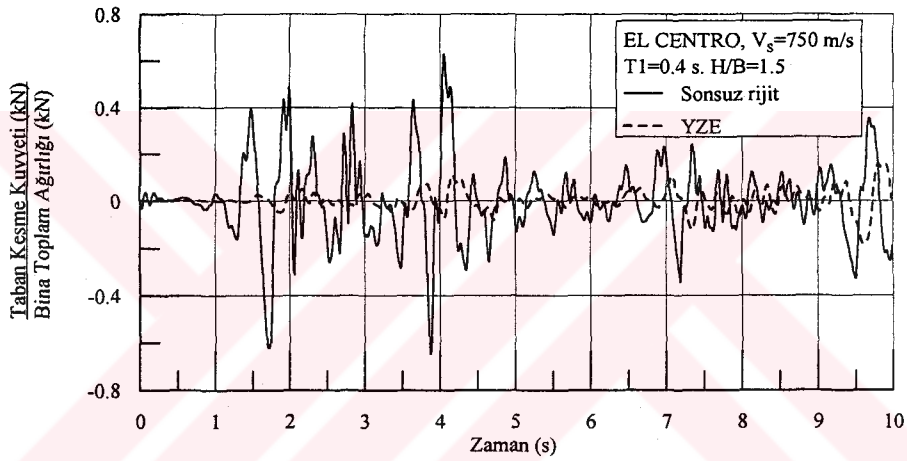
Şekil 5.23o. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.3$ s., $H/B=0.75$)



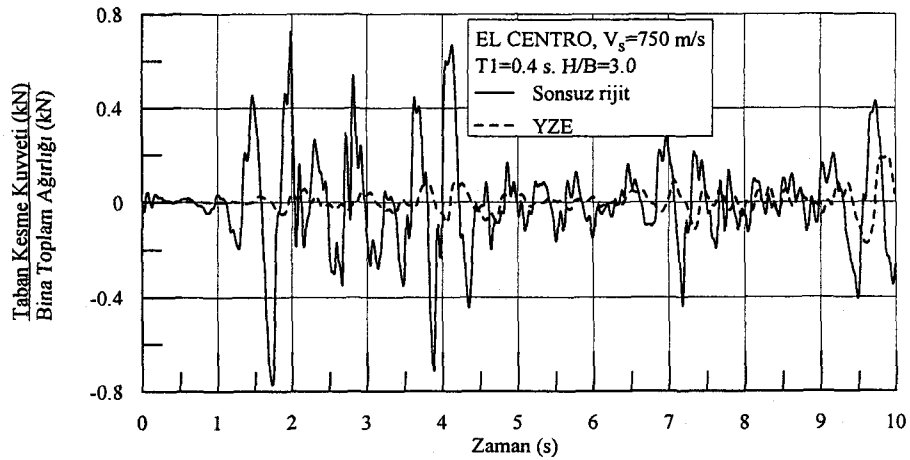
Şekil 5.23p. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.5$ s., $H/B=0.75$)



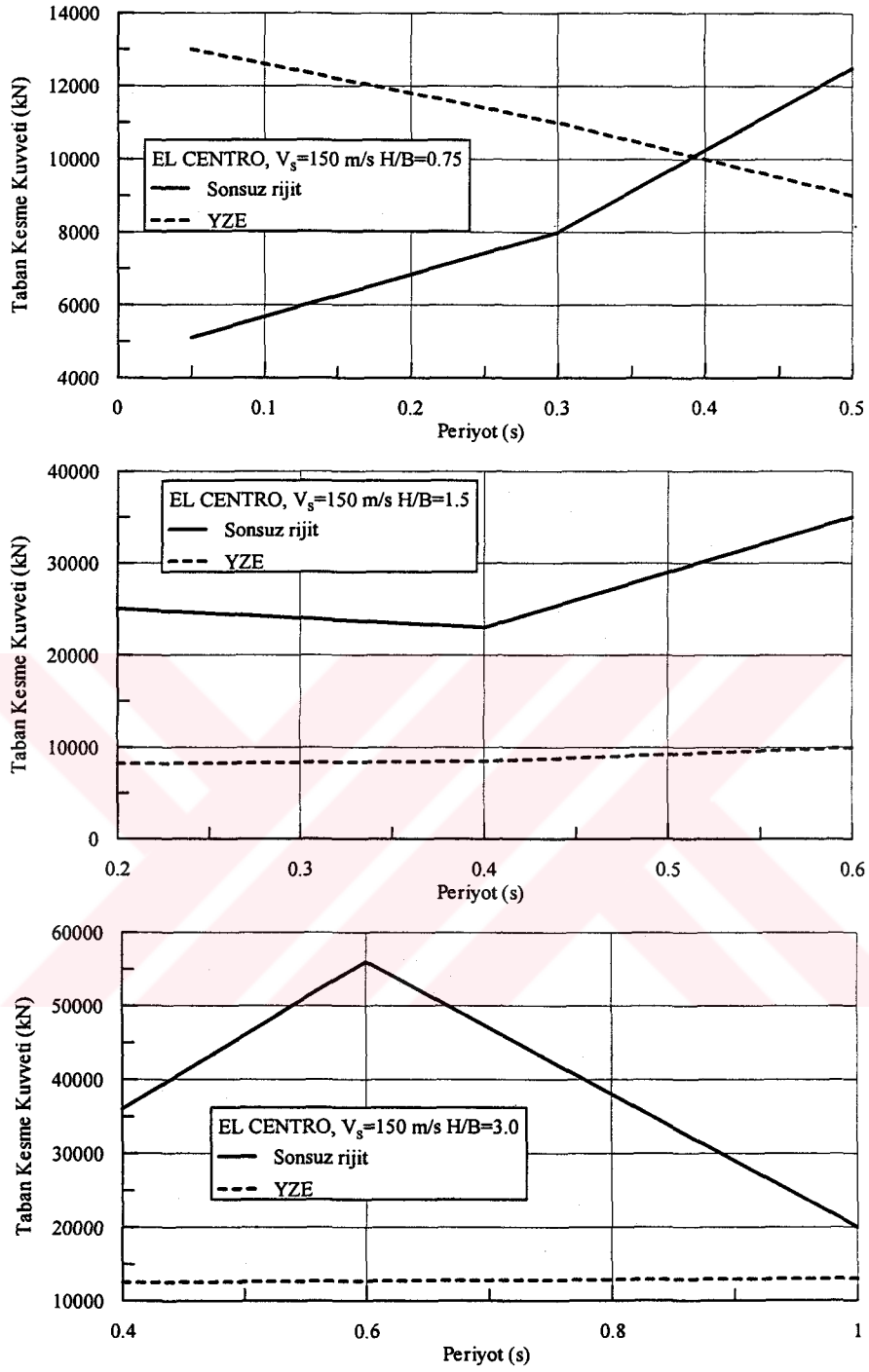
Şekil 5.23r. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.2$ s., $H/B=1.5$)



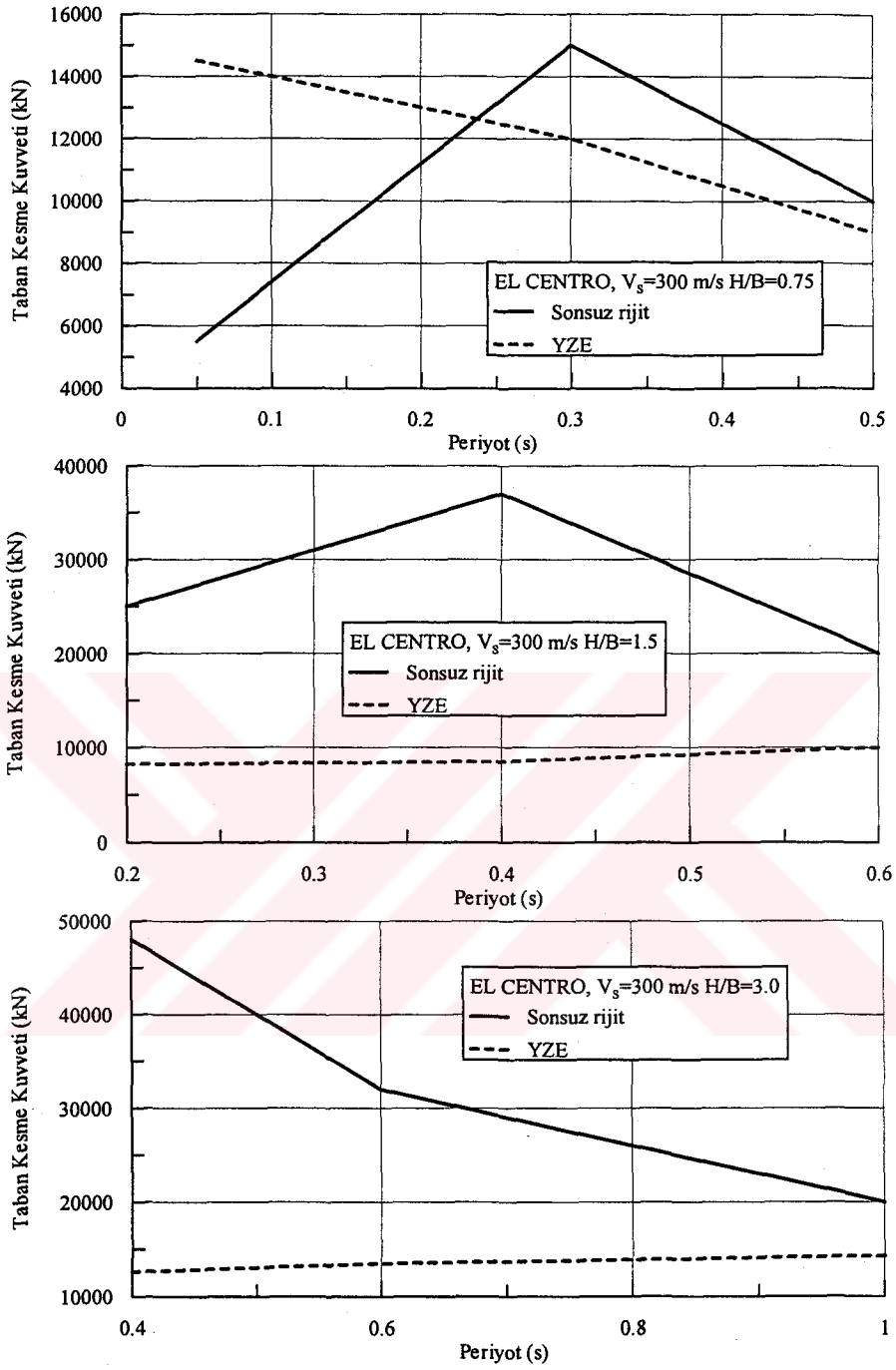
Şekil 5.23s. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=1.5$)



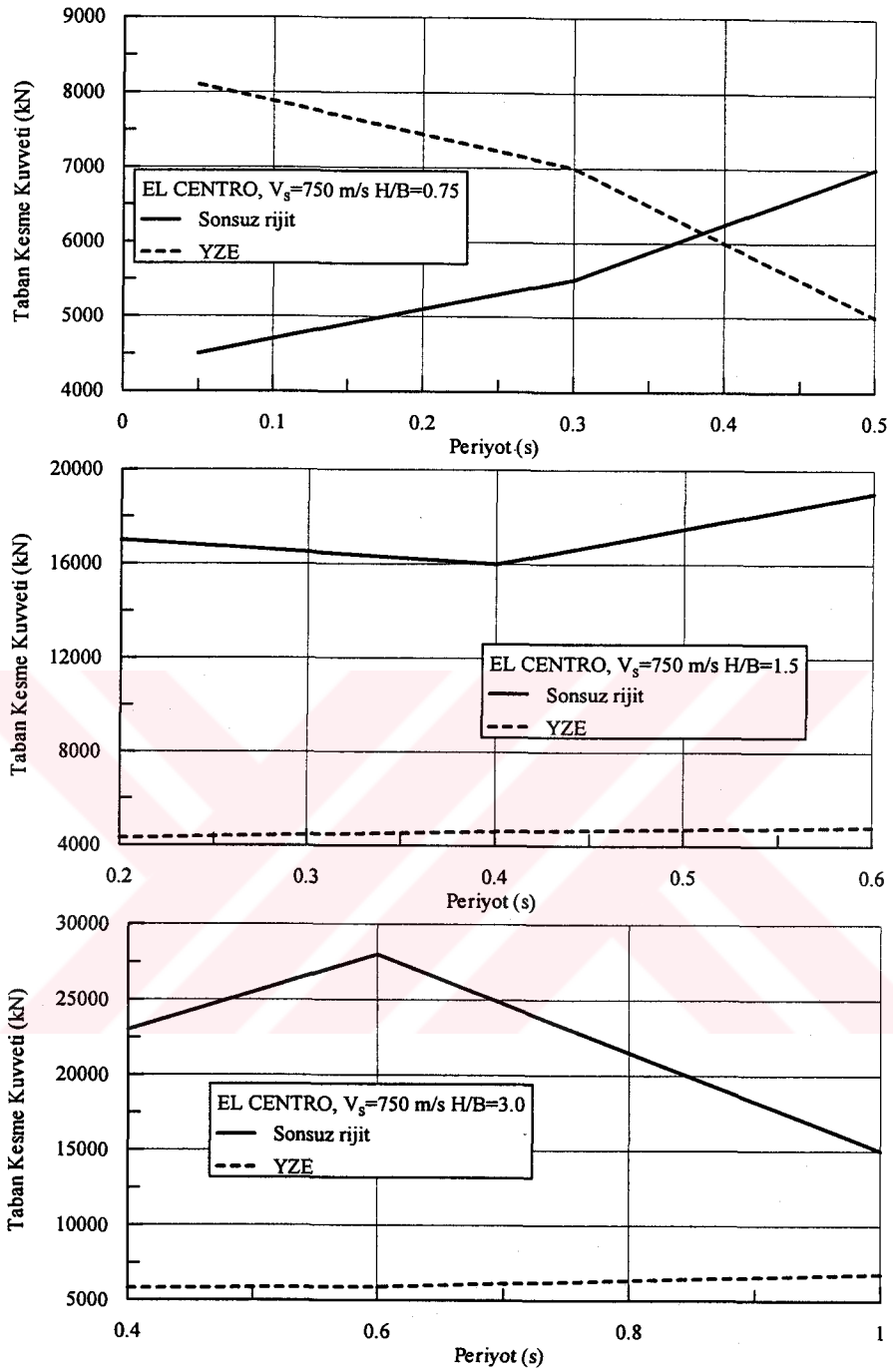
Şekil 5.23t. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan boyutsuz taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s, $T_1=0.4$ s., $H/B=3.0$)



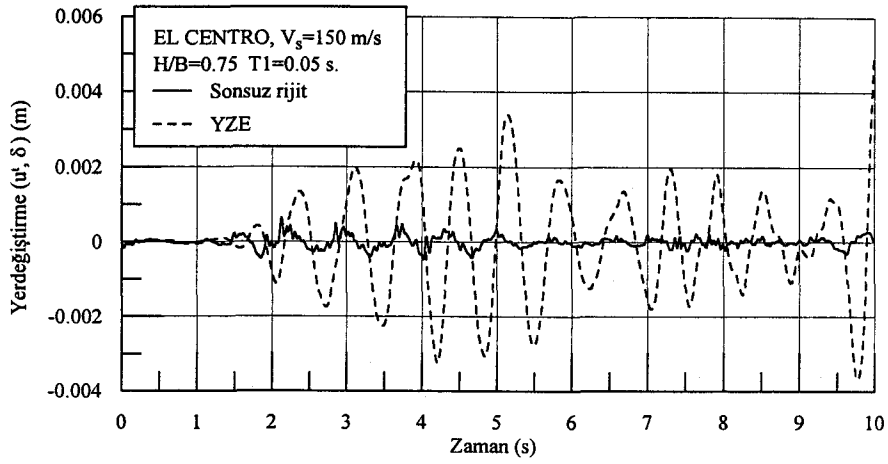
Şekil 5.24a. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$)



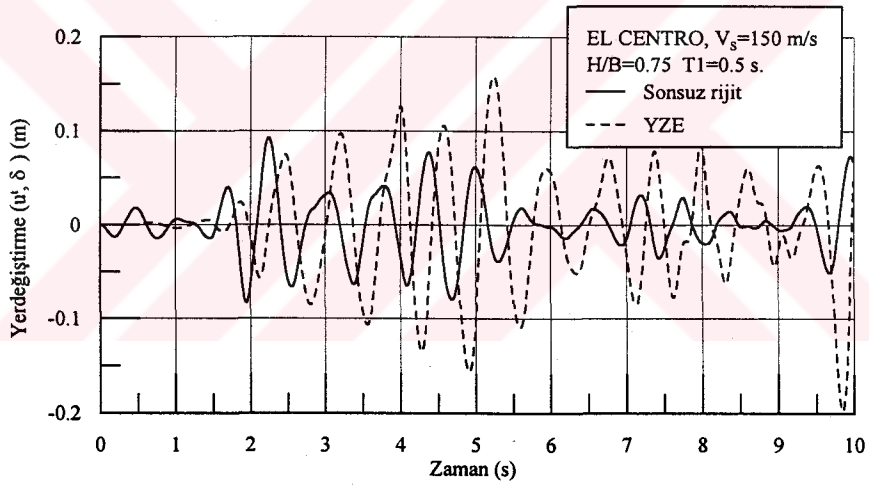
Şekil 5.24b. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$)



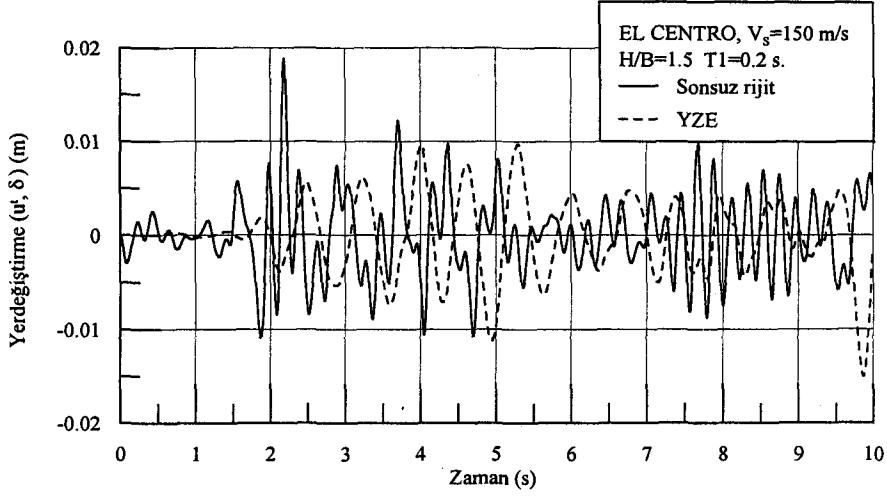
Şekil 5.24c. Sonsuz rijit zemin ve şekil değiştirebilen zemin hallerinde hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=750$; $H/B=0.75, 1.5, 3.0$)



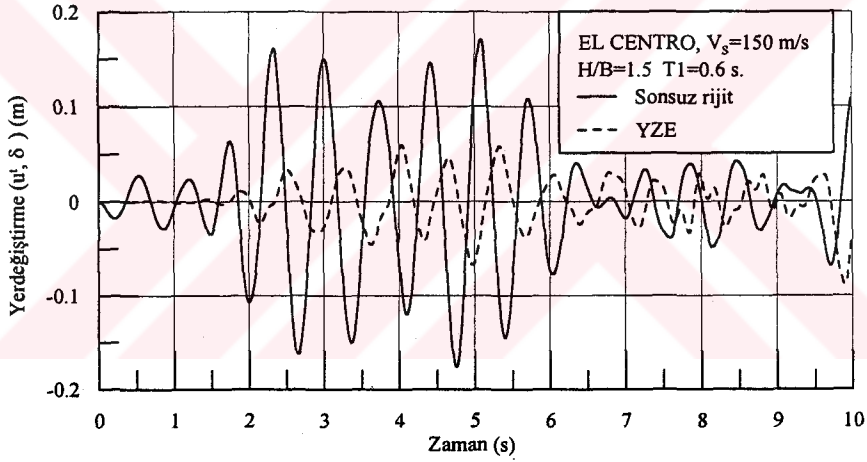
Şekil 5.25a. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T1=0.05$ s.; $H/B=0.75$)



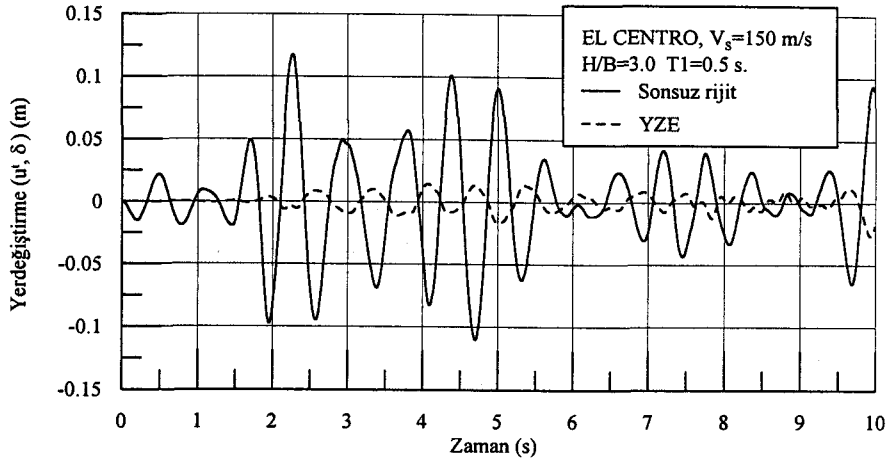
Şekil 5.25b. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T1=0.5$ s.; $H/B=0.75$)



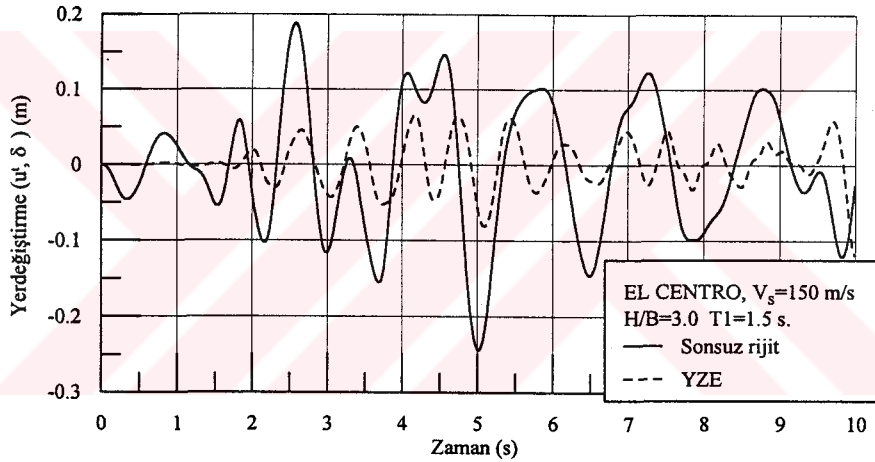
Şekil 5.25c. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirilmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$)



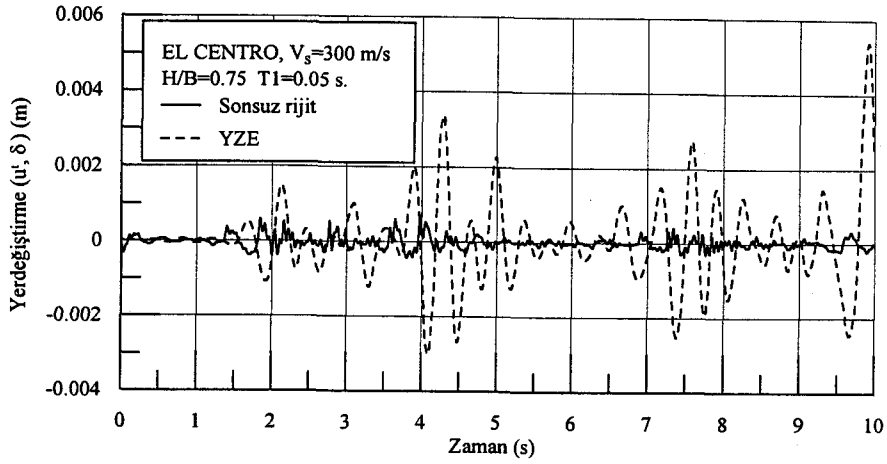
Şekil 5.25d. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirilmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$)



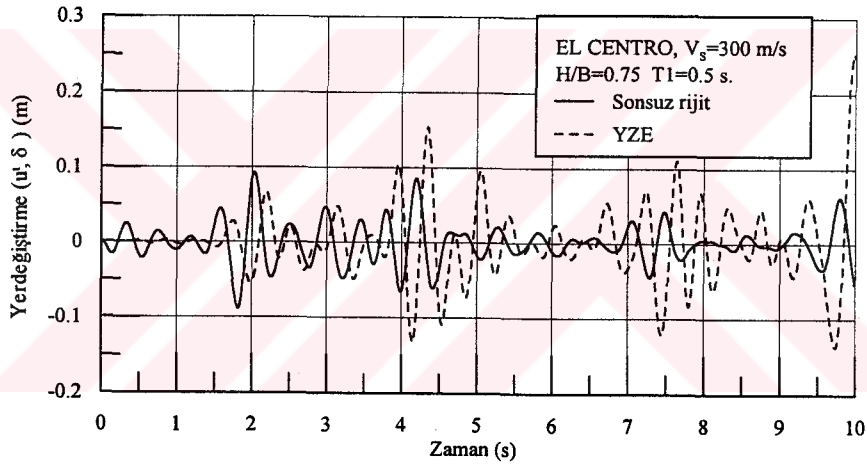
Şekil 5.25e. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.5$ s.; $H/B=3.0$)



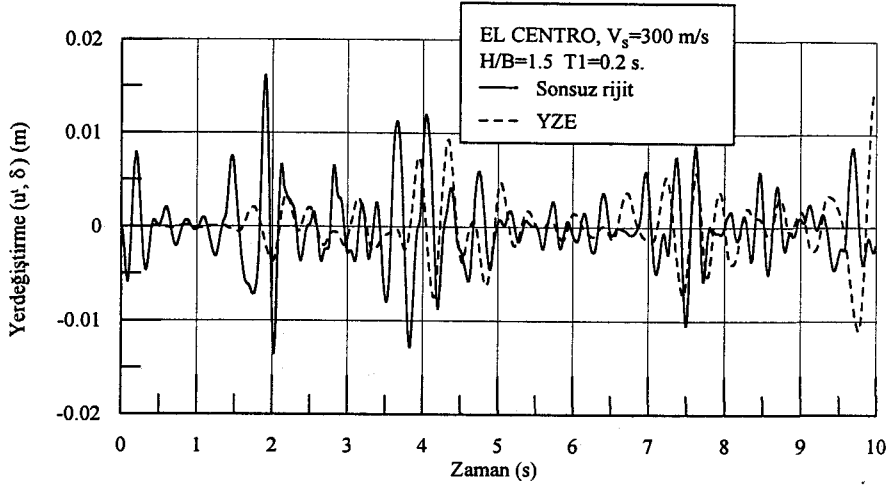
Şekil 5.25f. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=1.5$ s.; $H/B=3.0$)



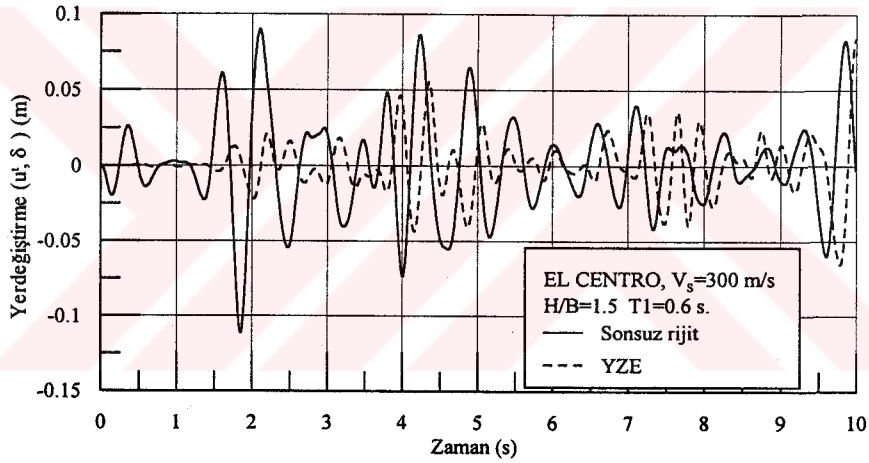
Şekil 5.25g. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.05$ s.; $H/B=0.75$)



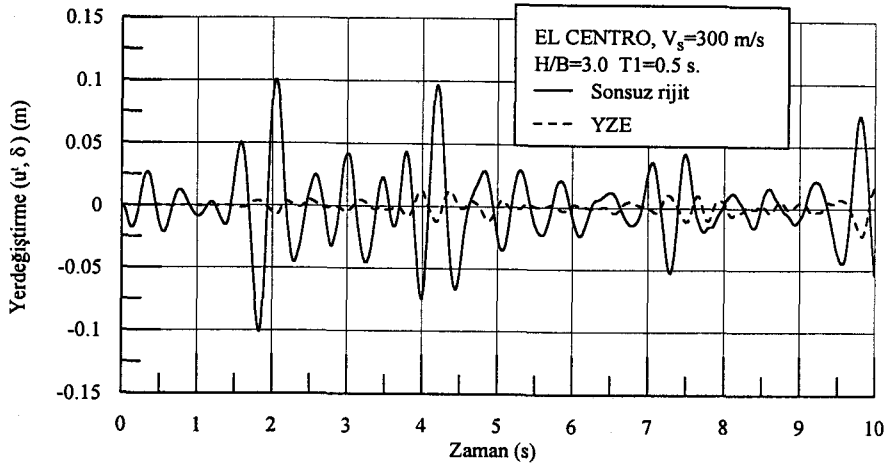
Şekil 5.25h. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$)



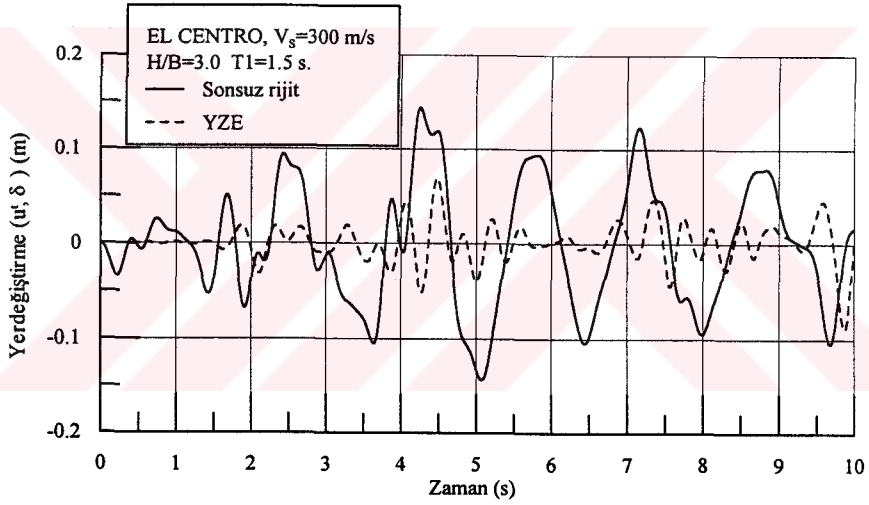
Şekil 5.25i. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$)



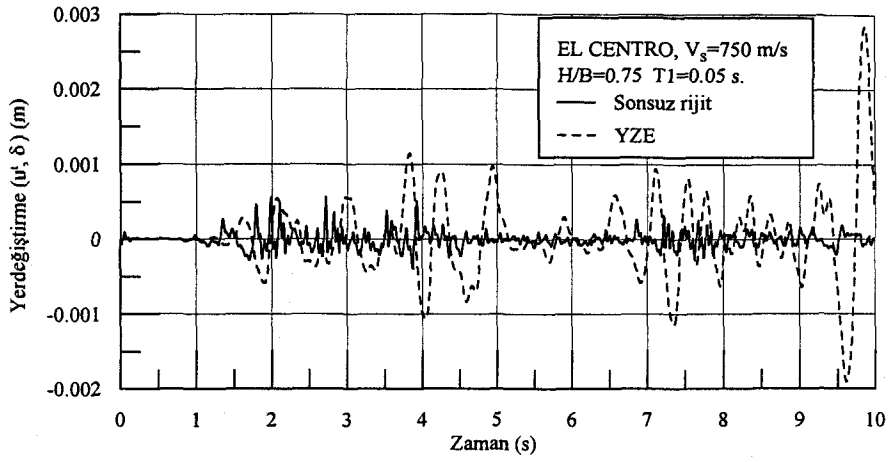
Şekil 5.25j. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T_1=0.6$ s.; $H/B=1.5$)



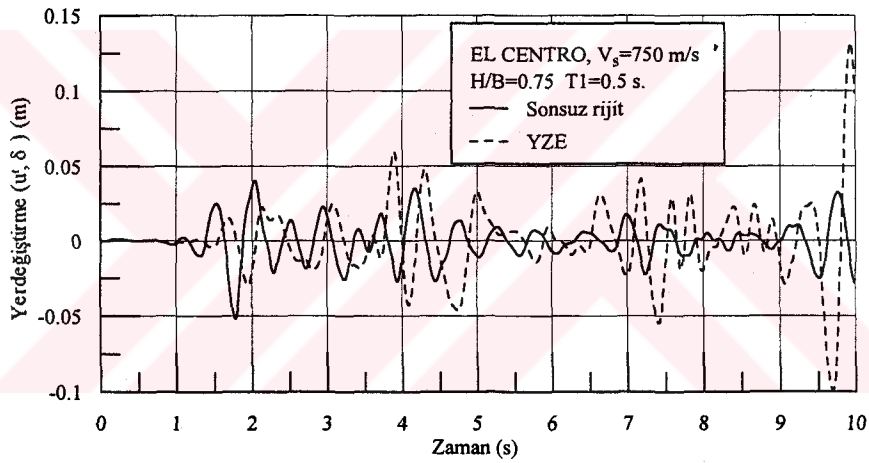
Şekil 5.25k. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T1=0.5$ s.; $H/B=3.0$)



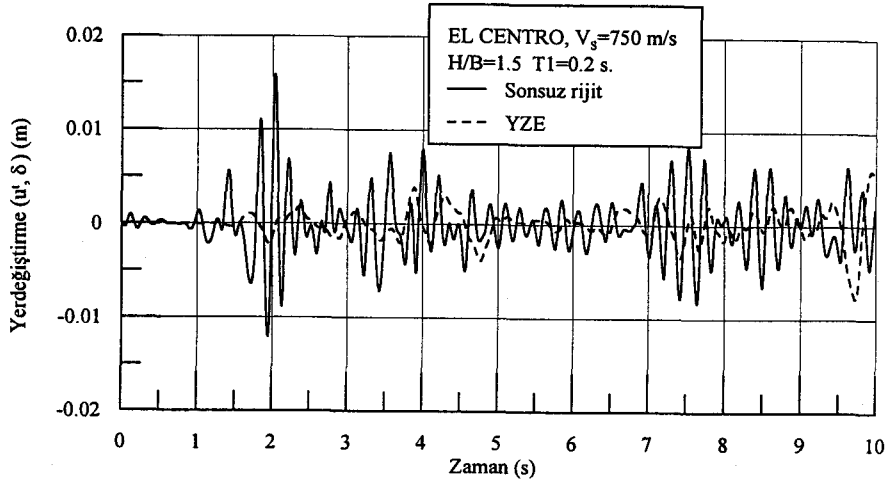
Şekil 5.25m. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s; $T1=1.5$ s.; $H/B=3.0$)



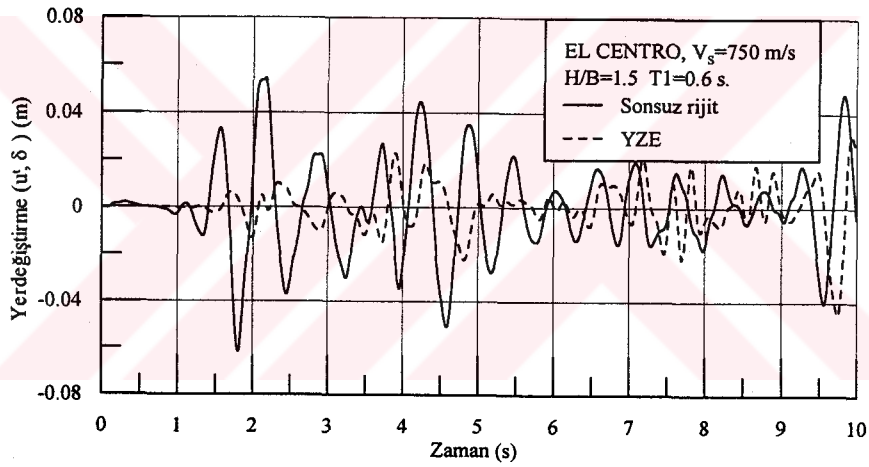
Şekil 5.25n. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.05$ s.; $H/B=0.75$)



Şekil 5.25o. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T_1=0.5$ s.; $H/B=0.75$)

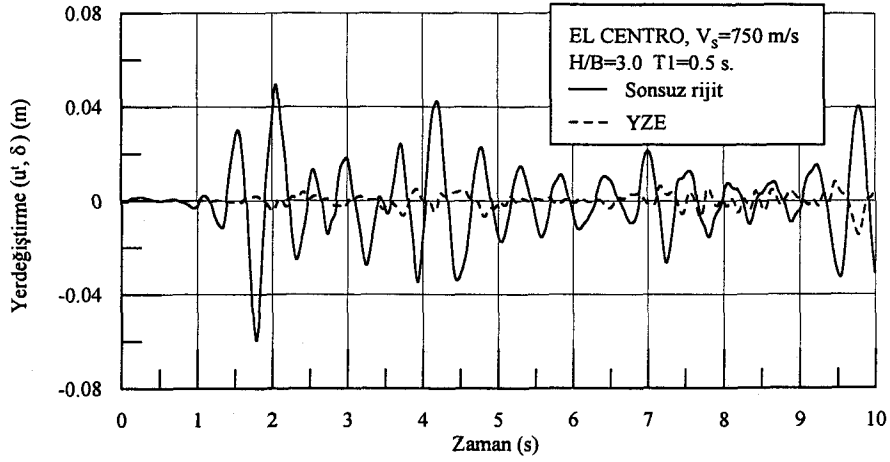


Şekil 5.25p. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T1=0.2$ s.; $H/B=1.5$)

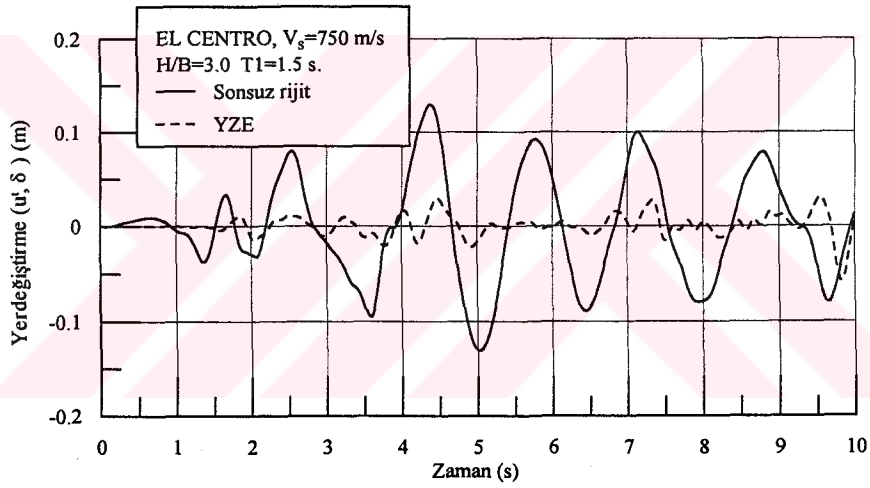


Şekil 5.25r. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğıştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğıştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T1=0.6$ s.; $H/B=1.5$)

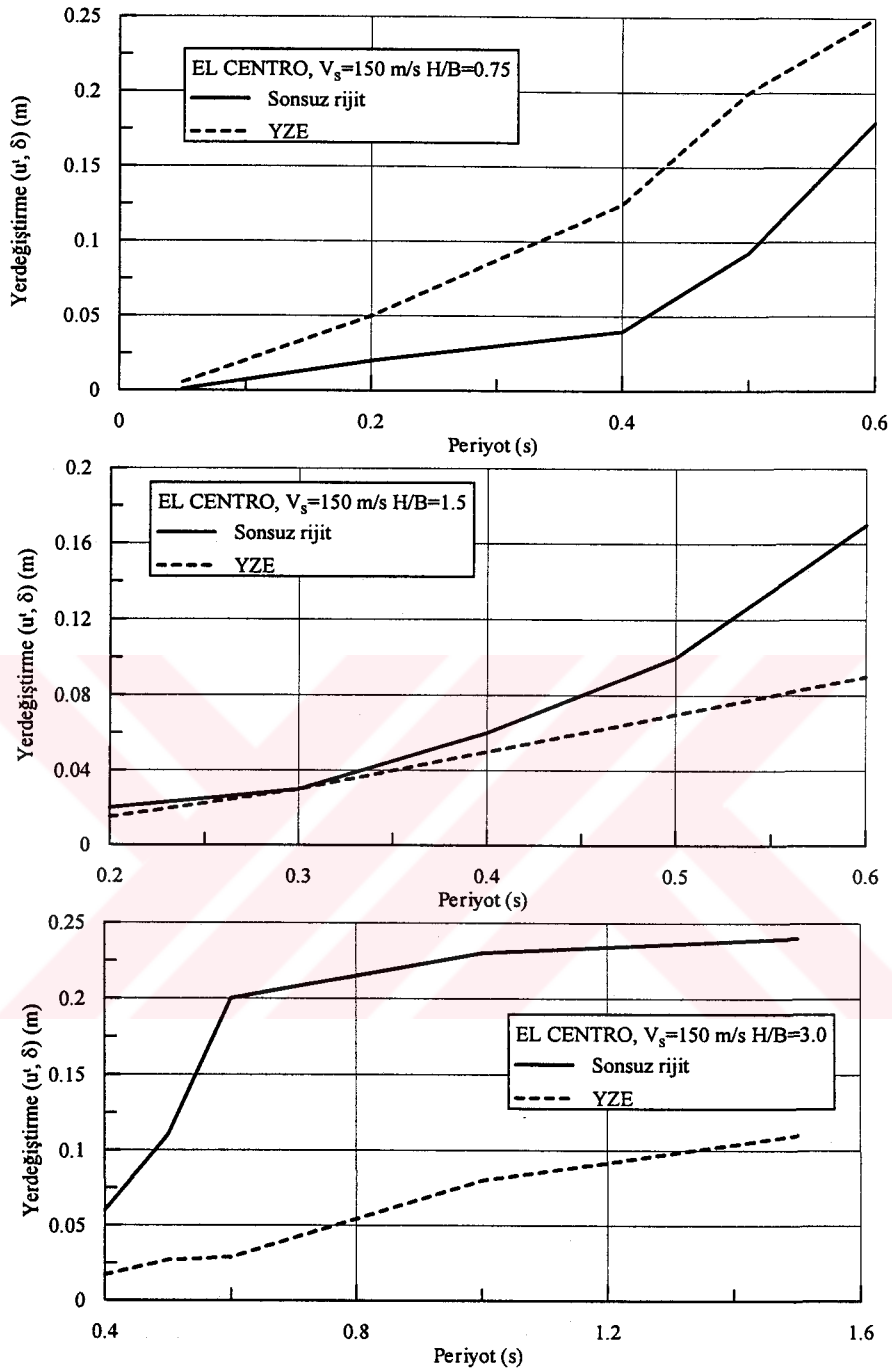
2023 Yılı...
 ...



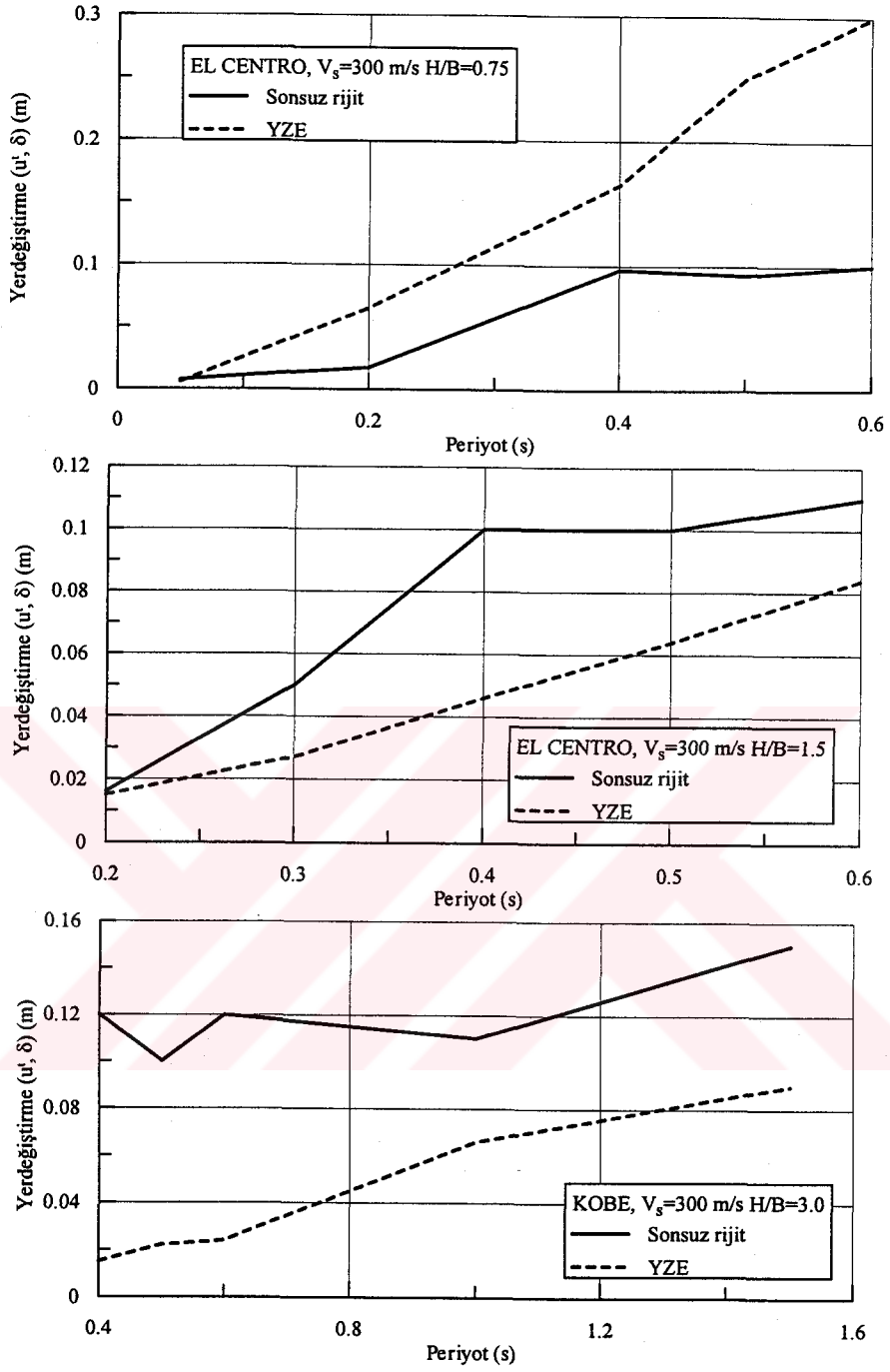
Şekil 5.25s. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T1=0.5$ s.; $H/B=3.0$)



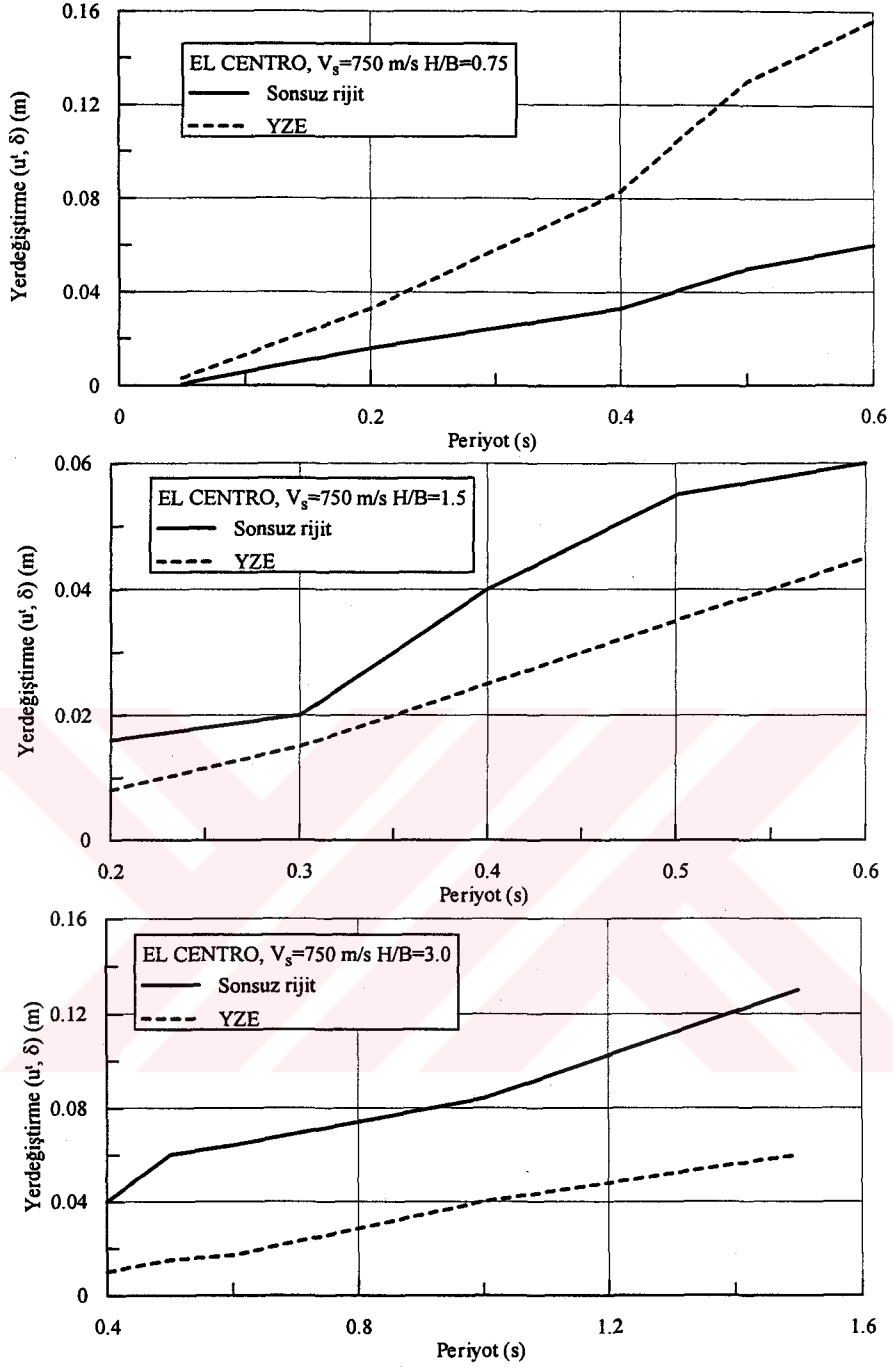
Şekil 5.25t. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesinin, yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması ($V_s=750$ m/s; $T1=1.5$ s.; $H/B=3.0$)



Şekil 5.26a. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s)



Şekil 5.26b. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=300$ m/s)



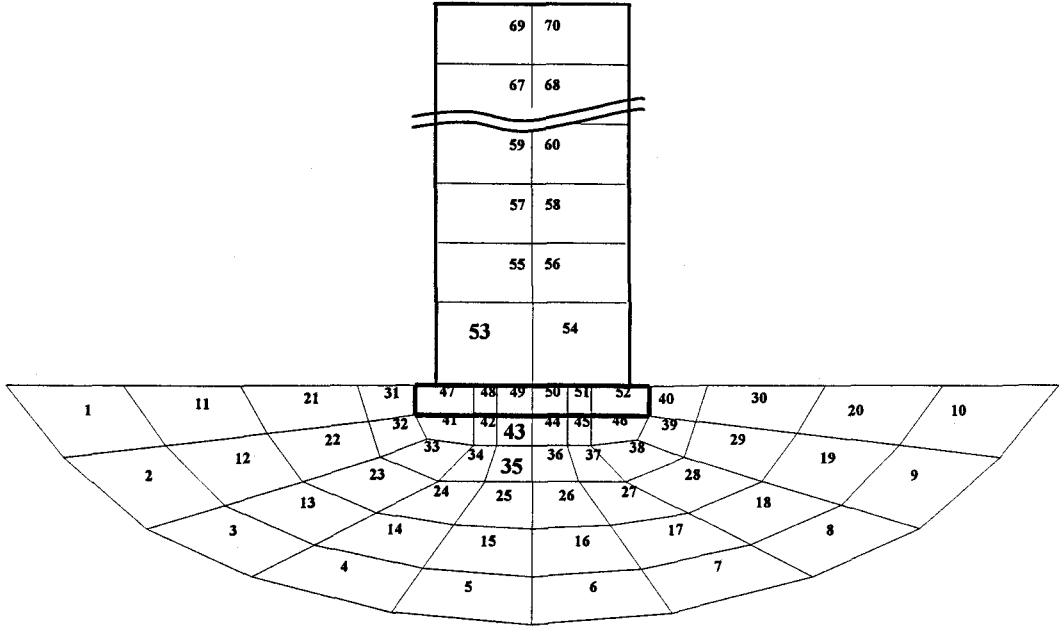
Şekil 5.26c. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirme ve yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirme (δ) eğilimlerinin karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s)

5.2.3.2. Lineer Olmayan Elasto-Plastik Analiz

Çalışmanın bu bölümünde yapı zemin ortak sisteminin malzeme bakımından lineer olmayan elasto-plastik analizi yapılmıştır. Daha önce de belirtildiği gibi, 2.27 bağıntısı, yakın zemin bölgesinin üstyapı ile birlikte mekanik ve geometrik süreksizliklerin kolaylıkla gözönüne alınabilmesini sağlamaktadır. Sismik yükler altında yapıların lineer olmayan histeretik davranışları ile ilgili geliştirilen modeller arasında, bilgisayar çözümlerine uygulanabilirliği ve verimliliği nedeniyle elasto-plastik modeller, bilineer modeller ve Ramberg-Osgood modeli'nin kullanımı yaygındır.

Sismik yükler altında lineer olmayan yapı zemin etkileşimi hesaplarında da yazar tarafından kodlanan bilgisayar programı kullanılmıştır. Burada, programın giriş verilerinde her bir malzeme için malzeme akma sınırları tanımlanmakta; çözüm sırasında bu sınır aşıldığı takdirde malzeme davranışı lineer olmayan elasto-plastik modele göre şekillenmektedir.

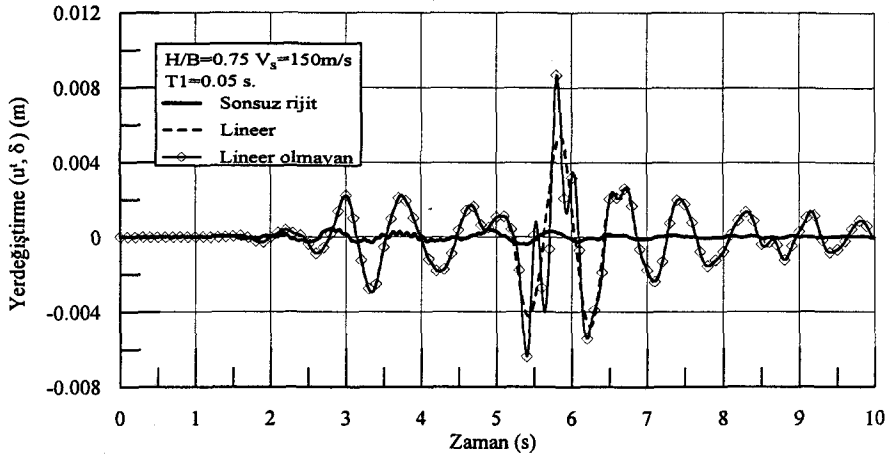
Bölüm 5.2.3.1 de ele alınan örneğin, lineer olmayan elasto-plastik çözümleri aşağıdaki kısımlarda incelenmektedir. Göz önüne alınan örnek Kobe 1995 deprem kaydı kullanılarak, geometrik narinlik oranı, $H_y/B_t = 0.75$ ve 1.5 olan yapılar için, kayma daldası hızı, $V_s = 150$ m/s olan zemin grubu için incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar, sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmeleri ve lineer yapı zemin etkileşimi analizinden elde edilen rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesi (δ) ile karşılaştırılması yapılmıştır. Şekil 5.28, 5.29, 5.30 ve 5.31 in incelenmesinden, lineer olmayan sistemlerde yerdeğiştirme miktarlarının arttığı gözlenmektedir.



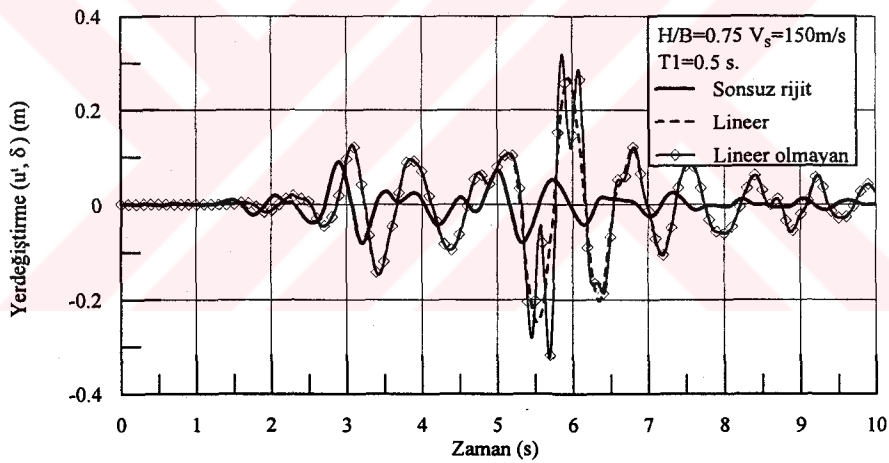
Şekil 5.27. Sonlu elemanlarla 2 boyutlu düzlem şekil değiştirme problemi olarak ayrıklaştırılan yakın zemin bölgesi ve üstyapı eleman numaraları

Şekil 5.32 ve 33 ün lineer ve lineer olmayan yapı-zemin etkileşimli sistemlerde, temel dönmesi nedeniyle üstyapıda oluşan yerdeğıştirmelerin (θH_y) karşılaştırılması yapılmıştır. Temel dönmesi nedeniyle oluşan yerdeğıştirmeler $T_1=0.05$ s titreşim periyotlu yapılarda yaklaşık olarak aynı değerlerde kalırken; $T_1=0.5$ s titreşim periyodunda ise bu fark biraz daha artmaktadır. Çünkü, zemin ortamının plastikleşmesi durumunda, zemin rijitliğinin üstyapı rijitliğine oranı artacağından, temel dönmesi nedeniyle üstyapıda oluşan yerdeğıştirmelerin miktarı da artacaktır.

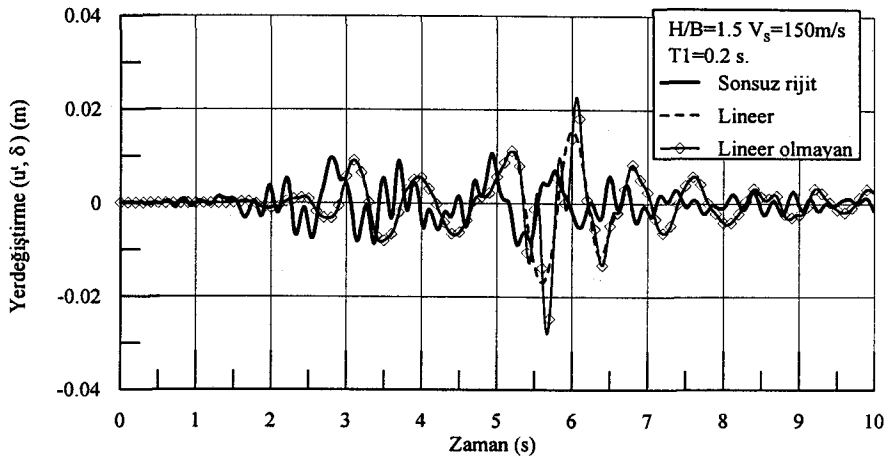
Üst yapıya ait 53 ve zemin ortamına ait 43 ve 35. no lu elemanlardaki kayma gerilmesi-kayma şekil değıştirmesi ilişkisinin Kobe depremi ilk 10 s süresince değışimi Şekil 5.34 verilmektedir. Histeretik elasto-plastik davranışın açıkça görüldüğü bu değışimler, ortamın özelliklerine bağlı olarak bazı durumlarda açık, bazı elemanlarda da kapalı bir çevrimle ortaya çıkmaktadır.



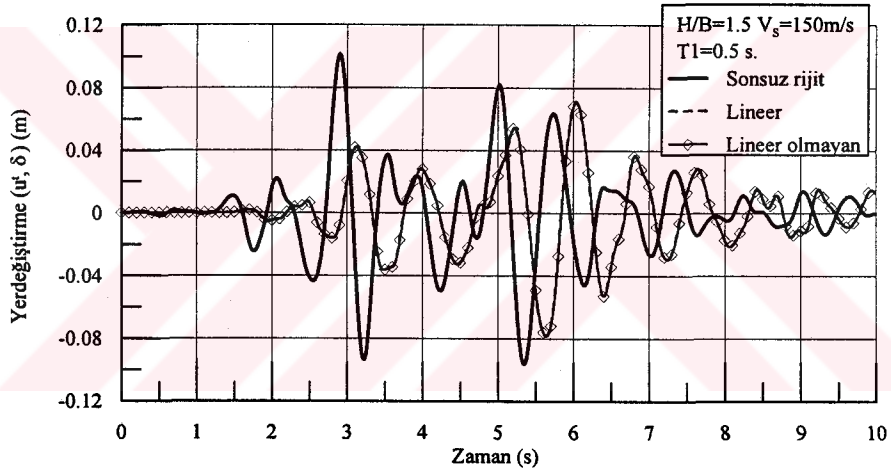
Şekil 5.28. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirme ve lineer yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin (δ) lineer olmayan sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin ile karşılaştırılması ($V_s=150\text{ m/s}$; $T_1=0.05\text{s}$.; $H/B=0.75$)



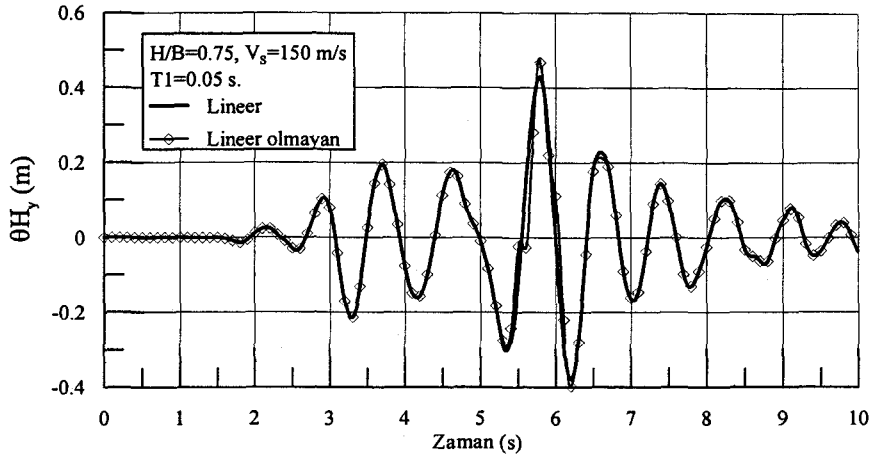
Şekil 5.29. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirme ve lineer yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin (δ) lineer olmayan sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin ile karşılaştırılması ($V_s=150\text{ m/s}$; $T_1=0.5\text{s}$.; $H/B=0.75$)



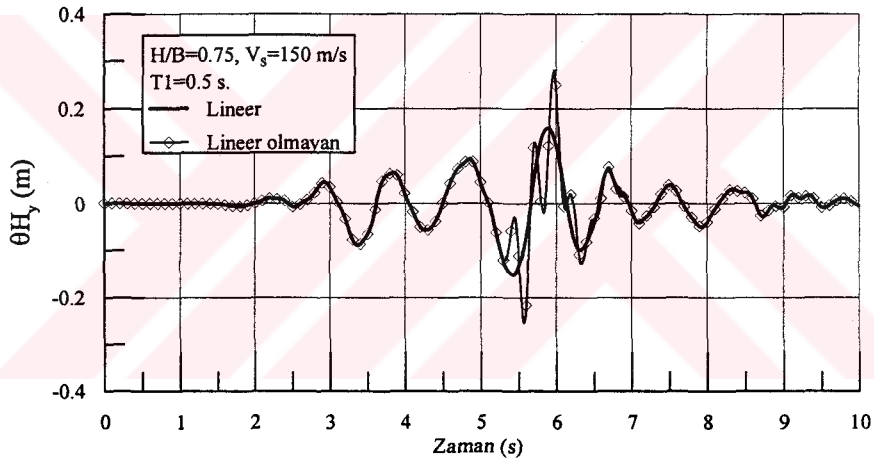
Şekil 5.30. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve lineer yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin (δ) lineer olmayan sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.2$ s.; $H/B=1.5$)



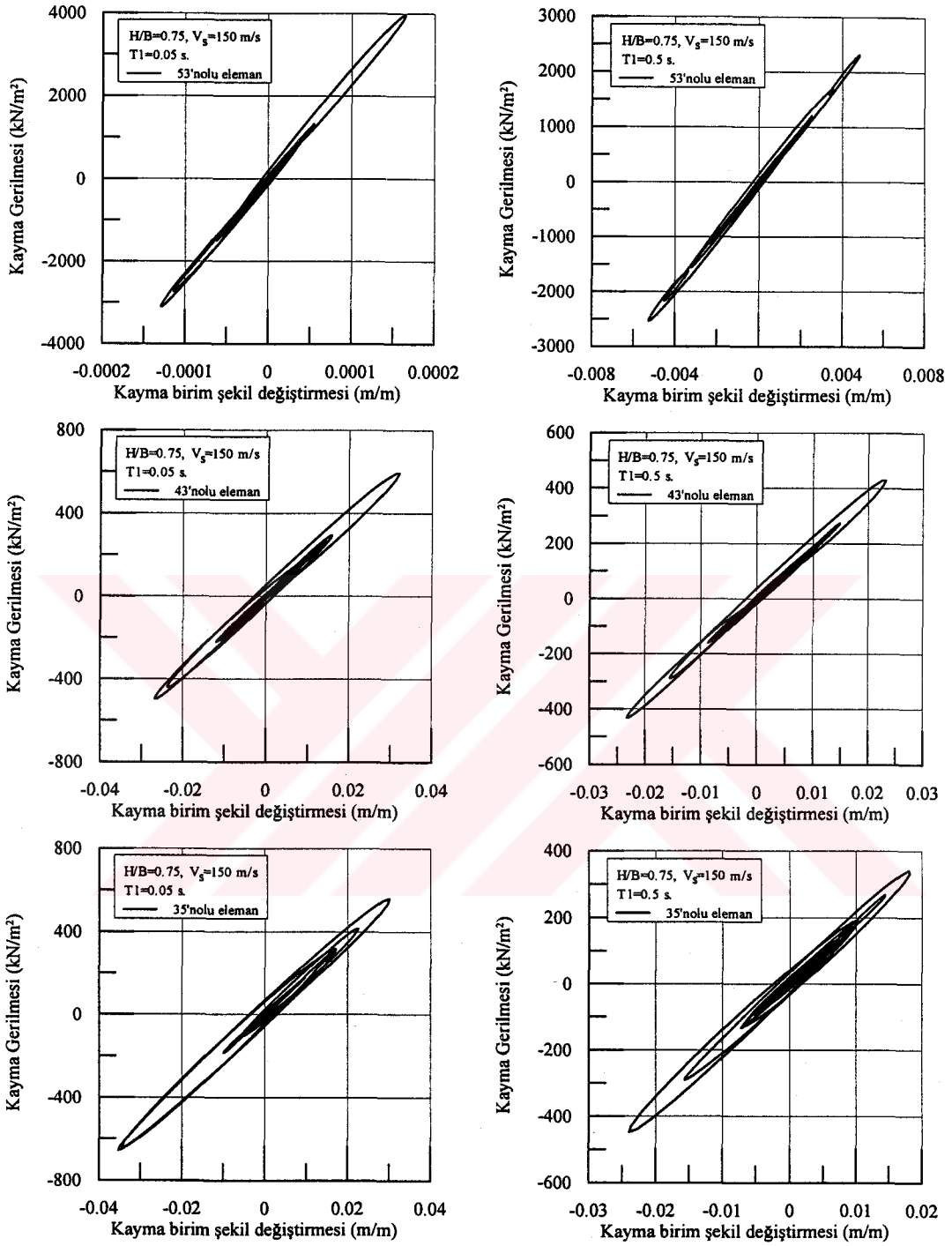
Şekil 5.31. Sonsuz rijit zemin durumunda yapı tepe noktası yatay yerdeğiştirmesi ve lineer yapı-zemin etkileşimli sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin (δ) lineer olmayan sistemde hesaplanan rölatif yapı yatay yerdeğiştirmesinin ile karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.5$ s.; $H/B=1.5$)



Şekil 5.32. Lineer ve lineer olmayan yapı-zemin etkileşimli sistemlerde, temel dönmesi nedeniyle üstyapıda oluşan yerdeğiştirmelerin (θH_y) karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.05$ s; $H/B=0.75$)



Şekil 5.33. Lineer ve lineer olmayan yapı-zemin etkileşimli sistemlerde, temel dönmesi nedeniyle üstyapıda oluşan yerdeğiştirmelerin (θH_y) karşılaştırılması ($V_s=150$ m/s; $T_1=0.5$ s; $H/B=0.75$)



Şekil 5.34. 53, 43 ve 35. no lu elemanlardaki kayma gerilmesi-kayma şekil değiştirmesi ilişkisinin Kobe depremi ilk 10 s süresince değişimi ($V_s=150 \text{ m/s}$; $T_1=0.05, 0.5$; $H/B=0.75$)

BÖLÜM 6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Yapı zemin dinamik etkileşimi probleminin deprem hesabının incelendiği bu çalışmada elde edilen genel sonuçları aşağıdaki şekilde özetlemek mümkündür:

Bu çalışmada, Aydınöğlu'nun (1993) lineer olmayan, yapı-zemin dinamik etkileşimi formülasyonu ile, Wolf ve Song'un (1996b), uzak zemin bölgesinin dinamik rijitlik ve radyasyon sönümü özelliklerini gözönüne alan formülasyonu birleştirilmiştir. Bu şekilde oluşturulan yapı-zemin ortak sisteminde, uzak zemin bölgesini temsil eden dinamik sınır şartları olarak, Wolf ve Song'un (1995) geliştirdiği ivme tabanlı birim darbe yükü davranış matrisi kullanılmıştır. Hareket denklemi zaman tanım alanında sonlu elamanlar yöntemi ile, lineer elastik ve lineer olmayan elasto-plastik malzeme davranışı için çözülmüştür.

Geliştirilen yöntemin yapı zemin ortak sistemlerine uygulanmasını göstermek ve etkileşimin önemini vurgulamak amacıyla sayısal çözümler yapılmıştır.

Yapı-zemin dinamik etkileşimini içeren deprem hesaplarında elde edilen sonuçlar, zemin ortamının ve üst yapının dinamik özelliklerine bağılı olmaları yanında, gözönüne alınan depremin gelişigüzel karakterine ve özellikle frekans içeriğine bağılı olarak da değişkenlik göstermektedir. Bu nedenle, farklı deprem kayıtları için yapılan yapı-zemin dinamik etkileşimi hesaplarında her zaman benzer eğilimlerin elde edilmesi beklenmemelidir.

Yukarıda açıklanan faktörlerin yanında, yerel zemin şartlarının etkisinin araştırıldığı bu çalışmanın 4. Bölümünde, kayma dalgası hızı düşük ($V_s \leq 300$ m/s) yumuşak zeminlerin uzun periyotlarda anakaya hareketini büyüttüğü, kayma dalgası hızı yüksek ($V_s \geq 750$ m/s) sert zeminlerin ise kısa periyotlarda bu etkiyi gösterdiği görülmüştür (Şekil 4.2). Ayrıca killi zeminlerde plastisite indisi arttıkça deprem etkisinin arttığı gözlenmiştir (Şekil 4.10, 4.11). Bu etki kumlu zeminlerde killi zeminlerle karşılaştırılmayacak derecede azdır (Şekil 4.12). Ancak, Bölüm 5.2.1 de Şekil 5.4 te de açıkça görüldüğü gibi, geoteknik olarak aynı özellikler taşıyan zemin grubunda, özellikle Loma Prieta depremi, Kobe ve El Centro depremlerinden çok farklı bir davranış göstermiştir. Dolayısıyla, zemin büyültmesinin yalnızca zemin geoteknik özelliklerine bağlı olduğu düşüncesi eksik kalmaktadır. Zemin etkisinin yanında, depremin dinamik özelliklerinin de önemli rol oynadığı unutulmamalıdır.

Bölüm 5 te, Kobe, Loma Prieta ve El Centro deprem kayıtları ile yapılan sayısal çözümlerden, genel olarak, aşağıda belirtilen sonuçlar elde edilmiştir:

- a) Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında yönetmelik, 1997 veya USGS (Birleşik Devletler Jeolojik Araştırmalar Dairesi) kriterlerine göre C veya D grubu yumuşak zeminler üzerinde inşa edilen kısa periyotlu (serbest titreşim periyodu ivme spektrumunun maksimum noktası periyodundan daha kısa periyotlardaki yapılar) yapılarda (tünel kalıplı inşaatlar vb.) rölatif yapı yerdeğiştirmesi ve toplam taban kesme kuvvetleri, sonsuz rijit varsayımına dayanan klasik yöntemlerle hesaplanan değerlerin üstünde kalmaktadır (Şekil 5.11, 5.12, 5.17, 5.18, 5.23 ve 5.24). Bu tip yapılarda yapı zemin etkileşimi ihmal edilmemelidir.
- b) Ele alınan sayısal çözümlerde geometrik narinlik oranı, H_y/B_t , üstyapı rijit temel genişliği sabit tutulup, bina yüksekliği değiştirilerek elde edilmiştir. Buna göre, geometrik narinlik oranı düşük yapılarda ($H_y/B_t=0.75$) hesaplanan

etkileşimli durumdaki dinamik büyüklükler, kısa periyotlarda, sonsuz rijit zemin durumuna göre daha yüksek değerler almaktadır. Zemin ortamı kayma dalgası hızı arttıkça, bu fark azalmaktadır. $H_y/B_t=1.5$ durumu için, bu çalışmada gözönüne alınan deprem kayıtlarına göre kesin bir sonuç çıkarmak mümkün olmamıştır. Ancak, $H_y/B_t=3.0$ geometrik narinlik oranında, genellikle, etkileşimin faydalı olduğu söylenebilir.

- c) Lineer ve lineer olmayan yapı zemin ortak sistemlerinde en belirgin fark, beklendiği gibi, lineer olmayan rölatif yapı yatay yerdeğiştirme miktarlarının artması şeklinde gözlenmiştir.

Bu çalışma ile ortaya koyulan verilerden de anlaşılacağı gibi, dinamik yükler altında yapı-zemin etkileşimini, tam anlamıyla yorumlamak henüz mümkün olmamıştır. Deprem dalgalarının gelişigüzel karakteri, zemin ortamının modellenmesi ile ilgili belirsizlikler; ikinci mertebe etkileri; üstyapı temeli ve zemin ortamının ayrışma etkisi gibi konular üzerinde yeterli çalışmaların yapılması durumunda, yapı zemin etkileşiminin daha iyi anlaşılabilmesi sağlanacaktır. Ancak, bu çalışmada gösterildiği gibi, geometrik narinlik oranı yüksek, normal rijitlikteki yapılar için, yapı zemin etkileşiminin deprem etkilerinin azalmasına neden olduğu ve üstyapı bakımından olumsuz sonuçlara yol açmadığı söylenebilir.

Bu çalışmada, ayrıca, örnek sistemler üzerinde, düzlem şekil değiştirme durumu için, sismik yükler altında yapı zemin etkileşiminin sayısal çözümleri gerçekleştirilmiştir. Bu çözümleri, aynı formülasyonu ve varsayımları kullanarak, üç boyutlu zemin sistemleri için gerçekleştirmek mümkündür.

Lineer olmayan dinamik yapı-zemin etkileşimi çözümleri, zemin ortamının dinamik yükler altında gösterdiği ve henüz tam olarak çözülemeyen davranışı nedeniyle, eksik kalmaktadır. Bu çalışma, daha ileri aşamalarda, zaman tanım alanında zemin ortamının malzeme sönümünün etkisinin daha gerçekçi bir şekilde hesaba katıldığı üç boyutlu yapı-zemin etkileşimi çalışmalarının da başlangıcı olacaktır.



KAYNAKLAR

ABOUSEEDA, H., and DAKOULAS, P., "Non-Linear Dynamic Earth Dam-Foundation Interaction Using a BE-FE Method", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp. 917-936, 1998.

ALPER, H., "Ağırlık Barajlarının Serbest Titreşim Özellikleri", *Doçentlik Tezi*, İstanbul, 1982.

ANTES, H., and ESTORFF, O. V., "Dynamic Response of 2D and 3D Block Foundations on a Half-space with Inclusions", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 8, No. 2, pp. 68-74, 1989.

ANTES, H., and ESTORFF, O. V., "Dynamic Response Analysis of Rigid Foundations and of elastic structures by Boundary Element Procedures ", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 13, pp. 305-311, 1994.

AVILÉS, J., and PÉREZ-ROCHA, L.E., "Effects of Foundation Embedment During Building-Soil Interaction", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, No. 12, pp. 1523-1540, 1998a.

AVILÉS, J., and PÉREZ-ROCHA, L.E., "Site Effects and Soil-Structure Interaction in the Valley of Mexico", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 17, No. 1, pp. 29-39, 1998b.

AYDINOĞLU, M.N., "Üstyapı-Zemin Ortak Sisteminin Deprem Hesabı", *Doktora Tezi*, İTÜ İnşaat Fakültesi, İstanbul, 1977.

AYDINOĞLU, M.N., "Yapı-Zemin Dinamik Etkileşiminin Genel Formülasyonu ve Zemine Gömülü Yapılar için Bir Altsistem Yöntemi", *Doçentlik Tezi*, İstanbul, 1981.

AYDINOĞLU, M.N., "Consistent Formulation of Direct and Substructure Methods in Nonlinear Soil-Structure Interaction", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 12, pp.403-410, 1993a.

AYDINOĞLU, M.N., "Development of Analytical Techniques in Soil-Structure Interaction", in *Development in Dynamic Soil-Structure Interaction*, ed. P.Gülkan & R.W.Clough, NATO Advanced Study Institute, Kemer-Antalya, Turkey, 1992, Kluwer Academic Publishers, pp.25-42, Dordrecht, 1993b.

AYDINOĞLU, M.N., "Yapı Analizi ve Tasarımı Sürecinde Statik ve Dinamik Yapı Zemin Etkileşimi", *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi*, 218-229, ODTÜ, Ankara, 1994

AYDINOĞLU, M.N., POLAT, Ş.Ş., and BEYEN, K., "Soil-Structure Interaction Analysis via Fixed-Base System Subjected to a modified Ground Motion", *Proceedings UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction*, Menlo Park, California, September 22-23, 1998, ed. M. Çelebi & I. Okawa, USGS Open -File Report 99-142, 1999.

BARTELS, R.H., and STEWART, G.W., "Solution of the Matrix Equation $AX+XB=C$ ", *Communications of the ACM*, Vol. 15, No. 9, pp. 820-826, 1972.

BATHE, K.J., "Finite Element Procedures" Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 1996.

BERNAL, D. and YOUSSEF, A., "A Hybrid Time Frequency Domain Formulation for Non-Linear Soil-Structure Interaction", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, No. 7, pp. 673-685, 1998.

BESKOS, D.E., "Boundary Element Methods in Dynamic Analysis", *Applied Mechanical Review*, Vol. 40, No. 1, pp. 1-23, 1987.

BEYEN, K., "Zemin Ortamlarının Dinamik Analizinde Kullanılan Gerilme-Birim Şekil Değişirme Bağıntlarına Bir Bakış", III. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı Bildiri Kitabı, s. 577-586, İstanbul, 27-31 Mart, 1995.

BORJA, R.I., CHAO, H.Y., MONTÁNS, F.J., and LIN, C.H., "Nonlinear SSI Analysis", Preproceedings UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction", Menlo Park, California, September 22-23, 1998.

BORJA, R.I., CHAO, H.Y., MONTÁNS, F.J., and LIN, C.H., " Nonlinear Ground Response at Lotung LSST Site", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 125, No. 3, pp-187-197, 1999.

CHOPRA, A., "Dynamics of Structures", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1995.

CHUHAN, Z., and CHONGBIN, Z., "Coupling Method of Finite and Infinite Elements for Strip Foundation Wave Problems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 15, pp. 836-851, 1987.

CHUHAN, Z., XINFENG, C., and GUANGLUN, W., "A Coupling Model of FE-BE-IE-IBE for Non-Linear Layered Soil-Structure Interactions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, No. 04, pp. 421-441, 1999.

CLOUGH, R.W. and PENZIEN, J., "Dynamics of structures", Singapore, McGraw-Hill, 1993.

COOK, R.D., MALKUS, D.S., and PLESHA, M.E., "Concepts and Applications of Finite Element Analysis", John Wiley & Sons, Singapore, 1989.

CRAIG, R.R., "Structural Dynamics", John Wiley & Sons, Singapore, 1981.

DASGUPTA, G., "A finite element formulation for unbounded homogeneous continua", Transactions of ASME, Journal of Applied Mechanics, Vol. 49, pp. 136-140, 1982.

ELGAMAL, A.W.M., "Shear Hysteretic Elasto-Plastic Earthquake Response of Soil Systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 20, pp. 371-387, 1991.

ELGAMAL, A.W.M., ABDEL-GHAFFAR, A.M., and PRÉVOST, J.H., "Elasto-Plastic Earthquake Shear-Response of One-Dimensional Earth Dam Models, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 13, pp. 617-633, 1985.

ENGQUIST, B., and MAJDA, A., "Absorbing Boundary Conditions for the Numerical Simulation of Waves", Mathematics of Computation, Vol. 31, No. 139, pp. 629-651, 1977.

ERXIANG, S., ZHIQUAN, Y., and ZONGLIAN, Q., "Nonlinear Dynamic Analysis of Saturated Soil-Structure Interaction by FEM", Dynamic Soil-Structure Interaction: Current Research in China and Switzerland, ed. Z. Chuhan & J.P. Wolf, Elsevier, Amsterdam, 1998.

ESTORFF, O.V., and KAUSEL, E., "Coupling of Boundary and Finite Elements for Soil-Structure Interaction Problems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 18, pp. 1065-1075, 1989.

GÜLKAN, P., and CLOUGH, R.W., "Developments in dynamic soil-structure interaction", NATO ASI Series, No. 390, Dordrecht, Kluwer Academic Publishers, 1993.

GUPTA, S., LIN, T.W., PENZIEN, J., and YEH, C.S., "Hybrid Modelling of Soil-Structure Interaction", Report No. UCB/EERC-80/09, University of California, Berkeley, CA., 1980.

GUTIERREZ, J.A., "A substructure method for earthquake analysis of structure-soil interaction", Report No. EERC 76-9, Earthquake Engineering Research Center, California, University of California, Berkeley, 1976.

GUTIERREZ, J.A., and CHOPRA, A.K., "A substructure method for earthquake analysis of structures including structure-soil interaction", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, pp. 51-69, 1978.

HANAZATO, T., WATABE, M., THEOFANOPOULOS, N., TOHDO, M., SATOH, A., SHINADA, S., and MINAMIGUCHI, C., "A Study on Earthquake Ground Motions During the Mexican Earthquake of September 19, 1985", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. II, pp. 501-506, Kyoto, JAPAN, August 2-9, 1988.

HAYASHI, Y. and TAKAHASHI, I., "An Effective Time Domain Soil Structure Interaction Analysis Based on the Dynamic Stiffness of an Unbounded Soil", Earthquake Engineering and Structural Dynamics Vol. 21, pp. 787-798, 1992.

HAYASHI, H., TAMURA, K., MORI, M., and TAKAHASHI, I., "Simulation Analyses of Buildings Damaged in the 1995 Kobe, Japan, Earthquake Considering Soil-Structure Interaction", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 28, pp. 371-391, 1999.

IIDA, M., "Three Dimensional Non-Linear Soil-Building Interaction Analysis in Lakebed Zone of Mexico City During the Hypothetical Guerrero Earthquake", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 27, pp. 1483-1502, 1998.

KARABALIS, D.L., and BESKOS, D.E., "Dynamic Response of 3-D Rigid Surface Foundations by Time Domain Boundary Element Method", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 12, pp. 73-93, 1984.

KAUSEL, E., "Local Transmitting Boundaries", Journal of Engineering Mechanics", Vol. 114, No. 6, pp. 1011-1027, 1988.

KAUSEL, E., WHITMAN, V.R., MORRAY, J.P., and ELSABEE, F., "The Spring Method for Embedded Foundations". *Nuclear Engineering and Design*. Vol.48, pp. 377-392. 1978.

KAYAN, İ., "Cisimlerin Mukavemeti", İTÜ, İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul, 1992.

KITAGAWA, Y., MATUSHIMA, Y., YAMAZAKI, Y., KAWAMURA, S., and, INOUE, Y., "Seismic Design Procedure of Building Structures Including Soil-Structure Interaction Effect", Preproceedings UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction", Menlo Park, California, September 22-23, 1998.

KIM, D.K., and YUN, C.B., "Time Domain Soil-Structure Interaction in Two Dimensional Medium Based on Analytical Frequency-Dependent Infinite Elements", *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, Vol. 47, No. 7, pp. 1241-1261, 2000.

KRAMER, S.L., "Geotechnical Earthquake Engineering", Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, 1996.

LAUB, A.J., "Schur Method for Solving Algebraic Riccati Equations", *IEEE Transactions on Automatic Control*, Vol. AC-24, No. 6, pp. 913-921, 1979.

LIAO, Z.P., and WONG, H.L., "A Transmitting Boundaries for the Numerical Simulation of Elastic Wave Propagation", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 3, No. 4, pp. 174-183, 1984.

LYSMER J., and KUHLEMEYER, R.L., "Finite Dynamic Model for Infinite Media", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 95, No. EM4, pp. 859-877, 1969.

LYSMER, J., UDAKA, T., TSAI, C., and SEED, H.B., "Flush: A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems", Report No. EERC 76-30, Earthquake Engineering Research Center, California, University of California, Berkeley, 1975.

LYSMER, J., OSTADAN, F., and CHIN, C.C., "SASSI2000- A System for Analysis of Soil-Structure Interaction, Theoretical and User Manual", Geotechnical Engineering Division, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Berkeley, 1999.

MARTIN, B.P., and SEED, H.B., "Simplified Procedure for Effective Stress Analysis of Ground Response", Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 105, No. GT6, pp. 739-757, 1979.

MEDINA, F., "Modelling of Soil-Structure Interaction by Finite and Infinite Elements", Report No. UCB/EERC-80/43, University of California, Berkeley, CA., 1980.

MURAKAMI, H., SHIOYA, S., YAMADA, R., and LUCO, J.E., "Transmitting Boundaries for Time-Harmonic Elastodynamics on Infinite Domains", International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 17, pp. 1697-1716, 1981.

MYLONAKIS, G., and GAZETAS, G., "Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental?" Journal of Earthquake Engineering, Vol. 4, No. 3, pp. 277-301, 2000.

İNAN, M., "Cisimlerin Mukavemeti", İTÜ Vakfi, İstanbul, 1988

PARMELEE, R.A., "Building-Foundation Interaction Effects", Journal of Engineering Mechanics Division, Vol. 93, No. EM2, pp. 131-152, 1967.

PARONESSO, A., and WOLF, J.P., "Property Matrices Identification of Unbounded Medium from Unit-Impulse Response Functions Using Legendre Polynomials:

Formulation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp. 1231-1245, 1996a.

PARONESSO, A., and WOLF, J.P., "Property Matrices Identification of Unbounded Medium from Unit-Impulse Response Functions Using Legendre Polynomials: Implementation and Examples", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp. 1247-1257, 1996b.

PRÉVOST, J.H., "Anisotropic Undrained Stress-Strain Behavior of Clays", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 104, No. GT8, pp. 1075-1090, 1978a.

PRÉVOST, J.H., "Plasticity Theory for Soil Stress-Strain Behavior", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 104, No. EM5, pp. 1177-1194, 1978b.

PRÉVOST, J.H., ABDEL-GHAFFAR, A.M., and ELGAMAL, A.W.M., "Nonlinear Hysteretic Dynamic Response of Soil Systems", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 111, No. 5, pp. 696-713, 1984a.

PRÉVOST, J.H., ABDEL-GHAFFAR, A.M., and LACY, S.J., "Nonlinear Dynamic Analyses of an Earth Dam", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, No. 7, pp. 882-897, 1984b.

PYKE, R., "Nonlinear Soil Models for Irregular Cyclic Loadings", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 105, No. GT6, pp. 715-725, 1979.

SAGASETA, C., CUELLAR, V., and PASTOR, M., "Cyclic Loading", *Deformation of Soils and Displacements of Structures*, Vol.3, pp. 981-999, 1991.

SARRAZIN, M.A., ROËSSET, J.M., and WHITMAN, R.V., "Journal of Structural Division", Vol. 98, No. ST7, pp. 1525-1544, 1972.

SCHNABEL, P.B., LYSMER, and J., SEED, H.B., "SHAKE, a Computer Program for Earthquake Analysis of Horizontally Layered Sites", Report No. EERC 72/12, College of Engineering, University of California, Berkeley, CA., 1972.

SEED, H.B., and IDRIS, I.M., "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analyses", Report No. EERC 70/10, University of California, Berkeley, CA., 1970.

SMITH, I.M., and GRIFFITHS, D.V., "Programming the Finite Element Method", John Wiley & Sons, Singapore, 1998.

SONG, C., and WOLF, J.P., "Consistent Infinitesimal Finite Element Cell Method: Out of Plane Motion", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 121, pp. 613-619, 1995a.

SONG, C., and WOLF, J.P., "Unit-Impulse Response Matrix of Unbounded Medium by Finite-Element Based Forecasting", International Journal for Numerical Methods in Engineering", Vol. 38, pp. 1073-1086, 1995b.

SONG, C. and WOLF, J.P. "Consistent Infinitesimal Finite Element Cell Method: Three Dimensional Vector Wave Equation", International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 39, pp. 2189-2208, 1996.

TAZOH, T., "Nonlinear Seismic Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. II, pp. 495-500, Kyoto, JAPAN, August 2-9, 1988.

TAZOH, T., SATO, M., SHIMIZU, K., and HATAKEYAMA, A., "Nonlinear Seismic Response Analysis of Soil Deposits Using Strong Seismic Records", Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Vol. II, pp. 507-512, Kyoto, JAPAN, August 2-9, 1988.

TEMEL, B., YERLİ, H.R., ve KIRAL, E., "Üç Boyutlu Dinamik Yapı-Zemin Etkileşimi Problemlerinin Sonlu-Sonsuz Elemanlar ile Modellenmesi", III. Ulusal Hesaplamalı Mekanik Konferansı Bildiri Kitabı, s. 9-15, İTÜ, İstanbul, 16-18 Kasım, 1998

TZONG, T.J. and PENZIEN, J., "Hybrid Modelling of Soil-Structure Interaction in Layered Media", Report No. UCB/EERC-83/22, University of California, Berkeley, CA., 1983.

TZONG, T.J. and PENZIEN, J., "Hybrid Modelling of Single-Layer Half-Space System in Soil-Structure Interaction", Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 14, pp.1181-1198, 1986

VELETOS, A.S. and NAIR, V.V.D., "Seismic Interaction of Structures on Hysteretic Foundations", ASCE, Journal of the Structural Division, Vol. 101, pp. 109-129, 1975.

VELETOS, A.S. and MEEK, J.W., "Dynamic behavior of building-foundations systems", Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 3, pp.121-138, 1975

VAISH, A.K. and CHOPRA, A.K., "Earthquake finite element analysis of structure-foundation systems", ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 100, pp. 1101-1116, 1974.

VUCETIC, M., and DOBRY, R., "Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 1, pp. 89-107, 1991.

WERKLE, H., "Dynamic Finite Element Analysis of Three-Dimensional Soil Models with a Transmitting Element", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 14, pp. 41-60, 1986.

WOLF, J.P., "Dynamic-Soil Structure Interaction", New Jersey, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, 1985.

WOLF, J.P., "Soil-Structure Interaction Analysis in Time Domain", New Jersey, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, 1988.

WOLF, J.P., "Consistent Lumped-Parameter Models for Unbounded Soil: Physical Representation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, pp. 11-32, 1991a.

WOLF, J.P., "Consistent Lumped-Parameter Models for Unbounded Soil: Frequency-Independent Stiffness, Damping and Mass Matrices", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, pp. 33-41, 1991b.

WOLF, J.P., "Spring-Dashpot-Mass Models for Foundation Vibrations", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 931-949, 1997.

WOLF, J.P., and DARBRE, G.R., "Dynamic Stiffness Matrix of Soil by the Boundary-Element Method: Conceptual Aspects", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 12, pp. 385-400, 1984a.

WOLF, J.P., and DARBRE, G.R., "Dynamic Stiffness Matrix of Soil by the Boundary-Element Method: Embedded Foundation", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 12, pp. 401-416, 1984b.

WOLF, J.P., and OBERNHUBER, P., "Non-Linear Soil Structure-Interaction Analysis Using Dynamic Stiffness or Flexibility of Soil in the Time Domain", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13, pp. 195-212, 1985a.

WOLF, J.P., and OBERNHUBER, P., "Non-Linear Soil Structure-Interaction Analysis Using Green's Function of Soil in the Time Domain", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 13, pp. 213-223, 1985b.

WOLF, J.P., and SOMAINI, D.R., "Approximate Dynamic Model of Embedded Foundation in the Time Domain", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 14, pp. 683-703, 1986.

WOLF, J.P., and MEEK, J.W., "Insight on 2-D versus 3-D Modelling of Surface Foundations via Strength-of-Materials Solutions for Soil Dynamics", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* Vol.23, pp. 91-112, 1994.

WOLF, J.P., and SONG, C., "Dynamic Stiffness Matrix of Unbounded Soil by Finite Element Multi-Cell Cloning", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, pp. 233-250, 1994a.

WOLF, J.P., and SONG, C., "Dynamic Stiffness Matrix in Time Domain of Unbounded Medium by Infinitesimal Finite Element Cell Method", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 23, pp. 1181-1198, 1994b.

WOLF, J.P., and SONG, C., "Unit-Impulse Response Matrix of Unbounded Medium by Infinitesimal Finite-Element Cell Method", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 122, pp. 251-272, 1995.

WOLF, J.P., and SONG, C., "Static Stiffness of Unbounded Medium by Finite Element Method", *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 122, No. 4, pp. 267-273, 1996a.

WOLF, J.P., and SONG, C., "Finite Element Modeling of Unbounded Media", West Sussex, John Wiley & Sons, 1996b.

WOLF, J.P., and SONG, C., "Consistent Infinitesimal Finite Element Cell Method in Frequency Domain", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 25, pp. 1181-1198. 1996c.

YANG, J., SATO, T., and LI, X.S., "Seismic Amplification at Soft Soil Site with Liquefiable Layer", *Journal of Earthquake Engineering* , Vol. 4, No. 1, pp. 1-23, 2000.

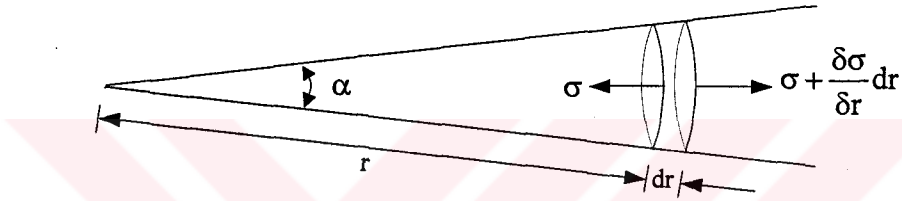
YERLİ, H.R., TEMEL, B., and KİRAL, E., "Transient Infinite Elements for 2D Soil-Structure Interaction Analysis", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 124, pp. 976-988, 1998.

YUN, C.B., KIM, J.M., and HYUN, C.H., "Axisymmetric Elastodynamic Infinite Elements for Multi-Layered Half-Space", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 28, pp. 3723-3743, 1995.

ZHANG, X., WEGNER, J.L., and HADDOW, J.B., "Three Dimensional Dynamic Soil-Structure Interaction in Time Domain", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 28, No. 12, pp. 1501-1524, 1999.

EK-A. RADYASYON KOŞULU

Sınırsız ortamda, sonsuza doğru ilerleyen gerilme dalgaları yayılırken, dalga elastik enerjisinin bir kısmı malzeme sönümü ile yutulur. Bu nedenle, gerilme dalgalarının genliği içinden geçilen ortamın uzunluğu ile doğru orantılı olarak azalır. Dalga enerjisindeki kayıplar malzeme sönümünden bağımsız olarak farklı mekanizmalarla da gerçekleşmesi söz konusudur. Bu durum, örnek olarak, basitçe, sönümsüz konik çubuk üzerinde sonsuza doğru ilerleyen dalga yayılımı ile gösterilebilir:



Şekil A.1. Sönümsüz konik çubukta gerilme dalgalarının yayılımı

Şekil A.1.'de gösterilen herhangi bir şekilde mesnetlenmemiş konik bir çubuğun, dalga boyu çubuğun çapından çok büyük olan gerilme dalgalarına maruz kaldığı varsayılmaktadır. α açısının yeterince küçük seçilmesi durumunda normal gerilmeler, *infinitesimal elemanın* (dr) her iki küresel yüzeyinde de üniform kalacak ve gerilmelerin yönü çubuğun eksenine aynı yönde olacaktır. Sistem için hareket denklemi yazılırsa:

$$\rho r^2 \alpha dr \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \left(\sigma + \frac{\partial \sigma}{\partial r} dr \right) (r + dr)^2 \alpha - \sigma r^2 \alpha \quad (\text{A.1})$$

A.1 bağıntısı basitleştirilerek,

$$\rho r \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = r \frac{\partial \sigma}{\partial r} + 2\sigma \quad (\text{A.2})$$

durumuna getirilebilir. A.2 denkleminde, gerilme-şekil değiştirme ve şekil değiştirme-yer değiştirme ilişkileri yazılırsa:

$$\rho r \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = Er \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + 2E \frac{\partial u}{\partial r} \quad (\text{A.3})$$

veya

$$\frac{\partial^2 (ur)}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 (ur)}{\partial r^2} \quad (\text{A.4})$$

bağıntıları elde edilir. A.4 bağıntısı bilinen dalga yayılışı denklemdir. Bu diferansiyel denkleminin çözümü:

$$u(r, t) = \frac{1}{r} \left[f \left(\sqrt{\frac{E}{\rho}} t - r \right) + g \left(\sqrt{\frac{E}{\rho}} t + r \right) \right] \quad (\text{A.5})$$

biçiminde olur. A.5 bağıntısından, dalga genliğinin, toplam dalga elastik enerjisi sabit kalsa bile, mesafe ile azalarak değişeceğini göstermektedir. Geometrik nedenlerden dolayı meydana gelen bu azalmaya “radyasyon sönümü” veya “geometrik sönüm” denir.

Zemin yüzeyinin altında bir faydan deprem enerjisi açığa çıktığında deprem dalgaları kaynaktan bütün yönlere yayılır. Eğer kırılma bölgesi noktasal bir kaynak olarak düşünülürse, ilerleyen dalgalar, küresel bir biçimde yayılacak ve konik çubukta dalga yayılışı modeli ile temsil edilebilecektir. Buna göre, gerilme dalgalarının genliği $1/r$ oranına bağlı olarak azalacaktır. Bullen, 1953, (Kramer,1996) çalışmasında yüzey dalgalarının genliğinin $\frac{1}{\sqrt{r}}$ oranına bağlı olarak azaldığını göstermiştir. Yüzey dalgalarının genliği, gerilme dalgalarının genliğinden daha düşük bir oranda azaldığından dolayı, merkez üssünden çok uzak mesafelerde yüzey dalgaları çok daha yoğun olarak hissedilebilmektedir.

EK - B. ETKİLEŞİM KUVVETİ DEPLASMAN İLİŞKİSİ

Altsistem yaklaşımı ile sınırsız ortam-yapı etkileşiminin analizinde, sınırsız ortam ile yapının eşlenmesi (coupling), etkileşim arayüzündeki düğüm noktalarında etkileşim kuvveti-deplasman ilişkisi ile belirlenmektedir. Frekans tanım alanında bu ilişki aşağıdaki gibidir (Wolf, 1985; Wolf, 1988):

$$\{R(\omega)\} = [S^\infty(\omega)]\{u(\omega)\} \quad (B.1)$$

Burada $\{R(\omega)\}$ ve $\{u(\omega)\}$ sırasıyla etkileşim kuvveti genliği ve yerdeğiştirme genliğidir. $[S^\infty(\omega)]$ ise frekans tanım alanında deplasman tabanlı dinamik rijitlik matrisidir; veya kısaca dinamik rijitlik matrisi de denilebilir. ∞ üst indisi burada sınırsız ortamı belirtmektedir.

Zaman tanım alanında etkileşim kuvveti-deplasman ilişkisi Duhamel integrali olarak yazılabilir:

$$\{R(t)\} = \int_0^t [S^\infty(t-\tau)]\{u(\tau)\}d\tau \quad (B.2)$$

Burada $[S^\infty(t)]$, zaman tanım alanında deplasman tabanlı birim darbe yükü davranış matrisi olup $[S^\infty(\omega)]$ ile Fourier dönüşüm çiftini oluşturur.

$$[S^\infty(t)] = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} [S^\infty(\omega)] e^{i\omega t} d\omega \quad (B.3)$$

Denklemin B.3 ün hesaplanabilmesi için, limit $\omega \rightarrow 0$ iken denklemin aldığı asimptotik değere eşit olan singüler kısım ve regüler kısımlarının ayrılması gerekmektedir.

Çünkü regüler kısmın analitik olarak integrali alınabildiği halde, singüler kısmın integrali alınamamaktadır.

$$[S^\infty(\omega)] = [S_s^\infty(\omega)] + [S_r^\infty(\omega)] \quad (\text{B.4})$$

Şekil değiştirebilen cisimlerin mekaniğinde, singüler matris, aşağıdaki iki matrisin toplamına eşittir.

$$[S_s^\infty(\omega)] = i\omega[C_\infty] + [K_\infty] \quad (\text{B.5})$$

Denklem B.5 in sağ tarafında kullanılan ∞ alt indisi limit $\omega \rightarrow 0$ anlamına gelmektedir. Burada $[C_\infty]$ sönüm ve $[K_\infty]$ yay sabitleri matrisidir.

Denklem B.3 ün ters Fourier dönüşümü yapılırsa deplasman tabanlı birim darbe yükü davranış matrisi elde edilir:

$$[S^\infty(t)] = [C_\infty]\dot{\delta}(t) + [K_\infty]\delta(t) + [S_r^\infty(t)] \quad (\text{B.6})$$

Burada

$$[S_r^\infty(t)] = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} [S_r^\infty(\omega)] e^{i\omega t} d\omega \quad (\text{B.7})$$

ve

$\delta(t)$ Dirac-delta fonksiyonudur.

Denklem B.6, Denklem B.2 de yerine yazılırsa etkileşim kuvveti-yerdeğiştirme ilişkisi aşağıdaki biçimde elde edilir:

$$\{R(t)\} = [C_\infty] \{\dot{u}(t)\} + [K_\infty] \{u(t)\} + \int_0^t [S_r^\infty(t-\tau)] \{u(\tau)\} d\tau \quad (B.8)$$

Denklem B.8 sınırsız ortam-yapı etkileşimi analizinin doğrudan zaman tanım alanında yapılabilmesine olanak vermektedir. Benzerlik tabanlı formülasyonda, Denklem B.8 deki singüler kısım, karmaşıklığa ve sayısal çözümlemede zorluklara neden olduğundan, alternatif çözüm yöntemleri geliştirilmiştir (Wolf and Song, 1996b). Bu yöntemlerden biri, ivme tabanlı birim darbe yükü davranış matrisi formülasyonudur. Bu yöntemde sayısal zorluklar azaltıldığı gibi singüler kısım da bulunmamaktadır. Bu formülasyon aşağıda çıkarılmıştır.

Frekans tanım alanında deplasman fonksiyonunun ve dinamik rijitlik matrisinin ikinci dereceden türevleri alınır:

$$\{\ddot{u}(\omega)\} = (i\omega)^2 \{u(\omega)\} \quad (B.9)$$

elde edilir.

$[M^\infty(\omega)]$ frekans tanım alanında ivme tabanlı dinamik rijitlik matrisi olmak üzere

$$[M^\infty(\omega)] = \frac{[S^\infty(\omega)]}{(i\omega)^2} \quad (B.10)$$

bağıntısı ile hesaplanır. Frekans tanım alanında etkileşim kuvveti

$$\{R(t)\} = [M^\infty(\omega)] (i\omega)^2 \{u(\omega)\} \quad (B.11)$$

bağıntısına eşittir. Bu denklemin Fourier dönüşümü

$$\{R(t)\} = \int_0^t [M^\infty(t-\tau)] \{\ddot{u}(\tau)\} d\tau \quad (B.12)$$

eşitliğini verir. Burada $[M^\infty(t)]$ ile $[M^\infty(\omega)]$ Fourier dönüşüm çiftini oluşturur.

Burada $[M^\infty(t)]$ matrisinin açık yazılışı:

$$[M^\infty(t)] = [C_\infty]H(t) + [K_\infty]tH(t) + [M_S^\infty(t)] \quad (B.13)$$

ile gösterilir. Denklem B.13 te $H(t)$ Heaviside adım fonksiyonudur (Bkz. EK-C).

$[M_S^\infty(t)]$ ise:

$$[M_S^\infty(t)] = \int_0^t \int_0^{\tau'} [S_r^\infty(\tau')] d\tau' d\tau \quad (B.14)$$

integrali ile hesaplanır. $t < 0$ için $[M_S^\infty(t)]$ fonksiyonu sifıra eşittir. $t=0$ da ise fonksiyonda ve fonksiyonun türevinde süreksizlikler oluşmaktadır. $t=0^+$ 'da $[M_S^\infty(t)]$ fonksiyonu ve bu fonksiyonun türevi sıfırdır; $[S_r^\infty(t)]$ fonksiyonu sonludur. $t=0^+$ için

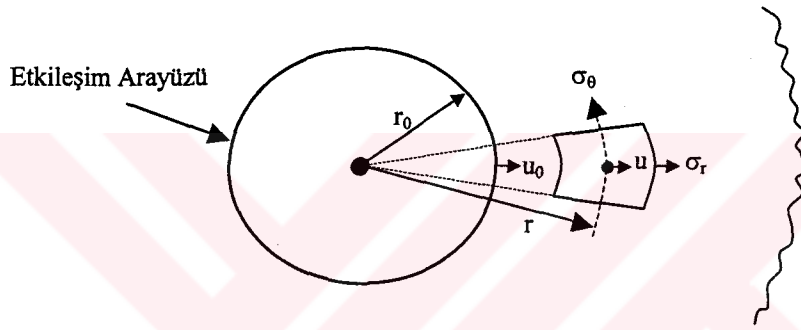
$$[M^\infty(t=0^+)] = [C_\infty] \quad (B.15a)$$

$$[\dot{M}^\infty(t=0^+)] = [K_\infty] \quad (B.15b)$$

değerlerine eşittir.

EK-C. KÜRESEL BOŞLUK PROBLEMİ

Bir boyutlu dalga yayılımı problemini modellemek amacıyla uzayda tam gömülü küresel boşluk modeline literatürde sıkça başvurulmaktadır (Wolf,1985; Wolf, 1988) Sonsuz Küçük Hücreli Sonlu Elemanlar Yönteminin geçerliliğini araştırmak amacıyla yarıçapı r_0 olan küresel bir boşluğun çeperlerine $p(t)$ üniform basınç uygulanmaktadır. Kesme modülü G , poisson oranı ν , kütle yoğunluğu ρ olan sınırsız ortamda yayılan simetrik P-dalgalarının hızı:



Şekil C.1. Sınırsız ortama gömülü küresel boşluk problemi (kesit)

$$c_p = \sqrt{\frac{G}{\rho} \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} \quad (C.1)$$

olarak tanımlanabilir. Küresel simetriden dolayı bütün değişkenler sadece r koordinatına bağlıdır. u radyal yönde yer değiştirme elemanı olmak üzere, radyal şekil değiştirme ε_r ve çevresel şekil değiştirme ε_θ , ε_ϕ bağıntıları:

$$\varepsilon_r = \frac{du}{dr} \quad (C.2a)$$

$$\varepsilon_\theta = \varepsilon_\phi = \frac{1}{r}u \quad (C.2a)$$

biçiminde yazılabilir. Hook kanununa bağlı olarak σ_r , σ_θ ve σ_ϕ gerilmeleri:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_\phi \end{Bmatrix} = \frac{2G}{1-2\nu} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu \\ \nu & 1-\nu & \nu \\ \nu & \nu & 1-\nu \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_\phi \end{Bmatrix} \quad (\text{C.3})$$

dir. Sistemin dinamik denge denklemi:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{(2\sigma_r - \sigma_\theta - \sigma_\phi)}{r} - \rho\ddot{u} = 0 \quad (\text{C.4})$$

olur. C.2 bağıntıları C.3 bağıntısında; C.3 bağıntısı da C.4'te yerine konur denklem yeniden düzenlenirse, hareket denklemi:

$$\frac{d^2u}{dr^2} + \frac{2}{r} \frac{du}{dr} - \frac{2}{r^2}u - \frac{1}{c_p^2}\ddot{u} = 0 \quad (\text{C.5})$$

formunda yazılır.

Etkileşim arakesitinde sınır şartları:

$$u(r=r_0)=u_0 \quad (\text{C.6})$$

Başlangıç değerleri:

$$u(t=0)=0 \quad (\text{C.7a})$$

$$\frac{du}{dt}(t=0)=0 \quad (\text{C.7b})$$

olmak üzere, küresel boşluk sistemi başlangıçta durağandır.

$r=r_0$ da etkileşim kuvveti $R(t)=4\pi r_0^2 p(t)$ ve yer değiştirme $u(t)$ ilişkisi ivme tabanlı birim darbe davranış matrisi cinsinden ifadesi

$$R(t) = \int_0^t M^\infty(t - \tau) \ddot{u}(\tau) d\tau \quad (C.8)$$

biçiminde olur. Frekans tanım alanında bu ilişki

$$R(\omega) = S^\infty(\omega) u_0(\omega) \quad (C.9)$$

şeklinde yazılabilir (Wolf, 1996). Etkileşim kuvveti genliği ise

$$R(\omega) = -4\pi r_0^2 \sigma_r(\omega, r = r_0) \quad (C.10)$$

ifadesi ile bulunabilir. Frekans tanım alanında hareket denklemi :

$$\frac{d^2 u(\omega)}{dr^2} + \frac{2}{r} \frac{du(\omega)}{dr} - \frac{2}{r^2} u(\omega) - \frac{\omega^2}{c_p^2} u(\omega) = 0 \quad (C.11)$$

bağıntısı ile ifade edilir. Deplasman genliğinin $u(\omega)$, potansiyel fonksiyonu $\phi(\omega)$ olarak $u(\omega) = d\phi(\omega)/dr$ ifadesi C.9 bağıntısında yerine yazıldığında bir boyutlu dalga denklemi elde edilir:

$$\frac{d^2 (r\phi(\omega))}{dr^2} - \frac{\omega^2}{c_p^2} r\phi(\omega) = 0 \quad (C.12)$$

Bu denklemin çözümü:

$$\phi(\omega) = \frac{c_1}{r} e^{+i\frac{\omega}{c_p} r} + \frac{c_2}{r} e^{-i\frac{\omega}{c_p} r} \quad (C.13)$$

Burada c_1 ve c_2 integrasyon sabitleridir. Deplasman genliği:

$$u(\omega) = \frac{c_1}{r^2} \left(-1 + i\frac{\omega}{c_p} r \right) e^{+i\frac{\omega}{c_p} r} + \frac{c_2}{r^2} \left(-1 - i\frac{\omega}{c_p} r \right) e^{-i\frac{\omega}{c_p} r} \quad (C.14)$$

dir. Dalga yayılışının pozitif radyal yönde olduğu kabulü ile C.12 bağıntısında $c_1=0$ değerini alır. Başlangıç sınır şartları yerine konur ve bağıntı yeniden düzenlenirse:

$$u(\omega) = u_0(\omega) \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \left(\frac{c_p + i\omega r}{c_p + i\omega r_0} \right) e^{-i\frac{\omega}{c_p}(r-r_0)} \quad (\text{C.13})$$

bulunur. C.10 bağıntısı ile ifade edilen etkileşim kuvveti $R(\omega)$, C.3, C.2 ve C.13 bağıntılarının yardımı ile hesaplanır. C.9 bağıntısında $S^\infty(\omega)$, küresel boşluğun etkileşim arakesitinde dinamik rijitlik matrisi:

$$S^\infty(\omega) = K^\infty \left(1 + \frac{1-\nu}{2(1-2\nu)} \frac{1}{c_p} \frac{(i\omega r_0)^2}{c_p + i\omega r_0} \right) \quad (\text{C.14})$$

olarak bulunur (Wolf, 1988). Burada statik rijitlik matrisi, $K^\infty = 16\pi G r_0$ ile hesaplanır.

Deplasman tabanlı dinamik rijitlik matrisi, S^∞ , ile ivme tabanlı dinamik rijitlik matrisi, M^∞ , arasındaki ilişki :

$$M^\infty(\omega) = \frac{S^\infty(\omega)}{(i\omega)^2} \quad (\text{C.15})$$

olarak yazılır (Wolf, 1995a)

Küresel boşluk için problemi için, C.14 bağıntısı ivme tabanlı dinamik rijitlik matrisine dönüştürülerek;

$$M^\infty(\omega) = K^\infty \left(\frac{1}{(i\omega)^2} + \frac{1-\nu}{2(1-2\nu)} \frac{1}{c_p} \frac{r_0^2}{(c_p + i\omega r_0)} \right) \quad (\text{C.16})$$

biçiminde yazılır. $M^\infty(\omega)$ matrisinin ters Fourier dönüşümü, $H(t)$ Heaviside adım fonksiyonu ($H(t<0)=0.0$; $H(t\geq 0)=1.0$) olmak üzere birim darbe davranış matrisi $M^\infty(t)$ 'i verir:

$$M^\infty(t) = K^\infty \left(t + \frac{r_0}{c_p} \frac{1-\nu}{2(1-2\nu)} e^{-\frac{c_p t}{r_0}} \right) H(t) \quad (C.17)$$

Analitik olarak elde edilen C.17 bağıntısı, Sonsuz Küçük Hücreli Sonlu Elemanlar Yöntemi ile de elde edilebilir. u_i , $r_i=r_0$ daki ve u_e , $r_e=(1+w)r_0$ deki yer değiştirmeler olmak üzere, $N=1$ için, iki düğüm noktalı sonlu elemanın şekil değiştirme fonksiyonu denklem 3.3' den:

$$\{\hat{N}\} = \begin{Bmatrix} \{\hat{N}_i\} \\ \{\hat{N}_e\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{1}{2}(1-\xi)N \\ \frac{1}{2}(1+\xi)N \end{Bmatrix} \quad (C.18)$$

olarak elde edilir. Düğüm noktaları koordinatları izoparametrik formülasyonu 3.8 bağıntısından aşağıdaki şekilde bulunur.

$$\hat{r} = \frac{1}{2}(1-\xi)r_i + \frac{1}{2}(1+\xi)r_e = \left(1 + \frac{w}{2}(1+\xi) \right) r_0 \quad (C.19)$$

deplasman için:

$$u = \hat{N}_i u_i + \hat{N}_e u_e \quad (C.20)$$

yazılır. Jakobien matrisi:

$$\hat{J} = \frac{w}{2} J \quad (C.21)$$

dir; J katsayısı burada $J=r_0$ 'a eşittir. Eleman şekil değiştirme matrisi:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_\phi \end{Bmatrix} = [\mathbf{B}] \begin{Bmatrix} u_i \\ u_e \end{Bmatrix} \quad (\text{C.22})$$

dir. C.19 ve C.20 bağıntıları C.2'de yerine konursa:

$$[\mathbf{B}] = [\{\mathbf{B}_i\} \{\mathbf{B}_e\}] \quad (\text{C.23})$$

elde edilir. Burada,

$$\{\mathbf{B}\}_j = \begin{Bmatrix} \hat{N}_{j,r} \\ \hat{N}_j \\ \hat{N}_j \\ \hat{N}_j \\ \hat{r} \end{Bmatrix} = \frac{\xi_j}{w} \{\mathbf{B}^1\} + \frac{1 + \xi_j \xi}{2 \left(1 + \frac{w}{2} (1 + \xi) \right)} \{\mathbf{B}^2\} \quad (j = i, e) \quad (\text{C.24})$$

$$\{\mathbf{B}^1\} = \frac{1}{r_0} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{C.25})$$

$$\{\mathbf{B}^2\} = \frac{1}{r_0} \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (\text{C.26})$$

dir. Sonlu Eleman hücresi statik rijitlik matrisi:

$$[\mathbf{K}] = \int_V [\mathbf{B}]^T [\mathbf{D}] [\mathbf{B}] dV = \int_1^1 [\mathbf{B}]^T [\mathbf{D}] [\mathbf{B}] 4\pi \hat{r}^2 \hat{J} d\xi \quad (\text{C.27})$$

biçiminde yazılabilir. 3.23 bağıntısından katsayılar:

$$[\mathbf{E}^0] = [\mathbf{B}^1]^T [\mathbf{D}] [\mathbf{B}^1] 4\pi_0^2 J = 8\pi \frac{1-\nu}{1-2\nu} G r_0 \quad (\text{C.28})$$

$$[E^1] = [B^2]^T [D][B^1] 4\pi_0^2 J = 16\pi \frac{\nu}{1-2\nu} Gr_0 \quad (C.29)$$

$$[E^2] = [B^2]^T [D][B^2] 4\pi_0^2 J = 16\pi \frac{1}{1-2\nu} Gr_0 \quad (C.30)$$

şeklinde hesaplanır. Denklem 3.29 da verilen M^0 matrisi burada,

$$M^0 = 4\pi r_0^3 \quad (C.31)$$

değerine eşittir. Denklem 3.65 te verilen katsayılar:

$$e^1 = -\frac{2(1-2\nu)}{1-\nu} \quad (C.32)$$

$$e^2 = \frac{2(1-2\nu)(1+\nu)}{(1-\nu)^2} \quad (C.33)$$

$$m^0 = \frac{r_0^2}{c_p^2} \quad (C.34)$$

olarak hesaplanır.

Sonsuz küçük hücreli sonlu elemanlar yönteminde, 3.66 bağıntısı ile verilen birim darbe yükü davranış matrisi, küresel boşluk problemi için yeniden yazılırsa:

$$\int_0^t [m^\infty(t-\tau)][m^\infty(\tau)]d\tau - \frac{4(1-2\nu)}{1-\nu} \int_0^t \int_0^\tau [m^\infty(\tau')]d\tau'd\tau + t \int_0^t [m^\infty(\tau)]d\tau - \frac{2(1-2\nu)(1+\nu)}{(1-\nu)^2} \frac{t^3}{6} H(t) - \frac{r_0^2}{c_p^2} tH(t) = 0 \quad (C.35)$$

olarak ifade edilebilir. $m^\infty(t) = \frac{M^\infty(t)}{E^0}$ bağıntısından,

$$M^\infty(t) = 8\pi \frac{1-\nu}{1-2\nu} \text{Gr}_0 \left(t + \frac{r_0}{c_p} \frac{1-\nu}{2(1-2\nu)} e^{-\frac{c_p t}{r_0}} \right) H(t) \quad (\text{C.36})$$

şeklinde gösterilebilir. Yukarıda analitik olarak elde edilen C.17 bağıntısı ve sonsuz küçük hücreli sonlu elemanlar yöntemi ile elde edilen C.36 bağıntısının birbirine eşit olduğu açıkça görülmektedir.



EK-D. BİLGİSAYAR PROGRAMI

PROGRAM : NLEPSSI.FOR
BAŞLIK : Yapı-zemin dinamik etkileşimi
GELİŞTİREN : M. Kutanis, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Sakarya Üniversitesi, 1999
KATEGORİ : Yapı Dinamiği; Geoteknik Deprem Mühendisliği
PLATFORM : PC DOS (Windows 95/98) MS Fortran PowerStation 1.0a
ÖZET : Sismik yükler altında, yapı-zemin dinamik etkileşimi analizleri için, düzlem şekil değiştirme sonlu elamanlarını kullanarak, lineer, elastik ve elastoplastik çözümleri zaman tanım alanında yapar.
BİRİM: : kN m s

ANA PROGRAM

```

IMPLICIT REAL*8 (A-H,O-Z)
  DIMENSION X(250, 2), NOC(100, 4), MAT(100), PM(100, 4)
  DIMENSION NU(50), U(50), F(250),PME(250,100, 4)
  DIMENSION S(250,250),GELM(250,250)
  DIMENSION GMM(250,250),GKM(250, 250),GMMI(250,250),GCM(250, 250)
  DIMENSION F1(250,250),X1(250),D1X1(250),D2X1(250)
  REAL*8 LOADX(250),X0(250),D1X0(250),D2X0(250),R0(250)
  REAL*8 R1(250),MTX(40,40,1000),SUMTX(250),UP(250,1000),U1P(250)
  DIMENSION NDF(50), LYR(50),ACCL(5,5000)
  DIMENSION AFF(5,5000),VFF(5,5000),DFF(5,5000)
  DIMENSION AFH(250),VFH(250),DFH(250),DAFH(250),DVFH(250),DDFH(250)
  DIMENSION DP(250),DP1(250),DP2(250),D2X(250)
  DIMENSION STRA(250,3),DSTRA(250,3),ESTRA(250,3)
  DIMENSION Q(8), STR(4),STRAIN(3),SIJ(250,3)
  DIMENSION SGZ(250),D(3,3),B(3,8),DB(3,8)
  REAL*8 STRESS(4),PL(4,4),ELMOD,PNU,SIGM,DSBAR,THETA
  DIMENSION SBARY(250),DPL(250,3,3)
  CHARACTER INTTL*8,INTTLX*8,DUMMYX*6
  CHARACTER*60 DUMMY
  INTEGER NN, NE, ND, NL, NM, NDIM, NEN,NEQ,NSTEP,NBW
  PARAMETER(IMAX =250,PI=3.141592654,GRVTY=9.807)
  
```

WRITE(*,*)'INPUT ROOT of FILENAMES ?'

```

  READ(*, '(A8)')INTTL
  WRITE(*,*)'INPUT ROOT of SiMILAR DATA FILENAMES ?'
  READ(*, '(A8)')INTTLX
  INAME=INDEX(INTTL, ' ')
  IF(INAME.EQ.0) INAME=9
  INAME=INAME-1
  JNAME=INDEX(INTTLX, ' ')
  IF(JNAME.EQ.0) JNAME=9
  JNAME=JNAME-1
c   input file
  OPEN(3,FILE=INTTLX(:JNAME)//'.MTX',status='OLD')
  OPEN(5,FILE=INTTL(:INAME)//'.OKU',status='OLD')
  OPEN(7,FILE='SET.O2', STATUS = 'OLD')
c   result file
  open(2,FILE=INTTL(:INAME)//'-1'//'.DAT',status='UNKNOWN')
  open(4,FILE=INTTL(:INAME)//'-2'//'.DAT',status='UNKNOWN')
  open(6,FILE=INTTL(:INAME)//'-BS'//'.DAT',status='UNKNOWN')
  open(8,FILE=INTTL(:INAME)//'-TG1'//'.DAT',status='UNKNOWN')
  open(9,FILE=INTTL(:INAME)//'-TG2'//'.DAT',status='UNKNOWN')
  
```

```

C Thickness for the Problem TH
  TH=1.0
  READ(5,*) NN, NE, ND, NL, NM, NDIM, NEN
C Total DOF is NQ
  NQ = 2 * NN
  NFF=1*ND
C READ element DATA FROM FILE
  READ (5, *) ((X(I, J), J=1,NDIM), I=1,NN)
  READ (5, *) ((NOC(I, J), J=1,NEN), I=1,NE)
  READ (5, *) ( MAT(I), I = 1, NE)
  READ (5, *) ( NU(I), U(I), I=1,ND)
  READ (5, *) ( II, F(II), I=1,NL)
  READ (5, *) ((PM(I, J), J=1,4), I=1,NM)
  READ (5, *) IELNO, IDOFNOt, IDOFNOb
  READ (5, *) A1, A2
  READ (5, *) TETA, COEFF
  READ (5, *) ( NDF(I), LYR(I), I=1,NFF)
C READ EQ. ACCLATION DATA FROM FILE units: *g
  DO I=1,5
    READ(7,'(5(A6))')DUMMYX
    READ(7,'(5(A6))')DUMMYX
    READ (7,'(8F9.3)')(ACCL(I,J),J=1,2048)
  END DO
C ALTER THIS VALUE FOR DURATION
  ITA=1
  ISN=10
C COEFF=1.0
  DT=0.01/ITA
  IN=ISN/DT
  DO 30 I=1,5
  DO 30 J=1,2048
30 ACCL(I,J)=ACCL(I,J)*GRVTY*COEFF
  L=0
  J=0
  DO K=1,5
  DO 50 I=1,IN
  DELC1=(ACCL(K,I+1)-ACCL(K,I))/ITA
  DO 50 L=1,ITA
  J=J+1
  AFF(K,J)=ACCL(K,I)+DBLE(L)*DELC1
50 CONTINUE
  END DO

  DO K=1,5
  DO I=2,IN
  VFF(K,I)=VFF(K,I-1)+DT/2.*(AFF(K,I-1)+AFF(K,I))
  DFF(K,I)=DFF(K,I-1)+VFF(K,I-1)*DT+DT**2/3*AFF(K,I-1)+
+ DT**2/6*AFF(K,I)
  END DO
  END DO

1050 FORMAT(F14.6)
C-----TRANSPORT -1-----
  DO K1=1,NE
  J1=MAT(K1)
  DO I1=1,4
    PME(K1,J1,I1)=PM(J1,I1)
  END DO
  SBARY(K1)=PME(K1,J1,4)

```

```

END DO
C READ SIMILAR MTX DATA FROM FILE
  NEQ=ND
C no.of time station IN
  DO 420 K=1,IN
    READ(3,'(A)') DUMMY
    READ(3,'*')(MTX(I,J,K),J=1,NEQ),I=1,NEQ)
  420 CONTINUE
CALL NULL(STRA,NE,3)
  CALL NULL(ESTRA,NE,3)
  CALL NULL(DSTRA,NE,3)
  CALL NULL(GMM,NQ,NQ)
  CALL NULL(GMMI,NQ,NQ)
  CALL NULL(GKM,NQ,NQ)
C CALCULATE Bandwidth NBW from Connectivity NOC( , )
  NBW = 0
  DO 110 N = 1, NE
    CMIN = NN + 1
    CMAX = 0
    DO 100 J = 1, 4
      IF(CMIN .GT. NOC(N, J)) CMIN = NOC(N, J)
      IF(CMAX .LT. NOC(N, J)) CMAX = NOC(N, J)
    100 CONTINUE
    C = 2 * (CMAX - CMIN + 1)
    IF(NBW .LT. C) NBW = C
  110 CONTINUE

C CALC [K] and [M] MATRIX
  DO 68 K=1,NE
    CALL DMAT(K,MAT,PME,D)
    DO 68 IZ=1,3
      DO 68 JZ=1,3
        68 DPL(K,IZ,JZ)=D(IZ,JZ)
        CALL NGSM(X,NOC,MAT,PME,TH,NE,S,NQ,NBW,GELM,DPL)
C-----STIFFNESS MATRIX
    DO 117 I = 1, NQ
      DO 117 JN = 1, NBW
        J = I + JN - 1
        IF(J.GT. NQ) GO TO 117
        GKM(I, J) = S(I,JN)
        GKM(J, I) = S(I,JN)
    117 CONTINUE
C *** BANDED MASS MATRIX GELM(NQ,NBW)INTO GMM(NQ,NQ) ***
C-----MASS MATRIX
    DO 127 I = 1, NQ
      DO 127 JN = 1, NBW
        J = I + JN - 1
        IF(J .GT. NQ) GO TO 127
        GMM(I, J) = GELM(I,JN)
        GMM(J, I) = GELM(I,JN)
    127 CONTINUE
C CALC [C]=A1 [M] + A2 [K]
  DO 139 I=1,NQ
    DO 139 J=1,NQ
      GMMI(I,J)=GMM(I,J)
      GCM(I,J)=A1*GMM(I,J)+A2*GKM(I,J)
    139 CONTINUE
DO 621 I=1,ND
  DO 621 J=1,ND

```

```

      NDI=NU(I)
      NDJ=NU(J)
      GMMI(NDI,NDJ)=0.5*DT*MTX(I,J,1)
621 CONTINUE
      DO 449 I=1,NQ
      DO 449 J=1,NQ
      GMM(I,J)=GMM(I,J)+GMMI(I,J)
449 CONTINUE
C..... step by step direct integration begin.....
C BASLANGIC DEGERLERI
  CALL NULVEC(X0,NQ)
  CALL NULVEC(D1X0,NQ)
  CALL NULVEC(D2X0,NQ)
  CALL NULVEC(U1P,NQ)
  CALL NULVEC(R0,NQ)
  CALL NULL(S,NQ,NQ)
  CALL NULL(UP,NQ,IN)

DO 707 IT=1,IN

C *** STRAIN CALCULATIONS ***
C Stress at the XI=0 and ETA=0
  XI = 0
  ETA = 0
  TBS=0
C ----- DO LOOP 310 -----
  DO 310 N = 1, NE
  MATN = MAT(N)
  PNU = PME(N,MATN, 2)
  ELMOD = PME(N,MATN, 1)
  CALL DMAT(N,MAT,PME,D)
  CALL DBMAT(X,N,NOC,XI,ETA,B,DB,D,DJ)
C Strain Evaluation
  DO 230 I = 1, 4
    IN = 2 * (NOC(N, I) - 1)
    II = 2 * (I - 1)
    DO 230 J = 1, 2
      Q(II + J) = F(IN + J)
230 CONTINUE
  DO 240 I = 1, 3
    STRAIN(I)=0
    DO 240 K = 1, 8
      STRAIN(I)=STRAIN(I)+B(I, K) * Q(K)
240 CONTINUE
  DO I=1,3
    STRA(N,I)=STRAIN(I)
    DSTRA(N,I)=STRA(N,I)-ESTRA(N,I)
  END DO
C *** STRESS CALCULATIONS ***
  DO 1319 K=1,3
    STRAIN(K)=DSTRA(N,K)
1319 CONTINUE
  DO 1245 II = 1, 3
    STR(II)=0.0
    DO 1245 KK = 1, 3
      STR(II) = STR(II) + D(II, KK) * STRAIN(KK)
1245 CONTINUE
  STRESS(1)=STR(1)+SIJ(N,1)
  STRESS(2)=STR(2)+SIJ(N,2)

```

```

STRESS(3)=STR(3)+SIJ(N,3)
SGZ(N)=PNU*(SIJ(N,1)+SIJ(N,2))
STRESS(4)=SGZ(N)
CALL XINVAR(STRESS,SIGM,DSBAR,THETA)
FNEW=DSBAR-SBARY(N)
C  CHECK WHETHER YIELD IS VIOLATED .....
IF(FNEW.LT.0.)GOTO 700
WRITE (*,'(1X,G14.4,I5,A6)')T,N,' ***'
CALL VMPL(ELMOD,PNU,STRESS,PL)
DO 63 K=1,3
DO 63 L=1,3
63 D(K,L)=D(K,L)-PL(K,L)
700 CONTINUE
DO 1248 II = 1, 3
STR(II)=0.0
DO 1248 KK = 1, 3
STR(II) = STR(II) + D(II, KK) * STRAIN(KK)
1248 CONTINUE
STR(1)=STR(1)+SIJ(N,1)
STR(2)=STR(2)+SIJ(N,2)
STR(3)=STR(3)+SIJ(N,3)
DO 1311 K=1,3
ESTRA(N,K)=STRA(N,K)+DSTRA(N,K)
SIJ(N,K)=STR(K)
1311 CONTINUE
DO 67 I=1,3
DO 67 J=1,3
67 DPL(N,I,J)=D(I,J)
IF(N.GE.53)TBS=TBS+SIJ(N,3)
310 CONTINUE
C  UPDATE STIFFNESS MATRIX.....
CALL NULL(S,NQ,NQ)
CALL NULL(GKM,NQ,NQ)
CALL NGSM(X,NOC,MAT,PME,TH,NE,S,NQ,NBW,GELM,DPL)
DO 1171 I = 1, NQ
DO 1171 JN = 1, NBW
J = I + JN - 1
IF(J .GT. NQ) GO TO 1171
GKM(I, J) = S(I,JN)
GKM(J, I) = S(I,JN)
1171 CONTINUE
C1=6./(TETA*DT)**2
C2=6./(TETA*DT)
C3=DT**2/6.
C4=2.
C5=3.*A1/(TETA*DT)
C6=3.*A2/(TETA*DT)
C7=.5*A1*TETA*DT
C8=.5*A2*TETA*DT
CALL NULL(F1,NQ,NQ)
DO I=1,NQ
DO J=1,NQ
F1(I,J)=(C1+C5)*GMM(I,J)+(1.+C6)*GKM(I,J)
END DO
END DO
CALL NULVEC(LOADX,NQ)
CALL NULVEC(R1,NQ)
CALL NULVEC(AFH,NQ)
CALL NULVEC(VFH,NQ)

```

```

CALL NULVEC(DFH,NQ)
CALL NULVEC(DAFH,NQ)
CALL NULVEC(DVFH,NQ)
CALL NULVEC(DDFH,NQ)
DO I=1,NFF
  NF1=NDF(I)
  NL1=LJR(I)
  AFH(NF1)=AFF(NL1,IT)
  VFH(NF1)=VFF(NL1,IT)
  DFH(NF1)=DFF(NL1,IT)
  DAFH(NF1)=AFF(NL1,IT+1)-AFF(NL1,IT)
  DVFH(NF1)=VFF(NL1,IT+1)-VFF(NL1,IT)
  DDFH(NF1)=DFF(NL1,IT+1)-DFF(NL1,IT)
END DO
T=DT*DBLE(IT-1)
C-----INTERACTION FORCE COMPONENT-----
CALL NULL(S,NQ,NQ)
CALL NULVEC(SUMTX,NQ)
DO 402 J=1,IT-1
  NSTEP=IT-J+1
  DO 610 I3=1,ND
    DO 610 J3=1,ND
      NDI=NU(I3)
      NDJ=NU(J3)
      S(NDI,NDJ)=MTX(I3,J3,NSTEP)
610 CONTINUE
    DO 620 I=1,NQ
      J1=J-1
620   U1P(I)=UP(I,J)-UP(I,J1)
      CALL VCARP (S,U1P,DP,NQ)
      DO 626 I=1,NQ
626   SUMTX(I)=SUMTX(I)+DP(I)
402 CONTINUE
      CALL NULL(S,NQ,NQ)
      DO 617 I=1,ND
        DO 617 J=1,ND
          NDI=NU(I)
          NDJ=NU(J)
          S(NDI,NDJ)=MTX(I,J,1)
617 CONTINUE
          CALL VCARP (S,D2X,DP,NQ)
          CALL VCARP (S,AFH,DP1,NQ)
          DO 401 I=1,NQ
            R1(I)=-0.5*DT*DP1(I)+0.5*DT*DP(I)+SUMTX(I)
401 CONTINUE
            CALL VCARP (GMM,AFH,DP,NQ)
            CALL VCARP (GCM,VFH,DP1,NQ)
            CALL VCARP (GKM,DFH,DP2,NQ)
            DO L=1,NQ
              LOADX(L)=DP(L)+DP1(L)+DP2(L)
            END DO
            CALL VCARP (GMM,DAFH,DP,NQ)
            CALL VCARP (GCM,DVFH,DP1,NQ)
            CALL VCARP (GKM,DDFH,DP2,NQ)
DO 60 I=1,NQ
  X1(I)=(C1+C5)*X0(I)+(C2+2.*A1)*D1X0(I)+(2.+C7)*D2X0(I)
LOADX(I)=LOADX(I)+TETA*(DP(I)+DP1(I)+DP2(I))-(R1(I)+
+ TETA*(R1(I)-R0(I)))
R0(I)=R1(I)

```

```

60 CONTINUE
  CALL VCARP (GMM,X1,D1X1,NQ)
  DO I=1,NQ
    D1X1(I)=D1X1(I)+LOADX(I)
  END DO
  DO 70 I=1,NQ
70 LOADX(I)=C6*X0(I)+2.*A2*D1X0(I)+C8*D2X0(I)
  CALL VCARP (GKM,LOADX,X1,NQ)
  DO I=1,NQ
    X1(I)=D1X1(I)+X1(I)
  END DO
  CALL GAUSSR(F1,X1,NBW,NQ)
  DO 80 I=1,NQ
  D2X1(I)=(X1(I)-X0(I))*C1-D1X0(I)*C2-D2X0(I)*C4
  D2X1(I)=D2X0(I)+(D2X1(I)-D2X0(I))/TETA
  D1X1(I)=D1X0(I)+.5*DT*(D2X1(I)+D2X0(I))
80 X1(I)=X0(I)+DT*D1X0(I)+2.*C3*D2X0(I)+C3*D2X1(I)
  CALL VECCOP(X1,X0,NQ)
  CALL VECCOP(D1X1,D1X0,NQ)
  CALL VECCOP(D2X1,D2X0,NQ)
  CALL VECCOP(X1,F,NQ)
  DO I=1,NQ
    UP(I,IT)=D1X1(I)-VFH(I)
    D2X(I)=D2X0(I)-AFH(I)
  END DO
  yerd=X0(IDOFNOt)-X0(IDOFNOb)
  WRITE (*,'(2(1X,G14.6))')T,X0(IDOFNOt)
  WRITE (2,'(4(1X,G14.6))')T,X0(IDOFNOt),X0(IDOFNOb),yerd
  WRITE (4,'(3(1X,G14.6))')T,D2X0(IDOFNOt),D2X0(IDOFNOb)
  IF(X0(IDOFNOt).GE.1000.0)WRITE(*,*)'UNSTABLE CONDITION'
  IF(X0(IDOFNOt).GE.1000.0)STOP
  WRITE(6,'(2(1X,G14.6))')T,TBS
  WRITE(8,'(7(1X,G14.6))')T,STRA(10,3),SIJ(10,3),STRA(20,3),
+ SIJ(20,3),STRA(60,3),SIJ(60,3)
  WRITE(9,'(5(1X,G14.6))')T,STRA(40,3),SIJ(40,3),STRA(70,3),
+ SIJ(70,3)
  CALL NULL(STRA,NE,3)
  CALL NULL(DSTRA,NE,3)
707 CONTINUE

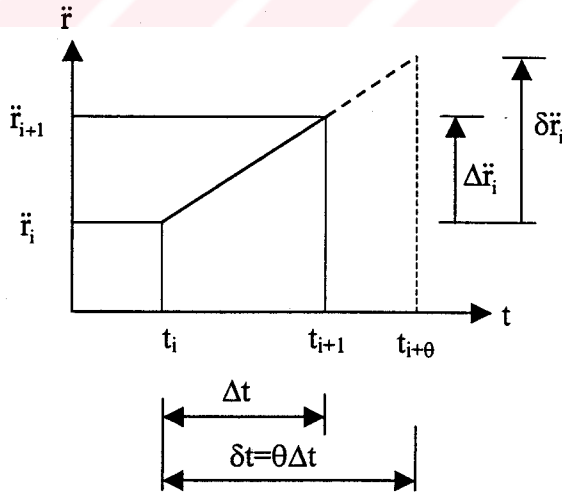
CLOSE(2)
CLOSE(3)
CLOSE(4)
CLOSE(5)
CLOSE(6)
CLOSE(7)
CLOSE(8)
CLOSE(9)
PRINT *, '---- All Calculations are DONE <NLEPSSI . FOR> ----'
PRINT *, '----',INTTL,'----',INTTLX
PRINT *, 'NQ ve NBW=',NQ,NBW
END

```

EK-E. WILSON- θ METODU

Yapı sistemlerinin dinamik davranışı ile ilgili yapılacak analizlerde yaygın olarak dinamik denge denklemlerinin doğrudan integrasyonu yöntemi kullanılmaktadır. Doğrudan integrasyon yöntemlerinde hareket denklemlerinin çözümü sonlu zaman aruimlarında sağlanarak integrasyonu esasına dayanır. Newmark'ın 1959 yılında dinamik problemlerin çözümü için önerdiği "Tek Adım İntegrasyon Metotları"ndan başlayarak günümüze kadar pek çok araştırmacı tarafından benzer yöntemler (Merkez Farklar Metodu, Houbold Metodu, Wilson- θ Metodu) geliştirilmiştir (Chopra, 1996; Bathe, 1996).

Newmark Metodu ailesine dahil olan yöntemlerde çözümün yakınsaklığının "şartlı olarak stabil" olması nedeniyle, bu yöntemin stabilitesini sağlayan Wilson- θ yöntemi geliştirilmiştir (Bathe, 1996). Wilson- θ yönteminde, başlangıç şartları veya bir önceki adımın sonuçlarından yola çıkarak, sonlu zaman adımı (Δt) sonra, yeni çözümler elde etmek için ekstrapolasyon tekniği uygulanır. Bu teknikte zaman adımı Δt , $\theta\Delta t$ kadar genişletilir (Şekil E1).



Şekil E.1. Normal ve genişletilmiş zaman adımlarında lineer ivme değişiminin gösterilmesi

Wilson- θ yönteminde çözümün stabilitesi ve hassasiyeti θ parametresine bağlı olarak sağlanır. $\theta=1$ için metot Newmark- β metodu (Doğrusal İvme değişimi Metodu) gibi çalışır. Bu durumda sistemin stabilitesini sağlamak için, T_N sistemin en kısa doğal periyodu olmak üzere, $\Delta t < 0.551T_N$ şartının sağlanması gerekmektedir. $\theta \geq 1.37$ için ise metot, “şartsız olarak stabil” koşulunu; $\theta=1.42$ değerinde ise optimum çözüm hassasiyetini sağlamaktadır.

K, C ve M, sırasıyla, rijitlik, sönüm ve kütle matrisleri, f yük vektörü, r yer değiştirme vektörü olmak üzere çok serbestlik dereceli dinamik bir sistemin hareket denklemi:

$$K(t)r + C(t)\frac{dr}{dt} + M\frac{d^2r}{dt^2} = f(t) \quad (E.1)$$

şeklinde yazılır (Bathe,1996; Clough, 1993; Craig, 1981). Doğrusal olmayan davranışta ise zamana bağlı olarak şekil değiştirmeler, dolayısıyla rijitlik ve sönüm matrisleri de değişir.

Yapı dinamiğinde sönüm problemi üzerinde çok çalışıldığı halde çözülemeyen önemli problemlerden birisidir. Yutulan enerjiyi ifade eden sönüm büyüklüğü için kurulan matematiksel modeller, yetersiz olmakla birlikte yaklaşık çözümler elde edilebilmesini sağlayan viskoz sönüm ve histeretik (sabit yapısal) sönüm modelleridir. Harmonik olarak titreştirilen viskoz sönümlü bir sistemin herhangi bir elemanında, bir tam periyot süresi içinde yutulan enerji, titreşimin frekansına doğru orantılı olarak bağlıdır. Yapısal sönümlü sistemlerde ise aynı süre içinde yutulan enerji, titreşim frekansından bağımsızdır. Yapılan deneysel çalışmalar, özellikle zeminlerdeki sönüm mekanizmasının yapısal nitelikte olduğunu göstermiştir. Hareket denkleminin çözümü açısından, viskoz ve yapısal sönüm türleri arasındaki en önemli fark; viskoz sönümlü sistemlerde çözümün zaman alanında yapılmasının mümkün olmasına karşılık, yapısal sönümlü sistemlerde çözümün ancak frekans alanında yapılabilmesidir. Bu nedenle yapısal sönümlü sistemlerin kesin çözümü ancak Fourier Dönüşümü ile gerçekleştirilebilir. Uygulamada, ortogonallık şartını

sağlayan viskoz sönüm matrisleri genellikle, bu şartı ayrı ayrı sağlayan rijitlik ve kütle matrislerinin doğrusal kombinasyonu ile elde edilmektedir. Viskoz sönüm matrisinin bu anlamda:

$$C = \alpha M + \beta K \quad (E.2)$$

şeklinde tanımlanabilir. Burada, α kütle, ve β rijitlik Rayleigh katsayılarıdır. Bu katsayılar arasındaki ilişki kritik sönüm oranı ξ 'a bağlı olarak ω frekansında aşağıdaki biçimde tanımlanır:

$$\xi = \frac{1}{2} \left(\frac{\alpha}{\omega} + \beta \omega \right) \quad (A.3)$$

α ve β katsayıları, ξ_1 ve ξ_2 kritik sönüm oranları için bulunan ω_1 ve ω_2 frekanslarında,

$$\alpha = 2\omega_1\omega_2(\xi_1\omega_2 - \xi_2\omega_1)/(\omega_2^2 - \omega_1^2) \quad (A.4)$$

$$\beta = 2(\xi_2\omega_2 - \xi_1\omega_1)/(\omega_2^2 - \omega_1^2) \quad (A.5)$$

denklemlerinin çözümünden elde edilirler.

Rayleigh sönümü gözönüne alındığında E.1 diferansiyel denkleminin "0" başlangıç ve "2" genişletilmiş zaman istasyonları için yazılırsa:

$$K r_0 + (\alpha M + \beta K) \frac{dr_0}{dt} + M \frac{d^2 r_0}{dt^2} = f_0 \quad (E.6a)$$

$$K r_2 + (\alpha M + \beta K) \frac{dr_2}{dt} + M \frac{d^2 r_2}{dt^2} = f_2 \quad (E.6b)$$

bağıntıları ile Newmark yönteminde $\beta=1/4$ için, yer değiştirme ve hız vektörlerinin Taylor Serisi açılımları:

$$r_2 = r_0 + \Delta t \frac{dr_0}{dt} + \frac{\Delta t^2}{3} \frac{d^2 r_0}{dt^2} + \frac{\Delta t^2}{6} \frac{d^2 r_2}{dt^2} \quad (\text{E.7})$$

$$\frac{dr_1}{dt} = \frac{dr_0}{dt} + \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{d^2 r_0}{dt^2} + \frac{d^2 r_2}{dt^2} \right) \quad (\text{E.8})$$

ve, yeniden düzenlenirse:

$$\begin{aligned} & \left[\left(\frac{6}{\theta^2 \Delta t^2} + \frac{3\alpha}{\theta \Delta t} \right) M + \left(\frac{3\beta}{\theta \Delta t} + 1 \right) K \right] r_2 \\ & = f_2 + M \left[\left(\frac{6}{\theta^2 \Delta t^2} + \frac{3\alpha}{\theta \Delta t} \right) r_0 + \left(\frac{6}{\theta \Delta t} + 2\alpha \right) \frac{dr_0}{dt} + \left(2 + \frac{\alpha \theta \Delta t}{2} \right) \frac{d^2 r_0}{dt^2} \right] \\ & + K \left(\frac{3\beta}{\theta \Delta t} r_0 + 2\beta \frac{dr_0}{dt} + \frac{\beta \theta \Delta t}{2} \frac{d^2 r_0}{dt^2} \right) \end{aligned} \quad (\text{E.9})$$

Burada f_2 vektörünün değeri $f_2=f_0+\theta(f_1-f_0)$ olmalıdır. E.9 bağıntısından, bilinmeyen r_2 vektörü hesaplandıktan sonra “2” istasyonundaki ivme vektörü;

$$\frac{d^2 r_2}{dt^2} = \frac{6}{\theta^2 \Delta t^2} (r_2 - r_0) - \frac{6}{\theta \Delta t} \frac{dr_0}{dt} - 2 \frac{d^2 r_0}{dt^2} \quad (\text{E.10})$$

bulunur; gerçek “1” istasyonundaki ivme vektörü;

$$\frac{d^2 r_1}{dt^2} = \frac{d^2 r_0}{dt^2} + \frac{1}{\theta} \left(\frac{d^2 r_2}{dt^2} - \frac{d^2 r_0}{dt^2} \right) \quad (\text{E.11})$$

ve, hız vektörü;

$$\frac{dr_1}{dt} = \frac{dr_0}{dt} + \frac{\Delta t}{2} \left(\frac{d^2 r_0}{dt^2} + \frac{d^2 r_1}{dt^2} \right) \quad (\text{E.12})$$

ve son olarak yer değiştirme vektörü hesaplanarak algoritma tamamlanır:

$$r_1 = r_0 + \Delta t \frac{dr_0}{dt} + \frac{\Delta t^2}{3} \frac{d^2 r_0}{dt^2} + \frac{\Delta t^2}{6} \frac{d^2 r_1}{dt^2} \quad (\text{E.13})$$

ÖZGEÇMİŞ

Mustafa Kutanis, 1969 yılında Ardeşen'de doğdu. İlk ve orta öğrenimini (1974-1982) Ardeşen'de, Lise öğrenimini İstanbul'da Üsküdar Burhan Felek Lisesi'nde (1982-1985) tamamladı. 1986 yılında girdiği Ortadoğu Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden 1992 yılında mezun oldu. 1992-1994 yılları arasında Yıldız Teknik Üniversitesi'nde yüksek lisans yaptı. Doktora çalışmasına Şubat 1994 yılında Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü'nde İnşaat Mühendisliği programında başladı. Halen, 1994 yılında Araştırma Görevlisi olarak atandığı Sakarya Üniversitesi Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü'ndeki görevini sürdürmektedir. Evli ve bir çocuk babasıdır.

Yayınlanmış Bilimsel Çalışmaları:

1. KUTANİS, M.; ELMAS, M., "Non-Linear Seismic Soil-Structure Interaction Analysis Based on the Substructure Method in the Time Domain", *Turkish Journal of Engineering & Environmental Sciences*, Vol. 25, Iss. 6, 2001.
2. KUTANİS, M., ARMAN, H., GÜNDÜZ, Z., FIRAT, S., " 17 Ağustos Depremi Sonrası Adapazarı Kent Merkezinde Gözlemlenen ve Ampirik Yaklaşımlarla Hesaplanan Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi", *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi 26-27 Ekim 2000*, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul
3. FIRAT, S., KUTANİS, M., "Şev Duraylılığında Kullanılan Kazıkların Yanal Yüklerinin Hesaplanması Metodları" *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Sekizinci Ulusal Kongresi 26-27 Ekim 2000*, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul
4. KUTANİS, M.; ELMAS, M., "The Soil Structure Interaction Analysis based on Substructure Method in Time Domain", *12th World Conference on Earthquake Engineering Proceedings*, New Zealand Society for Earthquake Engineering, Upper Hutt, New Zealand, 2000, Paper No:0286.
5. KUTANİS, M.; ELMAS, M., "Sınırsız Ortam ve Üstyapının dinamik etkileşimi", *III. Ulusal Hesaplamalı Mekanik Konferansı*, 16-18 Kasım 1998, İstanbul.
6. KUTANİS, M.; ELMAS, M., "Yerleşim Merkezlerinde Deprem Senaryolarının Hazırlanması", Prof. Dr. Rifat Yarar Sempozyumu, 1997, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İstanbul
7. KUTANİS, M.; ELMAS, M., "The substructure method of soil structure interaction analysis based on infinitesimal finite element cell method", *Seismic Safety of Big Cities-Proceedings of the Earthquake Prognostics World Congress*, İstanbul, Turkey, 21-25 September, 1998, (ed) Boduroglu, A.A. Balkema Publishers, 1999
8. ELMAS, M., KUTANİS, M., ÇAĞLAR, N., "Betonarme Perde Duvarların Modellenmesi", *Deprem Mühendisliği Semineri*, Sakarya Üniversitesi Matbaası, Adapazarı, 1995.