

ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLER ENSTİTÜSÜ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Bahman MOSTAFAZADEH

**YAPILARIN TİTREŞİM GENLİĞİNE GÖRE DİNAMİK
ÖZELLİKLERİNİN DEĞİŞİMLERİNİN İNCELENMESİ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ADANA, 2008

ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLER ENSTİTÜSÜ

**YAPILARIN TİTREŞİM GENLİĞİNE GÖRE DİNAMİK
ÖZELLİKLERİNİN DEĞİŞİMLERİNİN İNCELENMESİ**

Bahman MOSTAFAZADEH

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**Bu tez 19/09/2008 Tarihinde Aşağıdaki Jüri Üyeleri Tarafından Oybirliği
İle Kabul Edilmiştir.**

İmza:.....

Yrd. Doç. Dr. Beytullah TEMEL

DANIŞMAN

İmza:.....

Doç. Dr. Hüseyin R. YERLİ

ÜYE

İmza:.....

Yrd. Doç. Dr. Faruk Fırat ÇALIM

ÜYE

Bu tez Enstitümüz inşaat Mühendisliği Anabilim Dalında hazırlanmıştır.

Prof. Dr. Aziz ERTUNÇ

Enstitü Müdürü

İmza ve mühür

Not: Bu tezde kullanılan özgün ve başka kaynaktan yapılan bildirişlerin, çizelge, şekil ve fotoğrafların kaynak gösterilmeden kullanımı, 5846 sayılı fikir ve Sanat Eserleri Kanunundaki hükümlere tabidir.

ÖZ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**YAPILARIN TİTREŞİM GENLİĞİNE GÖRE DİNAMİK
ÖZELLİKLERİNİN DEĞİŞİMLERİNİN İNCELENMESİ**

Bahman MOSTAFAZADEH

ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLER ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Danışman: Yrd. Doç. Dr. Beytullah TEMEL

Yıl: 2008, Sayfa, 126

Jüri: Yrd. Doç. Dr. Beytullah TEMEL
Doç. Dr. Hüseyin R. YERLİ
Yrd. Doç. Dr. Faruk Fırat ÇALIM

Bu tezde dinamik sistemin çözümünde kullanılan 3 model (Uzay model, Modal model ve Tepki model) ele alınmıştır. Depremi geliş güzel ve rasgele özelliğe sahip olduğu dikkate alınarak rasgele titreşimler teoremine değinilmiştir. Binada yatay yükleri taşıyan sistemlere değinerek, yapı sisteminin titreşim anındaki davranışı yapının rijitlik ve kütle merkezlerinin pozisyonlarına bağlı olarak incelenmiştir. Binaların dinamik özelliklerinin küçük ve büyük çaplı titreşimlere karşı bazı sebeplerden dolayı değışmesine vurgu yapılarak bazı ünlü binalar üzerinde uygulanan dinamik deney sonuçları ve deprem kayıtları karşılaştırılmıştır. Bu açıklamalardan yola çıkarak, yapıların dinamik özellikleri deprem yer hareketinin spektrumuna bağlı olduğu sebepten dolayı, deprem analizinde kullanılan önemli yöntem olarak bilinen tepki spektrumu konusu ele alınarak, yapıların dinamik özelliklerinin değışimi bu yöntemle dayalı olarak da açıklık getirilmiştir. Bu tezde SAP 2000 programıyla, güç spektral yoğunluk fonksiyonu analizi, beton-duvar ve çelik çerçeve etkileşimi, tepki spektral analizi, lineer olmayan zaman-tarihçe analizi, periyodik yükleme gibi değışik örnek problemler çözülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Dinamik Özellikleri, Küçük çaplı titreşimler, Büyük çaplı titreşimler, Tepki Spektrumu, Deprem

ABSTRACT

MSc THESIS

INVESTIGATION OF THE CHANGES OF DYNAMIC CARACTIRISTICS OF THE STRUCTURES UNDER AMPLITUDE OF VIBRATION
--

Bahman MOSTAFAZADEH

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES
UNIVERSITY OF ÇUKUROVA

Supervisor: Assist Prof. Dr. Beytullah TEMEL

Year : 2008, pages:126

Jury: Assist. Prof. Dr. Beytullah TEMEL

Associate Prof. Dr. Hüseyin R. YERLI

Assist Prof. Dr. Faruk Fırat ÇALIM

Three models (the spatial model ,the modal model and the response model) which are used in analysis of the dynamic system are investigated in this thesis . In the following, the random vibration theory is argued considering that the earthquake is of random characteristic. With mentioning the vertical-load carrying systems in buildings, the behavior of the structural system has been studied considering position of center of rigidity and center of mass. The results of the ambient vibration test and the records of earthquake which are applied on various buildings are compared by emphasizing the changing of the dynamic properties in low and high-amplitude vibrations due to some reasons. Considering these explanations because of building's dynamic properties depend to spectrum based on earthquake ground motion, It is elucidated the changing of building's dynamics properties by dealing with the response spectrum which known on important method to use the analyses of earthquake. Various example problems (power spectral density analyse, interaction of shear walls with the frame steel, response spectrum analysis, nonlinear time-history analysis, periodic loading) are solved with SAP 2000 program.

Key Words: Dynamic property, low-amplitude vibrations, High-amplitude vibrations, Response Spectrum, Earthquake

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans tez çalışmalarımda beni yönlendiren ve benden yardımlarını esirgemeyen, danışman hocam sayın Yrd. Doç. Dr. Beytullah TEMEL'e şükranlarımı sunarım .

İÇİNDEKİLER

SAYFA

ÖZ.....	I
ABSTRACT.....	II
TEŞEKKÜR.....	III
İÇİNDEKİLER.....	IV
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	VII
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	VIII
SİMGELER VE KISALTMALAR.....	XI
1. GİRİŞ.....	1
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR.....	2
3. MATERYAL VE METOD.....	3
3.1. Giriş.....	3
3.2. Titreşimli Sistemin Çözümü İçin Kullanılan Matematiksel Modeller.....	3
3.2.1. Uzay Metodu.....	3
3.2.1.1. Çok Serbestlik Dereceli Sistemler.....	6
3.2.1.2. Modların Ortogonal Özelliği ve Normalizasyonu.....	9
3.2.2. Çok serbestlik Dereceli Sistemlerde Normal Modların Tayini.....	13
3.2.2.1. Stodola Yöntemi	13
3.2.3. Reyleigh OranıYöntemi.....	16
3.2.4. Modal Model.....	17
3.2.5. Tek serbestlik Dereceli Sistemlerin Harmonik Cevabı.....	17
3.2.6. Yapıya Sistematik Bakış	19
3.2.6.1. Transfer Fonksiyonu (Transfer Function).....	19
3.2.7. Frekans Tepki Modeli (Frequnscy Response Function).....	20
3.2.7.1. Çok Serbestlik Dereceli Sistemler.....	22
3.2.8. Tepki Modeli (Response Model).....	22
3.2.9. Şok Tepki Fonksiyonu ve Ferekans Cevabı Fonksiyonu Arasındaki Bağlantı.....	23
3.3. RASGELE TİTREŞİMLER TEOREMİ.....	24
3.3.1. Rasgele Değişken.....	25
3.3.2. Rasgele İşlem.....	27
3.3.2.1. Otokorelasyon Fonksiyon.....	28
3.3.2.2. Rasgele İşlemin Stasyonere Özelliği.....	30
3.3.2.3. Dinamik Sinyallaerin Sınıflandırması.....	32
3.3.2.4. Rasgele İşlemin Spektral özelliği.....	33
3.3.2.5. Rasgele İşlemin Sınıflandırması.....	36
3.3.2.6. Sistemin Girdi-Çıktı Güç Spektral Yoğunluk Fonksiyonları Arasındaki İlişki.....	38
3.4. YAPI SİSTEMİNİN DAVRANIŞ ÖZELLİKLERİ.....	39
3.4.1. Üç Boyutlu Yapı Sistemlerindeki Serbest Titreşim.....	39
3.4.2. Yapı Yükleri taşıyan Sistemler.....	40
3.4.2.1. Çerçeve Elemanlar.....	40

3.4.2.2. Perde Elemanlar.....	40
3.4.2.3. Boşluksuz Perdele.....	41
3.4.2.4. Betonarme Yapılarda Boşluklu Perdeler.....	41
3.4.2.5. Eğik Elemanlar.....	42
3.4.2.6. Çekirdek Elemanlar.....	42
3.4.2.7. Tüp Elemanlar.....	43
3.4.2.8. Kompozit Elemanlar.....	43
3.4.2.9. Çerçeve Sistemler.....	43
3.4.3. Dolgu duvar.....	44
3.4.3.1. Dolgu Duvarların Etkileri.....	44
3.4.3.2. Dolgu Duvarların Modellenmesi.....	46
3.4.4. Orantılı Binalar.....	47
3.4.5. Eğilme Konsol Kirişin Titreşim Davranışı.....	48
3.4.6. Kesme Tipi Bina Davranışı.....	48
3.4.7. Rijitlik Merkezi	50
3.4.8. Burulma.....	51
3.4.9. Binada Kütle ve Rijitlik Merekelerinin Durumuna Göre, Serbest Titreşim.....	51
3.4.10. Orantısız Bina.....	55
3.4.11. Yapı Sisteminde Burulma.....	56
3.4.12. Binalar Üzerinde Uygulanan Dinamik Deneylerin Çeşitleri.....	57
3.4.12.1. Serbest Titreşim Yöntemi.....	57
3.4.12.2. Zorlanmış Titreşim Deneyi Yöntemi.....	57
3.4.12.3. Çevresel Titreşimler Deneyi Yöntemi.....	57
3.5. ÇEVRESEL TİTREŞİMLER YÖNTEMİYLE BİNALARIN DİNAMİK ÖZELLİKLERİNİN DEĞİŞİMİNİN İNCELENMESİ.....	58
3.5.1. Çizelgeler.....	59
3.5.1.1. Çizelgelerde Bazı Açıklamalar.....	59
3.5.2. Grafiklerde Kullanılan Terimler.....	65
3.5.3. Çeşitli Yanal Takviyeli Sistemlerde Kayma Periyotları Karşılaştırılması.....	65
3.5.4. Burulma Modların Doğal Periyotları.....	67
3.5.5. Modların Doğal Periyotları.....	70
3.5.6. Periyot Oranlarının Karşılaştırması.....	72
3.5.6.1. Betonarme binalar.....	73
3.5.6.2. Çelik Binalar.....	74
3.6. BÜYÜK ÇAPLI TİTREŞİMLERDE, YAPILARIN DİNAMİK ÖZELLİKLERİNİN DEĞİŞİMİNİN İNCELEMESİ.....	76
3.6.1. Karşılaştırma.....	76
3.6.1.1. İstatistik Sonuçlar.....	87
3.7. YAPILARIN DEPREME KARŞI TEPKİSİ.....	88
3.7.1. Tepki Spektrum (Response Spectrum).....	88
3.7.1.1. Matematiksel Bağlantılar.....	89
3.7.1.2. Çok Serbestlik Dereceli Sistemlerin Deprem Analizi.....	94
3.7.1.3. Taban Kesme Kuvvete Denk kütle.....	96
4. SAYISAL UYGULAMALAR.....	98

4.1. Stodola Yöntemiyle Mod Şekil Vektörlerinin Bulunması Örneği.....	98
4.2. Güç Spektral Yoğunluk Fonksiyonu Analizi Örneği.....	99
4.3. Beton Duvar ve Çelik Çerçeve Etkileşimi Örneği.....	103
4.4. Tek Serbestlik Dereceli Sistemin Tepki Spektral Analiz Örneği.....	106
4.5. Tepki Spektrum AnaliziÖrneği.....	108
4.6. Lineer Olmayan Zaman-Tarihçe Analizi Örneği.....	111
4.7. Periyodik Yükleme Örneği.....	114
4.8. Hareket Modal Denklemleri Örneği.....	118
5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	120
KAYNAKLAR.....	122
ÖZGEÇMİŞ.....	127

Çizelge 3.1. İncelenmiş örnek binaların regresyon analizinin özeti.....	59
Çizelge 3.2. İncelenmiş örnek betonarme binaların dinamik özelliği.....	60
Çizelge 3.3. İncelenmiş örnek betonarme binaların dinamik özelliği.....	61
Çizelge 3.4. İncelenmiş örnek betonarme binaların dinamik özelliği.....	62
Çizelge 3.5. İncelenmiş örnek çelik binaların dinamik özelliği.....	63
Çizelge 3.6. İncelenmiş örnek çelik binaların dinamik özelliği.....	64
Çizelge 3.7. 1. Binaya ait çizelge.....	77
Çizelge 3.8. 2. Binaya ait çizelge.....	77
Çizelge 3.9. 3. Binaya ait çizelge.....	78
Çizelge 3.10. 4. Binaya ait çizelge.....	78
Çizelge 3.11. 5. Binaya ait çizelge.....	79
Çizelge 3.12. 6. Binaya ait çizelge.....	79
Çizelge 3.13. 7. Binaya ait çizelge.....	80
Çizelge 3.14. 8. Binaya ait çizelge.....	81
Çizelge 3.15. 9. Binaya ait çizelge.....	81
Çizelge 3.16. 10. Binaya ait çizelge.....	82
Çizelge 3.17. 11. Binaya ait çizelge.....	82
Çizelge 3.18. 12. Binaya ait çizelge.....	83
Çizelge 3.19. 13. Binaya ait çizelge.....	83
Çizelge 3.20. 14. Binaya ait çizelge.....	84
Çizelge 3.21. 15. binaya ait çizelge.....	84
Çizelge 3.22. 16. Binaya ait çizelge.....	85
Çizelge 3.23. 17. Binaya ait çizelge.....	85
Çizelge 3.24. 18. Binaya ait çizelge.....	86
Çizelge 3.25. 19. Binaya ait çizelge.....	86
Çizelge 3.26. Binaların istatistik sonuçları.....	87
Çizelge 3.27. Tepki spektrum bağıntıları.....	90
Çizelge 4.1. Örnek 4.6'ya ait çizelge (periyodik yükleme).....	115

Şekil 3.1. Tek serbestlik dereceli sistem Kütle-yay-sönüm	3
Şekil 3.2. Çok serbestlik dereceli sistem.....	6
Şekil 3.3. Sönümsüz çok serbestlik dereceli titreşimli yapının analizi için sunulmuş olan çeşitli matematiksel modeller.....	23
Şekil 3.4. Olasılık yoğunluk ve dağılım fonksiyonları.....	26
Şekil 3.5. Değişik işlemler ve onlara ait otokorelasyon fonksiyonlar.....	29
Şekil 3.6. Rasgele işlem.....	30
Şekil 3.7. Chirps sinyali ve ona ait fourier spektrumu.....	31
Şekil 3.8. dinamik sinyallerin sınıflandırılması.....	32
Şekil 3.9. Rasgele işlemin örnek bir fonksiyonu.....	33
Şekil 3.10. Güç spektral yoğunluk fonksiyonu eğrisi.....	37
a) Dar band işlem b) Geniş band işlem	
Şekil 3.11 Beyaz gürültü için güç spektral yoğunluk fonksiyon eğimi.....	37
Şekil 3.12. Döşeme-kiriş.....	39
Şekil 3.14. Dolgu duvar modelleri	
a) Diagonal eleman modeli, b) Sürekli eleman modeli.....	45
Şekil 3.15. Dolgu rijitliğinin hesabında kullanılan değerler.....	46
Şekil 3.16. Kesme tipi bina.....	49
Şekil 3.17. Binanın perspektifi –kütle ve rijitlik merkezleri çakışmayan dikey doğrular üzerindeki durum.....	53
Şekil 3.18.1. Döşemenin rijitlik merkezi etrafında dönmesi.....	54
Şekil 3.18.2. Rijitlik ve kütle merkezi deprem kuvvetinin planda etkimesi.....	54
Şekil 3.19. Çerçeve ve duvarlardan oluşan orantısız bina.....	55
Şekil 3.20. Yapı sistemindeki döşeme burulması.....	56
Şekil 3.21. Tüm betonarme binaların yüksekliğe göre doğal periyotları.....	65
Şekil 3.22. Tüm çelik binaların kayma modlarının tanınmış doğal periyotları.....	66
Şekil 3.23. Tüm çelik ve betonarme binaların kayma modlarının tanınmış doğal Periyotları.....	67
Şekil 3.24. Betonarme binalarda burulma ve kayma mod periyotlarının yüksekliğe göre değişimi	
a) Eğilme çerçeve yanal takviye sistemli binalar	

b) İkili yanal takviye sistemli binalar.....	68
Şekil 3.25. Çelik binalarda burulma ve kayma modlarının periyotları yüksekliğe göre grafiği	
a) İkili yanal takviye sistemli binalar	
b) Çapraz yanal takviye sistemli binalar.....	69
Şekil 3.26. Betonarme binaların yanal yönlerdeki 1. ve 2. modlarının doğal periyotlarının, binanın yüksekliğine göre grafiği	
a) Eğilme çerçeve yanal takviye sistemli binalar	
b) İkili yanal takviye sistemli binalar.....	71
Şekil 3.27. Çelik binaların yanal yönlerdeki 1. ve 2. modlarının doğal periyotlarının, binanın yüksekliğine göre grafiği.	
a) Eğilme çerçeve yanal takviye sistemli binalar	
b) İkili yanal takviye sistemli binalar.....	72
Şekil 3.28. Betonarme binalarda yüksekliğe göre kayma modun burulma moda göre oranı.....	73
Şekil 3.29. Betonarme binalarda yüksekliğe göre 1. modun periyodunun 2. modun periyoduna göre oranı.....	74
Şekil 3.30. Çelik binalarda yüksekliğe göre kayma modunun periyodunun burulma moda göre oranı.....	74
Şekil 3.31. Çelik binalarda yüksekliğe göre 1. kayma modunun periyodunun 2. kayma modunun periyoduna göre oranı.....	75
Şekil 3.32. Eureka depreminin N11°W bileşenine ait spektrum tepki ($\xi = 0.05$) ; a) Yer değiştirme spektrumu SD b) Hız spektrumu SV C) İvme spektrumu SA.....	91
Şekil 3.33. Eureka depreminin N11°W bileşenine ait spektrum ve spektruma benzer tepki ($\xi = 0.05$) a) SV ve PSV spektrumları b) SA ve PSA spektrumları.....	92
Şekil 3.34. Tek serbestlik dereceli sistemlerin El-Centro deprem kayıtlarına göre tepkisi.....	93
Şekil 4.1. Örnek 4.1'e ait şekil.....	98
Şekil 4.2. Örnek 4.2'e ait model ve Güç spektrum yoğunluk fonksiyonu.....	99

Şekil 4.3. Örnek 4.2'ye ait şekil X yönünde Düğüm 4. noktanın deplasman eğrisi.....	101
Şekil 4.4. Örnek 4.2'ye ait eğilme momenti grafiği.....	102
Şekil 4.5. Örnek 4.3'e ait model (Beton Duvar ve Çelik Çerçeve Etkileşimi).....	104
Şekil 4.6. Örnek 4.3'e ait şekil (kirişlerin yükleme sonrası şekil değiştirmesi)...	105
Şekil 4.7. Örnek 4.3'e ait şekil (Mesnet tepkileri).....	105
Şekil 4.8. Örnek 4.3'e ait şekil (Elemanlarda iç kuvvetler).....	106
Şekil 4.9. Örnek 4.4'e ait şekiller, Tek serbestlik dereceli sistemin Tepki spektrumu	107
Şekil 4.10. Örnek 4.4'e ait yay kuvveti.....	108
Şekil 4.11. Örnek 4.5'e ait şekil plan ve prespektif.....	110
Şekil 4.12. Örnek 4.5'e ait (Titreşim sonrası binanın durumu).....	111
Şekil 4.13. Örnek 4.6'e ait şekil.....	113
Şekil 4.14. Deplasman-zaman alanı örnek 4.6'ya ait şekil.....	114
Şekil 4.15. Örnek 4.6'ye ait şekil (Y doğrultusunda yer değiştirme tarihçesi grafiği)	114
Şekil 4.16. Örnek 4.7'ye ait yük ve sistem şekli.....	115
Şekil 4.17. X Yönünde 1. yük fonksiyonuna ait zaman alanı grafiği.....	116
Şekil 4.18. X Yönünde 2. yük fonksiyonuna ait zaman alanı grafiği.....	117
Şekil 4.19. X Yönde 2. yük fonksiyona ait zaman alanı grafiği.....	117
Şekil 4.20. Örnek 4.8'e ait şekil.....	118

SİMGELER VE KISATMALAR

x,y,z	:	Dik koordinatlar
ξ	:	Sönüm oranı
m	:	kütle
k	:	Rijitlik
c	:	Sönüm katsayı
t	:	Zaman
$[M]$	:	Sistem kütle matrisi
$[C]$	:	Sistem sönüm matrisi
$[K]$	:	Sistem rijitlik matrisi
$F(t)$	:	Sistem yük vektörü
ω_n	:	Sistemin doğal Açısal frekansı
λ	:	Özdeğer(serbest titreşim frekanslarının karesi)
ϕ	:	Özvektör (mod şekil fonksiyonu)
$\hat{M}_r$	:	Modal kütle
$\hat{K}_r$	:	Modal rijitlik
$\hat{C}_r$	:	Modal sönüm
$\hat{F}_r$	:	Modal yük
$F(\omega)$	:	Sistemi etkileyen yükün Fourier dönüşümü
$X(\omega)$	:	Deplasmanın Fourier dönüşümü
$\alpha(\omega)$	:	Yerdeğiştirme
$\gamma(\omega)$	:	Hız
$A(\omega)$	:	İvme
ω_d	:	Sistemin sönümlü haldeki açısal frekansı
u, x	:	x- yönünde yer değiştirme
$P(x)$	:	Olasılık dağılım fonksiyonu
$R_{xx}(t)$	:	Oto korelasyon Fonksiyonu

$S_x(w)$	:	Güç Spektral Yoğunluk Fonksiyonu
EI	:	Eğilme rijitliği
$(\bar{m})$	:	Uzunluk birimi
f	:	Frekans
e_x	:	Elemanın ağırlık merkezinin x koordinatı
e_y	:	Elemanın ağırlık merkezinin y koordinatı
k_x	:	Elemanların kendi asal x eksenine göre yanal öteleme rijitlikliği
k_y	:	Elemanların kendi asal y eksenine göre yanal öteleme rijitlikliği
RC	:	Betonarme binalar
Dual	:	İkili yanal takviyeli sistem
MRF	:	Eğilme Çerçeve Sistemler
WB	:	Çapraz sistemler
R	:	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı
α	:	Faz açısı
β	:	Faz açısı
SD	:	Yer değiştirme tepki spektrumu
Sv	:	Hız tepki spektrumu
SA	:	İvme tepki spektrumu
PSV	:	Hıza benzer tepki spektrumu
PSA	:	İvmeye benzer tepki sektrumu
$ u _{\max}$	:	Maksimum yer değiştirme
$ \dot{u} _{\max}$	:	Maksimum hız
$ \ddot{u} + \ddot{u}_g _{\max}$	:	Sistem ve yerin toplam ivmesi
$(\ddot{u}_g)$	:	Yer hızı

$(\ddot{u}_g)$	:	Yer ivmesi
τ_p	:	Modal katkı faktörü
R		Elastik kuvveti
V(t)	:	Tabana kesme kuvveti
E	:	Elastisite modülü
ν	:	Poisson oranı
EQ	:	Deprem yükü
LL	:	Canlı yük
DL	:	Ölü yük
Trans	:	kayma
Rotn	:	Dönme
Lp-TH0	:	Yük tarihçesi
Lp-TH90	:	Yük tarihçesi
HIST	:	Tarihçe

1. GİRİŞ

Yapıların 3 önemli dinamik özelliği vardır. periyot, sönüm ve mod şekil vektörleri. Yapının periyot ve sönümü yapıya gelen yatay yük düzeyine bağlıdır. Yapının tasarım sırasında hesaplanan ya da seçilen periyot ve sönüm düzeyleri tasarım yüklerini belirlerken, bir deprem sırasındaki deprem yatay yük düzeyi ve yapının hasarına ya da plastik davranışına ve ötelenmelerine bağlı olan yapı periyodu ve sönüm oranında olan değişimler yapıya deprem sırasında yatay yük düzeyini ve yapının hasarını belirleyici olarak bir karşılıklı etkileşim içindedir. Yapı periyodu ve sönümünde deprem sırasında olan değişimler yapının deprem davranışı ve deprem hasarını açıklamakta kullanılabilir.

Bu tez'de dinamik sistemin çözümünde kullanılan 3 model (Uzay model, Modal model ve Tepki model) ele alınmıştır. Devamında depremin rasgele özelliğe sahip olduğundan, rasgele titreşimler teoremine değinilmiştir. Yatay yükleri taşıyan sistemlere değinerek yapı sisteminin davranış özellikleri ele alınmıştır ve yapının rijitlik ve kütle merkezlerinin pozisyonlarına bağlı olarak binanın titreşim anındaki davranışı incelenmiştir.

Deprem analizinde basitleştirilmiş modeller dikkate alınır. Halbuki, gerçek binanın deprem anındaki davranışı bazı sebeplerden dolayı bu modellerden farklıdır. Bu nedenle pratik olarak yapının deprem anındaki davranışının tahmin edilebilmesi için küçük çaplı titreşimler anındaki dinamik özelliklerinin incelenmesi gerekir. Diğer yandan yapıların küçük ve büyük çaplı titreşimlerde farklı dinamik özellikleri gösterdiği için bu farkın dikkate alınması gerekmektedir.

Periyot ve sönüm arttıkça yapıya gelen deprem yükü azalabilir. Bu nedenle periyot ve sönüm deprem yer hareketinin spektrumuna bağlı olarak yapıya deprem süresi içinde etkiyen yatay yük düzeyini de belirler. Bu açıklamalardan yola çıkarak, yapıların dinamik özellikleri deprem yer hareketinin spektrumuna bağlı olduğu sebepten dolayı, deprem analizinde kullanılan önemli yöntem olarak bilinen tepki spektrum konusu ele alınarak yapıların dinamik özelliklerinin değişimi bu yöntemle dayalı olarak da açıklık getirilmiştir. Bu tezde SAP2000 programıyla, güç spektral yoğunluk fonksiyonu analizi, beton duvar ve çelik çerçeve etkileşimi, tepki spektral analizi, lineer olmayan zaman-tarihçe analizi, periyodik yükleme gibi değişik örnek problemler çözülmüştür.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Yapının dinamik özellikleri, titreşim genliğine göre değişimi, yapıların üzerinde yapılan dinamik deneyler ve geçmişteki deprem tecrübelerine dayanarak incelenmiştir. Konuyla ilgili bazı araştırmacı yapıların hafif ve şiddetli titreşimlere karşı davranışını ele almıştır.

Chopra (1995), iki depremde Millikan Library binasının periyot değişimini, rijitliğe bağlı olarak ifade etmiştir.

Çelebi ve arkadaşları (1996), binaların periyot ve sönüm oranının, titreşim genliğine göre değişimini araştırmışlardır.

Dunand ve arkadaşları (2004), çevresel titreşim deneyleri ve deprem verileri analizinden elde ettikleri sonuçların karşılaştırmasından şu sonuca vardılar ki, küçük ve büyük çaplı titreşimler sonuçları farklıdır.

Jennings ve arkadaşları (1971), 22 katlı çelik bina üzerinde zorlanmış ve çevresel titreşim deneyleri yaparak, iki deney sonuçları arasında uyum olduğu kanaatine varmışlar.

İvanoviç ve Trifunac, (2000), beş aşamada Kapried Hall binaları üzerinde deney yaptılar(4 çevresel ve 1 zorlanmış deney). 1. ve 2. deney arasında 1994 Northrich depremi meydana geldi ve binanın özellikleri değişti, ama diğer deneylerin sonuçları arasında uyum olduğu ortaya çıktı.

Trifunac (1970), 39 katlı bir bina üzerinde incelemelerde bulunarak, rüzgar, hafif deprem, zorlanmış ve çevresel titreşim deneyler sonuçları arasında benzerlik olduğunu ifade etti.

Milani (2003), çevresel titreşim deneyler sonucuna dayanarak binanın doğal periyot değerinin değişimine değinmiştir.

Razegi, (2005), binaların farklı titreşimlere karşı davranışını inceleyerek, aralarında bağ kurmaya çalışmıştır.

Marshall ve arkadaşları (1994) yapıların dinamik özelliklerini incelemek için beş betonarme ve çelik binaya ait çevresel titreşimler deney sonuçlarını ve Loma Perieta depremi kayıtlarını karşılaştırmışlar.

3. MATERYAL ve METOD

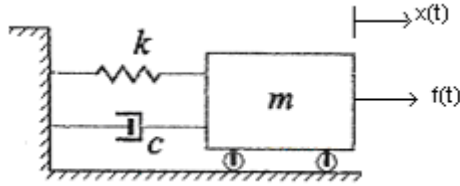
3.1. Giriş

Yapıların dinamik özelliklerinin incelemesinde, yapı dinamiği ve modal analizin esaslarını kavramak bir ön koşuldur. Bu bölümde, dinamik ve modal analiz tanımlarına yer verilmiştir. Titreşimli sistemin analizinde kullanılan çeşitli matematiksel metodlar ele alınmıştır. Tek serbestlik dereceli sistemin harmonik yüke karşı tepkisi incelenmiştir. Yapıya sistematik bakış, şok tepki fonksiyonu, transfer fonksiyonu, frekans tepki fonksiyonu ve titreşimler teorimi konuları ve tanımlarıyla ilgili temel bilgiler verilmiştir.

3.2. Titreşimli Sistemin Çözümü için Kullanılan Matematiksel Modeller.

3.2.1. Uzay Metodu

Burada tipik olarak tek serbestlik dereceli bir sistemin üzerinde D'Alembert metodu kullanılarak dinamik davranışın formülasyonu elde edilmektedir



Şekil 3.1. Tek serbestlik dereceli sistem (kütle-yay-sönüm modeli)

Sisteme D'Alembert metodu uygulanırsa sistem hareket denklemi:

$$\sum f(x) = 0 \Rightarrow f(t) - m\ddot{x} - c\dot{x} - kx = 0$$

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = f(t) \quad (3.1)$$

olarak yazılabilir.

Zaman, deplasman, kütle, rijitlik, sönüm oranı uzay modelinin teşkil ettiği öğelerdir. Bunlardan kütle, rijitlik ve sönüm oranı sistemin belirleyici parametrelerini oluşturmaktadır.

X zamana bağlı olarak kütlenin deplasman durumunu gösterir.

X genel anlamda sistemin durum değişkeni olarak tanımlanır.

Tek serbestlik dereceli sistemler için aşağıdaki tarifler yapılmaktadır.

$$\frac{k}{m} = \omega_n^2, \quad \frac{c}{m} = 2\xi\omega_n$$

Burada ω_n ve ξ değerleri sırasıyla sistemin serbest titreşim frekansı ve sistemin sönüm oranıdır. Çoğu sistemler için sönüm oranı $0.01 \leq \xi \leq 0.1$ arasında değer almaktadır. Kritik altı sönüm durumunda sistemin serbest titreşim denkleminin cevabı aşağıdaki gibi ifade edilebilmektedir.

$$\left(x(t) = e^{-\xi\omega_n t} \left[x_0 \cos(\omega_d t) + \frac{x_0 + \xi\omega_n x_0}{\omega_d} \sin(\omega_d t) \right] \right) \quad (3.2)$$

$$\xi \leq 1 \quad c_{\text{critical}} = 2m\omega_n$$

$x_0 = x(0)$ ve $\dot{x}_0 = \dot{x}(0)$ başlangıç şartları olarak sistemin $t=0$ anında deplasman ve hız durumunu göstermektedir. ω_n ve ω_d arasında aşağıdaki bağıntı kurulabilir.

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \xi^2} \quad (3.3)$$

ω_d : sistemin sönümlü haldeki doğal açısal frekansı

Duhamel entegralinin sayısal analizi yapılarak değişik yüklere karşı, (3.1) denkleminin çözümü bulunur. $f(t)$, belirli t anında ve dt zaman aralığında sisteme etkiyen bir kuvvet olarak ele alınırsa, $f(t)dt$ fiziksel açıdan bir “şok yük” olarak tanımlanır. Eğer sisteme etkiyen yük, zaman sürecinde sistemi ard arda etkiyen şok

yüklerin toplamı olarak düşünülürse, lineer sistemin yüke karşı cevabı, sistemin darbe yüklere karşı koyduğu cevapların toplamından ibaret olacaktır. Bundan dolayı sistemin şok yüke karşı cevabı bulunmalıdır. Yükün ideal bir şok yük olması için, limit olarak zamanın sıfıra gitmesi gerekiyor. Dirac δ -fonksiyonu ideal bir darbe yükün tanımı için kullanılır. t anında sistemi etkileyen şok yükün matematiksel tanımı aşağıdaki gibidir.

$$\begin{cases} f(t) = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \int_t^{t+\Delta t} \dot{f}(t) dt = 1 & t = t \\ f(t) = 0 & t \neq t \end{cases} \quad (3.4)$$

Newton'un 2. kanunu göz önünde bulundurulursa,

$$\lim_{\Delta t \rightarrow 0} F \cdot \Delta t = 1 = m \cdot \Delta v \quad (3.5)$$

Bir sisteme, şok yükün uygulanması, o sisteme başlangıç bir hızın uygulanması demektir. (3.2) denklemini kullanarak sistemin ideal şok bir yüke karşı cevabı elde edilir. $x_0 = 0$ ve $\dot{x}(0) = \frac{1}{m}$ varsayımlarıyla cevap aşağıdaki hale gelir.

$$h(t) = \frac{1}{m\omega_d} e^{-\xi\omega_n t} \sin(\omega_d t) \quad (3.6)$$

(3.6) bağıntısı sistemin, şok cevap fonksiyonu (Impulse Response Function) olarak tanımlanır ve IRF'le gösterilir. Şok yükün $t=0$ yerine, $t=t$ anında uygulanması takdirde değişken dönüşümü yapılarak t 'nin $t - \tau$ dönüştürülmesiyle sistemin tepkisi τ kadar geciktirilir.

$$h(t - \tau) = \frac{1}{m\omega_d} e^{-\xi\omega_n (t-\tau)} \sin(\omega_d (t - \tau)) \quad t > \tau \quad (3.7)$$

Yukarıdaki denklemi kullanarak, sayısız şok yüklere karşı sistemin genel cevabı elde edilir. Böylece Duhamel integralinin formülasyonu şu hale gelir.

$$x(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t - \tau)h(\tau)d\tau \quad (3.8)$$

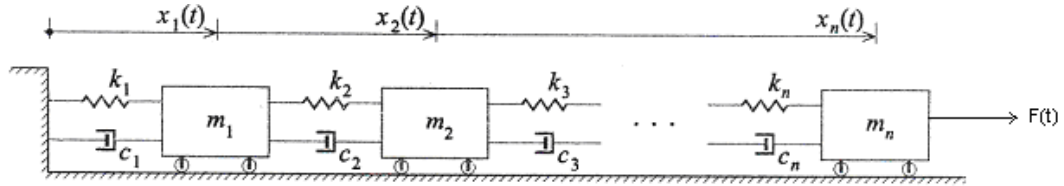
veya:

$$x(t) = h(t) * f(t) \quad (3.9)$$

* simgesi 'convolution çarpma'dır

3.2.1.1. Çok Serbestlik Dereceli Sistemler

Eğer sistemin serbestlik derecesi birden fazla ise (sistemin hareketi esnasında meydana gelen atalet kuvvetlerini belirlemek için gerekli olan deplasman sayısı birden fazla ise) çok serbestlik dereceli sistem olarak adlandırılır.



Şekil 3.2. Çok serbestlik dereceli sistem

Çok serbestlik dereceli sistemin hareket denklemi yazılarak ayrık hale getirilebilir.

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{x}_1(t) + c_1 [\dot{x}_1(t)] - c_2 [\dot{x}_2(t) - \dot{x}_1(t)] + k_1 [x_1(t)] - k_2 [x_2(t) - x_1(t)] &= F_1(t) \\ m_2 \ddot{x}_2(t) + c_2 [\dot{x}_2(t) - \dot{x}_1(t)] - c_3 [\dot{x}_3(t) - \dot{x}_2(t)] + k_2 [x_2(t) - x_1(t)] - k_3 [x_3(t) - x_2(t)] &= F_2(t) \\ &\vdots \\ m_n \ddot{x}_n(t) + c_n [\dot{x}_n(t) - \dot{x}_{n-1}(t)] + k_n [x_n(t) - x_{n-1}(t)] &= F_n(t) \end{aligned} \quad (3.10)$$

Çok serbestlik dereceli sistemlerde, hareketi diferansiyel denklem takımı idare etmekte ve aşağıdaki gibi matris notasyonu ile ifade edilmektedir.

$$[M]_{n \times n} = \begin{bmatrix} m_1 & & & \\ & m_2 & & \\ & & \ddots & \\ & & & m_n \end{bmatrix}_{n \times n} \quad [K]_{n \times n} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & & \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & \\ & -k_3 & \mathbf{O} & -k_n \\ & & -k_n & k_n \end{bmatrix}_{n \times n}$$

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{F(t)\} \quad (3.11)$$

[M]: Sistem kütle matrisi

[C]: Sistem sönüm matrisi

[K]: Sistem rijitlik matrisi

{x}: Sistem deplasman vektörü

{F(t)}: Sistem yük vektörü

Sönümsüz çok serbestlik dereceli sistemlerde diferansiyel denklemi aşağıdaki gibidir.

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (3.12)$$

Çok serbestlik dereceli sistemlerin çözümü için ilk aşamada problem sönümsüz olarak ele alınır ve cevap bulunur. Bulunan cevapların doğru olup olmadığı sistemin sönümlü haliyle karşılaştırılır. Çözüme geçmeden önce deplasman $\{x\} = \{a\} \sin(\omega t - a)$ olarak varsayılır. Sorunun cevabı Euler denkleminin $e^{i\omega t} = \cos(\omega t) + i \sin(\omega t)$ kullanımıyla aşağıdaki hale gelir.

$$\{x(t)\}_{n \times 1} = \left\{ \bar{X} \right\}_{n \times 1} e^{i\omega t} \quad (3.13)$$

(3.13) denklemi ve türevler (3.12) bağıntısında yerine yazılırsa, sistemin serbest titreşim denklemi şu hale gelir.

$$([K]_{n \times n} - \omega^2 [M]_{n \times n}) \left\{ \bar{X} \right\}_{n \times 1} e^{i\omega t} = \{0\}_{n \times 1} \quad (3.14)$$

$$e^{i\omega t} \neq 0$$

$$([K] - \omega^2 [M]) \left\{ \bar{X} \right\} = \{0\} \quad (3.15)$$

(3.15) bağıntısı, $Kf = \lambda Mf$ ve $\lambda = \omega^2$ özdeğer problemi olarak adlandırılır.

λ : Özdeğer serbest titreşim frekanslarının karesi

ϕ : Özvektör (mod şekil fonksiyonu)

(3.15) denkleminin çözümü için, denklem iki taraftan $[K] - \omega^2 [M]$ ifadesiyle çarpılır.

$$[K] - \omega^2 [M] \left\{ \bar{X} \right\} = \{0\} \quad (3.16)$$

Eğer $[K] - \omega^2 [M] = 0$ ise, o zaman $\left\{ \bar{X} \right\}$ sıfır değerini bulur. Bu durum sistemin sabit olduğunu gösterir. $\left\{ \bar{X} \right\}$ sıfır değerini bulmaması için $\det([K] - \omega^2 [M])$ ifadesinin sıfıra eşit olması gerekir.

$$\det([K] - \omega^2 [M]) = 0 \quad (3.17)$$

Sistemin doğal titreşim frekansları (3.17) bağıntısından elde edilir. Doğal titreşim frekansları (3.15) denkleminde yerine yazılırsa, her ω_i için, bir $\left\{ \bar{X}_i \right\}$ vektörü bulunur. $\left\{ \bar{X}_i \right\}$ vektörü, sistem ω_i frekansı ile yaptığı serbest titreşim

anında kütlelerin koordinatlarını ifade eder. Fiziksel açıdan $\left[\bar{X}_i \right]$ vektörü sistemin serbest titreşim anında alabileceği şekli gösterir. Sistemin aldığı şekil sabit kalır ama titreşim genliği değişir. $\left[\bar{X}_i \right]$ vektörüne, “mod şekil” vektörü denilir. Birinci moddan sonuncu moda kadar, mod şekil vektörleri bir matriste dizilirse, “modal matrisi” (Modal Matrix) elde edilmiş olur .

$$[\phi]_{n \times n} = [\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_n] \quad (3.18)$$

Mod şekil vektörleri lineer bağımsız özelliğe sahiptir. Buda ortagonalik özelliğinden kaynaklanır. Mod şekil vektörleri, n boyutlu bir vektörel uzayı oluşturmaktadır ki analizde, “modal uzay” olarak tanımlanır. Bu uzayın esas vektörleri sistemin titreşim modlarıdır. Şekil fonksiyonlarını kullanarak genlik vektörleri ile mod şekil vektörleri arasındaki bağıntı aşağıdaki gibi kurulabilir ki “mod birleştirme yöntemi” de denilir.

$$\{x(t)\}_{n \times 1} = \sum_{i=1}^n \{\phi_i\}_{n \times 1} z_i(t) = \{\phi_1\} z_1(t) + \{\phi_2\} z_2(t) + \dots + \{\phi_n\} z_n(t) = [\phi]_{n \times n} \{z(t)\}_{n \times 1} \quad (3.19)$$

(3.19) bağıntısı “genelleştirilmiş modal” (Modal Expansion) olarak tanımlanır.

3.2.1.2. Modların Ortogonal Özelliği ve Normalizasyonu

Genel özdeğer problemi çözümü sonucunda bulunan özvektörler çeşitli amaçlar için değişik formlarda ifade edilmektedir. Bu değiştirme işlemine normalizasyon denilmektedir. Bu tip normalizasyon, aynı zamanda kütle ve rijitlik matrislerine göre ortogonalite şartları da denmekte ve aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$\begin{aligned} \{\phi_r\}_{n \times 1}^T [M]_{n \times n} \{\phi_s\}_{n \times 1} &= 0 & r \neq s \\ \{f_r\}_{n \times 1}^T [K]_{n \times n} \{f_s\}_{n \times 1} &= 0 & r \neq s \end{aligned} \quad (3.20)$$

Eğer sönüm matrisi ile kütle ve rijitlik matrisleri arasında aşağıdaki bağıntı kurulabilirse, o zaman mod vektörlerinin sönüm matrisine göre de ortogonalite şartları sağlanmış olur.

$$[C] = a[K] + b[M] \quad (3.21)$$

$$\{\phi_r\}^T [C] \{\phi_s\} = 0 \quad r \neq s \quad (3.22)$$

Yukarıdaki sönüme, Orantılı ya da Rayleigh sönümü denilir. Eğer (3.20) ve (3.22) bağıntılarında iki vektör bir modun şekil vektörü ise, ($r = s$), o zaman çarpımın sönücü sıfıra eşit değildir. Bu takdirde onları aşağıdaki simgelerle ifade edebiliriz.

$$\begin{cases} \{\phi_r\}^T [M] \{\phi_r\} = \hat{M}_r \\ \{\phi_r\}^T [K] \{\phi_r\} = \hat{K}_r \\ \{\phi_r\}^T [C] \{\phi_r\} = \hat{C}_r \end{cases} \quad (3.23)$$

Mod şekil vektörünün transpozu, dış yük vektörüyle çarpılırsa aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$\{\phi_r\}^T \{F(t)\} = \hat{F}_r(t) \quad (3.24)$$

$\hat{M}_r$ = Modal kütle

$\hat{K}_r$ = Modal rijitlik

$\hat{C}_r$ = Modal sönüm

$\hat{F}_r$ = Modal yük

Mod vektörlerin, ortogonalite özelliklerinden biride her moda ait, titreşim enerji bağımsızlığıdır. Yani titreşim enerjisi bir moddan diğerine geçemez. Buda her moda ait enerjiyi, diğer modlardan bağımsız olarak incelemesine olanak sağlanması demektir (Chopra, 1995).

(3.19) bağıntısını bir daha göz önünde bulunduralım.

$$\{x(t)\}_{n \times 1} = \sum_{i=1}^n \{\phi_i\}_{n \times 1} z_i(t) = \{\phi_1\} z_1(t) + \{\phi_2\} z_2(t) + \dots + \{\phi_n\} z_n(t) = [\phi]_{n \times n} \{z(t)\}_{n \times 1}$$

Yukarıdaki bağıntıda, uzay kordinatlari, modal koordinatlara dönüştürülmüştür. z değişkeni “genelleştirilmiş koordinat” olarak tanımlanır. (3.11) Denkleminin z’ye göre genelleştirilmiş durumu aşağıdaki gibidir.

$$[M]_{n \times n} [\phi]_{n \times n} \left\{ \ddot{z}(t) \right\}_{n \times 1} + [C]_{n \times n} [\phi]_{n \times n} \left\{ \dot{z}(t) \right\}_{n \times 1} + [K]_{n \times n} [\phi]_{n \times n} \{z(t)\}_{n \times 1} = \{F(t)\}_{n \times 1} \quad (3.25)$$

Yukarıdaki denklemi kullanarak sistemin titreşim denklemini istenilen moda göre elde edebiliriz. Buna göre mod vektörlerinin ortagonal özelliğinden yararlanıp istenilen mod, örneğin r. modun transpozunu (3.25) denklemine soldan çarparak r. mod hariç, diğer modlar elenir.

$$\{\phi_r\}^T [M] [\phi] \left\{ \ddot{z}(t) \right\} + \{\phi_r\}^T [C] [\phi] \left\{ \dot{z}(t) \right\} + \{\phi_r\}^T [K] [\phi] \{z(t)\} = \{\phi_r\}^T \{F(t)\} \quad (3.26)$$

(3.20) ve (3.22) denklemlerini kullanıp, (3.23) bağıntısını göz önünde bulundurarak (3.26) denkleminin matris formu aşağıdaki gibi elde edilir.

$$\begin{bmatrix} \hat{M}_o & 0 \\ 0 & \hat{M}_{n \times n} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1(t) \\ \ddot{x}_n(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \hat{C}_1 & 0 \\ 0 & \hat{C}_n \end{bmatrix}_{n \times n} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_n(t) \end{Bmatrix}_{n \times 1} + \begin{bmatrix} \hat{k}_{1o} & 0 \\ 0 & \hat{k}_n \end{bmatrix}_{n \times n} \begin{Bmatrix} z_1(t) \\ z_n(t) \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \hat{F}_1(t) \\ \hat{F}(t) \end{Bmatrix}_{n \times n}$$
(3.27)

$$\hat{M}_r \ddot{x}_r + \hat{C}_r \dot{x}_r + \hat{K}_r z_r = \hat{F}_r(t) \quad (3.28)$$

$\hat{M}_r$: Modal kütle

$\hat{C}_r$: Modal sönüm

$\hat{K}_r$: Modal rijitlik

(3.28) denklemi r. modda, çok serbestlik dereceli sistemin denklemi olarak tek serbestlik dereceli sistem denkleminin benzeridir. Bundan dolayı çok serbestlik dereceli bir sistem, tek serbestlik dereceli bir sistem gibi düşünülebilir. Bu denk iki sistem her t zamanında aynı enerjiye sahiptir (Paz, 1989). Yukarıda yapılan işlemin aynısı, her mod için uygulanarak (3.28) denklemine benzer n adet denklem elde edilir.

Sonuç olarak eğer n serbestlik dereceli bir sistem yalnız bir modunda titreşim yaparsa matematiksel analizi açıdan tek serbestlik dereceli bir sistem gibi davranmış olur. (3.28) denkleminde, r. mod için aşağıdaki tarifler yapılmaktadır.

$$\hat{K}_r = \omega_r^2 \hat{M}_r \quad (3.29)$$

$$\hat{C}_r = 2\xi_r \omega_r \hat{M}_r \quad (3.30)$$

$$\ddot{x}_r + 2\xi_r \omega_r \dot{x}_r + \omega_r^2 z_r = \frac{\hat{F}_r(t)}{\hat{M}_r} \quad (3.31)$$

Tüm modlar için benzer işlem uygulanırsa aşağıdaki bağıntı elde edilmiş olur.

$$\begin{Bmatrix} \ddot{x}_1(t) \\ \vdots \\ \ddot{x}_n(t) \end{Bmatrix}_{n \times 1} + \begin{bmatrix} 2\xi_1\omega_{1o} & 0 \\ 0 & 2\xi_n\omega_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \vdots \\ \dot{x}_n(t) \end{Bmatrix}_{n \times 1} + \begin{bmatrix} \omega_{1o}^2 & 0 \\ 0 & \omega_n^2 \end{bmatrix}_{n \times n} \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ \vdots \\ x_n(t) \end{Bmatrix}_{n \times 1} = \begin{Bmatrix} F_1(t) \\ \vdots \\ F_n(t) \end{Bmatrix}_{n \times 1} \quad (3.32)$$

3.2.2. Çok Serbestlik Dereceli Sistemlerde Normal Modların Tayini

$[[K] - \omega^2[M]]\{\phi\} = 0$ denklemi her bir mod vektörünün bulunmasında kullanılır bu denklemden , $[[K] - \omega^2[M]] = 0$ frekans denklemi elde edilir. $[[K] - \omega^2[M]] = 0$ denkleminde her bir ω^2 için bir $\{\phi\}$ mod vektörü bulunur Fakat çok serbestlik dereceli sistemlerde, pratik olarak modları bu denklemi kullanarak elde etmek kolay değildir. Budan dolayı başka yöntemler örneğin Stodola ve Rayleigh yöntemleri kullanılır.

3.2.2.1 Stodola Yöntemi

$[[K] - \omega^2[M]]\{f\} = 0$ denklemi her mod için örneğin p moda göre aşağıdaki gibi yazılır.

$$[K]\{\phi\}_p = \omega_p^2 [M]\{\phi\}_p \quad (3.33)$$

(3.33) denklemi iki taraftan $([K]^{-1}/\omega_p^2)$ ibaresine çarpılıp, $[D] = [K]^{-1}[M]$ dinamik esneklik matrisi olarak dikkate alınır aşağıdaki sonuç elde edilir.

$$\{\phi\}_p / \omega_p^2 = [D]\{\phi\}_p \quad (3.34)$$

(3.34) denklemini, kullanarak, tekrarlama işlemiyle 1. mod elde edilir.

Genel olarak tekrarlama işlemi aşağıdaki gibi yapılır.

$$\{V\}_j = [D]\{U\}_j \quad (3.35)$$

$N_j = \{V\}_j$ vektörünün en büyük elemanı $j = 1, 2, 3, \dots$

$$\{U\}_{j+1} = (V)_j / N_j$$

j 'nin artmasıyla $\{U\}_j, \{\phi\}_1$ 're ve N_j 'de $1/\omega_1^2$ 'ye yaklaşır.

2. Mod İçin Stodola Yöntemi :

Her bir $\{U\}$ vektörü, bütün modların lineer bileşimi olarak yazılabilir.

$$\{U\} = \{\phi\}_1 q_1 + \{\phi\}_2 q_2 + \{\phi\}_3 q_3 + \mathbf{L} \quad (3.36)$$

$\{\phi\}_1$ belli olduğundan dolayı (3.36) denkleminin tamamı $\{\phi\}_1^T [M]$ ile çarpılırsa:

$$\{\phi\}_1^T [M] \{U\} = \{\phi\}_1^T [M] \{\phi\}_1 q_1 + \{\phi\}_1^T [M] \{\phi\}_2 q_2 + \{\phi\}_1^T [M] \{\phi\}_3 q_3 + \mathbf{L} \quad (3.37)$$

Modların ortagonal özelliğinden dolayı (3.37) denkleminin sağ tarafında, 1. terim hariç, diğer terimler sıfırla eşitlenir.

$$q_1 = \frac{\{\phi\}_1^T [M] \{U\}}{\{\phi\}_1^T [M] \{\phi\}_1} \quad (3.38)$$

Bundan dolayı 1. modda $\{U\} - \{\phi\}_1 q_1$ vektörü sıfır değerine eşittir. Eğer Stodolanın tekrarlama durumuna göre tekrarlama sürecinde

1. mod süpürülürse:

$$\{U\} - \{\phi\}_1 q_1 = \{U\} - \{\phi\} \frac{\{\phi\}_1^T [M] \{U\}}{\{\phi\}_1^T [M] \{\phi\}_1} = [I] - \frac{\{\phi\}_1^T [M] \{U\}}{\{\phi\}_1^T [M] \{\phi\}_1} \{U\} \quad (3.39)$$

$[S]_1$ süpürme matrisi olarak aşağıdaki gibi tanımlanır.

$$[S]_1 = \left[[I] - \frac{\{\phi\}_1 \{\phi\}_1^T [M]}{\{\phi\}_1^T [M] \{\phi\}_1} \right] \quad (3.40)$$

Herbir $\{U\}$ matrisi, $[S]_1$ süpürme matrisinde çarpılırsa, 1. mod elenerek yeni dinamik esneklik matrisi aşağıdaki gibi elde edilir.

$$[D]_2 = [D][S]_1 \quad (3.41)$$

Tekrarlama süreci yine aşağıdaki gibi devam eder,

$$\{V\}_j = [D]_2 \{U\}_j \quad (3.42)$$

$N_j = \{V\}_j$ vektörünün en büyük elemanı $j = 1, 2, 3, \dots$

$$\{U\}_{j+1} = \{V\}_j / N_j \quad (3.43)$$

j 'nin artmasıyla $\{U\}_j, \{\phi\}_2$ 'ye ve $N_j, \frac{1}{\omega_2^2}$ 'ye yaklaşır

Genel olarak bütün modlar için aşağıdaki algoritma kullanılır.

1. Mod için

$[S]_0 = [I]$ varsayılır.

$[D]_1 = [K]^{-1} [M][S]_0$ hesaplanır.

$\{U\} = \{1\}$ varsayılır.

$\{V\} = [D]_1 \{U\}$ tekrarlama işleme göre hesaplanır.

1,2,3,..., p'ninci modunun elde edildiği varsayılarak (p+1) modu aşağıdaki gibi hesaplanır.

$[S]_p = [S]_{p-1} - \frac{\{\phi\}_p \{\phi\}_p^T [M]}{\{\phi\}_p^T [M] \{\phi\}_p}$ formülü ile hesaplanır.

$[D]_{p+1} = [K]^{-1} [M] [S]_p$ formülü ile hesaplanır ve burada

$\{U\} = 1$ olarak kabul edilmektedir.

$\{V\} = [D]_{p+1} \{U\}$ tekrarlama yöntemiyle hesaplanır (Berg, 1989)

3.2.3. Rayleigh Oranı Yöntemi

$[[K] - \omega^2 [M]] \{\phi\} = 0$ denklemi, sistemin serbest titreşiminde p'ninci moda göre yazılırsa:

$[K] \{\phi\}_p = \omega_p^2 [M] \{\phi\}_p$ elde edilir. Eğer bu denklem iki taraftan $\{\phi\}_p^T$ 'ye çarpılırsa, aşağıdaki hale gelir:

$$\{f\}_p^T [K] \{f\}_p = \omega_p^2 \{f\}_p^T [M] \{f\}_p \quad (3.44)$$

(3.42) denklemini $(\{f\}_p^T [M] \{f\}_p)$ 'ye bölünürse, Raleigh oranı aşağıdaki gibi elde edilir.

$$\omega_p^2 = \frac{\{\phi\}_p^T [K] \{\phi\}_p}{\{\phi\}_p^T [M] \{\phi\}_p} \quad (3.45)$$

3.2.4. Modal Model

(3.32) denklemine baktığımızda, uzay modelini oluşturan öğelerin (kütle, rijitlik, sönüm) olmadığını görüyoruz. (3.11) denklemi (3.32) denklemine dönüştürüldüğünde ortaya yeni parametreler çıkıyor. Bu parametreler özdeğerler ve denklemin belirleyici özvektörlerinden ibarettir ki, sistemin fiziksel değişimi olarak titreşim frekansları, mod şekilleri ve modal sönüm oranını açıklamaktadır. Bu özellikler modal özellik olarak bilinir.

Yeni parametrelerden oluşan model, modal model olarak adlandırılır. Dinamik deneylerde, amaç sistemin uzay modelini değil, modal modeli belirlemektir. Modal modelde kütle, sönüm, rijitlik matrislerinin teşkilinden ziyade, sistemin doğal periyotları, mod şekilleri ve modal sönüm katsayılarının belirlenmesi önem taşıyor.

3.2.5. Tek Serbestlik Dereceli Sistemlerin Harmonik Cevabı

Tek serbestlik dereceli sistemlerin harmonik yüklere karşı davranışı yapı dinamiğinin önemli konularından biri olarak sayılmaktadır. Dinamik sistemin harmonik yüklere karşı cevabı, tipik olarak periyodik yüklere karşı tepkisi demektir. Periyodik yükler Fourier dönüşümüyle bir takım sinus harmonik yük parçalarına bölünür. Harmonik yük $f(t) = a \cos(\omega t) + b \sin(\omega t)$ olarak ele alınacak olursa, zaman uzayındaki bu fonksiyon için Fourier dönüşümü ifadesi $f(t) = Fe^{i\omega t}$ şeklinde verilir.

F : Harmonik yükün genliği

ω : Harmonik yükün açısal frekansı

Fourier dönüşümünü göz önünde bulundurarak titreşim denklemi aşağıdaki gibi olur.

$$m \ddot{x}(t) + c \dot{x}(t) + kx(t) = Fe^{i\omega t} \quad (3.46)$$

Tek serbest dereceli sistemin harmonik yüke karşı cevabı iki bölümden oluşmaktadır.

1. Geçici cevap

2. Kalıcı cevap

Geçici bölüm, homojen difransiyel denklemin cevabı olarak eksponansiyel fonksiyonunda çarpılan sinüzoidal bir fonksiyondur.

$$x_T(t) = X_T e^{-\xi \omega_n t} \sin(\omega_d t + \phi) \quad (3.47)$$

$x_T(t)$ zamanla azalarak sifıra eşit olur. Harmonik cevapta kalıcı bölüm dikkate alınmalıdır. Kalıcı cevap (3.46) difransiyel denkleminin özel cevabı olarak $x(t) = \bar{X} e^{i\omega t}$ şeklinde seçilir ve denklemde yerine yazılırsa aşağıdaki hale gelir.

$$-m\omega^2 \bar{X} e^{i\omega t} + i c \omega \bar{X} e^{i\omega t} + k \bar{X} e^{i\omega t} = \bar{F} e^{i\omega t} \quad (3.48)$$

$$\bar{X} = \frac{F}{(k - \omega^2 m) + i \omega c} \quad (3.49)$$

İmajiner sayıları $x + iy$, Euler formüllerine göre $\rho e^{i\phi}$ yazıldığını ve $\phi = \tan^{-1}\left(\frac{y}{x}\right)$ ve

$\rho = \sqrt{x^2 + y^2}$ bağıntılarını göz önünde bulundurulmasıyla aşağıdaki denklem elde edilmiş olur.

$$\bar{X} = \frac{F}{\sqrt{(K - \omega^2 m)^2 + (\omega c)^2}} e^{i\phi} \quad (3.50)$$

Sistemin sinüzoidal yüke karşı cevap genliği ve faz açısı aşağıdaki gibidir.

$$\bar{X} = \frac{F}{\sqrt{(k - \omega^2 m)^2 + (\omega c)^2}} \quad (3.51)$$

$$\tan \phi = \frac{-\omega c}{k - \omega^2 m} \quad (3.52)$$

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}, \quad c = 2\xi\omega_n \quad \text{ve} \quad \beta = \frac{\omega}{\omega_n} \quad \text{tariflerini göz önünde bulundurularak}$$

bağıntısı aşağıdaki hale gelir.

$$X = \frac{\frac{1}{k}}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \times F \quad (3.53)$$

3.2.6. Yapıya Sistemik Bakış

Sistemik bakışta incelenen yapı, fiziksel sistem olarak ele alınır. Sistemde girdiler ve çıktılar olduğu düşünülerek sistemin çeşitli yönlerden davranışları incelenir.

3.2.6.1. Transfer Fonksiyon

Basit halde sistemdeki girdi ve çıktılar, değişkenler gibi düşünülüp aralarında lineer bağıntı kurulursa, transfer fonksiyonunu ortaya çıkar. Transfer fonksiyonunun tanımı için, titreşim denklemi Laplace değişkenine göre yazılırsa aşağıdaki hale gelir.

$$L(m\ddot{x} + c\dot{x} + kx) = L(f(x)) \quad (3.54)$$

$$L(f(t)) = F(s) \quad \text{ve} \quad L(x(t)) = X(s) \quad \text{varsayılırsa,}$$

$$(ms^2 + cs + k)X(s) = F(s) + \underline{mx(0) + (ms + c)x(0)} \quad (3.55)$$

Altı çizili ifade, sistemin başlangıç şartlarını denkleme dahil etmektedir. Denklemin bu bölümünün sıfıra eşit olması, sistemin sadece $F(s)$ yükünün etkisiyle statik durumdan, dinamik (titreşim) duruma gelmesi demektir. Böylece sistemin yer değiştirme cevabının, yüke göre oranı aşağıdaki gibi olur.

$$H(S) = \frac{X(s)}{F(s)} \quad (3.56)$$

$$H(S) = \frac{1}{ms^2 + cs + k} \quad (3.57)$$

(3.56) denkleminde, dış yükü basit bağlantıyla sistemin cevabına dönüşmektedir. Bu dönüşüm, $H(s)$ transfer fonksiyonuyla gerçekleşmiştir.

(3.57) bağıntısı, 2. dereceden görünen denklem sistemin belirleyici denklemi olarak adlandırılır. Sistemin doğal frekansları belirleyici denklemin çözümüyle elde edilmiş olur.

3.2.7. Frekans Tepki Modeli (Frequency Response Function)

Bir titreşim probleminin çözümünü girdi/çıktı bir ilişki olarak görebiliriz. Burada kuvvet girdi, titreşim ise çıktıdır. Tek serbestlik dereceli sistemlerin

harmonik yüklere karşı cevabını $x(t) = \frac{f(t)}{(k - \omega^2 m) + i\omega c}$ olarak göz önünde

bulundurulursa $x(t)$ sistemin kalıcı cevabı ve $f(t) = Fe^{i\omega t}$ sisteme etkiyen harmonik

yüktür. $\frac{1}{(k - \omega^2 m) + i\omega c}$ Fonksiyonu sisteme etkiyen yük ile sistemin cevabı arasında

bir orandır. Bu fonksiyonun harmonik yükü, sistemin yüke karşı tepkisine dönüştürmektedir.

$$H(\omega) = \frac{1}{(k - \omega^2 m) + i\omega c} \quad (3.58)$$

$H(\omega)$ Frekans Cevap Fonksiyonu (Frequency Response Function) kısaca FRF olarak adlandırılır. Frekans Cevap Fonksiyonunun mutlak değeri aşağıdaki gibidir.

$$|H(\omega)| = \frac{1}{k^2 \sqrt{\left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2\right)^2 + \left(2\xi \frac{\omega}{\omega_n}\right)^2}} \quad (3.59)$$

(3.59) bağıntısı yalnız sinüzoidal yüklerde geçerlidir. Sinüzoidal olmayan yüklerde Fourier dönüşümü yapılarak aşağıdaki bağıntı yazılabilir.

$$X(\omega) = H(\omega) \cdot F(\omega) \quad (3.60)$$

$F(\omega)$: Sistemi etkileyen yükün Fourier dönüşümü

$X(\omega)$: Deplasmanın Fourier dönüşümü

Dinamik bir sistemin incelemesinde kütleyle etkileyen yük veya temel ivme sistemin girdisi; sistemin gelişi güzel noktalarındaki deplasman, hız veya ivme sistemin çıktısı olarak düşünülür. Örneğin, deprem kayıtlarını dikkate alarak binanın dinamik özelliklerinin tayininde binanın 1. katında ya da temelindeki deprem kayıtları sistemin girdisi, binanın rastgele her hangibir katındaki deprem kaydı sistemin çıktısı olarak dikkate alınır. Sistemin frekans cevabı fonksiyonu bir çıktı olarak duruma göre aşağıdaki gibi adlandırılır.

Yerdeğiştirme:

$$\alpha(\omega) = \frac{x(t)}{f(t)} \quad (3.61)$$

Hız:

$$\gamma(\omega) = \frac{\dot{x}(t)}{f(t)} \quad (3.62)$$

İvme:

$$A(\omega) = \frac{\ddot{x}(t)}{f(t)} \quad (3.63)$$

Yukarıdaki fonsiyonlar arasında, aşağıdaki ilişkiler kurulabilir.

$$\gamma(\omega) = \frac{\dot{x}(t)}{f(t)} = \frac{i\omega \bar{X} e^{i\omega t}}{F e^{i\omega t}} = i\omega \alpha(\omega) \quad (3.64)$$

$$A(\omega) = \frac{\ddot{x}(t)}{f(t)} = \frac{-\omega^2 \bar{X} e^{i\omega t}}{F e^{i\omega t}} = -\omega^2 \alpha(\omega) \quad (3.65)$$

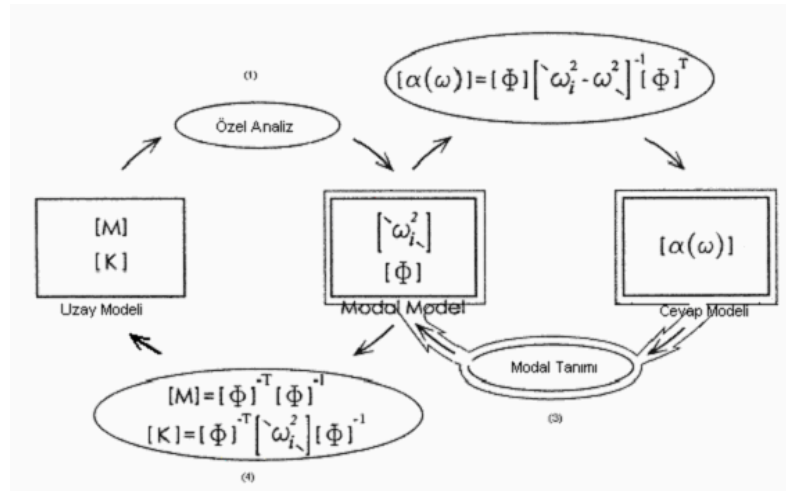
3.2.7.1. Çok Serbestlik dereceli Sistemler

Çok serbestlik dereceli sistemlerde, sisteme herhangi bir serbestlik derecesinde etkiyen yük veya ölçülen deplasmana bağlı olarak farklı frekans cevap fonksiyonu ortaya çıkar. Ortaya çıkan n^2 adet frekans cevap fonksiyonu sistemin değişik frekanslı harmonik yüklere karşı cevabını gösterir. Frekans cevap fonksiyonlardan oluşan bir matris sistemin yüke karşı cevabı türüne göre deplasman, hız veya ivme matrisi olarak adlandırılır.

3.2.8. Tepki Modeli

Çok serbestlik dereceli bir sistemin frekans fonksiyonları belli olduğu zaman, o sistemin bütün dinamik özellikleri yahut dinamik lineer davranışı belli hale gelir.

Bundan dolayı frekans cevabı fonksiyonları sistemin bir modeli olarak düşünülebilir. ivme matrisleriyle tanımlanır. Yapının zorlanmış titreşim deneylerinde cevap modeli, belli olduğu takdirde, yapının doğal frekansları, mod, sönüm katsayıları ve mod şekil vektörleri elde edilmiş olur. Başka değişle, cevap modelinden modal modele geçilir. Dinamik sistemlerin davranışını sönümsüz halde yorumlayan 3 model ve aralarındaki matematiksel ilişki (Şekil 3.3)'de gösterilmektedir. Şekilde gösterilen süreç, dinamik deneylerinin ve deneysel model analizlerinin önemli konulardan biri olarak sayılmaktadır. Bu süreç modal tanım olarak adlandırılır. Bu yöntemde dinamik özellikleri (modal model), deneysel olarak ölçülen cevaptan elde edilir.



Şekil 3.3. Sönümsüz çok serbestlik dereceli titreşimli, yapının analizi için sunulmuş olan çeşitli matematiksel modeller (Maia Silva, 1997).

3.2.9. Şok Cevabı Fonksiyonu ve Frekans Cevabı Fonksiyonu arasındaki Bağlantı

Tek serbestlik dereceli bir sistemin şok yüke karşı cevabı düşünelim. Eğer yük fonksiyonu, Dirac- δ şok fonksiyonu gibi seçilirse, Fourier dönüşümü aşağıdaki gibi olur.

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \delta(t) e^{-i\omega t} dt = 1 \quad (3.66)$$

Sistemin bu yüke karşı cevabı, frekans cevabı fonksiyonunu Fourier dönüşümü olarak düşünülebilir.

$$\gamma(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} h(t) e^{-i\omega t} dt \quad (3.67)$$

(3.66) ve (3.67) bağıntıları (3.60) bağıntısında yerlerine yazılırsa, aşağıdaki denklem ortaya çıkar.

$$H(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} h(t) e^{-i\omega t} dt \quad (3.68)$$

(3.68) denklemi, frekans cevap fonksiyonunun, şok cevabı fonksiyonun Fourier dönüşümü olduğunu göstermektedir. Karşılıklı olarak sistemin şok cevap fonksiyonu, frekans cevap fonksiyonun Fourier dönüşümünün tersine eşittir.

$$h(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} H(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (3.69)$$

3.3. Rasgele Titreşimler Teoremi

Rasgele titreşimler teoremi, yapı dinamiği ve deprem mühendisliğinin önemli konularından biri olarak bilinmektedir. Yapı dinamiği problemlerinin deterministik olarak incelediğinde, sistemin tüm dinamik parametrelerinin başlangıç koşulları ve zorlayıcı etkenleri tamamen aşıkarak kabul edilir. Bütün parametrelerin tam olarak tanınması sonucu, sistemin davranışı da bir belirsizliğe uğramadan hesaplanabilir. Ancak parametrelerin kabulündeki belirsizlikler çözüme yansıtılarak onun da bazı belirsizlikleri içermesini doğurur. Bu belirsizlikler sistemin kütlelerinde ve yay katsayısında olabildiği gibi, zorlayıcı etkenin kesin olarak tespit edilememesinden de ortaya çıkar. Örneğin, deprem hareketinin düzgün olmayan faylar boyunca çok değişik kaymalar Sonucunda meydana geldiği ve ayrıca ortaya çıkan yer değiştirme dalgalarının rasgele sayılabilecek sayısız yansıma ve

kırılmalarından geçtiği düşünülürse, bu hareketin de kesin olarak belirli sayılmayacağı söylenebilir.

3.3.1. Rasgele Değişken

Bir değişkenin alacağı sayısal değer kesin olarak önceden belirlenemiyorsa, buna rastgele değişken gözüyle bakılabilir. Böyle bir değeri alması veya aldığı değerlerin verilen bir aralıkta bulunmasının olasılığı belirlenebilir. Örneğin $-\infty < x < +\infty$ aralığında değer alabilen x rastgele değişkeninin aldığı değerlerin $x_a < x < x_b$ aralığında olma olasılığı (Şekil 3.4)de,

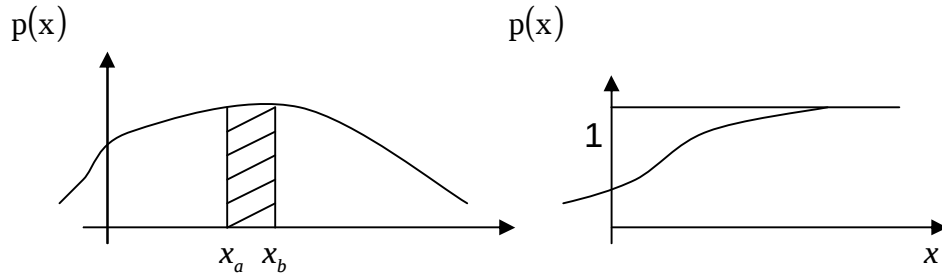
$$p_r(x_a < x < x_b) = \int_{x_a}^{x_b} p(x) dx \quad (3.70)$$

olarak hesaplanabilir ve $p(x)$, Olasılık Yoğunluk Fonksiyonu olarak isimlendirilir. Bu fonksiyon tanım gereği negatif değer almaz ve

$$\int_{-\infty}^{+\infty} p(x) dx = 1 \quad (3.71)$$

$$P(x) = P_r(-\infty < x < X) = \int_{-\infty}^X p(x) dx \quad (3.72)$$

şeklindeki $P(x)$ olasılık dağılım fonksiyonu tanımlanabilir (Şekil 3.4).



Şekil 3.4. Olasılık yoğunluk ve dağılım fonksiyonları

Bu fonksiyon azalmayan bir değişmeye sahip olup $P(-\infty) = 0$, $P(+\infty) = 1$

$$P(-\infty) = 0, P(+\infty) = 1, P(x) = \int_{-\infty}^x p(x) dx \quad (3.73)$$

bağlantılarını sağlar.

Eğer $f(x)$ ve x rasgele değişkenin bir fonksiyonu ise bunun beklenen değeri veya ortalaması,

$$E[f(x)] = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x)p(x)dx \quad (3.74)$$

olarak hesaplanır. Benzer şekilde x rastgele değişkenin ortalama değeri $\bar{x}$, karesel ortalama değeri $\bar{x}^2$, varyansını σ_x^2 ve standart sapması

$$\begin{aligned} \bar{x} &= E[x] = \int_{-\infty}^{+\infty} xp(x)dx & \bar{x}^2 &= E[x^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} x^2p(x)dx \\ \sigma_x^2 &= E[(x - \bar{x})^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \bar{x})^2 p(x)dx \end{aligned} \quad (3.75)$$

şeklinde tarif edilebilir.

Uygulamada olasılık dağılım fonksiyonu olarak yaygın bir şekilde

$$p(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x} \exp\left[-(x - \bar{x})^2 / 2\sigma_x^2\right] \quad (3.76)$$

Yapı dinamiğinde rasgele deneyde, değişik deneylerden elde edilen sonuç bir rasgele değişken olarak varsayılabilir. Bu çalışmada dinamik sinyal rastgele değişken olarak ele alınır (Celep, 2001)

3.3.2. Rastgele İşlem

Bir rasgele değişkene ait kayıtların tamamı rasgele işlem olarak tanımlanır. Rasgele özelliğe sahip olan fiziksel bir olayın değişkenleri arasında, matematiksel bağlantının kurulması mümkün değildir. Örneğin rüzgârın rasgele hareketlendirmelerine karşı bir binanın davranışı rasgele özelliklere sahip olan bir olaydır. Bu tür olayların incelemesinde yapılan deneyler sonucu farklı anlarda kayıtlar yapılır burada rasgele deney aslında, rasgele bir sinyalin kaydıdır.

Şekil 3.6’de gösterildiği gibi bir deprem hareketinin farklı sismograflar tarafından kaydedilmesi sonucu ortaya çıkabilir. Bu kayıtlar $x_i(t)$ ($i = 1, 2, 3, \dots, n$) bağımsız bir değişken olan zamanın fonksiyonları olup, her biri birbirinden farklıdır. Böyle bir rasgele işlem ,

$$p(x_1), p(x_1, x_2), p(x_1, x_2, x_3), \dots \quad (3.77)$$

olasılık yoğunluk fonksiyonlarının bulunmasıyla tamamen belirli olur. Bu sonsuz sayıdaki fonksiyonlardan sadece ilk ikisinin bilinmesi pratik hesaplar için yeterli olabilir

$$p(x_1)dx_1 = p_r(x_1 < x_1 < x_1 + dx_1)$$

$$p(x_1, x_2) = P_r(x_1 < x_1 < x_1 + dx_1, x_2 < x_2 < dx_2) \quad (3.78)$$

Rasgele yüklere karşı bir binanın kaydedilmiş titreşimler kümesi, rastgele bir işlemdir. Böylece rasgele işlem zamana bağlı bir takım değişken rasgele

fonksiyonların, grup halinde düşünülmesi demektir. Rastgele işlem aslında rasgele fiziksel sürecin matematiksel ifadesidir.

Rasgele işlemin her ögesi, örnek fonksiyon yada grup ögesi olarak isimlendirilir (Peebles, 1978).

3.3.2.1. Oto korelasyon Fonksiyon

Şekil 3.6 de verilen bir rastgele işlemin $t = t_1$ anında ortalama değeri, her bir $x_i(t)$ örnek fonksiyonunu eşit ağırlıklı kabul edilerek,

$$\bar{x}(t_1) = E[x_k(t_1)] = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n x_k(t_1) \quad (3.79)$$

şeklinde hesaplanabilir. Bir değişik ortalama da örnek fonksiyonların $t = t_1$ ve $t = t_1 + \tau$ deki değerlerin çarpımlarının ortalaması olarak,

$$R_x(t_1, t_1 + t) = E[x_k(t_1)x_k(t_1 + t)] = \lim_{n \rightarrow \infty} \frac{1}{n} \sum_{k=1}^n x_k(t_1)x_k(t_1 + t) \quad (3.80)$$

tanımlanabilir ve buna rasgele işlemin Oto korelasyon Fonksiyonu denir $x(t)$ ve $y(t)$ iki sinyalin τ değişkenine göre, oto korelasyon Fonksiyonu aşağıdaki gibidir.

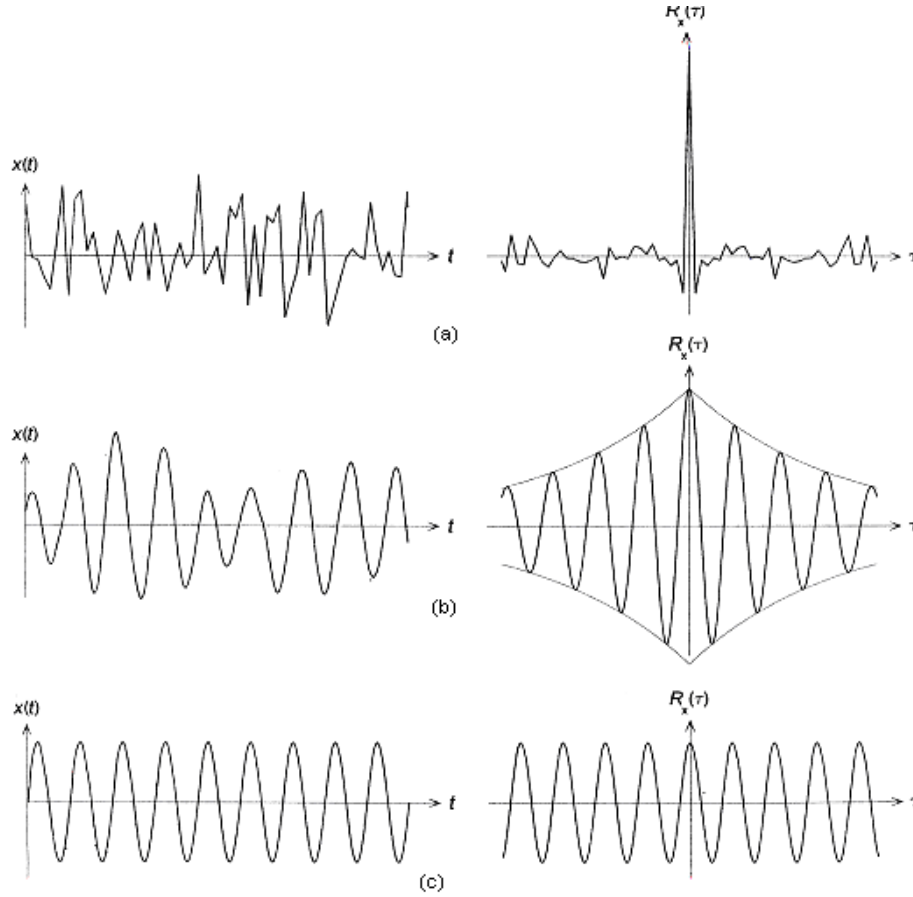
$$R_{xy}(t) = E[x(t)y(t + t)] = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^T x(t)y(t + t) dt \quad (3.81)$$

Oto korelasyon Fonksiyonu yapının belli bir noktasındaki titreşimlerin diğer bir noktanın titreşimlerinden nasıl etkilendiğini gösterir yada hareket halinde olan bir dalganın bir noktadan diğer bir noktaya ulaşım zamanının ölçülmesinde kullanılır.

Bir sinyalin oto korelasyon fonksiyonu aşağıdaki gibidir.

$$R_{xx}(t) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^T x(t)x(t+t)dt \quad (3.82)$$

Oto korelasyon fonksiyonu bir fonksiyonun farklı anlarda, kendisiyle aynı durumda olup olmadığını gösterir. $R_{xx}(\tau)$ Fonksiyonu $t = 0$ anında maksimum değere sahiptir. sinüzoidal bir dalga, periyodik oto korelasyon fonksiyona sahiptir. Otokorelasyon fonksiyonu bir sinyalin zamana bağlı durumunu gösterir. Sinyallerin türünü, otokorelasyon fonksiyonları şekilleri üzerinden belirlemek mümkündür (Thomson, 1965). Şekil 3.5’de uç çeşit sinyal ve oto korelasyon fonksiyonları gösterilmektedir.

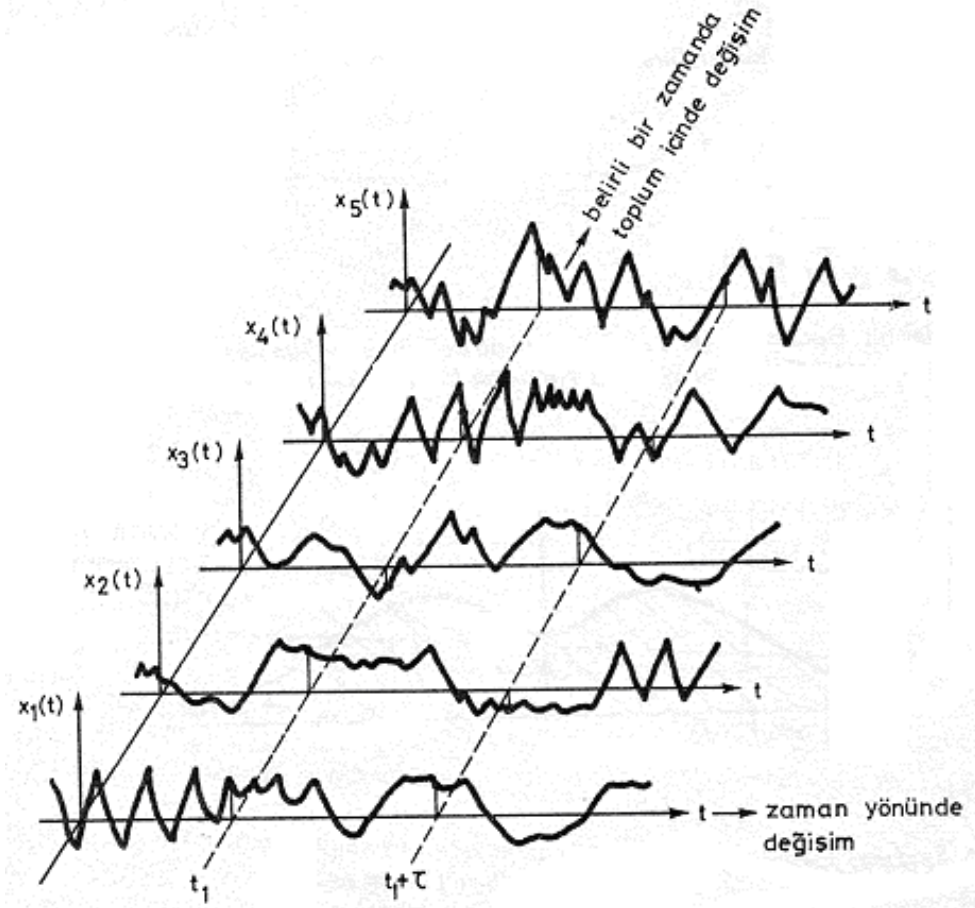


Şekil 3.5. Değişik işlemler ve onlara ait otokorelasyon fonksiyonlar

- a. geniş band rastgele işlem.
- b. dar band rastgele işlem.
- c. sinüzoidal dalga (Milani, 2003)

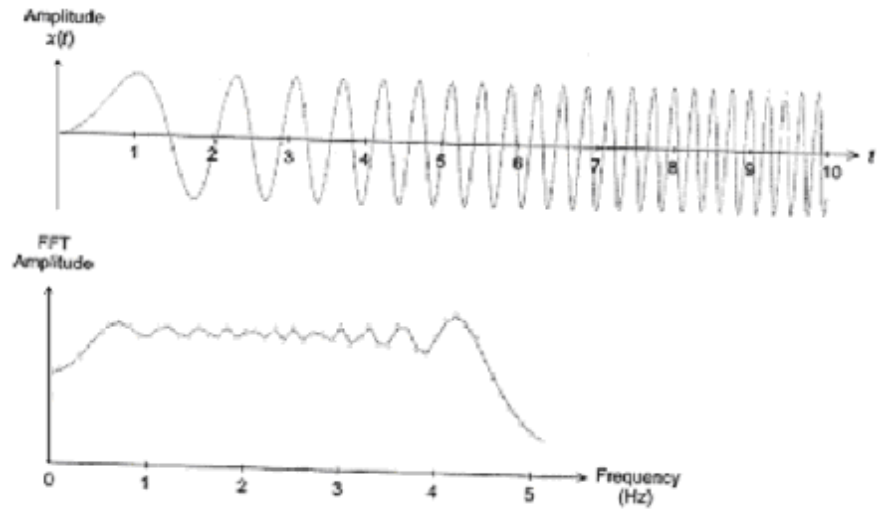
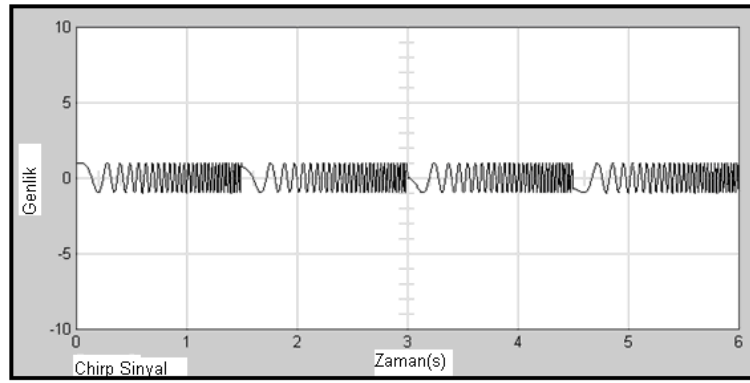
3.3.2.2. Rastgele İşlemin Stasyoner Özelliği

Rastgele işlemin incelemesinde iki yöntem vardır. 1. Zaman ortalamaları 2. Grup ortalamaları genellikle $x(t_1)$ ve $R_x(t_1 + \tau)$ ortalamaları t_1 zamanına bağlıdır. Böyle işlemler stasyoner olmayan işlem olarak isimlendirilir. Eğer bunlar ve daha yüksek mertebeden ortalamaları t_1 'den bağımsızsa, bu tür işlemlere stasyoner işlem denilir. Genel olarak eğer farklı zamanlarda elde edilen istatistik ortalamalar zaman içinde sabit ve birbirine eşitse, işlem stasyoner (durağan), ve eğer tüm örnekler için hesaplanmış olan zaman ortalamaları birbirlerine eşitse, 'Ergodic' İşlem olarak adlandırılır.



Şekil 3.6. Rastgele işlem (Celep, 2001).

Spektrumların analizinde, zaman kayıtlarının stasyoner özelliği sahip olması önemlidir. Eğer incelenen kayıtlar stasyoner özelliğe sahip değilse, elde edilen spektrumlar yanıltıcı olabilir. Örneğin Şekil 3.7'ye ilk bakıldığında 0-5 arası frekansları kapsayan bir geniş-band işlemin spektrumunu görünüyor. Halbuki incelenen grafik, sinyal grafiği değilse, sinüoidal bir dalganın grafiğidir. Ki bu Chirp Sinyal olarak adlanır.



Şekil 3.7. Çhrp sinyalı ve buna ait Fourier spektrumu

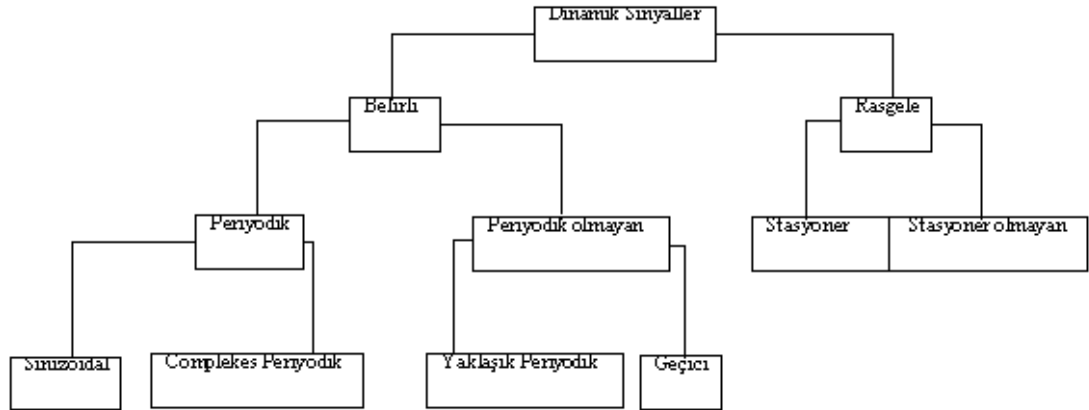
Yapıyı etkileyen yükün ve yapı sisteminin değişkenliği deprem kayıtlarının stasyoner özelliğini etkiler. Yapıya etkileyen yükler, durağanlık özelliğine sahip

olmadığından dolayı, girdi spektrumunu oluşturan harmonik dalgaların titreşim genliğini ve yük frekansının zaman içinde değişmesine sebep olur. Bu da uzun sürede elde edilen deprem kayıtlarının çıktı spektrumunda çıkıntılı ve düzensiz bir grafiğin ortaya çıkmasına neden olur (Mecverry, 1980; Jeary, 1992).

3.3.2.3 Dinamik Sinyallerin Sınıflandırması

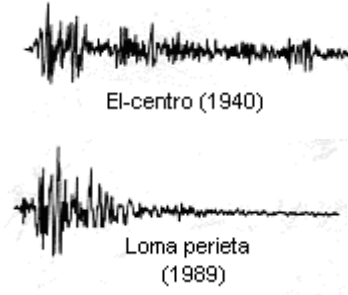
Zaman içinde ölçülen fiziksel niceliğinin (deplasman, hız, ivme) değişim fonksiyonuna sinyal denilir.

Sinyal fiziksel nicelik olduğundan dolayı ölçülebilir. Belli bir grafiğe sahip olarak davranışının tahmini önceden mümkündür. Bazı sinyaller bu özelliği taşıyor. Örneğin, zaman içinde bir binanın dış yüzünü etkileyen rüzgâr yükünün profilinin tahmini mümkün değildir. Şekil 3.8’de dinamik sinyallerin sınıflandırılması gösterilmektedir.



Şekil 3.8. Dinamik sinyallerin sınıflandırılması (Bendat, 2000).

Şekil 3.8’deki sinyaller, yapı dinamik deneylerde ve modal analizde önemli yere sahipler. Bu çalışmada rastgele sinyallerin stasyonær özelliği taşınması varsayılır. Bu sinyaller periyodik sinyallerden farklı olarak sinyalin belli bir bölümünden diğer bölümlerini tahmin etmek mümkün değildir (Tongue, 1996).



Şekil 3.9. Rastgele işlemin örnek bir fonksiyonu (Chopra, 1995).

3.3.2.4. Rasgele İşlemin Spektral özelliği

Dirichlet koşullarına (Dirichlet Conditions) göre bir fonksiyonun Fourier dönüşümünün mevcut olması için aşağıdaki kuralın sağlanması gerekir.

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t) dt \leq \infty \quad (3.82)$$

Rastgele bir değişkenin incelemesinde en önemli yöntem Fourier entegral dönüşümünü,

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) e^{-i\omega t} dt \quad (3.83)$$

uygulayarak rastgele titreşimi, harmonik frekans bileşenlerine ayırmaktır. Bunun ters dönüşümü ise,

$$x(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} X(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (3.84)$$

olarak belirlir.

Stasyonier rasgele fonksiyonun zamanla sifıra yaklaşmadığını göz önünde bulundurursak fonksiyon, Fourier dönüşümünün mevcut olmama ihtimali olabilir. Ancak rasgele işlemin örnek bir fonksiyonu olan $x_T(t)$, $(-T, T)$ arasında varsayılırsa,

öyle ki T sınırlı ve $x_T(t)$, $(-T, T)$ aralığı dışında sifıra eşittir bu durumda $x_T(t)$ Dirichlet koşullarını sağlayarak Fourier dönüşümlü bir fonksiyon hale gelir ki Fourier dönüşümü aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$X_T(\omega) = \int_{-T}^{+T} x_T(t) e^{-i\omega t} dt = \int_{-T}^{+T} x(t) e^{-i\omega t} dt \quad (3.84)$$

$x_T(t)$ fonksiyonun $(-T, T)$ arasındaki enerji muhtevası aşağıdaki gibidir.

$$E(T) = \int_{-T}^{+T} x^2_T(t) dt = \int_{-T}^{+T} x^2(t) dt \quad (3.85)$$

Parswal denklemine göre:

$$\int_{-\infty}^{+\infty} |x(t)|^2 dt = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} |X_T(\omega)|^2 d\omega \quad (3.86)$$

Yukarıdaki iki bağıntıyı göz önünde bulundurarak

$$E(T) = \int_{-T}^{+T} x^2(t) dt = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} |X_T(\omega)|^2 d\omega \quad (3.87)$$

Farklı frekanslar arasında güç dağılımını elde etmek için spektral yoğunluk fonksiyonunu bulmamız gerekiyor Bundan dolayı (3.87) ifadesi, $2T$ 'ye bölünürse, $x(t)$ sinyalinin $(-T, T)$ arasındaki güç ortalama miktarı elde edilmiş olur.

$$P(T) = \frac{1}{2T} \int_{-T}^{+T} x^2(t) dt = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{|X_T(\omega)|^2}{2T} d\omega \quad (3.88)$$

$\frac{|X_T(\omega)|^2}{2T}$ ibaresi bir güç yoğunluk fonksiyonudur. Örnek fonksiyondaki mevcut güç miktarı aşağıdaki gibi elde edilir.

$$P(x) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^{+T} x^2(t) dt = \frac{1}{2p} \int_{-\infty}^{+\infty} \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{|X_T(w)|^2}{2T} dw \quad (3.89)$$

Rastgele işlemin güç miktarı

$$P(x) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^{+T} E[x^2(t)] dt = \frac{1}{2p} \int_{-\infty}^{+\infty} \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{E[|X_T(w)|^2]}{2T} dw \quad (3.90)$$

bağıntısından elde edilir. Bir rastgele işlemin güç yoğunluk spektrali,

$$S_x(w) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{E[|X_T(w)|^2]}{2T} \quad \text{olarak dikkate alınır, tek bir sinyal için,}$$

$$S_x(w) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{|X_T(w)|^2}{2T} \quad (3.91)$$

olmak üzere

$$\langle x^2 \rangle = \int_{-\infty}^{+\infty} S_x(\omega) d\omega \quad (3.92)$$

olarak yazılabilir. $S_x(\omega)$ ve $x(t)$ Rastgele değişiminin Güç Spektrum Yoğunluk Fonksiyonu (Power Spectral Density), kısaca PSD veya Karesel Ortalama Spektrum Yoğunluk fonksiyonu olarak isimlendirilir (Celep, 2001., Hu, 1996). Güç Spektral Yoğunluk Fonksiyonu oto korelasyon fonksiyonuna:

$$S_x(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} R(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (3.93)$$

$$R_x(\tau) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} S(\omega) e^{i\omega\tau} d\omega \quad (3.94)$$

şeklindeki Fourier integral dönüşümü ile bağlıdır $R_x(t)$ çift bir fonksiyon olduğu için $S_x(\omega)$ de çift fonksiyon olarak ortaya çıkar.

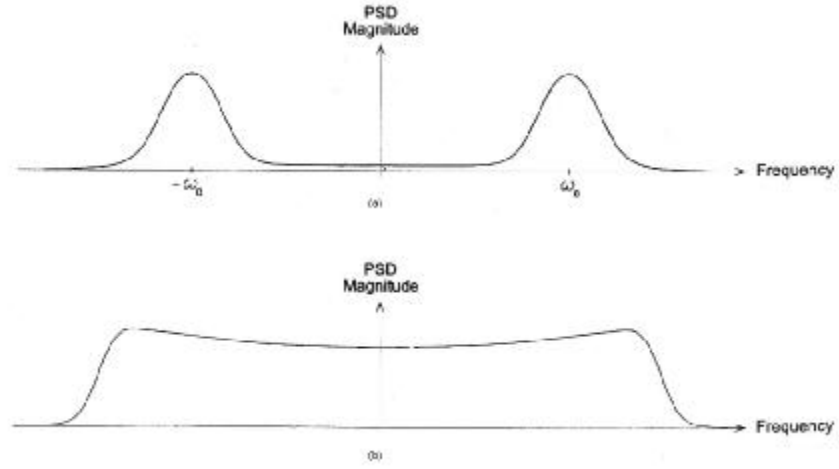
$$S_x(\omega) = S_x(-\omega)$$

Yukarıdaki bağıntılar, Wiener-Khintchine bağıntıları olarak adlandırılır (Peebles, 1978).

3.3.2.5 Rastgele İşlemin sınıflandırılması

Karesel ortalama spektral yoğunluk fonksiyonu, bir rasgele işlemin frekans içeriğini gösterdiğinden dolayı rasgele işlemler bu fonksiyon değişimine göre isimlendirilir. Eğer rasgele işlem bir Dar Band işlem ise, $S_x(\omega)$ fonksiyonu belirli bir frekans civarında çok büyük değerler alırken bunun dışında sıfıra yakın bir değişim gösterir. Rasgele işlemin $x(t)$ örnek fonksiyonun ve $R(\tau)$ oto korelasyon fonksiyonun değişimi ise, söz konusu frekansa çok yakın frekanslı titreşimler olarak belirir.

Örnek olarak, tek serbestlik dereceli sistemin, çevresel hareketlendirmelere karşı tepkisi, dar band bir rastgele işlemdir. Buna karşılık Geniş Band işleminde, $S_x(\omega)$ fonksiyonu çok geniş bir frekans aralığında yavaş değişim gösterir. Binayı etkileyen çevresel hareketlendirmeler geniş band işlemin bir örneğidir (Celep, 2001; Norton, 1989).



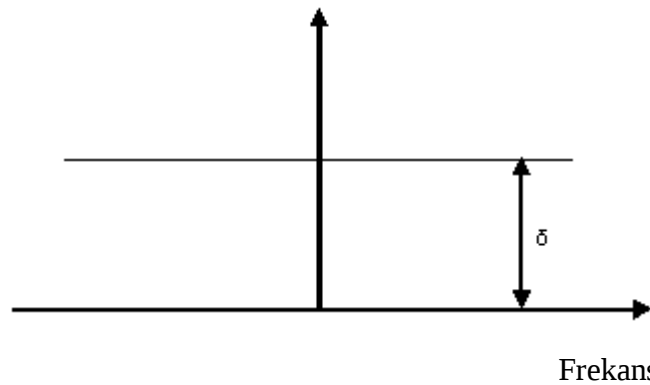
Şekil 3.10. Güç spektral yoğunluk fonksiyonu eğrisi
a) Dar band işlem b) Geniş band işlem.

Eğer frekans bandı genişliği sonsuzsa, rastgele işlem Beyaz Gürültü olarak isimlendirilir Böyle bir işlemde her frekans değeri eşit bir şekilde temsil edilmiş bulunmaktadır. Bu işlemde bütün frekans alanındaki güç spektral yoğunluk fonksiyonu miktarı sabittir.

Güç Spektrum Yoğunluk Fonksiyonu

Genlik

$$S_x(\omega)$$



Şekil 3.11. Beyaz gürültü için güç spektral yoğunluk fonksiyon eğimi

3.3.2.6. Sistemin Girdi-Çıktı Güç Spektral Yoğunluk Fonksiyonları Arasındaki İlişki

Tek serbestlik dereceli lineer dinamik sistemin rastgele hareketlendirmeğe karşı cevabı, rastgele olmaktadır. Burada amaç, girdi Güç Spektrum Yoğunluk ile çıktı Güç Spektrum Yoğunluk arasındaki kurulan ilişgidir. Tek serbestlik dereceli lineer bir sistemde girdi olarak rastgele bir sinyal $f(t)$ ve çıkışı $x(t)$ olarak göz önünde bulundurulursa, sistemin girdi ve çıktı fonksiyonları arasında bağlantı kurmak amacıyla Duhamel integrali kullanarak,

$$x(t) x(t + \tau) = \left(\int_0^{+\infty} h(\xi_1) x(t - \xi_1) d\xi_1 \right) \left(\int_0^{+\infty} h(\xi_2) f(t + \tau - \xi_2) d\xi_2 \right) \quad (3.95)$$

İki integralin değişkenleri birbirinden bağımsız olduğundan,

$$x(t) x(t + \tau) = \int_0^{+\infty} \int_0^{+\infty} h(\xi_1) h(\xi_2) f(t - \xi_1) f(t + \tau - \xi_2) d\xi_1 d\xi_2 \quad (3.96)$$

3.82 bağıntısı, dikkatte alınırsa,

$$R_x(\tau) = \int_0^{+\infty} \int_0^{+\infty} h(\xi_1) h(\xi_2) R_f(\tau + \xi_1 - \xi_2) d\xi_1 d\xi_2 \quad (3.97)$$

(3.97) bağıntısında Fourier dönüşümü uygulanıp, (3.68) ve (3.93) bağlantıları göz önünde bulundurulursa,

$$S_x(\omega) = |H(\omega)|^2 S_f(\omega) \quad (3.98)$$

elde edilir.

Bir işlemin Güç Spektrum Yoğunluk fonksiyonu ve türevleri arasındaki ilişki aşağıdaki gibidir.

$$S_{x_n}(\omega) = \omega^{2n} S_x(\omega) \quad (3.99)$$

3.4. Yapı Sisteminin Davranış Özellikleri

3.4.1. Üç Boyutlu Yapı Sistemlerde Serbest Titreşim

Üç boyutlu bir yapı sistemin üzerinde dinamik analizinin kolay yapılması için oluşturulan sistemi parçalara (çerçeveler, elemanlar vb.) ayırmadan bir bütün olarak düşünülmesi gerekir. Böylece sistemin pratik olarak titreşim özelliklerinin incelemesinde de kolaylık sağlanır.

Yapı sistemlerinin incelemesinde döşemeler rijit olarak varsayılır. Döşeme, rijit diyafram olarak yanal takviye elemanlarını (rijit çerçeveler, duvarlar vb.) döşeme zemininde birbirine bağlar. Bundan dolayı aynı zeminde bulunan bütün noktalar aynı davranışı gösterir. Her döşemede 3 noktanın pozisyonu belli olduğu halde döşeme üzerinde bütün noktaların pozisyonu belli olur. 3 noktanın her biri belli koordinatlarla belirlenir. Bundan dolayı 9 bilinmeyen denklem ortaya çıkar. Döşeme üzerindeki noktaların arasındaki mesafeler, döşemenin rijit olduğundan dolayı sabit olarak düşünülürse, o zaman 3 bilinmeyen denklem azalarak bilinmeyen denklem sayısı 6'ya düşer. Eğer döşemenin yatay eksenlere göre dönmesi ve dikey doğrultudaki hareketi sıfır olarak varsayılırsa, o zaman döşeme, transformasyon hareketine ait(2) ve döşemenin burulmaya (dikey eksen etrafında) ait (1), toplam 3 serbestlik derecesine sahip olacaktır. Bu varsayımlara göre, her bir döşeme, yapı sisteminde 3 serbestlik derecesi artar.

Döşemenin rijit olarak varsayılması döşemedeki her noktanın kütlesiyle, o noktaya etkiyen deprem yükünün orantılı olması demektir.



Şekil 3.12. Döşeme-kiriş

3.4.2. Yapı Yükleri Taşıyan Sistemler

3.4.2.1. Çerçeve Elemanlar

Çerçeveler, kolon ve kirişlerin birleşmesi ile meydana gelen ve daha çok düşey yük taşıyıcı elemanlarıdır. Bunlar, donatılarının iyi düzenlenmesi koşuluyla, yükseklikleri 25 metreyi geçmeyen yapıların yatay yüklere karşı, yönetmeliklerde öngörülen emniyetlerinin sağlanmasında da kullanılabilirler. Çerçevelerin süneklikleri oldukça yüksek olduğundan, deprem yükleri gibi yatay yükler altında büyük bir enerji tüketme kapasitesine sahiptirler. Bunlardan kolon ve kirişleri aynı düzlem içinde olanlar düzlem çerçeve, farklı düzlemler olanlar ise uzay çerçeve olarak adlandırılmaktadır. Çerçeveler yatay yük altında fazla miktarda yer değiştirme yapabilirler.

3.4.2.2. Perde Elemanlar

Betonarme perdeler planda uzun kenarı kısa kenarın en az 7 katı olan, genellikle yükseklikleri 25 metreyi geçen yapıların rijitlik ve dayanımlarını artırmak dolayısıyla da yanal yer değiştirmelerini sınırlandırmak amacıyla kullanılan, temele ankastre ya da yarı ankastre olarak oturan konsol şeklinde çalışan rijitlikleri yüksek, çerçevelerin aksine bağıl yer değiştirmeleri üst kata doğru giderek artan elemanlardır. Boşluksuz ya da boşluklu tasarlanabilen perdeler farklı geometrideki kesitlere sahip olabilirler.

Betonarme perde duvarın yatay kuvvet altında konsol kiriş gibi davranması elastik enerji tüketme güçleri salt çerçeveli yapılara göre önemli miktarda yüksek olup, plastik enerji tüketme güçleri aynı düzeyde yüksek değildir. Çerçeveli yapılara göre süneklikleri daha az olan perde duvarlarının hafif ve orta şiddetli depremlerde yatay ötelenmeleri çok sınırlı olmaktadır. Yapı içindeki eşyalarda ve taşıyıcı olmayan yapı elemanlarında hemen hemen hiç hasar olmaması; müze, hastane, telefon santrali, okul gibi önemli yapıların salt perde duvarlı tasarlanmasını gerektirmektedir.

3.4.2.3. Boşluksuz Perdeler

Perdelerin rijitliği kolonlara göre büyük olduğundan, yatay yer değiştirmeleri çerçevelere göre çok küçüktür. Perdenin deformasyonunda eğilme momentinin yanında, kesme kuvvetleri tesiri nazara alınır. Perdede en büyük kesit tesiri tabanda olur. Perde eğilme momenti ve normal kuvvete göre boyutlandırılır. Yanal deplasmanları azaltmak için komşu perdeler arasında açıklıklar azaltılmalıdır. Perdenin atalet momenti, kolonun atalet momentinin 50 katı, planda perdenin en büyük boyutu en az 1.50 m olmalıdır. Betonarme perdeler çerçeveli sistemlere göre daha fazla rijitlik kazandıran, düşey konsol davranışı gösteren, düşey düzlemsel diyaframlardır.

Perdelerin yatay rijitlikleri büyüktür. Deprem yükünün önemli bir kısmını alırlar. Büyük eğilme momentleri doğar. Normal kuvvetler azdır. Perde temellerinde de moment etkilidir. Çekme gerilmeleri doğabilir. Deprem kuvveti bir atalet momenti olduğundan kütlenin bulunduğu döşeme ve kirişlerde meydana gelir. Bu kuvvetlerin karşılanması için perdelere iletilmesi gerekir. Perde-döşeme-kiriş birleşimlerinde özel boyutlandırma ve donatı konulması gereklidir. Çerçeve ile beraber kullanılırsa, perde rijitlikleri fazla olduğundan yatay yüklerin hemen hemen hepsini alırlar. Çok sayıda perde varsa rijitlikleri oranında yatay yükleri paylaşırlar. Mimari imkânlarla, düzgün şekilde mümkünse simetrik perdeler yerleştirilmelidir. Dikdörtgen kesitli perdelerin en az üç adet olması, perde eksenlerin bir noktada kesişmemesi, eksenlerin birbirine paralel olmaması gerekir. Planda rijitlik merkeziyle kütle merkezinin yaklaşmasıyla burulma tesirleri önlenmelidir. Perde iki ucunda gerilmeler fazla olduğundan donatılar bu bölgelerde yoğunlaştırılır.

3.4.2.4. Betonarme Yapılarda Boşluklu Perdeler

Boşluklu perdeler aynı düzlem içinde birkaç perdenin kat kirişiyle birleştirilmesinden meydana gelen elemanlar olarak ta dikkate alınabilmektedir. Boşluklu perdeler, çok katlı yapıların depreme dayanıklı olarak tasarımında çok kullanılır. Dolu perdelere çeşitli nedenlerle boşlukların açılması ile pencerelerin

yapılması ile boşluklu perdeler teşkil edilir Elde edilen sistem, bir çeşit kolon rijitlikleri, bağ kirişi rijitliklerine göre çok büyük olan bir çerçeve sistemdir. Boşlukların iki yanındaki kolonlar perde davranışı gösterirler. Boşluklu perde hem boşluklu perdenin eğilme rijitliği boşluk yanlarında kalan perde kolonların rijitliklerinin toplamıdır. Boşluklu perdeler çerçeve olarak idealleştirilirken, birbirine bağlantı kirişleri ile bağlanan dolu perdeler olarak göz önüne alınır. Perdeler küçük ve orta şiddetteki depremlerde iyi dayanım ve rijitlik gösterdikleri halde büyük şiddetteki depremlerde enerji yutabilme kapasiteleri azdır (Özgen, 2000).

3.4.2.5. Eğik Elemanlar

Yatay yüklere karşı bir çerçeveyi desteklemek için birçok yol olmasına karşın, ilk olarak çapraz takviye sisteminin tercih edildiği çerçeveleri ifade etmek için eğik elemanlar terimi kullanılır. Bu elemanlar yapının rijitliğini arttırmak böylece yatay yer değiştirmeleri azaltmak amacıyla kullanılan kolon ve kirişlerle 90 dereceden farklı açı yapan elemanlardır. Yapıya betonarme perde duvarların eklenmesi, yapının ağırlığını ve dolayısıyla yapıya gelen deprem kuvvetlerini artırmaktadır. Bu artıştan kaçınmak ya da yapının ağırlığını arttırmadan rijitliğini ya da sünekliğini artırmak için diyagonal elemanlar konularak güçlendirme yapılmaktadır

3.4.2.6. Çekirdek Elemanlar

Bina kat adeti arttıkça yatay yükleri taşımakta çerçeveler yetersiz kalabilmektedir. Bu durumda yüksek yapılarda taşıyıcı sisteme betonarme perde gibi rijitliği yüksek elemanlar ilave etmek gerekmektedir. Eğer elemanlar kapalı bir kutu oluşturuyorsa buna çekirdek adı verilmektedir. Çekirdekler, yapılardaki asansör veya merdiven boşluklarının etrafı çevrilerek, aynı düzlem içinde bulunmayan boşluksuz ya da boşluklu perdelerle teşkil edilen elemanlardır.

3.4.2.7. Tüp Elemanlar

Tüpler yapıların dış cephelerine yerleştirilen sık kolonların rijit kirişlerle birleştirilmesi suretiyle meydana gelen, boşluklu duvar görünümünde, süneklikleri, burulma rijitlikleri ve yatay yük taşıma kapasiteleri yüksek dolayısıyla da çok yüksek yapıların inşasına imkan veren elemanlardır Yatay sistemde kapalı kutu şeklinde olan tüpleri oluşturan kolon aralıkları 1,0 - 3,0m arasında değişmekte bazı durumlarda 5,0 metreye-kadar,arttırılmaktadır.(Özgen,2000).

3.4.2.8. Kompozit Elemanlar

Kompozit elemanlar beton ya da betonarme ile çeliğin birlikte kullanıldığı bir malzemenin yetersizliğinin diğeriyle karşılandığı, böylece bu malzemelerin ayrı ayrı dayanım ve rijitliklerinden daha büyük değerlerin elde edilebilmesini sağlayan elemanlardır

3.4.2.9. Çerçeve Sistemler

Kiriş ve kolonların meydana getirdiği birden fazla çerçevenin birlikte kullanılmasıyla oluşturulan taşıyıcı sistemlerdir. Bu sisteme sahip az katlı yapıların maliyetleri düşük olduğu için Türkiye’de en yaygın uygulanan sistemlerdir Bunlar,ortogonal olmayan sistemler olarak iki sınıfta toplanabilmekte ve yatay yüklerin etkisinde fazla miktarda yer değiştirme yapabilmektedirler. Bu nedenle bu sistemlerdegenellikle gevrekkesme kırılmaları oluşmamaktadır.

(a) Bir ortagonal çerçeve sistem (b) Bir ortagonal olmayan çerçeve sistem.

(a) Ortagonal ve (b) Ortagonal olmayan çerçeve sistemler.Kat yüksekliği az, çok katlı yapılarda rijit çerçeve sistemler genellikle betonarme yapılıdır. Düğüm noktaları rijittir. Sistem sünek davranış gösterir. Yatay ötelenme gücü verilebilmesi gerekir. Bunun için kirişlerde sünek davranışın gerçekleştirilmesi gerekir, donatı, boyut, eksenel yük, çerçevelerin seçimi konularında proje tasarımı sırasında özel önlemler alınır. Deprem tehlikesinin az olduğu yerlerde sadece çerçeve sistemler yapılmalıdır.

3.4.3. Dolgu Duvar

Dolgu duvarlar tasarım sırasında, ikinci derece yapı elemanı olarak düşünülmektedir ve analizde karşılaşılan karmaşıklıktan dolayı hesaplarda nadiren dikkate alınmaktadır. Buna karşın, duvarların yapı davranışına etkileri, birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir. Yapılan araştırmalar göstermiştir ki dolgu duvarları yapının deprem davranışını büyük ölçüde etkilemektedir. Dolgu duvar yapının yanal rijitliğini büyük ölçüde artırmaktadır. Diğer taraftan, planda düzensiz yerleşiminden kaynaklanan burulma etkileri, yumuşak kat oluşması ve kısa kolon davranışı gibi olumsuz etkileri de vardır.

3.4.3.1. Dolgu Duvarların Etkileri

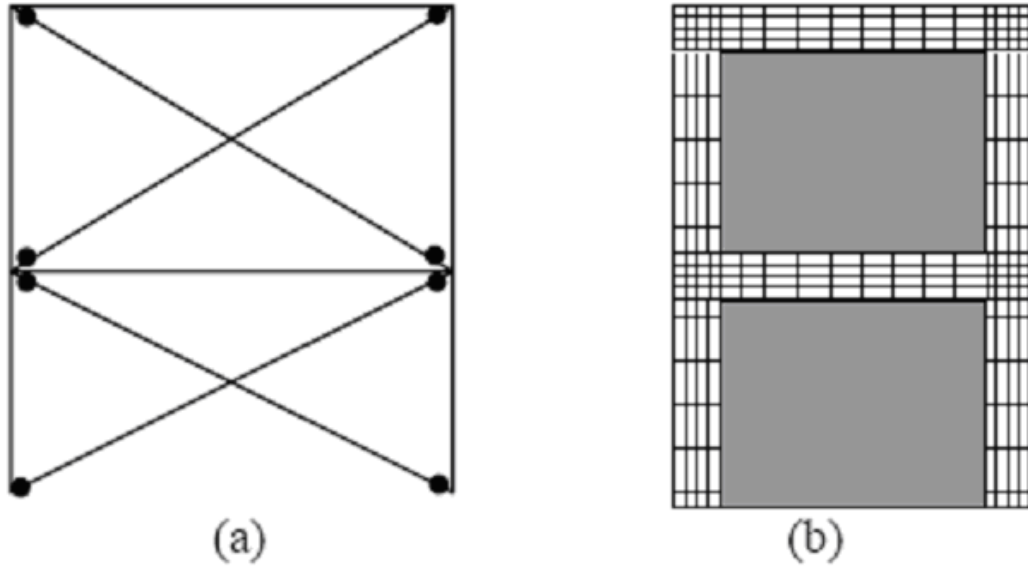
Dolgu duvarlar betonarme yapı sistemlerinde genellikle yapıyı bölümlere ayırmak için kullanılmaktadır. Bu duvarlar yapının çerçeve sisteminden sonra inşa edildiği için yapısal olmayan elemanlardır. Dolgu duvarlar, mimari fonksiyonları yerine getirmek amacıyla yapılmalarına karşın yapının yanal yük dayanımını da artırmaktadır. Dolgular dayanım ve rijitliklerinden dolayı yapı sisteminin dinamik davranışını da etkilemektedirler. Yapılan birçok çalışmada, dolgu duvarsız sistemlerin davranışı ile dolgu duvarlı sistemin davranışı arasında büyük farklılıklar bulunduğu belirtilmektedir. Başka bir deyişle, dolgular yapının yanal rijitliğini artırmaktadır. Yapı sisteminin kütledeki ve rijitliğindeki bu artıştan dolayı dinamik etkileri ve davranışı da değişmektedir. Son yıllarda yaşanan Erzincan, Düzce ve İzmit depremlerinde dolguların yapı dayanımına ve rijitliğine büyük ölçüde etkilediği görülmektedir (www.fenbilimleri.sdu.edu.tr, 2006).

Bununla birlikte, dolgu duvarlı yapıların modellenmesi ve deprem etkisindeki davranışının analizi, basit ve kolay değildir. Yapı sisteminin davranışı genellikle doğrusal olmadığından dolayı deneysel verilerle doğrulanmayan analitik yöntemlerle sistem davranışını çözümlmek hataları artıracaktır. Analizlerde dolguların etkilerini hesaba katma zorluğu aşağıdaki nedenlerden kaynaklanmaktadır .

- Malzeme özelliklerin değişken olması ve dolayısıyla dayanım ve şekil değiştirmelerin farklı olması;
- Dolgu elemanlarının çerçeve elemanlar ile etkileşimi;
- Yer hareketi sırasında hasarların büyük ölçüde düzensiz olması.

Genelde, dolgu duvarların yapının sismik davranışındaki etkileri aşağıdaki gibi sıralanabilir.

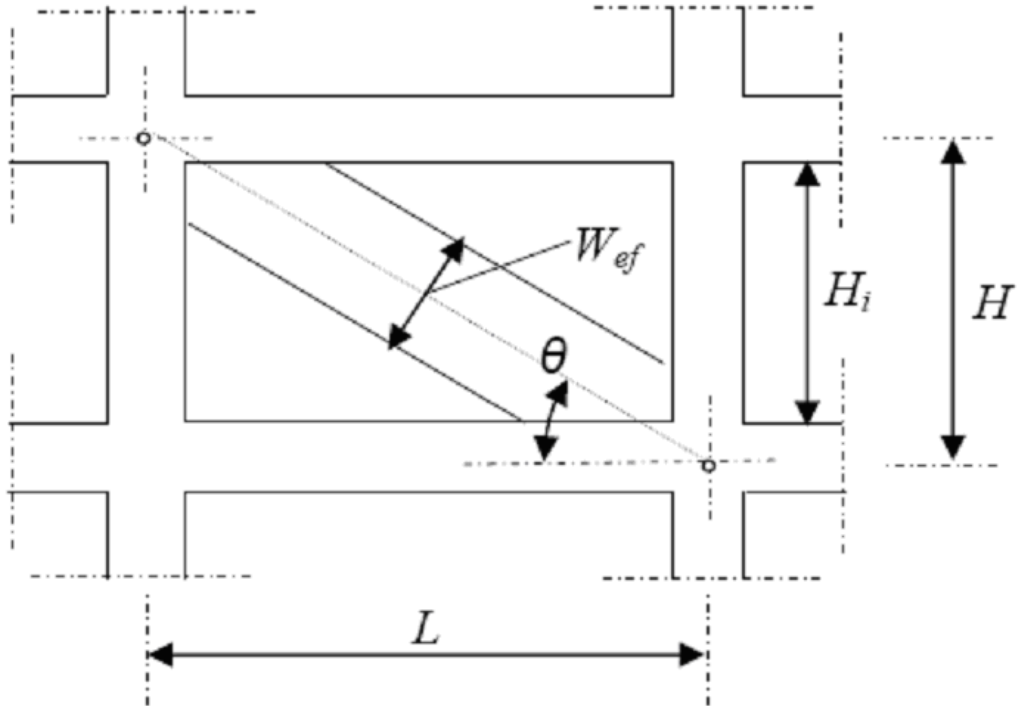
- Yapının rijitliğini artırır, yapı periyodu düşer ve bu nedenle yer hareketindeki taban kesme kuvvetlerini artırır,
- Planda ve düşeyde yapının yanıl rijitliğindeki dağılımını da değiştirir,
- Sismik hareketin bir kısmı dolgu duvarlar tarafından taşınır ve böylece yapı sisteminin yükü azalır.
- Yapının enerji yutma kapasitesini de oldukça artırır.



Şekil 3.14. Dolgu duvar modelleri (a) Diagonal eleman modeli, (b) Sürekli eleman modeli

3.4.3.2. Dolgu Duvarların Modellenmesi

Genellikle dolgu duvarlı sistemlerin analizinde, duvarlar Şekil 3.14. (a)'da görüldüğü gibi eşdeğer çubuk eleman olarak veya Şekil 3.14. (b)'deki gibi sürekli eleman olarak tanımlanır. Eşdeğer çubuk eleman yöntemin kullanımı basittir fakat gerçek davranışa yakınsaklığı sürekli eleman modeli kadar hassas değildir. Dolgu duvarların çubuk elemanlarla gösteriminde, doğrusal olmayan rijitliklerinin belirlenmesinde bazı zorluklar ortaya çıkmaktadır. Özellikle duvar içerisinde bulunan kapı ve pencerelerden dolayı diyagonal rijitliği değişmektedir. Ayrıca, duvar içinde göçme durumunun belirlenmesi de pek mümkün değildir. Sürekli eleman modelinde her bir sonlu elemanın özellikleri ile dolgunun doğrusal olmayan davranışı doğru olarak tanımlanır ve hem malzeme özellikleri hem de geometri özelliklerinde uygun değerler alınırsa kesin sonuçlar bulunabilmektedir. Fakat modelleme ve analiz çok karmaşıktır.



Şekil 3.15. Dolgu rijitliğinin hesabında kullanılan değerler

Şekil 3.15’de gösterilen donatısız duvar elemanın plandaki elastik rijitliği, genişliği W_{ef} olan eşdeğer diyagonal basınç çubuğu ile temsil edilmektedir. Kalınlığı duvar kalınlığına eşit olan çubuğun genişliği aşağıdaki gibi verilmektedir.

$$W_{ef} = 0.175(\lambda_h H)^{-0.4} \sqrt{H^2 + L^2} \quad (3.100)$$

burada;

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_i \sin 2\theta}{4E_c I_c H_i}} \quad (3.101)$$

H ve L çerçeve elemanların yüksekliği ve eni, E ve E_i kolon ve diagonal elemanların elastisite modülü, t dolgu panelin kalınlığı, θ eşdeğer basınç çubuğunun yatayla yaptığı açı, I_c kolon elmanın atalet momenti $\frac{bh^3}{12}$ ve H_i panelin yüksekliğidir. Duvarların gösterimi için basitliği nedeniyle eşdeğer diyagonal eleman modeli seçilmiştir.

3.4.4. Orantılı Binalar

Bu binalarda ilk olarak bir çeşit yanal takviye sistem kullanılır: Ya eğilme elemanları (kesme duvarlar veya çekirdek elman) ya da eğilme çerçeveler. İkinci, binanın tüm katlarındaki eğilme elemanları ve çerçeveleri aynı rijitliğe sahipler. Yani bu elemanların rijitliği yüksekliğe göre sabittir. Orantılı kesme duvarlardan oluşan orantılı binalarda katların rijitlik merkezi ve kesme merkezi, eğilme rijitlik merkezi üzerindedir. Orantılı eğilme çerçeveye sahip orantılı binalarda ise katların kesme merkezi ve rijitlik merkezi, kesme rijitlik merkezi üzerindedir (Lam, 1997 ; Stafford Smith, 1991; Yoon, 1995).

3.4.5. Eğilme Konsol Kirişin Titreşim Davranışı

Eğilme binalarda, sistemin davranışını denk olarak burulma ve eğilme rijitliğe sahip bir eğilme kirişe benzer olarak dikkate alabiliriz. Kiriş boyu sabit olarak eğilme rijitliği (EI) ve uzunluk birimi($\bar{m}$) bir konsol kirişi göz önünde bulundurulursa, o zaman böyle bir kirişin doğal titreşim frekansları aşağıdaki gibi olur.

$$w_1 = C_i \sqrt{\frac{EI}{\bar{m}L^4}} \quad (3.102)$$

L : Kirişin boyu

i : İstenilen modun numarası

C_i : katsayısı çeşitli modlar için değişiyor.

$C_i = 3.5160, 22.034, 616972, \dots$

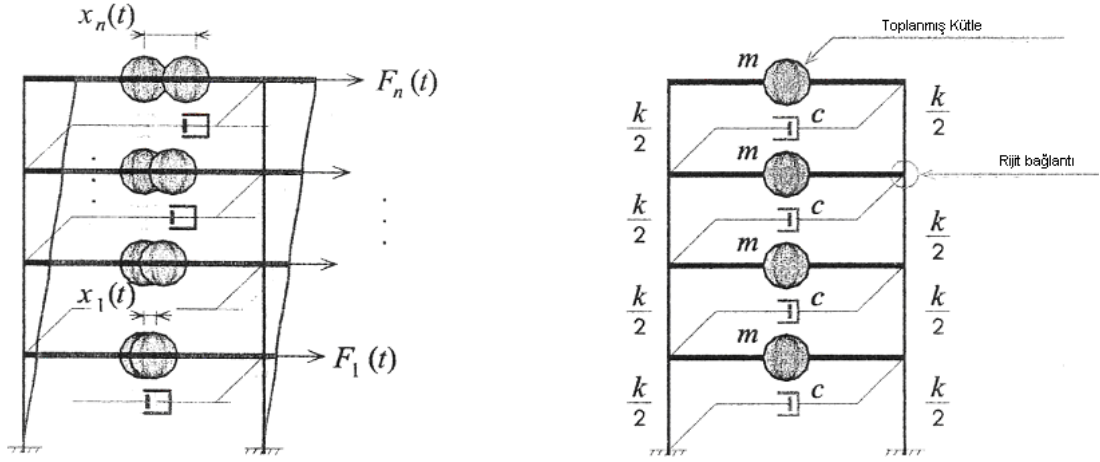
2. ve 3. modun frekanslarının 1. moda göre oranı (1. modun periyodunun 2. ve 3. modların periyoduna göre oranı) aşağıdaki gibidir (Paz, 1997).

$$\frac{f_2}{f_1} = \frac{T_1}{T_2} = 6.3$$

$$\frac{f_3}{f_1} = \frac{T_1}{T_2} = 17.5 \quad (3.103)$$

3.4.6. Kesme Tipi Binanın Davranışı

Eğer eğilme bir çerçevede kirişler eksenel açıdan rijit hemde eğilme açıdan yatay düzlemde rijit olursa veya bir başka deyişle bir binada kirişler kolonlara göre daha rijit olup, sistemin kütlesi katlarda toplanmışsa o zaman sistem bir kesme tipi bina olarak tanımlanır.



Şekil 3.16. Kesme tipi bina.

Özel halde, döşemelerin kütlesi ve katların rijitliği eşit olan N katlı kesme tipi bir binanın doğal titreşim periyotları parametrik olarak aşağıdaki formülden elde Edilir (Thomson, 1965).

$$\omega_i = 2\sqrt{\frac{k}{m} \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)} \quad (3.104)$$

ω_i : i. modun doğal titreşim periyodu

Farklı modlar için $\frac{\beta}{2}$ değerleri aşağıdaki gibidir:

$$\frac{\beta}{2} = \frac{\pi}{2(2N+1)}, \frac{3\pi}{2(2N+1)}, \frac{5\pi}{2(2N+1)}, \dots, \frac{(2N-1)\pi}{2(2N+1)} \quad (3.105)$$

Böylece 2., 3., 4., ... modların 1.ci moda göre doğal titreşim frekansının oran değerleri, sırasıyla 3,5,7,...,2N-1'e eşit olacaktır. Elde edilen bu oran değeri, yapı sisteminin davranışının eğilme ya da kesme davranışına benzerliğinin bir göstergesidir (Chopra, 1995; Li, 1997) .

3.4.7. Rijitlik Merkezi

Rijitlik merkezi düşey taşıyıcı elemanlarda, yatay yüklerden (rüzgar, deprem) dolayı oluşan kesme kuvvetlerinin bileşkesinin etkidiği nokta olarak tanımlanır. Rijitlik merkezinin x_R ve y_R koordinatları aşağıdaki bağıntılar yardımı ile hesaplanabilir:

$$x_R * \sum (\bar{k}_x * \sin^2 j + \bar{k}_y * \cos^2 j) - y_R * \sum [(\bar{k}_x - \bar{k}_y) * \sin f * \cos f] = \sum [e_x * (\bar{k}_x \sin^2 f + \bar{k}_y \cos^2 f) - e_y (\bar{k}_x - \bar{k}_y) * \sin f * \cos f] \quad (3.106)$$

$$- x_R * \sum (\bar{k}_x - \bar{k}_y) * \sin f * \cos f + y_R * \sum (\bar{k}_x \cos^2 f + \bar{k}_y \sin^2 f) = \sum [-e_x * (\bar{k}_x - \bar{k}_y) * \sin f * \cos f + e_y * (\bar{k}_x \cos^2 f + \bar{k}_y \sin^2 f)] \quad (3.107)$$

Bu bağıntılarda e_x ve e_y ; sırasıyla ilgili elemanın ağırlık merkezinin x ve y koordinatlarıdır. k_x ve k_y ise düşey taşıyıcı elemanların kendi asal eksenlerine göre yanal öteleme rijitlikleri olup,

$$\bar{k}_x = 12 * E * \bar{I}_y / L^3 \text{ ve } \bar{k}_y = 12 * E * \bar{I}_x / L^3 \text{ bağılantılarından hesaplanır.}$$

ϕ açısı elemanın asal eksenleri ile rijitlik merkezi hesabı için seçilen global eksen takımı arasındaki açıdır. Matris formunda (3.106) ve (3.107) bağıntıları daha kısa formülle yazılırsa:

$$\begin{aligned} k_{11} * x_R - k_{12} y_R &= b_1 \\ -k_{21} * x_R + k_{22} y_R &= b_2 \end{aligned} \quad (3.108)$$

Matris olarak yazarsak;

$$\begin{bmatrix} k_{11} - k_{12} \\ -k_{21} k_{22} \end{bmatrix} * \begin{Bmatrix} x_R \\ y_R \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} b_1 \\ b_2 \end{Bmatrix} \quad (3.109)$$

3.4.8. Burulma

Eski depremlerdeki tecrübelerle dayanarak yapı sistemlerinin analizinde burulma hareketleri önemli yere sahiptir. Burulmanın nedeni moment olarak bilinir. Momente sebep olan ise çift kuvvettir. Çift kuvvet yapı sisteminde, döşeme kütlelerini etkileyen iki kuvvetten biri yanal takviye sistemden kaynaklanan elastik kuvvet, diğeri ise atalet kuvvetidir. Elastik ve atalet kuvvetlerinin tek bir noktayı etkilemediği durumda çift kuvvet oluşarak döşemenin dönmesine sebep olur (Lam, 1997., Tso, 1990)

3.4.9. Binada Kütle ve Rijitlik Merkezlerinin durumuna göre Serbest Titreşim

- Kütle ve rijitlik merkezleri çıkışarak bir dikey doğru üzerinde

Eğer bütün katların kütle ve rijitlik merkezleri üst üste gelerek bir dikey doğru üzerinde ise, binanın titreşim modlarının doğrultusu hemde serbest titreşim doğrultusu, binanın asal eksenleri doğrultusuyla aynıdır. Eğer böyle bir bina asal eksenleri doğrultusunda veya burulma eksenini etrafında harekete zorlanırsa, (başlangıç yer değiştirme veya ani yükle) o zaman binanın serbest titreşimi, yalnız harekete zorlanan yönde gerçekleşecek ve kayma modlarında düzlem üzerinde olup, binanın burulma modlarında, rijitlik merkezlerinden geçen bir dikey eksenini etrafında, burulma serbest titreşimleri şeklinde ortaya çıkacaktır. Böyle bir binada bu eksen, binanın burulma eksenini olarak düşünülebilir. Çünkü bütün döşemelerin dönme eksenidir.

- Kütle ve rijitlik merkezleri çıkışmamakta ve katlarda sabit pozisyonları var .

Şekil 3.17’de görüldüğü gibi tüm katların rijitlik merkezleri bir doğrultuda

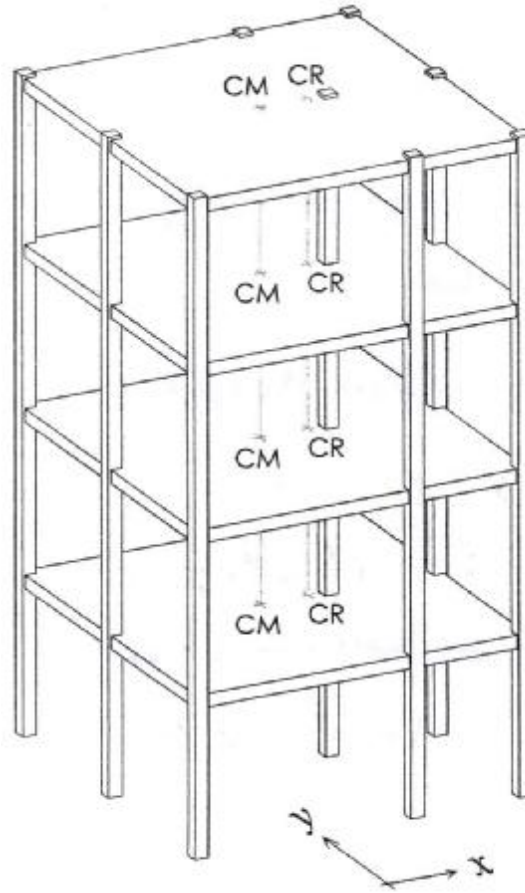
ama kütle merkezleri başka doğrultudadır ve iki doğru üst üste gelmemektedir Bu durumda elastik ve atalet kuvvetlerinden dolayı sistemde burulma momenti oluşur. Elastik kuvvet rijitlik merkezini ve atalet küveti kütle merkezini etkiler. Eğer bina asal bir eksen doğrultusunda (örneğin y yönde) harekete zorlanırsa, binanın titreşimi yalnız harekete zorlanan yönde sınırlı kalmaz belki ilave olarak binanın dikey eksen etrafında (burulma titreşimler) ya da 3 yönde(burulma yönü ve asal iki eksen yönleri) titreşim yapar. Bir veya iki asal eksen doğrultusunda, kütle ekseninin rijitlik eksenine göre sapması aşağıdaki durumları ortaya çıkarabilir.

-Bir Doğrultuda

Şekil 3.17’de eğer bina y doğrultusunda titreşime zorlanırsa, sistemin kütle merkezini etkileyen atalet kuvvetlerinden dolayı döşemeler, dikey eksen etrafında dönmeye başlar. Bundan dolayı, y doğrultuda sistemin serbest titreşimi burulma bileşene sahip olacaktır. Eğer sistem x doğrultuda titreşime zorlanırsa, serbest titreşim diğer iki yönden bağımsız olarak ortaya çıkar. Aslında y doğrultuda, merkezden sapma olmadığından dolayı hareketler girişimli olmamıştır. Bu durumda ilk 3 titreşim modundan biri yalnız x doğrultusunda ve diğer iki modu ise hem y doğrultuda (kayma) ve hem burulma yönde bileşenleri vardır. İki veya üç doğrultuda bileşenleri olan modlara girişimli modlar ve bu durumda Modal Girişim (Modal Coupling) denilir.

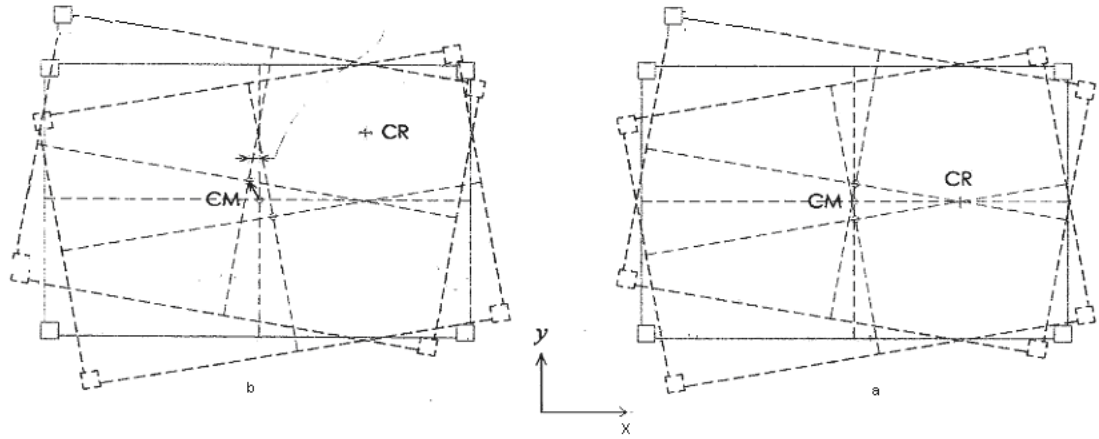
-Dışmerkezlik İki Doğrultuda

Böyle bir sistemin tüm titreşim modları 3 boyutlu olarak her üç yönde bileşenleri bulunur. Bu durumda eğer bina asal eksenler doğrultusunda veya burulma eksen etrafında titreşime zorlanırsa, sistemin serbest titreşim sadece titreşime zorlanan yönde sınırlı kalmaz.



Şekil 3.17. Binanın perspektifi –kütle ve rijitlik merkezleri çakışmayan dikey doğrular üzerinde X doğrultuda merkezden sapma (Milani, 2003).

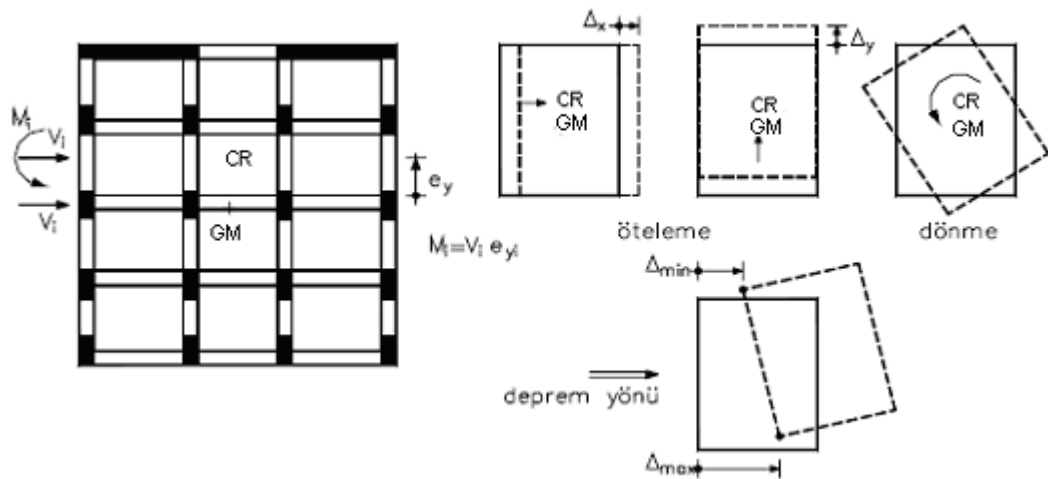
Rijitlik ve kütle merkezlerinin çakışmadığı tek katlı bir binanın planı Şekil 3.18.1’de gösterilmektedir. Bu bina çok katlı bir binanın basitleştirilmiş hali olarak düşünülebilir. (a) merkezden sapma sadece bir doğrultuda (b) merkezden sapma iki doğrultuda. Şekil 3.18.2’de ise rijitlik ve kütle merkezi deprem kuvvetinin planda etkimesini göstermektedir.



Şekil 3.18.1. Döşemenin rijitlik merkezi etrafında dönmesi

(a) $\begin{cases} e_x \neq 0 \\ e_y = 0 \end{cases}$

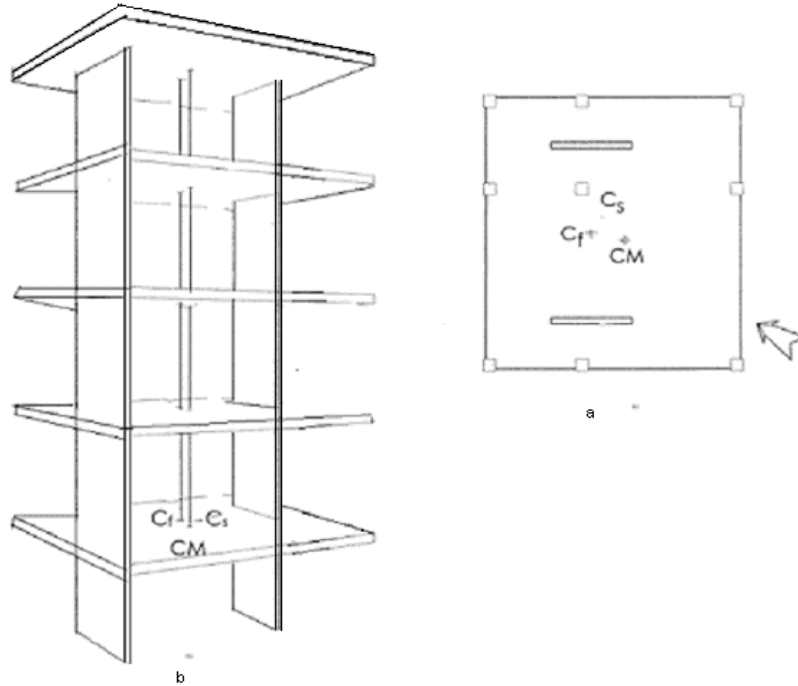
(b) $\begin{cases} e_x \neq 0 \\ e_y \neq 0 \end{cases}$



Şekil 3.18.2. Rijitlik ve kütle merkezi deprem kuvvetinin planda etkimesi

3.4.10. Orantısız Bina

(Şekil 3.18.)’de duvarlardan ve eğilme çerçevelerden oluşan orantısız bir bina gösterilmektedir. Yüksekliğe göre tüm çerçevelerde ve kesme duvarlarda rijitlik değişim oranı eşittir. Binanın orantısızlığı, binada iki tür takviye sistemin (çerçeve ve duvar) kullanılmasından kaynaklanıyor. Şekilde görüldüğü gibi tüm katlarda çerçevelerin kesme rijitlik merkezinin pozisyonu ve duvarların eğilme rijitlik merkezinin pozisyonu aynıdır ve bu noktalar binanın yüksekliği boyunca bir dikey eksen üzerindedir.



Şekil 3.19. Çerçeve ve duvarlardan oluşan orantısız bina

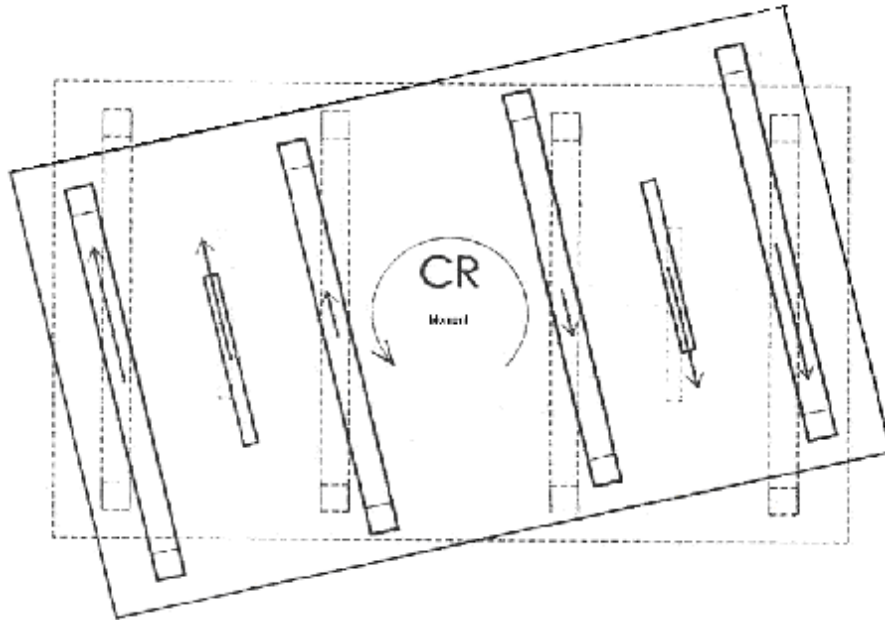
a) plan b) perspektif

C_f eğilme rijitlik merkezleri ve C_s kesme rijitlik merkezleri ve katların kütle merkezleri yapının yüksekliğine göre sabittir.

3..4.11. Yapı Sisteminde Burulma

Yanal deformasyonlara karşı binanın buruluma mukavemeti çerçeveler ve duvarların gösterdiği mukavemetten kaynaklanır. Şekil 3.19'da burulma mukavemetinin oluşum nedeni çerçeve ve duvarların elastik kuvvetinin yanal bileşenlerinin rijitlik merkezinden geçen eksen etrafındaki burulmaya karşı koyduğu momenttir.

Yanal takviye elemanların burulma ekseninden uzaklaştıkça, binanın burulma mukavemeti artar. O haldeki yanal takviye elemanlarının yer değiştirmesi yanal takviyede değişime neden olmaz. Bundan dolayı binanın kayma mod periyodunun burulma mod periyoduna göre oranı, bina planındaki yanal takviye elemanlarının dağılım indeksi olarak bilinmektedir (Li, 1997). Genelde burulma modların periyodu, kayma modların periyodundan kısadır. Bundan dolayı bu oran değeri genelde birden büyüktür. Bu oran değeri yanal takviye elemanlarının binanın rijitlik merkezi etrafında yoğunlaştıkça, azalır.



Şekil 3.20. Yapı sistemindeki döşeme burulması

3.4.12. Binalar Üzerinde Uygulanan Dinamik Deneylerin Çeşitleri

3.4.12.1. Serbest Titreşim Yöntemi

Bu yöntemde, yapıya başlangıç yer değiştirme ya da başlangıç hız (ani yük) uygulamasıyla titreşime zorlanır. Bir füzenin atışından kaynaklanan tepki kuvveti, binanın başlangıç hareketini sağlayabilir ya da şiddetli bir patlamayla, suni hafif depremler oluşturup yapıyı titreşmeye zorlayabilir. Bu yöntem su barajlarında kullanılır. Binanın hareketlendirmesi için binaya bağlı bir vinçte kullanılabilir (Hudson, 1970; Maciag , 1986; Glanville,1996). Bu yöntemde direk olarak şok tepki fonksiyonu elde edilir. Bu fonksiyondan binanın sönüm değerini veya doğal titreşim periyotlarını elde etmek mümkündür.

3.4.12.2. Zorlanmış Titreşim Deneyi Yöntemi

Bu yöntemde yapı titreşime zorlanır. Bu iş titreşime zorlayan binaya bağlı bir cihazla yapılır. Bu cihaz ters yönde dönen iki ağırlıktan (counter-rotating weights) oluşmaktadır (Chopra, 1995; Hudson, 1970).

3.4.12.3. Çevresel Titreşimler Deneyi Yöntemi

Bu yöntem basit, ucuz ve güvenli olduğundan dolayı yapı dinamik deneylerde sıkça kullanılır. Çeşitli yapıların dinamik özelliklerini küçük titreşim sınırları içerisinde (yapının elastik sınırları) inceleyerek bu yöntemin kullanımıyla sağlam sonuçlar elde etmek mümkündür. Bu yöntemde, bina doğal dış yüklerle titreşime zorlanır ve belli cihazlarla (sensor, amplifayer, bilgisayar) sinyaller alınır ve üzerinde analiz yapıldıktan sonra binanın doğal periyotları elde edilir. Binayı etkileyen kuvvetler, binanın var olduğu ortamdan kaynaklandığı için binanın bu yüklere karşı tepkisi, binanın çevresel titreşimleri olarak adlandırılır. Bu titreşimlerin kaynağı belli olmayan çevresel titreşimlerdir . Bu yüklerin kaynağı çeşitli etkenler, örneğin rüzgar, binanın oturduğu zeminden meydana gelen küçük titreşimler (micro-tremors), bina

içindeki etkenler örneğin insanlar ve makinelerdir (Ward, 1996).

3.5. Çevresel Titreşimler Yöntemiyle Binaların Dinamik Özelliklerinin Değişiminin İncelenmesi

Bu incelemede teorik olarak toplam 107 adet betonarme ve çelik bina üzerinde yapılan çevresel titreşimler yöntemiyle, bunların arasından 74 binanın güvenilir sonuçlara sahip olduğundan dolayı dikkate alınmıştır. Betonarme binaların kat sayısı 5-17, ortalama yüksekliği 37.4 metre ve çelik binaların kat sayısı 5-27, ortalama yüksekliği 30.5 metredir. Çizelge 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, 3.6'da binalar üzerinde yapılan deney sonuçları toplanmıştır (Milani, 2003. 83-89). Bu bölümde Çizelgelerdeki veriler üzerinde yapılan analiz ve karşılaştırmalar yapıların dinamik özelliklerinin titreşimlere göre değişimini göstermektedir. Çizelgelerdeki bilgiler grafiklerde veriler olarak, X doğrultusunda binaların yükseklik değerleri ve Y yönünde doğal titreşim periyotları olarak gösterilmektedir. Bilindiği gibi yükseklik faktörü binaların doğal titreşim periyodunun ölçümünde en önemli etkenlerden biri olarak bilinmektedir

Binaların doğal titreşim periyodu BOCA-87 ATC3-06 ve UBC-97 şartnamelerine göre $T = \alpha H^\beta$ formülünden elde edilmiştir (Goel,1997).

T : Doğal titreşim periyodu

H = Bina yüksekliği

Deneylerden elde edilen veriler için $T = \alpha H^\beta$ bağıntısı, doğru denklemine dönüştürülerek lineer regresyon yöntemiyle incelenmelidir. Bundan dolayı:

$$\text{Log}(T) = \log(\alpha) + \beta \log(H)$$

α ve β veriler üzerinde yapılan regresyon analiz sonuçlardan elde edilmiştir. α ve β değerleri aşağıdaki Çizelgede gösterilmektedir.

Bina Çişidi	Yanal Takviye Sistemi	Veri Nokta Sayısı	Oto korelasyon	Regresyon analizinden elde edilen değerler	
				α	β
Betonarme	ikili	40	0.90	0.028	0.84
	eğilme çerçeve	28	0.90	0.032	0.82
Çelik	ikili	18	0.89	0.014	1.06
	eğilme çerçeve	10	0.87	0.020	1.02
	çapraz takviye	27	0.42	0.044	0.72

Çizelge 3.1. Regresyon analizinin özeti

Hatırlatmak gerekiyor ki analizde tamamlanmamış binlar için ağırlık katsayısı (0.7-0.9) olarak dikkate alınmıştır.

3.5.1. Çizelgeler

3.5.1.1. Çizelgelerde Bazı Açıklamalar

- Betonarme Binalarda yapı Sistemi:

- İkili: Yanal takviye sistemi eğilme çerçeveler ve betonarme kesme duvarlardan oluşmaktadır.

- Çerçeve: Yanal takviye sistemi yalnız betonarme eğilme çerçeveden ibarettir.

-Duvar: Yanal takviye sistemi betonarme kesme duvardan oluşmaktadır.

- Çelik Binalarda yapı sistemi:

- Çapraz: Yanal takviye sistemi yalnız çelik çaprazlardan oluşmaktadır.

- İkili: Yanal takviye sistemi eğilme çerçeveler ve çelik çaprazlardan oluşmaktadır

Sıra NO:	Bina NO:	Kat Sayısı Bodrum Kat Adedi	Zeminden Çatıya yüksek.(m)	Boyutlar		Yapı sistemi		1. Modun Periyodu (Saniye)			2. Modun Periyodu (Saniye)			Binanın Teknik Bilgileri		Binanın durumu	Ek Bilgiler
				X-yönü	Y-yönü	X-yönü	y-yönü	X-yönü	Y-yönü	Burulma	X-yönü	Y-yönü	Burulma	Kaynak	Güvenilir derece		
1	1	14/0	47/3	28/5	27/0	ikili	ikili	0.78	0.84	0.74	0.26	0.267	0.244	a	1	Tamamlanmış	
2	2	10/0	32/7	23/6	23/6	ikili	ikili	0.42	0.45	-	-	-	-	a	1	Yerleşik	
3	3	8/0	26/2	23/6	23/6	ikili	ikili	0.33	0.31	-	-	-	-	a	1	Yerleşik	
4	5	7/0	22/6	22/5	22/5	ikili	ikili	0.43	0.43	-	0.127	0.127	-	a	1	Yerleşik	
5	6	5/0	16/1	22/5	22/5	ikili	ikili	0.29	0.32	-	-	0.094	-	a	1	Yerleşik	
6	7	15/1	45/7	27/2	17/2	çerçeve	ikili	0.69	0.68	0.52	0.223	0.210	-	a	1	Yerleşik	
7	9	6/0	19/5	20/1	16/3	ikili	ikili	0.33	0.32	-	-	-	-	a	1	Yerleşik	
8	10	11/0	52/6	30/7	18/1	çerçeve	çerçeve	0.96	0.87	0.68	0.272	-	-	a	2	Yerleşik	
9	23	12/0	38/5	38/5	37/7	ikili	ikili	0.72	0.61	0.67	0.217	0.190	-	a	1	Tamamlanmamış	Kat döşemeleri yapılmamış
10	24	12/0	38/5	22/7	21/9	çerçeve	çerçeve	0.69	0.70	0.61	0.242	0.235	0.225	a	1	Tamamlanmamış	Kat döşemeleri yapılmamış
11	25	12/0	38/5	22/7	21/9	çerçeve	çerçeve	0.76	0.72	0.60	0.270	0.250	0.224	a	1	Tamamlanmamış	8. Kata kadar Döşemeleri Yapılmış
12	28	12/0	38/5	22/7	21/9	çerçeve	çerçeve	0.76	0.78	0.63	0.257	0.262	0.225	a	1	Tamamlanmış	
13	30	7/0	22/7	29/1	27/2	ikili	ikili	0.36	0.33	0.37	-	-	-	a	1	Tamamlanmış	
14	31	13/1	42/3	32/4	32/0	çerçeve	çerçeve	0.71	0.73	0.65	0.232	0.229	0.216	a	2	Yerleşik	
15	33	9/1	30/3	24/2	24/2	çerçeve	çerçeve	0.45	0.45	-	0.160	-	-	a	1	Yerleşik	
16	40	6/1	27/0	28/8	21/6	çerçeve	çerçeve	0.55	0.50	0.36	0.199	-	-	a	1	Tamamlanmış	

Çizelge 3.2. İncelenmiş örnek betonarme binaların dinamik özellikleri

Sıra No:	Bina NO:	Kat sayısı Bodrum kat sayısı	Zeminden çatıya yükseklik (m)	Boyutlar		yapı sistemi		1. Modun periyodu (saniye)			2. Modun periyodu (saniye)			Binanın teknik bilgileri		Bina durumu	Ek Bilgiler
				X-yönü	Y-yönü	X-yönü	Y-yönü	X-yönü	Y-yönü	Burulma	X-yönü	Y-yönü	Burulma	kaynak	Güvenilir derece		
17	43	8/1	24/9	30/2	2/6-10/2	ikili	ikili	0.61	0.43	0.30	0.164	0.139	—	a	1	Tamamlanmış	
18	45	14/0	48/4	26/0	23/7	ikili-ağırlıklı olarak duvar		0.61	0.61	0.70	0.168	0.172	0.220	a	1	Tamamlanmamış	
19	44	12/0	41/7	22/2	20/1	ikili-ağırlıklı olarak duvar		0.51	0.51	0.55	0.141	0.141	0.167	a	1	Tamamlanmamış	tamamlanmak üzere
20	46	12/0	41/7	22/2	20/1	ikili-ağırlıklı olarak duvar		0.52	0.54	0.60	0.143	0.147	0.182	a	1	Tamamlanmamış	döşemeler tamamlanmamış
21	53	7/0	23/1	31/3	22/5	çerçeve	çerçeve	0.48	0.36	0.278	0.182	0.141	—	b	2	Tamamlanmış	
22	55	7/0	23/1	22/0	15/0	çerçeve	çerçeve	0.30	0.40	0.35	0.105	0.147	—	b	2	Tamamlanmış	
23	60	18/2	62/1	35/4	15/8	ikili	ikili	0.91	1.12	0.81	0.263	0.292	0.233	a	1	Tamamlanmamış	iç partişenler 6.ci kata kadar tamamlanmış döşemeler yapılmamış
24	61	18/2	62/1	35/4	15/8	ikili	ikili	0.86	1.09	0.72	0.250	0.281	—	a	1	Tamamlanmış	
25	62	9/1	26/3 30/2	44/0	27/5	çerçeve	çerçeve	0.51	0.55	0.43	0.170	0.182	—	a	1	Yerleşik	
26	68	14/-	45/1	15/5	14/3	ikili	ikili	0.68	0.86	0.46	0.182	0.271	—	a	1	Tamamlanmış	
27	69	14/-	45/1	15/5	14/3	ikili	ikili	0.68	0.85	0.44	0.185	0.284	—	a	1	Tamamlanmış	
28	72	5/var	17/2	20/3	17/3	çerçeve	çerçeve	0.32	0.39	0.26	0.100	0.121	—	a	1	Yerleşik	
29	77	11/1	37/2	dikdörtgen değil		ikili	ikili	0.79	0.61	0.57	0.154	0.176	0.242	a	1	Tamamlanmamış	döşemelerdeh
30	83	11/1	37/5	16/5	14/0	çerçeve	çerçeve	0.54	0.76	0.382	0.161	0.236	—	a	1	Tamamlanmamış	
31	87	12/0	41/0	19/0	14/0	ikili	ikili	0.68	0.90	0.43	—	0.260	—	a	1	Tamamlanmış	

Çizelge 3.3. İncelenmiş betonarme binaların dinamik özellikleri

Sıra NO:	Bina NO:	Kat Sayısı Bodrum Kat Adedi	Zeminden Çatıya y yükseklik (m)	Boyutlar		Yapı sistemi		1. Modun periyodu (saniye)			2.Modun Periyodu (saniye)			Binanın Teknik Bilgileri		Bina durumu	Ek Bilgiler
				x-yönü	y-yönü	x-yönü	y-yönü	x-yönü	y-yönü	Burulma	x-yönü	y-yönü	Burulma	kaynak	Güvenilir derece		
32	88	22/1	75/5	32/2	29/0	ikili	ikili	1.11	1.02	0.92	0.35	0.32	–	a	1	Tamamlanmış	
33	89	22/1	75/5	32/2	29/0	ikili	ikili	1.20	1.09	1.01	0.37	0.319	0.338	a	1	Tamamlanmamış	Döşemeler tamamlanmamış
34	90	23/2	78/9	32/2	29/0	ikili	ikili	1.26	1.11	1.01	0.385	0.338	0.352	a	1	Tamamlanmamış	Tamamlanmak üzeredir
35	91	22/1	69/2	49/8	21/8	duvar	duvar	0.80	0.97	–	0.249	0.242	–	a	1	Yerleşik	
36	97	10/1	34/0	14/0	9/0	ikili	ikili	0.41	0.52	–	0.313	–	–	a	1	Tamamlanmamış	Döşemeler yapılmamış
37	98	10/1	34/0	12/0	10/0	çerçeve	çerçeve	0.45	0.46	0.388	–	0.164	–	a	3	Yerleşik	
38	102	9/0	32/1	18/0	12/0	ikili	ikili	0.39	0.59	0.326	–	0.195	–	a	2	Tamamlanmamış	Kat döşemeleri yapılmamış
39	103	17/var.	69	dikdörtgendeğil		ikili	ikili	0.96	0.92	0.79	0.32	0.262	0.220	a	3	Yerleşik	
40	104	7/0	23/7	42/7	14/8	çerçeve	ikili	0.415	0.393	0.344	–	–	–	a	1	Yerleşik	
41	105	6/0	19/4	38/5	15/0	çerçeve	çerçeve	0.463	0.442	0.403	0.149	0.147	0.130	a	1	Tamamlanmış	
42	107	5/0	17/6	27/4	13/8	çerçeve	çerçeve	0.370	0.292	0.262	–	0.093	–	a	1	Tamamlanmış	

Çizelge 3.4. İncelenmiş betonarme binaların dinamik özellikleri

3. MATERYAL ve METOD

Bahman MOSTAFAZADEH

Sıra NO:	Bina NO:	Kat Adedi Bodrum Kat Adedi	Zeminden çatıya yükseklik (m)	Boyutlar		yapı Sistemi		1. Modun periyodu (saniye)			2. Modun periyodu (saniye)			Binanın Teknik Bilgileri		Bina Durumu	Ek Bilgiler
				X-yönü	y-yönü	X-yönü	Y-yönü	X-yönü	Y-yönü	Burulma	X-yönü	y-yönü	Burulma	kaynak	Güvenilir derece		
1	17	5/0	15/3	14/3	12/6	çapraz	çapraz	0.403	0.333	–	0.139	0.108	–	a	1	Tamamlanmış	
2	18	5/0	15/3	12/5	12/4	çapraz	çapraz	0.42	0.31	–	0.128	0.097	–	a	1	Tamamlanmamış	kat döşemeleri ,dış duvarlaugulanmamış
3	20	5/0	15/3	18/5	13/2	çapraz	çapraz	0.33	0.33	0.233	0.115	0.109	0.079	a	1	Tamamlanmamış	
4	26	5/0	17/5	18/0	12/0	çapraz	çapraz	0.309	0.341	–	–	–	–	b	2	Tamamlanmış	
5	32	5/0	16/0	15/5	9/2	çapraz	çapraz	0.413	0.326	0.249	0.136	0.102	–	b	1	Tamamlanmış	kat döşemeleri uygulanmamış
6	36	6/0	21/2	18/0	13/0	çapraz	çapraz	0.44	0.56	0.333	–	–	–	a	2	Tamamlanmış	
7	52	7/1	32/0	33/0	23/0	ikili	çerçeve	0.48	0.69	0.435	0.138	0.226	–	b	1	Tamalanmaış	
8	57	12/2	38/4	–	–	ikili	çerçeve	0.75	0.90	–	0.238	0.272	–	c	3	Yerleşik	
9	58	9/-	27/0	27	12	ikili	çerçeve	0.275	0.52	–	–	0.167	–	b	1	Tamamlanmış	
10	65	6/var	12/6	23/9	12/5	çerçeve	ikili	0.28	0.21	–	–	–	–	a	1	Tamamlanmış	
11	66	14/1	42/4	20/8	13/8-22/0	çerçeve	çerçeve	1.12	0.87	0.56	0.375	–	–	a	1	Tamamlanmış	
12	67	14/1	42/4	20/8	17/5	çerçeve	çerçeve	1.12	0.81	0.535	0.375	0.260	–	a	1	Tamamlanmış	
13	70	7/1	23/0	21/0	11/6	çapraz	ikili	0.31	0.53	0.287	–	0.179	–	a	1	Tamamlanmamış	kat döşemeleriuygulanmamış
14	71	19/5	70	40/0	21/3	ikili	ikili	1.59	1.63	1.47	0.535	0.515	0.485	b	2	Tamamlanmış	
15	73	8/1	25/8	18/0	10/0	ikili	ikili	0.36	0.47	0.286	–	–	–	b	2	Yerleşik	
16	75	11/1	34/7	24/3	21/2	ikili	ikili	0.53	0.52	0.42	0.167	0.169	0.143	a	1	Tamamlanmış	

Çizelge 3.5. İncelenmiş çelik binaların dinamik özellikleri

Sıra NO:	Bina NO:	Kat Sayısı Bodrum Kat Sayısı	Zeminden Çatıya yükseklik (m)	Boyutlar		Yapı Sistemi		1. Modun Periyodu (saniye)			2. Modun Periyodu (saniye)			Binanın Teknik Bilgileri		Bina durumu	Ek Bilgiler
				X-yönü	Y-yönü	X-yönü	Y-yönü	X-yönü	Y-yönü	Burulma	x-yönü	y-yönü	Burulma	kaynak	Güvenilir derece		
17	76	20/4	55/0	49/0	16/4	ikili	ikili	0.93	1.16	1.00	0.306	0.346	0.30	a	1	Tamalanmış	
18	78	5/0	15/3	15/2	8/0	çapraz	çapraz	0.30	0.35	0.260	-	-	-	a	1	Tamalanmış	
19	79	6/0	18/4	22/2	17/0	çapraz	çapraz	0.32	0.32	-	-	-	-	a	1	Tamalanmış	
20	80	5/0	15/0	22/7	20/7	çapraz	çapraz	0.28	0.31	-	-	-	-	a	1	Yerleşik	
21	81	5/0	15/2	30/6	12/7	çapraz	çapraz	-	0.28	-	-	-	-	a	1	Yerleşik	
22	82	5/0	15/2	12/8	12/5	çapraz	çapraz	-	0.30	-	-	-	-	a	1	Yerleşik	
23	84	6/var.	18/4	20/0	17/2	çapraz	çapraz	0.29	0.34	0.256	-	0.116	0.09	a	1	Yerleşik	
24	85	5/var.	15/3	20/0	17/2	çapraz	çapraz	0.26	0.30	0.219	-	-	-	a	1	Yerleşik	
25	86	5/0	15/3	22/2	17/0	çapraz	çapraz	0.29	0.29	-	-	-	-	a	1	Yerleşik	
26	92	18/-	61/0	dikdortgendeğil				1.49	1.35	1.27	0.46	0.40	-	b	2	Yerleşik	
27	94	14/1	43/4	23/4	19/8	ikili	çerçeve	0.59	0.84	0.457	-	-	-	b	2	Yerleşik	
28	95	15/1	54/0	18/0	17/2	ikili	ikili	0.98	0.78	0.56	0.314	0.226	0.172	b	2	Yerleşik	
29	96	27/var	81/8	46/0	34/0			1.47	1.91	1.69	0.467	0.595	0.543	b	2	Tamamlanmış	
30	99	11/0	35/7	24/7	9/8	çapraz	çerçeve	0.44	0.57	0.38	-	-	-	a	1	Yerleşik	
31	100	12/0	37/4	26/3	26/3	ikili	ikili	0.74	0.71	0.61	0.234	0.236	-	a	1	Tamamlanmış	
32	101	10/0	31/3	26/3	15/9	ikili	ikili	0.62	0.66	0.42	0.198	0.208	-	a	1	Tamamlanmış	

Çizelge 3.6. İncelenmiş örnek çelik binaların dinamik özellikleri

3.5.2. Grafiklerde Kullanılan Terimler

RC: Betonarme binalar

Steel: Çelik binalar

Dual: İkili yanal takviyeli sistem (eğilme çerçeve ve kesme duvar veya eğilme çerçeve ve çapraz)

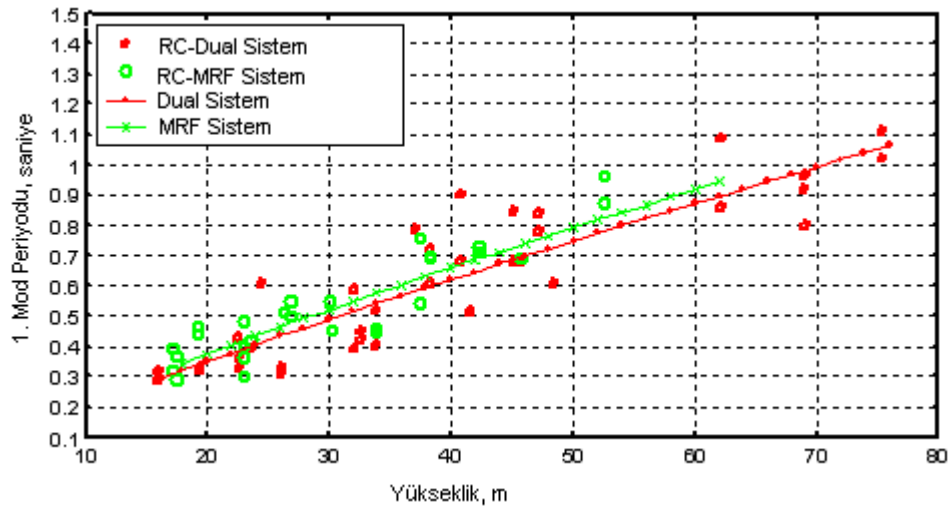
MRF: Moment Resisting Frames: Eğilme Çerçeve Sistemler

WB: Wind Bracings: Çapraz sistemler

3.5.3. Çeşitli Yanal Takviyeli Sistemlerde Kayma Periyotlarının Karşılaştırılması

- Betonarme Binalar

X ve Y yönde kayma (Translational) modların doğal periyotları:

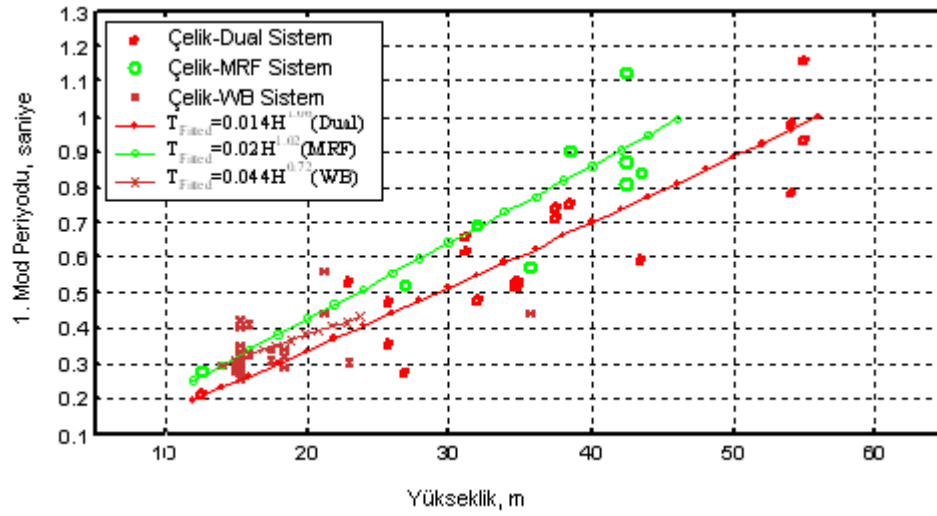


Şekil 3.21. Tüm betonarme binaların yüksekliğe göre doğal periyotları

(Şekil 3.21)'de görüldüğü gibi betonarme binalarda eğilme çerçeve sistemli binaların eğrisi, az olsa da ikili sistemli binaların eğrisinin üstündedir. Eğer binanın yapımında Dolgu Duvarlar kullanılmazsa, ya da dolgu duvarlar, çerçeveden ayrı tutulsa, o zaman her iki sistemle yapılan binaların titreşim periyotları daha da uzun olacaktı. Dolgu duvarlar, çerçeveli sistemlerin rijitliğini kesme duvarlı sistemlere göre dehada artırır.

- Çelik binalar

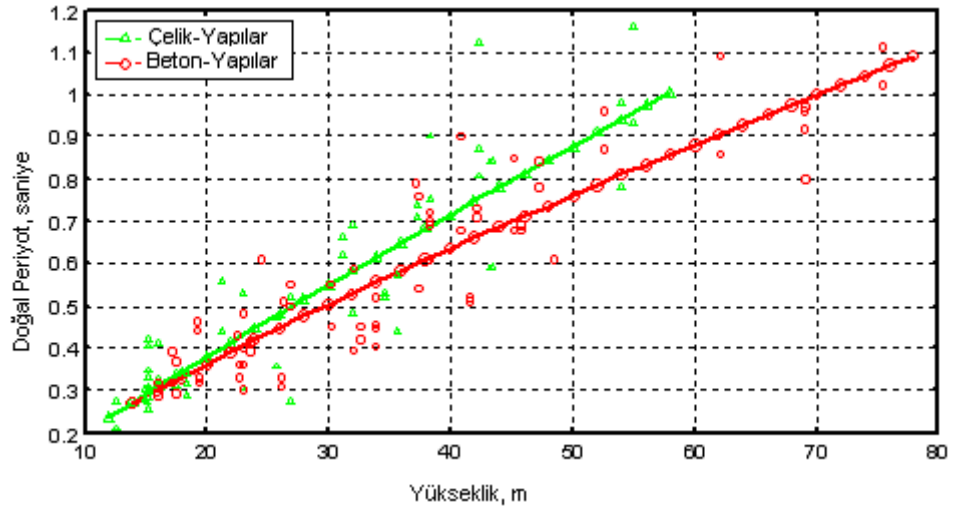
Her 3 çeşit yanal takviye sistemli çelik binaların tanınmış titreşim periyotları Şekilde gösterilmektedir. Görüldüğü gibi eğilme çerçeve sistemli binaların eğrisi diğer eğrilerin altında yer almaktadır.



Şekil 3.22. Tüm çelik binaların kayma modlarının tanınmış doğal periyotları

- Çelik ve Betonarme Binalarda, Kayma Mod Periyotlarının Karşılaştırılması:

Çelik ve betonarme binalarda genel karşılaştırma olarak tüm çelik ve betonarme binaların doğal titreşim periyotlarına ait eğriler Şekil 3.23'te aynı grafikte gösterilmektedir. Görüldüğü gibi çelik binalara ait eğri, betonarme binalara ait eğrinin üstünde yer almaktadır.

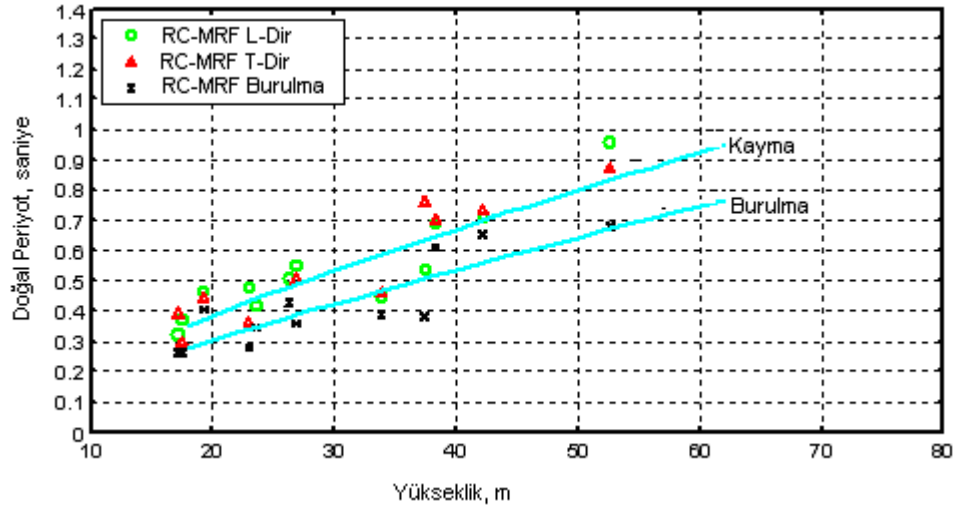


Şekil 3.23. Tüm çelik ve betonarme binaların kayma modlarının tanınmış doğal periyotları

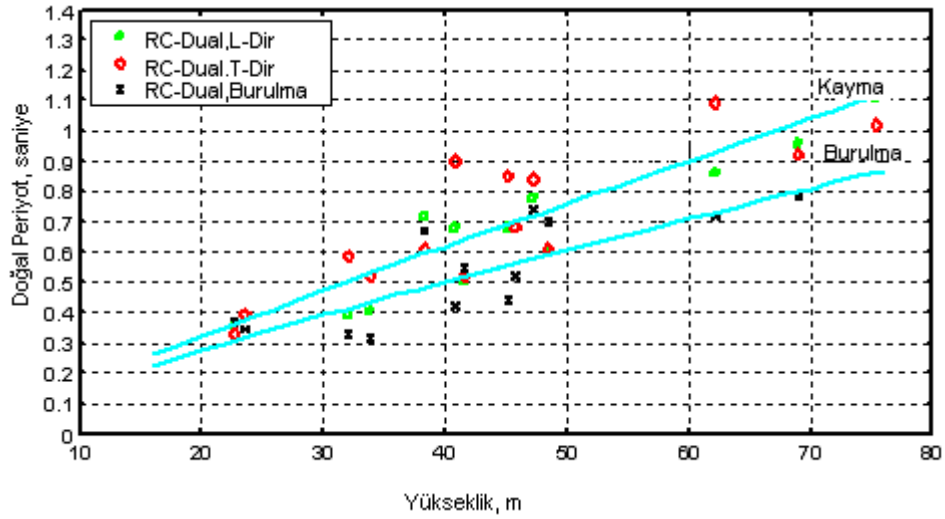
3.5.4. Burulma Modların Doğal Periyotları

Bu bölümde çeşitli sistemlerle takviye yapılmış çelik ve betonarme binalarda 1. burulma modun periyodu, binanın yüksekliğine göre grafiği gösterilmiştir. Kayma modların periyotları ve onlara ait eğriler kıyaslama amacıyla grafiklere eklenmiştir. Burulma modu belli olmayan bazı binaların, kayma modların periyotları da analize dahil edilmemiştir. X ve Y doğrultuda farklı yanal takviye sistemine sahip binalarda, burulma modu her iki sistemde aynen dikkate alınmıştır ve her iki sisteme ait grafiklerde gösterilmiştir.

- Betonarme Binalar



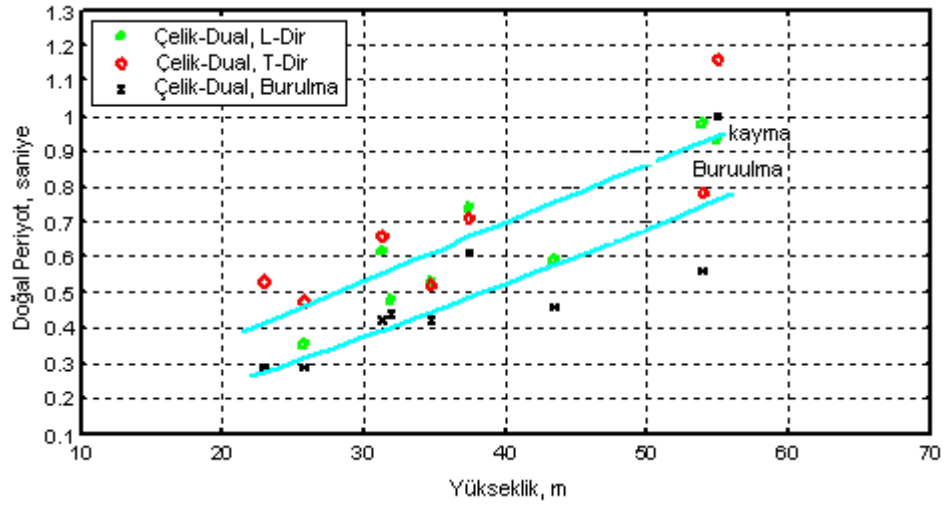
a) Eğilme çerçeve yanal takviye sistemli binalar



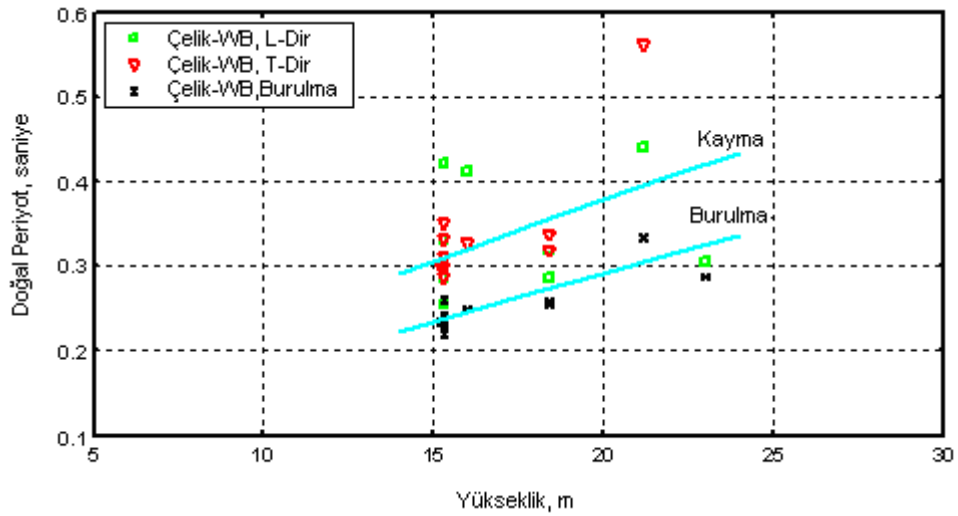
b) İkili yanal takviye sistemli binalar

Şekil 3.24. Betonarme binalarda burulma ve kayma mod periyotlarının yüksekliğe göre değişimi

- Çelik binalar



a) İkili yanal takviye sistemli binalar.



b) Çapraz yanal takviye sistemli binalar

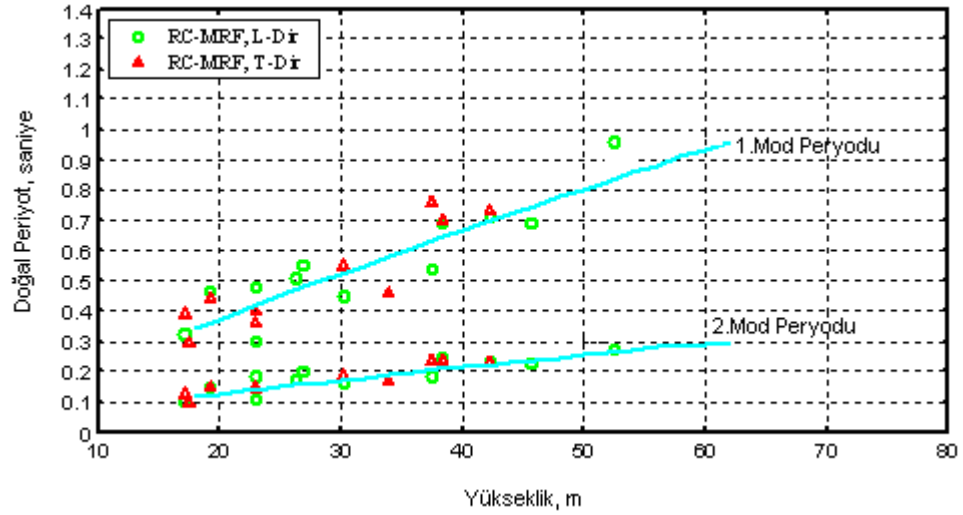
Şekil 3.25. Çelik binalarda burulma ve kayma modlarının periyotları
yükseklığe göre grafiği

Görüldüğü gibi hem betonarme ve hemde çelik binalarda, burulma periyotlarına ait eğri, kayma periyotlarının eğrisi altında yer almaktadır. Şekil 3.24 ve 3.25’de görüldüğü gibi genelde binaların burulma modunun periyodu, yanal yönlerin periyoduna göre dahada kısadır. Genellikle merkez rijit çekirdek sistemli binalarda veya rijit merkeze yakın kesme duvarlı binalarda burulma modun periyodu, kayma modların periyodundan daha da uzundur.

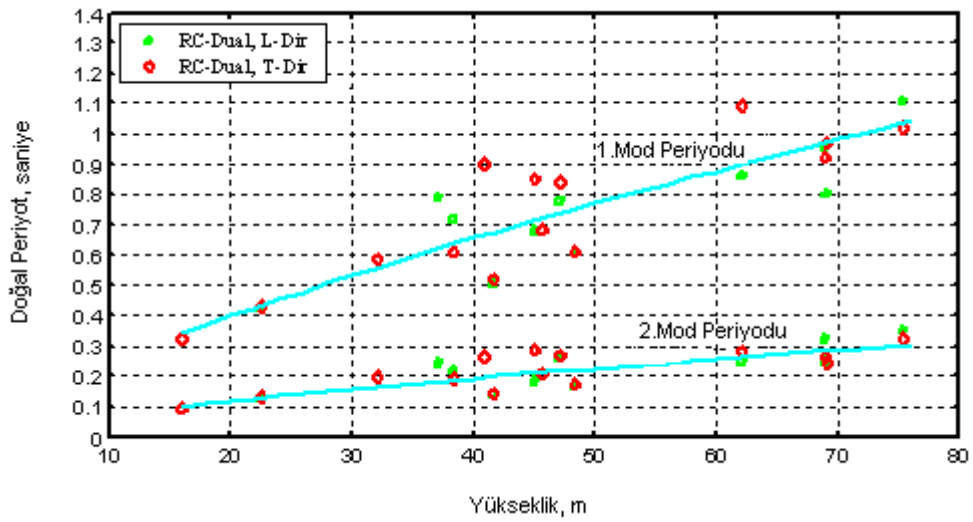
3.5.5. Modların Doğal Periyotları

Şekil 3.26’da, binaların x ve y yönündeki 2. modlarının doğal periyotları, 1. modların doğal periyotlarıyla birlikte aynı grafikte gösterilmektedir.

- Betonarme binalar



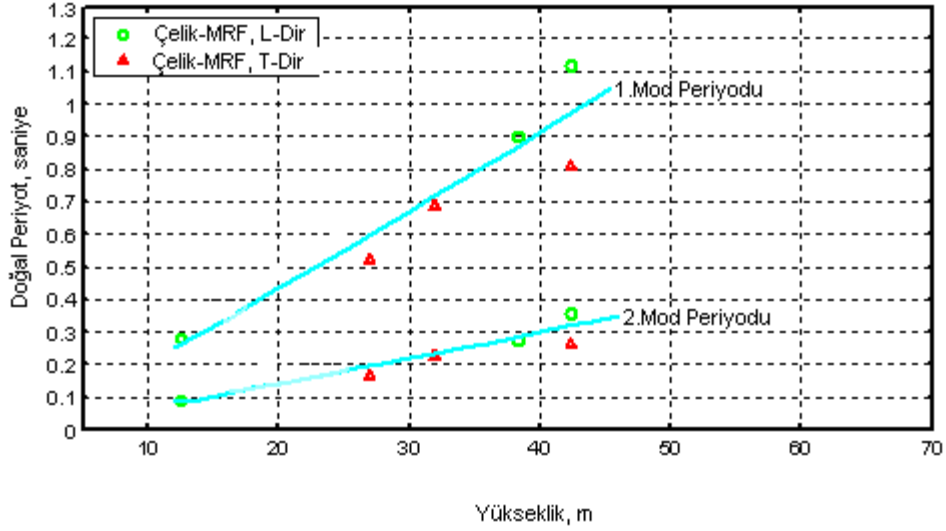
a) Eğilme çerçeve yanal takviye sistemli binalar



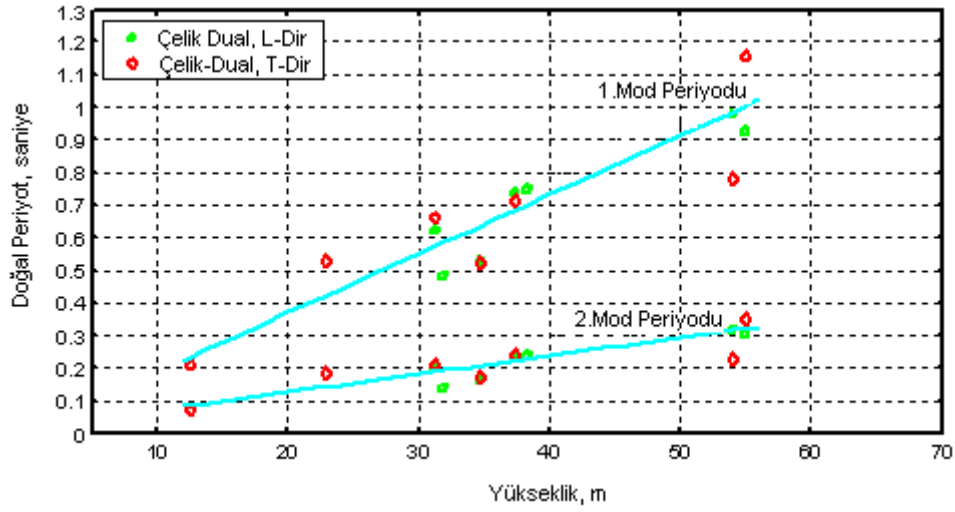
b) İkili yanal takviye sistemli binalar

Şekil 3.26. Betonarme binaların yanal yönlerdeki 1. ve 2. modlarının doğal periyotlarının, binanın yüksekliğine göre değişimleri

- Çelik Binalar



a) Eğilme çerçeve yanal takviye sistemli binalar



b) İkili yanal takviye sistemli binalar

Şekil 3.27. Çelik binaların yanal yönlerdeki 1. ve 2. modlarının doğal periyotlarının, binanın yüksekliğine göre değişimleri

3.5.6. Periyot Oranlarının Karşılaştırması

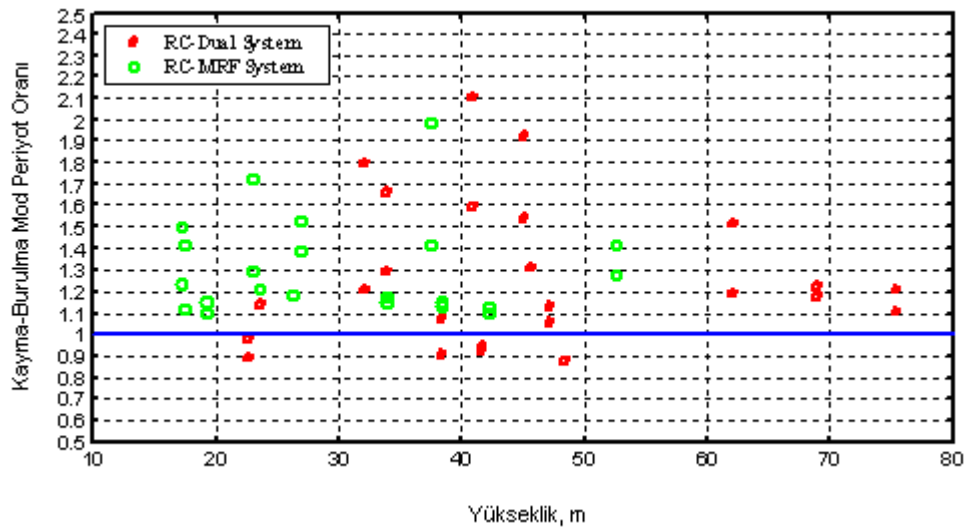
Bu bölümde kayma modlarının periyotları burulma modların periyotlarına göre oranı hemde kayma modlarda 1. kayma modun periyodu, kayma modun periyoduna

göre oranı incelenmektedir . Binalarda kayma modun, burulma moda göre oranı, önemli parametlerden biri olarak bilinmektedir. Çünkü kayma ve burulma modların miktarları birbirine yakın olması bina titreşimlerinde burulma-kayma kuplajlar için gereken potansiyeli sağlar. Bu parametre hemde bina planında yanal takviye elemanlarının dağılımı konusunda bir gösterge olarak kullanılır. 1. Modun periyodunun 2. Modun periyoduna göre oran miktarı, binanın kesme yada eğilme konsol gibi davranıp-davranmadığının bir göstergesi olarak dikkate alınır.

3.5.6.1. Betonarme binalar

- Kayma Mod Periyodunun Burulma Mod Periyoduna Göre Oranı

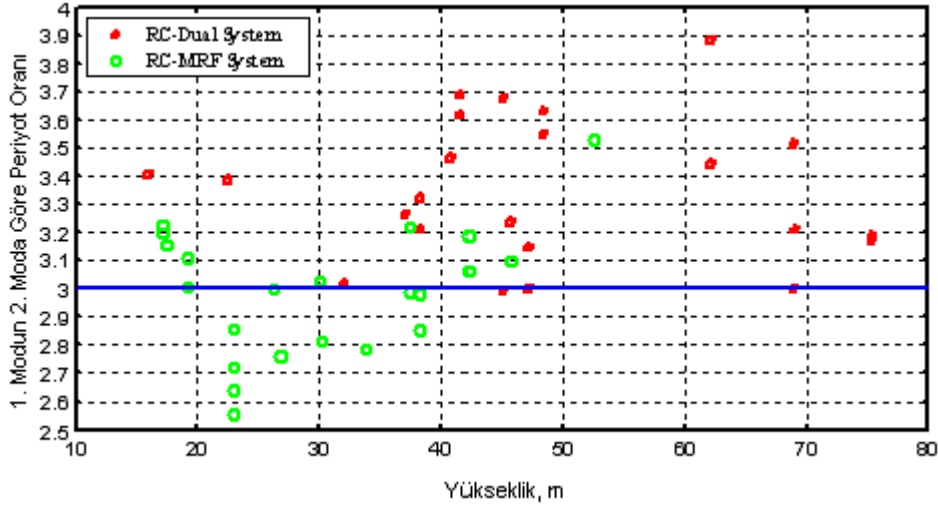
Betonarme binlarda yüksekliğe göre kayma modun periyodunun burulma modun periyoduna göre oran miktarı Şekil 3.28'te gösterilmektedir . İncelenen ikili yanal takviye sistemli betonarme binalarda bu oranın maksimum ve minimum değeri sırasıyla 2.11 ve 0.87, eğilme çerçeveli betonarme binalar için 2.00 ve 0.86 olarak elde edilmiştir. Bu oran binalarda çoğunluk olarak birin üstündedir. Bu da binalarda çoğunluk olarak burulma modun periyodunun kayma modların periyotlarından kısa olduğunu gösterir.



Şekil 3.28. Betonarme binalarda yüksekliğe göre kayma modun burulma moda göre oranı.

1. Modun Periyodunun 2. Modun Periyoduna Göre Oranı

Bu oran değeri, eğilme çerçeveveli betonarme binalarda kesme duvarlı betonarme binalardan dahada küçük olduğu Şekil 3.29'dan anlaşılmaktadır

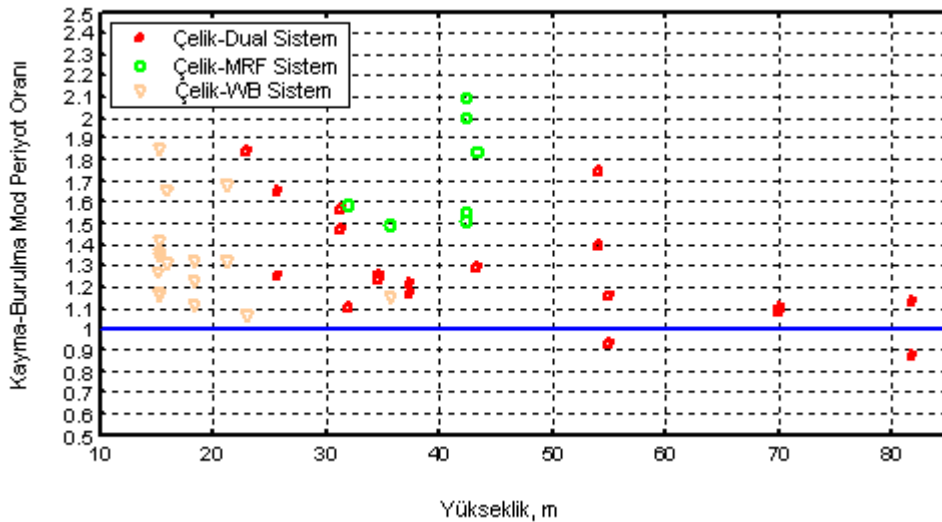


Şekil 3.29. Betonarme binalarda yüksekliğe göre 1. modun periyodunun 2. modun periyoduna göre oranı

3.5.6.2. Çelik Binalar

- Kayma Mod Periyodunun Burulma Mod Periyoduna Göre Oranı

Bu oran çelik binalarda yüksekliğe göre Şekil 3.30'da gösterilmektedir.

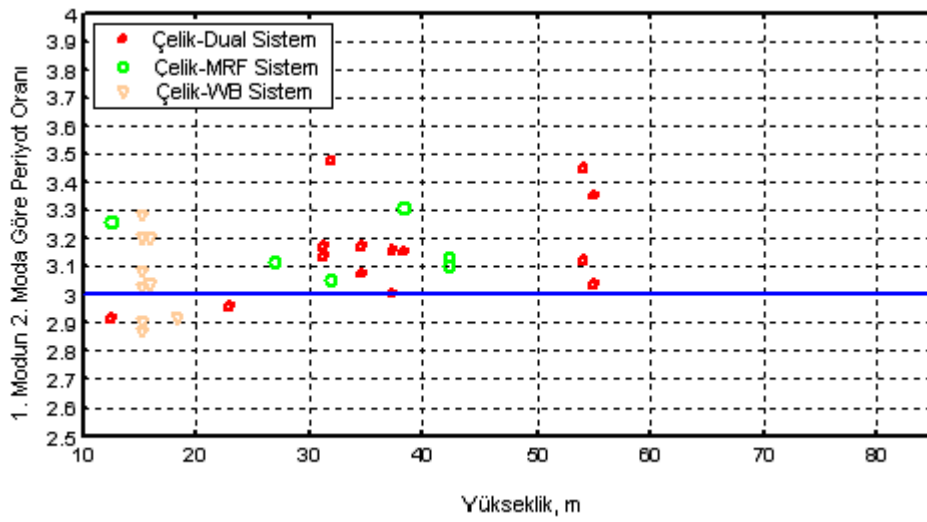


Şekil 3.30. Çelik binalarda yüksekliğe göre kayma modunun periyodunun burulma moda göre oranı

İncelenen ikili takviye sistemli çelik binalar için bu oran değeri maksimum 1.85 ve minimum 0.87, ve çapraz takviye sistemli çelik binalar için maksimum 1.85 ve minimum 1.07 olarak elde edilmiştir.

Burada da görüldüğü gibi betonarme binalara benzer olarak bu oran değeri genelde birin üstündedir ki burulma modunun periyodunun kayma modların periyotlarından daha kısa olduğu anlamına geliyor.

- 1. Modun Periyodu 2. Modun Periyoduna Göre Oranı



Şekil 3.31. Çelik binalarda yüksekliğe göre 1. kayma modunun Periyodunun 2. kayma modunun periyoduna göre oranı

3.6. Büyük çaplı titreşimlerde Binların Dinamik Özelliklerinin Değişiminin incelenmesi

Yapı sistemlerinin genel davranışını incelemek için ideal ve basitleştirilmiş modeller kullanılır. Bu basit modellerde, modelin doğal titreşimi, modeli etkileyen yükten bağımsız olarak yalnız modelin başlangıç özelliklerine bağlı olduğu varsayılır. Bu modellerde sönüm miktarı sistemin özelliklerinden biri olarak sabit düşünülür. Bundan dolayı periyot ve sönüm, titreşim genliğinden bağımsız olarak ele alınır. Ama gerçek bir yapıda, yapının periyodu ve sönümü sistemin titreşim genliğinin artmasıyla değişir. Çelebi ve arkadaşları beş binanın incelemesinden şu sonuçlara vardılar.

Genel olarak şiddetli titreşimlerde, yapının periyodu ve sönüm oranı küçük çaplı titreşimlere göre oran olarak daha da büyüktür. Bu fark aşağıdaki nedenlerden dolayı kaynaklanmaktadır.

- Şiddetli titreşimlerde zemin yapı etkileşiminin küçük çaplı titreşimlere göre daha da büyük olması.
- Çelik elemanların birleştiği noktalarda olası kaymalar.
- Yapısal elemanlar ve yapısal olmayan elemanların etkileşimi, özellikle şiddetli titreşimlerde.
- Yapının rijitliğinde meydana gelen değişim.(Chopra, 1995)

3.6.1. Karşılaştırma

Bu bölümde, bazı ünlü binalar üzerinde yapılan dinamik deneyler ve deprem kayıtları sonuçları karşılaştırılmıştır. Amaç binaların küçük ve büyük çaplı titreşimlerdeki dinamik özellikleri arasında bağlantı kurmaktır. Bu bağlantı

$$R = \frac{T_{Earthquake}}{T_{Low-Amplitude}} \text{ olarak dikkate alınmıştır (Razegi, 2005; www.quake.ca.gov).}$$

1. Bina: Millikan kütüphanesi (Pasadena-California)

Kat Adedi	:	9
Yükseklik	:	44m
Bina Çeşidi	:	Betonarme

Batı-Doğu Doğrultusu	Kuzey-Güney Doğrultusu	Periyot-Doğrultu
$T = 1.02$	$T = 1.02$	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
$T = 0.68$	$T = 0.52$	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
$R = 1.50$	$R = 1.44$	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.7. 1. Binaya ait çizelge**2. Bina: CSUH Binası**

(Administration bulding of California State University of Hayward)

Adedi	:	18
Bodrum kat Adedi	:	5
Yükseklik	:	61m
Bina Çeşidi	:	Çelik

Batı-Doğu Doğrultusu	Kuzey-Güney Doğrultusu	Periyot-Doğrultu
$T = 1.32$	$T = 1.32$	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
$T = 1.16$	$T = 1.09$	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
$R = 1.14$	$R = 1.21$	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.8. 2. Binaya ait çizelge

3. Bina: SCCOB Binasi (Santa Clara County Office Building)

Kat Adedi	:	13
Bodrum kat Adedi	:	1
Yükseklik	:	57m
Bina Çeşidi	:	Çelik

Batı-Doğu Doğrultusu	Kuzey-Güney Doğrultusu	Periyot-Doğrultu
$T = 2.22$	$T = 2.22$	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
$T = 1.92$	$T = 1.92$	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
$R = 1.16$	$R = 1.16$	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.9. 3. Binaya ait çizelge**4. Bina: SBR Binası**

(Commercial Office Building in San Bruno-California)

Kat Adedi	:	6
Yükseklik	:	24m
Bina Çeşidi	:	Betonarme

Batı-Doğu Doğrultusu	Kuzey-Güney Doğrultusu	Periyot-Doğrultu
$T = 1.02$	$T = 0.85$	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
$T = 0.71$	$T = 0.58$	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
$R = 1.44$	$R = 1.47$	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.10. 4. Binaya ait çizelge

5. Bina: TRA Binası (Transamerica Building in San Francisco)

Kat Adedi	:	63
Bodrum kat Adedi	:	3
Yükseklik	:	257m
Bina Çeşidi	:	Çelik

Batı-Doğu Doğrultusu	Kuzey-Güney doğrultusu	Periyot-Doğrultu
$T = 3.57$	$T = 3.57$	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
$T = 2.94$	$T = 2.94$	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
$R = 1.21$	$R = 1.21$	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.11. 5. Binaya ait çizelge**6. Bina: PPP Binası (The Pacific park Plaza building in Emeryville)**

Kat Adedi	:	31
Bodrum kat Adedi	:	1
Yükseklik	:	94m
Bina Çeşidi	:	Betonarme

Batı-doğu doğrultusu	Kuzey-Güney doğrultusu	Periyot-Doğrultu
$T = 2.63$	$T = 2.63$	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
$T = 1.70$	$T = 1.70$	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
$R = 1.55$	$R = 1.55$	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.12. 6. Binaya ait çizelge

7. Bina: JPL180 Binası

Kat Adedi : 9

Zeminden çatya Yükseklik : 44.5

Bina Çeşidi : Çelik

Dayanıklılık yapılmadan önce

Batı-doğu doğrultusu	Kuzey-Güney doğrultusu	Periyot-Doğrultu
$T = 1.42$	$T = 1.25$	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
$T = 1.11$	$T = 1.00$	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
$R = 1.28$	$R = 1.25$	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Dayanıklılık yapıldıktan sonra

Batı-doğu doğrultusu	Kuzey-Güney doğrultusu	Periyot-Doğrultu
$T = 1.40$	$T = 1.30$	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
$T = 1.04$	$T = 0.95$	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
$R = 1.35$	$R = 1.37$	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.13. 7. Binaya ait çizelge

8. Bina: VN7SH Binası (Van Nuys 7 Story Hotel)

Kat Adedi	:	7
Yükseklik	:	20m
Bina Çeşidi	:	Betonarme

Batı-doğu doğrultusu	Kuzey-Güney doğrultusu	Periyot-Doğrultu
$T = 1.43$	$T = 1.66$	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
$T = 1.00$	$T = 1.11$	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
$R = 1.43$	$R = 1.50$	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.14. 8. Binaya ait çizelge**9. Bina: UCLA Factor Binası**

(University of California, Losangeles Factor Building)

Kat Adedi	:	17
Bina Çeşidi	:	Çelik

Batı-doğu doğrultusu	Kuzey-Güney doğrultusu	Periyot-Doğrultu
$T = 2.00$	$T = 1.92$	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
$T = 1.79$	$T = 1.67$	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
$R = 1.12$	$R = 1.15$	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.15. 9. Binaya ait çizelge

10. Bina: (LosAngeles Country public Works Headquarters)

Kat Adedi : 13
 Bina Çeşidi : Çelik

Batı-doğu doğrultusu	Kuzey-Güney doğrultusu	Periyot-Doğrultu
$T = 2.13$	$T = 2.13$	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
$T = 1.78$	$T = 1.74$	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
$R = 1.20$	$R = 1.22$	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.16. 10. Binaya ait çizelge**11. Bina: C23516 Binası**

(San Bernardino 3-story Office Building)

Kat Adedi : 3
 Yükseklik : 12.6
 Bina Çeşidi : Çelik

Batı-doğu doğrultusu	Kuzey-Güney doğrultusu	Periyot-Doğrultu
$T = 0.56$	$T = 0.64$	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
$T = 0.46$	$T = 0.50$	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
$R = 1.22$	$R = 1.28$	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.17. 11. Binaya ait çizelge

12. Bina: UCLA Math/Sci c24231 Binası

Kat Adedi	:	7
Yükseklik	:	28.8
Bina çeşiti	:	Çelik

Kuzey-Güney doğrultusu	Periyot-Doğrultu
$T = 1.13$	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
$T = 0.87$	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
$R = 1.30$	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.18. 12. Binaya ait çizelge**13. Bina: USGS 466 Binası**

(Los Angeles, 15250 Ventura blv d.)

Kat Adedi	:	13
Bina Çeşidi	:	Çelik

Y doğrultusu(WOON)	X doğrultusu(NOOE)	Periyot-Doğrultu
$T = 4.65$	$T = 3.21$	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
$T = 3.39$	$T = 2.65$	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
$R = 1.37$	$R = 1.21$	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.19. 13. Binaya ait çizelge

14. Bina: UsgS 5108

(Santa Susana, ETEC Bldg 462)

Kat Adedi : 6

Bina çeşiti : Belirsiz

Y doğrultusu(WOON)	X doğrultusu(NOOE)	Periyot-Doğrultu
T = 0.66	T = 0.61	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
T = 0.53	T = 0.47	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
R = 1.25	R = 1.30	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.20. 14. binaya ait çizelge**15. Bina: USGs 5450 Binası**

(Burbank, 3601West Olive Ave .)

Kat Adedi : 9

Bina Çeşidi : Belirsiz

Y doğrultusu(WOON)	X doğrultusu(NOOE)	Periyot-Doğrultu
T = 1.74	T = 1.63	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
T = 1.50	T = 1.45	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
R = 1.16	R = 1.12	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.21. 15. binaya ait çizelge

16. Bina: USGS 5451 Binası

(Los Angeles, 6301 Owensmouth Ave.)

Kat Adedi : 12
 Bina Çeşidi : Belirsiz

Y doğrultusu(WOON)	X doğrultusu(NOOE)	Periyot-Doğrultu
T = 2.68	T = 3.66	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
T = 2.30	T = 3.04	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
R = 1.17	R = 1.20	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.22. 16. Binaya ait çizelge**17. Bina: USGS5453 Binası**

(Losangeles, 5805 Sepulveda.) USGS 5453)

Kat Adedi : 9
 Bina Çeşidi : Belirsiz

Y doğrultusu(WOON)	X doğrultusu(NOOE)	Periyot-Doğrultu
T = 1.40	T = 2.30	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
T = 1.34	T = 1.63	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
R = 1.04	R = 1.41	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.23. 17. Binaya ait çizelge

18. Bina: USGS 5455 Binası (Los Angeles.16000 Ventura Blvd.)

Kat Adedi : 13
 Bina Çeşidi : Belirsiz

Y doğrultusu(N30E)	X doğrultusu(E30S)	Periyot-Doğrultu
T = 2.75	T = 2.45	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
T = 2.35	T = 2.30	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
R = 1.17	R = 1.07	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.24. 18. Binaya ait çizelge**19. Bina.USGS 5457 Binası**

Los Angeles, 8436 West 3rd St.)

Kat Adedi : 10
 Bina çeşiti : Belirsiz

Y doğrultusu(S00W)	X doğrultusu(N00E)	Periyot-Doğrultu
T = 1.42	T = 1.76	Şiddetli deprem titreşimlerden elde edilen periyot
T = 1.15	T = 1.48	Küçük çaplı titreşimlerden elde edilen periyot
R = 1.23	R = 1.19	Şiddetli ve küçük çaplı titreşimler arasındaki periyot oranı

Çizelge 3.25. 19. Binaya ait çizelge

3.6.1.1. İstatistik Sonuçlar

Oranların Standart Sapması	Oranların Ortalaması	En Büyük Oran	En Az Oran	Veri Sayısı	Bina Çeşidi
0.13	1.27	1.55	1.04	39	Tüm binalar
0.05	1.49	1.55	1.43	8	Betonarme Bina
0.07	1.23	1.37	1.12	17	Çelik Bina

Çizelge 3.26. Binaların istatistik sonuçları

Görüldüğü gibi betonarme binaların oran ortalaması çelik binaların oran ortalamasından daha da büyüktür. (Razegi, 2005)

Bu karşılaştırmalardan anlaşıyor ki binanın titreşim periyodu, titreşim genliği artışına bağlı olarak farklı değerler kazanır. Çevresel titreşimlerden elde edilen titreşim periyotları aslında bu değerlerin en küçüğü olarak kabul edilir.

Marshal ve arkadaşları (1994), 5 betonarme ve çelik binaya ait çevresel titreşimler yöntemiyle elde edilen sonuçlar ile Lomaperita depreminin kayıtları arasında yapıtıkları karşılaştırmada şu sonucu vardılar ki, binanın deprem anındaki periyodunun tahmin edilmesi için çevresel titreşimlerden elde edilen periyotların, 1.11-1.25'te çarpılması gerekir.

3.7. Yapının Depreme Karşı Tepkisi

Yapı dinamik teoreminin en önemli kullanış alanlarından biri, deprem anında, yapının yer titreşimlerine karşı tepki analizidir. Sistemin depreme karşı tepkisi lineer-elastik ya da lineer olmayan bir davranış olabilir. Lineer olmayan davranışta binanın deprem yüklerine karşı ciddi hasarlar alması anlamına gelmektedir. Bu bölümde deprem mühendisliğinin önemli konularından biri olan tepki spektrum konusu ele alınmıştır. Sistemlerin deprem analizi tepki spektrumuna dayanarak yapılır.

3.7.1. Tepki Spektrumu

Tepki spektrumu, deprem yüklerine karşı yapı analizinin bir pratik kavramıdır. Spektrum tepki, sistemin doğal titreşim periyoduna göre maksimum tepkiden (yer değiştirme, hız veya ivme) ibarettir.

Tepki spektrumu genelde yer değiştirme, hız ve ivme spektrumları olarak

$$\begin{aligned} u_0(T_n, \xi) &\equiv \max |u(t, T_n, \xi)| \\ \dot{u}_0(T_n, \xi) &\equiv \max |\dot{u}(t, T_n, \xi)| \\ \ddot{u}_0(T_n, \xi) &\equiv \max |\ddot{u}(t, T_n, \xi)| \end{aligned} \quad (3.110)$$

Bilinir (Chopra, 1995).

Tek serbestlik dereceli lineer sistemin tepkisi depremin herhangi bir bileşenine karşı, sistemin periyot ve sönüm oranına bağlıdır. Periyodu ve sönüm oranı eşit, iki sistemin ağırlıktan bağımsız olarak maksimum tepkileri eşittir (başlangıç koşulları sıfır).

3.7.1.1. Matematiksel Bağlantılar

Duhamel integralini kullanarak lineer tek serbestlik dereceli sistemin mesnedin yer değiştirmesine göre tepkisi aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$u(t) = -(1/\omega_d) \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega_n(t-\tau)} \sin \omega_d(t-\tau) d\tau \quad (3.111)$$

$$u(t) = -(1/w_n) \left\{ \left[1/(1-x^2)^{1/2} \right] \int_0^t \ddot{u}_g(t) e^{-xw_n(t-t)} \sin w_d(t-t) dt \right\} \quad (3.112)$$

$$\dot{u}(t) = \left\{ \left[1/(1-x^2)^{1/2} \right] \int_0^t \ddot{u}_g(t) e^{-xw_n(t-t)} \sin [w_d(t-t-a)] dt \right\} \quad (3.113)$$

$$\alpha = \tan^{-1} \left[(1-\xi^2)^{1/2} / \xi \right]$$

$$\ddot{u} + \ddot{u}_g = w_n \left\{ \left[1/(1-x^2)^{1/2} \right] \int_0^t \ddot{u}_g(t) e^{-xw_n(t-t)} \sin [w_d(t-t-b)] dt \right\} \quad (3.114)$$

$$\beta = \tan^{-1} \left[2\xi(1-\xi^2)^{1/2} / (1-2\xi^2) \right]$$

Aslında (3.112), (3.113) ve (3.114) bağıntıları aynıdır yalnız ifade katsayıları ve faz açıları farklıdır. Bu 3 denklem her t anında sinüzoidal fonksiyondaki faz farkından dolayı farklı değerler kazanır. (3.114) ivme denkleminde b (faz açısı) en küçük değere sahiptir. β 'nın. $x = 0$ ve $x = 0.1$ göre aldığı değerler 0 ve 11.5 derecedir. (3.113) hız denkleminde a 'nın $x = 0$ ve $x = 0.1$ göre aldığı değerler sırasıyla 90 ve 84 derecedir ki, büyük değerlerdir.

Deprem mühendisliğinde tepki parametrelerinin maksimum değerleri, önem taşımaktadır. Çünkü maksimum değerler yapının tahammül edebilecek yer değiştirme, deformasyon ve kuvvet miktarıyla ilgilidir. Çeşitli deprem kayıtları (3.112) ve (3.114) bağlantılarındaki integrali ifadenin maksimum değerlerinin

yaklaşık aynı olduğunu gösterir. Başka değişle sinüzoidal fonksiyondaki faz farkı, maksimum değerleri etkilemiyor. Büyük faz farkı (3.113) bağlantısında integral ifadesinin maksimum değerini etkilememektedir. Ama uzun periyotlu sistemlerde büyük faz farkı maksimum değerleri etkiler (Berg, 1989).

Tepki spektrum bağıntıları

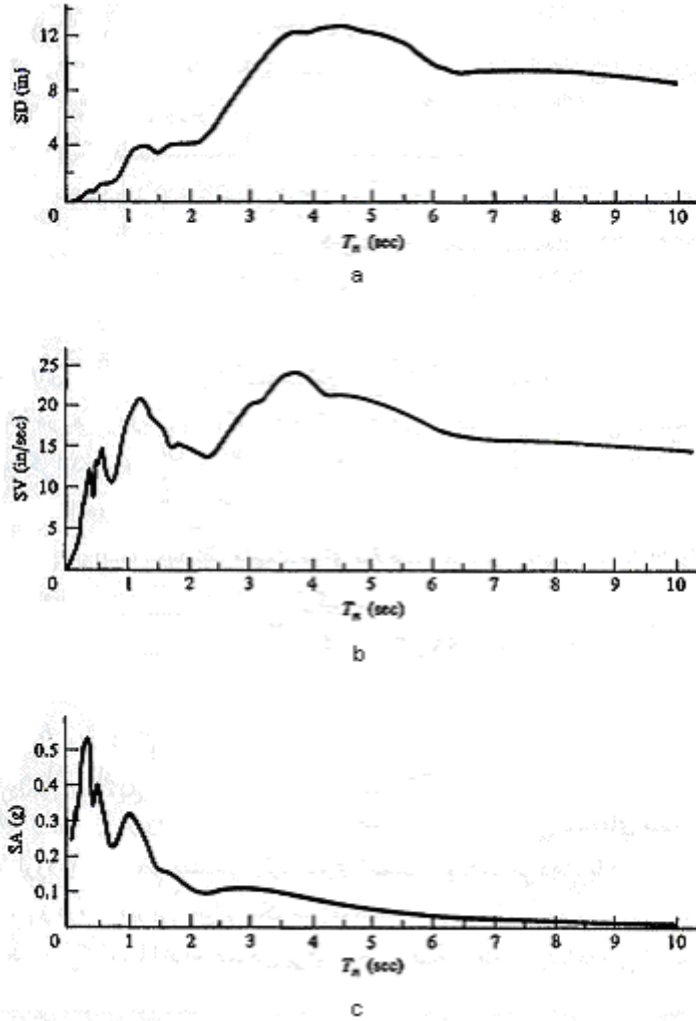
$ u _{\max}$	$=SD$	$\cong SV / \omega_n$	$\cong SA / \omega_n^2$	$\cong PSV / \omega_n$	$\cong PSA / \omega_n^2$
$ \dot{u} _{\max}$	$\cong \omega_n SD$	$\cong SV$	$\cong SA / \omega_n$	$\cong PSV$	$\cong PSA / \omega_n$
$ \ddot{u} + \ddot{u}_g _{\max}$	$\cong \omega_n^2 SD$	$\cong \omega_n SV$	$\cong SA$	$\cong \omega_n PSV$	$\cong PSA / \omega_n$
$\xi = 0$					

Çizelge 3.27. Tepki spektrum bağıntılarını

Tepki spektrumlarının tanımları aşağıdaki gibidir.

$SD = u _{\max}$	Yer değiştirme tepki spektrumu
$SV = \dot{u} _{\max}$	Hız tepki spektrumu
$SA = \ddot{u} + \ddot{u}_g _{\max}$	İvme tepki spektrumu
$PSV \cong \omega_n SD$	Hıza benzer tepki spektrumu
$PSA = \omega_n^2 SD$	İvmeye benzer tepki sektrumu

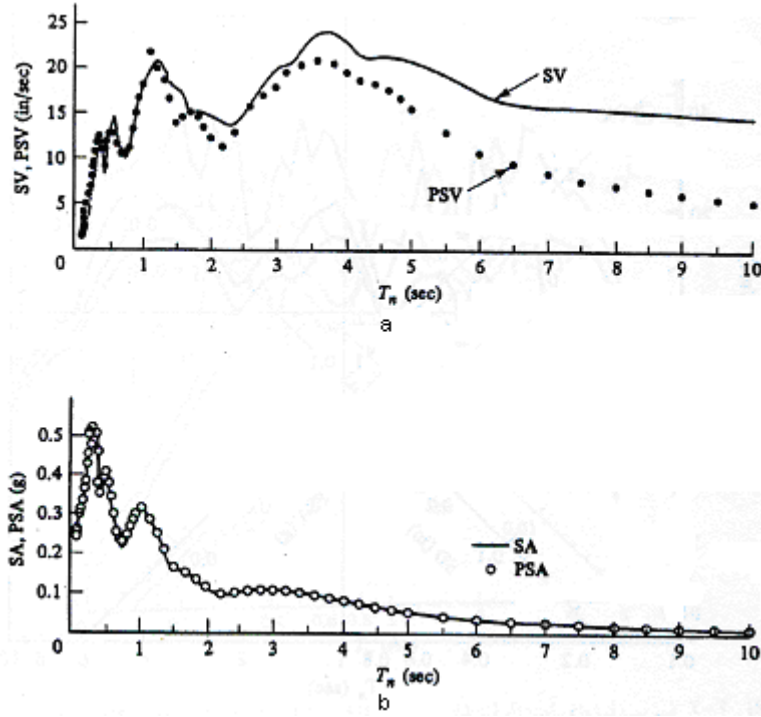
PSV ve PSA değerleri aslında hız ve ivme parametrelerinin maksimum değerlerini göstermez. Şiddetli depremlerde PSA ve SA miktarı yaklaşık olarak eşittir. Şekil 3.31 de 21 Aralık 1954'te California eyaletinde meydana gelen Eureka depremin yerdeğiştirme, hız ve ivme spektrumu, 0.05 sönüm oranı için göstermektedir.



Şekil 3.32. Eureka depreminin N11°W bileşenine ait spektrum tepki ($\xi = 0.05$) ; a) Yerdeğiştirme spektrumu SD b) Hız spektrumu SV c) İvme spektrumu SA (Berg, 1989)

Şekil 3.33. a'da hız ve hızı benzer SV ve PSV ve Şekil 3.32. b'de SA ve PSA spektrumları gösterilmektedir. (Şekil 3.33. b'de) görüldüğü gibi SA ve PSA

spektrumları birbirine o kadar yakındır ki bütün periyotlar için üst üste gelmeleri gözüküyor. SV ve PSV spektrumları kısa periyotlar aralığında birbirine yakın, ama uzun periyotlarda çok farklıdır.

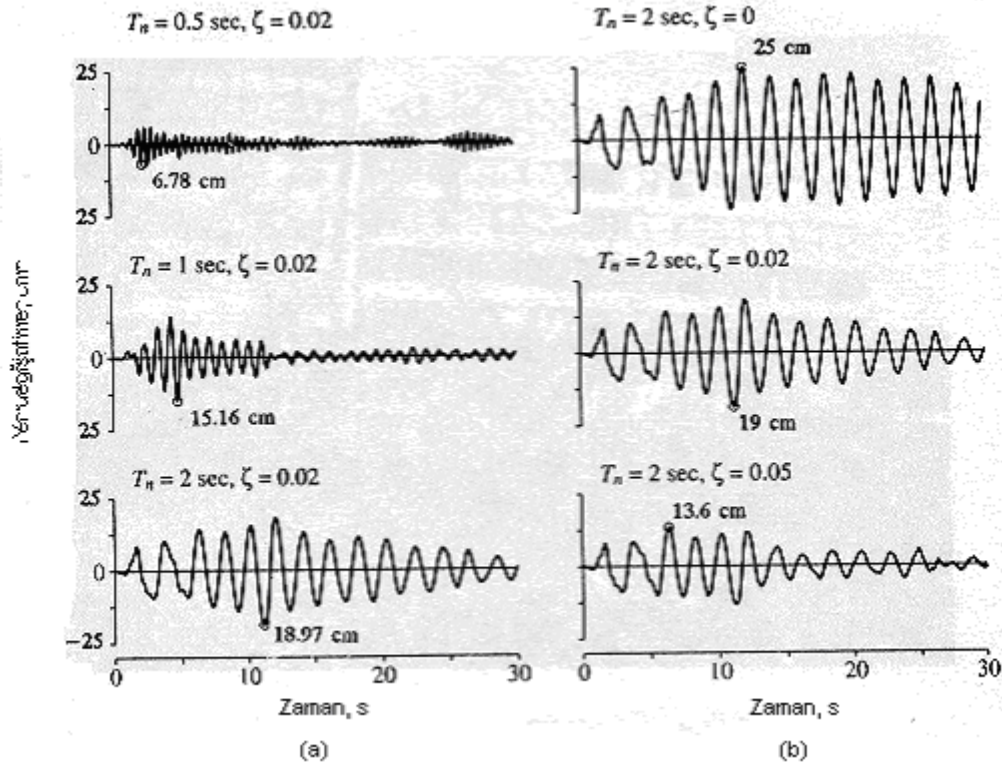


Şekil 3.33. Eureka depreminin N11°W bileşenine ait spektrum ve spektruma benzer tepki ($\xi = 0.05$) a) SV ve PSV spektrumları b) SA ve PSA spektrumları, .(Berg, 1989)

Her sistemin belirli periyodu vardır. Sistemin maksimum yer değiştirmesi ,yer değiştirme tarihçesinden elde edilir. Sistemin maksimum yer değiştirmesi şiddetli depremlerde ortaya çıkar. Doğal periyodu çok uzun ve sönüm oranı küçük olan sistemlerde maksimum yer değiştirme yer titreşimleri dindikten sonra sistemin serbest titreşimi sırasında meydana gelir. Belli bir yer ivmesi ($\ddot{u}_g(t)$) için tek serbestlik dereceli sistemin yer değiştirmesi, ($u(t)$) yalnız o sistemin doğal periyodu ve sönüm oranına bağlıdır.

Şekil 3.34-a'da 3 değişik sistemin yer değiştirme tepksi El-centro deprem kayıtlarına göre gösterilmiştir. Sönüm oranı 3 sistem için $\xi=2\%$ olarak eşittir.Sistemlerin farklı

yer değiştirme tepkisine neden olan faktör sistemin farklı doğal periyotlara sahip olduklarından kaynaklanmaktadır. Şekil 3.34-b’de 3 sistemin doğal titreşim periyodu aynı ama sönüm oranları farklıdır. 3 sistemin farklı yer değiştirme miktarına sahip olması sönüm oranının farklı olmasından kaynaklanıyor. Sönüm oranı büyük olan sistem, küçük yer değiştirme tepkisine sahiptir.



Şekil 3.34. Tek serbestlik dereceli sistemlerin El-Centro deprem kayıtlarına göre Tepkisi

Sönüm oranı spektrum tepkiyi etkiler. Sönüm oranı sistemin tepkisini azaltır. Çok küçük ve büyük periyotlarda $T_n \rightarrow 0$, $T_n \rightarrow \infty$ sönüm oranı sistemin tepkisini etkilemez. Sönüm oranını sistemin tepkisine maksimum tesiri spektrum tepkisinin sabit hız bölümünde ortaya çıkar. Bu bölümde sönümün etkisi yerin hareket özelliğine bağlıdır. Eğer yer hareketi çok titreşimli ve harmonik ise, o zaman rezonans durumuna yakın yapılarda sönümün etkisi maksimumdur. Eğer depremin ve şiddetli titreşimlerinin süresi az ise, o zaman sönüm oranı fazla etki yapmaz.

Eğer sistemin depreme karşı maksimum yer değiştirme miktarı, $D = \frac{T_n}{2\pi} V = \left(\frac{T_n}{2\pi} \right)^2 \times SA$ olarak dikkate alınırsa, o zaman kısa periyotlu sistemlerde örneğin, ($T_a = 0.035$)’te SA değeri yerin maksimum ivmesinden ($\ddot{u}_g$) daha da büyük olup ve D miktarı T_n ve $\ddot{u}_g$ ’ye bağlıdır. Uzun periyotlu sistemlerde $3 \leq T \leq 15$ D’nin miktarı genelde yerin maksimum yer değiştirme miktarından (u_g), daha da büyük olup ve D değeri T_n ve ξ ’ye bağlıdır. Orta periyotlu sistemlerde ($0.5 \leq T \leq 3$), V miktarı yer hızından ($\dot{u}_g$)’den dahada büyük olup sabit değere sahiptir ve D miktarı yalnız ξ ’ye bağlıdır.

3.7.1.2. Çok Serbestlik Dereceli Sistemlerin Deprem Analizi

Çok serbestlik dereceli sistemin mesnede göre deplasmanı $\{u\}$, toplam deplasmanı $\{u\} + \{1\}u_g$ dir.

u_g = zamana bağlı yer deplasmanı

Sistemin yer hareketine göre diferansiyel denklemi sönümsüz olarak aşağıdaki gibidir.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [k]\{u\} = 0 \quad (3.115)$$

$$[M]\{\ddot{u}\} + [k]\{u\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g(t) \quad (3.116)$$

(3.116) denklemi, $\{u\} = \sum_{p=1}^n \{\phi\}_p q_p$ bağıntısını göz önünde bulundurarak, $\{\phi\}_p^T$

çarpılırsa modal kordinatlara dönüşür.

$$\{\phi\}_p^T [M] \{\phi\}_p \ddot{q}_p + \{\phi\}_p^T [K] \{\phi\}_p q_p = -\{\phi\}_p^T [M] \{1\} \ddot{u}_g(t) \quad (3.117)$$

$$\ddot{u}_p + \omega_p^2 q_p = -\frac{(\phi)_p^T [M] \{1\}}{(\phi)_p^T [M] \{\phi\}_p} \ddot{u}_g(t) \quad p = 1, 2, \dots, n \quad (3.118)$$

Modal katkı faktörü aşağıdaki gibi tanımlanır.

$$\tau_p = \frac{(\phi)_p^T [M] \{1\}}{(\phi)_p^T [M] \{\phi\}_p} \quad (3.119)$$

(3.118) bağıntısının hareket modal denklemleri aşağıdaki hale gelir. (3.120)

$$\ddot{u}_p + \omega_p^2 q_p = -\tau_p \ddot{u}_g(t) \quad p = 1, 2, \dots, n$$

Sistemin yer hareketine göre diferansiyel denklemi ,sönümlü halde aşağıdaki gibidir.

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{f(t)\} \quad (3.121)$$

Sistemin depreme karşı tepkisi modal denklemler halde,

$$\ddot{u}_p + 2\xi_p \omega_p \dot{q}_p + \omega_p^2 q_p = -\tau_p \ddot{u}_g(t) \quad p = 1, 2, \dots, n \quad (3.122)$$

$\ddot{u}_p$: Modal deplasman

ω_p : Serbest titreşim frekansı

ξ_p : Sistem sönüm oranı

τ_p : Katılım faktörü

Her modal denklem, tek serbestlik dereceli bir sistemin denklemine benzediğinden dolayı τ_p hariç çözüm için tepki spektrum yöntemi kullanılabilir. Bundan dolayı:

$$|q_p|_{\max} = |\tau_p|SD \quad (3.123)$$

olarak elde edilir. Diğer spektrumlarda aşağıdaki gibidir.

$$|q_p|_{\max} = \frac{\tau_p}{\omega_p} SV = \frac{\tau_p}{\omega_p^2} SA \quad (3.124)$$

Modal deplasmanlar bulunduğundan sonra, sistemin gerçek deplasmanları

$$\{u\} = \sum_{p=1}^n \{\phi\}_p q_p \text{ hesaplanır.}$$

p'ninci modun, deplasmana maksimum katkısı spektrum cinsinden aşağıdaki gibidir.

$$\phi_p |q_p|_{\max} = \phi_p \frac{\tau_p SV}{\omega_p} \quad (3.125)$$

Sistemin maksimum deplasmanını bulmak için bazı yöntemler bulunmaktadır ve bunlardan biri, kareler toplamının karekökü (RSS) yöntemidir. Bu yöntem kullanılarak sistemin maksimum deplasmanı, modların maksimum katkıları cinsinden,

$$(U_j)_{\max} \cong \sqrt{(b_1^2 + b_2^2 + \dots + b_n^2)} \quad (3.126)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Bu şekilde, sistemin bütün deplasmanları bulunduğundan sonra istendiği takdirde eleman kuvvetleri, kesit tesirleri vb. hesaplanabilmektedir.

3.7.1.3. Taban Kesme Kuvvete Denk Kütle

p'ninci modun deprem kuvvetine karşı tepkisi,

$$m_p \ddot{q}_p + 2\xi_p \omega_p \dot{q}_p + \omega_p^2 q_p = -\tau_p \ddot{u}_g(t) \quad (3.127)$$

olarak incelendi. $\{u(t)\} = \{\phi\}_p q_p(t)$ denklemini dikkate alınırsa, tüm katlardaki elastik kuvvet aşağıdaki bağlantıdan edilebilir.

$$\{R\} = [K]\{u\} = [k]\{\phi\}_p q_p(t) = \omega_p^2 [M]\{\phi\}_p q_p(t) \quad (3.128)$$

Taban kesme kuvveti bütün elastik kuvvetlerin toplamından ibarettir.

$$V(t) = \{1\}^T \{R(t)\} = \omega_p^2 \{1\}^T [M]\{\phi\}_p q_p(t) \quad (3.129)$$

Karşılaştırmalı olarak tek serbestlik dereceli bir sistemin deprem yüküne göre,

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n \dot{u} + \omega_n^2 u = -\ddot{u}_g(t) \quad (3.130)$$

olarak dikkate alınırsa, Taban Kesme Kuvveti

$$V(t) = ku(t) = \omega_n^2 m u(t) \quad (3.131)$$

olarak yazılabilir. Tek serbestlik dereceli sistemde modal deplasman (q_p) her t zamanında, deplasmanın (u), τ_p katıdır. Bundan dolayı eğer tek serbestlik dereceli bir sistemin frekans ve kiritik sönüm oranı, çok serbestlik dereceli bir sistemin p'ninci moduna benziyor ise ve kütlesi

$$m = m_p^v = \{1\}^T [M]\{\phi\}_p \tau_p = \frac{(\{\phi\}_p^T [M]\{1\})^2}{\{\phi\}_p^T [M]\{\phi\}_p} \quad (3.132)$$

O zaman, her t zamanında tek serbestlik dereceli sistemin taban kesme kuvveti, çok serbestlik dereceli sistemin p'ninci modunun taban kesme kuvvetine denk olacaktır. Bu kütle p'ninci modun taban kesme denk kütlesi olarak tanımlanır. Depreme karşı her modun taban kesme kuvvetinin maksimum değeri

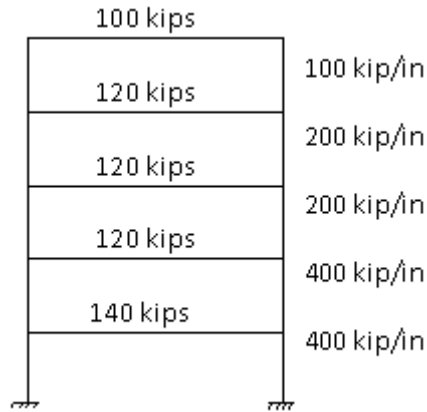
$$V_p = m_p^v (PSA)_p \quad (3.133)$$

elde edilebilir.

4. SAYISAL UYGULAMALAR

Bu bölümde, Stodola yöntemiyle mod şekillerini bulma, Güç Spektral Yoğunluk Fonksiyonu analizi, Beton duvar ve çelik çerçeve etkileşimi, tek serbestlik dereceli sistemin tepki spektral analizi, 4 katlı binanın tepki spektral analizi, lineer olmayan zaman-tarihçe analizi, periyodik yükleme, sistemin hareket modal denklemlerini bulma konuları için örnek problemler ayrı ayrı ele alınacaktır. Örnek problemler 4.2'den, 4.8'e kadar SAP 2000 programıyla çözülmüştür.

Örnek 4.1. Stodola yöntemini kullanarak aşağıdaki verilere göre beş katlı bir kesme binanın mod şekil vektörlerini bulunuz (Berg, 1989)



Şekil 4.1. Örnek 4.1'e ait model

Sistem kütle matrisi

$$[M] = \begin{bmatrix} 140 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 120 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 120 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 120 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 100 \end{bmatrix} \text{ kip/g}$$

Sistem rijitlik matrisi

$$[K] = \begin{bmatrix} 800 & -400 & 0 & 0 & 0 \\ -400 & 600 & -200 & 0 & 0 \\ 0 & -200 & 400 & -200 & 0 \\ 0 & 0 & -200 & 300 & -100 \\ 0 & 0 & 0 & -100 & 100 \end{bmatrix} \text{ kip/in}$$

Mod No:	1	2	3	4	5
---------	---	---	---	---	---

$$\begin{Bmatrix} 0.16806 \\ 0.32412 \\ 0.59657 \\ 0.79600 \\ 1.00000 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} -0.40590 \\ -0.64190 \\ -0.65330 \\ -0.19592 \\ 1.00000 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} -0.77985 \\ -0.86329 \\ 0.29142 \\ 1.00000 \\ -0.64456 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} -0.50579 \\ -0.14931 \\ 1.00000 \\ -0.77320 \\ 0.19975 \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} -0.94886 \\ 1.00000 \\ -0.33752 \\ 0.09196 \\ -0.01190 \end{Bmatrix}$$

ω	8.8748	21.4880	31.3860	43.3656	58.0412
(rad/saniye)					
T (saniye)	0.7080	0.2924	0.2002	0.1449	0.10

Elde edilen sonuçlar kaynaktaki sonuçlarla karşılaştırılmış ve aynı değerler elde edilmiştir.

Örnek 4.2. Güç Spektral Yoğunluk Fonksiyonu analizi

Malzeme: Çelik çubuk

$E = 30000 \text{ ksi}$

Poisson oranı = 0.30

Hacminin birim ağırlığı = 0.28 pcf

Hacminin birim kütlesi = 7.2463 kip – sec²/in

Minimum akma gerilmesi = 36 ksi

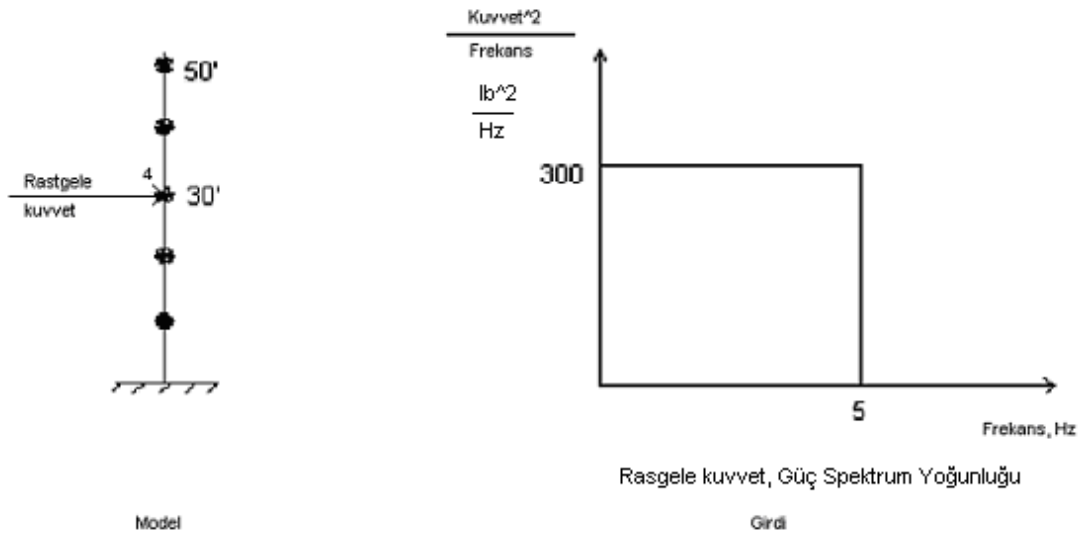
Minimum çekme gerilmesi = 58 ksi

Yükleme

30' yükseklikte çubuğa uygulanan yük, rastgeledir

Yapılacaklar

1. Çubuğun 30' ve 50' yükseklikteki noktaların deplasmanları.
 2. Eğilme momentinin grafiği.
- Örneğin çözümünde SAP2000 programı kullanılmıştır.



Şekil 4.2. Örnek 4.2'e ait model ve Güç spektrum yoğunluk fonksiyonu

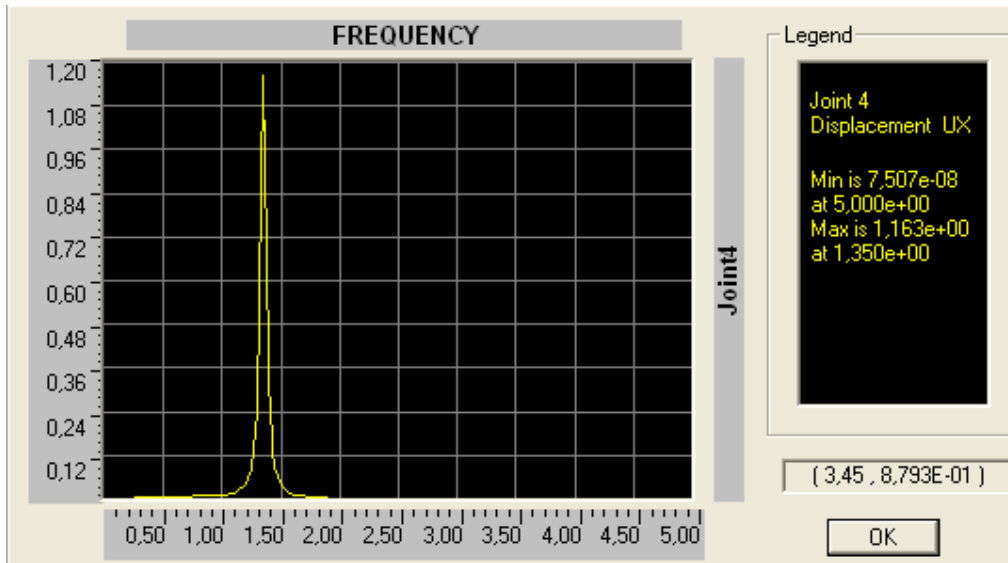
4. ve 6. düğüm noktalarındaki deplasman v dönme değerleri hesaplanmış ve aşağıda verilmiştir.

Pt obj: 4 Pt obj: 6

Pt Elm: 4 Pt Elm: 6

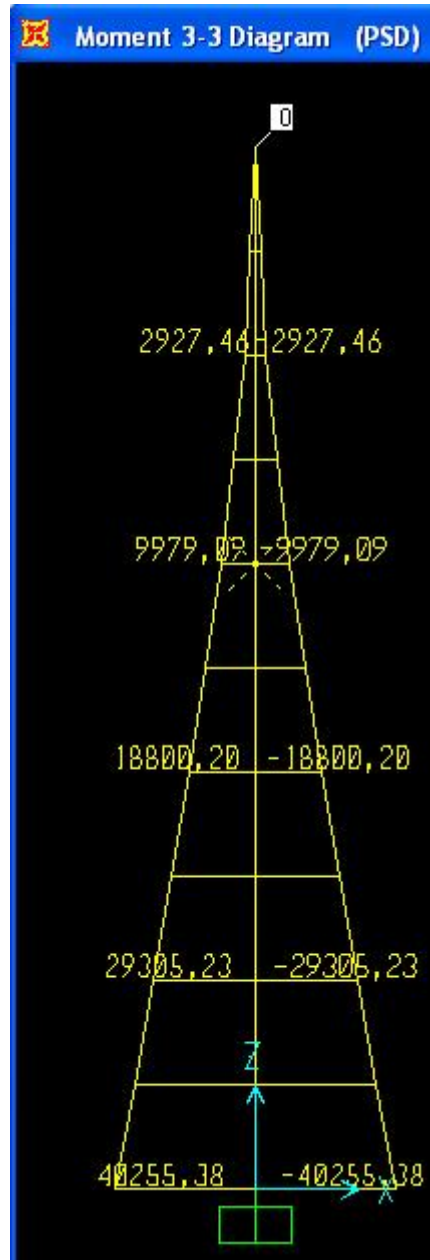
U1 = 0.3239 u1 = 0.7176

$$\begin{aligned}
 U2 &= 0 & u2 &= 0 \\
 U3 &= 0 & u3 &= 0 \\
 R1 &= 0 & R1 &= 0 \\
 R2 &= 0,00151 & R2 &= 0,00166 \\
 R3 &= 0 & R3 &= 0
 \end{aligned}$$



Şekil 4.3. Örnek 4.2'ye ait şekil X doğrultuda Düğüm 4. noktanın deplasman eğrisi

Minimum deplasman 7.507×10^{-8} in ve maksimum deplasman 1.163×10^0 in olarak bulunmuştur.



Şekil 4.4. Örnek 4.2'ye ait eğilme momenti grafiği

Görüldüğü gibi moment dağılımı, 0-5 aralıklı frekanslara göre çubukta aşağıdan yukarıya doğru azalarak sıfır değerini almıştır.

Örnek 4.3. Beton Duvar ve Çelik Çerçeve Etkileşimi.Çelik özellikleri

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$\nu = 0.3$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

Kolon: W10×49

Kolonlar temele mafsalsal olarak bağlıdır.

Kiriş: W24×68 ve W16×36

Kirişler uç noktalarda, kolonlara mafsalsal olarak bağlıdır.

Çapraz: TS6×6×1/4

Çaprazlar uç noktalarda mafsalsal olarak elemanlara bağlıdır.

Şartname: AISC-ASD89

Beton özellikleri

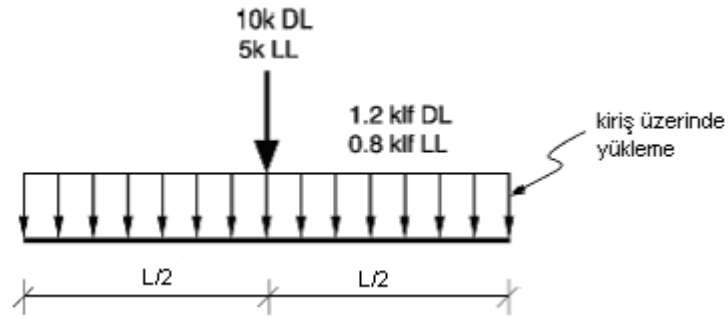
$$E = 4000 \text{ ksi}$$

$$\nu = 0.22$$

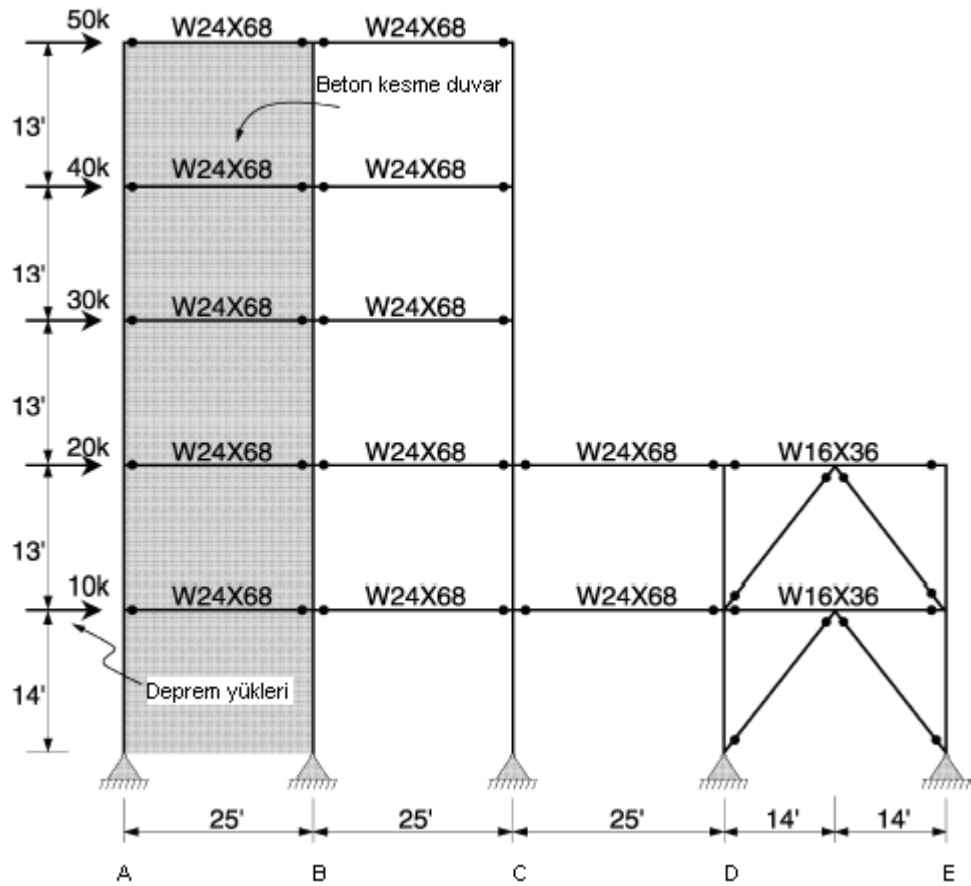
Hacim birim ağırlığı= 150 pcf

Beton kesme duvar kalınlığı: 8 in

Kiriş üzerindeki yükleme:



Tüm kirişler için, zati-ağırlık dahil tipik yük durumu
Yükleme kirişin ağırlık yükünü de kapsıyor.

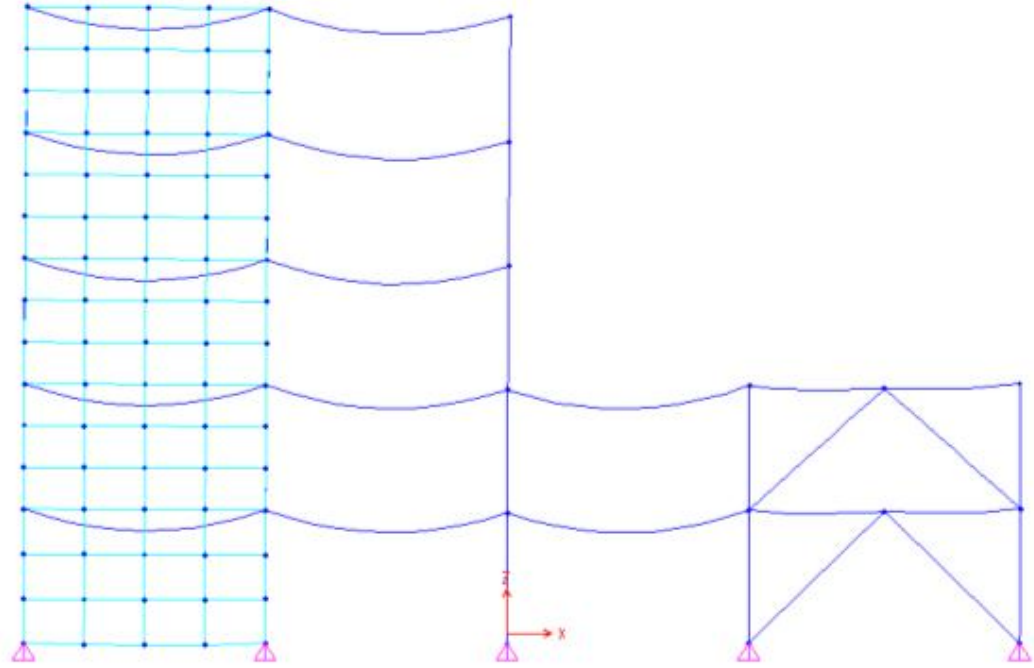


Şekil 4.5. Örnek 4.3'e ait model

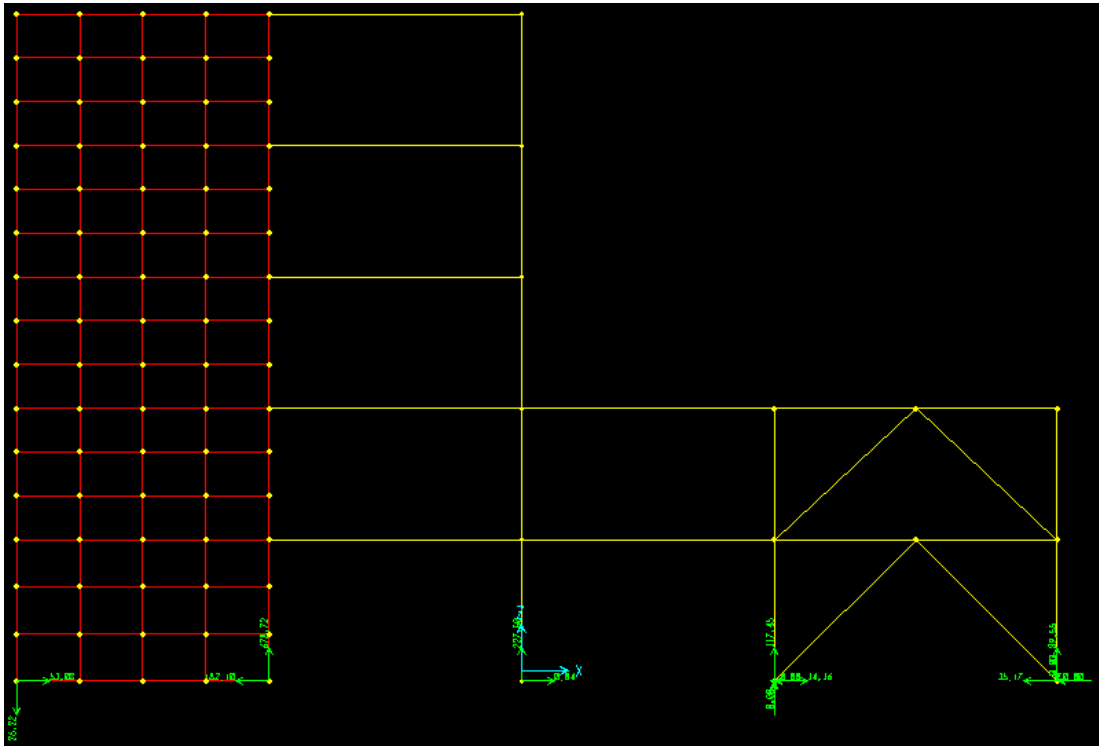
Yapılacaklar

1. DL+LL+EQ yük kombinasyonu için mesnetteki tepkiler hesaplanacaktır.
2. Çelik elemanlarda gerilmeler hesaplanacaktır.

-Problemin çözümünde Sap 2000 programı kullanılmıştır



Şekil 4.6. Örnek 4.3'e ait şekil (kirişlerin yükleme sonrası şekil değişimi)

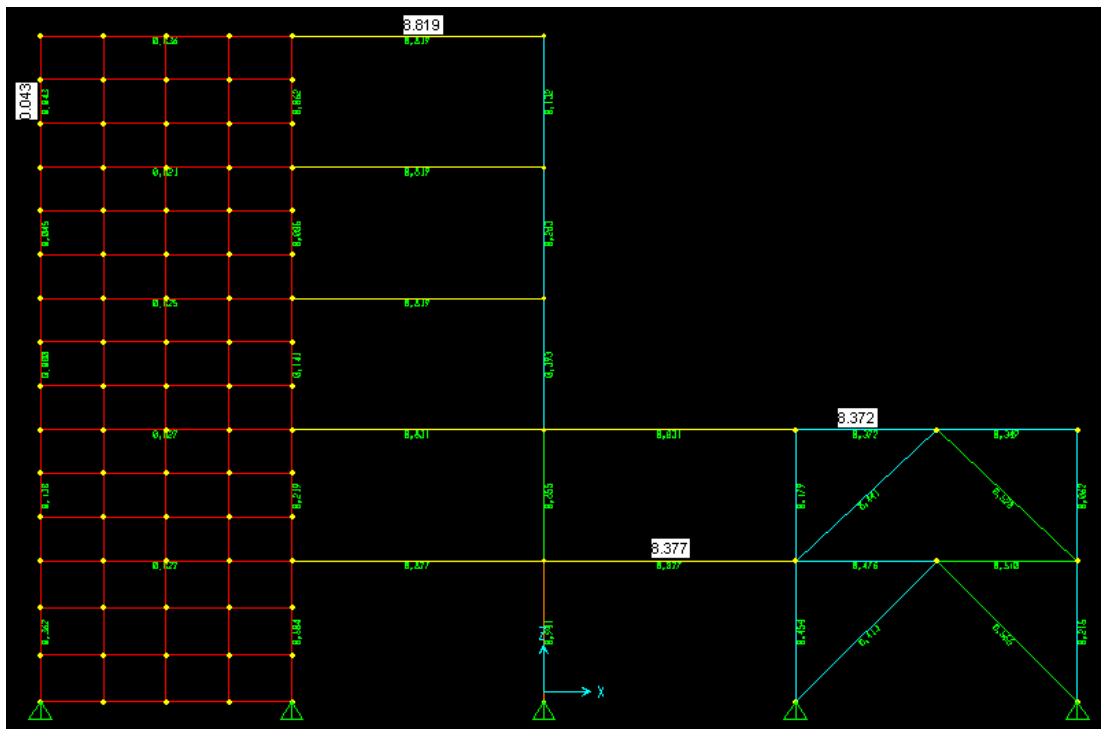


Şekil 4.7. Örnek 4.3'e ait şekil , (Mesnet tepkileri)

A, B, C, D ve E mesnetlerinde tepki değerleri aşağıdaki gibidir.

$$A \begin{pmatrix} F_1 = 51.08 \\ F_2 = 26.22 \end{pmatrix} \text{ kip} \quad B \begin{pmatrix} F_1 = 182.10 \\ F_2 = 674.72 \end{pmatrix} \text{ kip} \quad C \begin{pmatrix} F_1 = 0.84 \\ F_2 = 227.60 \end{pmatrix} \text{ kip} \quad D \begin{pmatrix} F_1 = 14.16 \\ F_2 = 117.45 \end{pmatrix} \text{ kip}$$

$$E \begin{pmatrix} F_1 = 15.17 \\ F_2 = 39.55 \end{pmatrix} \text{ kip}$$



Şekil 4.8. Örnek 4.3'e ait şekil, (Elemanlarda iç kuvvetler)

Örnek 4.4. Tek Serbestlik Dereceli Sistemin Tepki Spektrum Analizi

Yay

$$K = 64 \text{ k/in}$$

$$m = 1 \text{ kip-sec}^2/\text{in}$$

Yapılacaklar

1. 1994 UBC S1 spektruma göre Tek serbestlik dereceli sistem üzerinde spektral analizi yapılmaktadır.

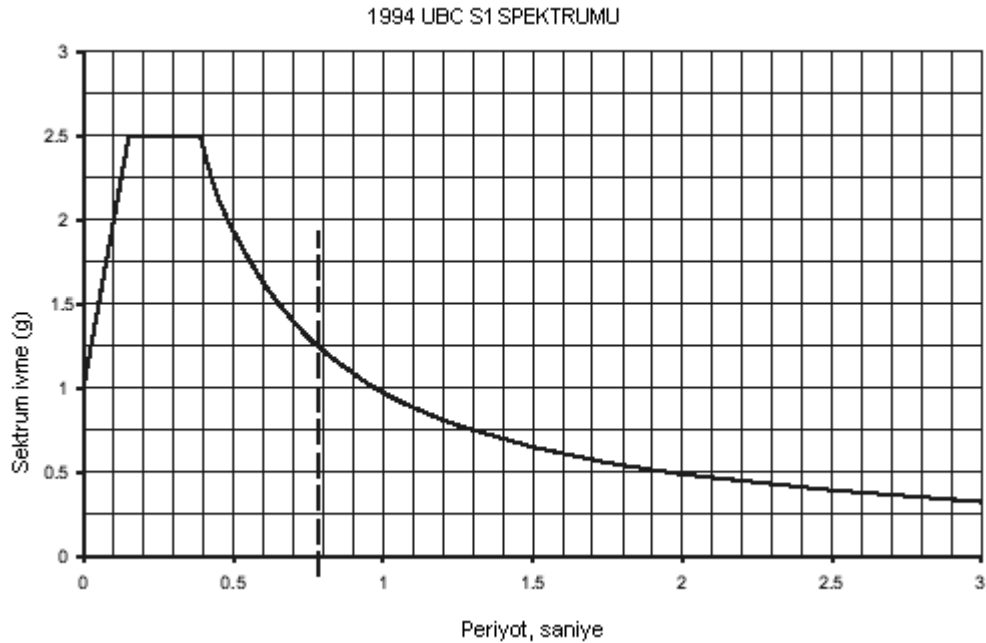
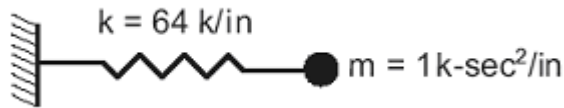
2. Sistemin Sap 2000 programıyla elde edilen periyodunu, formülden hesaplanan periyotla karşılaştırılmaktadır.

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi\sqrt{\frac{1}{64}} = 0.7854 \text{ sec}$$

3. Sistemin SAP2000 programıyla elde edilen yay kuvvetini, formülden elde edilen kuvvetle karşılaştırılmıştır.

$$1.25g \times \frac{386.4 \text{ in} / \text{sec}^2}{1g} = 483 \text{ in} / \text{sec}^2$$

$$F = ma = 1 \times 483 = 483 \text{ kip}$$

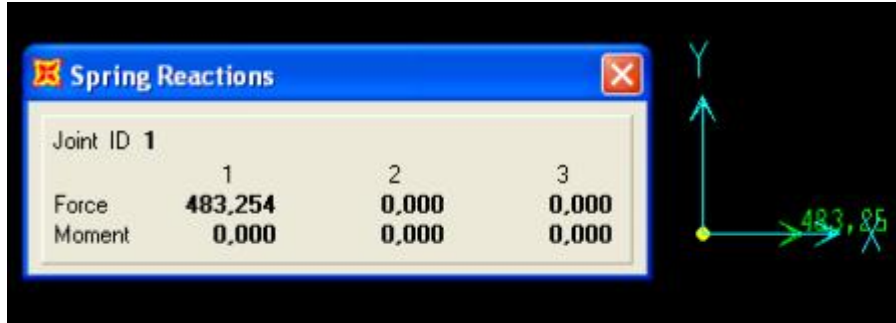


Şekil 4.9. Örnek 4.4'e ait şekiller, Tek serbestlik dereceli sistemin Tepki Spektrumu

Çözüm

Mode 1 Periyot 0,7854 saniye

Sistemin SAP2000 programıyla elde edilen sonucu ile formülle hesaplanan sonuçlar aynıdır.



Şekil 4.10. Örnek 4.4'e ait yay kuvveti

Sistemin SAP2000 programıyla elde edilen yay kuvveti 483.254 kip elde edilmiş, formülden elde edilen sonuçla yaklaşık aynıdır

Örnek 4.5. Davranış Spektrumu Analizi

Yapının Özellikleri

Yapı, kesme duvarlardan oluşan 4 katlı bir binadır. Katların döşemeleri beton kolonlar üzerindedir.

Ucunda 250 pound ağırlık olan 30 foot yükseklikte çelik bir bayrak direği çatı zeminin bir köşesinde dikilmiştir.

Çelik

$E = 29000 \text{ ksi}$

$\nu = 0.3$

Bayrak direği 3" Ø çapında standart borudur

Beton özellikleri

$E = 3600 \text{ ksi}$

$\nu = 0.2$

Kesme duvarların kalınlığı = 12 in

Kolonlar ve kirişlerin boyutları = 20x20 in

Katların döşeme panelleri ve çatı döşeme panelin kalınlığı = 10 in

Davranış spektrum yüklemesi

X (U1) doğrultudaki yükleme: 1994 UBC S2

Y (U2) doğrultudaki yükleme: 30% of 1994 UBC S2

Kabuller

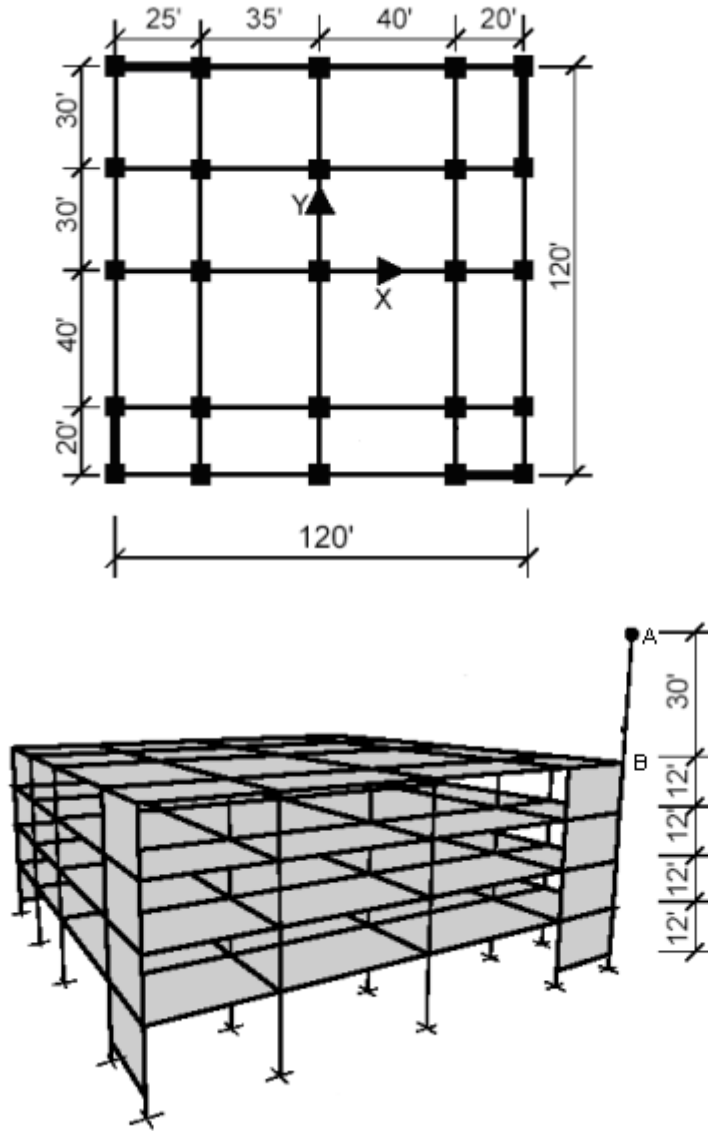
- Katların döşeme diyaframı rijittir.
- Kolon temelleri ankastredir.
- Bayrak direği uçundaki toplanmış ek kütle $0.00065 \text{ kip} - \text{sec}^2 / \text{in}$ tir

Yapılacaklar

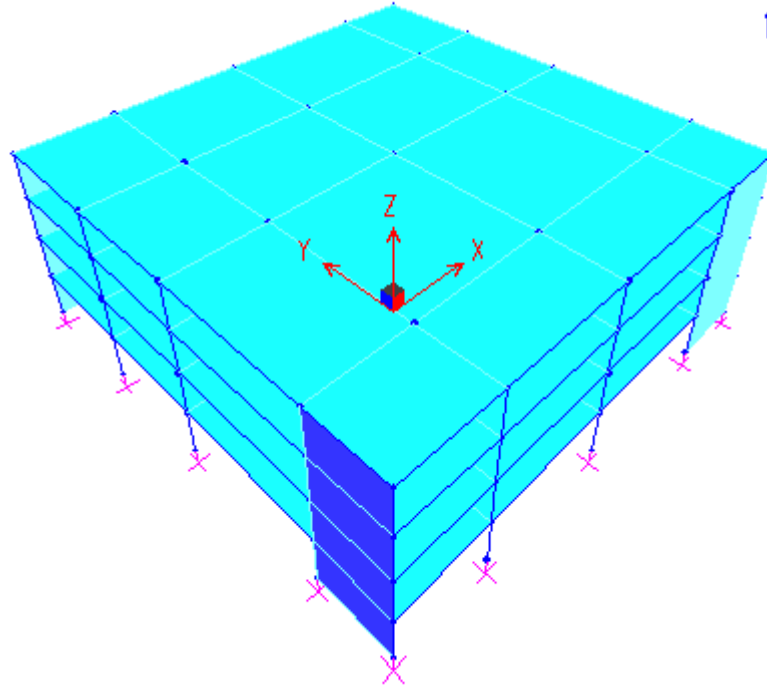
Bayrak direğinin üst ve alt noktasında, davranış spektrumu yüklemesinden meydana gelecek olan, X yönündeki (U1) maksimum yer değiştirmelerini bulunuz.

-Problemin çözümünde şu program olanakları kullanılmaktadır

- Diyafram Bağımlılığı (Diaphragm Constraint)
- Dinamik Analiz (Dynamic Analysis)
- Grid Çizgileri (Grid Lines)
- Alanları Bölümlendir (Mesh Areas)
- Mod Şekilleri (Mode Shapes)
- Şablondan Yeni Model (New Model from Template)
- Doğrusal Çoğaltma (Linear Replication)
- Link Elemanları (Link Elements)
- Davranış Spektrumu Analizi (Response Spectrum Analysis)



Şekil 4.11. Örnek 4.5'e ait şekil plan ve prespektif



Şekil 4.12. Örnek 4.5'e ait (Titreşim sonrası binanın durumu)

<u>Düğüm deplasmanları</u>	1	2	3
Deplasman :	3.19717	0.94099	0.07049
Dönme :	0.04718	0.16097	8.457E-04

A ve B noktalarında bayrak direğinin maksimum yer değiştirmesi sırasıyla 3.19717 in ve 0.94099 in olarak elde edilmiştir

Örnek 4.6. Sismik İzolatörlü Bina - Nonlineer Zaman Alanı Analizi

Çelik özellikleri

$E = 29000 \text{ ksi}$

Poisson oranı = 0.3

Kirişler: W24X55 Kolonlar: W14X90

Küçük izolatör özellikleri

Düşey (eksenel) lineer rijitlik = 10000 k/in (lineer)

Her yön için Başlangıç kesme rijitlik = 10k/in

Kesme akma gerilmesi (tüm doğrultuda) = 5 kips

Üst kesme akma dayanımının başlangıç kesme dayanımına oranı = 0.2

Düşey Yükleme ve kütleler

Çatıda ölü yük = 75 psf

Çatıda canlı yük = 20 psf

Döşemelerde ölü yük = 100 psf

Döşemelerde canlı yük= 100 psf

Zaman alanı özellikleri

Lp-TH0 VE Lp-TH90 Yük tarihçeleri sırasıyla X ve Y doğrultuda aynı zamanda yapıya uygulanmaktadır. Yük tarihçeleri g ağırlık ivmesine göre düzenlenmiştir. Her bir zaman alanı cm/sn^2 birimine sahiptir. Toplam 40 sn 'lik bir zaman için 0.02sn zaman aralığında 2000 zaman adımı vardır. Her bir satırda 5 tane ivme verisi mevcuttur.

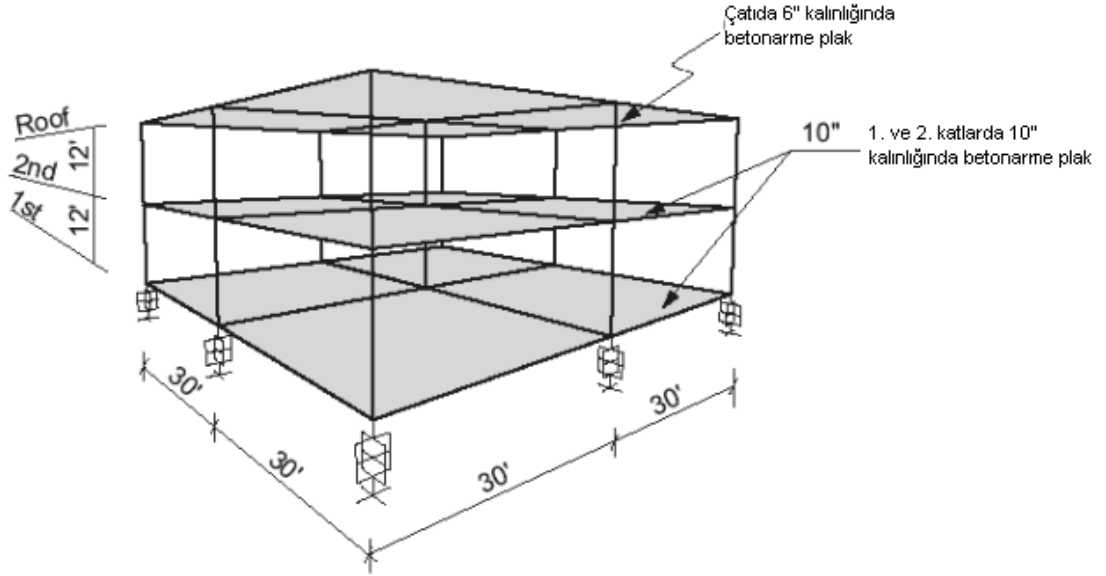
Yapılacaklar

Birinci kat ve çatı katında zaman alanına göre Y doğrultusundaki yer değiştirme-zaman grafiğini çiziniz. Birinci katta Y-doğrultusunda yer değiştirmeye karşı Y-doğrultusunda taban kesmesi grafiğini çiziniz.

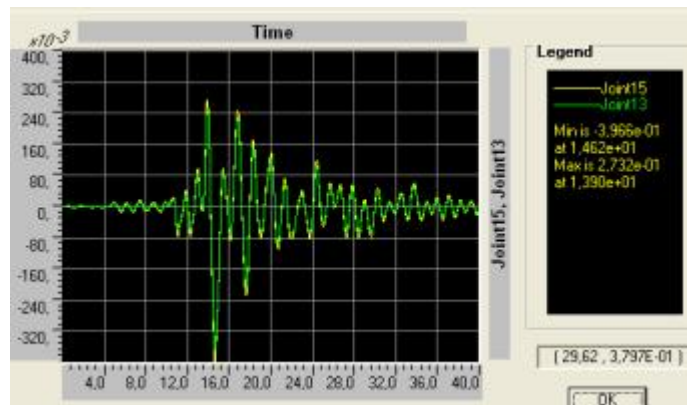
Problemin çözümünde şu program olanakları kullanılmaktadır.

- sismik İzolatörler Base (Seismic) Isolation
- Diyafram Bağımlılığı (Diaphragm Constraint)
- Ritz Vektörleri (Ritz Vectors)

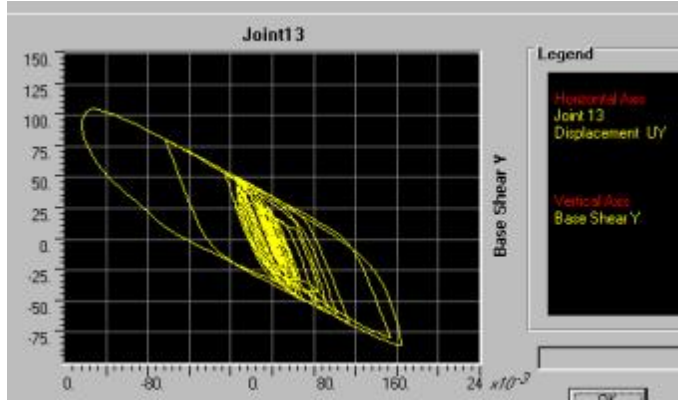
- Dinamik Analiz (Dynamic Analysis)
- Mod Şekilleri (Mode Shapes)
- Link Elemanları (Link Elements)
- Modal Nonlinear Zaman Alanı Analizi (Modal Nonlinear Time History Analysis) (www.comp-engineering.com).



Şekil 4.13. Örnek 4.6'ya ait şekil



Şekil 4.14. Deplasman-zaman alanı, Minimum deplasman 3.966×10^{-1} in , 1.462×10^1 saniyede ve maksimum deplasman 2.732×10^{-1} in , 1.390×10^1 saniyede meydana gelmiştir.



Şekil 4.15. Y doğrultusunda yer değiştirme tarihçesi grafiği

Örnek 4.7. Periyodik Yükleme

Çelik özellikleri

$E = 29000$ ksi, Poisson oranı = 0.3

Kolon temel bağlantıları mafsallıdır

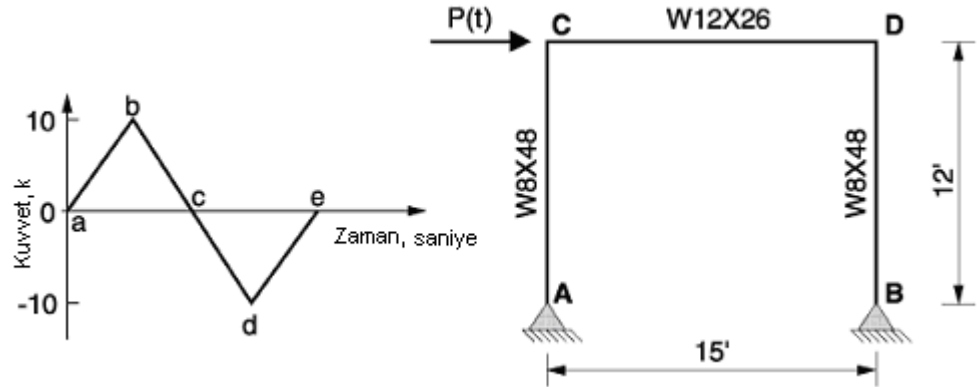
Tüm kiriş-kolon bağlantıları rijittir.

Düğüm Noktası kütleleri

C ve D düğüm noktalarında kütle $0.02 \text{ kip-s}^2/\text{in}$

Yükleme durumu

C noktasına uygulanan $p(t)$ yükü periyodiktir. $p(t)$ için farklı yükleme durumu (fonksiyonu) tanımlanmıştır. Üç yükleme fonksiyonu (fonksiyonlar sırasıyla 0.25, 0.50 ve 1.00 periyodlarındandır) aşağıdaki tablo ve grafikte verilmiştir. Bütün yüklemeler için 5% sönüm olduğunu kabul edilmiştir.



Şekil 4.16. Örnek 4.7'ye ait yük ve sistem şekli

Çizelge 4.1. Örnek 4.6'ya ait yükleme durumu

Düğüm Noktası	Kuvvet (k)	Zaman Fonksiyonu1 (saniye)	Zaman Fonksiyonu2 (saniye)	Zaman Fonksiyonu3 (saniye)	Not: 1,2 ve 3 zaman fonksiyonlarının periyotları sırasıyla 0,25,0,5ve 1 saniyedir
a	0	0	0	0	
b	10	0.0625	0.125	0.25	
c	0	0.125	0.25	0.5	
d	-10	0.875	0.375	0.75	
e	0	0.25	0.5	1	

Yapılacaklar

Üç periyodik yük fonksiyonu D noktasındaki yer değiştirmeyi hesaplanacaktır. Problemin çözümünde şu program olanakları kullanılmaktadır . (Mod şekilleri)Problemin çözümünde SAP2000 programı kullanılmıştır

ÇÖZÜM

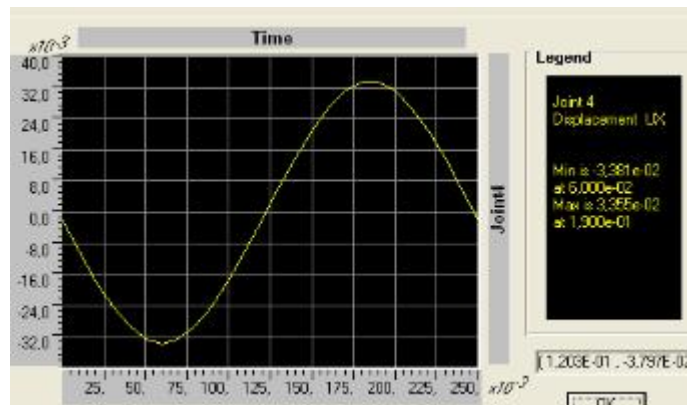
2. v2 4. Düğümlere ait deplasmanları, SAP2000 programıyla hesaplanmış ve aşağıda gösterilmiştir.

JOINT LOAD	U1	U2	U3	R1	R2	R3
2 HIST1 MAX	0,0332	0,0000	2,065E-04	0,0000	1,029E-0	0,0000
2 HIST1 MIN	-0,0335	0,0000	-1,973E-04	0,0000	-1,038E-0	0,0000
2 HIST2 MAX	0,9960	0,0000	1,871E-03	0,0000	0,0310	0,0000
2 HIST2 MIN	-0,9960	0,0000	-1,871E-03	0,0000	-0,0310	0,0000
2 HIST3 MAX	0,1295	0,0000	1,395E-04	0,0000	4,031E-0	0,0000
2 HIST3 MIN	-0,1295	0,0000	-1,395E-04	0,0000	-4,031E-0	0,0000

JOINT LOAD	U1	U2	U3	R1	R2	R3
4 HIST1 MAX	0,0335	0,0000	8,197E-05	0,0000	1,048E-0	0,0000
4 HIST1 MIN	-0,0338	0,0000	-7,179E-05	0,0000	-1,056E-0	0,0000
4 HIST2 MAX	0,9960	0,0000	1,838E-03	0,0000	0,0310	0,0000
4 HIST2 MIN	-0,9960	0,0000	-1,838E-03	0,0000	-0,0310	0,0000
4 HIST3 MAX	0,1292	0,0000	3,774E-04	0,0000	4,016E-0	0,0000
4 HIST3 MIN	-0,1292	0,0000	-3,774E-04	0,0000	-4,016E-0	0,0000

Görüldüğü gibi düğüm 4’de maksimum yer değiştirme 0.9960 saniyede ve 2. yük fonksiyonun için bulunmuştur.

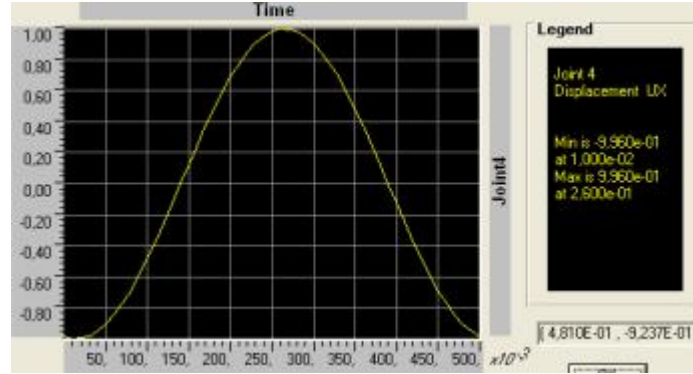
1. Yük fonksiyonu için 4 nolu düğümde ait deplasman grafiği çizilmiş ve aşağıda gösterilmiştir



Şekil 4.17. X Yönünde 1. yük fonksiyonuna ait zaman alanı grafiği.

Düğüm 4'te minimum deplasman $-3.81e-02$ in, $6.000e-02$ saniyede ve maksimum deplasman $3.355e-02$ in, $1.900e-01$ saniyedir.

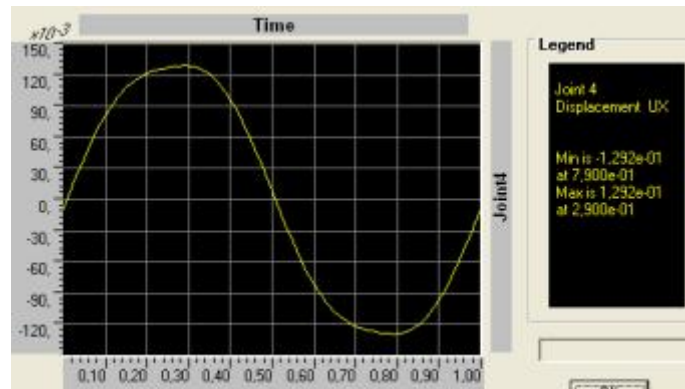
2. Yük fonksiyonu için 4 nolu düğüme ait deplasman grafiği çizilmiş ve aşağıda gösterilmiştir



Şekil 4.18. X Yönünde 2. yük fonksiyonuna ait zaman alanı grafiği.

Düğüm 4'te minimum deplasman $-9.960e-01$ in , $1.000e-02$ saniyede ve maksimum deplasman $9.960e-01$ in, $2.600e-01$ saniyededir.

3. Yük fonksiyonu için 4 nolu düğüme ait deplasman grafiği çizilmiş ve aşağıda gösterilmiştir



Şekil 4.19. X Yönde 2. yük fonksiyona ait zaman alanı grafiği.

Düğüm 4'te minimum deplasman $-1.292e-01$, $7.900e-01$ saniyede ve maksimum deplasman $1.292e-01$, $2.900e-01$ 'dedir.

Görüldüğü gibi düğüm 4'te maksimum yer değiştirme 0.9960 saniyede 2. yükleme durumunda meydana geldiği grafikten görülmektedir.

Örnek: 4.8. Sistemin kütle, sönüm, rijitlik matrisleri aşağıda vermiştir. Hareket modal denklemlerini hesaplanacaktır (Berg, 1989).

	<u>Ağırlık</u>	<u>Sönüm</u>	<u>Rijitlik</u>
	50 kips	0.5 kip/(in/sec)	50 kip/in
	100 kips	0.5 kip/(in/sec)	100 kip/in
	100 kips	0.5 kip/(in/sec)	150 kip/in

Şekil 4.20. Örnek 4.8'e ait şekil

Sistem kütle matrisi

$$[M] = \begin{bmatrix} 100 & 0 & 0 \\ 0 & 100 & 0 \\ 0 & 0 & 50 \end{bmatrix} \text{ kips/g}$$

Sistem sönüm matrisi

$$[C] = \begin{bmatrix} 1 & -0.5 & 0 \\ -0.5 & 1 & -0.5 \\ 0 & -0.5 & 0.5 \end{bmatrix} \text{ kips/(in/sec)}$$

Sistem rijitlik matrisi

$$[K] = \begin{bmatrix} 250 & -100 & 0 \\ -100 & 150 & -50 \\ 0 & -50 & 50 \end{bmatrix} \quad \text{kips/in}$$

Olarak hesaplanmış ve bu sistem özellikleri için serbest titreşim frekansı

$$\omega_1 = 11.008 \quad \text{rad/sec}$$

$$\omega_2 = 24.065 \quad \text{rad/sec}$$

$$\omega_3 = 35.073 \quad \text{rad/sec}$$

Olarak bulunmuştur . her bir mod için sistemin periyotları ve mod şekilleri hesaplanmıştır

Mod	1	2	3
$\omega_p^2 (\text{sec}^{-2})$	121,18	579.13	1230.1
$T_p (\text{sec})$	0.5708	0.261	0.1791
ϕ_p	$\begin{Bmatrix} 0.31386 \\ 0.68614 \\ 1 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} -0.5 \\ -0.5 \\ 1 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} 1 \\ -0.68614 \\ 0.31386 \end{Bmatrix}$

Mod katkı faktörleri:

$$\tau_1 = 1.4028 \quad \text{ve} \quad \tau_2 = -0.5000 \quad \text{olarak hesaplanmıştır .}$$

Her modun depreme karşı tepkisi aşağıdaki gibi elde edilmiştir

$$u_1 + (121.18)q_1 = -1.4028 u_g(t)$$

$$u_2 + (579.13)q_2 = 0.5000 u_g(t)$$

$$u_3 + (1230.1)q_3 = -0.3097 u_g(t)$$

Elde edilen sonuçlar kaynaktaki sonuçlarla karşılaştırılmış ve aynı değerler elde edilmiştir.

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Dinamik sistemlerin analizinde kullanılan 3 model (Uzay model, Modal model ve Tepki model) incelendi. Lineer sistemlerde bu 3 modelin birbirine dönüştürülmesi mümkündür. Yapı dinamik deneyleri, yapının zorlanmış titreşimine ve tepkinin ölçülmesine dayalı olduğundan dolayı Tepki modeli, diğer iki modele göre daha da önemlidir. Yapı dinamik deneylerde ilişkin olarak Tepki modeli belirlenir daha sonra tepki modeli üzerinden Modal modeli elde edilir.

İncelenen sonuçlar gösteriyor ki, binanın yüksekliği ve binada kullanılan yanal takviye sistemleri (çerçeve, kesme duvar ve çapraz sistem) binanın titreşimlere göre periyodunu etkilemektedir. Bu durum binanın çeşidine ve takviye sistemine göre değişir. Genel olarak çelik binalara ait periyot -yükseklik eğrisi, betonarme binalara ait eğrinin üstünde yer alır. Hem çelik hem de betonarme binalarda, burulma periyotlarına ait eğri, kayma periyotlarının eğrisi altında yer alır.

Binalarda kayma modunun, burulma moduna göre oranı, önemli parametrelerden biri olarak bilinmektedir. Çünkü kayma ve burulma modlarının miktarları birbirine yakın olması bina titreşimlerinde burulma-kayma girişimler için gereken potansiyeli sağlar. Öte yandan bu parametre bina planında yanal takviye elemanlarının dağılımı konusunda bir gösterge olarak dikkate alınabilir. 1. mod periyodunun 2. mod periyoduna göre oran değeri, binanın kesme yada eğilme konsol gibi davranıp davranmadığının bir göstergesi olarak değerlendirilebilir.

Geçmişteki deprem tecrübeleri gösteriyor ki, yapının dinamik özellikleri yapının titreşim genliğine göre değişir. Halbuki basit modeller üzerinde yapılan analizlerde periyot ve sönüm, titreşim genliğinden bağımsız olarak ele alınmaktadır. Gerçek bir yapıda, yapının periyodu ve sönümü sistemin titreşim genliğinin artmasıyla değişir. Bu değişim zemin-yapı etkileşimi, çelik elemanların birleştiği noktalarda olası kaymalar, yapısal elemanlar ve yapısal olmayan elemanların etkileşimi, yapının rijitliğinden meydana gelen değişim, dolgu duvarların tesiri gibi nedenlerden kaynaklanır. Bundan dolayı küçük çaplı titreşimlerden elde edilen sonuçları direk olarak büyük çaplı titreşimler analizinde kullanılması hatalı sonuçlara yol açmaktadır.

Deprem analizinde spektrum tepki yönteminden de anlaşıyor ki, lineer sistemin tepkisi depremin herhangi bir bileşenine karşı, sistemin dinamik özelliklerine (periyodu ve sönüm oranına) bağlıdır. Periyodu ve sönüm oranı eşit, iki sistemin ağırlıktan asılı olmayarak maksimum tepkileri eşittir.

Sönüm oranı, spektrum tepkisini etkiler ve sistemin tepkisini azaltır. Çok küçük ve büyük periyotlarda $T \rightarrow 0$, $T \rightarrow \infty$ sönüm oranı sistemin tepkisini etkilemez. Eğer yer hareketi çok titreşimli ve harmonikse, o zaman rezonans durumuna yakın yapılarda sönümün etkisi maksimumdur. Eğer deprem titreşimlerinin süresi az ve şiddeti hafif ise, o zaman sönüm oranı fazla etki yapmamaktadır. Buda sönüm oranının farklı titreşimlerde değişiminin bir göstergesidir.

Sistemin maksimum yer değiştirmesi, yer değiştirme tarihçesinden elde edilir. Sistemin maksimum yer değiştirmesi şiddetli depremlerde ortaya çıkmaktadır. Doğal periyodu çok uzun ve sönüm oranı küçük olan sistemlerde maksimum yer değiştirme yer titreşimleri dindikten sonra sistemin serbest titreşimi sırasında meydana gelmektedir.

Kısa periyotlu sistemlerde SA değeri yerin maksimum ivmesinden ($\ddot{u}_g$) daha da büyük olup ve D miktarı T_n ve ξ 'ye bağlıdır. Uzun periyotlu sistemlerde $3 \leq T \leq 15$ D'nin miktarı genelde yerin maksimum yer değiştirme miktarından (u_g), daha da büyük olup ve D değeri T_n ve ξ 'ye bağlıdır. Orta periyotlu sistemlerde ($0.5 \leq T \leq 3$), V miktarı yer hızından ($\dot{u}_g$) dahada büyük olup sabit değere sahiptir ve D miktarı yalnız x 'ye bağlıdır.

Tepki spektrumundan da anlaşıyor ki, SV ve PSV spektrumları kısa periyotlar aralığında birbirine yakın, ama uzun periyotlarda çok farklıdır.

KAYNAKLAR

- BARGİ, KH. (2001). "Dynamics of Structures". 4t Edition . 624/171. TA65/64d9. Tahran university Pres.
- BERG, GLEN, V.(1989). "Elements of Structure Dynamics". Prentice-Hall
- BENDAT, J. S., PİERSOL, A. G., (2000). "Random Data:Analysis an Measure Procedures".John Wilety & Sons,Inc.,New York.
- CELEP, ZEKAİ, KUMBASAR, N.(2000). "Deprem Mühendisliğine Giriş ve Deprem Dayanıklı Yapı Tasarımı". İstanbul: Beta Dağıtım.
- CELEP, ZEKAİ, KUMBASAR, N.(2001). "Yapı Dinamiği". Üçüncü Baskı İstanbul, Beta Dağıtım.
- CHOPRA, A. K., (1995). "Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering". Prentice-hall, Englewood Cliffs;N.J.
- CHUELLER. G.I., (1987)."Basic Principles of probablility,stochastic proses and reliability methods, in Stochastic methods in structural dynamics"., edited by G.I.schueller and M.Shinozuka, Martinus NijhPublishers, Netherlands, pp.180.
- CLARKSON, B. L., (1982). "Random prosses , chaoter 4 in noise and vibration",., edited by R. G. white and j. G. Walker, Ellis Horwood Ltd, chichester.
- ÇELEBİ, M., PHAN, L., and MARSHALL , R. D.(1993). " Dynamic characteristics of five tall buildings during strong and low- amplitude motions".Journal of structural Tall Buildings.
- ÇELEBİ, M. (1996). "Comparison of damping in buildings under low-amplitude and strong motions." Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics.
- DUNAND F., RODGERS J. E., ACOSTA A. V., SALSMAN M., BARD P., ÇELEBİ M.(2004) "Ambient vibration and earthquake atrong-motion data sets for selected USGS extensively instrumented buildings."
- ELME-OMRAN publishing, www.elm-omran.com
- FUKUVA, N., NİSHİZAKA, R., YAGİ, S., TANAKA, K., TAMURA, Y. (1996). "Field measurements of damping and natural frequency of an actual steel-

- framed building over a wide range of amplitudes”. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 59, 325-347.
- GLANVILLE, M. J., KOWRK K. C. S., DENOON R. O., (1996). Full-scale measurements of structures in Australia *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 59, 349-364.
- GATTI, P. L., FERRARI, V. (1996). “Applied Structural and Mechanical Vibrations”. E & FN SPON.
- GOEL, R. K., CHOPRA, A. K., (1993). “seismic code analysis of buildings without locating centers of rigidity”. *Journal of Structural Engineering* ASCE, 119(10), 3039-3055.
- GOEL, R. K., CHOPRA, A. K. (1997). “Period formulas for moment-resisting
- GOEL, R. K., CHOPRA, A. K. (1998). “period formulas for concrete shear wall buildings”. *Journal of Structural Engineering* ., ASCE, 124(4), 426-433.
- frame buildings”. *Journal of Structural Engineering*. ASCE, 123(11), 1454-1461.
- [HTTP://www.comp-engineering.com](http://www.comp-engineering.com)
- [HTTP://fenbilimleri.sdu.edu.tr/dergi/gecmis_sayilar/10_1/M-SIVRI.pdf](http://fenbilimleri.sdu.edu.tr/dergi/gecmis_sayilar/10_1/M-SIVRI.pdf)
- [HTTP://www.linuxfocus.org/Turkce/March2003/article271.shtml](http://www.linuxfocus.org/Turkce/March2003/article271.shtml)
- HU, Y-X., LIU, S-C., DONG, W., (1996). “Earthquake Engineering”. E & FN SPON.
- HUDSON, D.E., (1970). Dynamic tests of full –scale structures, Chapter 7 in *Earthquake Engineering*, edited by R. Prentice Hall, New Jersey.
- IVANOVIC, S. S., TRIFUNAC, M. D., (2000), “Ambient vibration tests of a seven store reinforced concrete building in Van Nuys, California, damaged by the 1994 Northridge earthquake”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* .,
- JENNINGS, P. C., MATTIEN, R. B., HOERNER, J. B. (1971) . Forced vibration of a 22-story steel frame building. Report No. EERL 71-10, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California,
- JEARY, A. P., (1992). “Establishing non-linear damping characteristics from non-stationary response time-histories”. *The Structural Engineer*, 70(4), 61-66.

- KAREM, A., GURLEY, K, (1996).“Damping in Structures: its evaluation and treatment of uncertainty”. *Journal of Wind and Industrial Aerodynamics* 59,131-157.
- LAM, N. T. K., WILSON, J. L., HUTCHINSON, G. L. (1997). “Review of the torsional coupling of asymmetrical wall-frame buildings”. *Engineering Structure* .,19(3), 233-246.
- LI, Y., MA, S. T., (1997).“Learning from recorded earthquake motion of buildings”. *Journal of Structural Engineering* ., ASCE,123(1), 62-66.
- MACIAG, E., (1986). “Experimental evaluation of changes of dynamic properties of buildings on different grounds”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*., 14, 925-932.
- MAIA SILVA, He, LIVEN, LIN, SKINGLE, TO, URGUERIA.(1997). “Theoretical and Experimental Modal Analysis” . RESEARCH STUDIES PRESS LTD.
- MARSHALL, R, D., PHAN, L. T., ÇELEBİ, M. (1994). Full-scale measurement of building response to ambient vibration and the Loma Prieta Earthquake .
- MATH WORKS, Inc. (2002). User’s Guide:Curve Fitting Toolbox for Use With Matlab, Natick, MA.
- STAFFORD SMITH, B., YOON, Y.-S.(1991). “Discussion of Method to estimate center of rigidity using vibration recordings”. by E. Şafak nad M. Çelebi. *Journal of Structural Engineering*. ASCE,117(8), 2563-2565.
- MİLANİ, SALİM. A., (2003), Determine of Dynamic properties of structures applied Measurement amplitude of Vibrations. Tabriz University, Master’s Thesis
- MCVERRY, G. H., (1980). “Structural identification in the frequency domain from earthquake records *Earthquake Engineering and structural* ”.8,161180.
- NORTON, M., P., (1989). “Fundamentals of noise and vibration analysis for engineers” Cambridge University Press.
- ÖZGEN, A., SEV, A.(2000). Çok Katlı Yüksek Yapılarda Taşıyıcı Sistemler”. Birsen Yayınevi Ltd. Şti./ İstanbul.
- PAZ. M., (1989). “Structural Dynamics”, 4th Edition. Chapman & Hall, New York, N. Y.

- PAZ, M., (1997). *Structural Dynamics*, 4th Edition. Chapman & Hall, New York
N. Y.
- PEEBLES, P.Z., JR.,(1978). "Probability, Random Variables, and Random Signal
principles", 2th Edition.McGraw-Hill, Newyork.
- RAZEGİ, D. M. (2005)" Investigation of the changes of dynamic properties of the
buildings to amplitude of vibrations.Tabriz University, Master's Thesis.
WWW.QUAKE.CA.GOV.
- ROBERTS, J.B., SPANOS, P.D, (1990). "Random Vibration and statistical
Linearization".John Wiley & Sons,Inc., New York.
- Süleyman Demirel Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi,10-1, (2006)109-
115.
- STAFFORD SMİTH, B.,COULL, A.(1991). "Tall Building Structures". John Wiley
& Sons, Inc.
- THOMSON, W., T.,(1965). "Vibration Theory and Applications". Prentice-Hall,
Englewood Cliffs,N.J.
- TONGUE, B., H.,(1996) . "Principles of vibration. Oxford University pres.
- TRİFUNAC, M. D. (1970). "Wind and microtremor induced vibrations of a 22-
storey steel frame building Report No. EERL 70-110 Earthquake Engineering
Research Laboratory., Clifornia institute of Technology., pasadena,
California.
- TSO, W. K. (1990). "Static eccentricity concept for torsional moment Estimation".
Journal of Strutura .
- VENTURA, C. E., FELBER, A. J., STİEMER, S. F., (1996). "Determination of the
dynamic characteristics of the Colquitz River Bridge".by full-scale testing.
Cnanadian Journal of CivilEngineering Vol. 23, pp. 536-548.
- WARD, H. S., CRAWFORD, R.(1996). "wind-induced vibrations and building
modes".Bulletin of siesmological society of America 56(4),793-813
- YOON, Y.-S., STAFFORD SMİTH, B. (1995). "Assessment of translational-
torsional coupling in asyemetric uniform wall-frame strutures". *Journal of
Strictural Engineering.*, ASCE, 121(10), 1488-1496.

ÖZGEÇMİŞ

1972 yılında Batı Azərbaycan ilinin merkezi Urmiye’de doğdum. İlk, orta ve lise öğrenimimi yine Urmiye’de tamamladım. 1996 yılında Mahabad Azad Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nü kazandım. 2000 yılında lisans öğrenimimi tamamladım.