

**T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**RIJİT ÖTELENME HAREKETİNE MARUZ
MEVCUT DOLGU DUVARLI BİR YAPININ
DEPREM PERFORMANSININ ARTIMSAL
EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ YÖNTEMİ İLE BELİRLENMESİ**

ZEYNEP GÜRPINAR

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
YAPI PROGRAMI**

**DANIŞMAN
DOÇ. DR. BİLGE DORAN**

İSTANBUL, 2011

ÖNSÖZ

Son yıllarda meydana gelen depremlerde yapılardaki hasarların çok büyük hayati ve ekonomik kayıplara neden olması, depreme dayanıklı yapı tasarımında hasar kontrolünün de göz önüne alınması gerektiğini göstermiştir. Büyük deprem kuşakları üzerinde olan ülkemiz, olumsuz tecrübelerini tekrarlamaması için gerek mühendisler gerekse akademisyenler tarafından mevcut yapıların güçlendirilmesi ve yeni projelendirilen yapıların deprem karşısındaki performanslarını konu alan araştırmalar geniş bir yelpazede sürdürülmektedir.

Yapısal sistemlerin vazgeçilmez elemanı olan ancak düşey yükler açısından taşıyıcı özellik göstermediği yani sistemin rijitliğine herhangi bir katkısı bulunmadığı kabul edilen dolgu duvarlar, tasarım aşamasında ikinci derece yapı elemanı olarak düşünülmektedir ve analizde karşılaşılan karmaşıklıklardan dolayı hesaplarda sadece düşey yük olarak dikkate alınmaktadır. Ancak yapılan araştırmalar göstermiştir ki dolgu duvarlar, öngörülen tasarım depremi altında yatay yüklerin taşınmasına yardımcı olmakta ve yanal rijitliği artırmaktadır. Diğer taraftan, planda düzensiz yerleşiminden kaynaklanan burulma etkileri, yumuşak kat oluşması ve kısa kolon davranışı gibi olumsuz etkileri de vardır. Bu bağlamda bilinen ve geçerliliğini kanıtlamış bir model analizi bulunmadığından dolgu duvarlar taşıyıcı sisteme dahil edilmemektedir.

Bu çalışmada dolgu duvarların deprem yükleri altında yapının davranışına olan etkileri araştırılacaktır. Bu bağlamda, mevcut betonarme bir yapı olan Liman Han projesinin dolgu duvarlı ve dolgu duvarsız durumlarının serbest titreşim periyodu ve öngörülen tasarım depremi için yapı performansı üzerindeki etkisi irdelenecektir.

Tez çalışmam boyunca bilgi ve tecrübelerini benden esirgemeyen ve çalışmamın ortaya çıkmasında yardımcı olan eğitimcim Sayın Doç.Dr. Bilge Doran'a, birlikte proje yürüttüğümüz arkadaşım Mikael Akkuş'a bilgi ve dostluğunu benden esirgemeyen değerli arkadaşım Emre Turutoğlu'na, tüm desteği için kıymetli eşim Tibet Gürpınar'a ve araştırmalarımda beni bir an olsun yalnız bırakmayan biricik kardeşim Şefika Şenkaya'ya fırsat bulduğum bu kısa satırlarda teşekkürü bir borç bilirim.

Ağustos, 2011

Zeynep GÜRPINAR

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ.....	viii
KISALTMA LİSTESİ.....	xi
ŞEKİL LİSTESİ.....	xii
ÇİZELGE LİSTESİ	xv
ÖZET	xvii
ABSTRACT.....	xix
BÖLÜM 1	
GİRİŞ.....	1
1.1 Literatür Özeti	1
1.2 Tezin Amacı	10
1.3 Hipotez	11
BÖLÜM 2	
MEVCUT YAPI HAKKINDA BİLGİ	13
2.1 Yapı Hakkında Genel Bilgi	13
2.2 Malzeme Bilgileri.....	27
2.3 TDY 2007'ye göre Yapının İncelenmesi.....	31
2.4 Temel Zemininin Geoteknik Durumu.....	33
2.4.1 Arazinin Topoğrafyası ve Morfolojik Durumu	33
2.4.2 İnceleme Alanının Jeolojisi.....	33
2.4.3 Zemin Araştırmaları	33
2.4.4 Zemin Özellikleri	38
2.4.5 Zemin Profili.....	38
2.4.6 Deformasyon Analizleri.....	39
2.4.7 Geoteknik Değerlendirme.....	41

BÖLÜM 3

DOLGU DUVARLI ÇERÇEVELERİN MODELLENMESİ	42
3.1 Tanımlar	42
3.2 Dolgu Duvarların Yapı Davranışına Etkisi	42
3.2.1 Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Yük Taşıma Kapasitesi ve Dayanımı	43
3.2.2 Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Yatay Rijitliği	45
3.2.3 Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Sünekliği	46
3.2.4 Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Enerji Yutma Özelliği	47
3.3 FEMA 306-356	49
3.4 Dolgu Duvarların ve Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Hasar Biçimleri	49
3.4.1 Yatay Derz Kayması	50
3.4.2 Diyagonal Çatlaklar	50
3.4.3 Köşe Kırılması	51
3.4.4 Düzlem Dışı Kırılma	51
3.5 Dolgu Düzlem Çerçevenin Yanal Rijitliği	52
3.6 Dolgu Duvarların Yapı Davranışına Olumsuz Etkileri	55
3.6.1 Düşey Düzensizlik Etkisi	55
3.6.2 Kısa Kolon Etkisi	56
3.6.3 Yatay Deplasman ve Kat Salınımı	58
3.6.4 Duvar İçi Boşlukların Etkisi	60
3.6.5 Duvar-Kolon-Kiriş Ara Yüzü Boşluk Etkisi	61
3.7 Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Model Aşaması	62
3.7.1 Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Yatay Yük Altındaki Davranışı	62
3.7.2 TDY 2007’de Dolgu Duvarların Yapılar Üzerindeki Etkileri	63
3.8 Dolgu Duvarlı Çerçeve Sistemler İçin Önerilen Nümerik Modeller	64
3.9 Yapı Periyodu Üzerine Yapılan Araştırmalar	68

BÖLÜM 4

TDY 2007’YE GÖRE MEVCUT YAPILARIN DEĞERLENDİRİLMESİ	76
4.1 Binalardan Bilgi Toplanması	76
4.1.1 Betonarme Binalarda Sınırlı Bilgi Düzeyi	77
4.1.1.1 Bina Geometrisi	77
4.1.1.2 Eleman Detayları	77
4.1.1.3 Malzeme Özellikleri	78
4.1.2 Betonarme Binalarda Orta Bilgi Düzeyi	78
4.1.2.1 Bina Geometrisi	78
4.1.2.2 Eleman Detayları	79
4.1.2.3 Malzeme Özellikleri	79
4.1.3 Betonarme Binalarda Kapsamlı Bilgi Düzeyi	79
4.1.3.1 Bina Geometrisi	79
4.1.3.2 Eleman Detayları	80
4.1.3.3 Malzeme Özellikleri	80
4.1.4 Bilgi Düzeyi Katsayıları	80
4.2 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri	81
4.3 Bina Deprem Performansının Belirlenmesi	82
4.3.1 Hemen Kullanım Performans Düzeyi	82

4.3.2	Can Güvenliği Performans Düzeyi	82
4.3.3	Göçme Öncesi Performans Düzeyi	83
4.3.4	Göçme Durumu.....	84
4.4	Birim Şekil Değiştirme İstemlerinin Belirlenmesi	84
4.5	Binalar İçin Hedeflenen Performans Düzeyleri	85

BÖLÜM 5

DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİ

5.1	Giriş	86
5.2	Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar	87
5.3	Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi.....	90
5.3.1	Amacı	90
5.3.2	Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin Kullanılabilme Koşulları	91
5.3.3	Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi İçin İşlem Sırası	91
5.3.4	Statik İtme Eğrisinin Belirlenmesi.....	93
5.3.5	Deprem Talep Spektrumunun Belirlenmesi	94
5.3.6	Statik İtme Eğrisinin Modal kapasite Eğrisine Dönüştürülmesi	94
5.3.7	Deprem Talep Eğrisi Eksen Değişimi	96
5.3.8	Hedef Deplasman Sınırı Tayini	97
5.3.8.1	$T_1^{(1)}$ Başlangıç Periyodunun T_B' 'den Küçük Olması Durumu.....	98
5.3.8.2	$T_1^{(1)}$ Başlangıç Periyodunun T_B' 'den Büyük Olması Durumu	99
5.3.9	Bina Güvenlik Seviyesinin Belirlenmesi	100
5.4	Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Sistemler	100
5.4.1	Malzemelerin Şekil Değiştirme Özellikleri.....	100
5.4.1.1	İdeal Malzemeler	101
5.4.1.2	Yapı Malzemelerinin Gerilme-Şekil değiştirme Bağıntıları.....	102
5.4.2	Düzlem Çubuk Elemanlarda İç Kuvvet- Şekil değiştirme Bağıntıları ve Akma Koşulları	105
5.4.2.1	Betonarme Çubuklar	108
5.5	Plastik Mafsallı Hipotezi	112
5.6	Düzlem Çubuk Sistemlerin Plastik Mafsallı Teorisine Göre Hesabı.....	116
5.6.1	Yük Artırımı Yöntemi	116

BÖLÜM 6

LİMAN HAN BİNASININ DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ

6.1	Giriş	119
6.2	Yapı Bilgileri.....	119
6.3	Malzeme Bilgisi.....	121
6.4	Proje Parametreleri	121
6.5	Yapıya Etki Eden Yüğüler	121
6.5.1	Ölü Yüğüler	121
6.5.2	Hareketli Yüğüler	122
6.5.3	Kar Yüğü	122
6.6	Malzeme ve Kesit Tanımı.....	124
6.7	Yapısal Elemanlara Ait Etkin Eğilme Rijitliklerinin Tanımlanması.....	127
6.8	Eşdeğer Basınç Çubuklarının Tanımlanması	128

6.9	Yapısal Elemanlara Plastik Mafsal Atanması.....	129
6.10	Yapıya Ait Kat Kütleleri	130
6.11	Yapısal Elemanların Malzemelerinin Modellenmesi	131
6.12	Kirişlerin Moment-Eğrilik Bağıntılarının Çıkarılması.....	133
6.13	Kolonların Moment-Eğrilik Bağıntılarının Çıkarılması	133
6.14	Statik itme Analizi İçin Tanımlanan İtme Durumları	134
6.14.1	Düşey Doğrultu Analiz Durumu.....	135
6.14.2	X Doğrultusu Analiz Durumu.....	135
6.14.3	Y Doğrultusu Analiz Durumu.....	136
6.15	Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile İtme Analizi Sonuçları	138
6.15.1	X Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yüğü ile İtme Analizi Sonuçları	138
6.15.2	Y Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yüğü ile İtme Analizi Sonuçları.....	139
6.16	Talep Tepe Talep Tepe erdeğıştirmesi Sınırının Belirlenmesi	140
6.16.1	X Doğrultusunda Hedef Deplasman Sınırının Belirlenmesi.....	140
6.16.1.1	X Yönü Modal Kapasite Eğrisinin Belirlenmesi	140
6.16.1.2	Talep Eğrisi ve Modal Kapasite Eğrisinin Çakıştırılması	143
6.16.2	Y Doğrultusunda Hedef Deplasman Sınırının Belirlenmesi.....	145
6.16.2.1	Y Yönü Modal Kapasite Eğrisinin Belirlenmesi.....	145
6.16.2.2	Talep Eğrisi ve Modal Kapasite Eğrisinin Çakıştırılması	148
6.17	Gerçek Hedef Deplasman Değeri ile Analizin Tekrarı	148
6.18	Yapı Elemanlarında BirimŞekil Değıştirmelerin Belirlenmesi, Değeriendirilmesi	150
6.18.1	Kiriş Hasar Sınırı Belirlenmesine Örnek	150
6.18.2	Kolon Hasar Sınırı Belirlenmesine Örnek.....	152
6.19	Yapı Elemanlarında Hasar Tespiti	153
6.19.1	X Doğrultusunda Tasarım Depremi Altında Yapı Elemanlarında Hasar Tespiti	153
6.19.2	Y Doğrultusunda Tasarım Depremi Altında Yapı Elemanlarında Hasar Tespiti	154
6.20	Bina Performans seviyesinin Belirlenmesi	155
6.21	Yapının Dolgu Duvarlı ve Dolgu Duvarsız Durumunun Kıyaslanması	157
6.22	Yapı Periyodunun Diğeri Ülke Standartları ile Kıyaslanması	159

BÖLÜM 7

SONUÇLAR	160
KAYNAKLAR.....	162
ÖZGEÇMİŞ.....	166

SİMGE LİSTESİ

$a_1^{(i)}$	i .'nci itme adımı sonunda elde edilen 1. moda ait modal ivme
A_c	Birinci katta etkili olan dolgu duvar alanı
A_e	Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusunda etkili kesme alanı
A_g	Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde olarak çalışan taşıyıcı sistem elemanlarının en kesit alanlarının toplamı
A_i	Birinci katta i .'nci etkili duvar kesit alanı
A_k	Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel kagir dolgu duvar alanlarının (kapı ve pencere boşlukları hariç) toplamı
A_o	Etkin yer ivmesi katsayısı
a_s	Ağırlıkça su emme
$A(T)$	Spektral ivme katsayısı
a_{y1}	Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi
C_{R1}	Birinci moda ait spektral yer değiştirme oranı
C_t	Dolgu duvarlar için düzeltme katsayısı
D	Uygulanan deprem yüküne paralel yönde bina genişliği (m)
d	Basınç çubuğunun boyu
$d_1^{(i)}$	i .'nci itme adımı sonunda elde edilen 1. moda ait modal yer değiştirme
d_s	Her bir duvarın yataydaki uzunluğu
d_{smax}	Deprem yönünde yatayda duvarın en uzununu
E	Yapının elastisite modülü
e	Güvenlik katsayısı
E_b	Dolgu duvarın elastisite modülü
E_c	Beton elastisite modülü
E_m	Kolonun elastisite modülü
$(EI)_e$	Çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitliği
$(EI)_o$	Çatlamamış kesite ait etkin eğilme rijitliği
E_s	Donatı çeliği elastisite modülü
f_b	Tuğlanın basınç dayanımı
f_{cm}	Mevcut beton dayanımı
f'_{ctk}	Eğilmedeki betonun çekme dayanımı
F_i	Katlara etkileyen yatay kuvvet
g	Yerçekimi ivmesi (m/sn^2)
G	Sabit yük
h	Duvar yüksekliği
H	Bina yüksekliği
h_n	Bina temel üst kotundan ölçülen yüksekliği
h_s	Hacimce su emme
H_s	Dolgu duvarda büyük çatlaklar olduğu andaki dayanım

H_u	Dolgu duvarlı çerçevenin kayma dayanımını
I_c	Eşdeğer elemanın atalet momenti
I	Bina önem katsayısı
I_f	Temel atalet momenti
K_c	Dolgu duvarlı çerçevenin kayma dayanımına ulaştığı andaki rijitliği
K_e	Dolgu duvarlı çerçevelerin efektif rijitliği
K_i	Dolgu duvarlı çerçevenin başlangıç rijitliği
k_v	Zemin yatak katsayısı
l_p	Plastik mafsal boyu
l_{wi}	Birinci katta i .'nci etkili duvarın deprem yönündeki uzunluğu
M_p	Plastik moment
m_i	Binanın i .'nci katının kütlesi
M_{x1}	X deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan 1. Moda ait etkin kütle
n	Hareketli yük katılım katsayısı
N	Bodrumda dahil toplam katsayısı
N_D	Eksenel kuvvet
N_s	Duvar sayısı (düşünülen doğrultuda)
P_i	i .'nci kata etkiyen yatay kuvvet
Q	Hareketli yük
R_{y1}	Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı
$Sa(T)$	Elastik spektral ivme
S_{ae1}	İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait doğrusal elastik spektral ivme
S_{de1}	İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait doğrusal elastik spektral yer değiştirme
S_{dj1}	Birinci moda ait doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirme
$S(T)$	Spektrum katsayısı
t	Duvar kalınlığı
T	Binanın periyodu
T_A, T_B	Spektrum karakteristik periyotları [s]
u_{xN1}^j	Binanın tepesinde (N .'nci katında x deprem doğrultusunda tepe yer değiştirme istemi
V_b	Taban kesme kuvveti
V_t	Eşdeğer deprem yükü yönteminde göz önüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen taban kesme kuvveti
w	Eşdeğer basınç çubuğunun genişliği
w_i	i .'nci katın ağırlığı
W	Binanın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
W_o	Kuru tuğla numune ağırlığı
W_{sh}	Numunenin suya doymuş havadaki ağırlığı
W_{ss}	Numunenin suya doymuş sudaki ağırlığı
x_i	Kuvvet yönündeki yer değiştirme
y	Duvar oranı (duvar boyu (m) / kat alanı (m ²))
Z_j	Temel tabanı üzerindeki j noktasının kütle yüksekliği (m)
α	Çelik yapının toplam bina yüksekliğine oranı
β	Tuğlanın boşluklu birim ağırlığı
β_B	Tuğlanın brüt birim ağırlığı
Φ_p	Plastik eğrilik
Φ_t	Toplam eğrilik
η_{bi}	i .'nci katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısı

η_{ci}	i 'nci katta tanımlanan dayanım düzensizliği katsayısı
λ	Rijitlik azaltma faktörü
μ	Süneklik
ρ_s	Kesitte mevcut bulunan enine donatının hacimsel oranı
ρ_{sm}	Kesitte bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı
σ_e	Donatı çeliğinin akma dayanımı (f_{sy})
σ_k	Donatı çeliğinin kopma dayanımı (f_{su})
θ_p	Plastik dönme
Γ_{x1}	X deprem doğrultusunda 1.moda ait katkı çarpanı

KISALTMA LİSTESİ

TDY 2007	Türk Deprem Yönetmeliği, 2007
SAP2000	Integrated Software for Structural Analysis and Design
FEMA	Federal Emergency Management Agency (Federal Acil Durum Merkezi)
ASCII	American Standard Code for Information Interchange (Bilgi Değişimi için Amerikan Standart Kodu)
MHB	Minimum hasar bölgesi
BHB	Belirgin hasar bölgesi
IHB	İleri hasar bölgesi
GB	Göçme bölgesi

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 2.1	İstanbul Ticaret Odasına Ait Liman Hanı 14
Şekil 2.2	Bodrum kat mimari planı 17
Şekil 2.3	Zemin kat mimari planı 18
Şekil 2.4	Asma kat mimari planı 18
Şekil 2.5	I. normal kat mimari planı 19
Şekil 2.6	II. normal kat mimari planı 19
Şekil 2.7	III. ve IV. normal kat mimari planı..... 20
Şekil 2.8	Teras kat mimari planı 20
Şekil 2.9	Ön görünüş..... 21
Şekil 2.10	Arka görünüş..... 21
Şekil 2.11	Sağ yan görünüş..... 22
Şekil 2.12	Sol yan görünüş..... 22
Şekil 2.13	Bodrum kat kalıp planı 23
Şekil 2.14	Zemin kat kalıp planı 23
Şekil 2.15	Asma kat kalıp planı 24
Şekil 2.16	I. normal kat kalıp planı 24
Şekil 2.17	II. normal kat kalıp planı 25
Şekil 2.18	III. normal kat kalıp planı 25
Şekil 2.19	IV. normal kat kalıp planı 26
Şekil 2.20	Teras katı kalıp planı 26
Şekil 2.21	A-A kesiti 27
Şekil 2.22	Liman Hanı bölme duvar 28
Şekil 2.23	Liman Han yan cephe..... 29
Şekil 2.24	Yapıdaki oturmanın cepheye etkisi..... 29
Şekil 2.25	Tuğla boyutları, [36]..... 29
Şekil 2.26	Türkiye Deprem Bölgeleri haritasında İstanbul ilinin durumu..... 32
Şekil 2.27	Sondaj yerlerini belirten kroki 34
Şekil 2.28	SPT N Darbe sayılarının derinlikle değişimi..... 37
Şekil 2.29	Arazi zemininin kesiti 39
Şekil 2.30	Yatay deplasmanın yönü 40
Şekil 3.1	Dolgu duvarlı çerçevenin yatay yükler altındaki davranışa etkisi 44
Şekil 3.2	Tekrarlı ve yön değiştiren yükleme sonucu 44
Şekil 3.3	Dolgu duvarlı ve yalın çerçevede çevrimsel yükler 46
Şekil 3.4	Sünek ve sünek olmayan davranışa ait yük-yer değiştirme eğrisi 47

Şekil 3.5	Yük çevirimleri esnasında yutulan enerji miktarlarının karşılaştırılması	48
Şekil 3.6	Tekrarlı ve yön değiştiren yükleme etkisinde	48
Şekil 3.7	Dolgu duvarlı çerçevelerin yatay yük altındaki davranışı.....	50
Şekil 3.8	Diyagonal gerilme sonucunda oluşan orta şiddetteki çatlaklar.....	51
Şekil 3.9	Diyagonal gerilme sonucunda oluşan köşe çatlakları	51
Şekil 3.10	Düzlem dışı yükler altında oluşan ağır şiddetteki düzlem dışı kırılmalar.....	52
Şekil 3.11	Açıklık Yüzdesi (%) ile Rijitlik Azaltma Faktörü (λ) Arasındaki İlişki	53
Şekil 3.12	Açıklık Yüzdesi (%) ile Rijitlik Azaltma Faktörü.....	54
Şekil 3.13	Açıklık oranı ve açıklığın konumuna göre temas uzunluğunun değişimi	54
Şekil 3.14	Örnek Hasar Şekli.....	55
Şekil 3.15	İki çerçevesi dolgu duvar içeren çok katlı	56
Şekil 3.16	Bir bölümünde dolgu duvar bulunan betonarme çerçeve	57
Şekil 3.17	Kısa kolonda oluşan kesme kuvveti	58
Şekil 3.18	Kısa kolon ve bant pencere örneği	58
Şekil 3.19	Deprem yönünde duvar ve salınım durumu	59
Şekil 3.20	Birinci kata ait salınım değerleri	59
Şekil 3.21	Düşey yönde duvar düzensizliğinin sonuçları	60
Şekil 3.22	Dolgu duvarda boşluk bulunması halinde	60
Şekil 3.23	Yatay yük yönüne bağlı olarak boşluklu ve boşluksuz durumda oluşan diyagonal basınç çubuğu.....	61
Şekil 3.24	Dolgu duvar- giriş –kolon ara yüzeyi milimetrik boşluk etkisi	62
Şekil 3.25	Dolgu duvarların modellenmesi.....	64
Şekil 3.26	Dolgu duvarlı çerçevede rijitlik değişimi.....	65
Şekil 3.27	Kayma dayanımına ulaşıldığı anda dolgu duvarlı çerçevenin	66
Şekil 4.1	Kesit Hasar Sınırları	81
Şekil 5.1	Eğilme momenti-plastik dönme bağıntıları.....	90
Şekil 5.2	Statik itme eğrisi	93
Şekil 5.3	Yükleme-Yer değiştirme	93
Şekil 5.4	Tasarım depremi için spektrum eğrisi.....	94
Şekil 5.5	Statik itme eğrisinin modal kapasite eğrisine dönüştürülmesi.....	96
Şekil 5.6	Deprem talep eğrisi eksen değişimi	97
Şekil 5.7	Elastik spektrum eğrisinin azaltılarak.....	97
Şekil 5.8	Deprem talep eğrisi ile modal kapasite eğrisinin birlikte gösterimi	98
Şekil 5.9	$T_1^{(1)}$ Başlangıç periyodunun T_B' 'den küçük olması durumu	99
Şekil 5.10	$T_1^{(1)}$ Başlangıç periyodunun T_B' 'den büyük olması durumu.....	99
Şekil 5.11	Dış kuvvetlerin etkisindeki katı cisim.....	101
Şekil 5.12	Şematik yük parametresi- şekil değiştirme diyagramı.....	101
Şekil 5.13	İdeal malzemeler	102
Şekil 5.14	Beton çeliğinde σ - ϵ diyagramı	103
Şekil 5.15	Beton çeliğinin σ - ϵ diyagramının idealleştirilmesi.....	104
Şekil 5.16	Betonarme çubuğun eğilmesinde dış basınç lifindeki σ - ϵ diyagramı	104
Şekil 5.17	Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler ve şekil değiştirmeler	105
Şekil 5.18	Bünye denklemlerinin eğri grupları halinde gösterimi	107
Şekil 5.19	Akma eğrisi (Karşılıklı etki diyagramı)	107
Şekil 5.20	Basit eğilme halinde eğilme momenti-eğrilik diyagramı	108
Şekil 5.21	Betonarme kesitlerde ($M - \phi$) diyagramı.....	110

Şekil 5.22	Betonarme kesitlerde karşılıklı etki diyagramı (akma eğrisi).....	111
Şekil 5.23	Eğilme Momenti- Eğrilik Diyagramı	112
Şekil 5.24	Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler.....	114
Şekil 5.25	İdealleştirilmiş bünye bağıntısı	114
Şekil 5.26	Plastik mafsal hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin	117
Şekil 5.27	Tümsel ve bölgesel mekanizma durumları	118
Şekil 6.1	Liman Han ön cephe	120
Şekil 6.2	Boşluklu duvar yükü	122
Şekil 6.3	Sap2000ver.14.2.2'de kiriş üzerinde tanımlanan yükler	123
Şekil 6.4	Beton malzemenin tanımı.....	124
Şekil 6.5	Çelik malzemenin tanımı.....	124
Şekil 6.6	Eşdeğer Basınç çubuğu malzemesinin tanımı	125
Şekil 6.7	Kolon kesit tanımı	125
Şekil 6.8	Kiriş kesiti tanımı	126
Şekil 6.9	Eşdeğer Basınç çubuğu kesiti tanımı	126
Şekil 6.10	Eşdeğer basınç çubuklarına ait plastik mafsalların atanması	130
Şekil 6.11	Eşdeğer basınç çubuklarının çekme.....	130
Şekil 6.12	C14 beton sınıfı için sargısız beton modeli	131
Şekil 6.13	C14 beton sınıfı için sargılı beton modeli	132
Şekil 6.14	S220 donatı çeliği sınıfı için çelik modeli	132
Şekil 6.15	Boyutları 20x50 olan kirişe ait moment-eğrilik bağıntısı	133
Şekil 6.16	Boyutları 40x50 olan kolona ait X doğrultusundaki.....	134
Şekil 6.17	Boyutları 40x50 olan kolona ait Y doğrultusundaki	134
Şekil 6.18	Düşey doğrultudaki yüklemeleri içeren	135
Şekil 6.19	X doğrultudaki yüklemeyi içeren	136
Şekil 6.20	Y doğrultudaki yüklemeyi içeren	137
Şekil 6.21	X doğrultusu itme eğrisi	139
Şekil 6.22	Y doğrultusu itme eğrisi	139
Şekil 6.23	Yapıda X doğrultusu modal kapasite eğrisi.....	141
Şekil 6.24	Z4 zemin sınıfına ait tasarım spektrumu	143
Şekil 6.25	%5 sönümlü tasarım depremi için elastik deprem spektrumu.....	143
Şekil 6.26	Yapının X yönü için spektral hedef deplasman değerinin belirlenmesi.....	144
Şekil 6.27	Yapıda Y doğrultusu modal kapasite eğrisi	146
Şekil 6.28	Yapının Y yönü için spektral hedef deplasman değerinin belirlenmesi.....	148
Şekil 6.29	X yönü için yapılan analiz sonucu ortaya çıkan plastik mafsallar	149
Şekil 6.30	Y yönü için yapılan analiz sonucu ortaya çıkan plastik mafsallar	150
Şekil 6.31	221 nolu kolon hasar bölgesi tespiti.....	152

ÇİZELGE LİSTESİ

	Sayfa
Çizelge 2.1	Limani Han kiriş tipleri..... 15
Çizelge 2.2	Limani Han kolon tipleri 16
Çizelge 2.3	Tuğlanın fiziksel özellikleri..... 30
Çizelge 2.4	Tuğla örneklerde yapılan basınç deneyi sonuçları 30
Çizelge 2.5	Temeldeki oturmanın sebep olduğu yatay deplasman..... 40
Çizelge 4.1	Binalar için bilgi düzeyi katsayıları 80
Çizelge 4.2	Farklı deprem düzeylerinde binalar için 85
Çizelge 6.1	Boşluksuz duvar ağırlığı 122
Çizelge 6.2	Boşluklu duvar ağırlığı 122
Çizelge 6.3	Deprem hesabında dikkate alınacak düşey yükler 123
Çizelge 6.4	Eşdeğer basınç çubuklarına 129
Çizelge 6.5	Statik itme analizi için X doğrultusu yatay yük formu 136
Çizelge 6.6	Statik itme analizi için Y doğrultusu yatay yük formu 137
Çizelge 6.7	X ve Y doğrultuları için eşdeğer deprem yükleri 138
Çizelge 6.8	X doğrultusunda M_{x1} ve Γ_{x1} hesaplanması..... 141
Çizelge 6.9	X yönü statik itme eğrisi ve modal kapasite eğrisi değerleri..... 142
Çizelge 6.10	Y doğrultusunda M_{y1} ve Γ_{y1} hesaplanması 146
Çizelge 6.11	Y yönü statik itme eğrisi ve modal kapasite eğrisi değerleri..... 147
Çizelge 6.12	Kesite ait betondaki kısalma ve çelikteki uzama..... 151
Çizelge 6.13	Kiriş hasar sınırları 151
Çizelge 6.14	Kolon hasar sınırları 153
Çizelge 6.15	Kirişler için X doğrultusunda kat bazında..... 153
Çizelge 6.16	Kolonlar için X doğrultusunda kat bazında 154
Çizelge 6.17	Kirişler için Y doğrultusunda kat bazında..... 154
Çizelge 6.18	Kolonlar için Y doğrultusunda kat bazında 155
Çizelge 6.19	Dolgu duvarlı çerçevenin X yönündeki kiriş hasar durumları 155
Çizelge 6.20	Dolgu duvarlı çerçevenin X yönündeki kolon hasar durumları..... 156
Çizelge 6.21	Dolgu duvarlı çerçevenin Y yönündeki kiriş hasar durumları 156
Çizelge 6.22	Dolgu duvarlı çerçevenin Y yönündeki kolon hasar durumları..... 157
Çizelge 6.23	Dolgu duvarlı sistemin periyodu 157
Çizelge 6.24	Yalın çerçevesi sistemin periyodu 157
Çizelge 6.25	Yalın çerçevenin X yönündeki kiriş hasar durumları 158
Çizelge 6.26	Yalın çerçevenin X yönündeki kolon hasar durumları..... 158
Çizelge 6.27	Yalın çerçevenin Y yönündeki kiriş hasar durumları 158

Çizelge 6.28	Yalın çerçevenin Y yönündeki kolon hasar durumları.....	159
Çizelge 6.29	Diğer ülke standartları ile periyodun kıyaslanması.....	159

**RİJİT ÖTELENME HAREKETİNE MARUZ MEVCUT DOLGU DUVARLI BİR
YAPININ DEPREM PERFORMANSININ ARTIMSAL
EŞDEĞER DEPREM YÜKÜ YÖNTEMİ İLE BELİRLENMESİ**

Zeynep GÜRPINAR

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yüksek Lisans Tezi

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Bilge DORAN

Günümüzde mevcut binaların deprem güvenliğinin belirlenmesi ve değerlendirilmesi deprem mühendisliğinin önemli konularından biridir. "Performansa Göre Tasarım" kavramı birçok ülkede olduğu gibi bizim ülkemizde de mevcut bina değerlendirilmesinde kullanılan önemli bir kavramdır. Yapısal hesaplamalarda, dolgu duvarlar, esas taşıyıcı elemanlar olarak düşünülmediğinden nadiren dikkate alınırlar. Dolgu duvarların hesaplarda ihmal edilmesinin veya dikkate alınmamasının sebebi, dolgu duvarların yatay rijitliğe ve yapının doğrusal olmayan davranışına etkisini elastik ötesi gerçekçi ve pratik bir şekilde ifade eden bir sayısal modelin bulunmamasıdır. Bununla birlikte bina hesaplarında yalnız çerçeveden oluşan yapının periyodunun mu, yoksa dolgu duvarlarla rijitlendirilmiş yapının periyodunun mu alınması gerektiği de önemli bir sorundur.

Bu çalışmada, dolgu duvarların bina yatay rijitliğine etkisi, eşdeğer basınç çubukları ile modellenmiştir. **Yapıya ait dolgu duvarların boşlukları mimari projeye uygun olarak analiz modeline yansıtılmıştır.** Eşdeğer basınç çubukları sadece basınç kuvvetine maruz kalacağı için analiz esnasında eşdeğer sanal basınç çubuklarında oluşan gerilmeler kontrol edilerek bu çubukların sadece basınç gerilmesine maruz kaldığından emin olunmuştur. **Yapılan analizler sonucunda dolgu duvarların seçilen örnek yapı için**

serbest titreşim periyodunda %78 oranında azalmalara neden olduğu görülmüştür.
Tüm hesaplamalar SAP2000,ver.14.2.2 programı ile yapılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Dolgu duvarlar, eşdeğer basınç çubuğu, performans değerlendirmesi

**DETERMINATION OF THE PERFORMANCE LEVEL USING PUSHOVER
ANALYSIS OF A STRUCTURE WITH INFILL WALLS
UNDER SEISMIC AND TRANSLATIONAL MOTION EFFECTS**

Zeynep GURPINAR

Department of Civil Engineering
MSc. Thesis

Advisor: Assoc. Prof. Dr. Bilge DORAN

Nowadays, the seismic safety determination and evaluation of existing buildings becomes one of the important issues of earthquake engineering. "Performance Based Design concept, becomes an essential concept used in evaluation of existing buildings in our country, as in many countries.

The infill walls are rarely included in numerical analysis of reinforced concrete buildings, since they are generally considered as non-structural components. The reason of this is that there is **no any** practical and accurate numerical model reflecting its contribution to the lateral rigidity and nonlinear behaviour of the structure. It's an important point that **whether** the period of the building **computed** only the structural elements or **with including the infill** walls will be use.

In this thesis, the stiffness of the infill walls are modeled using equivalent compression struts. **The gaps in the infill walls of the structure is reflected in the architectural project as a model of analysis.** Since they can only take compressive stresses, the stresses on the equivalent compression struts was checked during analysis. **As a result of the analysis of the sample selected for the building of walls, filling 78% of the period of free vibration was caused by reductions in.** **The computer program SAP2000-ver.14.2.2 was used in the analysis.**

Key words: Infill walls, equivalent diagonal compression strut model, performance evaluation

1.1 Literatür Özeti

Uzun süredir dolgu duvarlarla ilgili, önemli sonuçların elde edildiği deneysel ve analitik çalışmalar yapılmaktadır. Çalışmalar genelde rijitlik kavramı üzerinde odaklanmıştır.

Smith (1962,1969) [1], araştırmalarının sonucunda dolgu duvarlı çerçevelerin yatay rijitlik ve dayanımının duvar boyutları ve fiziksel özelliklerinin yanı sıra duvar ile kolon arasındaki temas uzunluğuna bağlı olduğunu göstermiştir. Dolgu duvarını eşdeğer basınç diyagonalı şeklinde varsayarak, bu eşdeğer diyagonalin genişliğini teorik olarak elde ettikten sonra, model deneylerle bu sonuçların doğruluğunu kontrol etmiştir. Yapılan deneysel ve teorik çalışmalar sonucunda, w basınç çubuğu genişliğinin, çerçevenin değişik açıklık/yükseklik oranına göre diyagonal uzunluğunun $1/4$ 'ü ile $1/11$ 'i arasında değiştiği sonucuna varmıştır.

Fiorata ve Ark (1969) [2], çalışmalarında tek katlı-tek açıklıklı, beş katlı-tek açıklıklı ve iki katlı üç açıklıklı çerçeve modeller üzerinde çalışmışlardır. Deneysel çalışmalarda çerçeve donatısının miktarı, kalitesi ve yerleşim düzeni, kolonlara uygulanan düşey yükün şiddeti, duvar boşluklarının büyüklüğü, şekli ve konumları deney sonuçlarını etkilemiştir. Yapılan deneysel çalışmalar sonucunda, dolgu çerçeve sisteminin yatay yük etkisi altında, dolgu duvarlarda kayma çatlakları oluşuncaya kadar bir konsol giriş gibi davrandığı, çatlak oluşuktan sonraki davranışın diyagonal takviyeli bir çerçevenin davranışına benzediği ileri sürülmüştür.

Ersoy ve Uzsoy (1971) [3] , 9 adet tek katlı tek açıklıklı betonarme dolgulu çerçeveler üzerinde deney yapmışlardır. Çerçeveler iki katlı olarak inşa edilerek orta noktasından tekil yükleme ile denenen numunelerle tek katlı yapı davranışı elde edilmiştir. Deneylerde monoton artan yatay yükleme yapılmıştır. Çalışma sonucunda dolgulu çerçevelerde yatay yük kapasitesinin 7 katına çıktığı ve yer değiştirme kapasitesinin azaldığı gözlenmiştir. Bu bağlamda çerçevenin rijitliğinin dolgu duvarlarla yaklaşık 5 katına çıktığı görülmüştür. Araştırmacılar Dolgulu çerçevenin modellenmesi ve analizi için önerilerde bulunmuşlardır. Betonarme dolgunun mafsallı basınç çubuğu olarak modellenmesini önermiş ve çubuğa ait geometrik özellikleri belirlemişlerdir.

Klinger ve Bertero (1978) [4], 11 katlı bir yapının ilk 3 katının 1/3 ölçekli modellerini oluşturmuşlardır. Öncelikle model yalın çerçeve olarak denemiş, daha sonra dolgu duvarlı deneylerde yapılmıştır. Numuneler tersinir tekrarlanır yükler altında test edilmiş ve kolon elemanlarına eksenel yük uygulanmıştır. Deneyler sonucunda, dolgulu çerçevelerin rijitliğinin yalın çerçevenin 5 katı olduğu, yatay yük taşıma kapasitesinin ise 6 katına çıktığı görülmüştür.

Riddington ve Smith (1977) [5], çalışmalarında dolgu duvarlı çerçeveleri çözmek için bir sonlu elemanlar programı geliştirmişlerdir. Üç tip dolgu duvarlı çerçeve çeşitli parametrelerin etkilerini incelemek için hesaplamışlardır. Bu parametreler dolgu duvar ve çerçeve birleşimlerinin özellikleri, dolgu duvarın uzunluğunun yüksekliğine oranı, rölatif rijitlik parametresi ve kolon-kiriş birleşiminin rijitliği olarak belirlemişlerdir. Dolgu duvarlı çerçevenin yatay ötelenmesini hesaplamak için kullanılacak basınç çubuğunun efektif genişliğinin çubuk uzunluğunun 1/10'nuna eşit alınmasının güvenilir olduğunu önermişlerdir.

Liau (1978) [6], betonarme dolgulu çelik çerçevelerin dinamik yatay yükler altındaki davranışını incelemiştir. 4 katlı çelik çerçevelerde, dolgu içine açılan boşlukların ve kesme bağlantılarının rijitlik ve dayanıma etkileri araştırılmıştır. Kesme bağlantılarının çerçeve rijitliği ve dayanımı üzerinde ciddi etkileri bulunduğu; dolgudaki boşlukların dayanımı ciddi miktarda düşürdüğü; tam dolgulu çerçevelerin kesme bağlantıları olmadığı durumda diyagonal basınç kırılması ile kesme bağlantıları bulunduğu ise çerçeve-dolgu arasındaki kesme dayanımının kaybı ile taşıma gücüne ulaştıkları

görülmüştür. Boşluklu dolgu durumunda ise taşıma gücüne, kesme bağlantıları yoksa boşluk üstündeki kirişte eğilme hasarı ile, kesme bağlantısı varsa kirişteki kesme hasarı ile ulaşılmıştır.

Yüzügüllü (1979) [7], tek katlı tek açıklıklı yapının betonarme prefabrik panellerle güçlendirmesine yönelik 10 adet deney numunesi yapılmıştır. Numuneler çerçeve kiriş seviyesinden itilmiş ve yapıya herhangi bir düşey yük uygulanmamıştır. Deneylerde kolon ve kirişlere bağlantı şekli ve panel sayısı değişken tutulmuştur. Deneyler sonucunda rijitlik yalın çerçeveninkine göre 1.3~2.9 kat arttığı, yatay yük dayanımının ise 7~9 katına ulaştığı görülmüştür. Panel kolon bağlantısının ve panel sayısının rijitliğe ciddi bir etkisi olmadığı, göçme şeklini etkilemediği görülmüştür. Ancak panel sayısının artışı ile sönmelenen enerji miktarının arttığı gözlemlenmiştir. Rijitlik artışının hasarlı iken güçlendirilen çerçevelerde, hasarsızken güçlendirilenlere göre %50~60 daha düşük olduğu deneyler sonucunda belirlenmiştir.

Meli ve Bazan (1980) [8], çalışmalarında tuğla duvarların sismik davranışını analitik olarak araştırmışlardır. Tuğlanın davranışını lineer ve kırılma sonrası aşamada modelleyip lineer olmayan bilgisayar programı geliştirmek için kırılma kriterleri oluşturmuşlardır. Bu çalışmanın ışığında tuğla duvarların monotonik yatay yük altında lineer olmayan sonlu elemanlar analizinin duvarın yük-deformasyon eğrisi ve çatlak gelişiminin tahmininde başarılı olduğu fakat bu yaklaşımdaki nümerik eforun çok fazla olmasının pratik faydayı azalttığı sonucuna varmışlardır. Bu yüzden pratikte dolgu duvarlı binaların sismik analizinde eşdeğer çubuk yaklaşımı gibi basit modellerin kullanılmasını önermişlerdir.

Bertero ve Brokken (1981) [9], çalışmalarında tuğla ve hafif beton dolgulu duvarlarının betonarme bina çerçevelerine olan etkilerini deneysel ve analitik olarak incelemişlerdir. Çalışma sonucunda bina çerçevelerinin sismik davranışının dolgu duvarlarının etkisiyle önemli ölçüde değiştiği sonucuna ulaşılmış ve hesaplarda dolgu duvarların yapısal sisteme etkilerinin göz önüne alınmasının duvarları yapısal sistemden izole etme yöntemine göre daha pratik ve gerçekçi olduğu sonucuna varmışlardır.

Higashi vd. (1982) [10], 1979 ve 1981 yıllarında gerçekleştirilen iki deney serisinin sonuçlarını vermişlerdir. Her iki seride 3 katlı betonarme çerçeveler üzerine yapılan dörder deneyden oluşmaktadır. 1979 deneyleri tek açıklıklı, 1981 deneyleri iki açıklıklı çerçevelerde gerçekleştirilmiş ve güçlendirme uygulaması sadece bir açıklıkta yapılmıştır. Deneylerde bir numune yalın çerçeve, bir numune sonradan ilave edilmiş betonarme dolgu çerçeve, diğer bir numune kolonlara bitişik kısmi perdeler ilave edilmiş çerçeve, son numune ise tek seferde döküm betonarme perdeli sistem olarak tasarlanmıştır. Deneyler sonucunda, yalın çerçeve ile perde ilave edilerek güçlendirilmiş çerçeveler arasında bir açıklıklı numunelerde 66kN, iki açıklıklı numunelerde ise 94 kN fark bulunmuştur. Tek açıklıklı çerçevelerde, bir seferde dökümlü ve sonradan dökümlü perde duvarların davranışlarının benzeştiği; iki açıklıklı numunelerde ise davranışta farklılıklar olduğu gözlenmiştir.

Sugano (1982) [11], o tarihe kadar Japon araştırmacıların yapmış oldukları 100'den fazla güçlendirilmiş çerçeve deneylerinin sonuçlarını özetlemiştir. Betonarme dolgularla güçlendirilen çerçevelerin bağlantı detaylarının uygun olması durumunda bir defada dökülen perdeler gibi etkili olduklarını gözlemlemiştir.

Govindan vd. [12], yatay yüklere maruz kalan 7 katlı dolgu duvarlı betonarme çerçeveyle dolgu duvarsız betonarme çerçevenin davranışlarını karşılaştırmışlardır. Dolgu duvarların betonarme çerçevenin davranışına olan etkilerini göstermek üzere yapılan bu deneysel çalışma sonucunda yük taşıma kapasitesi, süneklik, enerji yutma kapasitesi ve göçme yükü parametreleri, yatay yüklere tabi tutulan iki çerçeve için karşılaştırılmış ve duvarın yapıya olan etkileri ortaya konmuştur.

Dhanasekar ve Page (1986) [13], çalışmalarında tuğla dolgu duvar özelliklerinin dolgu duvarlı çerçeve davranışına etkilerini sonlu elemanlar metodunu kullanarak incelemişlerdir. Modelde dolgu duvarın lineer olmayan deformasyon özelliklerinin ve harç bağlantılarının dolgu duvar davranışına etkilerini göz önüne almışlardır. Dolgu duvarlı çerçevenin deneysel davranışının sonlu elemanlar modeli ile başarılı olarak temsil edebildiğini tespit etmişlerdir.

Achyutha ve Ark (1986) [14], çalışmalarında tuğla dolgulu çerçevelerin analizi için sonlu eleman yöntemi kullanmışlardır. Çerçeveler boşluklu veya tam dolu olarak analiz etmişlerdir. Sonlu eleman modelinde çerçeve ve dolgu arasındaki ayrılma, kayma ve sürtünme kaybı dikkate alınmıştır. Araştırmada dolguda yer alan bir adet boşluğun büyüklük olarak değişimi ve boşluk etrafına yerleştirilen rijit çubukların yerleşim şeklindeki değişimin, sistemin yanal rijitlik ve dolgu içindeki gerilme dağılımı üzerindeki etkisini incelemişlerdir.

Altın vd. (1992) [15], dolgu duvarlar üzerine yapmış oldukları çalışmada dolgu duvar ve çerçeve arasında tam bir bağ sağlanırsa çerçeve rijitliği ve sistem dayanımının oldukça arttığını belirtmişlerdir.

Wasti ve Gülkan (1993) [16], çalışmalarında sonlu elemanlar metodunu kullanarak bir katlı ve bir açıklıklı değişken yükseklikte dolgu duvarlı çerçevelerin lineer olmayan davranışını incelemişlerdir. Dolgu duvarlı çerçevenin rijitliğinin yatay yük seviyesinin bir fonksiyonu olduğunu ve yatay kırılma yüküne yaklaştıkça rijitliğin düştüğünü gözlemlemişlerdir.

Mehrabi vd 1996 [17], tek katlı tek açıklıklı çerçevelerde dolgu duvar etkisini araştırmışlardır. Deneysel çalışmada iki farklı duvar ve dolgu tipi kullanılmıştır. Çerçeveler sadece rüzgar yüküne göre tasarlanan zayıf çerçeve ve deprem etkilerinin dikkate alındığı kuvvetli çerçeve olarak tasarlanmıştır. Dolgu malzemesi olarak dolu ve boşluklu tuğla seçilmiştir. Çalışma 1/2 ölçekli 12 adet tek katlı tek açıklıklı çerçeve üzerinde yapılan deneylerle gerçekleştirilmiştir. Kuvvetli çerçeve-kuvvetli dolgu kullanımı, zayıf çerçeve-zayıf dolgu durumuna göre her zaman daha iyi sonuçlar verdiği görülmüştür. Zayıf çerçeve içerisine kuvvetli dolgu yapılması durumunda kolonlarda kesme hasarı gözlenmiştir. Ancak %1 görelî ötelenme seviyesinden sonra gerçekleşen hasara rağmen sistemin davranışının zayıf çerçeve-zayıf kolon kombinasyonundan daha iyi olduğu yazarlarca ifade edilmiştir. En gevrek davranan çerçevenin bile %2 görelî ötelenme seviyesine kadar yer değiştirme yapabildiği deneylerde gözlenmiştir.

Negro ve Verzeletti (1996) [18], çalışmada Eurocode 2 ve 8'e göre boyutlamaları yapılmış olan 4 katlı, her iki yönde 2 açıklıklı betonarme çerçeve, aynı özelliklere sahip;

dolgu duvarsız, dolgu duvarlı ve yumuşak zemin katlı (sadece en alt katta dolgu duvarının bulunmaması ile oluşturulan) üç ayrı tipte bina üzerinde 1/1 ölçekte European Association of Structural Mechanics Laboratories (EASML) laboratuvarlarında deneysel çalışmalar yapılmıştır. Deneysel çalışmada, her üç çerçevenin yani çıplak, uniform dolgu ve alt katında dolgu duvar bulunmayan çerçeve için yatay yük etkisi altındaki titreşim frekansları, spektral ivmeleri, deplasmanları, taban kesme kuvvetleri, kat ötelenmeleri, kiriş ve kolonlarda oluşabilecek dönmeleri, binanın enerji yutma kapasiteleri bulunarak karşılaştırmalarının yapılarak dolgu duvarın çerçevede bulunmasının ve konumlarının etkileri araştırılmıştır. Dolgu duvarların betonarme çerçevenin davranışına olan etkilerini göstermek üzere yapılan bu deneysel çalışma sonucunda yukarıda da belirtildiği gibi yük taşıma kapasitesi, rijitlik, süneklik, enerji yutma kapasitesi ve göçme yükü parametreleri, yatay yüklere tabi tutulan iki çerçeve için karşılaştırılmış ve duvarın yapıya olan etkileri ortaya konulmuştur.

Marjani (1997) [19], tek açıklıklı iki katlı tuğla dolgu duvarlı betonarme çerçeveleri test etmiştir. Bu deneysel çalışmanın sonucu olarak, tuğla dolgu duvarların yanal yük kapasitesini %240 arttırdığını belirtmiştir. Tuğla dolgu duvarları sıvamak ile dayanımda ilave %60 artışın olduğu görülmüştür. Sıva dolgu duvarların çatlamasını geciktirdiğinden dolayı numunelerin sünekliğinde ki artışta etkili olmuştur.

Buonopane ve White (1999) [20], çalışmalarında 1/2 ölçekli, iki açıklıklı ve iki katlı tuğla dolgulu betonarme çerçeve elemanı üzerinde, dinamik yükleme altında test ederek bu sistemi deprem davranışı üzerinde araştırmışlardır. Çalışmada deney sonuçlarını kullanarak sistemin yanal rijitlik ve deplasman kapasitesini tahmin etmek için farklı diyagonal çubuk biçimleri analitik olarak incelemişler ve sonuçlara en uygun olanı araştırmışlardır.

Canbay (2001) [21], çalışmasında betonarme dolgu duvarı ile onarılmış olan boş çerçeveleri üç açıklıklı, iki katlı, 1/3 geometrik ölçeğe sahip bir deney elemanı üzerinde incelemiştir. Gerçek yapılarda uygulanan onarım işlemi sonucunda, yapıyı oluşturan diğer çerçeve elemanları ve betonarme dolgu duvarı ile onarılmış olan çerçeve arasındaki etkileşimin ve yük paylaşımının gerçeğe daha uygun bir şekilde

incelenmesini amaçlamıştır. Sonuç olarak boş çerçeveye dolgu duvar eklenmesi sonucunda rijitliğin 15 kat, yatay yük taşıma kapasitesinin 4 kat arttığını gözlemiştir.

Anıl (2002) [22], çalışmasında yerinde dökme kısmi dolgulu betonarme yapıların güçlendirilmesiyle yanal yükler altında kısmi dolgu duvar ile güçlendirilen betonarme çerçevelerin sünekliğini araştırmıştır. Tek katlı, tek açıklıklı, 1/3 oranında 9 adet numuneyi tersinir yanal yükler altında test etmiştir. Kısmi dolgu duvarın belirlenen yüksekliğini ve genişliğini değişik şekillerde yapmıştır. Elde edilen sonuçlara göre, kısmi duvarın genişlik/yükseklik oranının arttıkça çerçevenin yanal rijitlik ve dayanımının arttığını, dolgu duvar ve çerçeve arasındaki bağlantının dolgulu çerçeve sistem davranışına etki ettiğini belirlemiştir.

Sayın (2003) [23], çalışmasında betonarme yapılarda taşıyıcı eleman olarak ele alınmayan, yalnızca ağırlık olarak sistem analizlerinde yer alan dolgu duvarları, SAP2000 ve Sta4cad yapı analiz programlarıyla modellemiştir. Dolgu duvarları, yapılmış olan deneysel ve analitik çalışmalar ışığında eşdeğer diyagonal basınç çubuğu ve panel olarak modellemiştir. Sisteme dahil olan dolgu duvarlar yapı analiz programlarıyla analiz karşılaştırması yapmıştır. Dolgu duvarın rijitlik, dayanım gibi özelliklerinin belirlenmesi durumunda yapılan modellemelerin sistem davranışını gerçeğe yakın olarak verdiğini gözlemiştir.

Celep ve Gencoğlu (2003) [24], betonarme çerçeve sistem içinde bulunan bölme duvarların yatay yük taşıma kapasitesine olan etkisi ele alınmıştır. Bu amaçla değişik bölme duvarı düzeni olan beş katlı betonarme çerçeveli bir binada, deprem etkisi mod birleştirme yöntemi kullanılarak yatay kuvvetin çerçeve ve duvar elemanları tarafından paylaşılması incelenmiştir. Deneysel çerçevede, bölme duvarların plandaki düzeninin, taşıyıcı sistemin periyoduna, genel davranışına ve yatay yük karşılamasına olan katkısı incelenmiş ve sayısal sonuçlara ulaşılmıştır. Yurdumuzda yaygın olarak bulunan zayıf betonarme binalar ile düşey ve yatay hatlılı yığma yapı olarak kabul edilecek binaların bölme duvarlarının katkısını da içeren yatay yük kapasitelerinin belirlenmesine yönelik sonuçların elde edilmesi amaçlanmıştır. Araştırmacıların vardığı sonuçlardan biri beş kata kadar olan binaların güçlendirilmesinde bölme duvarların hasır çelik ve beton tabaka eklenmesi ile sünek duruma getirilmesinin uygulanabilir bir çözüm olduğudur.

Bu tür güçlendirmelerin kolay ve maliyetinin düşük olması açısından önemine değinmişlerdir. Katlar arasında bölme duvarların üst üste olmasının taşıyıcı sistemde ortaya çıkabilecek düzensizlikleri ortadan kaldırmasının önemine değinmişlerdir.

Kaltakçı ve Köken (2003) [25], değişik dolgu özelliğine sahip, dört adet çelik çerçeve sisteminin yatay tersinir-tekrarlanır yükleme altındaki davranışını deneysel olarak incelemişlerdir. Çelik çerçeve sistemleri çerçeve açıklığı/yüksekliği oranı ($l/h=1$) bir olarak seçilmiştir. Dolgu olarak ise boş, tuğla duvar dolgulu, tuğla duvar+ sıva dolgulu ve gaz beton dolgulu duvar kullanılmıştır. Deney numunelerine deprem yükünü benzeştiren yatay yönde tersinir-tekrarlanır yük uygulanmış ve numuneler üzerinde meydana gelen yer değiştirmeler ölçülmüştür. Dolgulu çerçevelerin göçme şekilleri, dayanım zarfı, rijitlik azalımı ve enerji tüketme özellikleri elde edilmiş ve sonuçlar yorumlanmıştır.

Özcebe vd. (2003) [26], betonarme tuğla dolgulu çerçevelerin lifli polimer kompozitlerle (CFRP) ile güçlendirilmesi konusunda yaptıkları deneylere ve analitik çalışmalara yer vermişlerdir. Deneylerde 7 adet çift katlı tek açıklıklı 1/3 ölçekli çerçeve deneyi yapılmıştır. Deneyler sonucunda, CFRP ile tuğla dolgu duvarlı çerçevelerin güçlendirilmesinde dayanımda artış olmasına rağmen çerçeve rijitliğinde kayda değer bir artış gözlenmemiştir. Yapılan 7 deney sonucunda, ölçülen en büyük rijitlik artışı %34' tür. Araştırmacılar güçlendirilmiş sistemin istenen performansı gösterebilmesi için CFRP elemanların dolguya ve çerçeve elemanlara iyi ankre edilmesi gerektiğini belirtmişlerdir. Aksi durumda uygulamanın faydalı olmayacağı sonucuna ulaşmışlardır. Kenetlenme yetersizliklerinin güçlendirilmiş sistemin davranışına olumsuz etkileri gözlenmiş ve kenetlenme bölgelerinde CFRP sargılamanın davranışa olumlu katkıları gözlenmiştir. Çalışma sonucunda, CFRP ile güçlendirmenin betonarme perde dolgusu kadar etkili olmadığı ve CFRP ile güçlendirilmiş sistemlerde göçmenin betonarme perde dolgulu çerçevelere göre daha gevrek olduğu ifade edilmiştir.

Karslıoğlu (2005) [27], çalışmasında çok katlı binalarda bulunan tuğla duvarların yapı davranışına olan etkisini incelemiştir. 2 bodrum katı, 1 zemin katı, 1 asma katı ve 10 normal katı bulunan binanın çerçeve sistemini SAP2000 programında üç boyutlu olarak modellemiş ve bu model ışığında dolgu duvarlı ve dolgu duvarsız iki ayrı modelin

dinamik analiz sonuçlarını karşılaştırmıştır. Sonuç olarak, tuğla dolgu duvarın yapıya eklenmesiyle, periyot, yatay deplasman, taban kesme kuvveti ve yumuşak kat oluşumunda farklılıklar olduğunu gözlemlemiştir.

Çağlayan (2006) [28], çalışmasında dolgulu betonarme çerçevelerin tüm eleman malzeme özelliklerinin gerçeğe daha yakın alındığı genel amaçlı sonlu elemanlar programı ile dolgulu çerçevelerin doğrusal olmayan çözümü gerçekleştirmiştir. Taşıyıcı sistemi oluşturan betonarme elemanları, çubuklar ile dolgu elemanlar eşdeğer diyagonal basınç çubukları ile modellemiştir. Betonarme elemanların mafsallaşmalarında kirişlerde moment ve kesme etkilerini, kolonlarda eksenel yük, moment ve kesme etkilerini, dolgularda da sadece eksenel yük etkilerini dikkate almıştır. Dolgu duvar etkisini dikkate almadan önceki kapasite kuvveti sonuçlarıyla hesaba aldığı durum arasında % 5 bir artış olduğunu görmüştür.

Güney ve Boduroğlu (2006) [29], çalışmalarında simetrik ve asimetrik yapı modellerini hesaplayarak, farklı deprem etkileri altında tepkileri yorumlamışlardır. Taşıyıcı elemanlar ve duvarlar, malzeme bakımından lineer olmayan şekilde modellemiştir. Yazılan programda sayısal integrasyon yapılarak, yapı dinamik tepki karakteristiklerini elde etmişler, bulunan verilerin karşılaştırılmasına dayanarak duvarların, yapıların dinamik ötelenme ve burulma tepkisine yaptığı katkıları göstermişlerdir.

Dünder (2006) [30], çalışmasında bölme duvarların betonarme yapıların deprem davranışına etkilerini irdelenmiştir. Bu amaçla ilk olarak düzlem modeller oluşturmuştur. Bölme duvarlar için sonlu elemanlar ve çoklu payandalı modelleri kullanarak SAP2000 yapı analiz programında farklı davranış özelliklerine sahip yapı elemanlarının birbirleri ile etkileşimini modellemek amacıyla, temas bölgelerine bağlantı (link) elemanı yerleştirmek suretiyle analizler yapmış ve deneysel sonuçlarla karşılaştırmıştır. Sonuç olarak, duvarın yük dağılımını değiştirdiğini, taşıyıcı elemanlardaki kesit tesirlerinin bazı noktalarda duvarsız modellerdeki sistemlere göre daha yüksek çıkmasına sebep olduğunu belirlemiştir.

Mutlu (2007) [31], çalışmasında deprem etkisindeki betonarme binalarda kısa kolon etkisinin taşıyıcı sistemde ve dolgu duvarlarda nasıl deprem hasarları meydana

getirdiğini incelemiştir. Üç katlı bir binayı modellemiş, zemin katta farklı şekil ve boyutlarda bant pencereleri ele almıştır. Taşıyıcı elemanlar ile duvarları, malzeme bakımından lineer olmayan şekilde modellemiştir. Sonuç olarak, tuğla duvarların bitişik oldukları kolonların şekil değiştirmelerini engellediğini ve kolon boyu çok kısaldığı için oluşan kesme kuvvetlerinde ani artmalar meydana geldiğini görmüştür.

Tetik (2007) [32], çalışmasında dolgu duvarların ve planda duvar yerleşiminin yapı davranışına etkisini incelemek amacıyla değişik dolgu duvar yerleşimlerine sahip betonarme yapıları incelemiştir. Dolgu duvarların modellenmesi için iki ucu mafsalı çapraz pandül çubukları kullanmıştır. Sonuç olarak, dolgu duvarların yapının rijitliğini önemli ölçüde arttırdığını, bunun sonucunda da yapı periyodunda azalmaya neden olduklarını saptamıştır. Dolgu duvarlardaki boşlukların rijitlikte neden olduğu azalmayı incelemiş ve boşluksuz durumunda %56 mertebelerinde olan periyot azalma oranının %37'ye düştüğünü hesaplamıştır. İncelenen binalarda, dolgu duvarların yapı periyotlarında ortalama %50 - %70 oranında azalmaya neden olduklarını görmüştür.

Aruselman vd. (2007) [33], çalışmalarında betonarme çerçevelerde dolgu duvar etkisini araştırmak için çeyrek ölçekli, 5 katlı ve 3 açıklı çerçevenin orta açıklığına tuğla duvar örmüşler ve tersinir deprem yükleri altında test etmişlerdir. Sonuç olarak, çerçevenin bozulmaya başlamadan önce tuğla duvarda diyagonal çatlaklar oluştuğunu görmüşlerdir. Alt katta tuğla duvar yıkıldıktan sonra yumuşak kat davranışının olduğunu ve diyagonal çatlakların oluşmasından sonra alt kattaki dolgu duvarların etkisini yitirdiğini ve dolgu duvarın kirişlerden ayrıldığını tespit etmişlerdir.

1.2 Tezin Amacı

Doğal felaketleri engellemek insanoğlunun yetilerinin ötesindedir. Ancak felaketlerin yaşam alanları üzerindeki olumsuz etkilerinin azaltılması mümkündür. Bu, bilim adamlarının üzerinde çalışarak çözüm bulabileceği bir alandır. Ülkemiz, farklı deprem kuşaklarının üzerinde bulunduğu için yapıların depreme karşı dayanıklı olarak tasarlanmaları gerekmektedir. Depremlerin büyük hasarlara yol açmasının en önemli nedeni binaların yapıma tarihlerindeki deprem etkileri düşünülmeden inşa edilmiş olmalarıdır. Mühendisler, herhangi bir deprem etkisi altında oluşabilecek can ve mal

kaybını önlemek için yapıların en iyi performansta pratik, ekonomik ve güvenli çözümlere ulaşması için çalışmaktadırlar.

Ülkemizde, 2007 yılında yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (TDY 2007),[34] özellikle mevcut binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi konusunda getirdiği performans yaklaşımı ile deprem mühendisliği uygulamalarında önemli bir ivme kazandırmıştır. Deprem yönetmeliğinde belirtilen bu kavramlar yapı mühendisliğinde ileride gerçeğe daha yakın değişimlere yol açacağı kesindir.

Ülkemizde mevcut binaların büyük kısmı deprem etkilerine karşı yeterli dayanıma sahip değildir. Bu sebeple deprem zararlarının azaltılabilmesi amacı ile öncelikle mevcut binaların deprem performansının belirlenmesi gerekmektedir. Depremde en etkili zarar azaltma önlemi, mevcut binalarda meydana gelmesi muhtemel hasar mekanizmasının ve yapısal elemanlar için hasar dağılımlarının belirlenerek, uygun bir taşıyıcı sistem önerilerek güçlendirilmesidir; eğer güçlendirme işlemi ekonomik ve verimli değil ise yapının yıkılıp yeniden yapılması tercih edilen durumdur.

Bu çalışmanın amacı, İstanbul Ticaret Odasına ait Hobyar mah. Yalıköşkü cad. no:17 Eminönü-İstanbul adresinde bulunan Liman Han'ın mevcut dolgu duvarlarının taşıyıcı sisteme etkisinin artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile performans değerlendirilmesinin yapılmasıdır.

1.3 Hipotez

Kolon ve kirişlerin oluşturduğu taşıyıcı çerçeve sisteminin arasını dolduran dolgu duvarlar sismik yükler altında çok önemli rol oynamaktadır. Gelişi güzel yerleştirilmiş duvarlar binanın simetrisini bozmaktadır. Duvar içindeki kapı, pencere gibi boşluklar da duvar etkisini önemli derecede etkilemektedir. Duvarların etkisini hesaba katmadan binanın serbest titreşim periyodu, deprem yükü, her bir kolona ve kirişe transfer olan deprem yük miktarı, yapıdaki düzensizlik durumu, yapının deprem karşısında toplam gücü, deprem altında oluşabilecek göçme biçimi, kolonlarda kısa kolon oluşma mekanizması gibi önemli parametreler yanlış değerlendirilmiş olmaktadır.

Deprem sırasında binalarda oluşan kalıcı şekil değiştirmelere bakılarak duvarların sistem davranışında etkileşim içinde olduğu görüőüne varılarak çeşitli çalışmalar yapılmıştır. Yapı hesaplarında dolgu duvarların sadece ağırlık ve kütleye olarak göz önüne alınması, sistemin yatay rijitlik ve dayanım gibi mekanik özelliklerine katkılarının göz ardı edilmesi genel bir yaklaşımdır. Bina hesaplarında yalnız çerçveden oluşan yapının periyodunun mu, yoksa dolgu duvarlarla rijitlendirilmiş yapının periyodunun mu alınması gerektiği de önemli bir sorundur. Çünkü depremin başlangıcında dolgu duvarlarında etkin olduğu rijitlik oldukça yüksek, periyotlar ise son derece azdır. Ancak deprem esnasında dolgu duvardaki ilk çatlamadan itibaren bu koşulun devre dışı kalması sonucunda yapının periyodu çerçevelerden oluşan yapının periyoduna ulaşacaktır.

MEVCUT YAPI HAKKINDA BİLGİ

2.1 Yapı Hakkında Genel Bilgi

Çalışma kapsamında incelenen yapı, İstanbul Ticaret Odasına ait Hobyar mah. Yalıköşkü cad. no:17 Eminönü-İstanbul adresinde bulunan Liman Han binasıdır. Mimar Vedat Bey tarafından tasarlanan yapı, 1907 yılında tamamlanmıştır. Bu teze konu olan anılan yapının nümerik modelinin oluşturulabilmesi için gerekli bilgiler ve yapısal detaylar bu bölüm içerisinde verilmiştir [35].

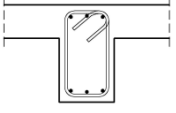
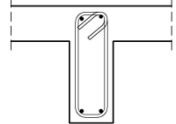
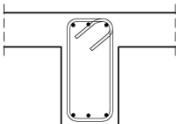
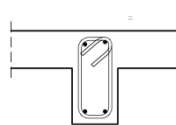
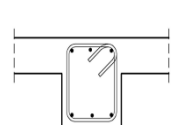
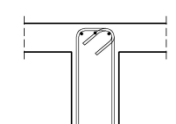
- Yapı, Bodrum + Zemin + Asma Kat + 4 Normal Kat + Çatı Katından oluşan betonarme karkas bir binadır (Şekil 1).
- Kat yüksekliği; bodrum katta 2.40 m., zemin katta 3.22 m. , asma katta 2.83 m. , normal katlarda ve çatı katında 3.68 m. , teras katında 2.55 m. olarak tespit edilmiştir. Toplam bina yüksekliği 25,72 m.dir.
- Yapının oturma alanı yaklaşık 505.89 m²'dir.
- Yapıda konsol bulunmamaktadır.



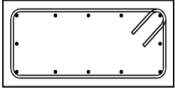
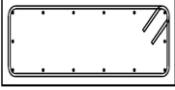
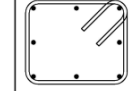


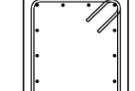
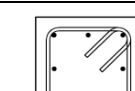
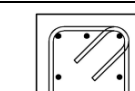
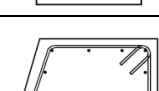
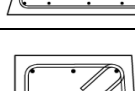
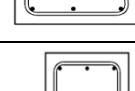
Şekil 2.1 İstanbul Ticaret Odasına Ait Liman Hanı,[35]

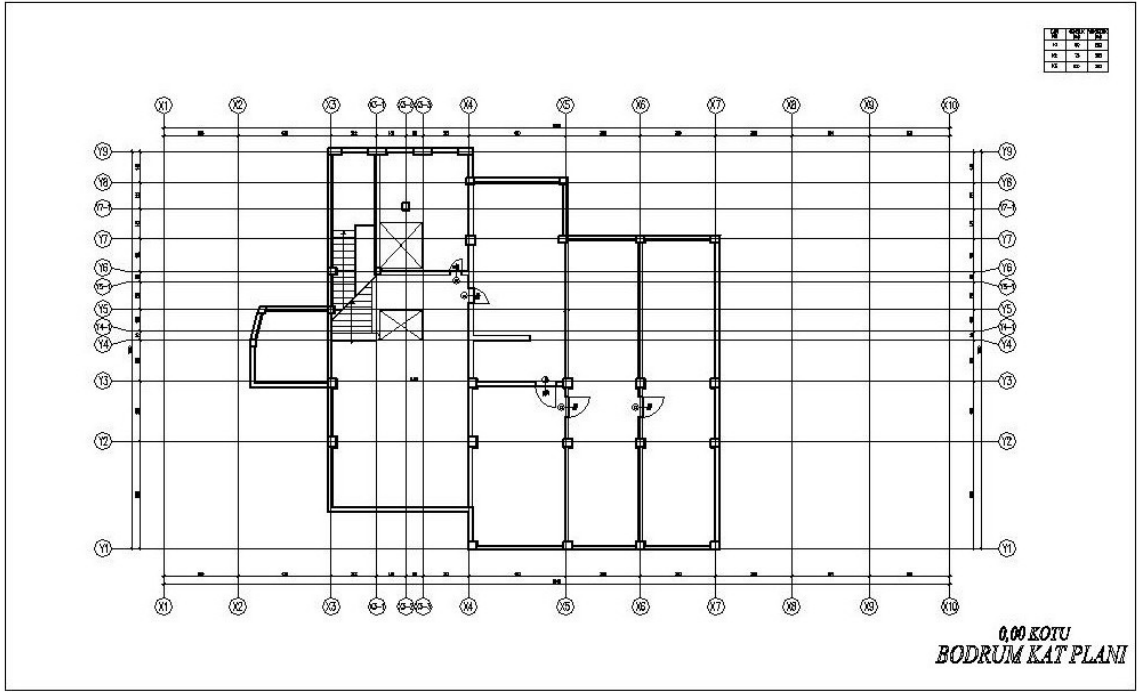
- Bodrum katta dış duvarlar 20cm. kalınlığında perde duvar ile teşkil edilmiştir.
- Bodrum kat tavanı volta döşeme olarak uygulanmıştır. Açıkta kalan metal profillerin korozyona uğradığı gözlenmiştir. Diğer döşemeler kiriş + plak sistemidir. Döşeme kalınlığı 12 cm.dir.
- Yapılan incelemelerde temel sisteminin radye temel olduğu görüşü hakimdir.
- Yapısal sistem elemanlarına ait gerek boyutsal gerekse malzeme karakteristikleri açısından yeterli bilgi bulunmadığından, boyut ve malzeme değerleri ilgili yönetmeliklerinde belirtilen minimum değerler olarak taktir edilmiştir. Bu bağlamda, mevcut kiriş ve kolon tipleri sırası ile Çizelge 2.1 ve 2.2’de verilmiştir.
- Liman Han’a ait mimari planlar, görünüşler, kat kalıp planları ve kesit (Şekil 2.2-21)’de belirtilmiştir.

Çizelge 2.1 Liman Han kiriş tipleri

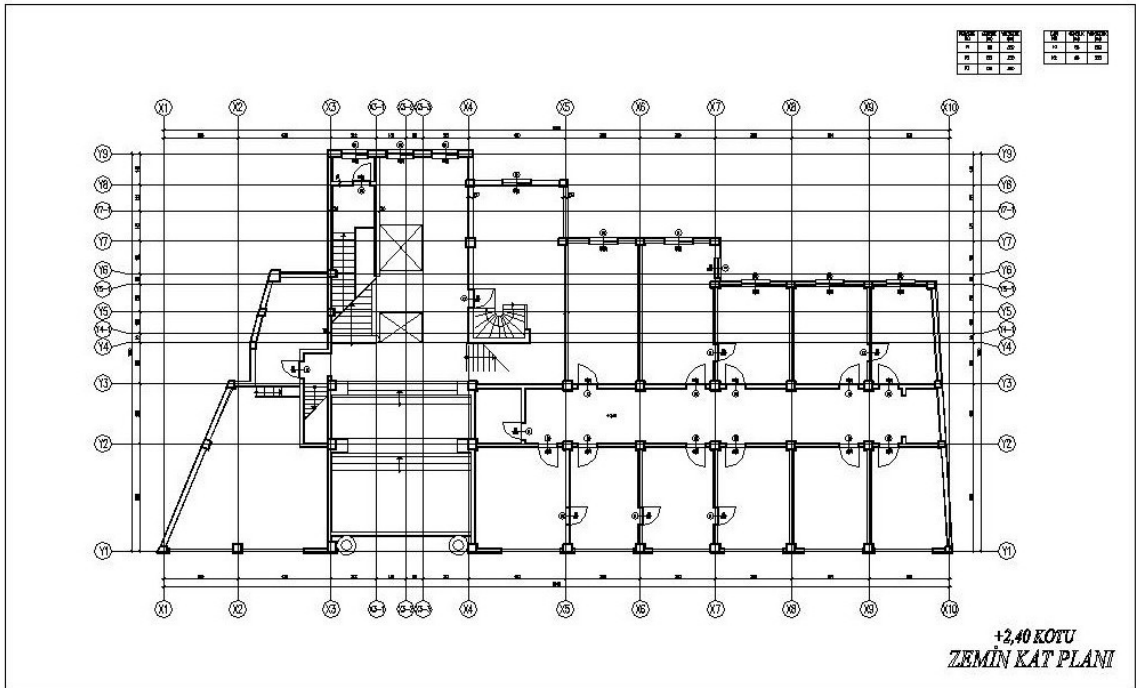
Kiriş No	b	h	Alan	Donatı Şeması	Üst Donatı Adedi	Üst Donatı Çapı (mm)	Alt Donatı Adedi	Alt Donatı Çapı (mm)	Donatı Alanı (cm ²)	ρ	Etriye Aralık (mm)
1	20	35	700		3	12	3	12	3,39	0,0048	150
2	15	40	600		2	12	2	12	2,26	0,0038	150
3	20	40	800		3	12	3	12	3,39	0,0042	150
4	15	30	450		2	12	2	12	2,26	0,0050	150
5	25	30	750		3	12	3	12	3,39	0,0045	150
6	20	50	1000		3	14	3	14	4,62	0,0046	150

Çizelge 2.2 Liman Han kolon tipleri

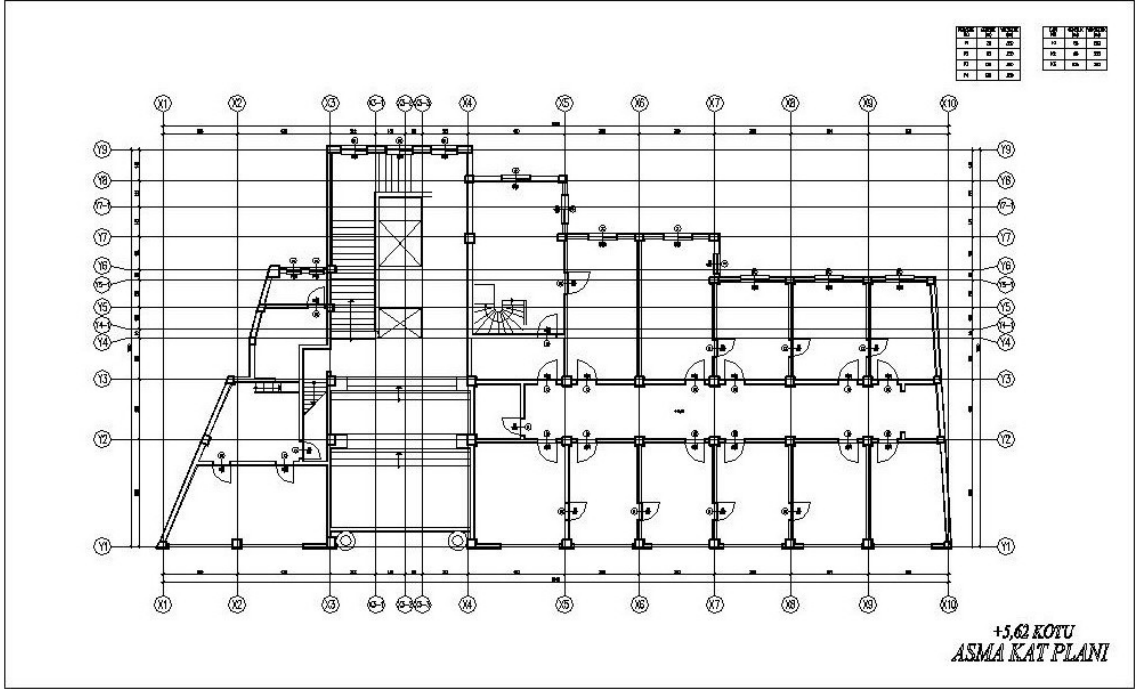
Kolon No	b	h	Alan	Donatı Şeması	Adet	Donatı Adedi	Donatı Çapı (mm)	Donatı Alanı (cm ²)	ρ	Etriye Aralığı (mm)
1	65	30	1950		2	12	16	24,13	0,0124	150
2	85	30	2550		2	14	16	28,15	0,0110	150
3	35	30	1050		2	8	14	12,32	0,0117	150
4	40	40	1600		20	12	14	18,47	0,0115	150
5	40	30	1200		7	10	14	15,39	0,0128	150
6	40	50	2000		3	14	14	21,55	0,0108	150
7	30	30	900		5	8	14	12,32	0,0137	150
8	25	30	750		3	8	14	12,32	0,0164	150
9	50	50	2500		1	15	16	30,16	0,0121	150
10	35	35	1225		1	8	14	12,32	0,0101	150
11	30	40	1200		1	10	14	15,39	0,0128	150



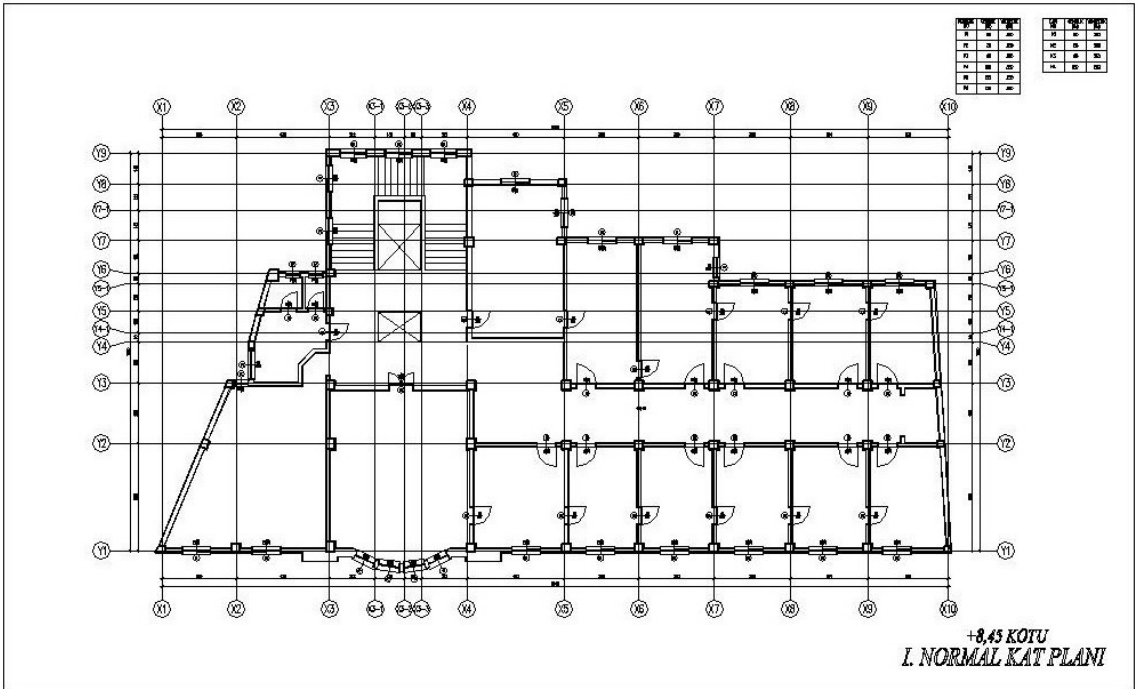
Şekil 2.2 Bodrum kat mimari planı



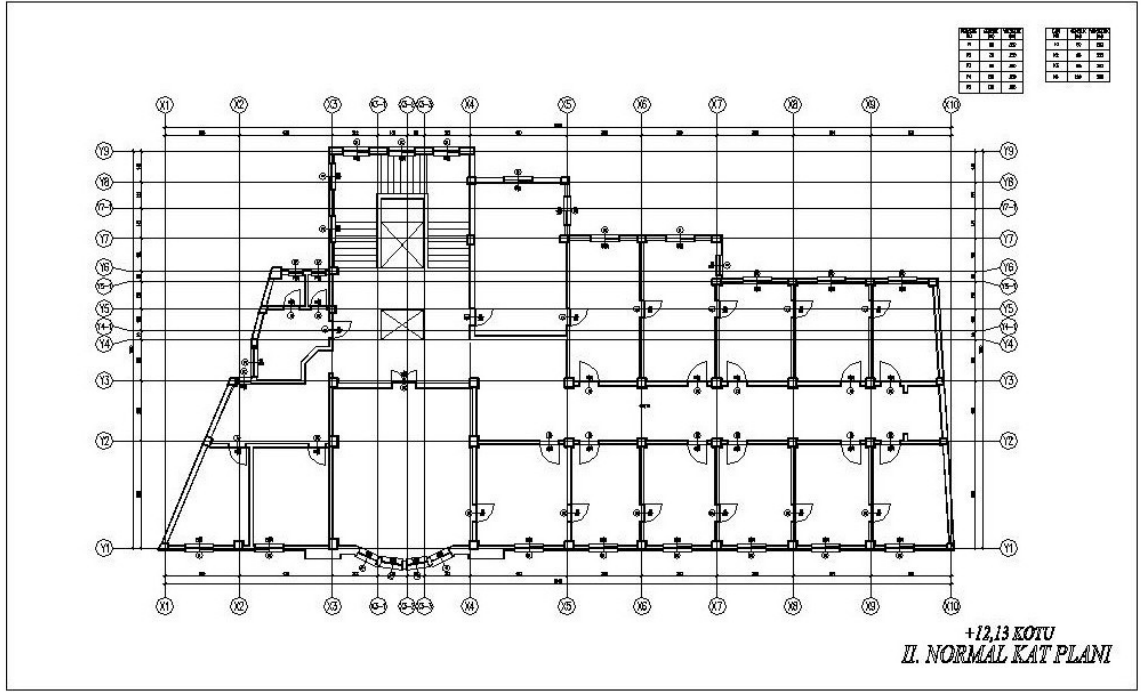
Şekil 2.3 Zemin kat mimari planı



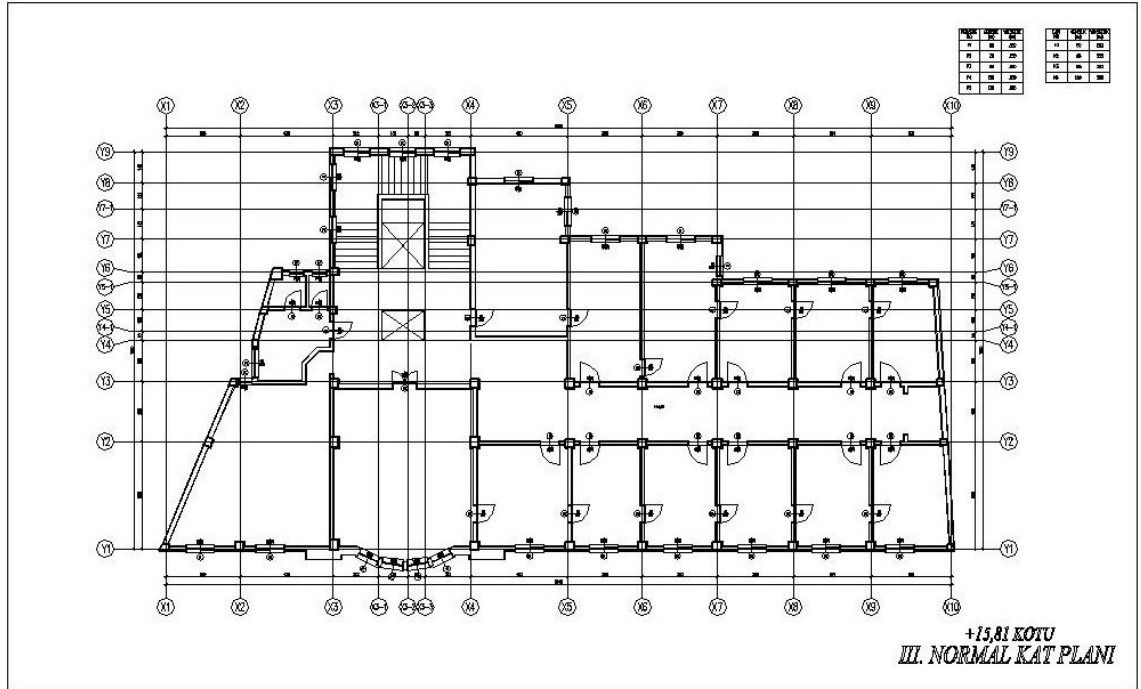
Şekil 2.4 Asma kat mimari planı



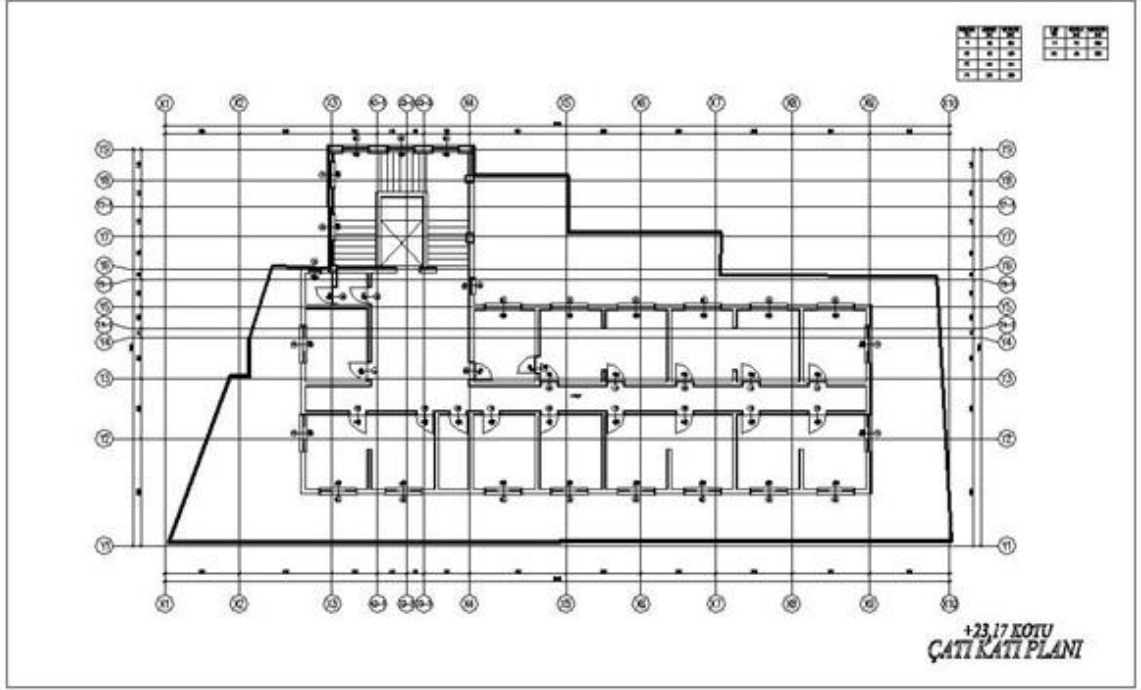
Şekil 2.5 I. normal kat mimari planı



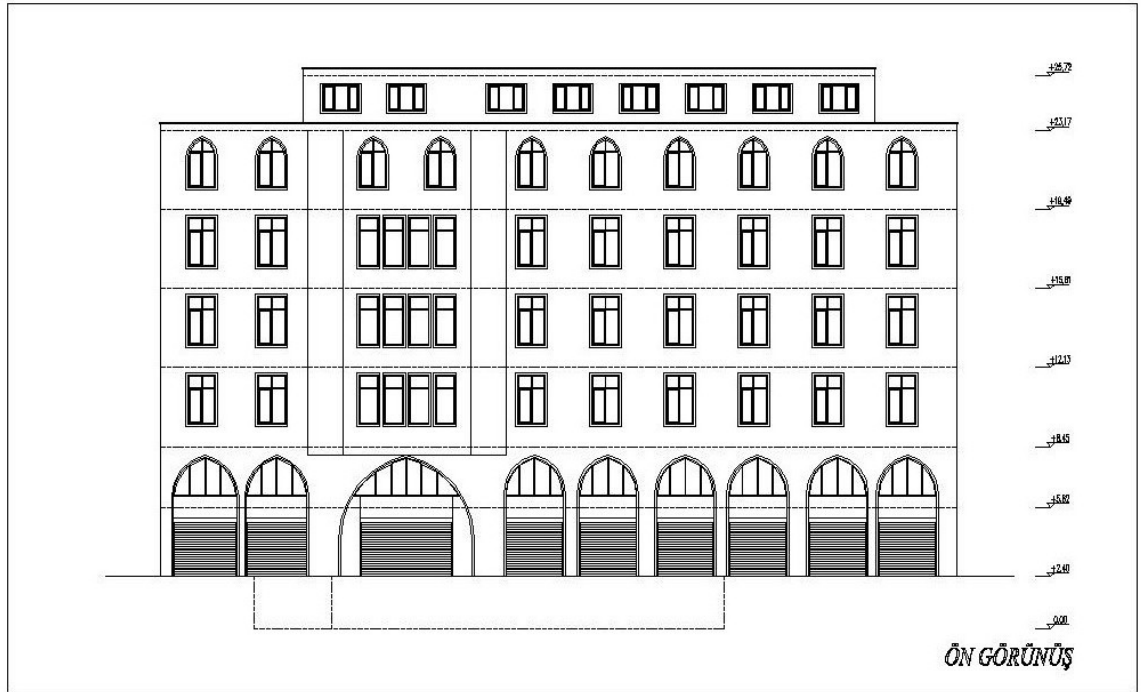
Şekil 2.6 II. normal kat mimari planı



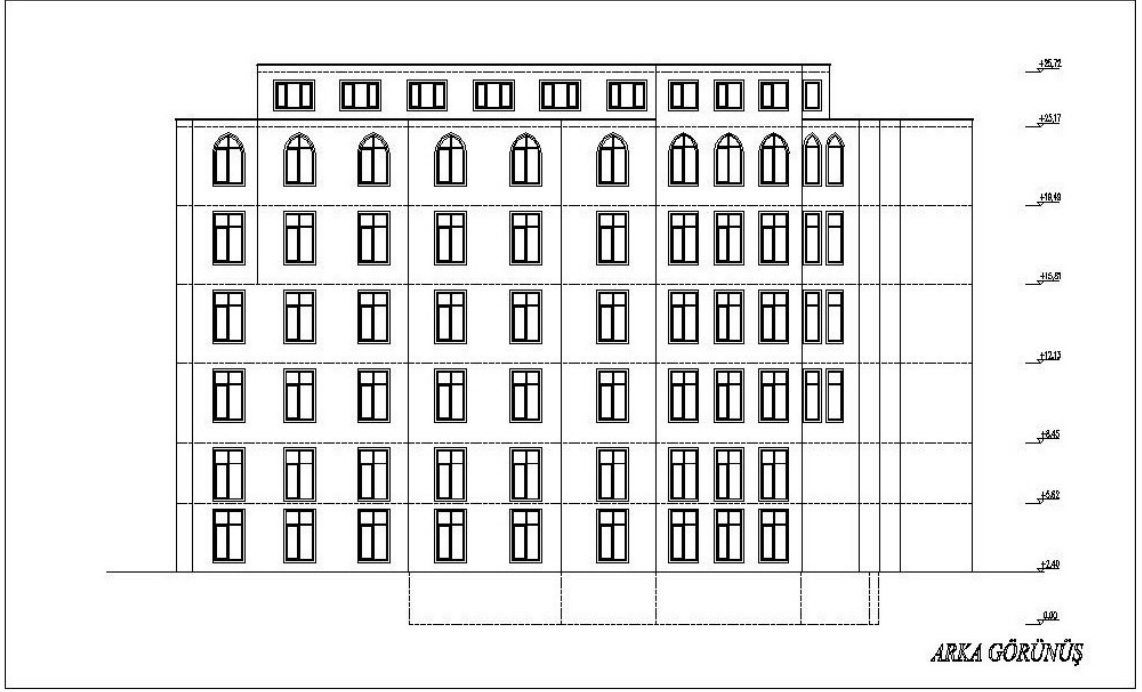
Şekil 2.7 III. ve IV. normal kat mimari planı



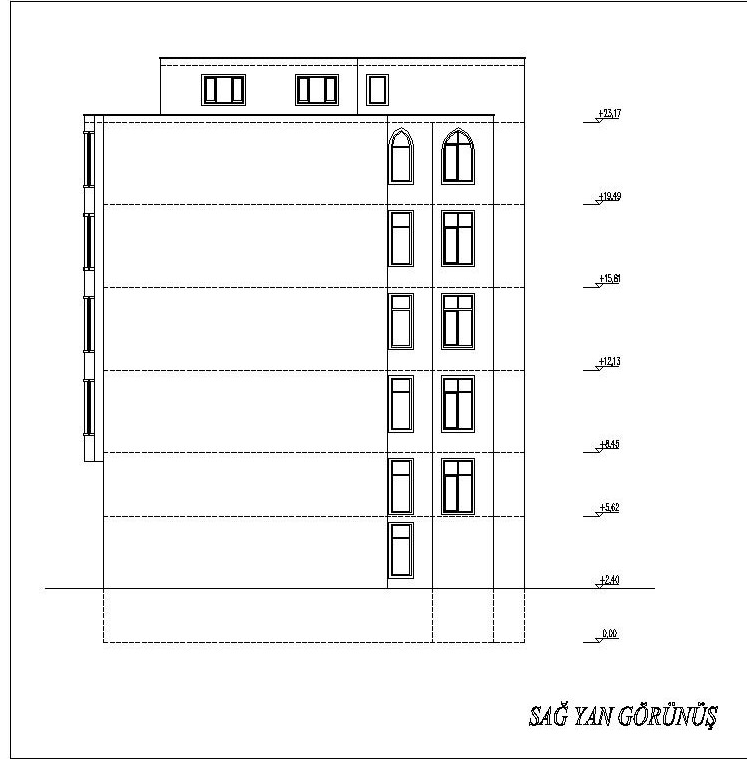
Şekil 2.8 Teras kat mimari planı



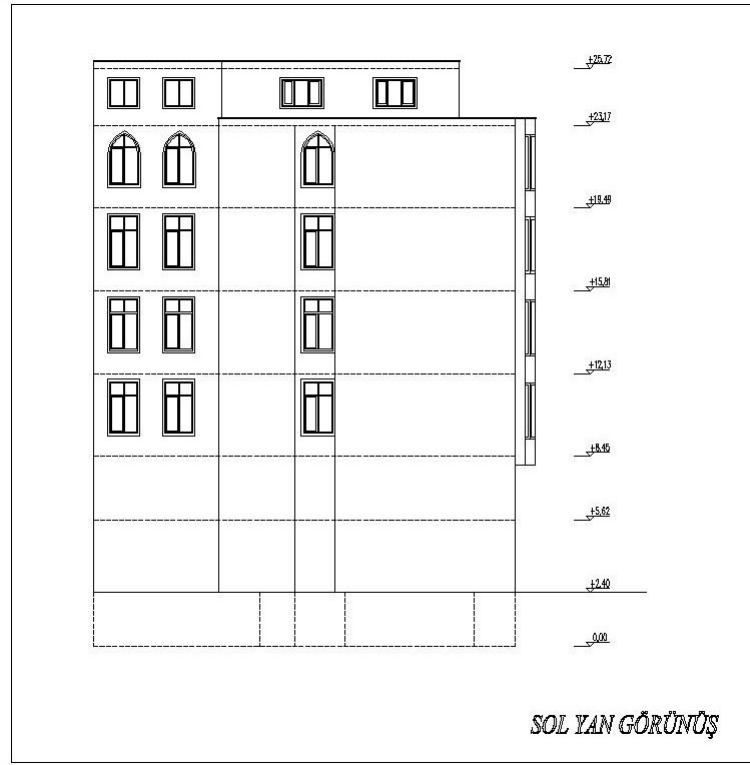
Şekil 2.9 Ön görünüş



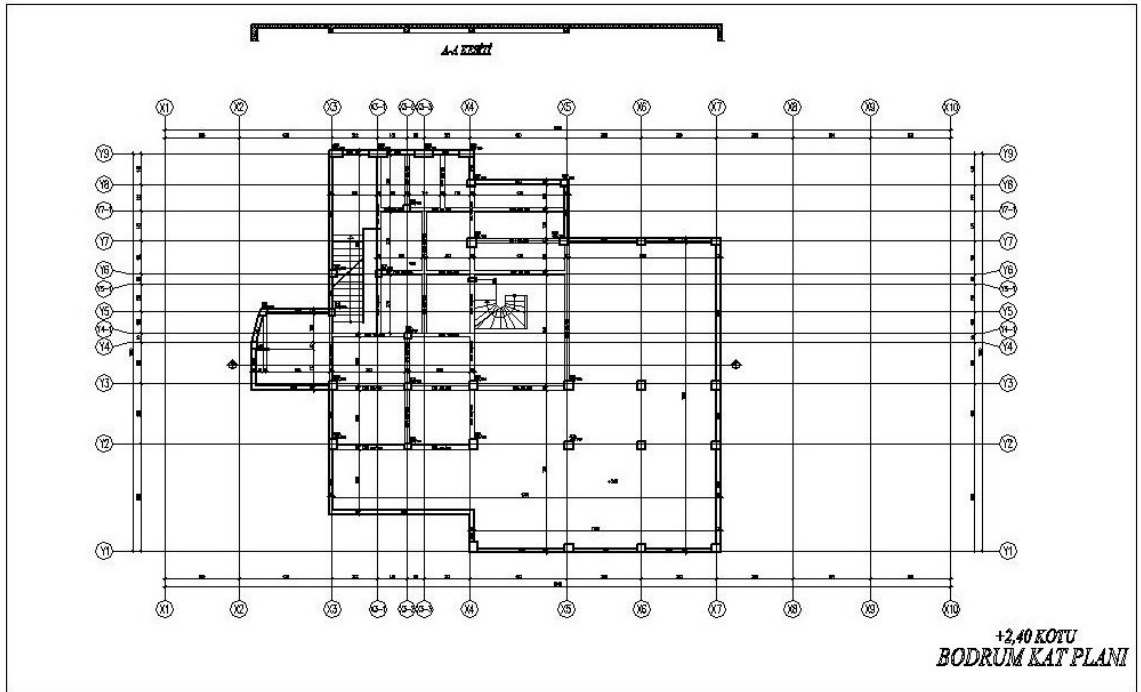
Şekil 2.10 Arka görünüş



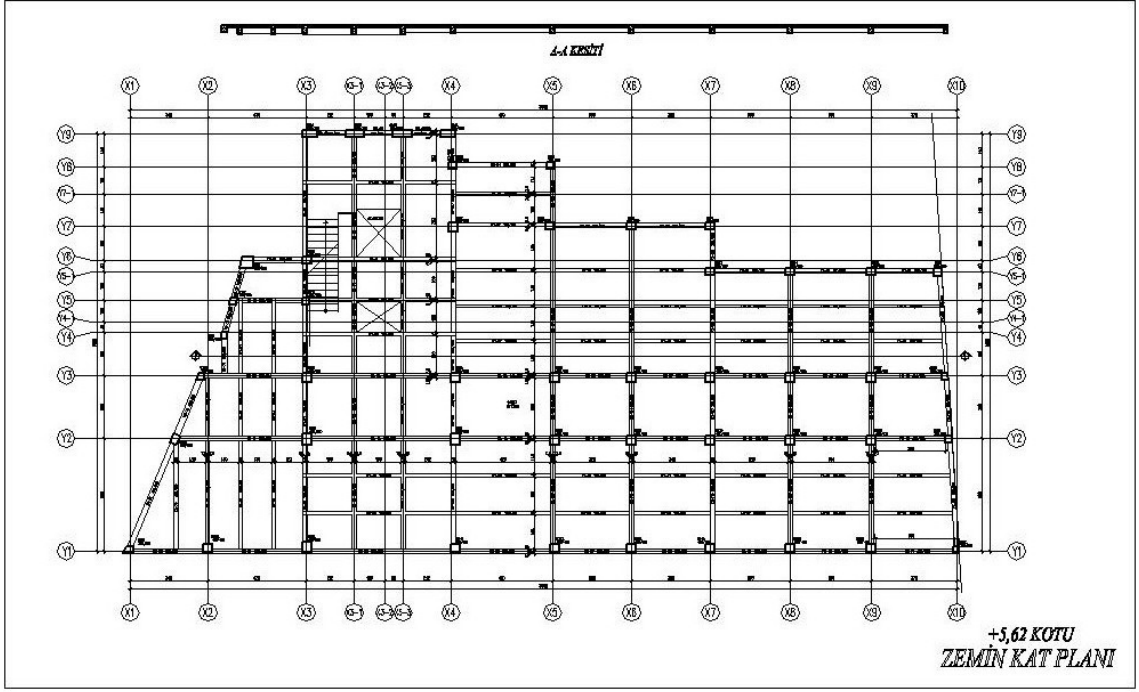
Şekil 2.11 Sağ yan görünüş



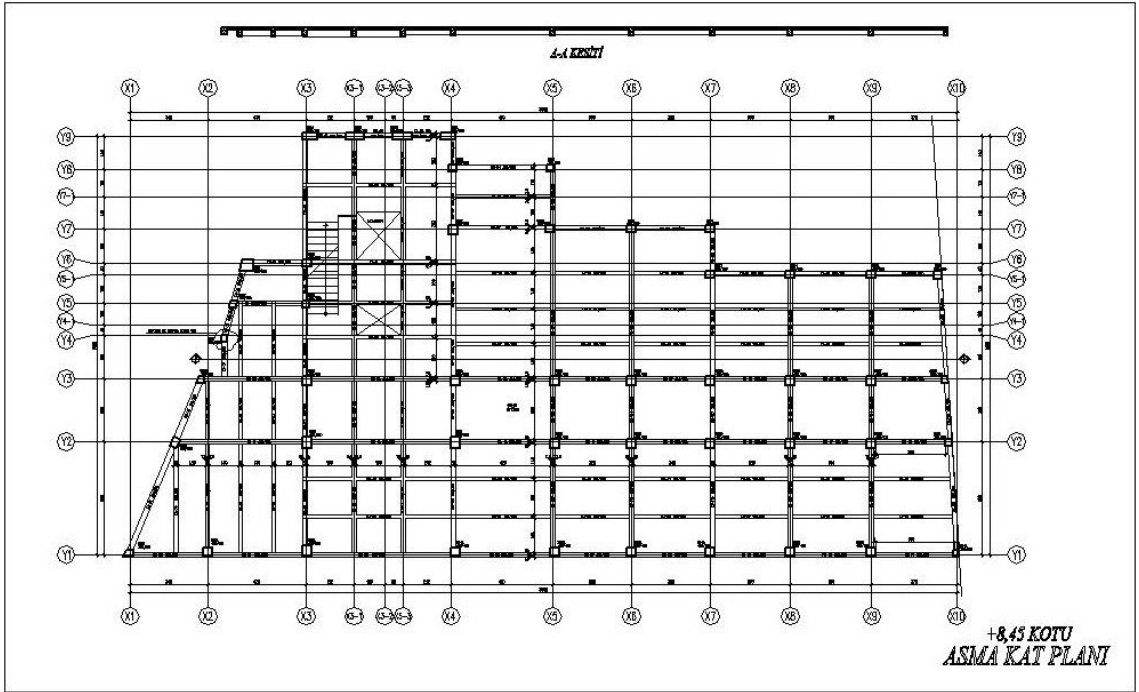
Şekil 2.12 Sol yan görünüş



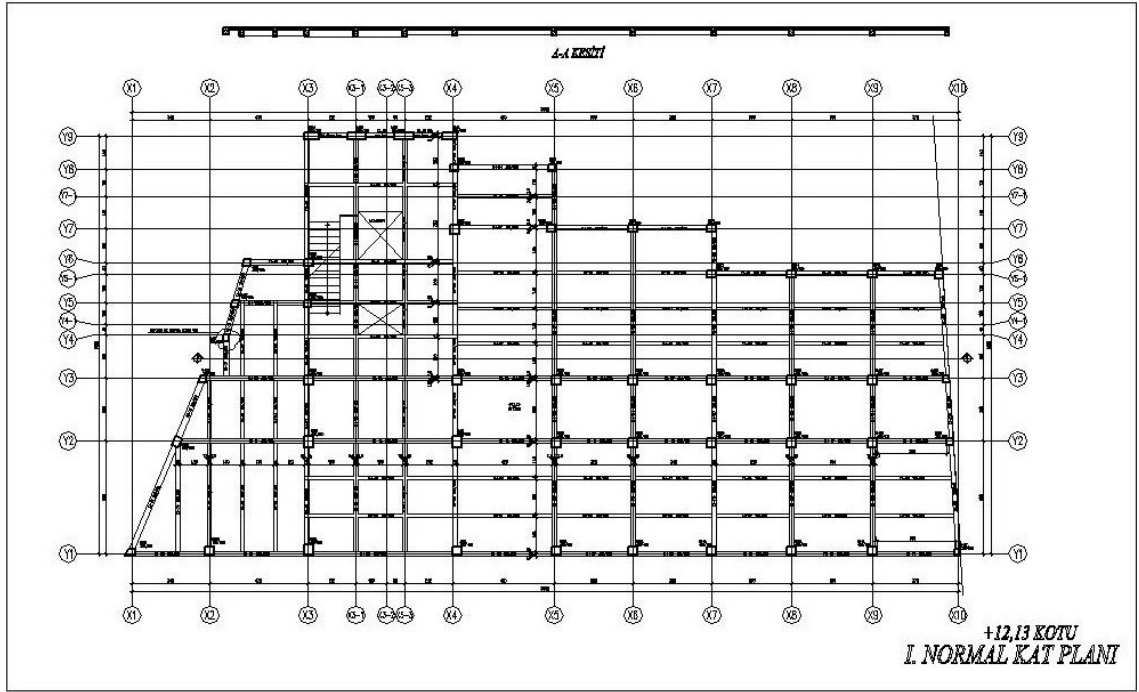
Şekil 2.13 Bodrum kat kalıp planı



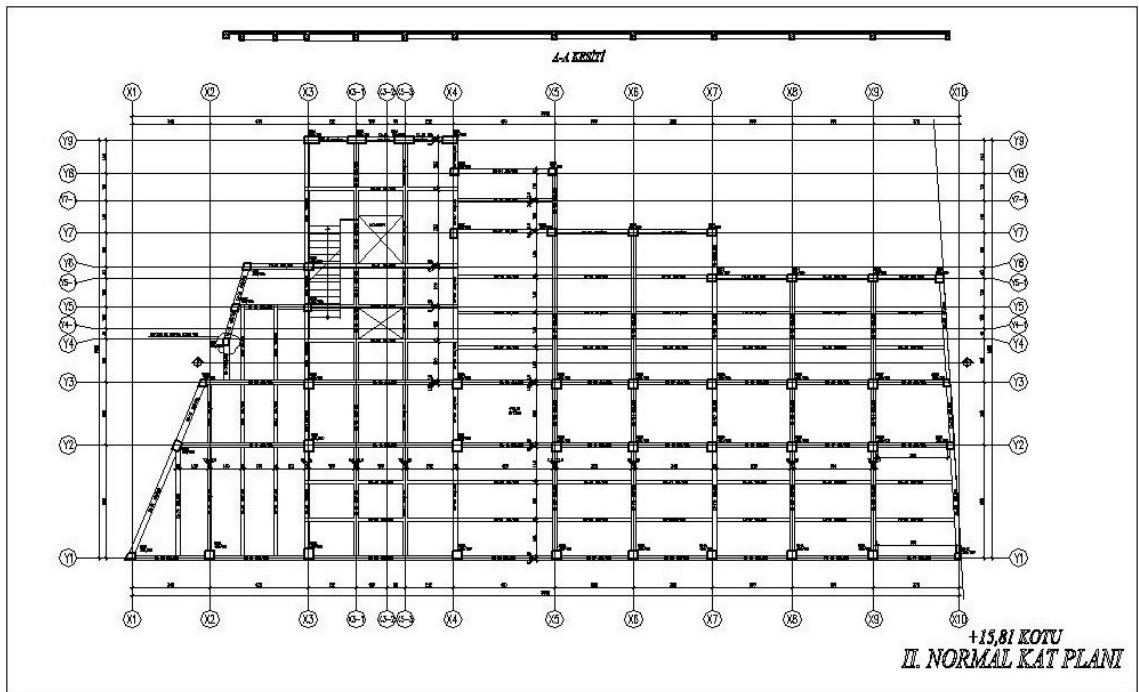
Şekil 2.14 Zemin kat kalıp planı



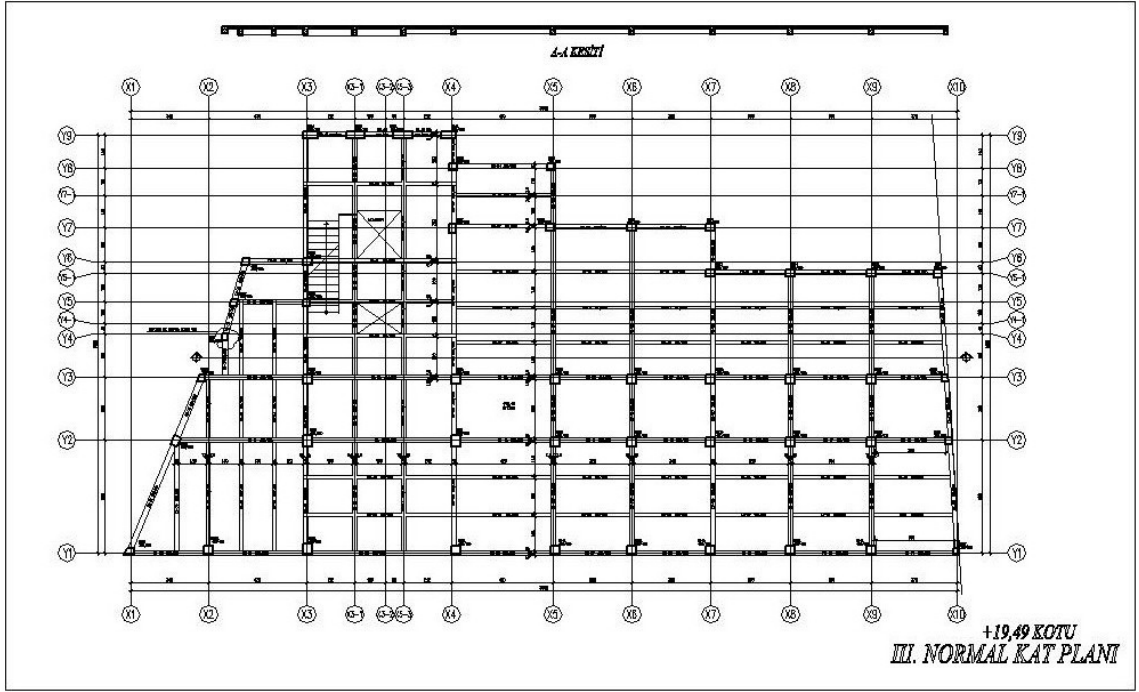
Şekil 2.15 Asma kat kalıp planı



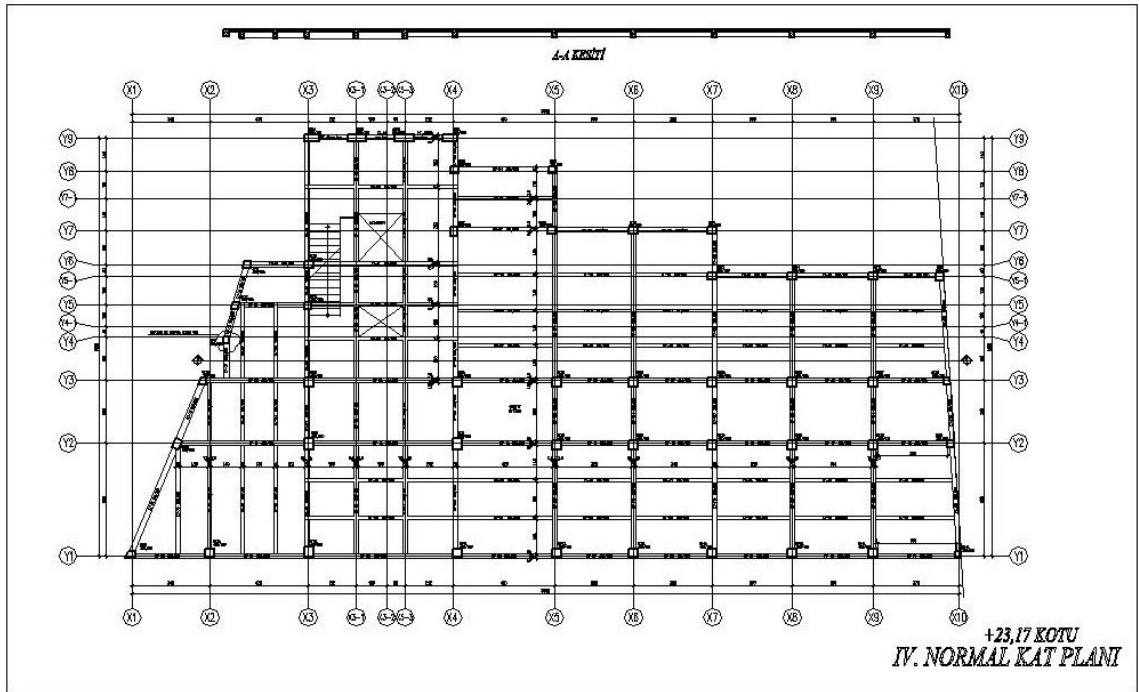
Şekil 2.16 I. normal kat kalıp planı



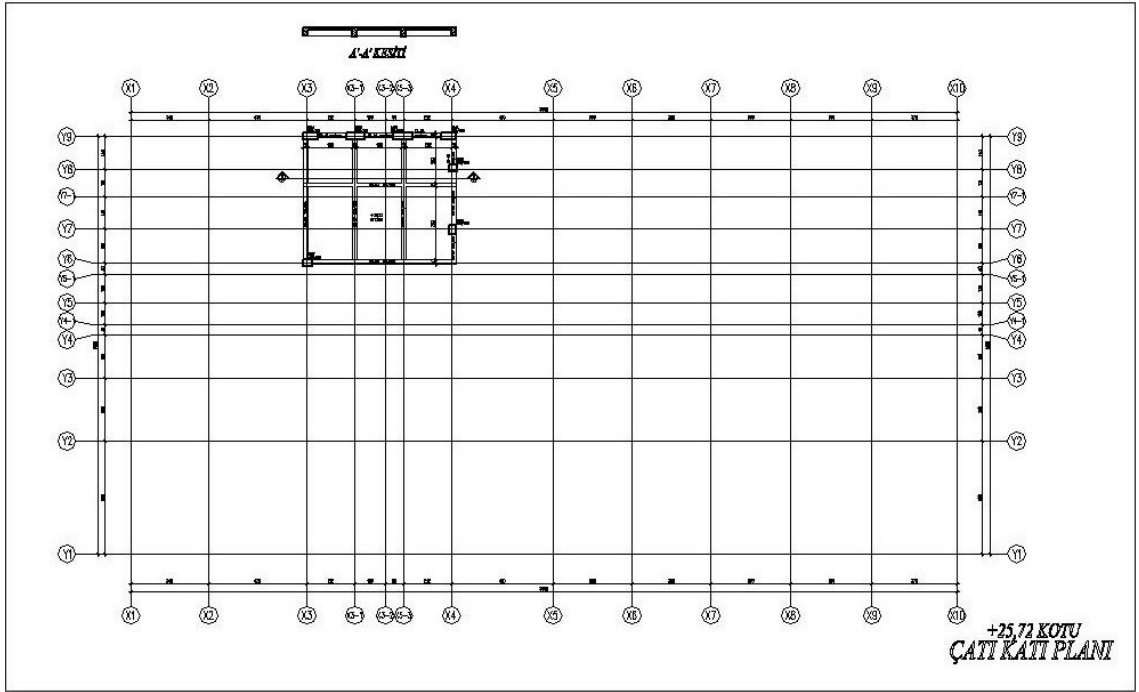
Şekil 2.17 II. normal kat kalıp planı



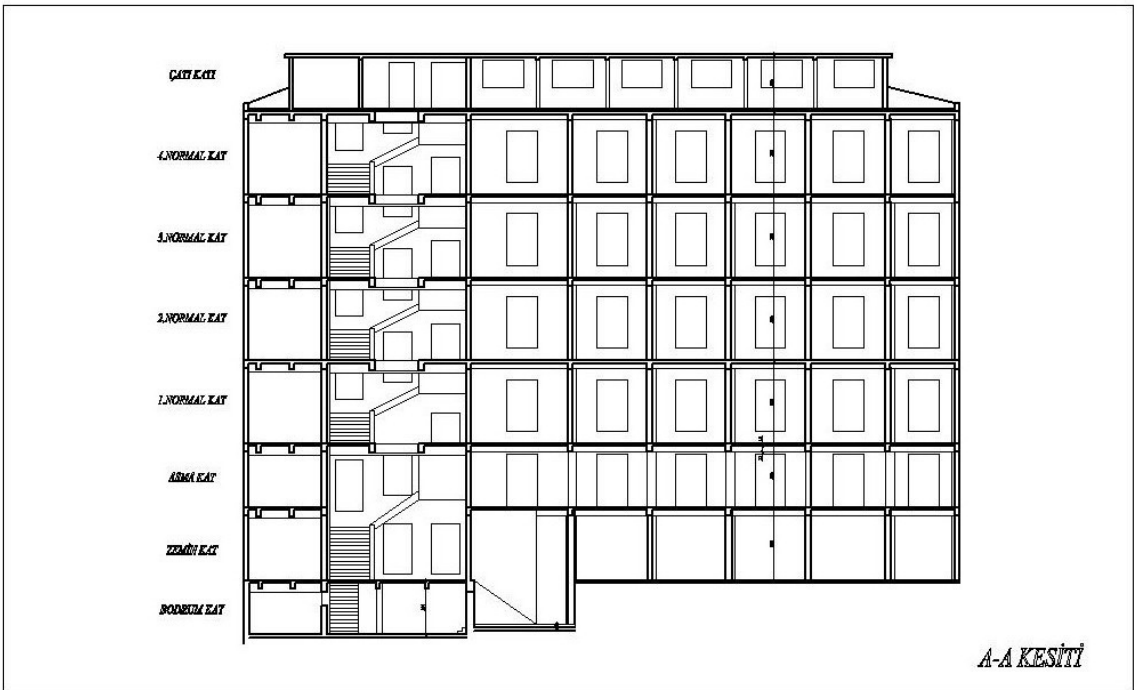
Şekil 2.18 III. normal kat kalıp planı



Şekil 2.19 IV. normal kat kalıp planı



Şekil 2.20 Teras katı kalıp planı



Şekil 2.21 A-A kesiti

- Bu bölüm içerisinde yer alan tüm teknik incelemeler için YTÜ İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümüne bağlı; Yapı Malzemeleri Anabilim Dalı Öğretim Üyelerinden Prof.Dr. Fevziye AKÖZ ve Doç.Dr. Nabi YÜZER tarafından hazırlanan Malzeme İncelemeleri Teknik Raporu'ndan, Yapı Anabilim Dalı Öğretim Üyelerinden Prof. İbrahim EKİZ, Doç.Dr. Bilge Doran tarafından hazırlanan Yapısal İncelemeler ile İlgili Teknik Rapor'dan, Geoteknik Anabilim Dalı Öğretim Üyelerinden Prof.Dr. Mustafa YIDIRIM, Doç.Dr. Mehmet BERİLGİN ve Dr. Cem AKGÜNER tarafından hazırlanan Geoteknik Rapor'dan faydalanılmıştır.

2.2 Malzeme Bilgileri

- Binadaki beton kalitesinin belirlenmesi için her katta, taşıyıcı elemanlardan, ölçüm ve deney yapılmış; yeter sayıda eleman rastgele seçilmiştir [36]. Karot alınması sırasında donatıların kesilmemesi için bu elemanlardaki donatıların yeri, manyetik esaslı ferroskan aleti ile belirlenmiştir. Bina beton basınç dayanımı için yapılan karot deneylerinde $9,4 \text{ N/mm}^2$ ile $42,8 \text{ N/mm}^2$ arasında değerlere ulaşılmıştır. Karotlara ait ortalama basınç değeri 21.6 N/mm^2 olmasına rağmen standart sapma değeri büyük olduğu için (10.3 N/mm^2) yapıya ait beton kalitesi, en düşük dayanım sınıfı olan C14 beton sınıfının altındadır [36].
- Yapının genelinde duvarların delikli harman tuğlası ve ortalama 2 cm kalınlığında melez harç ile örüldüğü, duvar kalınlığının yaklaşık 20 cm olduğu (Şekil 2.22), çatı katında dolu harman tuğlası kullanıldığı tespit edilmiştir. Bu bağlamda tuğla ile harç arasındaki aderansın kuvvetli olduğu, harçta erime tuzlanma, çatlak vb. herhangi bir hasar oluşmadığı belirtilmiştir.



Şekil 2.22 Liman Hanı bölme duvar, [36]

- Yapıdan alınan kuvvetli melez harcın bağlayıcı agrega oranının yaklaşık 1:4, agreganın maksimum dane boyutunun 8 mm olduğu; birim ağırlığının 1700 kg/m³, ağırlıkça ve hacimce su emme değerlerinin sırası ile %14 ve %25 olduğu tespit edilmiştir.
- Yapıda gözle görülür bir şekilde eğimlenme ve deniz tarafına doğru rijit ötelenme ve dönme hareketi tespit edilmiştir (Şekil 2.23-24). Bu sorunun 70'li yıllardan beri mevcut olduğu araştırmalar sonucunda anlaşılmıştır. İncelemeler sonucunda her ne kadar gözle görülür bir eğimlenme tespit edilmiş olsa da yapı emniyetini olumsuz etkileyebilecek herhangi bir deformasyona rastlanmamıştır.
- Yapının denize bakan dış cephe kolonlarında boyuna doğrultuda donatı korozyonu nedeni ile çatlaklar oluştuğu; bodrum katın denize bakan tarafında su birikimi tespit edilmiştir.
- Donatı tespiti için seçilen betonarme taşıyıcı elemanlarda, ulaşılabilen yüzeylerde manyetik esaslı ferroskan aleti ile donatı sayısı ve etriye aralığı belirlenmiş, donatıların çapının ölçülmesi için belirli bölgelerde örtü betonu kaldırılarak donatının ve etriyenin cinsi tespit edilmiş, çapı kumpas ile ölçülmüş, korozyon durumu görsel olarak incelenmiş



Şekil 2.23 Liman Han yan cephe, [36]

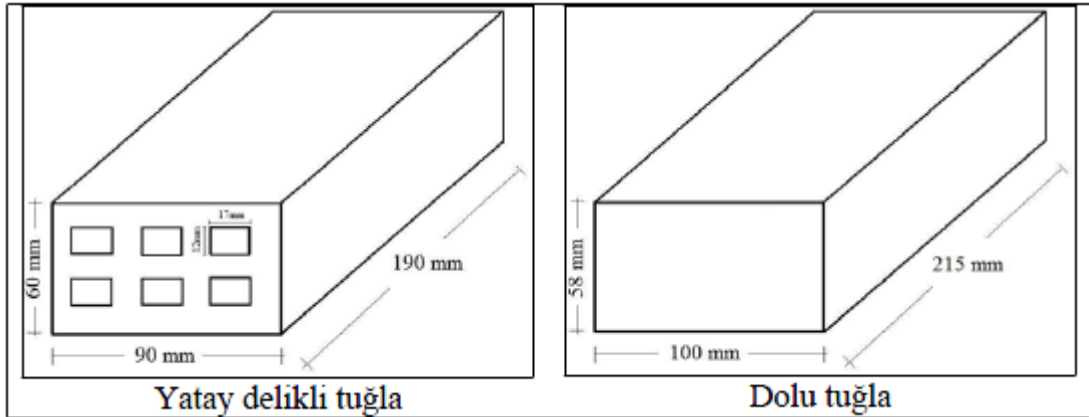


Şekil 2.24 Yapıdaki oturma alanının cepheye etkisi, [36]

- Yapıdaki betona ait elastisite modülü (E , N/mm^2) en küçük basınç dayanımı değerinden ve ACI 318-95'te verilen (2.4) bağıntısından yararlanılarak $14190 N/mm^2$ olarak hesaplanmıştır; yapının modellenmesinde bu değer $14000 N/mm^2$ alınması uygun bulunmuştur [35].

$$E=4730 c_f \quad (2.1)$$

- Yapının genelini temsilen 4. Normal kat ve Bodrum katından alınan yatay delikli tuğla ile çatı katından alınan dolu tuğla örneklerinin boyutları ölçülmüş, değerleri Şekil 2.25'de gösterilmiştir. $190 \times 90 \times 60$ mm boyutlarındaki yatay delikli tuğladaki delik boyutları 12×17 mm'dir. Bu numunelerde yapılan fiziksel ve mekanik deneyler aşağıda açıklanmıştır.



Şekil 2.25 Tuğla boyutları, [36]

- Örneklerden hazırlanan numunelerde kuru ağırlık (W_o, g), suya doymun havadaki ağırlık (W_{sh}, g) ve suya doymun sudaki ağırlık (W_{ss}, g) belirlenmiştir. Tartımlar 0,1 gr duyarlıklı terazi ile yapılmıştır. Dolu tuğlada ve delikli tuğlanın dolu kısmında yapılan deney sonuçlarından boşluklu birim ağırlık ($\beta, g/cm^3$), ağırlıkça su emme ($a_s, \%$) ve hacimce su emme ($h_s, \%$); birim ağırlık ve boyut ölçümünden delikli tuğlanın brüt birim ağırlığı ($\beta_B, g/cm^3$) hesaplanmıştır. Deney sonuçlarının ortalama değerleri Çizelge 2.3’de verilmiştir.

Çizelge 2.3 Tuğlanın fiziksel özellikleri, [36]

Alındığı Kat	Tipi	Birim Ağırlık ($\beta, kg/m^3$)	Brüt Birim Ağırlık ($\beta, kg/m^3$)	Su Emme	
				Ağırlıkça ($a_s, \%$)	Hacimce ($h_s, \%$)
Bodrum	Delikli	1600	1200	20	33
Çatı Katı	Dolu	1800	-	10	18

- Yapılan tek eksenli basınç deneylerinde kırma yükü (P_k, kN) belirlenmiştir. Kırma yükünün kuvvet uygulanan yüzeye oranlanması ile basınç dayanımı ($f_b, N/mm^2$) hesaplanmıştır (Çizelge 2.4).

Çizelge 2.4 Tuğla örneklerde yapılan basınç deneyi sonuçları, [36]

Alındığı Yer	Tipi	f_b (N/mm^2)
4. Normal Kat	Delikli Tuğla	7,0
Çatı Katı	Dolu Tuğla	27,0

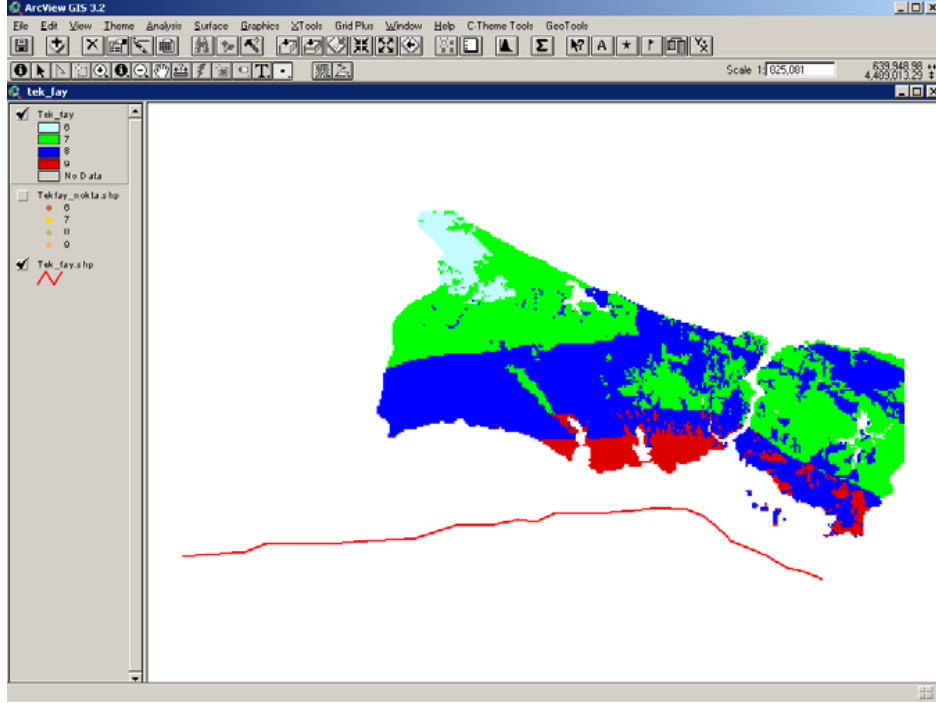
- Yapının donatı incelemesi yapının kolonlarında boyuna donatı olarak $\phi 12, \phi 14, \phi 16, \phi 18$ ve $\phi 22$ ’lik, enine donatı olarak 15-30 cm arasında değişen aralıklar ile $\phi 6$ ’lık düz inşaat çeliği kullanıldığı görülmüştür. Örtü betonu kaldırılarak yapılan donatı incelemesinde kirişlerde $\phi 20$ ’lik, nervürlü kirişlerde $\phi 12$ ’lik düz inşaat çeliği, enine donatı olarak 1,2 mm kalınlığında, 19,2 mm genişliğinde çelik eleman kullanıldığı görülmüştür. Bu bağlamda bazı elemanlarda donatı korozyonu nedeni ile betonda hasarlar oluştuğu gözlenmiştir.

- Yapıda kullanılan delikli tuğlanın brüt birim ağırlığının 1200 kg/m³, ağırlıkça ve hacimce su emme değerlerinin sırası ile %20 ve %33 olduğu belirlenmiştir. Çatı katında kullanılan dolu tuğlanın aynı standartta orta dayanımlı dolu harman tuğlası için verilen 5,0 N/mm²'lik minimum basınç dayanımını sağladığı; bu tuğlanın birim ağırlığının 1800 kg/m³, ağırlıkça ve hacimce su emme değerlerinin sırası ile %10 ve %18 olduğu belirlenmiştir.

2.3 TDY 2007'ye göre Yapının İncelenmesi

Binanın taşıyıcı sistem projeleri bulunmadığı ve belediyede de mevcut olmadığı için TDY 2007 kapsamında sınırlı bilgi düzeyine sahip olarak değerlendirilmelidir [34]. Yapının taşıyıcı sistemi zaman içerisinde değiştirilerek bugünkü halini almıştır. Taşıyıcı sistemi Betonarme karkas olan yapının statik projesinin en iyi ihtimalle 1968 – Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY) esaslarına uygun olduğu düşünülebilir. Yeni deprem yönetmeliğinde ise sınırlı bilgi düzeyine sahip olan binalar için “Betonarme elemanlardaki donatı miktarı ve detaylarının binanın yapıldığı tarihteki minimum donatı koşullarını sağladığı varsayılır” koşulu bulunmaktadır.

Ancak binanın kendi yapım yılındaki deprem yönetmeliği hükümlerine de uymadığı anlaşılmaktadır. Bu durumda, binanın 1962 yılına ait Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik hükümlerine uygun olarak yapıldığı düşünülebilir. 1962 yönetmeliği ise betonarme binalardaki kolon ve kirişlere ait donatı detaylandırması ile ilgili herhangi bir şart getirmemektedir. O tarihteki betonarme yönetmeliğinde emniyet gerilmeleri yöntemini kullandığı da dikkate alınır, günümüz yönetmeliklerine göre yapılan depreme dayanıklı yapı tasarımı yaklaşımı ve ilkelerinin söz konusu bina için geçerli olamayacağı son derece açıktır. Oysa ki söz konusu bina Şekil 2.26'dan da görüleceği üzere 1. derece deprem bölgesinde ve İstanbul'un deprem riski en yüksek bölgelerinden birinde yer almaktadır.



Şekil 2.26 Türkiye Deprem Bölgeleri haritasında İstanbul ilinin durumu, [37]

İlk defa 1968 Deprem Yönetmeliği kapsamına dâhil edilen kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki yatay donatı sıklaştırılması daha sonraki yıllarda da ağırlaşarak yönetmeliklerde yer almaya devam eden bu şartın uygulanmasının önemi bir kat daha artmaktadır. Bu tür riskli bölgelerdeki taşıyıcı sistemler daha yüksek süneklik ve dayanıklılığa gereksinim duymaktadırlar. **Süneklik**, yapının taşıma gücünde önemli azalmalar olmadan deprem kuvvetleri etkisinde büyük şekil değiştirmeler yapabilme yeteneği olarak tanımlanabilir.

Söz konusu bina için, önceki inceleme ve tespitlerin ışığı altında taşıyıcı elemanlarında (kolon ve kirişler) bu tür bir yeteneğin olmadığı ve deprem altında gerekli şekil değiştirmeleri yapamayarak taşıma gücünü yitirebileceği rahatlıkla söylenebilir. Bunun nedeni ise, binanın deprem kuvvetlerinin en fazla etkiyeceği kolon-kiriş birleşim bölgelerinde öngörülen etriye (enine donatı) sıklaştırmasının, TDY(2007)'e uygun olmak bir yana, daha bu koşulu en ilkel haliyle ve ilk kez kapsamına alan 1968 yönetmeliğinin ve geçerli Betonarme Yönetmeliğinin gerek ve şartlarını bile yerine getirmekten çok uzak olmasıdır.

2.4 Temel Zemininin Geoteknik Durumu

2.4.1 Arazinin Topoğrafyası ve Morfolojik Durumu

Liman Hanı, İstanbul İli, Fatih İlçesi, Eminönü Semti'nde Yeni Camii doğusunda Yalıköşkü Caddesi'nde yer almaktadır. Liman Hanı'nın konumlandığı alan ve çevresi kuzeye doğru çok düşük eğimli yataya yakın bir topoğrafyada bulunmaktadır. Kot olarak yaklaşık deniz seviyesinden 2-3m gibi bir yükseklikte yer alan bu alan, herhangi bir morfolojik düzensizlik göstermemektedir [38] .

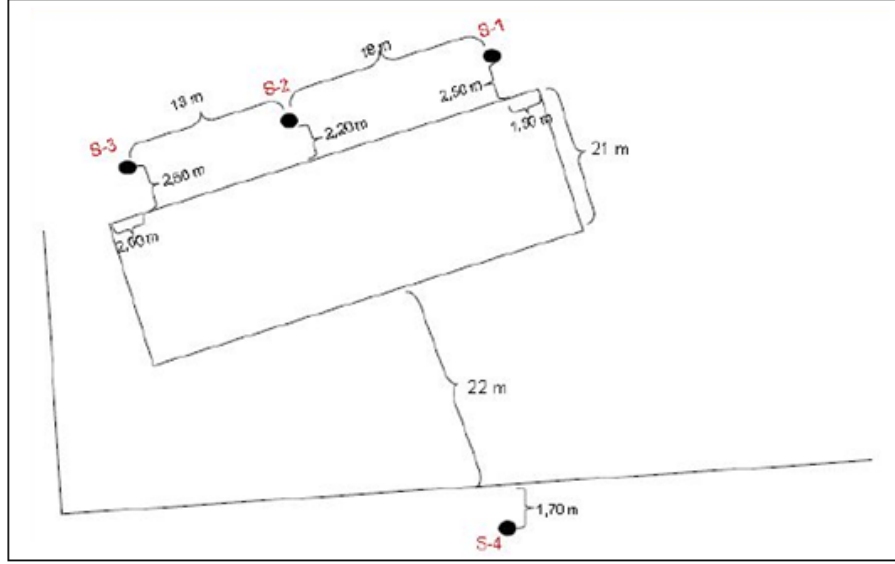
2.4.2 İnceleme Alanının Jeolojisi

İnceleme alanında ve çevresinde sondaj ve araştırma çukurlarına dayalı yapılan incelemelere göre, Liman Hanı'nın da üzerinde yer aldığı yatay düzlüğü oluşturan yörenin tamamı zemin yüzeyinde dolgudan oluşmakta ve Liman Hanı da bu yapay dolgu üzerine oturmaktadır. Bu dolgu, zemin içine doğru yer yer alüvyal malzeme ya da sahil kumu ile ardalanmakta ve alta doğru fosil ve tuğla kırıntılarını da içeren grimsi siyah renkli çamur, kil, siltli-çakıllı kum gibi litolojilerden oluşan ve toplam kalınlıkları 40m ile 65m arası değişen Haliç güncel çökelleriyle devam etmektedir. Çok zayıf özellikteki Haliç güncel çökelleri de, ana kayayı oluşturan Paleozoyik (Alt Karbonifer) yaşlı Trakya formasyonu olarak adlandırılan kahverengi ve kilaşı ara bantlı çok çatlaklı, kumtaşları (grovak) - silttaşları üzerine diskordan oturmaktadır [38].

Yeraltı su seviyesi ise yüzeye çok yakın olup, sondajlarda zemin yüzeyinden itibaren 1.30m ile 2.50m arasında değiştiği gözlenmiştir. Bu seviye, Liman Hanı bodrum tabanı ile yaklaşık aynı düzeydedir.

2.4.3 Zemin Araştırmaları

İnceleme alanında zemin özelliklerin bilinmesi amacıyla Liman Han'ın bodrumunda temel tabanı ve üzerinde oturduğu zeminin özelliklerini belirlemek amacıyla 2 adet araştırma çukuru ve Şekil 2.27'de krokisi verilen 4 adet sondaj yaptırılmıştır [38].



Şekil 2.27 Sondaj yerlerini belirten kroki, [38]

Bina içinde, Kazan Dairesi tabanında 1.57m derinlikte açtırılan 1 No'lu Araştırma Çukuru'nda (AÇ-1) zemin tabanını oluşturan seramik kaplama altında sırasıyla 6cm-7cm kalınlığında yer karosu-beton harç-yer karosu, 20cm kalınlığında taş parçalarını içeren ve alt kısmı ziftli beton, 80cm kalınlığında tuğla+beton+kum+ziftten oluşan bir dolgu, 20cm betonarme radye temel, en altta da 10cm kalınlığında blokaj dolgu tespit olunmuştur. Temel altı zeminin koyu gri-siyahımsı renkli, killi siltli çakıllı kum ve killerden oluşan kontrolsüz yapay dolgu üzerinde yer aldığı anlaşılmıştır. Yer altı su seviyesinin bodrum tabanının 20cm aşağısında sabitlendiği görülmüştür.

Bina içinde tabanda 1.50m derinliğinde açtırılan 2 No'lu Araştırma Çukuru'nda (AÇ-2) ise zemin tabanından itibaren alta doğru 20cm kalınlığında büyük taş parçalarından oluşan alt kısmı ziftli beton, 80cm kalınlığında tuğla parçaları+beton parçaları+kum+ziftten oluşan bir dolgu, 20cm kalınlığında betonarme radye temel plağı, en altta da 10cm kalınlığında blokaj dolgu geçilmiştir. Her iki araştırma çukurunda gözlemlendiğine göre yapının 20 cm kalınlığında bir radye plağından oluştuğu tahmin edilmektedir. Temelin, koyu gri-siyahımsı renkli, siltli killerden oluşan kontrolsüz yapay dolgu üzerinde yer aldığı görülmüştür. Yer altı su seviyesinin yine zemin tabanından itibaren 20cm aşağısında sabitlendiği görülmüştür.

48.50m derinlikte yapılan SK-1 sondajı 6.00m derinliğe kadar siyahımsı gri renkli, killi, siltli çakıllı kumlardan oluşan güncel yapay dolgu yer almaktadır. Bu seviyeden itibaren 41.50m derinliğe kadar Haliç çökelleri yer almaktadır. 6.00m ile 11.50m arasında eski yapay dolgu ve alüvyon ile yanal ve düşey yönde geçişli olduğu görülmekte ve bu seviyelerin gri renkli, bol midye kırıntılı, çakıllı siltli kumlardan oluştuğu gözlenmektedir. 11.50m-22.00m arası gri renkli çakıllı siltli, killi kavkılı, kemik parçalı, tuğlalı kum; 22.00m-25.00m arası, gri, koyu gri, siyahımsı organik içeriği yüksek, ağaç ve bitki parçacıklı kil; 25.00m-32.50m arası koyu gri, yer yer tuğla parçalı, kavkılı çakıllı orta sıkı kum, 32.50m-35.50m arası gri, siyah renkli organik içeriği yüksek, midye kırıntılı, kumlu kil; 35.50m - 38.00m arası gri renkli, organik, siltli killi çakıllı kum; 38.00m-40.00m arası gri çakıllı kumlu kil; 40.00m-41.50m arası yeşilimsi gri, kahverengi, bol çakıllı kumlu sert killer ile Haliç Çökelleri son bulmakta, 41.50m derinlikten itibaren sondaj boyunca ana kayayı oluşturan grovak (kumtaşı) ve kıltaşı ara bantlı silttaşları kesilmiştir. Bu sondajda yer altı suyuna zemin yüzeyinden itibaren 2.30m derinlikte rastlanmıştır.

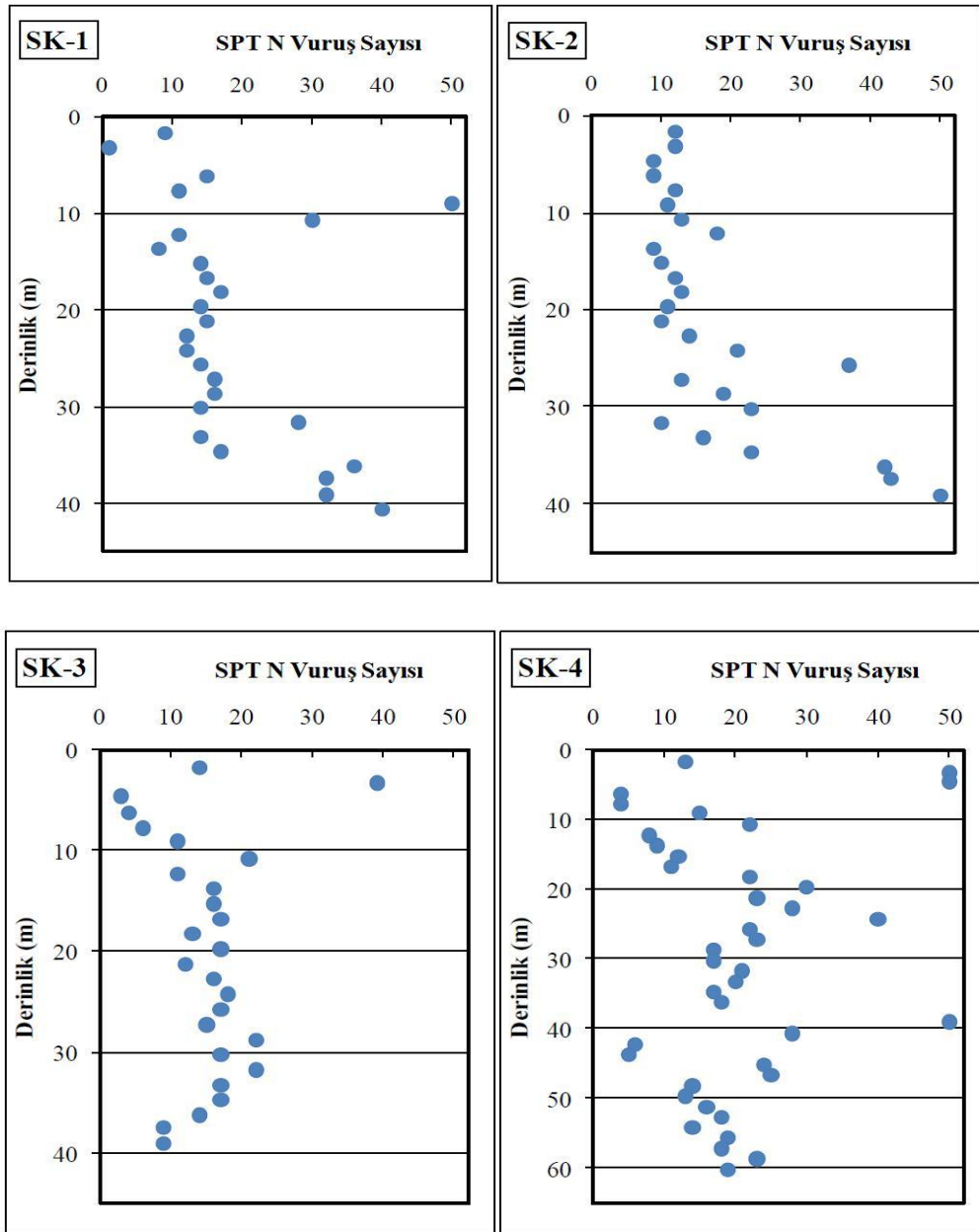
50.00m derinlikte yapılan SK-2 sondajında; zemin yüzünden 6.00m derinliğe kadar siyah renkli, kiremit ve tuğla kırıntılı, yer yer ağaç kökleri içeren çakıllı, kumlu organik killi Silt'lerden oluşan güncel yapay dolgu yer almaktadır. Bu seviyeden itibaren 40.50m derinliğe kadar Haliç çökelleri yer almaktadır. 6.00m ile 12.50m arasında eski yapay dolgu ve alüvyon ile yanal ve düşey yönde girik olduğu görülmekte ve bu seviyelerin gri renkli bitki kırıntılı, kavkılı, çakıllı, siltli kumlardan oluştuğu gözlenmektedir. 12.50m-31.50m arası gri renkli, kil ara ve çakıl ara bantlı, midye kırıntılı, tahta parçacıklı, çakıllı, siltli kum (12.50m-18.00m arası kavkılı gri çakıllı, siltli kum; 18.00-18.45m arası koyu gri, organik siltli kumlu kil; 19.50m-19.95m arası killi siltli kumlu çakıl; 21.00-22.50m arası gri renkli, organik, düşük plastisiteli kil; 24.00m-24.50m arası killi kumlu çakıl); 31.50m-35.50m arası gri renkli bol çakıllı kil; 35.50m-39.50m arası gri renkli, kil arabantlı, siltli kum; 39.50m-40.50m arası yeşilimsi gri kahverengi bol çakıllı kumlu killer ile Haliç Çökelleri son bulmakta, 40.50m derinlikten itibaren sondaj boyunca ana kayayı oluşturan ve silttaşı ara bantlı kahverengi, muskovitli grovaklar (kumtaşı)

kesilmiş ve 50.00 derinlikte grovaklar içinde sondaj bitirilmiştir. Bu sondajda yer altı suyu zemin yüzeyinden itibaren 2.30m derinlikte rastlanmıştır.

48.00m derinlikte yapılan SK-3 sondajında, zemin yüzünden 6.00m derinliğe kadar siyah renkli, kiremit ve tuğla kırıntılı, yer yer ağaç kökleri içeren çakıllı, kumlu organik killerden oluşan güncel yapay dolgu yer almaktadır. Bu seviyeden itibaren 41.00m derinliğe kadar Haliç çökelleri yer almaktadır. 6.00m ile 12.00m arasında eski yapay dolgu ve alüvyon ile yanal ve düşey yönde girik olduğu görülmekte ve bu seviyelerin gri renkli bitki kırıntılı, kavkılı, çakıllı, siltli killerden oluştuğu gözlenmektedir. 12.00m-26.50m arası siyahımsı gri renkli, killi, siltli, çakıllı midye ve tuğla kırıntılı kemik parçacıklı kum; 26.50m-35.50m arası koyu siyahımsı gri renkli, ağaç parçacıklı, tuğlalı, çakıllı siltli kil; 35.50m- 40.00m arası koyu gri renkli, kavkılı, bol midye kırıntılı, killi kum; 40.00m-41.00m arası ise gri-kahverengi, bol çakıllı kumlu killer ile Haliç Çökelleri son bulmakta, 41.00m derinlikten itibaren sondaj boyunca ana kayayı oluşturan ve kumtaşı (grovak) ara bantlı kahverengi, silttaşı ve kilaşları kesilmiş ve 48.00 derinlikte grovaklar içinde sondaj bitirilmiştir. Bu sondajda yer altı suyu zemin yüzeyinden itibaren 2.50m derinlikte rastlanmıştır.

60.45m derinlikte yapılan SK-4 sondajında, zemin yüzünden 6.00m derinliğe kadar siyah renkli, kiremit ve tuğla kırıntılı, bloklu, çakıllı, organik kil ve kumlardan oluşan güncel yapay dolgu yer almaktadır. 6.00m ile 11.50m arasında eski yapay dolgu ve alüvyon ile yanal ve düşey yönde geçişli olduğu görülmekte ve bu seviyelerin gri renkli bitki kırıntılı, kavkılı (midye), çakıllı, killi kumlardan oluştuğu gözlenmektedir. 11.50m-17.50m arası siyahımsı gri renkli, killi, siltli kum; 17.50m-25.00m arası gri renkli, bloklu (grovak kökenli), kumlu çakıl, 25.00m-41.00m arası koyu gri renkli, kavkılı, bol midye kırıntılı, tuğlalı, çakıllı-bloklu (çakıl ve bloklar: andezit-grovak-çört) az killi, siltli kum; 41.00m-48.00m arası grimsi siyah kil (41.00m-44.50m arası siyahımsı, organik, yüksek plastisiteli kil; 44.50m-48.00m arası siyahımsı gri renkli, kavkılı, düşük plastisiteli siltli kumlu kil); 48.00m-48.45m arası gri renkli kum; 48.45m-50.00m arası koyu gri kil; 50.00m-60.45m arası ise koyu kahverengi, gri renkli killi, siltli ince kum içinde sondaj bitirilmiştir. Bu sondajda yer altı suyu zemin yüzeyinden itibaren 1.30m derinlikte rastlanmıştır.

Sondajlar sırasında Liman Hanı temel zeminin mühendislik özelliklerini tayin edebilmek için Standart Penetrasyon Deneyleri (SPT) yapılmıştır. Bu deneylerde standart ölçülerde bir numune alıcı üzerine 63.5kg ağırlığında bir çekiç 76cm yükseklikten düşürülerek zemine çakılmakta ve numune alıcının 30cm çakılması için gerekli düşü sayısı SPT N darbe sayısı olarak tanımlanmaktadır. Liman Hanı çevresinde gerçekleştirilen SK-1, SK-2, SK-3 ve SK-4 sondajlarından elde edilen SPT N darbe sayılarının derinlikle değişimleri Şekil 2.28’de verilmiştir.



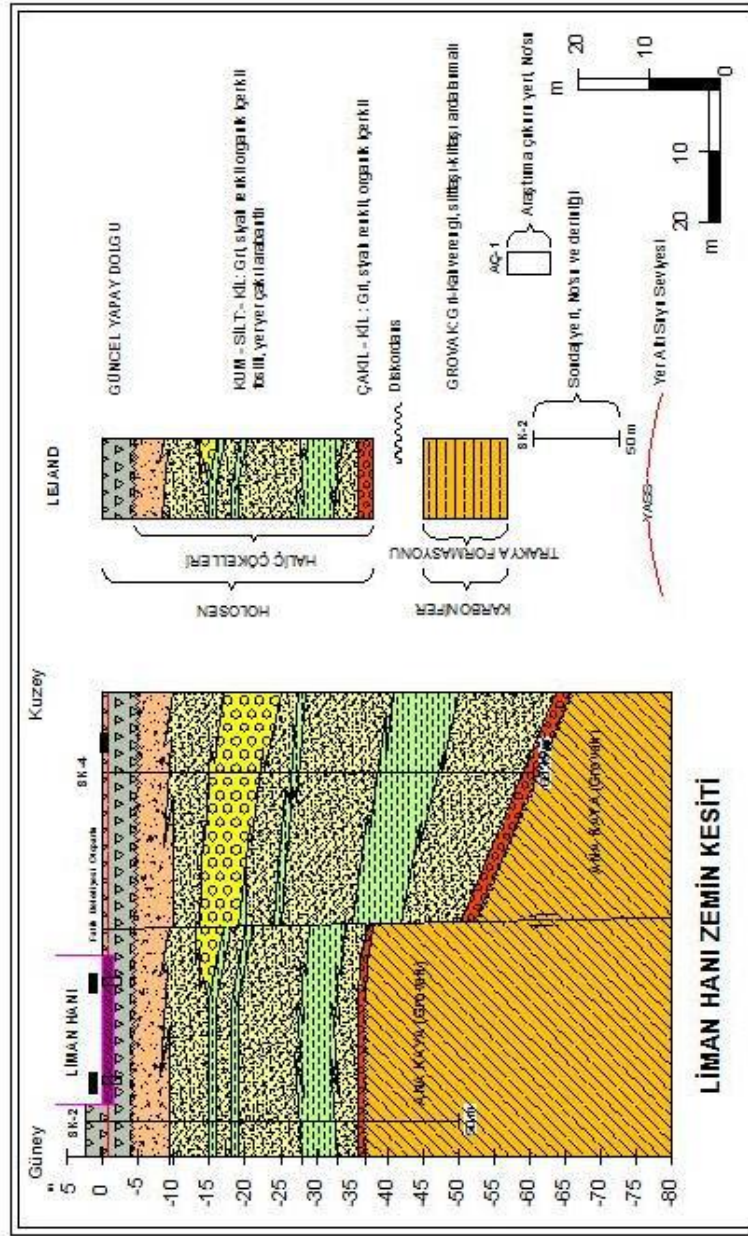
Şekil 2.28 SPT N Darbe sayılarının derinlikle değişimi, [38]

2.4.4 Zemin Özellikleri

Liman Hanı'nın temel zeminin oluşturan Haliç Çökelleri Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırılması'na göre ağırlıklı olarak siltli kum ve yer yer çakıllı malzemelerden oluşmaktadır. Yapılan SPTN deneylerine göre, Liman Hanı temel zeminin kayma mukavemeti parametreleri olarak kohezyon $c'=0$ ve kayma mukavemeti açısı $\phi'=28^\circ$ kullanılabilir [38].

2.4.5 Zemin Profili

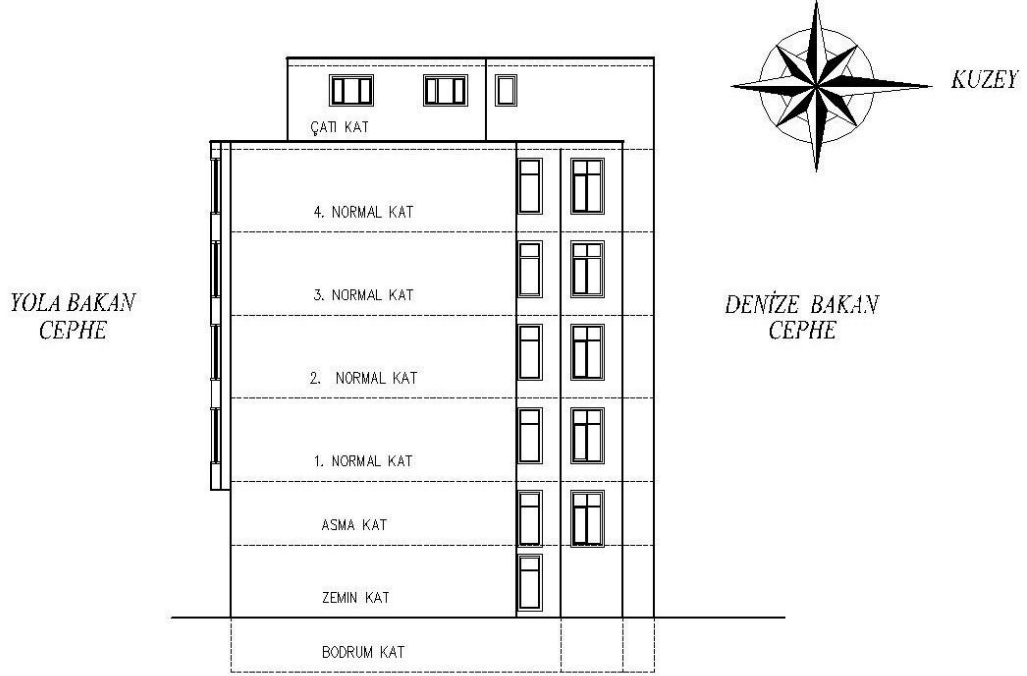
Detayları yukarıda verilen sondaj sonuçlarına dayanılarak Şekil 2.29'da görülen zemin profili çizilmiş ve Liman Han'ın temel zeminini oluşturan zemin tabakalarının kalınlıkları gösterilmiştir. Buna göre zemin yüzünden itibaren alt katmanlara doğru; ilk 4-5m güncel yapay dolgu, 4-40m arasında gri, siyah organik içerikli, kil ara bantlı, siltli, fosilli, yer yer çakıl bloklu kumlar ve siltler (alüvyal birimlerle geçişli Haliç çökelleri), daha derinlerde ise bol çakıllı ve kumlu killerden meydana gelen bir tabanı (Haliç çökelleri tabanı) takip eden, kahverengi çok çatlaklı, kıltaşı ara bantlı ve muskovitli kumtaşı (grovak) ve silttaşı ardalanmasıyla meydana gelen ana kaya olarak nitelendirilebilecek istifler devam etmektedir. Yeraltı su seviyesi yaklaşık Liman Hanı binasının bodrum tabanı seviyesinde sabitlenmiştir. Liman Hanı temelinde bulunan zayıf nitelikli dolgu ve kalınlığı yaklaşık 40m'ye varan Haliç çökellerinin kalınlıkları Haliç'e doğru artış göstererek 60m'ye ulaşmaktadır [38].



Şekil 2.29 Arazi zemininin kesiti, [38]

2.4.6 Deformasyon Analizleri

Yapılan deformasyon analizi sonucunda Liman Hanı radye temelinde maksimum oturma 14.6 mm. olup deniz tarafında hesaplanmıştır. Radye oluşan farklı oturma ise 33 mm hesaplanmıştır. Maksimum oturma değeri yerinde gözlenmese de yapının ömrü boyunca gerçekleşmesi mümkün görünmektedir. Radyede oluşan yatay yer değiştirme 41mm olup dağılımı üniforma yakındır (Şekil 2.30),(Çizelge 2.5) [38].



Şekil 2.30 Yatay deplasmanın yönü

Çizelge 2.5 Temeldeki oturmanın sebep olduğu yatay deplasman

KAT ADI	KAT YÜKSEKLİĞİ (m)	KÜMÜLATİF TOPLAM	YATAY YER DEĞİŞTİRME (mm)
TERAS KATI	2.55	23.32	41.00
4. NORMAL KAT	3.68	20.77	36.52
3. NORMAL KAT	3.68	17.09	30.05
2. NORMAL KAT	3.68	13.41	23.58
1. NORMAL KAT	3.68	9.73	17.11
ASMA KAT	2.83	6.05	10.64
ZEMİN KAT	3.22	3.22	5.66
BODRUM KAT	2.4		0
TEMEL			0
TOPLAM	23.32		

2.4.7 Geoteknik Değerlendirme

İnceleme konusunu teşkil eden Liman Hanı Binası'nın alüvyonal siltli-killi kum birimlerin üzerine yüzeysel temeller ile oturtulduğu belirlenmiştir. Yapılan incelemelerde ve heyetimize sunulan ölçümlere göre yapının temel taşıma gücü olarak; $q_0=125\text{kPa}$ (1.25kg/cm^2) değeri alınabilir. Temel zemininin yaylar aracılığıyla modellenmesi halinde düşey yatak katsayısı olarak boyuttan bağımsız $k_v=10\text{ MN/m}^3$ Yürürlükteki Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik hükümleri uyarınca söz konusu yapı 1. Derecede Deprem bölgesi sınırları içerisinde yer almaktadır. Temeller ve üstyapıya ilişkin her tür değerlendirmede bu yönetmelik hükümlerinin göz önüne alınması gerektiği açıktır. Sondajlardan elde edilen SPT darbe sayılarından yararlanılarak yapılan sıvılaşma analizlerinde Liman Hanı'nın temel zeminini oluşturan kumlu tabakaların sıvılaşma potansiyeline sahip olduğu görülmüştür [38].

Yapının dinamik analizinde, Deprem Yönetmeliğine göre Yerel Zemin Sınıfı Z4 kabul edilerek spektrum karakteristik periyotları için, $T_A = 0.20\text{ sn.}$ $T_B = 0.90\text{ sn.}$ değeri kullanılabilir [38].

DOLGU DUVARLI ÇERÇEVELERİN MODELLENMESİ

3.1 Tanımlar

Kargir duvar, doğal taşların veya tuğla, beton briket, gaz beton blok vb. yapay taşların, kireç, çimento vb. bir mineral bağlayıcı kullanılarak örülmesiyle oluşturulan yapı elemanıdır. **Harç** ise; mineral bağlayıcılar, kum ve yeterli miktardaki suyun ve gerektiğinde harcın özelliklerini geliştirmek amacı ile kullanılan katkı maddelerinin karıştırılması ile elde edilen ve ana görevi kargir birimleri birbirine bağlamak olan yapı malzemesi olarak tanımlanmaktadır. Kargir dolgu duvarlar “taşıyıcı olmayan duvarlar” sınıfına konulmakta ve yapıda kendi ağırlığından başka herhangi bir yük taşımayan duvarlar olarak tanımlanmaktadır. Buna karşın meydana gelebilecek deprem etkisi, rüzgar yükü vb. yatay yükleri, yanında bulunan temas halinde oldukları taşıyıcı duvar, döşeme plağı, kiriş, kolon vb. yük taşıyabilen yapı elemanlarına güvenle iletilebilecek şekilde yapılmış olmaları gerektiği vurgulanmaktadır [39].

3.2 Dolgu Duvarların Yapı Davranışına Etkisi

Dolgu duvarlar, betonarme yapıların analizinde taşıyıcı olarak ele alınmamaktadırlar. İç ve dış mekanların bölünmesinde, ses-ısı yalıtımında, hava etkilerine (yağmur, kar, rutubet) karşı dayanımda, yangına karşı dayanımda, estetik ihtiyaçlarda kullanılmaktadır. Yapısal analizlerde ise yalnızca düşey yük veya yapıya etkileyen sabit yük olarak dikkate alınmaktadır. Ancak yapılan çalışmalar göstermiştir ki dolgu duvarların rijitlik katkısı kütle katkısına oranla çok daha baskındır [40]. Dolgu duvarlar

yapının rijitliğini arttırması yanında; yapının enerji yutma ve sönüm kapasitesini de arttırır ve yapı periyodunu azaltır.

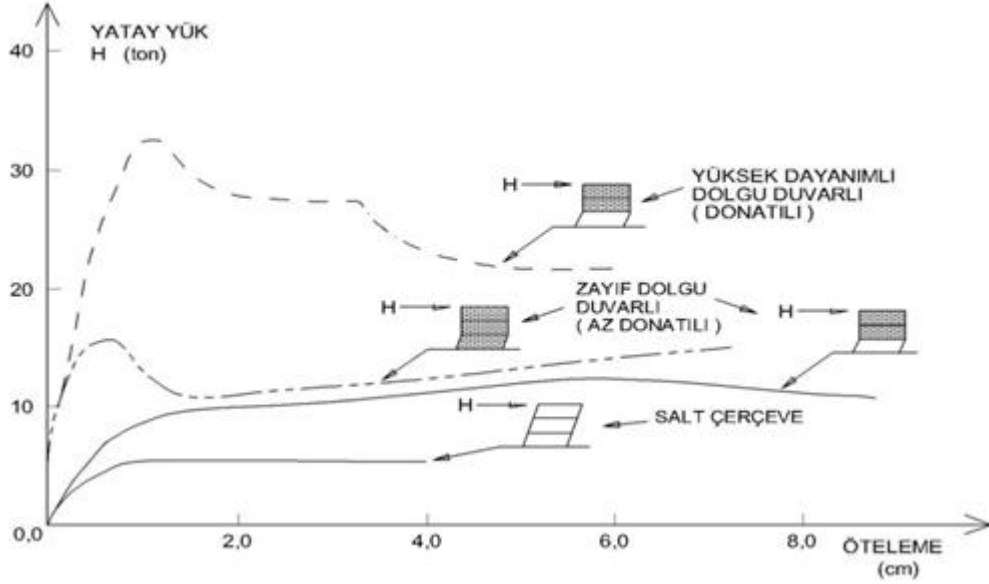
Dolgu duvar etkilerinin taşıyıcı sistemin modellenmesinde tanımlanabilmesi için dolgu duvarın karakteristik özelliklerinin bilinmesi gerekir. Türkiye’de inşa edilen yapılarda harman tuğlası, düşey delikli blok tuğla, dolu fabrika tuğlası, yatay delikli dolgu tuğlası ve son yıllarda gaz beton kullanılmaktadır. Bu elemanları birleştirmek için az çimentolu kireç harcı, gaz beton içinse özel yapıştırıcı kullanılır. Bu durumda dolgu duvarların karakteristik değerleri başta kullanılan tuğla ve harcın çekme ve basınç dayanımlarına, harcın tuğlaya yapışma dayanımına, duvarın işçiliğine, derzlerin kalınlığına, tuğla elemanların boyutlarına, kullanılan harcın tazeliğine ve tuğlanın harcın suyunu emme kapasitesine bağlıdır.

Dolgu malzemelerini birbirine bağlayan harç dolgu duvardan daha esnektir. Yatay yüklemeler altında dolgu duvarlarda harçlar ile dolgu malzemesi arasındaki aderans kuvveti harçta basınç, dolgu malzemesinde ise çekme gerilmesi oluşturur.

3.2.1 Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Yük Taşıma Kapasitesi ve Dayanımı

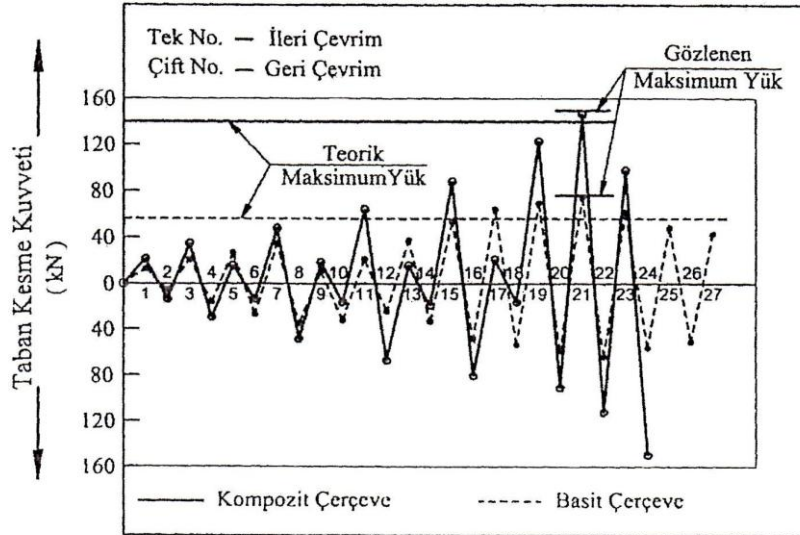
Yapı analizlerinde tuğla, beton, briket vb. malzemedan yapılan bölme duvarlarının yük almadıkları kabul edilir. Ancak bu duvarların düşük yatay yükler altında önemli rijitlikleri ve yatay kuvvet taşıma güçleri vardır. Hem çerçeveyi hem de duvarı örten sıvalar duvar ve kolonun özellikle hafif depremlerde ve şiddetli bir depremin başlangıcında birlikte hareket edip ötelenedikleri için yapıların depremin başlangıcında büyük rijitlikleri bulunmaktadır (Şekil 3.1).

Betonarme çerçevedeki dolgu duvarlar yapının ötelenmesini betonarme perde duvarlar gibi kısıtlamaktadır. Ancak bu durum şiddetli bir depremin başlangıcında ya da hafif şiddetli depremlerde geçerlidir. Hasar görmeden önce perde duvar davranışı gösterebilen dolgu duvarlar, tıpkı perde duvarlar gibi yapı planında simetrik konumlarda yerleştirilmemişlerse ya da yapının bazı bölümlerinde yoğunlaşmış ise yapıda burulma etkileri oluştururlar (Bayülke,2001) [41].



Şekil 3.1 Dolgu duvarlı çerçevenin yatay yükler altındaki davranışa etkisi, [41]

Govindan vd., tek açıklıklı ve 7 katlı betonarme çerçeve örnekleri üzerinde deneysel çalışmalarda bulunan dolgu duvarlı çerçevelerin yalın çerçeveye göre 2 kat daha fazla yük taşıma kapasitesine sahip olduğunu gözlemlenmiştir. Şekil 3.2'de yapılan deney sırasında farklı çevrimler boyunca, her iki deney numunesinin taban kesme kuvvetlerinin değişimi gösterilmiştir [12].



Şekil 3.2 Tekrarlı ve yön değiştiren yükleme sonucu taban kesme kuvvetlerinin değişimi, [12]

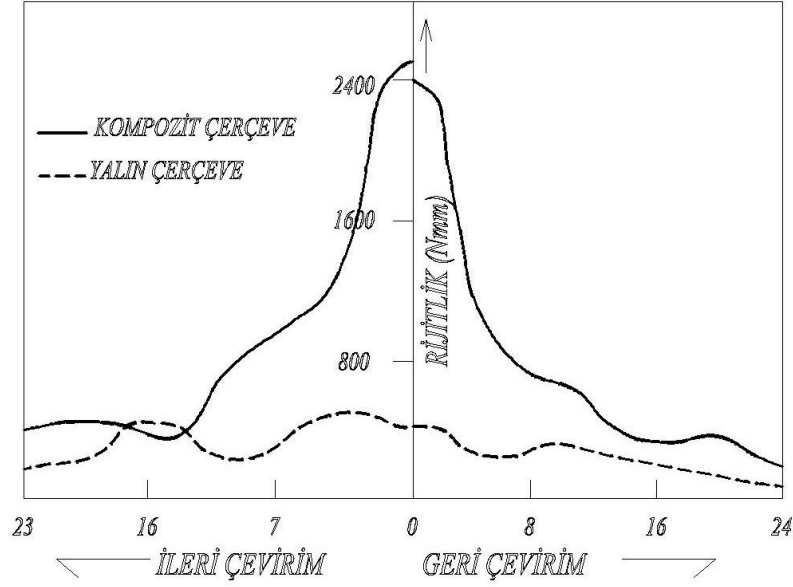
Mehrabi vd.[17], tek açıklıklı ve tek katlı, boşluklu ve boşluksuz tuğlalardan oluşan çerçeveler üzerinde ayrı ayrı çalışmalar yapmıştır. Boşluksuz tuğla duvarlı çerçevenin, boşluklu tuğladan oluşan sisteme göre yatay yük taşıma kapasitesinin daha iyi olduğu gözlenmiştir. Bu bağlamda, boşluklu tuğla duvarlı çerçevenin yatay yük taşıma kapasitesinin yalın çerçeveye göre 2.1 kat, boşluksuz tuğla duvarlı çerçevenin yatay yük taşıma kapasitesinin ise yalın çerçeveye göre 3.2 kat daha fazla olduğu sonucuna ulaşılmıştır.

3.2.2 Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Yatay Rijitliği

Govinden vd.(1986)'nin deneysel çalışmalarında dolgu duvarların çerçevelerin yük kapasitelerinin yanı sıra yatay rijitliğe, süneklığe ve enerji yutma kapasitesine katkıları belirlenmiştir [12].

Yatay rijitlik, çerçevenin en üst katının birim yer değiştirmesi için gereken kuvvet olarak ele alınmıştır. Şekil 3.3' den de görüleceği gibi yüklemenin başlangıç safhalarında dolgu duvarlı çerçeve, yalın çerçevelerden yaklaşık 5 kat daha rijittir. Ancak yükleme sonucunda, duvardaki çatlakların artması ile rijitlikte de belirgin bir azalma görülmektedir. Deneyde belirlenen servis yükü (işletme yükü) yalın çerçevede 36 kN, dolgu duvarlı çerçevede 73 kN'dur. Diğer taraftan dolgu duvarlı çerçevenin göçme yükü 146 kN'dur.

36 kN'luk işletme yükü altında dolgu duvarlı çerçevenin rijitliği yalın çerçeve rijitliğinin 2.67 katı kadardır. 73 kN'luk işletme yükü altındaki dolgu duvarlı çerçevelerin rijitliği 36 kN'luk işletme yükü altındaki yalın çerçevenin rijitliği kadar olmaktadır. Bu durumda, dolgu duvarlı çerçevelerin, yalın çerçeveli sistemlerin işletme yükünden daha fazla işletme yükü taşıyabilecekleri ve rijitlik azalması olmaksızın bu yükü taşıyabildikleri görülmüştür.



Şekil 3.3 Dolgu duvarlı ve yalın çerçevede çevrimsel yükler altında rijitliğin değişimi, [12]

Negro ve Verzelletti (1996)'nin çalışmasında iki doğrultuda iki açıklıklı 4 katlı çerçeveler, basit ve dolgu duvarlar olarak test edilmişlerdir [18]. Çalışmalarında dolgu duvarlı çerçevelerin yatay yükler altında yalın çerçeveye nazaran daha rijit oldukları, bununla birlikte yatay yükler altında maksimum deplasmanın, dolgu duvarlı çerçevelerin yalın çerçeveye nazaran 2.6 kat daha az yer değiştirme yaptıkları belirlenmiştir.

3.2.3 Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Sünekliği

Taşıyıcı sistemin ya da yapı elemanlarının çeşitli etkiler ve yükler karşısında zorlanması sonucunda ortaya çıkan enerjinin büyük bir bölümünü, mukavemetinde önemli kayıplar ve kararsız denge hali olmaksızın büyük şekil değiştirme ve elastik olmayan davranışla yutma yeteneğine süneklik denir. Süneklik kavramı aynı zamanda büyük şekil değiştirme yapabilme, tekrarlı yüklemelerde enerji yutabilme özelliğini de kapsar[12].

Matematiksel olarak ifade etmek gerekirse süneklik;

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (3.1)$$

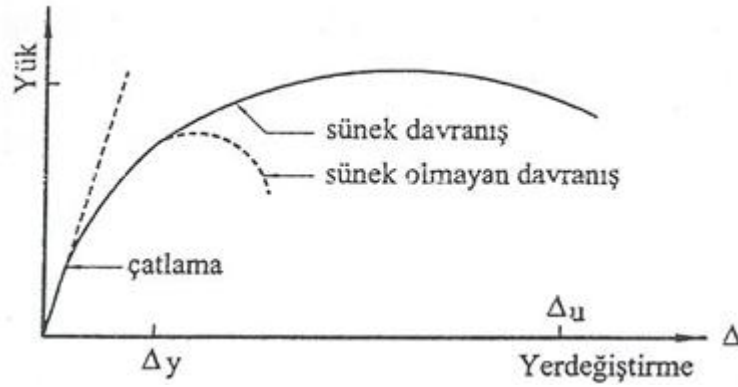
Burada;

μ = Süneklik

Δu = Ulaşılabilecek toplam yer değiştirme

Δy = Elastik sınırdaki yer değiştirme

şekil3.4'de sünek ve sünek olmayan davranışa ait yük-yer değiştirme eğrisi gösterilmiştir. Sünek davranışta, sisteme giren enerjinin bir kısmı doğrusal olmayan davranış ile söndürölürken, büyük şekil değiştirmeler yeniden dağılıma imkan verecek ve taşıma kapasitesi olan diğer elemanların daha fazla yük almasını sağlayacaktır[12].

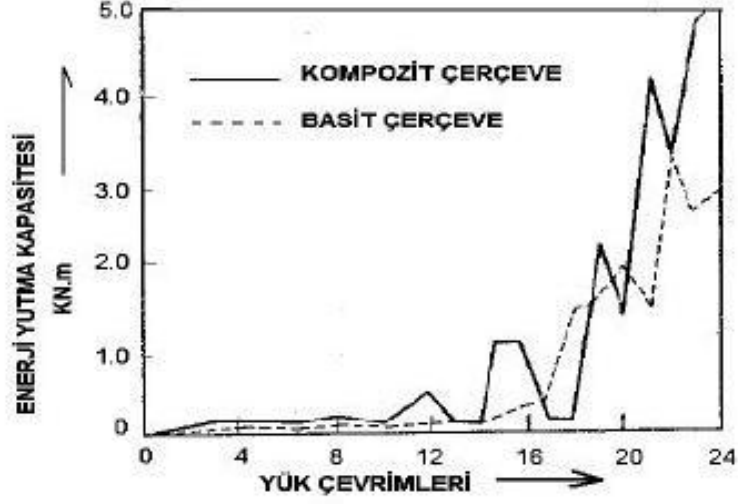


şekil 3.4 Sünek ve sünek olmayan davranışa ait yük-yer değiştirme eğrisi, [12]

Govinden vd. (1986), yalın çerçeve ile dolgu duvarlı çerçeve sistemlerinin süneklikleri karşılaştırıldığında, yalın çerçevenin daha sünek davranış sergilediği sonucuna varılmıştır. Yalın çerçevelerin sünekliğinin, dolgu duvarlı çerçevelere göre 3.29 kat daha büyük olduğu görölmüştür [12].

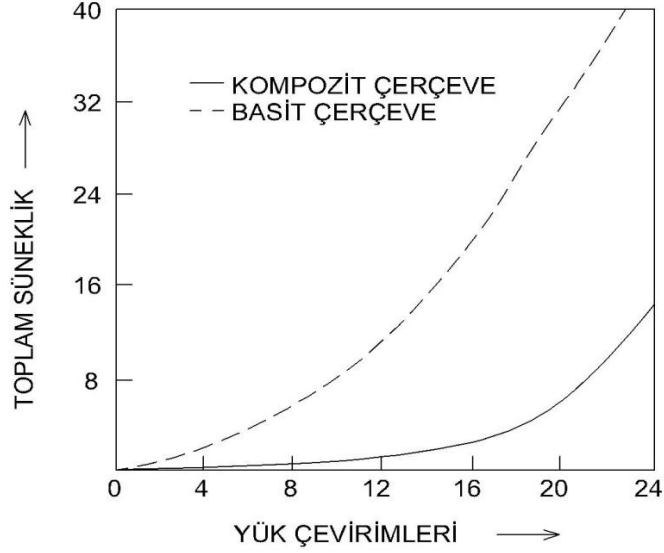
3.2.4 Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Enerji Yutma Özelliği

Enerji tüketme kapasitesi sisteme uygulanan yükleme ile oluşan yük-yer değiştirme eğrisinin altında kalan alanın hesaplanması olarak tanımlanabilir. Govinden vd. (1986)'nin yapmış olduğu basit ve kompozit çerçeve deneylerinde her yük çevrimi sonucunda yutulan enerji miktarları belirlenmiştir. şekil 3.5 ve 3.6'da yalın çerçeve ve dolgu duvarlı çerçevenin, tekrarlı ve yön değiştiren yükleme etkisinde, her yük çevrimi esnasında yutulan enerji miktarlarını göstermektedir [12].



Şekil 3.5 Yük çevrimleri esnasında yutulan enerji miktarlarının karşılaştırılması, [12]

Şekil 3.5’de farklı iki tip çerçevenin toplam enerji yutma miktarları verilmiştir. Dolgu duvarlı çerçevelerin enerji yutma kapasitelerinin, dolgu duvarsız çerçevelerin enerji yutma kapasitesinden büyük olması dolgu duvarların yapıdaki önemini bir kez daha göz önüne getirmektedir.



Şekil 3.6 Tekrarlı ve yön değiştiren yükleme etkisinde sünekliliklerin karşılaştırılması, [12]

3.3 FEMA 306-356

FEMA, Federal Acil Yönetim Temsilcisi (Federal Emergency Management Agency) anlamına gelmektedir [42]. Görevi, “Bir Ulus Hazırlayıcısı” görüntüsü ile kasırga, deprem, sel ve doğal felaketler esnasında felaketlerin önüne geçmek, ihtiyaçlara yanıt vermek ve durumu iyileştirmek için Amerika’ya yol göstericiliğidir. FEMA, bu felaketlere yol göstermek amacıyla ön standartlar hazırlamıştır. Bu ön standartlarda dolgu duvarlara da yer verilmiştir.

3.4 Dolgu Duvarların ve Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Hasar Biçimleri

Tekrarlı yükler altında dolgu duvarlı çerçeveler yatay yükün veya yatay yer değiştirmenin küçük değerlerinde dolgu duvarla çerçeve elemanları aynı anda hareket edecek, perde davranışı göstereceklerdir.

Yer değiştirmenin artması ile birlikte çerçeve elemanları eğilme davranışı gösterirken, dolgu duvarlarda kayma davranışı göstereceklerdir.

Duvar hasarlarına sebep olan etkenler:

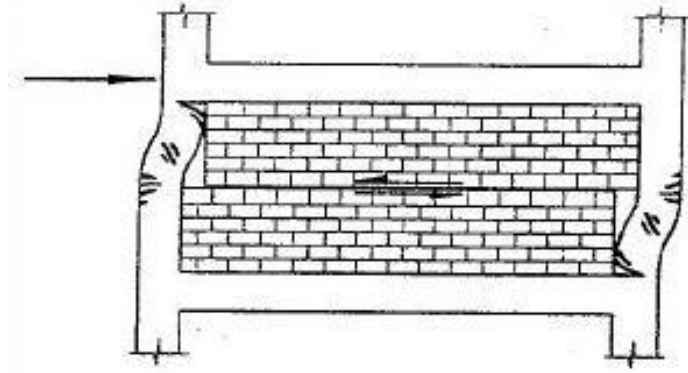
- Tuğlanın cinsi
- Duvar kalınlığı
- Kullanılan sıva ve harç
- Dolgu duvarların diğer taşıyıcı elemanlara bağlantısı
- Duvarda yer alan kapı pencere boşlukları

şeklinde sıralanabilir.

Dolgu duvarları, yapının yatay rijitliğini ve enerji yutma kapasitesini arttırarak dinamik yükler altındaki davranışını da önemli derecede etkilemektedirler. Yapı rijitliğine sağladıkları artım nedeniyle, yapının mod şeklini ve periyodunu değiştirmekle beraber hesaba katılmayan kesme kuvvetlerinin ve normal kuvvetlerin ortaya çıkmasına neden olmaktadır. Dolgu duvarlı çerçeveli yapı tiplerinin deprem sırasındaki davranışları incelendiğinde başlıca dört karakteristik davranış biçimi belirlenebilir.

3.4.1 Yatay Derz Kayması

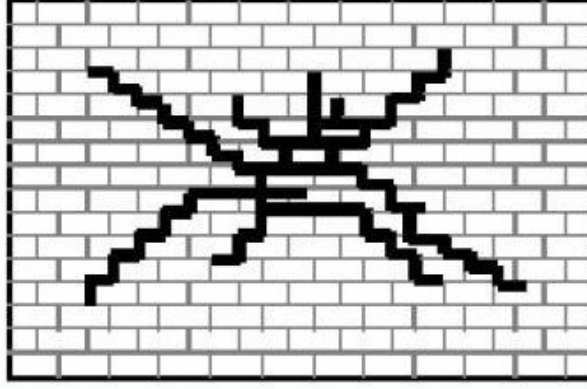
Diğer kırılma şekilleri ile birlikte görülür. Sınır çerçeve, çelik çerçevelerde olduğu gibi güçlü ve eğilebilir olduğunda yatay derz kayması oluşması olasıdır. Harç yatakları komşu duvar elemanlarına göre zayıf ise (özellikle tuğlaların arasındaki derzlerde) kaymaların olduğu düzlemdeki zayıf bölgeler, dolgu panelin yarı yüksekliğinde oluşur. Bu davranış şeklinde, deformasyon kapasitesi için gerçek bir sınırlama yoktur. Dolgu duvarlarının orta bölgesinde oluşan kayma gerilmelerinin, harç tabakasının kayma dayanımı değerini aşması sonucu duvarda kayma kırılması meydana gelmektedir. Bunun sonucunda dolgu duvarları kesme kuvveti taşıyamaz duruma gelmekte ve Şekil 3.7'deki gibi yer değiştirmeler artarak kolonlardaki kesme kuvveti ve eğilme momentini arttırmaktadır.



Şekil 3.7 Dolgu duvarlı çerçevelerin yatay yük altındaki davranışı

3.4.2 Diyagonal Çatlaklar

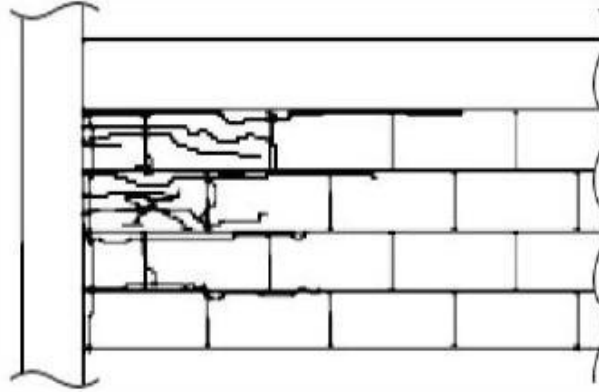
Dolgu duvarlı bir çerçevenin yatay yüklemelere maruz kalması durumunda duvarın köşegenleri doğrultusunda yüksek basınç gerilmeleri oluşur. Çerçeve sistemdeki birim yer değiştirme değerleri dolgu duvarın değerlerini aştığı zaman çapraz çatlaklar meydana gelmektedir. Dolgunun merkezinde başlayan bu çatlaklar, basınç çaprazına paralel olarak ilerler. Katlar arasındaki yer değiştirme değerleri arttıkça çatlaklar köşelere doğru ilerleme eğiliminde olurlar. Şekil 3.8'de gösterilen, genellikle depremlerden sonra sıkça karşılaşılan bu çatlama biçimi dolgu duvarların modellenmesine de ışık tutmuştur.



Şekil 3.8 Diagonal gerilme sonucunda oluşan orta şiddetteki çatlaklar

3.4.3 Köşe Kırılması

Köşe kırılması, yatay yükleme altındaki çerçevenin dolgu duvarlarında oluşan diagonal gerilmelerin köşelerden herhangi birinde yüksek değerlere ulaşması ile meydana gelir. Rijit kolonların ve kirişlerin birleşim bölgeleri zayıf olduğundan dolayı bu tip köşe kırılmaları, Şekil 3.9' da ki gibi oluşmaktadır. Çerçeve elemanlarının da zayıf olduğu durumlarda bu elemanlarda da çatlaklar görülür. Katlar arası yer değiştirme değerleri arttıkça köşe gerilmeleri sonucunda dolgu duvar köşeleri tamamen ezilmekte, zayıf olan çerçeve elemanlarında da çatlaklar orta bölgelere doğru ilerlemektedir.

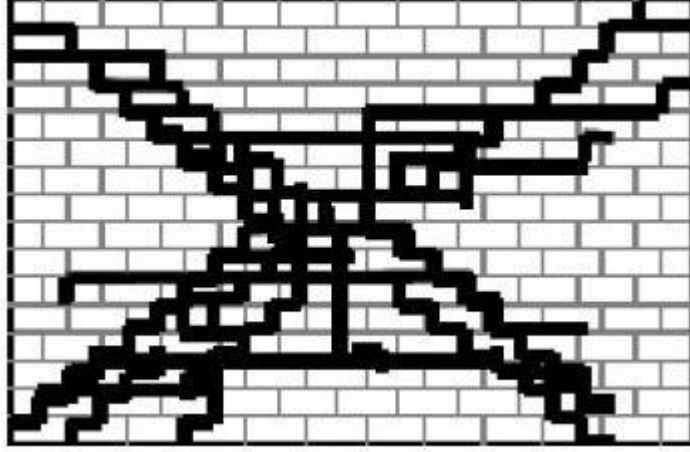


Şekil 3.9 Diagonal gerilme sonucunda oluşan köşe çatlakları

3.4.4 Düzlem Dışı Kırılma

Yapının dolgu duvar düzlemine dik gelişen aşırı yükler ile zorlanması sonucu bu tür kırılmalar ortaya çıkmaktadır. Bu kırılma, kat ivmelerinin sinüs dalgalarının belirgin olduğu yüksek katlı yapıların üst katlarında olabilir. Bu durumda dolgu duvarlarda hem

düsey çatlaklar, hem de diyagonal çatlaklar meydana gelmektedir. Bu davranış Şekil 3.10' de görülmektedir.



Şekil 3.10 Düzlem dışı yükler altında oluşan ağır şiddetteki düzlem dışı kırılmalar

3.5 Dolgu Düzlem Çerçevenin Yanal Rijitliği

Yapılan bu çalışmada, sonlu elemanlar analizi ile tek katlı ve tek açıklıklı dolgu duvarlı çerçeve yapı, farklı boyuttaki açıklık konum ve durumlarına göre analiz edilmiştir [44].

Yatay yükleme altındaki dolgulu düzlem çerçevelerin yatay rijitlik davranışı üzerindeki açıklıkların etkisini doğrudan anlamak için aşağıdaki parametreler ve durumlar göz önüne alınmıştır.

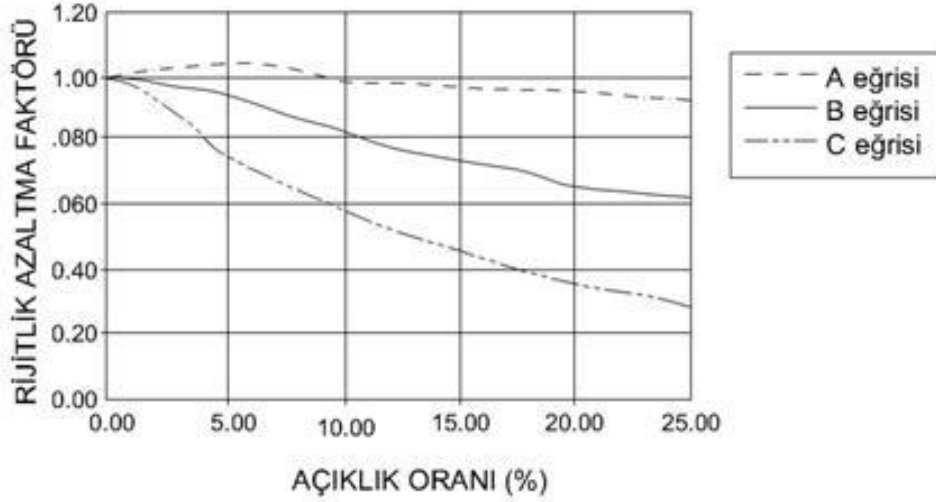
- Dolgu panelde açıklıkların bulunup bulunmaması,
- Açıklıkların oranı (4.00,9.00,16.00 ve 25.00 açıklık yüzdeleri üzerinde çalışılmıştır.)
- Basınç çaprazlarına göre açıklıkların durumu

Açıklıkların basınç çubuklarına göre konumu ele alındığında;

A durumu : Açıklık basınç çaprazının alt tarafında

B durumu : Açıklık basınç çaprazının üzerinde

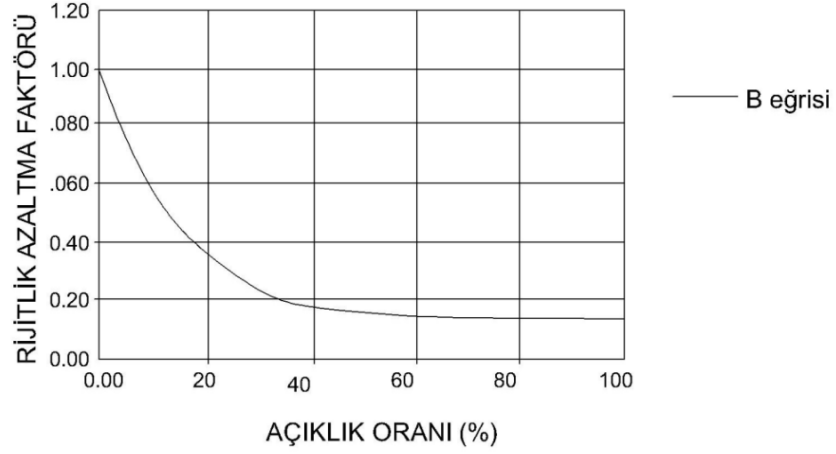
C durumu : Açıklık basınç çaprazının üst tarafında



Şekil 3.11 Açıklık Yüzdesi (%) ile Rijitlik Azaltma Faktörü (λ) Arasındaki İlişki (A, B, C Durumları İçin), [44]

Rijitlik azaltma faktörü olarak nitelendirilen λ 'nın değişimi, açıklık oranı (kapı ve pencere boşluğu alanı / dolgu duvar alanı) ve açıklığın yerine göre, açıklık yüzdesinin bir fonksiyonu olarak tanımlanmıştır. Yukarıdaki şekilde açıklığın basınç çaprazının tam üzerinde olması durumu (B durumu) için, açıklık yüzdesinin bir fonksiyonu olarak λ faktörünün değişimini gösterir. Açıklık yüzdesindeki artış çerçevenin rijitliğinin azalmasına sebep olur. Açıklıkların %50'yi aşması durumunda pratik olarak λ 'nın sabit kaldığı söylenebilir. Şekilde 3.11, A, B, C durumları için rijitlik azaltma faktörünün, açıklık yüzdesi ile ne kadar değiştiğini göstermektedir. Genelde yapılarda dolgu duvarlara ait boşluklar açısından Şekil 3.12'de ki B durumu geçerlidir.

Asteris'in yaptığı çalışmada, FEMA'nın da kullanılması için önerdiği Mainstone'un formülleri esas alınmıştır. Temas uzunluğunun açıklık pozisyonuna bağlı olduğu gözlenmiştir. Açıklık yüzdesindeki artışın B ve C durumları için temas uzunluğunda bir azalışa yol açtığı, ancak A durumu için temas uzunluğunda bir artışa yol açtığı gözlenmiştir. Şekil 3.13'de A, B ve C açıklık durumları için farklı açıklık oranlarındaki tuğla duvar ve çerçeve arasındaki temas/etkileme alanları tanımlanmıştır.



Şekil 3.12 Açıklık Yüzdesi (%) ile Rijitlik Azaltma Faktörü (λ) Arasındaki İlişki (B durumu için), [44]

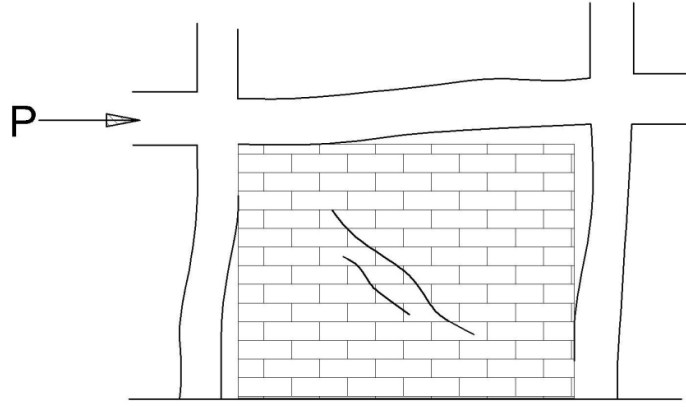
AÇIKLIK ORANI (%)	AÇIKLIĞIN KONUMU		
	A DIAGONALIN DIŞINDA VE ALT SOL TARAFINDA	B DIAGONALIN ÜZERİNDE	C DIAGONALIN DIŞINDA VE ÜST SAĞ TARAFINDA
0.00			
4.00			
9.00			
16.00			
25.00			

Şekil 3.13 Açıklık oranı ve açıklığın konumuna göre temas uzunluğunun değişimi [44]

3.6 Dolgu Duvarların Yapı Davranışına Olumsuz Etkileri

Plandaki düzensizliği oluşturan önemli bir parametre rijitlik dağılımıdır. Söz konusu rijitlik olunca çerçeve içini dolduran dolgu duvarlar önemli rol oynayabilmektedir. Dolayısı ile dolgu duvarlar hesaba katılarak düzensizlik durumunun kontrol altına alınması gerekir. Dolgu duvarlar hesaba katılmadığı durumda aşağıda belirtilen sorunlar görmezden gelinmiş olacaktır.

Yatay yükler küçük değerlerinin tekrarı altında, dolgu duvar ve çerçeve elemanları aynı anda hareket ederek perde davranışı gösterecektir. Yer değiştirmenin artması ile birlikte çerçeve elemanları eğilme davranışı gösterirken, dolgu duvarlar kayma davranışı gösterecektir.



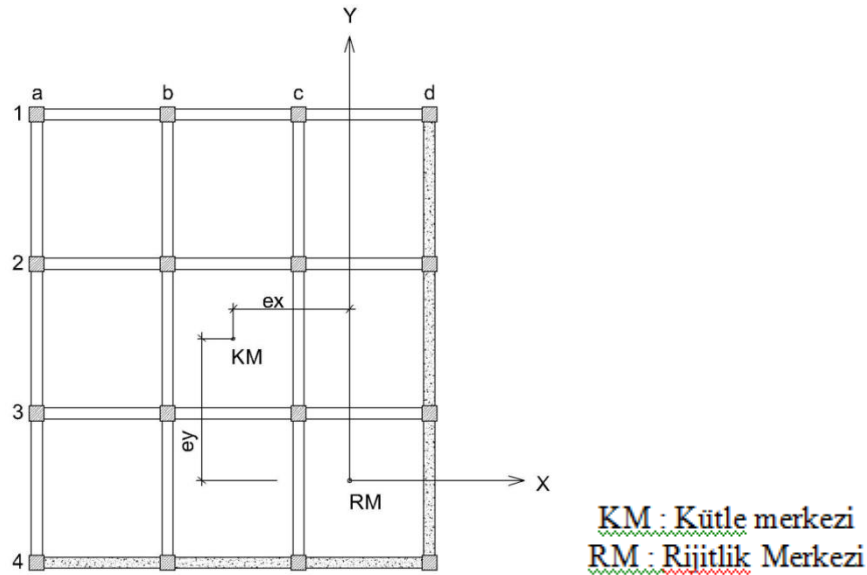
Şekil 3.14 Örnek Hasar Şekli

Bu bölümde dolgu duvarların yapı davranışına olumsuz etkiler oluşturmasına sebep olan durumlar ayrı ayrı incelenecektir.

3.6.1 Düşey Düzensizlik Etkisi

Şekil 3.15’de verilen örnekte “4” ve “d” akslarında dolgu duvar mevcuttur. Tasarım aşamasında dolgu duvarların etkisi dikkate alınmadığı sürece sistemin her bir doğrultusunun benzer etkilere maruz kalacağı söylenebilir. Ancak gerçekte, dolgu duvarlar nedeni ile “4” ve “d” aksları üzerindeki çerçevelerin rijitlikleri, diğer akslara göre daha büyük olacaktır. Tüm sistemde ise rijitlikteki bu artış sebebi ile yapının serbest titreşim periyodu küçülecektir. İlave olarak sistemin rijitlik merkezinin kütle

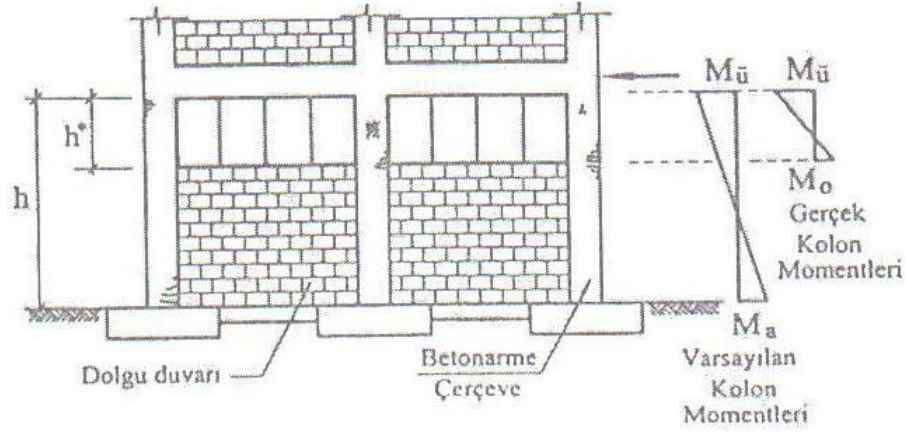
merkezinden uzaklaşması ile ulaşacak eksantrisite nedeni ile yapı, hesaplarda öngörülmeyen burulma etkilerine de maruz kalacaktır [34].



Şekil 3.15 İki çerçevesi dolgu duvar içeren çok katlı betonarme yapının kat planı, [34]

3.6.2 Kısa Kolon Etkisi

Türk Deprem Yönetmeliğinde (TDY 2007), her iki yönde %5 eksantrisite ile sismik yük tatbik edilerek binadaki taşıyıcı sistemin %5 burulma etkisini taşıyabilecek kapasiteye sahip olması istenir [34]. Bu varsayım dolgu duvarlara yönelik değildir. Yapılan diğer kabullerde hata varsa karşılaması için alınan bir önlemdir. Ancak duvarlar çok yüksek mertebelerde etki yapar. Depreme karşı yapının projelendirilmesinde daha gerçekçi olunabilmesi için duvarların taşıyıcı sisteme etkisi mutlaka hesaba katılmalıdır. Duvarların sebep olduğu diğer önemli bir etken duvarların kolon boyunca devam etmemesi yani, kısa kolon oluşmasıdır.



Şekil 3.16 Bir bölümünde dolgu duvar bulunan betonarme çerçeve,[45]

Yatay yükler altında, duvar etkisi ihmal edildiğinde kolonlarda plastik kesitlerin kolon alt ve üst uçlarında oluşması beklenir ve kolonlar aşağıdaki eşitlik ile hesaplanan kayma kuvvetini belirli bir güvenlikle taşıyabilecek şekilde tasarlanır.

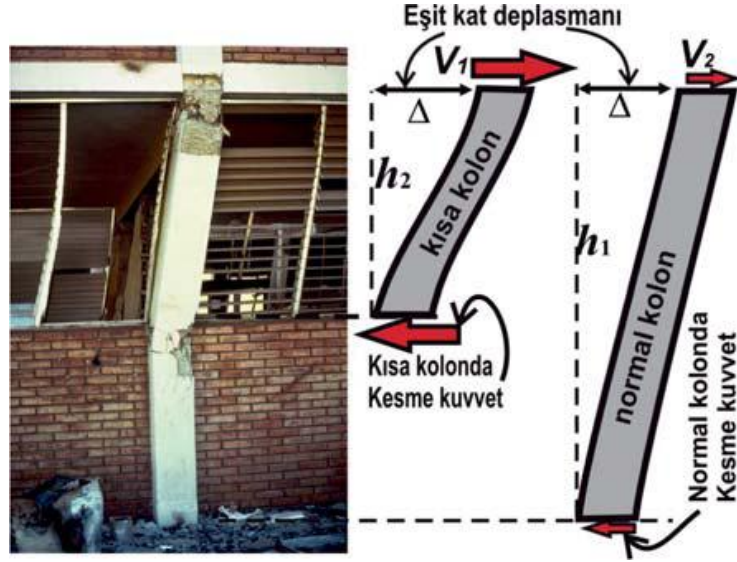
$$V_d = \frac{M_a + M_{\bar{u}}}{h} \quad (3.2)$$

Ancak gerçek davranışta dolgu duvarların varlığı nedeniyle, Şekil 3.16'da belirtilen örnekte sağ ve orta kolonun serbest açıklığı küçülecek ve bu kolonlarda, kolon alt ucunda öngörülen plastik kesit, duvarın üst bitim bölgesi seviyesinde olacaktır. Bu durumda, sağ ve orta kolonda oluşacak kayma kuvveti aşağıdaki eşitlikle hesaplanır.

$$V_d^* = \frac{M_{\bar{u}} + M_o}{h^*} \quad (3.3)$$

V_d^* değerinin, V_d değerinden büyük olacağı görülmektedir.

Şekil 3.17'de de kolon duvar üst mesafesine kadar yatay etkiye karşı duvarlar tarafından desteklendiği görülmektedir. Burada kısa kolon durumunu yaratan duvardır. Proje safhasında duvar etkisinin yapıda kısa kolon yaratıp yaratmadığı kontrol edilmelidir. Örneğin bina bodrum katlarında bulunan bant pencereler de kısa kolon oluşmasına sebep olmaktadır.



Şekil 3.17 Kısa kolonda oluşan kesme kuvveti, normal kolon durumuna göre daha büyük, [46]

Örneğin bina bodrum katlarında bulunan bant pencereler de kısıkolon oluşmasına sebep olmaktadır. Diğer bir deyişle, kolonlar tasarlandıkları maksimum kuvvetten daha büyük bir kayma kuvvetine maruz kalacaklardır (Şekil 3.18), [47].

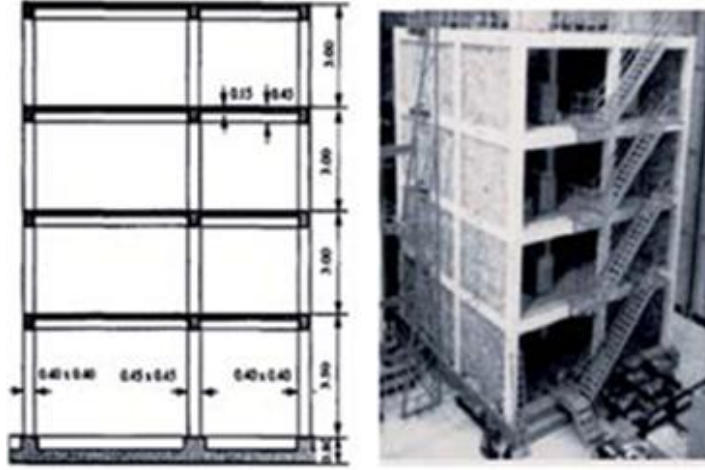


Şekil 3.18 Kısa kolon ve bant pencere örneği, [50]

3.6.3 Yatay Deplasman ve Kat Salınımı

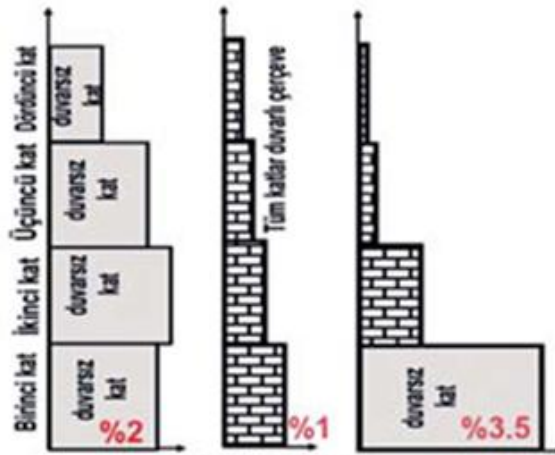
Yapıda yeterli miktarda dolgu duvar bulunuyorsa yatay deformasyon miktarı az olur ve bina yüksekliği boyunca düzenli dağılım gösterir. Ancak pratikte binaların alt katları dükkân olarak kullanıldığı için duvarlar genellikle üst katlarda bulunmaktadır. Yatay yer değiştirme, dolgu duvarın az olduğu veya olmadığı katlarda yoğunlaşmaktadır.

Binanın sünekliği ve enerji yutma kabiliyetine bağlı olarak, her bir katın yatay yer değiştirmesinin kat yüksekliğine oranı (salınım) farklı değerler almaktadır. Buna örnek şekildeki deney sonuçları verilebilir [46].



Şekil 3.19 Deprem yönünde duvar ve salınım durumu, [18]

Deprem yönü olarak seçilen doğrultuda bina yalın çerçeve, binanın tüm katları duvarlı ve son olarak binanın sadece alt katı duvarsız diğer katlar duvarlı olarak deneye tabi tutulmuştur. Elde edilen salınım değerleri Şekil 3.20'de belirtilmiştir.



Şekil 3.20 Birinci kata ait salınım değerleri, [18]

Görüldüğü gibi kat yüksekliğinin kat deplasmanına oranı (salınım) olarak birinci kat salınımı yalın çerçeve için %2, tüm katlar da duvar olması halinde salınım %1, son olarak duvar düzensizliği olan örnekte salınım %3.5 olarak deneyler sonucu elde edilmiştir[46]. Bu deney sonucunda görülüyor ki taşıyıcı sistem içinde dolgu duvarların bulunması, çerçeve salınım değerlerini ciddi bir şekilde etkilemektedir. Bu durum

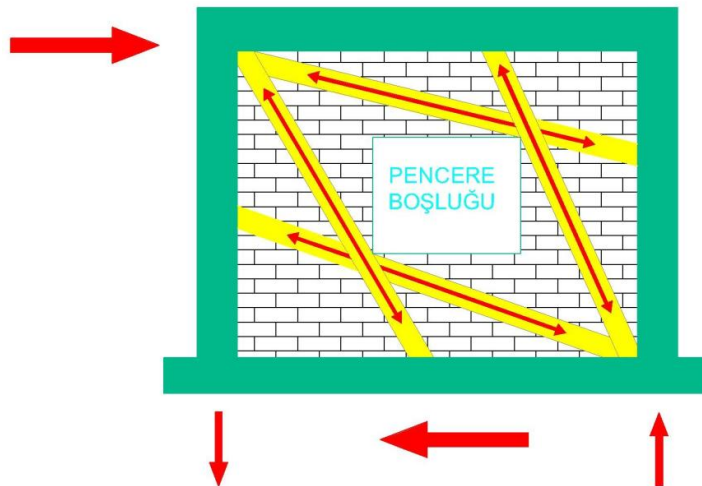
deprem sonrasında yapıların yıkılması ve hasar görmesi için en önemli sebeplerden biridir.



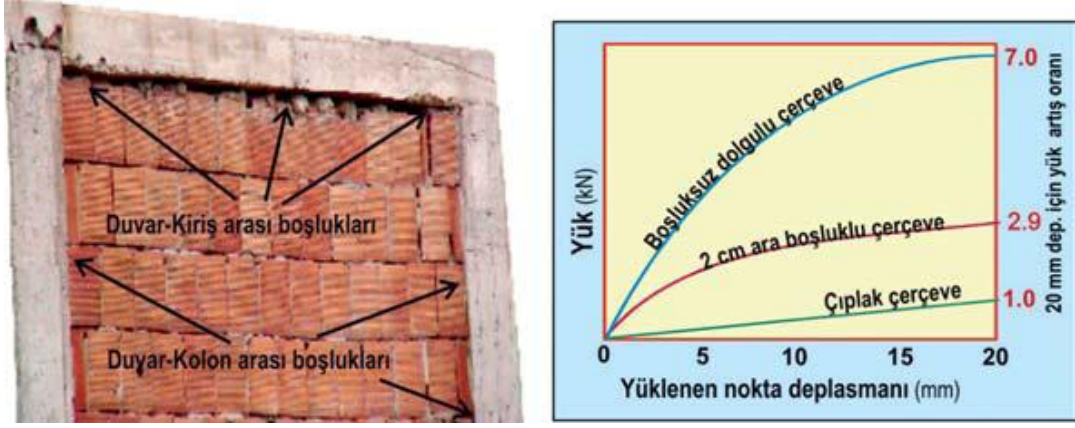
Şekil 3.21 Düşey yönde duvar düzensizliğinin sonuçları, [46]

3.6.4 Duvar İçi Boşlukların Etkisi

Bina duvarlarında kapı ve pencere türü boşlukların bulunması panelin mukavemetini ve rijitliğini azaltır. Genel olarak diyagonal basınç çubuklarının oluşumu Şekil 3.22'deki gibi varsayılabilir. Görüldüğü gibi oluşan basınç çubukları her zaman kolon-kiriş birleşim bölgelerine ulaşamamaktadır. Bazı durumlarda direkt kolona veya kirişe etki yapmaktadır.



Şekil 3.22 Dolgu duvarda boşluk bulunması halinde diyagonal basınç çubukları, [46]



Şekil 3.24 Dolgu duvar- kiriş –kolon ara yüzeyi milimetrik boşluk etkisi, [46]

3.7 Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Model Aşaması

Birçok araştırmacı dolgu duvarların yatay yükler altındaki davranışını incelemiştir. Dolgu duvarların analitik modele yansıtılması konusunda araştırmacıların iki farklı yaklaşımı mevcuttur.

- 1) Mikro Modelleme: Her duvar paneli sonlu eleman ağı ile temsil edilir.
- 2) Makro Modelleme: Duvar paneli davranışının fiziksel olarak modele yansıtılması temeline dayanır.

Mikro modellemenin büyük yapı sistemlerine uygulanmasındaki zorluklar nedeni ile, makro modelleme yaklaşımı daha yaygın olarak tercih edilmektedir.

3.7.1 Dolgu Duvarlı Çerçevelerin Yatay Yük Altındaki Davranışı

Deprem sırasında oluşan yatay yükler altında dolgu duvarlar ile çerçevelerin etkileşimini göz ardı etmek her zaman güvenli sonuçlar vermeyebilir. Dolgu duvarlar, yapının yatay rijitliğini artırarak periyodunun azalmasına neden olur. Betonarme çerçeve ve dolgu duvar arasındaki etkileşim, yapının mod şekillerinde de değişikliklere yol açar. Yatay kuvvetin küçük değerlerinde dolgu duvarlar sistem içinde perdeler gibi beraber hareket edeceklerdir. Ancak yatay kuvvet arttıkça çerçeve elemanları eğilme davranışı biçiminde şekil değiştirmeye çalışırken dolgu duvarlar kayma davranışı biçiminde şekil değiştirmeye çalışacaktır.

3.7.2 TDY 2007'de Dolgu Duvarların Yapılar Üzerindeki Etkileri

TDY 2007'de dolgu duvarların yapılar üzerindeki etkisine aşağıdaki başlıklar altında değinilmiştir [34]:

- a) Burulma düzensizliği: Planda yapının taşıyıcı sisteminin simetrik olarak yerleştirilerek burulma düzensizliği önlediği düşünülmesinin doğru olmadığı belirtilmiştir. Dolgu duvarlar yapının yatay rijitliğini ihmal edilemeyecek düzeyde etkilerler. Dolgu duvarların gelişi güzel yerleştirilmesi sistemin rijitlik merkezi ile kütle merkezi arasındaki uzaklığı artmasına sebep olabilir. Dışmerkezliliğin artışı yapıda hiç beklenmeyen burulmaya neden olabilir.
- b) Komşu Katlar Arası Dayanım Düzensizliği (Zayıf kat) : Betonarme binalarda, birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi birinde, herhangi bir kattaki *etkili kesme alanı'nın*, bir üst kattaki *etkili kesme alanı'na* oranı olarak tanımlanan *Dayanım Düzensizliği Katsayısı* η_{ci} 'nin 0.80'den küçük olması durumudur. (B1 düzensizlik; TDY 2007, 2.3.2.3)

$$\eta_{ci} = (\Sigma A_e)_i / (\Sigma A_e)_{i+1} < 0.80 \quad (3.4)$$

$$\Sigma A_e = \Sigma A_w + \Sigma A_g + 0.15 \Sigma A_k \quad (3.5)$$

Yukarıdaki formüllerde;

η_{ci} = *i*'nci katta tanımlanan dayanım düzensizliği katsayısı

ΣA_e = Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusunda etkili kesme alanı

ΣA_g = Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde olarak çalışan taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit alanlarının toplamı

ΣA_k = Herhangi bir katta, gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel kargir dolgu duvar alanlarının (kapı ve pencere boşlukları hariç) toplamı

ΣA_w = Herhangi bir katta, kolon enkesiti etkin gövde alanları A_w 'ların toplamı

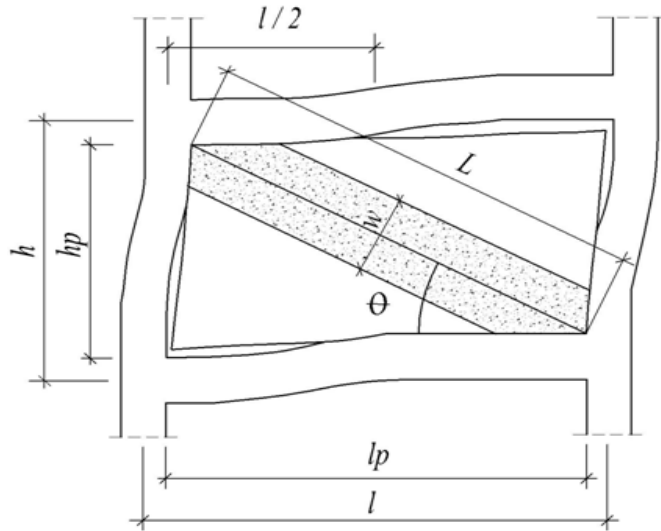
A_w = Kolon enkesiti etkin gövde alanı (deprome dik doğrultudaki kolon çıkıntılarının alanı hariç)

Bu düzensizlik, dolgu duvarların yapının kesme kuvvetine olan dayanıma katkısını dikkate almaktadır.

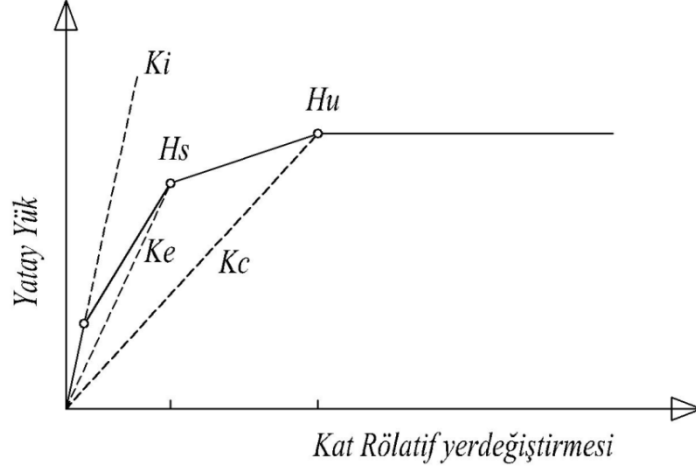
- c) Kısa Kolon Etkisi: Daha öncede bahsetmiş olduğumuz gibi dolgu duvarların farklı nedenlerle kolon boyunca süreklilik göstermediği durumlarda I_n kolon etkili boyunun kısılması ile kolonda oluşacak kesme kuvvetinde önemli artışa yol açar. Dolgu duvarlar kirişte oluşacak mafsallaşmayı önleyerek plastik mafsalların kolon üst ucunda veya dolgu duvarların üstüne yakın bir yerde oluşmasına sebep olur. Kısa kolon oluşumu depremlerde hasar gören yapılarda sıkça karşılaşılan bir durumdur.

3.8 Dolgu Duvarlı Çerçeve Sistemler İçin Önerilen Nümerik Modeller

Birçok araştırmacı çerçeve modellerinde dolgu duvarlı çerçeveleri eşdeğer çapraz çubuklarla temsil etmişlerdir. Bu çalışmalardan biri Zarnik (1995)'in yapmış olduğu çalışmadır. Dolgu duvarlı çerçeveler L uzunluğunda, w genişliğinde bir çubuk olarak modellenmiş, yük-yer değiştirme eğrisi ise ideal bir zarf ile tarif edilmiştir (Şekil 3.26-27), [48].



Şekil 3.25 Dolgu duvarların modellenmesi,[48]



Şekil 3.26 Dolgu duvarlı çerçevede rijitlik değişimi,[48]

İdealleştirilmiş grafikte;

K_i : Dolgu duvarlı çerçevenin başlangıç rijitliği,

K_e : Dolgu duvarlı çerçevelerin efektif rijitliği,

K_c : Dolgu duvarlı çerçevenin kayma dayanımına ulaştığı andaki rijitliği,

H_s : Dolgu duvarda büyük çatlaklar olduğu andaki dayanım,

H_u : Dolgu duvarlı çerçevenin kayma dayanımını

olarak ifade edilmiştir.

Grafikte de görüldüğü gibi dolgu duvarlı çerçevelerin başlangıç rijitliği, yalnız elastik yer değiştirmelerin olduğu çok küçük bir bölge için geçerlidir (K_i). Çekme gerilmelerinin olduğu bölgede dolgu duvar ve çerçevenin kesiştiği yerde ilk çatlaklar ve ayrılmalardan sonra rijitlikte azalma gözlenmiştir. Zarnic, yapmış olduğu çalışmada elastik yer değiştirmelerin olduğu bölgeyi ihmal ederek, yeni bir efektif yanal rijitlik K_e 'yi tanımlamıştır. Bu efektif rijitlik kolonlardan ve dolgu duvarından oluşan perde duvarın yatay rijitliği gibi modellenmiştir. Bu değer, küçük çatlakların duvar boyunca yayıldığı andaki kayma modülü G_p 'nin bir fonksiyonudur (formül 3.6). Zarnic, dolgu duvarların kayma modülünü %6~12'si kadar olduğunu gözlemlemiştir [48].

$$G_p = \frac{1}{\frac{A_e}{h_p \cdot K_{ep}} \cdot \frac{1}{E} \cdot \left(\frac{h_p}{l_p}\right)^2} \quad (3.6)$$

Verilen eşitlikte, kesit alanı A , elastisite modülü E , kayma modülü G , atalet momenti I ile temsil edilmiş olup; f indisi değerlerin çerçeveye, p indisi dolgu duvar panellerine ait değerler olduğunu ifade etmektedir.

Yine bu eşitlikte, K_{ep} değeri dolgu duvarlı çerçevenin kayma dayanımının %30'una ulaştığı anda dolgu duvarın rijitliğini göstermektedir.

$$K_{ep} = \frac{1}{\frac{h_p^3}{3 \cdot E_p \cdot I_p} + \frac{1,2 \cdot h_p}{G_p \cdot A_e}} \quad (3.7)$$

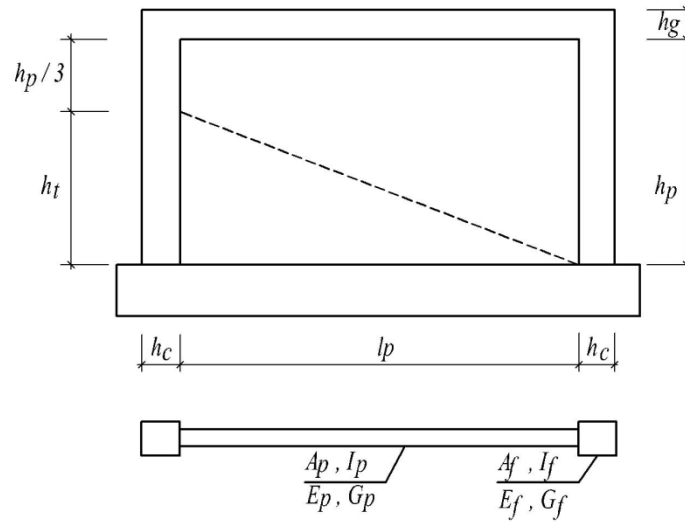
Bu formülde;

$$A_e = A_p + 2 \cdot C_E \cdot A_f \cdot \frac{G_f}{G_p} \quad (3.8)$$

$$I_e = I_p + 2 \cdot C_E \cdot \frac{E_f}{E_p} \cdot \left(I_f + A_f \cdot \frac{(h_c + l_p)^2}{4} \right) \quad (3.9)$$

(3.8) ve (3.9) eşitliklerinde C_E katsayısı; dolgu duvarın çerçevenin rijitliğine katkısını ifade etmektedir. C_E katsayısı, çerçeve ile dolgu duvarı arasında tam bağlantı sağlandığında 1, boşluk olması durumunda 0 kabul edilir.

Yukarıdaki formüller küçük çatlaklar için geçerlidir. Ancak dolgu duvarlarda büyük çatlaklar veya kayma yer değiştirmeleri bulunan sistemin yatay rijitliği, duvarı temsil eden diyagonal çubuğun bir ucu duvarın alt kenarında, diğer ucu dolgu duvar yüksekliğinin 1/3'ü kadar altından çerçeveye bağlanması ile hesaplanmıştır (Şekil 3.4).



Şekil 3.27 Kayma dayanımına ulaşıldığı anda dolgu duvarlı çerçevenin

rijitliğini bulmak için tarif edilen eşdeğer sistem modeli,[48]

$$K_t = \frac{1}{\frac{5 \cdot h_t^3}{12 \cdot E_p \cdot I_p} + \frac{0,6 \cdot h_t}{G_p \cdot A_p}} \quad (3.10)$$

Burada çubuğun en kesit alanı ;

$$A_d = K_t \cdot \frac{L}{E_p} \quad (3.11)$$

Pandül çubuğun genişliği;

$$w = \frac{A_d}{t} \quad (3.12)$$

şeklinde belirlenir.

Zarnic'in yapmış olduğu çalışmalara benzer olarak Mainstone'da çapraz pandülün genişliğine dair λ_h ifadesine bağlı aşağıdaki formülleri tanımlamıştır[49].

$$\lambda_h = h^4 \sqrt{\frac{E_b \cdot t \cdot \sin 2\theta}{4 \cdot E_m \cdot I_c \cdot h_p}} \quad (3.13)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{h_p}{L_p} \right) \quad (3.14)$$

$$w = 0,175 \cdot (\lambda_h)^{-0,4} \cdot d \quad (3.15)$$

olarak tanımlanmıştır. Bu denklemlerde;

E_b : Dolgu duvarın elastisite modülü

t : Duvar kalınlığı

h : Duvar yüksekliği

E_m : Kolonun elastisite modülü

I :Kolonun atalet momenti

w : Eşdeğer basınç çubuğunun genişliği

d :Basınç çubuğunun boyu

λ :Rijitlik azaltma faktörü

olarak tanımlanmıştır. Mainstone yöntemi ile çerçevenin bir açıklığı için eşdeğer basınç çubuğu genişliği uygulanmasına yönelik bir örnek vermek gerekirse;

$$E_b : 4,5 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2 \quad E_m : 3,2 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 \quad t : 0,20 \text{ m}$$

$$b_c : 0,40 \text{ m} \quad h_c : 0,40 \text{ m} \quad d : 4,55 \text{ m}$$

$$h : 2,50 \text{ m} \quad \lambda : 1 \rightarrow \text{boşluk yok}$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{2,50}{3,80} \right) = 33,34^\circ$$

$$\lambda_h = 2,50^4 \sqrt{\frac{4,5 \cdot 10^5 \cdot 0,2 \cdot \sin 2 \cdot (33,34)}{4 \cdot 3,2 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,4^4}{12} \cdot 2,50}} = 2,62$$

$$w = 0,175 \cdot 1 \cdot (2,62)^{-0,4} \cdot 4,55 = 0,54 \text{ m}$$

3.9 Yapı Periyodu Üzerine Yapılan Araştırmalar

Bilindiği gibi bir yapıya gelen deprem yükü miktarı binanın serbest titreşim periyot değerine bağlıdır. Araştırmacılar yapıların titreşimi üzerine pratik amaçlar için araştırmalar yapmış ve bazı ampirik formüllerin geliştirilmesine çalışmışlardır. Bu formüller arasında;

San Francisco Deprem ve Rüzgar Yanal Kuvvetleri Müşterek Komitesinin teklif ettiği formül en önemlisidir [43].

$$T = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{D}} \quad (3.16)$$

Burada H bina yüksekliğini, D titreşim istikametinde bina genişliğini göstermektedir.

Bazı Japon araştırmacılar yüksekliğin yanında duvarın etkisini dikkate alarak periyot için aşağıdaki formülü önermişlerdir.

$$T = 1/50 \sim 1/80 T(4+H(1-4y)) \text{ (sn)} \quad (3.17)$$

y : Duvar oranı (duvar boyu (m) / kat alanı (m²))

olup, titreşim istikametindeki bütün duvarlar dikkate alınmıştır. Diğer bir Japon araştırmacı, yüksek binalarda sismik duvar etkisini teorik ve deneysel olarak incelemiş ve sonuçların değişik duvar miktarlarına göre oldukça dağınık olduğunu görmüştür.

$$T = 0,035 \sim 0,17 (N+0,5) \text{ (sn)} \quad (3.18)$$

Şili’li iki araştırmacı rijit duvarlı betonarme binalar için şu ampirik formülü önermiştir [43].

$$T = 0,024 \cdot (H^5 / \gamma)^{1/7} \text{ (sn)} \quad (3.19)$$

Yapı periyodunun daha iyi anlaşılabilmesi için; diğer ülkelerin deprem yönetmeliklerinde önerilen serbest titreşim periyotları ile ilgili bağıntılar aşağıda verilmiştir.

ALMANYA, [43]

1) Rayleigh oranı

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum w_i \cdot \delta_i^2 / g}{\sum F_i \cdot \delta_i}} \quad (3.20)$$

Burada;

F_i = Katlara etkiyen yatay kuvvet

δ_i = Kat yer değiştirmesi

w_i = Kat ağırlığı

g = yerçekimi ivmesi

2) Temel alanın büyüklüğü ve zemin elastik modülüne bağlı olarak;

$$T = 1,5 \sqrt{\left(\left(\frac{h}{3EI} + \frac{1}{c_k \cdot I_f} \right) \cdot \sum (G_j + P_j) \cdot Z_j^2 \right)} \quad (3.21)$$

Burada;

h = bina yüksekliği

Z_j = Temel tabanı üzerindeki j noktasının kütle yüksekliği (m)

E = Yapının elastisite modülü

I = Eşdeğer elemanın atalet momenti

$c_k = E_s / 0,25\sqrt{A}$ = Temel zemininin dinamik kaya rijitlik modülü

A = Temel taban alanı

I_f = Temel atalet momenti

JAPONYA, [43]

$$T = h \cdot (0,02 + 0,01 \cdot \alpha) \text{ (sn)} \quad (3.22)$$

Burada;

T = Binanın periyodu

h = Bina yüksekliği

α = Çelik yapının toplam bina yüksekliğine oranı

ABD, [43]

1) Düktil çerçevesel binalarda;

$$T = 0,10 \cdot N \quad (3.23)$$

2) Hesap halinde;

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum w_i \cdot \delta_i^2}{g \cdot (\sum F_i \cdot \delta_i)}} \quad (3.24)$$

3) Diğer binalarda;

$$T = 0,05 h_n / \sqrt{D} \quad (3.25)$$

Burada;

N = Toplam katsayısı

w_i = Kat ağırlığı

F_i = Kata etkiyen yatay kuvvet

δ_i = Elastik yer değiştirmeler

g = yerçekimi ivmesi

h_n = Bina temel üst kotundan ölçülen yüksekliği

HİNDİSTAN, [43]

1) Düktil çerçevesel binalarda;

$$T = 0,10.N \quad (3.26)$$

2) Diğer binalarda;

$$T = 0,09H/\sqrt{D} \quad (3.27)$$

Burada;

N = Bodrumda dahil toplam katsayısı

H = Bina yüksekliği

D = Uygulanan deprem yüküne paralel yönde bina genişliği (m)

MEKSİKA, [43]

$$T = 2\pi(1/g(w_i \cdot x_i^2/P_i \cdot x_i))^{1/2} \quad (3.28)$$

Burada;

w_i = i. katın ağırlığı

P_i = i. kata etkiyen yatay kuvvet

x_i = Kuvvet yönündeki yer değiştirme

g = Yerçekimi ivmesi

Diğer ülke yönetmeliklerinde verilen periyot bağıntıları ise [44];

İSRAİL (İsraili Code SI-413,1995), [46]

$$T_a = 0,049h^{0,75} \quad (3.29)$$

Dinamik analiz ile hesaplanan bina serbest titreşim periyot değerinin maksimum değeri olarak;

$$T_a = 0,068h^{0,75} \quad (3.30)$$

İfadesi ile belirlenen değerden fazla alınmaması önerilmiştir.

Örneğin, bir bodrum + bir giriş + 5 normal kat, toplam 7 katlı bir bina ele alınsın. Bodrum çevresi toprak perdeli, kat yüksekliği 2.8 metre ve bodrum üst seviyesinden itibaren deprem etkisi tatbik edilecek bir bina için, x yönü 10 metre, y yönü 13 metre, deprem uygulanacak kat adedi 6 olarak verilmiş olsun. Bu durumda,

$$h = 6 \times 2.8 = 16.8 \text{ m}$$

$$T_a = 0,049(16.8)^{0,75} = 0.41 \text{ sn}$$

Periyodun maksimum değeri için ise;

$$T_a = 0,068(16.8)^{0,75} = 0.56 \text{ sn} \text{ olarak elde edilir.}$$

KOSTA RİKA STANDARDI (Costa Rican Seismic Code,1986), [46]

Dolgu duvarlı olması halinde yapı serbest titreşim periyodu için;

$$T_a = 0,08 \cdot N \tag{3.31}$$

denklemini önerilmiştir. Burada;

N = Binada deprem etkisinde kalan kat sayısı

$$T_a = 0,08 \cdot 6 = 0.48 \text{ sn} \text{ olarak elde edilir.}$$

FRANSA STANDARDI (AFPS,1990), [46]

Dolgu duvarlı olması halinde yapı serbest titreşim periyodu için;

$$T = 0.06 \frac{h}{\sqrt{d}} \sqrt{\frac{h}{2d+h}} \tag{3.32}$$

denklemini önermiştir.

h = Bina yüksekliği

d = Deprem yönünde bina boyutu

x yönü doğal peritodu için;

$$T_x = 0.06 \frac{16.8}{\sqrt{10}} \sqrt{\frac{16.8}{2 \cdot 10 + 16.8}} = 22 \text{ sn}$$

y yönü serbest titreşim periyodu için;

$$T_y = 0.06 \frac{16.8}{\sqrt{13}} \sqrt{\frac{16.8}{2.13+16.8}} = 18 \text{ sn}$$

olarak elde edilir.

CEZAYİR STANDARDI (Algerian Seismic Code,1988), [46]

$$T_a = 0,05h^{0,75} \quad (3.33)$$

$$T_a = 0,05(16.8)^{0,75} = 0.41 \text{ sn}$$

AVRUPA BİRLİĞİ STANDARDI (Eurocode-8,2003) , [46]

Yapı yüksekliği 40 metreye kadar;

$$T_a = C_t \cdot h^{0,75} \quad (3.34)$$

$$C_t = \frac{0.075}{\sqrt{A_c}} \quad (3.35)$$

$$A_c = \Sigma A_i \left(0.2 + \frac{l_{wi}}{h} \right)^2 \quad (3.36)$$

denklemleri önerilmiştir.

$l_{wi} / h \leq 0.9$ değeri ile sınırlandırılmıştır.

C_t = Dolgu duvarlar için düzeltme katsayısı

A_c = Birinci katta etkili olan dolgu duvar alanı

A_i = Birinci katta (i)nci etkili duvar kesit alanı

l_{wi} = Birinci katta (i)nci etkili duvarın deprem yönündeki uzunluğu

KOLOMBİYA STANDARDI (NSR-84,1984), [46]

$$T_a = \frac{0.09 \cdot h}{\sqrt{d}} \quad (3.37)$$

$$d = d_{smax} \Sigma_{s=1}^{NS} \left(\frac{d_s}{d_{smax}} \right)^2 \quad (3.38)$$

ifadeleri önerilmiştir. Burada;

d_s = Her bir duvarın yataydaki uzunluğu

d_{smax} = Deprem yönünde yatayda duvarın en uzununu

N_s = Duvar sayısı (düşünülen doğrultuda)

Kolombiya Standardının 1998'deki revizyonunda Avrupa Standardı'nın önerdiği denklemi tavsiye etmiştir. Ancak, $C_t \leq 0.07$ değerini bir üst limitle sınırlanmıştır.

$$A_c = \Sigma A_i \left(0.02 + \left(\frac{l_{wi}}{h} \right)^2 \right) \quad (3.39)$$

$l_{wi}/h \leq 0.9$ değeri ile sınırlandırılmıştır.

FİLİPİN STANDARDI (NCSP,1992), [46]

$$T_a = C_t \cdot h^{0,75} \quad (3.40)$$

$$C_t = \frac{0.03048}{\sqrt{A_c}} \quad (3.41)$$

$$A_c = \Sigma A_i \left(0.2 + \frac{l_{wi}}{h} \right)^2 \quad (3.42)$$

denklemi önerilmiştir. $l_{wi}/h \leq 0.9$ değeri ile sınırlandırılmıştır.

Bina serbest titreşim periyodu T_a hesabı için ampirik denklemlerin hepsinde parametrelerin tamamını hesaba katmayan sınırlamalar bulunmaktadır. Bunu dikkate alan birçok ülke standardı bina serbest titreşim periyodu T_a hesabı için Rayleigh denklemini önermektedir.

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \delta_{ei}^2}{g \sum_{i=1}^N F_i \cdot \delta_{ei}}} \quad (3.43)$$

Burada;

W_i = Sismik ağırlık (kg)

δ_{ei} = Elastik yer değiştirme (deplasman) (m)

F_i = Sismik kuvvet (N)

g = Yerçekimi ivmesi (m/sn^2)

Gerçekte ampirik denklemlerle hesaplanan periyot T_a değeri, dinamik yöntemle göre hesaplanandan daha güvenilirdir. Bir binanın modellenmesinde çok sayıda kabuller yapılmaktadır. Örneğin yapısal olmayan dolgu duvarların rijitliğe katkısı, beton ve duvarın elastisite modülleri, harekete iştirak eden elemanların atalet momentleri vb. parametrelerin sismik etkiyle değişir olması Rayleigh denkleminde elde edilen sonuçların gerçek davranışı temsil edebilmesini zorlaştırmaktadır. Rayleigh yöntemiyle hesaplanan periyot değerinin %30 oranından daha fazla alınmaması tavsiye edilmektedir [46].

Bu çalışmada Mainstone tarafından önerilen modelleme tekniği kullanılmıştır. Anılan tekniğin ihtiyacı olan parametreler bu tezin konusu olan Çizelge 3.11 ve 12'de verilmiştir. Bu bağlamda diğer ülkelerin deprem yönetmeliklerinde önerdikleri periyot formülleri ile bina periyodu kıyaslanmıştır.

TDY 2007'YE GÖRE MEVCUT YAPILARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Performans kavramı, deprem mühendisliğinde yeni gelişen bir kavram olup, önce mevcut yapıların deprem güvenliğinin belirlenmesi için gelişmiştir. Ancak, daha sonra bu yöntemin yeni yapıların tasarımında da kullanılabilmesi söz konusu olmuştur. Deprem sırasında yapıların davranışı elastik sınırlar ötesine geçmektedir. Doğrusal analiz yöntemleri ile açıklanamayan elasto-plastik davranışı tahmin etmek için doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin kullanılması gerekmektedir.

Mevcut yapıların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi TDY 2007'nin 7. bölümünü teşkil etmektedir. Deprem bölgelerinde bulunan mevcut ve güçlendirilecek tüm binaların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirilmesi ve uygulanacak hesap kuralları, güçlendirme kararlarında esas alınacak ilkeleri ve güçlendirilmesine karar verilen binaların güçlendirme tasarımı ilkelerini bu bölümde özetleyeceğiz. TDY 2007'ye kadar yönetmelikler dayanımı esas alıyordu. 6 Mart 2007 itibari ile karma bir yönetmeliğe sahibiz. İlk altı bölüm kuvvet (dayanım) esaslı. Yedinci bölüm performans (deplasman-şekil değiştirme) esasına dayalıdır. Bu bölümde verilen kurallar TDY 2007-2.12'de belirtilen Bina Türü Olmayan Yapılar için geçerli değildir. Bu bağlamda tarihi ve kültürel değeri olan tescilli yapıların ve anıtların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi bu yönetmelik kapsamı dışındadır [34].

4.1 Binalardan Bilgi Toplanması

İnşaat mühendislerinin sorumluluğu altında binalardan bilgi toplanması kapsamında yapılan inceleme, veri toplama, derleme, değerlendirme, malzeme örneği alma ve

deney yapma işlemleri ile binaların bilgi düzeyleri belirlenir. Binalardan bilgi toplanması kapsamında yapılacak işlemler;

- Yapısal sistemin tanımlanması,
- Bina geometrisinin belirlenmesi,
- Temel sisteminin saptanması,
- Zemin özelliklerinin belirlenmesi,
- Mevcut hasarın belirlenmesi,
- Daha önce yapılmış olan değişiklik ve/veya onarımların saptanması,
- Eleman boyutlarının tespit edilmesi,
- Malzeme özelliklerinin saptanması,
- Mümkünse binanın projeye uygunluğunun kontrolünün saptanmasını kapsamaktadır.

4.1.1 Betonarme Binalarda Sınırlı Bilgi Düzeyi

Binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcut değildir. Taşıyıcı sistem özellikleri binada yapılacak ölçümlerle belirlenir. Tabloda belirtilen “Deprem Sonrası Hemen Kullanım Gerektiren Binalar” ile “İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Buldukları Binalar” da uygulanmaz.

4.1.1.1 Bina Geometrisi

Saha çalışması ile binanın taşıyıcı sistem rölevesi çıkarılmalıdır. Elde edilen bilgiler tüm betonarme elemanların ve dolgu duvarların her kattaki yerini ve boyutlarını içermeli; yapının hesap modelinin oluşturulabilmesi için yeterli olmalıdır. Temel sisteminin, yapı içinde ve dışında yeterli sayıda inceleme çukuru açılarak belirlenmelidir. Yapıda kısa kolon vb. düzensizlikler projelere işlenmelidir. Bu bağlamda binanın komşu binalarla olan ilişkisi (ayrık, bitişik vb.) belirlenmelidir.

4.1.1.2 Eleman Detayları

Betonarme elemanların donatı miktarlarının ve detaylarının binanın yapıldığı tarihteki minimum donatı koşullarını sağladığı varsayılır. Her katta en az birer adet olmak üzere

kolonların %10'unun ve kirişlerin %5'inin pas payları sınırlanarak donatı miktarı ve bindirme boyu tespiti yapılır. Ayrıca pas payı sınırlanmayan elemanların %20'sinde enine ve boyuna donatı sayısı ve yerleşimi donatı tespit cihazları ile belirlenecektir. Ayrıca mevcut donatının minimum donatıya oranını temsil eden *donatı gerçekleştirme katsayısı* belirlenecektir.

4.1.1.3 Malzeme Özellikleri

Her katta kolon ve perdelerden en az iki adet beton örneği (karot) alınacaktır. Belirlenen en düşük basınç dayanımı *mevcut beton dayanımı* olarak alınacaktır. Ayrıca donatı incelenerek içinde bulunduğu sınıfa ait çeliğin karakteristik akma dayanımı *mevcut çelik dayanımı* olarak alınacaktır. Korozyon gözlenen donatılar planda işaretlenecek ve bu durum kapasite hesaplarında dikkate alınacaktır.

4.1.2 Betonarme Binalarda Orta Bilgi Düzeyi

Binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcut değilse sınırlı bilgi düzeyine göre daha fazla ölçüm yapılır. Eğer mevcut ise sınırlı bilgi düzeyinde belirtilen ölçümler yapılarak proje bilgileri doğrulanır.

4.1.2.1 Bina Geometrisi

Yapının betonarme projeleri mevcut ise yapının projesine uygunluğu kontrol edilir. Yapının betonarme projeleri mevcut değil ise saha çalışması ile binanın taşıyıcı sistem rölevesi çıkarılmalıdır. Elde edilen bilgiler tüm betonarme elemanların ve dolgu duvarların her kattaki yerini ve boyutlarını içermeli; yapının hesap modelinin oluşturulabilmesi için yeterli olmalıdır. Temel sisteminin, yapı içinde ve dışında yeterli sayıda inceleme çukuru açılarak belirlenmelidir. Yapıda kısa kolon vb. düzensizlikler projelere işlenmelidir. Bu bağlamda binanın komşu binalarla olan ilişkisi (ayrık, bitişik vb.) belirlenmelidir.

4.1.2.2 Eleman Detayları

Betonarme elemanların donatı miktarlarının ve detaylarının binanın yapıldığı tarihteki minimum donatı koşullarını sağladığı varsayılır. Her katta en az ikişer adet olmak üzere en az kolonların %20'si ve kirişlerin %10'unun pas payları sıyrılarak donatı miktarı ve bindirme boyu tespiti yapılır. Ayrıca pas payı sıyrılmayan elemanların %20'sinde enine ve boyuna donatı sayısı ve yerleşimi donatı tespit cihazları ile belirlenecektir. Ayrıca mevcut donatının minimum donatıya oranını temsil eden *donatı gerçekleşme katsayısı* belirlenecektir.

4.1.2.3 Malzeme Özellikleri

Her katta kolon ve perdelerden en az üç adet, binada toplam dokuz adet ve her 400m²'den en az bir beton örneği (karot) alınacaktır. Örneklerden elde edilen ortalama standart sapma değerleri *mevcut beton dayanımı* olarak alınacaktır. Bu bağlamda donatı incelenerek içinde bulunduğu sınıfa ait çeliğin karakteristik akma dayanımı *mevcut çelik dayanımı* olarak alınacaktır. Korozyon gözlenen donatılar planda işaretlenecek ve bu durum kapasite hesaplarında dikkate alınacaktır.

4.1.3 Betonarme Binalarda Kapsamlı Bilgi Düzeyi

Binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcuttur. Proje bilgilerinin doğrulanması amacı ile yeterli düzeyde ölçümler yapılır.

4.1.3.1 Bina Geometrisi

Yapılacak ölçümlerle mevcut yapının projeye uygunluğu kontrol edilir. Arada önemli farklılıklar varsa; proje yok sayılır ve yapı orta bilgi düzeyine uygun olarak incelenir. Yapıda kısa kolon vb. düzensizlikler projelere işlenmelidir. Temel sisteminin, yapı içinde ve dışında yeterli sayıda inceleme çukuru açılarak belirlenmelidir. Yapıda kısa kolon vb. düzensizlikler projelere işlenmelidir. Bu bağlamda binanın komşu binalarla olan ilişkisi (ayrık, bitişik vb.) belirlenmelidir.

4.1.3.2 Eleman Detayları

Her katta en az ikişer adet olmak üzere en az kolonların %20'si ve kirişlerin %10'unun pas payları sıyrılarak donatı miktarı ve bindirme boyu tespiti yapılır. Bu bağlamda pas payı sıyrılmayan elemanların %20'sinde enine ve boyuna donatı sayısı ve yerleşimi donatı tespit cihazları ile belirlenecektir. Bu bağlamda mevcut donatının minimum donatıya oranını temsil eden *donatı gerçekleştirme katsayısı* belirlenecektir.

4.1.3.3 Malzeme Özellikleri

Her katta kolon ve perdelerden en az üç adet, binada toplam dokuz adet ve her 200m²'den en az bir beton örneği (karot) alınacaktır. Örneklerden elde edilen ortalama standart sapma değerleri *mevcut beton dayanımı* olarak alınacaktır. Her sınıftaki çelik için (S220,S420 vb.) birer adet örnek alınarak deney yapılacak çeliğin akma ve kopma dayanımları ve şekil değiştirme özellikleri belirlenerek projeye uygunluğu saptanacaktır. Projesine uygun ise, çeliğin akma dayanımı *mevcut çelik dayanımı* olarak alınacaktır. Korozyon gözlenen donatılar planda işaretlenecek ve bu durum kapasite hesaplarında dikkate alınacaktır.

4.1.4 Bilgi Düzeyi Katsayıları

TDY 2007'de çelik yapıların, prefabrike betonarme yapıların ve yığma yapıların da sınırlı, orta ve kapsamlı bilgi düzeyleri açıklanmıştır.

İncelenen binalardan edinilen bilgi düzeylerine göre, eleman kapasitelerine uygulanacak Bilgi Düzeyi Katsayıları Tablo 4.1' de verilmektedir.

Çizelge 4.1 Binalar için bilgi düzeyi katsayıları, [34]

Bilgi Düzeyi	Bilgi Düzeyi Katsayısı
Sınırlı	0.75
Orta	0.90
Kapsamlı	1.00

4.2 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

Sünek elemanlar için üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar;

- Minimum Hasar Sınırı (MN) : İlgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını tanımlamaktadır. Kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliği birim şekil değiştirmesi üst sınırları;

$$(\epsilon_{cu})_{MN} = 0.0035 ; (\epsilon_s)_{MN} = 0.010 \quad (4.1)$$

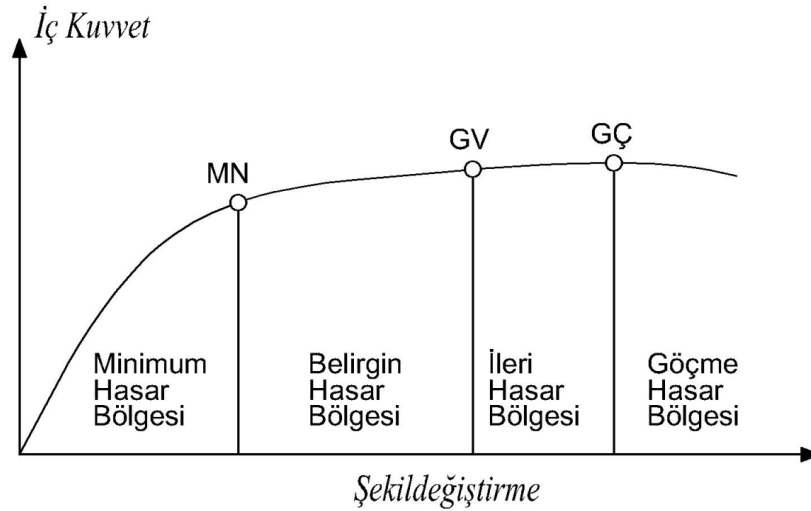
- Güvenlik Sınırı (GV) : Kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabilecek elastik ötesi davranışın sınırını tanımlamaktadır.

$$(\epsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135 ; (\epsilon_s)_{GV} = 0.040 \quad (4.4)$$

- Göçme Sınırı (GÇ) : Kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır.

$$(\epsilon_{cg})_{GV} = 0.004 + 0.014 (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018 ; (\epsilon_s)_{GV} = 0.060 \quad (4.5)$$

Burada enine donatılar, özel deprem etriyeleri ve çirozları olarak düzenlenmiş olması zorunludur.



Şekil 4.1 Kesit Hasar Sınırları,[34]

MN'ye ulaşmayan elemanlar Minimum Hasar Bölgesinde, MN ve GV arasında kalan elemanlar Belirgin Hasar Bölgesinde, GV ve GÇ arasında kalan elemanlar İleri Hasar

Bölgesinde, GÇ'yi aşan elemanlar ise Göçme Bölgesinde yer alırlar (Şekil 4.1). Eleman hasarı, elemanın en fazla hasar gören kesitine göre belirlenecektir.

4.3 Bina Deprem Performansının Belirlenmesi

Yapı elemanlarının hasar durumlarının değerlendirilmesinde öncelikle elemanın hasarının sünek ya da gevrek davranıştan oluşması belirlenir. Gevrek olarak hasar görmüş elemanlar göçmüş kabul edilir. Sünek elemanlarda ise hesaplanan iç kuvvet veya şekil değiştirme düzeylerine göre TDY 2007'de belirtilen hasar kriterlerine göre belirlenir. TDY 2007'de dört farklı hasar durumu tanımlanmıştır. Değerlendirme, binanın her iki doğrultusu ve her kat için ayrı ayrı düşünülmelidir. Betonarme yapıların deprem etkileri altında sağlaması gereken performans hedefleri aşağıda anlatılmıştır.

4.3.1 Hemen Kullanım Performans Düzeyi

Herhangi bir katta, göz önüne alınan her bir deprem doğrultusu için yapılan değerlendirme sonucunda kirişlerin en fazla %10'u Belirgin *Hasar Bölgesi'ne* geçebilir, ancak diğer taşıyıcı elemanlarının tümü *Minimum Hasar Bölgesi'nde* kalmalıdır. Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların sünek duruma getirilmesi kaydı ile bu durumdaki binaların *Hemen Kullanım Performans Düzeyi'nde* olduğu kabul edilir.

Hemen kullanım durumunda binada küçük elasto-plastik şekil değiştirmelere izin verilmektedir. Taşıyıcı sistemin ana elemanı olarak kabul edilebilecek olan kolon ve perdelerin en düşük hasar seviyesinde kalması öngörülürken, kirişlerde belirli oranın bir üst hasar seviyesine geçmesine izin verilmektedir. Gevrek hiçbir elemanın kabul edilmemesi uygulamada sağlanması oldukça zor bir şart olarak ortaya çıkmaktadır [50].

4.3.2 Can Güvenliği Performans Düzeyi

Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri kaydı ile aşağıdaki koşulları sağlayan binaların *Can Güvenliği Performans Düzeyi'nde* olduğu kabul edilir:

- (a) Herhangi bir katta, göz önüne alınan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap değerlendirmesinde, ikincil (yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan)

kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %30'u ve kolonların **(b)** maddesinde tanımlanan kadarı *İleri Hasar Bölgesi'*ne geçebilir.

- (b)** *İleri Hasar Bölgesi'*ndeki kolonların, her bir katta kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı %20'nin altında olmalıdır. En üst katta *İleri Hasar Bölgesi'*ndeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir.
- (c)** Diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum *Hasar Bölgesi* veya Belirgin *Hasar Bölgesi'*ndedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden *Minimum Hasar Sınırı* aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir (Doğrusal elastik yöntemle hesapta, alt ve üst düğüm noktalarının ikisinde birden yönetmelikte verilen güçlü kolon şartının sağlandığı kolonlar bu hesaba dahil edilmezler).

En üst katın, taşıyıcı sistem kararlılığındaki etkisinin daha az olduğu görülmektedir. Bu bağlamda kolonun iki ucunun da hasar bölgesine erişmesi olumsuz bir durum olarak kabul edilmektedir. Benzer güçlü kolon kavramının olumlu yanının ortaya çıkarıldığı görülmektedir [50].

4.3.3 Göçme Öncesi Performans Düzeyi

Gevrek olarak hasar gören tüm elemanların *Göçme Bölgesi'*nde olduğunun göz önüne alınması kaydı ile aşağıdaki koşulları sağlayan binaların *Göçme Öncesi Performans Düzeyi'*nde olduğu kabul edilir:

- (a)** Herhangi bir katta, göz önüne alınan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap değerlendirme de, ikincil (yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan) kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %20'si *Göçme Bölgesi'*ne geçebilir.
- (b)** Diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum *Hasar Bölgesi*, *Belirgin Hasar Bölgesi* veya *İleri Hasar Bölgesi'*ndedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden *Minimum Hasar Sınırı* aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine

oranının %30'u aşmaması gerekir (Doğrusal elastik yöntemle hesapta, alt ve üst düğüm noktalarının ikisinde birden yönetmelikte verilen güçlü kolon şartının sağlandığı kolonlar bu hesaba dahil edilmezler).

- (c) Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır. Sünek elemanlar için çeşitli hasar durumları tanımlanırken, gevrek elemanların taşıma güçlerine eriştikten sonra doğrudan göçme durumuna geldiği kabul edilmektedir. Burada da hasar durumu kirişlerde oran olarak verilirken, kolonlarda kolon kesme kuvvetine bağlı olarak verilmektedir. Bu bağlamda kolonun iki ucunun da hasar bölgesine erişmesi olumsuz ve güçlü kolon kavramı olumlu bir durum olarak kabul edilmektedir.

4.3.4 Göçme Durumu

Bina *Göçme Öncesi Performans Düzeyi'*ni sağlayamıyorsa *Göçme Durumu'*ndadır. Binanın kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır.

4.4 Birim Şekil Değiştirme İstemlerinin Belirlenmesi

İtme analizi sonucunda bir kesitte elde edilen θ_p plastik dönme istemine bağlı olarak *plastik eğrilik istemi*, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanacaktır:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{l_p} \quad (4.6)$$

beton modeli ile pekleşmeyi de gözönüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak, kesitteki aksenal kuvvet istemi altında yapılan analizden elde edilen iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi ile tanımlanan *eşdeğer akma eğriliği*, (4.6) denklemi ile tanımlanan plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki *toplam eğrilik istemi* elde edilecektir:

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (4.7)$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekil değiştirmesi istemi ile donatı çeliğindeki birim şekil değiştirme istemi, (4.7) denklemi ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanacaktır.

4.5 Binalar İçin Hedeflenen Performans Düzeyleri

Yeni yapılacak binalar için TDY 2007 2.4'de tanımlanan ivme spektrumu, TDY 2007 1.2.2'ye göre 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremi esas almaktadır. Bu deprem düzeyine ek olarak, mevcut binaların değerlendirilmesinde ve güçlendirme tasarımında kullanılmak üzere Bu bağlamda aşağıda belirtilen iki farklı deprem düzeyi tanımlanmıştır:

- (a) 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan depremin ivme spektrumunun ordinatları, TDY 2007 2.4'de tanımlanan spektrumun ordinatlarının yaklaşık yarısı olarak alınacaktır.
- (b) 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremin ivme spektrumunun ordinatları ise TDY 2007 2.4'de tanımlanan spektrumun ordinatlarının yaklaşık 1.5 katı olarak kabul edilmiştir.

Mevcut veya güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri Çizelge 4.7'de verilmiştir.

Çizelge 4.2 Farklı deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri,[34]

<i>Binanın Kullanım Amacı ve Türü</i>	<i>Deprem Aşılma Olasılığı</i>		
	<i>50 yılda %50</i>	<i>50 yılda %10</i>	<i>50 yılda %2</i>
Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar: Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb.	–	HK	CG
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kıışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	–	HK	CG
İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri	HK	CG	–
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	–	HK	GÖ
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.)	–	CG	–

HK:Hemen Kullanım, CG: Can Güvenliği, GÖ: Göçme Öncesi

DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİ

5.1 Giriş

Doğrusal elastik olmayan yöntemlerin amacı, belirli bir deprem için öncelikle kesit bazında sünek davranışa ilişkin plastik şekil değiştirme, sonrasında gevrek davranışa ilişkin iç kuvvet değerlerinin hesaplanmasıdır. Bulunan değerler, her kesite ait tanımlanmış olan şekil değiştirme kapasiteleri ve iç kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılır. Öncelikle kesit bazında yapılan performans değerlendirmesi, bina bazında bir değerlendirmeye dönüştürülür.

Doğrusal elastik olmayan yöntemlerde artan yükler altında analiz modelinde bulunan yapısal elemanlar, kapasite değerlerine ulaştıkça bu elemanlar tarafından taşınan yükün diğer elemanlar tarafından taşınmasına izin verilir. Bu bağlamda deprem etkisinde binanın davranışı ile ilgili mekanizma durumlarını gösteren sonuçlar, elastik yöntemlere göre daha gerçekçi bir şekilde bulunur.

TDY 2007 kapsamında üç tip doğrusal olmayan analiz yöntemi tanımlanmıştır;

- Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi
- Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi
- Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi

Bu tez çalışmasında *Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi* uygulanmıştır. Doğrusal olmayan bu analiz yönteminde, binanın toplam taban kesme kuvveti ile tepe noktası yatay yer değiştirme arasındaki ilişkiyi gösteren kapasite eğrisi ile , sismik yer hareketini

temsil eden Deprem Talep Spektrumu Eğrisi grafiksel bir ortamda birleştirilerek, hedef performans noktası belirlenir sistem hedef performans seviyesine ulaşınca kadar modal genliklerle orantılı olarak yatay kuvvet değerleri arttırılır. Sistem hedef deplasman değerine ulaştığında eleman uçlarında oluşan birim şekil değiştirmelerden hasar tespiti yapılır.

5.2 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar

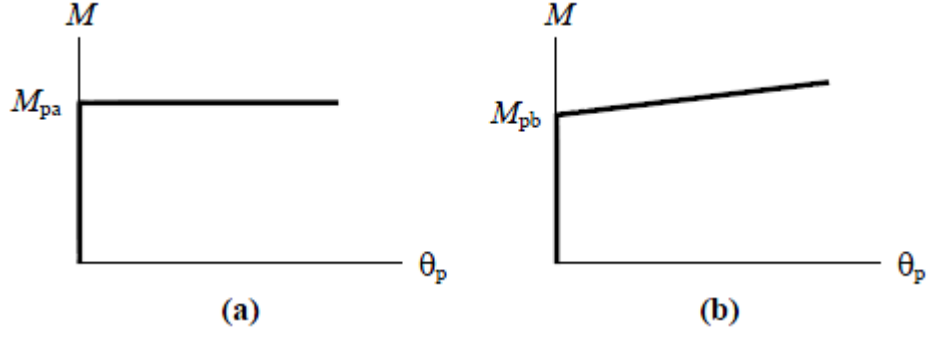
Aşağıda tanımlanan genel ilkeler doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan tüm yöntemler için geçerlidir. Ancak teorik olarak farklı yaklaşımları esas alan bu yöntemlerle yapılacak performans değerlendirmelerinin birebir aynı sonucu vermesi beklenmemelidir [34].

- 1)** Deprem etkisinin tanımında, TDY 2007’de verilen elastik (azaltılmamış) ivme spektrumu kullanılacak, ancak farklı asılma olasılıkları için bu spektrum üzerinde TDY 2007-Böl.7.8’e göre yapılan değişiklikler göz önüne alınacaktır. Deprem hesabında TDY(2007)-Böl.2.4.2’de tanımlanan Bina Önem Katsayısı uygulanmayacaktır ($I=1.0$).
- 2)** Binaların deprem performansı, yapıya etkiyen düşey yüklerin ve deprem etkilerinin birleşik etkileri altında değerlendirilecektir. Hareketli düşey yükler, TDY 2007-Böl. 7.4.7’ye göre deprem hesabında göz önüne alınan kütleler ile uyumlu olacak şekilde tanımlanacaktır.
- 3)** Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etki ettirilecektir.
- 4)** Deprem hesabında kullanılacak zemin parametreleri TDY 2007-Bölüm 6’ya göre belirlenecektir.
- 5)** Binanın taşıyıcı sistem modeli, deprem etkileri ile düşey yüklerin ortak etkileri altında yapı elemanlarında oluşacak iç kuvvet, yer değiştirme ve şekil değiştirmeleri hesaplamak için yeterli doğrulukta hazırlanacaktır.
- 6)** Deprem hesabında göz önüne alınacak kat ağırlıkları TDY 2007-Böl.2.7.1.2’ye göre hesaplanacak, kat kütleleri kat ağırlıkları ile uyumlu olarak tanımlanacaktır.

- 7) Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yer değiştirme ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik dereceleri göz önüne alınacaktır. Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanacak, Bu bağlamda ek dışmerkezlik uygulanmayacaktır.
- 8) Mevcut binaların taşıyıcı sistemlerindeki belirsizlikler, binadan derlenen verilerin kapsamına göre TDY 2007-Böl. 7.2' de tanımlanan bilgi düzeyi katsayıları aracılığı ile hesap yöntemlerine yansıtılacaktır (bu çalışmada 0.75 alınmıştır)
- 9) TDY 2007-Böl.3.3.8'e göre kısa kolon olarak tanımlanan kolonlar, taşıyıcı sistem modelinde gerçek serbest boyları ile tanımlanacaktır.
- 10) Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanmasına ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir:
- (a) Analizde beton ve donatı çeliğinin TDY 2007-Böl.7,2' de tanımlanan bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınacaktır.
- (b) Betonun maksimum basınç birim sekil değiştirmesi 0.003 , donatı çeliğinin maksimum birim sekil değiştirmesi ise 0.01 alınabilir.
- (c) Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemli diyagramlar olarak modellenebilir.
- 11) Betonarme sistemlerin eleman boyutlarının tanımında birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak göz önüne alınabilir.
- 12) Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlama kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ kullanılacaktır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, etkin eşilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerler kullanılacaktır:
- (a) Kirişlerde: $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$
- (b) Kolon ve perdelerde,
- $N_D / (A_c \times f_{cm}) \leq 0.10$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$
- $N_D / (A_c \times f_{cm}) > 0.40$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.80 (EI)_o$
- Eksenel basınç kuvveti N_D' nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir. N_D , deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin

göz önüne alındığı ve çatlamamış kesitlere ait $(EI)_o$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenecektir. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ise, yukarıda belirtildiği şekilde elde edilen etkin eğilme rijitliği $(EI)_e$ kullanılarak, deprem hesabında esas alınan kütlelerle uyumlu yüklere göre yeniden yapılacaktır. Deprem hesabında da aynı rijitlikler kullanılacaktır.

- 13)** Betonarme tablalı kirişlerin pozitif ve negatif plastik momentlerinin hesabında tabla betonu ve içindeki donatı hesaba katılabilir.
- 14)** Betonarme elemanlarda kenetlenme veya bindirme boyunun yetersiz olması durumunda, kesit kapasite momentinin hesabında ilgili donatının akma gerilmesi kenetlenme veya bindirme boyundaki eksikliği oranında azaltılabilir.
- 15)** Zemindeki şekil değiştirmelerin yapı davranışını etkileyebileceği durumlarda zemin özellikleri analiz modeline yansıtılacaktır.
- 16)** Basit eğilme durumunda plastik mafsal hipotezine karşı gelen model, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş ve kolon elemanlardaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği bölge boyunca, şekil değiştirmelerin düzgün biçimde olduğu varsayılır. Plastik mafsal boyu kesit yüksekliğinin yarısı kabul edilir.
- 17)** Eğilme momenti yanında normal kuvvet de bulunan kolon kesitlerinde plastik mafsal kesitlerinin güç tükenmesi (karşılıklı etki) çizgilerinin (yüzeylerinin) mevcut malzeme dayanımları kullanılarak belirlenir.
- 18)** İç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönme artışına bağlı olarak plastik momentin artışı) yaklaşık olarak terk edilebilir (Şekil 5.1a). Bu durumda, bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında, iç kuvvetlerin akma yüzeyinin üzerinde kalması koşulu ile plastik şekil değiştirme vektörünün akma yüzeyine yaklaşık olarak dik olması koşulu göz önüne alınacaktır. Pekleşme etkisinin göz önüne alınması durumunda (Şekil 5.1b), bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında iç kuvvetlerin ve plastik şekil değiştirme vektörünün sağlaması gereken koşullar, ilgili literatürden alınan uygun bir pekleşme modeline göre tanımlanacaktır.



Şekil 5.1 Eğilme momenti-plastik dönme bağıntıları.[50]

5.3 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

5.3.1 Amacı

Birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal olmayan itme analizinin yapılmasıdır. Talep, kapasite ve performans kavramları bu yöntemin temelini oluşturmaktadır.

- a) Kapasite :** Mevcut binanın kapasitesi, taşıyıcı sistem elemanlarının geometrik ve mekanik özelliklerine bağlı olarak, binaya etkimesi muhtemel yatay ve düşey yüklerin etkisi ile yönetmelikte belirtilen kurallar kapsamında hesaplanabilen dayanım ve deformasyon yeteneğidir. Doğrusal analiz yöntemleri ile binanın elastik sınırına kadar olan deformasyon yapabilme kapasitesine ulaşılabilir. Elastik sınırın ilerisindeki kapasiteleri belirlemek için doğrusal olmayan analiz yöntemlerine ihtiyaç vardır. Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde, yapıyı oluşturan elemanların akma sınırına ulaştığı kabulü ile sisteme arttırılan yatay yükler çatlamış kesitler üzerinden uygulanır. Analiz modeli, akma noktasına gelen elemanlar için azaltılmış dayanım değerleri hesaba katılarak yeniden düzenlenir. Yapı önceden belirlenen hedef deplasman sınırına ulaşincaya kadar itme analizine devam edilir. Bu analiz sonucunda ulaşılan tepe yer değiştirmesi ve taban kesme kuvveti dikkate alınarak çizilen itme eğrisi (kapasite eğrisi) oluşmuş olur.

- b) Talep :** Gözönüne alınan deprem etkisinde binada ortaya çıkacak kesit etkileri, şekil değiştirme ve yer değiştirme değerleridir.
- c) Performans:** Belirli bir deprem etkisi altında yapıda oluşabilecek hasarların düzeyine ve dağılımına bağlı olarak belirlenen yapı güvenliği durumudur. Kapasitenin talebi karşılama durumu olarak tanımlanabilir. İtme eğrisi ve deprem talep spektrumu belirlendikten sonra bu eğrilerin birleştirilmesi sonucunda bulunan hedef deplasman noktasına karşı gelmektedir.

5.3.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin Kullanılabilme Koşulları

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi birinci modun hakim olduğu, bina kat sayısı ve burulma düzensizliğinin belli sınırlar altında kaldığı şartlarda uygulanabilir. Bu koşullar aşağıda belirtildiği gibidir;

- a)** Binanın kat sayısı bodrum kat hariç 8'den ve bodrum kat üzerinden toplam bina yüksekliğinin 25 metreden fazla olmamalıdır.
- b)** Analizi yapılacak binadaki herhangi bir katta ek dış merkezlilik göz önüne alınmaksızın doğrusal elastik davranışa göre hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} = (\Delta_i)_{max} / (\Delta_i)_{ort} < 1.4$ olmalıdır.
- c)** Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine oranının en az 0.70 olması gereklidir.

5.3.3 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi için İşlem Sırası

- 1)** Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulanabilmesi için Bölüm 5.3.2'de şartların bina için uygunluğu kontrol edilir.
- 2)** Analiz modeli, Bölüm 5.2'de belirtilen kabuller göz önünde bulundurularak oluşturulur.
- 3)** Modal genliklerle orantılı kat kesme kuvvetleri rijit diyafram olarak idealleştirilen döşemelerin bulunduğu kat kütle merkezlerine etkililir. Bu analiz zati yükleride kapsar. Eksantrisite ihmal edilebilir.

- 4) Eğilme etkisindeki elemanlarda çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ kullanılır. Bu rijitlik değerleri Bölüm 5.2 Madde 12’de anlatılan kabullere göre tanımlanır.
- 5) Yapıyı oluşturan elemanların plastik mafsallık özellikleri tanımlanır. Plastik mafsallık boyu (l_p) , çalışan doğrultudaki kesit boyunun yarısına eşit alınacaktır. Genel olarak üç tip mafsallık kullanılır.
 - a) **(P-M2-M3)** :Kolonlar için kullanılır. Kullanım yükleri altında, mevcut donatı ile moment-eğrilik ilişkisini temsil eder.
 - b) **(M3)**: Kirişler için kullanılır. Mevcut alt ve üst donatıya göre moment-eğrilik ilişkisini temsil eder.
 - c) **(P)**: Yalnızca normal kuvvet doğrultusunda çalışan elemanlar için kullanılır. Kullanım yükleri altında, mevcut donatı ile moment-eğrilik ilişkisini temsil eder. Kafes elemanlarda ve uçları mafsallık çelik çaprazlarda kullanılabilir.
- 6) Tahmini bir deplasman değerinde itme analizinin uygulanabilmesi için bina yüksekliğinin %2~4 mertebesi öngörülür. Tahmini deplasman değeri normalin çok üzerinde olursa, statik model deplasman sınırına ulaşamaz ve analiz tamamlanamaz.
- 7) İtme analizi sonucunda, taşıyıcı sisteme ait hakim titreşim modu ve kat kütleleri ile orantılı uygulanan yatay yük etkisi altındaki, statik itme eğrisi elde edilir. Statik itme eğrisi ise eksen değişimi ile modal kapasite eğrisine dönüştürülür.
- 8) Göz önüne alınan depreme göre periyot- spektral ivme eğrisi elde edilir. Buradan da spektral yer değiştirme- spektral ivme eğrisine geçilir.
- 9) Deprem talep ve sistem kapasite eğrisi karşılaştırılarak hedef deplasman sınırı tayin edilir.
- 10) Her iki yatay doğrultu için hedef deplasman üst sınır değeri elde edilir. Bu değerler yerine yazılıp itme analizi tekrarlanır.
- 11) Statik itme analizinin hedef deplasman sınırına ulaştığı son adımında elemanlardaki birim şekil değiştirme, iç kuvvet ve dönmeler bulunur.
- 12) Kesitlere ait bulunan şekil değiştirme değerleri beton ve çelik için ayrı ayrı hasar sınırlarını belirlemeye yarayan Bölüm 4.2’de ki değerlerle kıyaslanır. Bu işlem

kesitlerin her iki ucu içinde kontrol edilir. En elverişsiz hasar durumu, kesite ait hasar durumunu temsil eder.

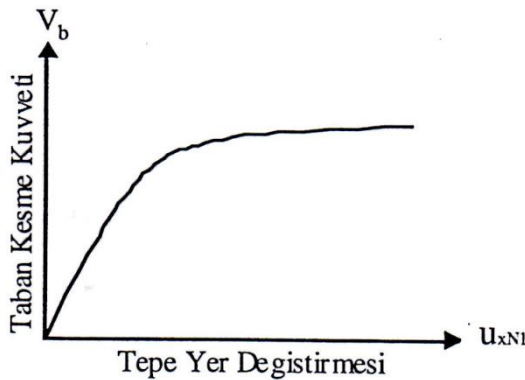
- 13) Taşıyıcı sistemin deprem performansı belirlenir.
- 14) Bina için belirlenen performans düzeyinin kabul edilip edilemeyeceği kontrol edilir.

5.3.4 Statik İtme Eğrisinin Belirlenmesi

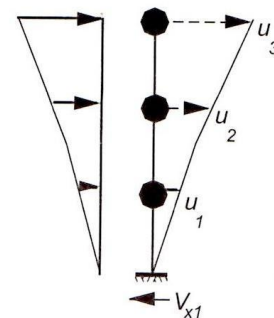
Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi, taşıyıcı sistemin yatay yük kapasitesi ile deprem etkisi talebinin buluşturularak, depremlili duruma karşı gelen performans durumunun belirlenmesidir. Bunu üç adımda gerçekleştirebilmek mümkündür [50].

- Kapasite eğrisi belirlenir
- Deprem etkisinin talep eğrisinin belirlenmesi
- İki eğrinin kesiştirilerek taşıyıcı sistemde dengenin oluştuğu bina performans durumunun belirlenmesi
- Performans durumunda iç kuvvetler ve şekil değiştirme durumunun incelenerek sağlanan performans durumunun hedefleneneye uygun olup olmadığının tespiti

Yapısal kapasite statik itme eğrisi ile ifade edilir (Şekil 5.2). Taşıyıcı sistemin geometrisi, kesit ve malzeme özellikleri ve taşıyıcı sistem elastik ötesi davranışı göz önüne alınarak sistem adım adım yüklenir (Statik İtme Analizi) ve toplam yatay yükle en üst noktanın yer değiştirmesi arasındaki ilişki elde edilir (Şekil 5.3).



Şekil 5.2 Statik itme eğrisi

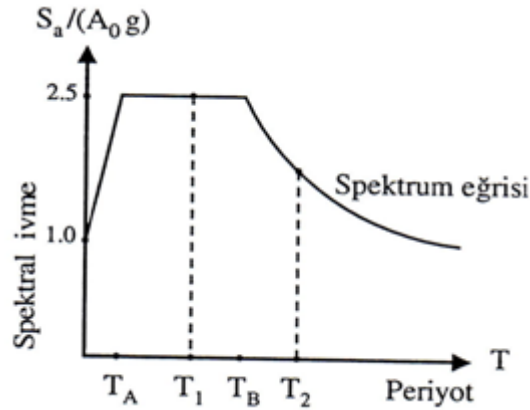


Şekil 5.3 Yükleme-Yer değıştirme, [50]

ilk Moda (hakim mod) ait doğal titreşim periyodunun 1 saniyeden az olduğu durumlarda yüksek modaların yapıya etkileri göz ardı edilebilir. Statik itme eğrisinde yatay kuvvet adım adım arttırıldıkça, yatay yer değiştirmeler ve plastik şekil değiştirmeler büyür. Büyüme sonucu sistemde oluşan plastik mafsalların etkisi ile taşıyıcı sistemdeki oluşan hasarlar gözlenebilir. Statik itme eğrisinin adımları, kesitte oluşan plastik mafsalların ortaya çıkış sırasının izlenmesi ve sistem davranışının değerlendirilebilmesi açısından önemlidir.

5.3.5 Deprem Talep Spektrumunun Belirlenmesi

Deprem etkisi talep eğrisi , spektral ivme ile TDY 2007 Tablo 2.4’de belirtilen ve yerel zemin sınıflarına göre tanımlanan spektrum karakteristik periyotlarının esas alındığı eksenler arasındaki bağıntı çizilerek elde edilir. Tasarım depremi, 50 yılda aşılma olasılığı %10, ortalama dönüş periyodu 474 yıl, ve bina önem katsayısı 1 olan yeni konut binaları için göz önüne alınan deprem etkisine karşı gelir [50], (Şekil 5.4).



Şekil 5.4 Tasarım depremi için spektrum eğrisi,[50]

5.3.6 Statik İtme Eğrisinin Modal kapasite Eğrisine Dönüştürülmesi

Hedef deplasman noktasının belirlenebilmesi için statik itme eğrisinin, deprem talep eğrisi ile bir araya getirilmesi gerekmektedir. Bunun için statik itme eğrisinde eksen değişimi uygulanması gerekir. V_{x1} toplam kuvvet (taban kesme kuvveti), α_1 modal ivmeye ve u_{N1} en üst katın yer değiştirmesi, d_1 modal yer değiştirmeye dönüştürülür.

Bu dönüşümün gerçekleşmesi için gerekli işlem sırası denklem 5.1-5 ifadeleri ile belirtilmiştir.

$$A(T) = A_0 \cdot I \cdot S(T) \quad (5.1)$$

denklemini spektral ivme kat sayısını ifade etmektedir. Spektral ivme;

$$S_a(T) = A(T) \cdot g \quad (5.2)$$

denkleminden çekilirse;

$$S_a(T) = A_0 \cdot I \cdot S(T) \cdot g \quad (5.3)$$

şeklini alır.

$$\Gamma_{x1} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (m_i \cdot \phi_{i1})}{\sum_{i=1}^N (m_i \cdot \phi_{i1}^2)} \right] \quad (5.4)$$

$$M_1 = \left[\frac{(\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_{i1})^2}{\sum_{i=1}^N (m_i \cdot \phi_{i1}^2)} \right] \quad (5.5)$$

$$a_1^{(i)} = \frac{V_b}{M_1} \quad (5.6)$$

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^i}{\Gamma_{x1} \cdot \phi_{xN1}} \quad (5.7)$$

$$d_1^{(i)} = a_1^{(i)} \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (5.8)$$

Formüllerde kullanılan simgeler:

Γ_{x1} = Birinci doğal titreşim modu için Modal Katılım Çarpanı

m_i = i . kattaki toplanmış kütle

M_1 = 1. modal kütle

ϕ_{i1} = i . kattaki modun şekli (i . katın yanal yer değiştirmesi)

ϕ_{xN1} = Binanın tepesinde (N . katta) x deprem doğrultusunda i . itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yer değiştirme

N = Yapıdaki kat sayısı

V_b = Taban kesme kuvveti

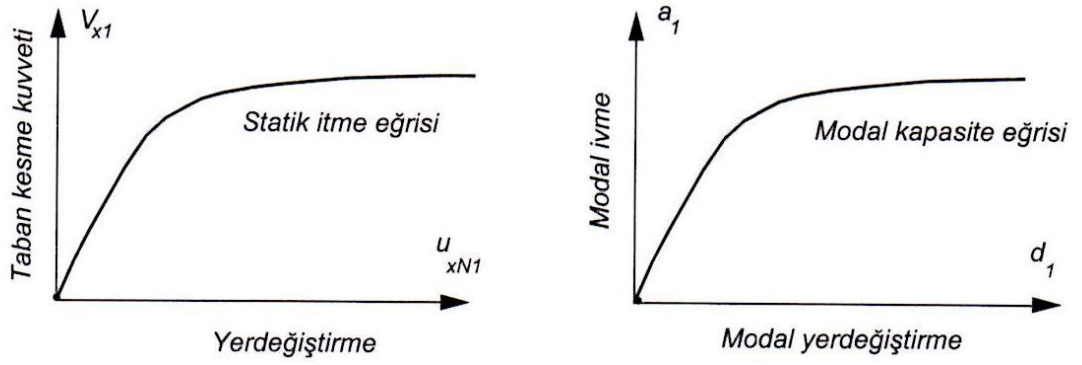
$U_{xN1}^{(i)}$ = Binanın tepesinde (N . katta) x deprem doğrultusunda i . itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yer değiştirme

$a_1^{(i)}$ = i. itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme

ϕ_{N1} = Yapının en üst katına ait yanal yer değiştirme

$d_1^{(i)}$ = i. itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yer değiştirme

statik itme eğrisini modal kapasite eğrisine dönüştürmek için öncelikle denklem (5.4) ve (5.5) kullanılarak birinci doğal titreşim modu için modal katılım çarpanı Γ_1 ve 1. Modal kütle M_1 hesaplanır. Daha sonra denklem (5.6) ve (5.7) kullanılarak statik itme eğrisi (Taban kesme kuvveti- Tepe yer değiştirme eğrisi) modal kapasite eğrisine (Modal ivme- Modal yer değiştirme eğrisi) dönüştürülür (Şekil 5.5)[50].

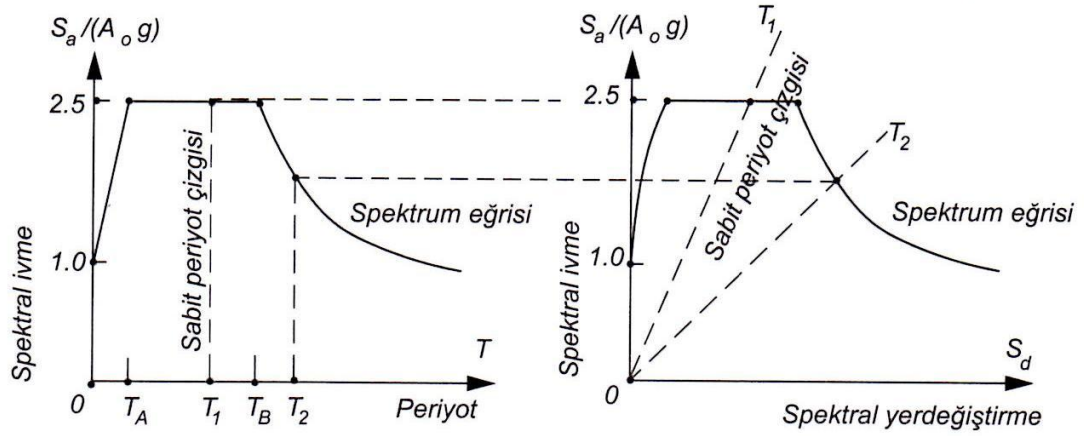


Şekil 5.5 Statik itme eğrisinin modal kapasite eğrisine dönüştürülmesi,[50]

5.3.7 Deprem Talep Eğrisi Eksen Değişimi

Modal kapasite eğrisinin deprem talep eğrisi ile bir araya gelebilmesi için eksen değişimine ihtiyaç duyulur. Denklem (5.9) kullanılarak bu dönüşüm gerçekleştirilir (Şekil 5.6).

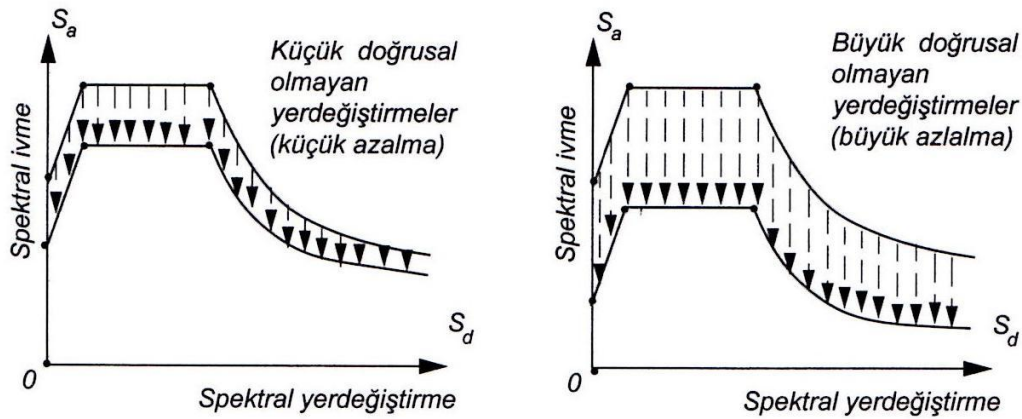
$$S_d = S_a \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad (5.9)$$



Şekil 5.6 Deprem talep eğrisi eksen değişimi,[50]

5.3.8 Hedef Deplasman Sınırı Tayini

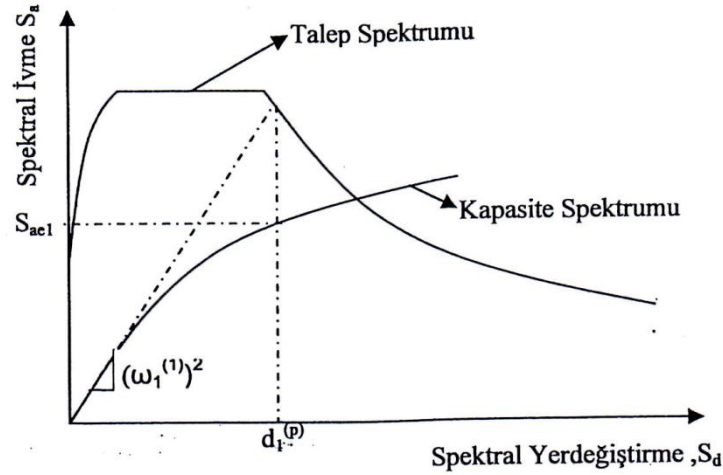
Koordinatları (d_1, a_1) olan *Modal Kapasite Diyagramı* ile koordinatları *Spektral Yer değiştirme* (S_d)- *Spektral İvme* (S_a) olan Deprem Talep Spektrumu karşılaştırılarak, hedef deplasman sınırı bulunur. Talep deprem spektrumu elastik spektrum eğrisi ile tanımlanmıştır. Sistemin kapasitesi doğrusal olmayan davranışla belirlenmiştir. Deprem elastik talep eğrisi, sistemin doğrusal olmayan davranışı göz önüne alınarak azaltılır ve kesişme noktası tespit edilir. Bu azalma sistemin doğrusal olmayan davranışına bağlıdır. Büyük elasto-plastik yer değiştirmeler daha büyük sönüme sebep olacağı için elastik spektrum eğrisinin azaltılması da daha büyük olur (Şekil 5.7) [50].



Şekil 5.7 Elastik spektrum eğrisinin azaltılarak elasto-plastik spektrumun elde edilmesi,[50]

Çizilen teğetle elastik spektrum eğrisinin kesişimi ile hem deprem talebi, hem de yatay yer değiştirme elde edilir. Ancak her iki eğride elastik tabanlıdır. Bu nokta sistemin

elastik olmasına karşı gelir. Eşit yer değiştirme kuralı kullanılarak elastik sistem için elde edilen d_{max}^e elastik yer değiştirme değerinden d_{max}^{ep} elasto-plastik olana geçilir (Şekil 5.8). Periyodu büyük olan yapılarda elastik ve elasto-plastik yer değiştirmelerin yaklaşık olarak eşit olduğu kabul edilirken, periyodu küçük olan yapılarda elasto-plastik yer değiştirmenin C_{R1} spektral yer değiştirme oranı ile büyütülmesi ile elde edilir [50].



Şekil 5.8 Deprem talep eğrisi ile modal kapasite eğrisinin birlikte gösterimi, [50]

5.3.8.1 $T_1^{(1)}$ Başlangıç Periyodunun T_B 'den Küçük Olması Durumu

Doğrusal elastik yer değiştirme S_{de1} 'e bağlı olarak denklem (5.10) ile bulunur.

$$S_{di1} = C_{R1} \cdot S_{de1} \quad (5.10)$$

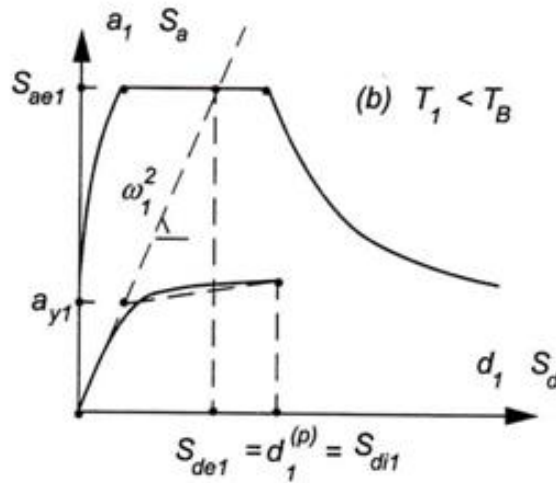
$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (5.11)$$

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1) \frac{T_B}{T_1^{(1)}}}{R_{y1}} \geq 1 \quad (5.12)$$

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (5.13)$$

Denklem (5.12)'de T_1 sistemin birinci periyodunu ve R_{y1} bu moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir. Şekil 5.9'da görüldüğü gibi hedef performans noktası bulunduktan sonra bu eğrinin Eşit Alanlar Kuralı ile lineer hale getirilmesi ve buradan elde edilecek a_{y1} , R_{y1} , C_{R1} değerlerinin hesap edilmesi gerekir. Başlangıçta hedef

performans noktası bilinmediğinden bir veya iki adımda sonuca götüren deneme yanılma yönteminin uygulanması gerekli olabilir.

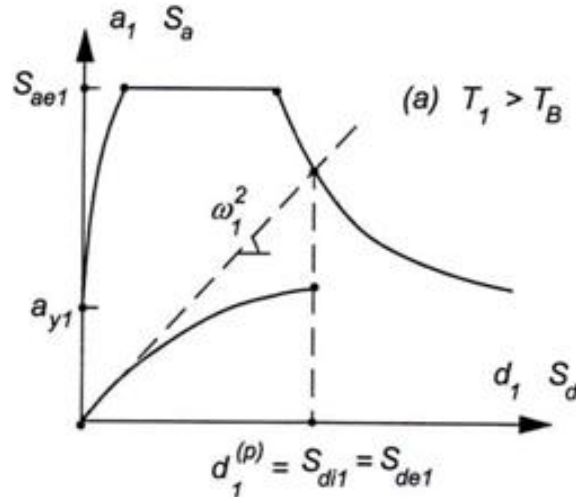


Şekil 5.9 $T_1^{(1)}$ Başlangıç periyodunun T_B' 'den küçük olması durumu,[50]

5.3.8.2 $T_1^{(1)}$ Başlangıç Periyodunun T_B' 'den Büyük Olması Durumu

Bu duruma karşı gelen elastik yer değiştirmenin plastik yer değiştirmeye eşit olacağı kabulü yapılmıştır. Bu nedenle C_{R1} katsayısı 1'e eşittir.

$$C_{R1} = 1 \quad (5.14)$$



Şekil 5.10 $T_1^{(1)}$ Başlangıç periyodunun T_B' 'den büyük olması durumu,[50]

Hedef spektral deplasman değeri $d_1(p)$ bulunduktan sonra denklem (5.7) ile hedef deplasman değeri elde edilir. Bu deplasman değeri üst sınır alınarak itme analizinin

yinelenmesi sonucu eleman kesitlerinde oluşan hasar tipleri ve kat bazındaki dağılımları tespit edilir.

5.3.9 Bina Güvenlik Seviyesinin Belirlenmesi

Performans noktasının belirlenmesinden sonra, plastik yer değiştirme, plastik mafsal yerleri, plastik mafsal dönmeleri ve plastik eğrilik değerleri elde edilmiş olur. Bu plastik eğrilik değerlerine kesitin plastikleşinceye kadar yaptığı akma elastik eğrilik değerleride eklenerek denklem (5.15) ile toplam eğrilik değerine ulaşılır [50].

$$\Phi_p = \theta_p / L_p \quad \Phi_t = \Phi_y + \Phi_p \quad (5.15)$$

Plastik mafsal dönmeleri, taşıyıcı sistem elemanlarının plastik mafsal oluşan kısımlarından elde edilir. Akma eğriliği değerine bazı ampirik formüllerden ulaşılabileceği gibi XTRACT ver 3.0.8 programından da daha gerçekçi bir yaklaşımla elde etmek mümkündür [53]. Toplam eğrilik belirlendikten sonra kesitte betona ait en büyük kısalma ve donatının en büyük uzama değerleri hesap edilir. Bu değerler TDY 2007'de Bölüm 7.6.9.2' de belirtilen performans durumlarına ait sınır değerlerle karşılaştırılarak kesitin hasar durumu belirlenir. Kesitten kat performans değerine geçilerek yapının performans durumu tespit edilir.

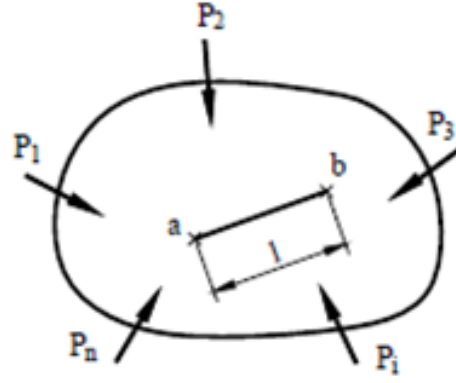
5.4 Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Sistemler

5.4.1 Malzemelerin Şekil Değiştirme Özellikleri

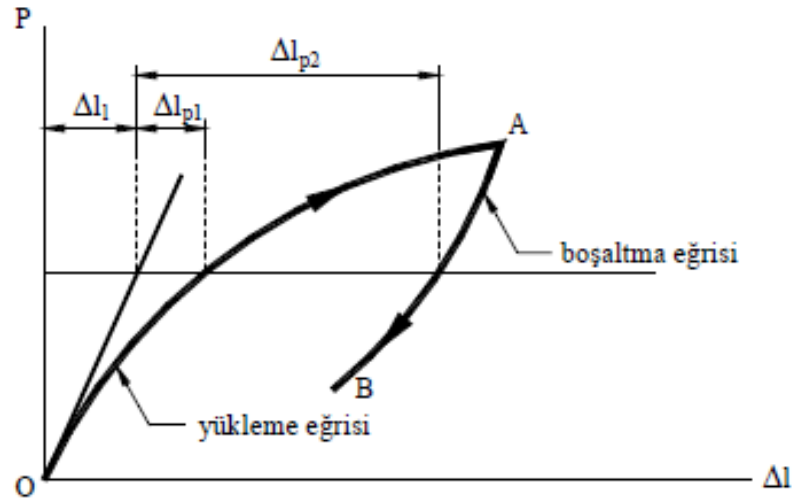
Şekil 5.11'de verilen katı cisim, aralarındaki oran sabit kalacak şekilde artan P_i dış kuvvetlerinin etkisi altındadır. Bu dış kuvvetlerin büyüklüğünü tanımlayan P yük parametresi ordinata, bu kuvvetlerden dolayı katı cismin a ve b noktaları arasındaki l uzunluğunun Δl değişimi apsise taşınarak çizilen $P-\Delta l$ diyagramı Şekil 5.12'de şematik olarak gösterilmiştir.

$$P_i = p_i P$$

P : Yük parametresi



Şekil 5.11 Dış kuvvetlerin etkisindeki katı cisim, [51]

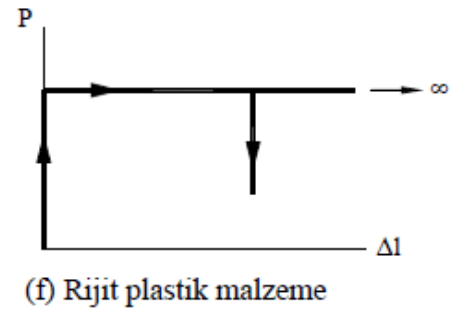
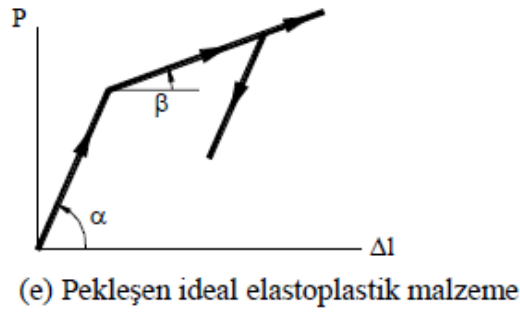
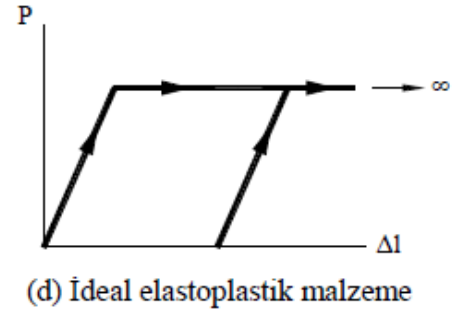
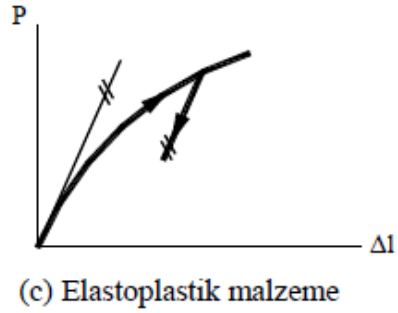
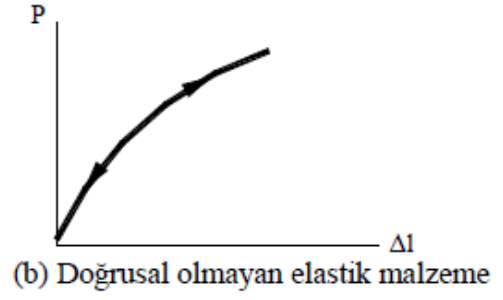
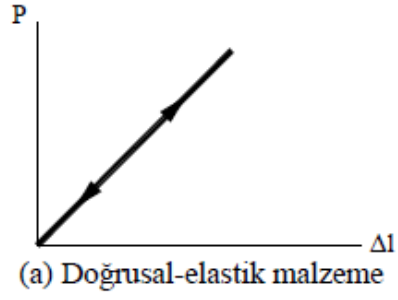


Şekil 5.12 Şematik yük parametresi- şekil değiştirme diyagramı, [51]

Bu diyagramın, artan yük parametresi için elde edilen OA bölümüne yükleme eğrisi, yüklerin kaldırılması durumuna karşı gelen AB bölümüne de boşaltma eğrisi denir. Eğrinin başlangıç teğeti ile ordinat eksenini arasındaki Δl_1 şekil değiştirmeleri, doğrusal şekil değiştirmeler, başlangıç teğeti ile yükleme ve boşaltma eğrileri arasında kalan Δp_1 ve Δp_2 şekil değiştirmeleri ise, doğrusal olmayan şekil değiştirmeler olarak tanımlanır.

5.4.1.1 İdeal Malzemeler

Yapı sistemlerinde kullanılan gerçek yapı malzemelerinin şekil değiştirme özellikleri üzerinde bazı idealleştirmeler yaparak tanımlanan ideal malzemelerin başlıcaları Şekil 5.13 'de gösterilmiştir.



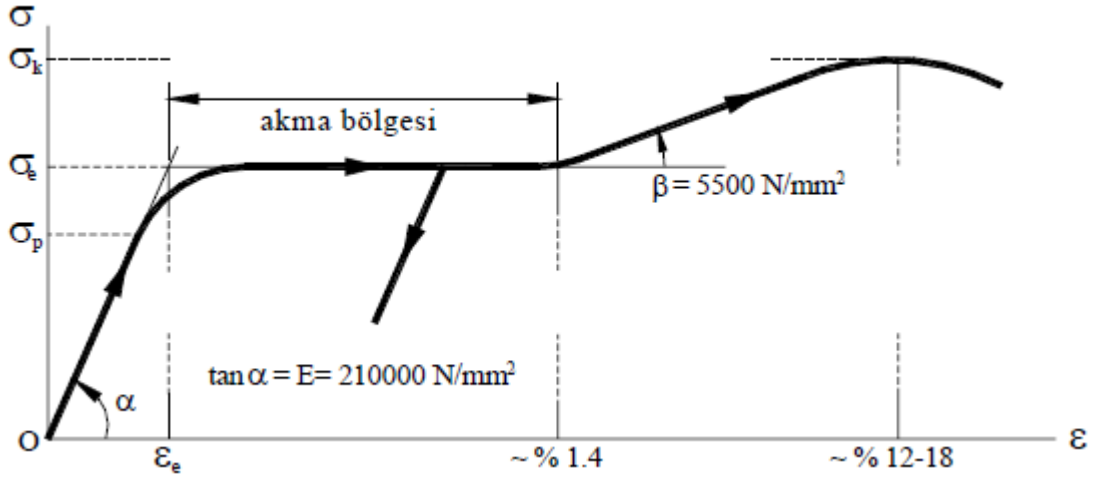
Şekil 5.13 İdeal malzemeler, [51]

5.4.1.2 Yapı Malzemelerinin Gerilme-Şekil Değişirme Bağlıları

Betonarme yapı elemanlarını oluşturan beton çeliği ve betonun gerilme-şekil değişirme (σ - ϵ) diyagramları ve bu diyagramlara ait bazı sayısal değerler aşağıda verilmiştir.

a) Beton çeliği

Beton çeliğinin gerilme-şekil değişirme diyagramı Şekil 5.14'te görülmektedir.



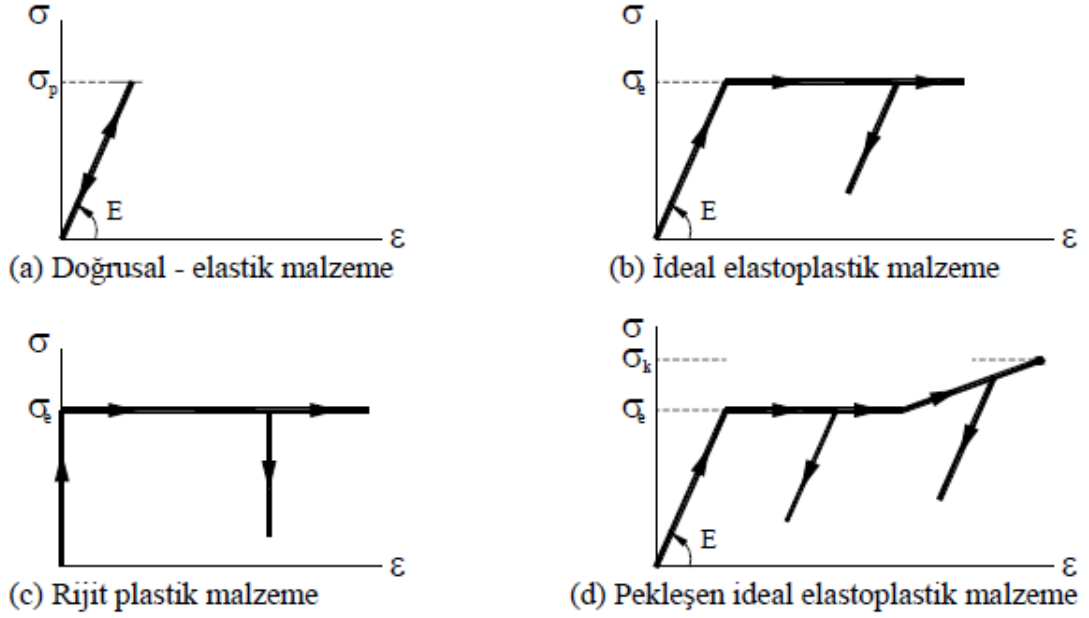
Şekil 5.14 Beton çeliğinde σ - ϵ diyagramı, [51]

Bu diyagramı tanımlayan σ_k kopma dayanımı ve σ_e akma gerilmesinin ve ϵ_e akma şekil değiştirmesinin S220 ve S420 beton çeliği için aldığı değerler aşağıda verilmiştir:

S220 beton çeliği : $\sigma_k = 275 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_e = 220 \text{ N/mm}^2$ ($\epsilon_e \cong 0.0011$)

S420 beton çeliği : $\sigma_k = 550 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_e = 420 \text{ N/mm}^2$ ($\epsilon_e \cong 0.0021$)

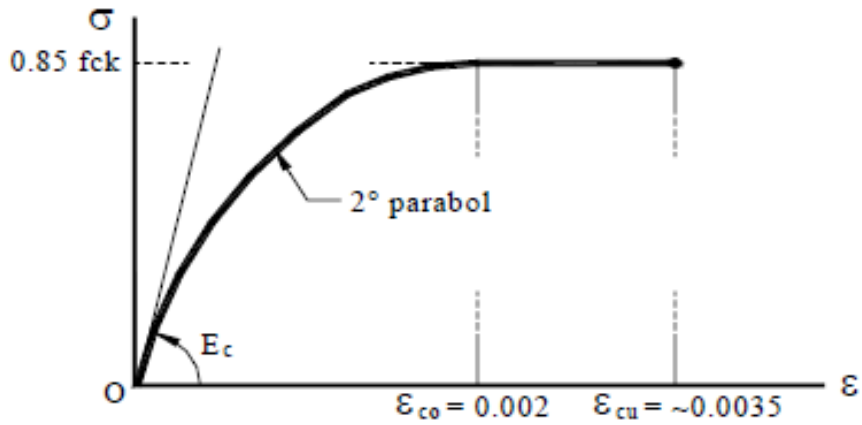
Betonarme yapı elemanlarının iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntılarının elde edilmesinde, uygulanan analiz ve tasarım yaklaşımına bağlı olarak, beton çeliğinin σ - ϵ diyagramının bir bölümü veya tümü Şekil 5.15'deki modellerden birine uygun olarak idealleştirilebilir.



Şekil 5.15 Beton çeliğinin σ - ϵ diyagramının idealleştirilmesi, [51]

b) Beton

Betonarme bir çubuk elemanın eğilmesinde, dış basınç lifindeki betonun σ - ϵ bağıntısı Şekil 5.16'da görülmektedir.



Şekil 5.16 Betonarme çubuğun eğilmesinde dış basınç lifindeki σ - ϵ diyagramı, [51]

Bu diyagramda f_{ck} betonunun karakteristik basınç dayanımını, E_c ise (5.16) denklemi ile hesaplanabilen beton elastisite modülünü göstermektedir.

$$E_c = 14000 + 3250\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (5.16)$$

formülü ile hesaplanabilen beton elastisite modülünü göstermektedir. Betonun ezilerek kırılmasına neden olan ϵ_{cu} birim kısalması sargısız betonda yaklaşık olarak 0.003-0.0035 iken, sargılı betonda sargı donatısı (etriye) miktarına bağlı olarak önemli oranda artabilmektedir.

(TDY 2007), başkaca bir seçim yapılmadığı durumlarda, sargılı veya sargısız beton modelleri için Mander beton modelinin kullanılmasını önermektedir, [34]. Mander sargılı beton modelinde, sargı etkisiyle artan beton basınç dayanımı ve ϵ_{cu} birim kısalması, malzeme dayanımlarının yanında elemanda enine ve boyuna donatı yerleşimi de gözönüne alınarak hesaplanır. Mander sargısız beton modelinde ise ϵ_{cu} birim kısalmasının değeri 0.004 olarak alınmaktadır [51].

5.4.2 Düzlem Çubuk Elemanlarda İç Kuvvet- Şekil Değişirme Bağlılıları ve Akma

(Kırılma) Koşulları

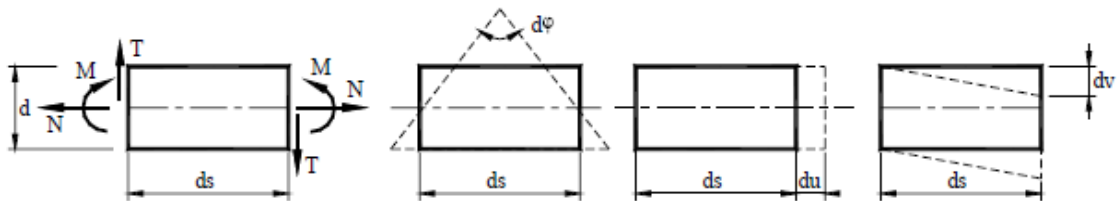
Düzlemi içindeki kuvvetlerin etkisi altında bulunan düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler (kesit zorları), M eğilme momenti, N normal kuvveti ve T kesme kuvvetidir. Birim boydaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre görelî (rölatif) yer değiştirmelerinin kesit zorları doğrultularındaki bileşenleri elemanın birim şekil değiştirmeleri olarak tanımlanır. Bunlar ϕ kesitin dönmesini, u ve v kesitin çubuk eksenine ve ona dik doğrultudaki yer değiştirmelerini göstermek üzere;

$\chi = d\phi / ds$: birim dönme (eğrilik)

$\epsilon = du / ds$: birim boy değişmesi

$\gamma = dv / ds$: birim kayma

adını alırlar (Şekil 5.17).



Şekil 5.17 Düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler ve şekil değiştirmeler, [51]

Düzlem çubuk sistemlerde iç kuvvetler ile şekil değiştirmeler arasındaki bağıntılar (bünye denklemleri), genel olarak

$$\chi = \frac{d_\varphi}{d_s} = F_1(M, N, T) + \frac{\alpha_1 \Delta t}{d} \quad (5.17)$$

$$\varepsilon = \frac{d_u}{d_s} = F_2(M, N, T) + \alpha_1 t \quad (5.18)$$

$$\gamma = \frac{d_v}{d_s} = F_3(M, N, T) \quad (5.19)$$

şeklinde ifade edilirler. Burada F_1 , F_2 , F_3 malzeme karakteristiklerine ve kesit özelliklerine bağlı olarak belirlenen doğrusal olmayan fonksiyonları, t ve Δt kesite etkiyen düzgün ve farklı sıcaklık değişmelerini, α_t sıcaklık genleşme katsayısını göstermektedir [51].

İç kuvvetlerin artarak belirli bir sınır duruma erişmesi halinde, kırılma veya akma nedeniyle kesitin taşıma gücü sona erer. Kesitin daha büyük kesit zorlarını taşıyamayacağını ifade eden bu sınır durum kısaca akma veya kırılma olarak tanımlanır. Bu duruma karşı gelen iç kuvvetlere de kesitin taşıma gücü adı verilir. Akma (kırılma) durumunu kesit zorlarına veya şekil değiştirmelere bağlı olarak ifade eden

$$K_1(M, N, T) = 0 \quad (5.20)$$

veya

$$K(\chi, \varepsilon, \gamma) = 0 \quad (5.21)$$

bağıntılarına akma (kırılma) koşulları denilmektedir.

Uygulamada genellikle öngörüldüğü gibi, kayma şekil değiştirmeleri eğilme ve uzama şekil değiştirmeleri yanında terkedilir ve kesme kuvvetinin birim dönme ve birim boy değişmesine etkileri ihmal edilirse, iç kuvvet şekil değiştirme bağıntıları (bünye denklemleri)

$$\chi = \frac{d_\varphi}{d_s} = F_1(M, N) + \frac{\alpha_1 \Delta t}{d} \quad (5.22)$$

$$\varepsilon = \frac{d_u}{d_s} = F_2(M, N) + \alpha_1 t \quad (5.23)$$

ve akma kırılma koşulunda ;

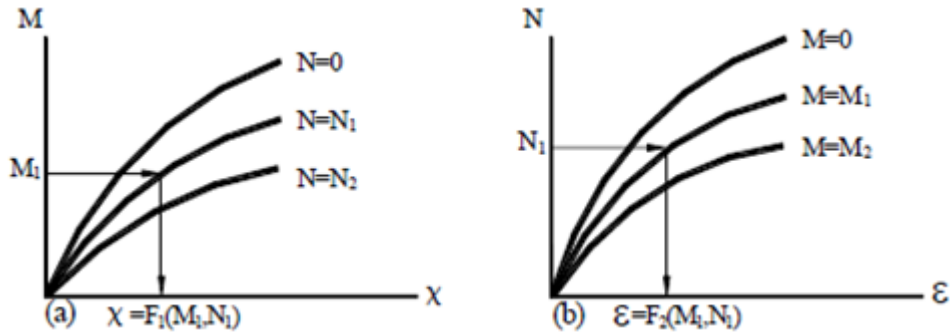
$$K_1(M, N) = 0 \quad (5.24)$$

veya

$$K(\chi, \varepsilon) = 0 \quad (5.25)$$

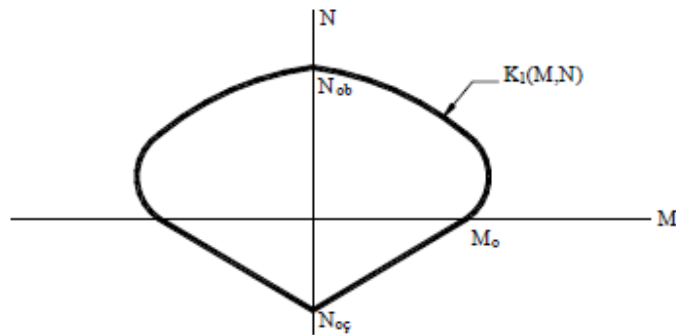
şeklini alır.

Bünye bağıntılarının belirlediği yüzeyler, pratikte genellikle eğri grupları halinde gösterilebilirler (Şekil 5.18).



Şekil 5.18Bünye denklemlerinin eğri grupları halinde gösterimi, [51]

Akma koşulunu kesit zorları cinsinden ifade eden $K_1(M, N) = 0$ denkleminin belirlediği kapalı eğri, akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramı adını almaktadır (Şekil 5.19).



Şekil 5.19 Akma eğrisi (Karşılıklı etki diyagramı) , [51]

Özel Hal: N=0 hali

Normal kuvvetin sıfır veya terkedilebilecek kadar küçük olması ve kesite sıcaklık değişmesi etkimemesi halinde, iç kuvvet – şekil değiştirme (eğilme momenti - eğrilik) bağıntısı

$$\chi = \frac{d_\varphi}{d_s} = F_1(M) \quad (5.26)$$

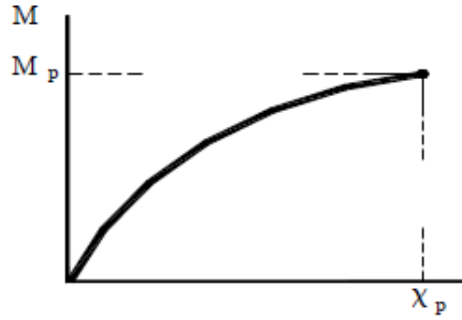
şeklinde yazılabilir. Akma koşulu ise

$$M - M_p = 0 \quad (5.27)$$

veya

$$\chi - \chi_p = 0 \quad (5.28)$$

bağıntıları ile ifade edilir. Burada M_p kesitin eğilme momenti taşıma gücünü, χ_p ise buna karşı gelen birim dönmeyi göstermektedir (Şekil 5.20).



Şekil 5.20 Basit eğilme halinde eğilme momenti-eğrilik diyagramı, [51]

5.4.2.1 Betonarme Çubuklar

Eğilme momenti ve normal kuvvet (bileşik eğilme) etkisindeki betonarme çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekil değiştirme bağıntıları ve akma (kırılma) koşulları incelenecektir. Basit eğilme ($M \neq 0$, $N = 0$) etkisindeki çubuklar, incelenen durumun özel bir halini oluşturmaktadır.

a) Varsayımlar ve Esaslar

Betonarme çubuk elemanların iç kuvvet–şekil değiştirme bağıntılarının elde edilmesinde şu temel varsayımlar ve esaslar gözönünde tutulmaktadır.

- 1) Dik kesit şekil değiştirdikten sonra da düzlem kalmaktadır.
- 2) Beton ve donatı arasında tam aderans bulunmaktadır.
- 3) Çatlamış betonun çekme dayanımı terk edilmektedir.
- 4) Betonun σ - ϵ diyagramı için Şekil 5.16’da verilen parabol ve dikdörtgen modeli veya benzeri bir beton modeli, örneğin Mander modeli esas alınmaktadır.
- 5) Beton çeliğinin σ - ϵ diyagramı için ideal elasto-plastik malzeme varsayımı yapılmaktadır (Şekil 5.14 ve Şekil 5.15-b).

b) Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar

1) Eğilme Momenti – Birim Dönme ($M - \phi$) Bağıntısı

Sabit normal kuvvet ($N=N_0$) altında, artan eğilme momenti ile zorlanan betonarme bir kesitte M eğilme momenti ile χ birim dönmesi (eğriliği) arasındaki bağıntı üç bölgeden oluşmaktadır (Şekil 5.21). Bu bölgeleri sınırlayan L_0 , L_1 ve L_2 noktalarına karşı gelen durumlar aşağıda açıklanmıştır, [51].

L_0 : Beton kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durumdur. Dış çekme lifindeki normal gerilme, eğilmedeki betonun çekme dayanımına eşit olunca betonda çatlakların meydana geldiği varsayılmaktadır. Eğilmedeki betonun çekme dayanımı ise

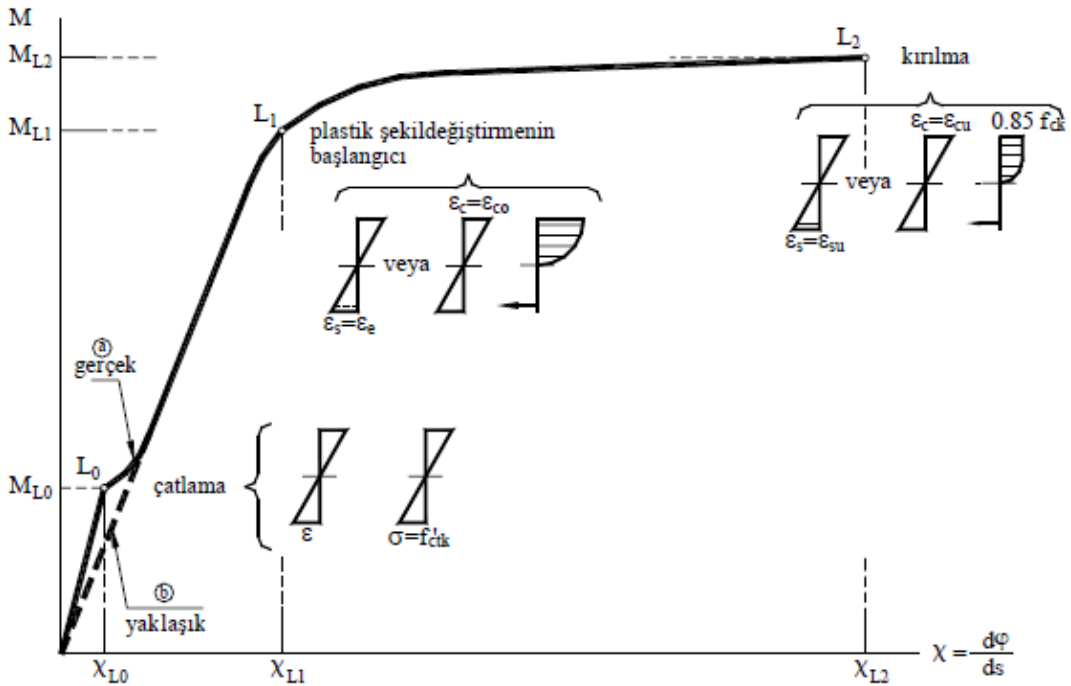
$$f'_{ctk} = 0.70\sqrt{f_{ck}} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (5.29)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir. L_0 çatlama noktasına karşı gelen M_{L_0} momentinin hesabında, beton kesitin homojen olduğu varsayılmakta ve betonun σ - ϵ bağıntısı doğrusal-elastik olarak alınmaktadır.

L_1 : Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekil değiştirmelerin başlamasına karşı gelen durumdur. Plastik şekil değiştirmelerin betonda $\epsilon_{co} = 0,002$

birim kısalmasında, çelikte ise ϵ_e akma sınırında başladığı göz önünde tutulmaktadır. M_{L1} eğilme momentinin hesabında betonun çekme dayanımı göz önüne alınmaz.

L_2 : Eğilme momenti artarak betonarme kesitin taşıma gücü adı verilen $M_{L2}=M_p$ değerine eşit olunca basınç bölgesindeki beton ezilerek kırılır veya çekme donatısı kopar. Betonun ezilerek kırılması birim kısalmanın ϵ_{cu} sınır değerine erişmesi suretiyle meydana gelir. Sargısız betonda kısa süreli yükler için $\epsilon_{cu} = 0,0035$ olan bu sınır değer sargı donatısına bağlı olarak artmaktadır. Betonarme kesitlerin boyutlandırılmasında, çekme donatısının kopması yerine, genellikle çelikteki birim uzamanın $\epsilon_{su} = 0,01$ değeri ile sınırlandırılması esas alınır.



Şekil 5.21 Betonarme kesitlerde ($M - \phi$) diyagramı, [51]

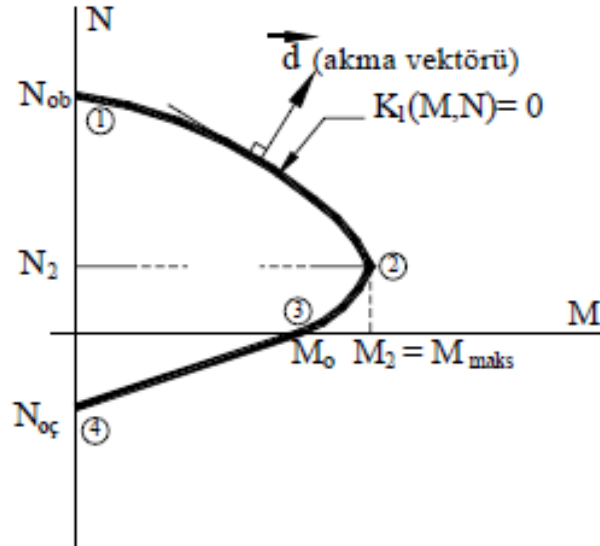
Betonunun çekme dayanımının terk edildiği durumlarda, $M - \chi$ bağıntısının çatlama öncesi bölümü yaklaşık olarak (b) eğrisi ile temsil edilmektedir. Betonarme kesitlerin taşıma gücü esasına göre boyutlandırılmasında, betonarme betonu ve beton çeliğinin karakteristik dayanımları malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek küçültülür. Buna karşılık, betonarme sistemlerin dış yükler altındaki davranışlarının incelenmesinde,

örneğin kapasite diyagramlarının elde edilmesinde, malzeme güvenlik katsayılarının kullanılmasına ve çelikteki birim uzamanın $\varepsilon_{su} = 0,01$ değeri ile sınırlandırılmasına gerek olmamaktadır.

2) Akma Koşulu (Karşılıklı Etki Diyagramı)

Eğilme Momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme bir kesitte taşıma gücünü ifade eden karşılıklı etki diyagramı Şekil 5.22’de şematik olarak gösterilmiştir.

Doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin, plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı varsayılan betonarme sistemlerde, iç kuvvet durumunun bu eğri üzerinde bulunması bir plastik kesitin oluştuğunu ve bu kesitte sonlu plastik şekil değiştirmelerin meydana geldiğini (yani kesitin aktığı) ifade etmektedir. Bu nedenle, karşılıklı etki diyagramına akma eğrisi de denilmektedir. Denklem 5.24’deki bağıntı ile tanımlanan akma eğrisi N normal kuvvetinin çeşitli değerleri için hesaplanan $M_{L2}=M_p$ eğilme momentleri yardımı ile elde edilebilir.



Şekil 5.22 Betonarme kesitlerde karşılıklı etki diyagramı (akma eğrisi), [51]

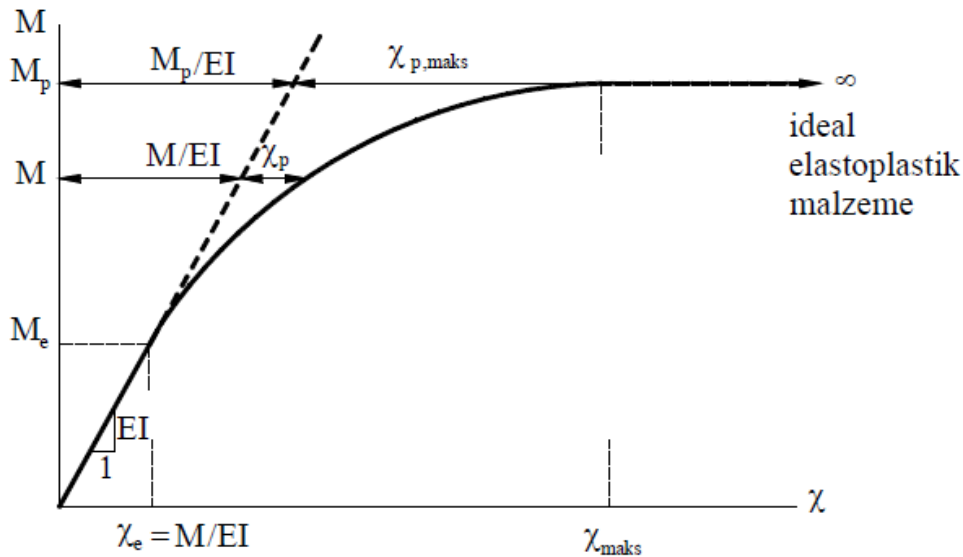
Akma eğrisi dört karakteristik noktası ile tanımlanmaktadır. Akma eğrisinin idealleştirilmesinde de yararlanılabilecek olan bu noktalar aksenal basınç, basit eğilme ve aksenal çekme hallerine karşı gelen (1), (3) ve (4) noktaları ile kesitin en büyük eğilme momenti taşıma gücüne sahip olduğu dengeli duruma karşı gelen (2) noktasıdır.

Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde, plastik şekil değiştirme bileşenlerini içeren akma vektörünün bazı koşullar altında ve yaklaşık olarak akma eğrisine dik olduğu bilinmektedir, [51].

5.5 Plastik Mafsalsal Hipotezi

Toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekil değiştirmelerinin plastik mafsalsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı kabul edilebilir. Bu hipoteze, *plastik mafsalsal (plastik kesit) hipotezi* adı verilir.

Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren sistemlerde (çelik yapılar ve bazı koşullar altında betonarme yapılar), plastik mafsalsal hipotezi yapılarak sistem hesapları önemli ölçüde kısaltılabilmektedir.



Şekil 5.23 Eğilme Momenti- Eğrilik Diyagramı, [51]

Doğrusal olmayan malzemedeki yapılmış bir kesitteki gerçek eğilme momenti-eğrilik bağıntısı Şekil 5.23'te verilen bir düzlem çubuk elemanın bir bölgesine ait eğilme momenti diyagramı, toplam eğilme şekil değiştirmeleri ve doğrusal olmayan şekil değiştirmeler Şekil 5.24'te gösterilmişlerdir.

Şekil 5.23 Eğilme Momenti-Eğrilik Diyagramı mafsal hipotezinde, çubuk elemanı üzerinde l_p uzunluğundaki bir bölgede sürekli olarak yayılmış olan plastik şekil değiştirmelerin

$$\varphi_p = \int_{l_p} X_p ds \quad (5.30)$$

şeklinde plastik mafsal olarak tanımlanan bir noktada toplandığı varsayılmaktadır. Burada φ_p plastik mafsalın dönmesini göstermektedir.

Plastik mafsal hipotezinin uygulanması, gerçek eğilme momenti- eğrilik bağıntısını izleyen şekilde iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşı gelmektedir (Şekil 5.25).

$$M \leq M_p \quad \text{için} \quad X = \frac{M}{EI} \quad (5.31)$$

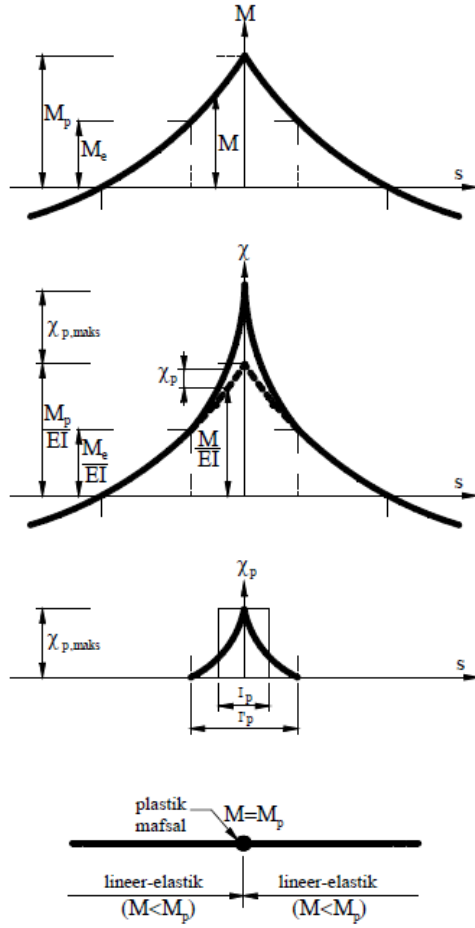
$$M \leq M_p \quad \text{için} \quad X \rightarrow X_{p,max} \quad (5.32)$$

Artan dış yükler altında, plastik mafsalın dönmesi artarak *dönme kapasitesi* adı verilen bir sınır değere ulaştıncaya, meydana gelen büyük plastik şekil değiştirmeler nedeni ile kesit kullanılamaz hale gelir. Yapı sisteminin bir veya daha çok kesitindeki plastik mafsal dönmelerinin kendilerine ait dönme kapasitelerine ulaşması halinde ise, yapı sisteminin kullanım dışı kaldığı varsayılır. Dönme kapasitesi denklem (5.33)'e göre hesaplanır.

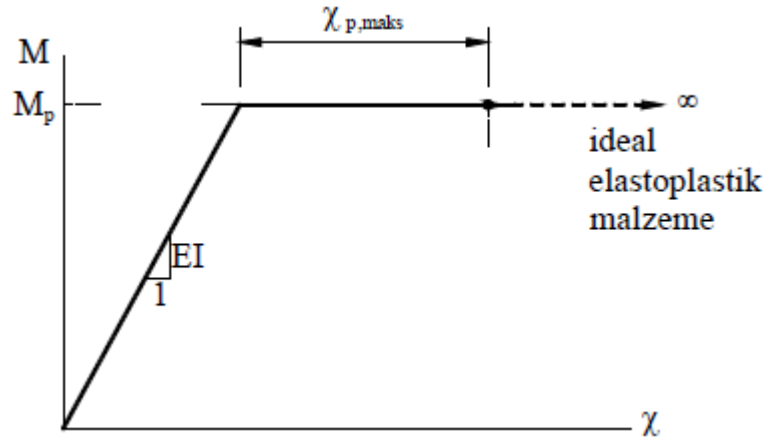
$$\max \varphi_p = l_p \cdot X_{p,max} \quad (5.33)$$

Burada l_p , plastik bölge uzunluğunu (plastik mafsal boyu) göstermektedir ve yaklaşık olarak denklem (5.34) ile hesaplanır.

$$l_p \cong 0.5 d \quad (d : \text{en kesit yüksekliği}) \quad (5.34)$$



Şekil 5.24 Doğrusal olmayan şekil değiştirmeler, [51]



Şekil 5.25 İdealleştirilmiş bünye bağıntısı, [51]

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesi çeşitli etkenlere bağlıdır. Bunlar;

- a) Betonarme betonu ve beton çeliğinin σ - ε diyagramlarını belirleyen ε_{cu} ve ε_s sınır birim boy değiştirmeleri,
- b) Betonarme betonun ε_{cu} birim boy değişimini etkileyen sargı donatısının miktarı, şekli ve yerleşim düzeni,
- c) Plastik bölge uzunluğunu etkileyen en kesit boyutları,
- d) Eğilme momenti diyagramının şekli ve kesitteki normal kuvvettir.

Yukarıda ayrıntılı olarak açıklanan plastik mafsal hipotezinin esasları aşağıda özetlenmiştir.

- 1) Bir kesitteki eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsal oluşur. Daha sonra, kesitteki eğilme momenti sabit olarak kalır ve kesit serbestçe döner. Kesitteki eğilme momentinin değeri M_p değerinde sabit kalır. Plastik mafsalda ki φ_p plastik dönme değeri artarak dönme kapasitesine ($max\varphi_p$) erişince sistem kullanılamaz durumu gelir. Yani göçer.
- 2) Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal elastik olarak davranır.
- 3) Kesite eğilme momenti ile birlikte normal kuvvetinde etkimesi halinde M_p plastik momenti yerine, kesitteki N normal kuvvetine bağlı olarak akma koşulunda bulunan indirgenmiş plastik moment (M_p') değeri kullanılır.

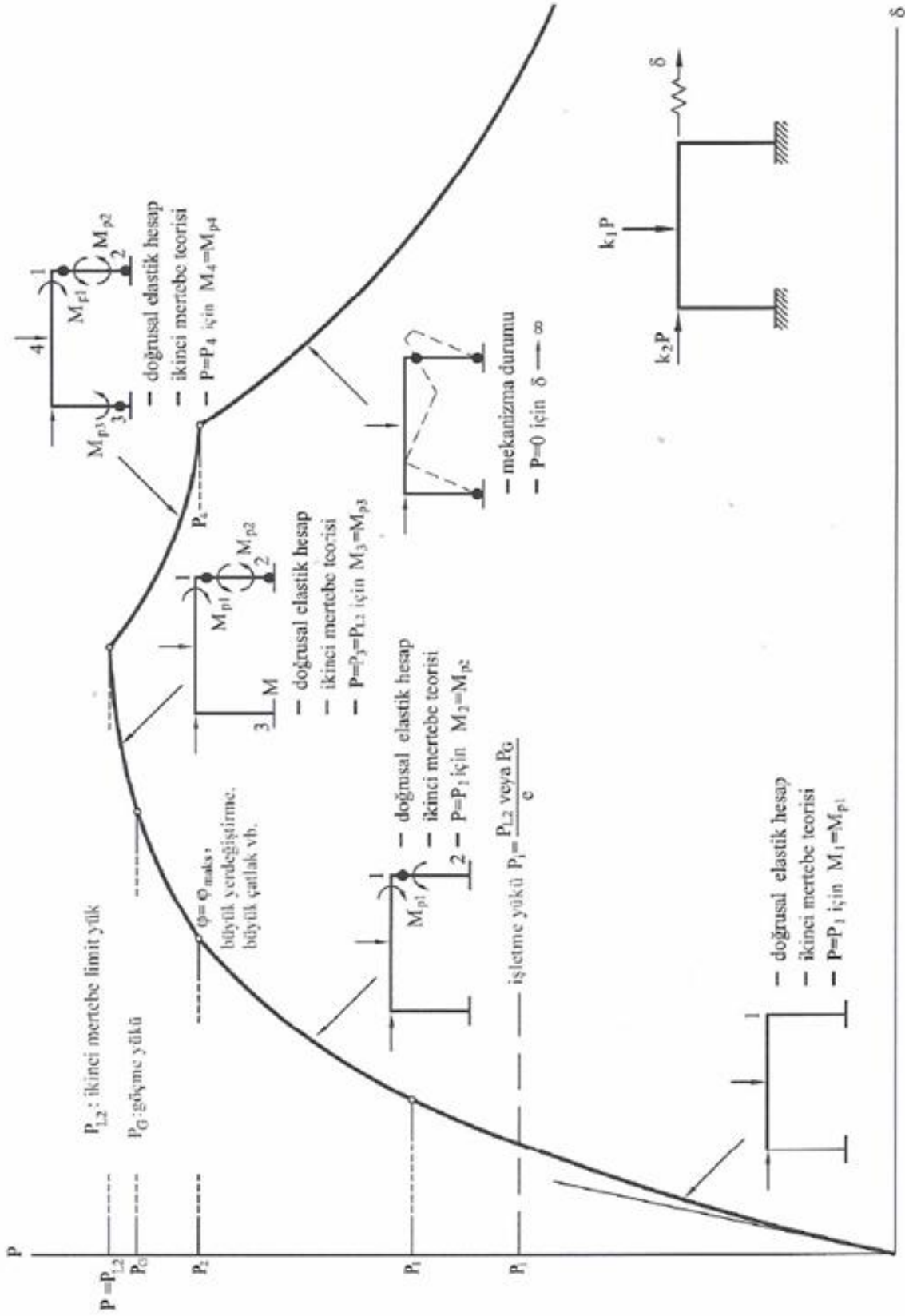
5.6 Düzlem Çubuk Sistemlerin Plastik Mafsal Teorisine Göre Hesabı

5.6.1 Yük Artımı Yöntemi

Plastik mafsal hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan dış yükler altındaki davranışı Şekil 5.26 ile açıklanmıştır.

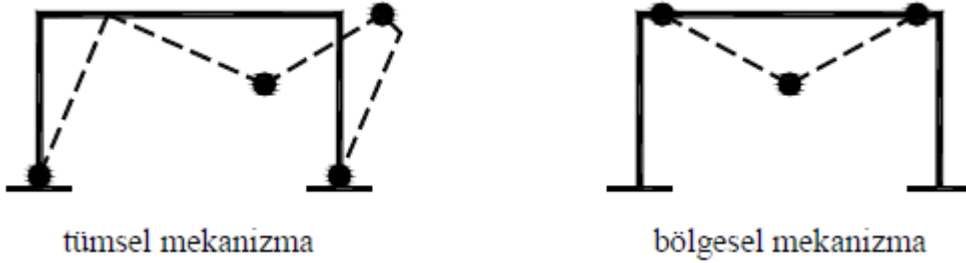
Artan dış yükler altında, her plastik mafsalın oluşumundan sonra, o noktaya bir adi mafsal koymak ve M_p plastik momentini dış yük olarak etki ettirmek suretiyle elde edilen sistem doğrusal-elastik teoriye göre hesaplanır. Sistemin doğrusal elastik-teoriye göre hesabı için Kuvvet veya Yer değiştirme yöntemlerinden herhangi biri kullanılabilir.

Belirli sayıda plastik mafsal oluşumundan sonra, sistem kısmen veya tamamen mekanizma durumuna ulaşır; yani stabilitesini yitirerek yük taşıyamaz hale gelir (Şekil 5.27). Bu duruma karşı gelen P_L yük parametresi *limit yük (birinci merteye limit yük)* olarak tanımlanır. Bu tanıma göre, **limit yük** sistemin tümünü veya bir bölümünü mekanizma durumuna getiren yüküdür.



5.26 Plastik mafsal hipotezinin geçerli olduğu bir yapı sisteminin artan yükler altındaki davranışı, [51]

Bazı hallerde limit yükten önce, plastik mafsallardaki dönmelerin dönme kapasitesine ulaşması, büyük yer değiştirmelerin oluşması veya betonarme sistemlerde büyük çatlakların oluşması nedeni ile sistem göçebilir. Bu duruma karşı gelen P_G yük parametresi *göçme yükü* olarak tanımlanır (Şekil 5.27).



5.27 Tümsel ve bölgesel mekanizma durumları, [51]

Limit yük (göçme yükü) bulunduktan sonra, yapının güvenli taşıyabileceği yük, yani işletme yükü;

$$P_i = \frac{P_G \text{ veya } P_L}{e} \quad (e : \text{güvenlik katsayısı}) \quad (5.35)$$

Şeklinde hesaplanır. Bu bağlamda işletme yükleri altında doğrusal-elastik sınırın pek aşılmaması, zararlı yer değiştirmelerin ve çatlakların olmaması istenir.

LİMAN HAN BİNASININ DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ

6.1 Giriş

Bu bölümde 1907 yılında mimar Vedat Bey tarafından tasarımı ve uygulaması tamamlanmış olan Ticaret Odasına ait Hobyar Mah. Yalıköşkü Cad. no:17 Eminönü-İstanbul adresinde bulunan Liman Han'ın mevcut dolgu duvarlarının taşıyıcı sisteme etkisinin Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanılarak doğrusal olmayan analizi yapılmış ve sonuç olarak performans seviyesi tespit edilmiştir (Şekil 6.1).

Yapının bilgisayar modelinin itme analizleri SAP 2000 V14.2.2 yazılımı kullanılarak yapılmıştır. Malzeme modellerinin oluşturulmasında, betonarme kiriş ve kolonlara ait moment-eğrilik bağıntılarının ve hasar bölgelerinin belirlenmesinde, sınır beton, donatı çeliği şekil değiştirmelerine bağlı normal kuvvet- eğrilik bağıntılarının çıkarılmasında XTRACT ver.3.0.8 programı kullanılmıştır [53].

6.2 Yapı Bilgileri

Bölüm 6.2 Liman Han'a ait yapı bilgilerini içermektedir,[35].

- Yapı, Bodrum Kat + Zemin Kat + Asma Kat + 4 Normal Kat + Çatı Katından oluşan betonarme karkas bir binadır (Şekil 6.1).
- Kat yüksekliği; bodrum katta 2.40 m., zemin katta 3.22 m., asma katta 2.83 m. , normal katlarda 3.68 m., teras katında 2.55 m. olarak tespit edilmiştir. Toplam bina yüksekliği 25,72m. dir.



Şekil 6.1 Liman Han ön cephe,[35]

- Yapının oturma alanı yaklaşık 505.89 m² dir.
- Mevcut kiriş ve kolon tipleri sırası ile Çizelge 2.1 ve 2.2’de belirtilmiştir.
- Yapılan incelemelerde temel sisteminin radye temel olduğu görüşü hakim olmuştur.
- Liman Han’a ait mimari planlar, görünüşler, kat kalıp planları ve kesit (Şekil 2.2-21)’de belirtilmiştir.
- Çatı teras çatı şeklindedir.
- Bodrum katta dış duvarlar 20cm. kalınlığında perde duvar ile teşkil edilmiştir.
- Bodrum kat tavanı volta döşeme olarak uygulanmıştır. Diğer döşemeler kiriş + plak sistemidir. Döşeme kalınlığı 12 cm.dir.
- Yapıya ait taşıyıcı sistem projeleri mevcut olmadığı için TDY 2007’de Tablo 7.1 *Binalar için sınırlı bilgi sınırlı düzeyi katsayılarına göre 0.75’*tir. Belirtilen katsayı eleman kapasitelerine uygulanmıştır.

6.3 Malzeme Bilgisi

- Beton (Tüm betonarme elemanlar) C14 ($f_{cm}= 9.0 \text{ N/mm}^2$)
- Donatı çeliği S220 ($f_{ym}=220 \text{ N/mm}^2$)
- Beton elastisite modülü, $[E_c]$ 14000 N/mm²
- Donatı çeliği elastisite modülü, $[E_s]$ 200000 N/mm²

6.4 Proje Parametreleri

- Yerel zemin sınıfı.....: Z4
- Deprem Bölgesi: 1
- Etkin yer ivme katsayısı, $[A_0]$: 0.4
- Bina önem katsayısı, $[I]$: 1
- Spektrum karakteristik periyotları: $T_A=0.20 \text{ sn}$
 $T_B=0.90 \text{ sn}$
- Hareketli yük katılım katsayısı, $[n]$: 0.3

6.5 Yapıya Etki Eden Yükler

6.5.1 Ölü Yükler

Döşeme zati ağırlığı, döşeme kaplamasının ağırlığı ve duvar ağırlıkları ayrı ayrı hesaplanıp kirişlere yayılı yük olarak etki ettirilmiştir. SAP2000,ver.14.2.2 , kiriş ve kolonların kendi ağırlıklarını dikkate aldığından yük olarak ayrıca dikkate alınmamıştır [52].

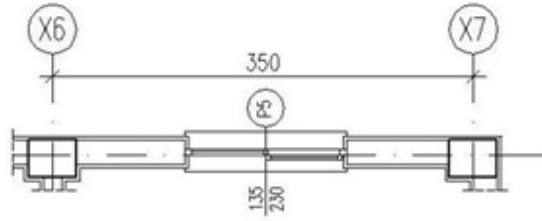
$$12 \text{ cm döşeme ağırlığı} \dots\dots\dots 0.12\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

$$6\text{cm kaplama (şap+döşeme kaplama+tavan sıva)}\dots\dots 0.06\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

Duvar birim hacim ağırlığı 1300kg/m³'tür. Duvar yayılı yükü hesaplanırken;

$$\text{duvar birim hacim ağırlığı} \times \text{duvar kalınlığı} \times \text{duvar yüksekliği} \quad (6.1)$$

Duvar ağırlıkları denklem (6.1)'e göre hesaplanmıştır. Duvarlarda bulunan kapı, pencere boşlukları göz önünde bulundurulmuştur (Çizelge 6.1-2). Aşağıda uygulanmış olan yük durumuna bir örnek verilmiştir. X6-X7 aksları arasında kalan 20cm'lik dış duvar 135 cm genişliğinde, 230 cm yüksekliğinde pencereye sahiptir (Şekil 6.2).



Çizelge 6.1 Boşluksuz duvar ağırlığı

duvar kalınlığı	0.20	M
duvar yüksekliği	3.33	M
duvar birim ağırlığı	13.00	kN/m ³

birim ağırlık	8.66	kN/m
---------------	------	------



Çizelge 6.2 Boşluklu duvar ağırlığı

duvar kalınlığı	0.20	m
duvar yüksekliği	1.03	m
duvar birim ağırlığı	13.00	kN/m ³

birim ağırlık	2.68	kN/m
---------------	------	------

Şekil 6.2 Boşluklu duvar yükü

6.5.2 Hareketli Yükler

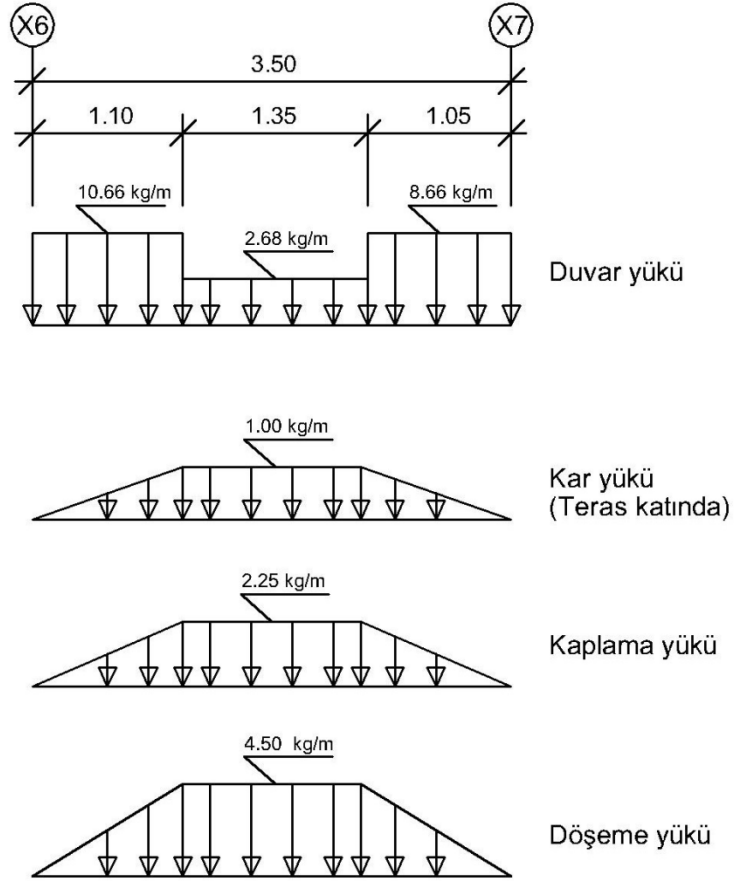
Bina analizinde binanın hareketli yükü 3.00 kN/m^2 olarak dikkate alınmıştır. Katlara gelen toplam hareketli yük değerleri Çizelge .6.3'te belirtilmiştir.

6.5.3 Kar Yükü

Bina analizinde binanın kar yükü 0.75 kN/m^2 olarak dikkate alınmıştır.

Çizelge 6.3 Deprem hesabında dikkate alınacak düşey yükler

KAT	G (kN)	Q (kN)	W (kN)	m
ZEMİN KAT	7433.98	1345.18	7837.53	798.93
ASMA KAT	7131.48	1345.18	7535.03	768.10
1. NORMAL KAT	7964.9	1345.18	8368.45	853.05
2. NORMAL KAT	7953.86	1345.18	8357.41	851.93
3. NORMAL KAT	7953.86	1345.18	8357.41	851.93
4. NORMAL KAT	7427.64	1345.18	7831.19	798.29
TOPLAM	45865.72	8071.08	48287.02	4922.22



Şekil 6.3 Sap2000ver.14.2.2'de kiriş üzerinde tanımlanan yükler

6.6 Malzeme ve Kesit Tanımı

Sınırlı bilgi düzeyine sahip olan mevcut yapı betona ait karakteristik basınç dayanımı 0.75 ile çarpılmıştır. Analizde kullanılan beton, çelik ve eşdeğer basınç çubuğuna ait malzeme tanımları (Şekil 6.4-6)'da belirtilmiştir.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a concrete material. The 'General Data' section has 'Material Name and Display Color' set to 'C14' and 'Material Type' set to 'Concrete'. The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' as 25 and 'Mass per Unit Volume' as 0. The 'Units' dropdown is set to 'KN, m, C'. The 'Isotropic Property Data' section has 'Modulus of Elasticity, E' as 14000000, 'Poisson's Ratio, U' as 0.2, 'Coefficient of Thermal Expansion, A' as 1.170E-05, and 'Shear Modulus, G' as 5833333. The 'Other Properties for Concrete Materials' section has 'Specified Concrete Compressive Strength, f_c' as 6750 and 'Lightweight Concrete' checked. The 'Switch To Advanced Property Display' checkbox is unchecked. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Şekil 6.4 Beton malzemenin tanımı, [52]

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a rebar material. The 'General Data' section has 'Material Name and Display Color' set to 'DONATI' and 'Material Type' set to 'Rebar'. The 'Weight and Mass' section shows 'Weight per Unit Volume' as 76.9729 and 'Mass per Unit Volume' as 7.849. The 'Units' dropdown is set to 'KN, m, C'. The 'Isotropic Property Data' section has 'Modulus of Elasticity, E' as 2.000E+08, 'Poisson's Ratio, U' as 0.3, 'Coefficient of Thermal Expansion, A' as 1.170E-05, and 'Shear Modulus, G' as 76923077. The 'Other Properties for Rebar Materials' section has 'Minimum Yield Stress, F_y' as 143250, 'Minimum Tensile Stress, F_u' as 221250, 'Expected Yield Stress, F_{ye}' as 143250, and 'Expected Tensile Stress, F_{ue}' as 221250. The 'Switch To Advanced Property Display' checkbox is unchecked. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Şekil 6.5 Çelik malzemenin tanımı, [52]

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: CUBUK

Material Type: Other

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 0

Mass per Unit Volume: 0

Units: KN, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 14000000

Poisson's Ratio, U: 0.15

Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 6086957.

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Şekil 6.6 Eşdeğer Basınç çubuğu malzemesinin tanımı, [52]

Şekil 6.4-5'de analiz programında Çizelge 2.1-2'de tanımlanan kiriş, kolon ve eşdeğer basınç çubuklarına ait kesitlerin tanımlanmalarına dair birer örnek belirtilmiştir (Şekil 6.7-9).

Rectangular Section

Section Name: C40x50

Section Notes: Modify/Show Notes...

Properties: Section Properties...

Property Modifiers: Set Modifiers...

Material: + C14

Dimensions

Depth (t3): 0.4

Width (t2): 0.5

Reinforcement Diagram: A grid showing a rectangular section with 8 red dots representing reinforcement bars. Blue arrows indicate dimensions: 0.4 for depth and 0.5 for width.

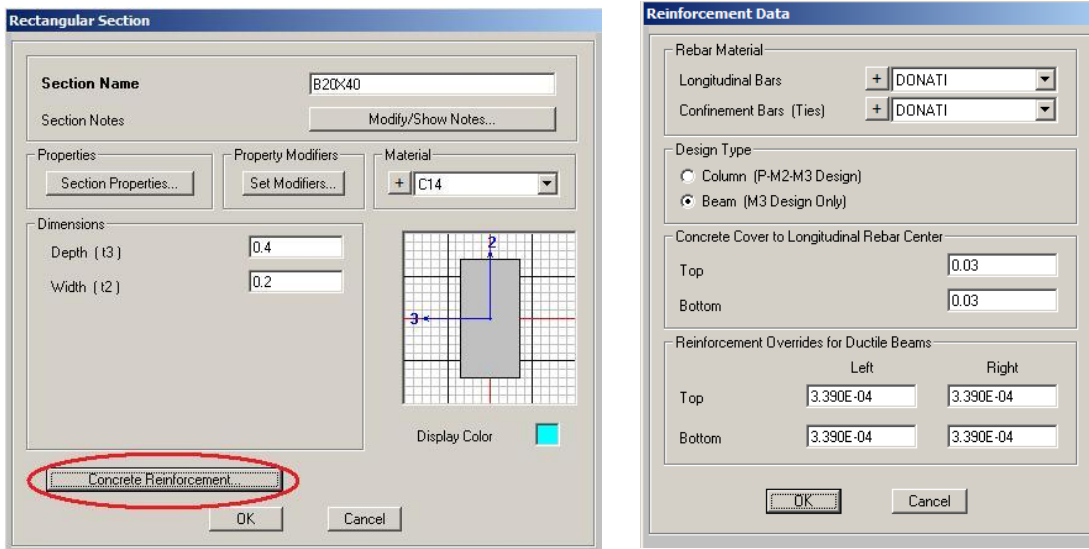
Display Color: [Pink square]

Concrete Reinforcement...

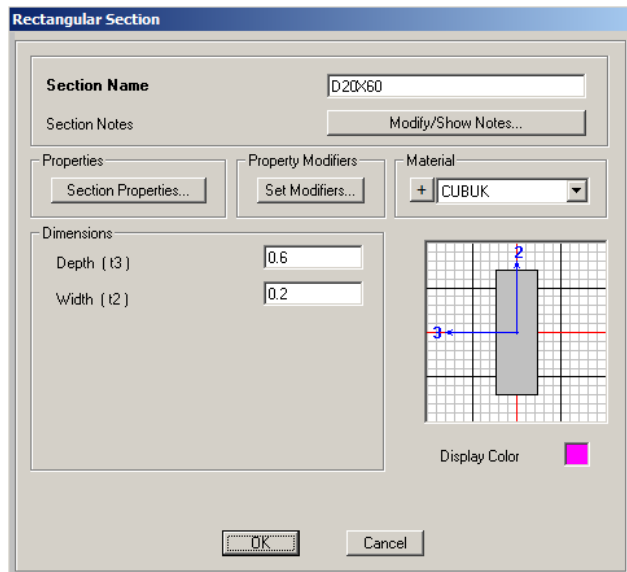
OK Cancel

Şekil 6.7 Kolon kesit tanımı,[52]

SAP2000,ver.14.2.2 tanımlanan bu kesitleri kolon kesit olarak algılar. Kiriş olduğunu belirtmek için **concrete reinforcement** seçeneği tıklanır ve burada beam seçeneği seçilir[52]. Donatı malzemesi seçildikten sonra paspayı belirtilir. Son olarak kirişteki donatı miktarı tanımlanır. Şekilde belirtilen örnekte 20x40 cm'lik kirişe ait donatı miktarı Çizelge 2.1'de belirtildiği üzere altta ve üstte 3 ϕ 12'dir. ϕ 12'lik donatı alanı 1,13cm²'dir 3 adet donatıya ait alan 3.39 cm²'dir. Kiriş boyunca sağ ve sol kesitlerdeki alt ve üst donatıların tanımlanması beklenir.



Şekil 6.8 Kiriş kesiti tanımı, [52]



Şekil 6.9 Eşdeğer Basınç çubuğu kesiti tanımı, [52]

6.7 Yapısal Elemanlara Ait Etkin Eğilme Rijitliklerinin Tanımlanması

Sistemde çubuk olarak atanan kirişler ve kolonlar, eğilme etkisindeki betonarme elemanlardır. TDY 2007’de eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlama kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ kullanılacaktır [34]. Yapıda tüm kirişlerde çatlama kesite ait eğilme rijitlikleri $(EI)_o$, 0.4 katsayısı ile çarpılarak azaltılmıştır.

(a) Kirişlerde: $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$

Kirişler için SAP2000, ver.14.2.2 ’de eğilme eksenindeki atalet momenti (I_{33}), çubuk elemana ait tanımda, 1 yerine 0.40 katsayısı yazılarak gerçekleştirilmiştir [34].

Kolon ve perdeler için etkin eğilme rijitliklerinin bulunması sırasında düşey yükler altındaki aksenal kuvvet (N_D), enine kesit alanı (A_c) ve karakteristik beton mukavemeti (f_{cm}) rol oynamaktadır.

(b) Kolon ve perdelerde,

$$N_D / (A_c \times f_{cm}) \leq 0.10 \text{ olması durumunda: } (EI)_e = 0.40 (EI)_o$$

$$N_D / (A_c \times f_{cm}) \geq 0.40 \text{ olması durumunda: } (EI)_e = 0.80 (EI)_o$$

Çatlama kesitlere ait eğilme rijitlikleri kullanılarak ön düşey yük hesabı ile aksenal kuvvet değerlerine ulaşılmıştır (N_D). N_D ’nin ara değerleri için enterpolasyon yapılmıştır. Mevcut kesitlere ait kullanılmış olan etkin eğilme rijitlikleri EK-A’da verilmiştir (Bknz, CD-ROM).

Kolonlar için etkin eğilme rijitliğinin bulunmasına dair bir örnek aşağıda belirtilmiştir. Zemin katta bulunan 1 numaralı 65x30 boyutlarındaki kolon için;

$$N_D = 762.60 \text{ kN}$$

$$A_c = 0.65 \times 0.35 = 0.195 \text{ m}^2$$

$$f_{cm} = 14 \text{ kN/m}^2$$

$$\frac{762.60}{0.195 \times 14000} = 0,279$$

0,10 < 0,279 < 0,40 aralığında olduğundan 0,40 ile 0,80 değerleri arasında doğrusal enterpolasyonla zemin katta bulunan 1 numaralı kolona ait etkin eğilme rijitliği değeri

$EI_e = 0,639 EI_o$ olarak hesaplanır (EK-A, Bknz, CD-ROM).

Kolonlar için SAP2000,ver.14.2.2 'de eğilme eksenindeki atalet momentleri (I_{22} ve I_{33}), çubuk elemana ait tanımda, 1 yerine enterpolasyon sonucu bulunan katsayısı yazılarak gerçekleştirilmiştir [52].

6.8 Eşdeğer Basınç Çubuklarının Tanımlanması

Aşağıda, eşdeğer basınç çubuğuna ait genişlik değerleri Mainstone yöntemi ile bulunuşuna ait bir örnek mevcuttur. Liman Han'ın her katındaki dolgu duvarlara ait eşdeğer basınç çubuğu hesapları ekte bulunmaktadır.

E_m	:	$1.4 \cdot 10^5$	t/m^2
E_f	:	$1.4 \cdot 10^6$	t/m^2
t	:	0,20	m
b_c	:	0,4	m
h_c	:	0,3	m
h	:	2,87	m
I_p	:	2.405	m
d	:	3,74	m
λ_{grfk}	:	1	→ boşluk yok

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{2,87}{2,405} \right) = 50.04^\circ$$

$$\lambda h = 2,87^4 \sqrt{\frac{1.4 \cdot 10^5 \cdot 0,2 \cdot \sin(2 \cdot 50.04)}{4 \cdot 1.4 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,4 \cdot 0,3^3}{12} \cdot 2,87}} = 3.372$$

$$w = 0,175 \cdot 1 \cdot (3.372)^{-0,4} \cdot 3,74 = 0,403m$$

TDY 2007 Tablo 5.3'de belirtilen serbest basınç dayanımı bulunmayan duvarlar için %35 delik oranına sahip düşey delikli tuğla basınç emniyet gerilmesi 1.00 MPa kabulü yapılmış; mevcut eşdeğer basınç çubuklarına ait normal kuvvet değerleri Çizelge 6.4'te belirtilmiştir [34]. Eşdeğer basınç çubuklarına ait genişlik değerleri EK-B hesaplanmıştır (Bknz, CD-ROM).

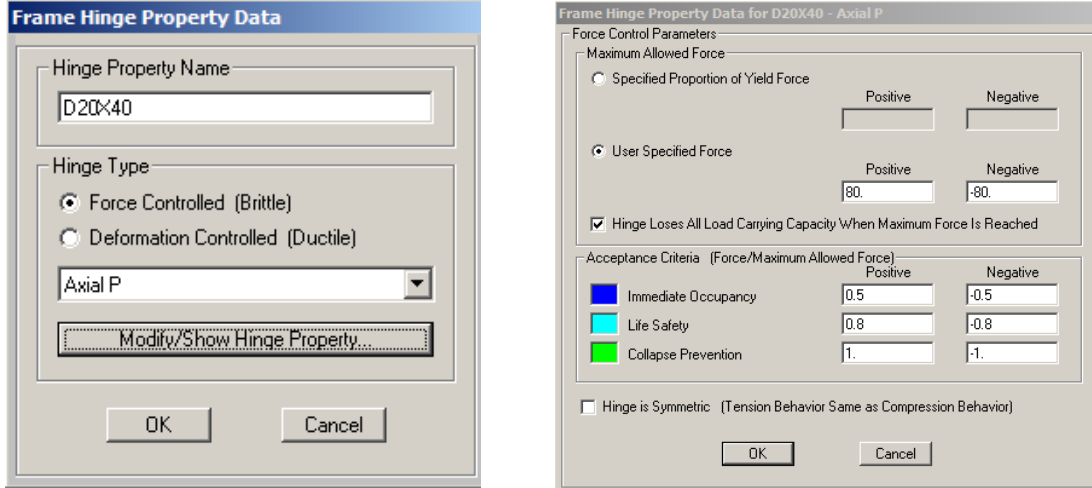
Çizelge 6.4 Eşdeğer basınç çubuklarına
ait normal kuvvet değerleri

t (m)	w (m)	$\sigma_{em,duvar}$ (kN/m ²)	N_{duvar} (kN)
0.15	0.10	1000	15.00
0.15	0.15	1000	22.50
0.15	0.20	1000	30.00
0.15	0.25	1000	37.50
0.15	0.30	1000	45.00
0.15	0.35	1000	52.50
0.15	0.40	1000	60.00
0.15	0.45	1000	67.50
0.15	0.50	1000	75.00
0.15	0.60	1000	90.00
0.15	0.65	1000	97.50
0.15	0.85	1000	127.50
0.20	0.10	1000	20.00
0.20	0.15	1000	30.00
0.20	0.20	1000	40.00
0.20	0.35	1000	70.00
0.20	0.40	1000	80.00
0.20	0.45	1000	90.00
0.20	0.55	1000	110.00
0.20	0.60	1000	120.00
0.20	0.65	1000	130.00
0.20	0.85	1000	170.00

6.9 Yapısal Elemanlara Plastik Mafsallara Atanması

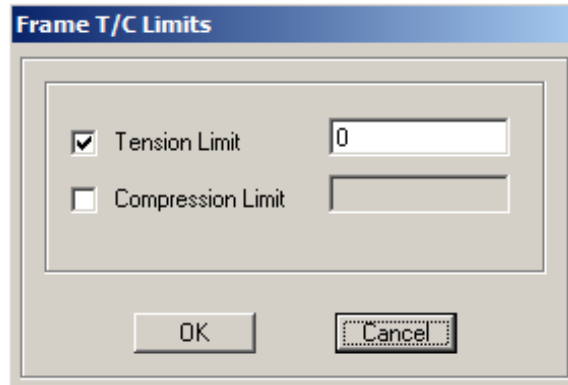
Bölüm 5'te belirtildiği üzere, doğrusal olmayan analiz yönteminde, yapısal elemanlarda plastik mafsalları tanımları yapılmalıdır. Bu mafsallar üç boyutlu hesap modelinde kirişlerde sağ ve sol uçlar, kolonlarda ise alt ve üst uçlara ilgili plastik mafsalları özellikleri tanımlanmış ve atanmıştır. Dolgu duvarlar, nümerik modelde eşdeğer basınç çubuğu

olarak alınmıştır (Bölüm 2). Basınç çubuklarında burkulma olayı söz konusudur. Eşdeğer basınç çubuklarında, çubuk ortasında burkulma oluşabileceği için plastik mafsal basınç çubuğunun ortasına teşkil edilmiştir. Eşdeğer basınç çubuklarına Çizelge 6.3'deki normal kuvvet değerleri plastik mafsal atanması durumunda her bir kesit için ayrı ayrı tanımlanmıştır (Şekil 6.10).



Şekil 6.10 Eşdeğer basınç çubuklarına ait plastik mafsalın atanması, [52]

Eşdeğer basınç çubuklarının çekme yükü karşılamaları engellenmiştir (Şekil 6.11).



Şekil 6.11 Eşdeğer basınç çubuklarının çekme değerlerini karşılamasının engellenmesi, [52]

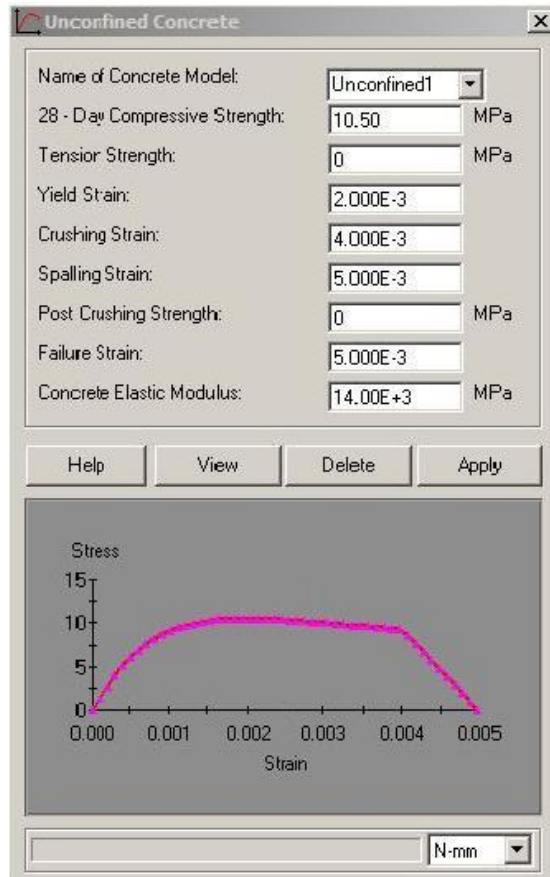
6.10 Yapıya Ait Kat Kütleleri

Liman Han işyeri olarak düşünülmüş olduğu için, yapıya ait deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlık (W) hesaplanırken, hareketli yük için esas alınan hareketli yük katılım katsayısı (n), TDY 2007 Tablo 2.7'den bina kullanım amacına

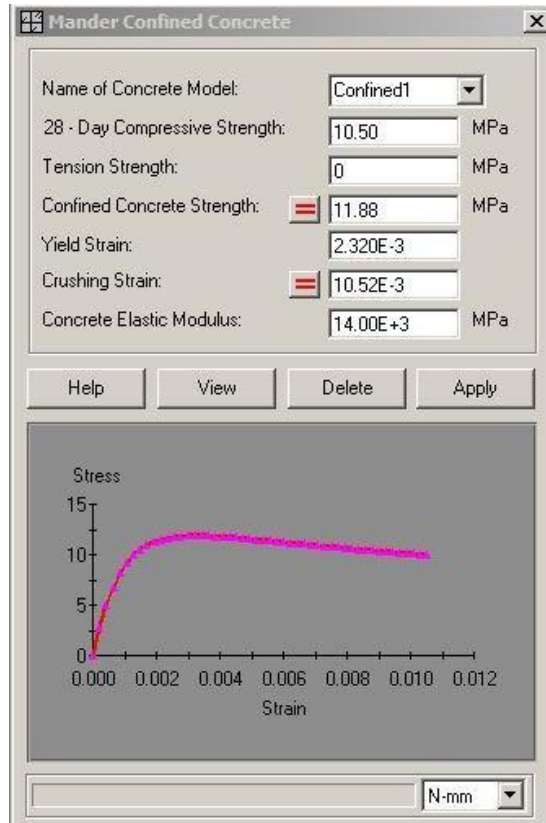
bağlı olarak 0.3 alınmıştır [34]. Liman Han'ın katlarının ağırlığı, kütleleri ve yapının toplam ağırlığı çizelge 6.3'te belirtilmiştir.

6.11 Yapısal Elemanların Malzemelerinin Modellenmesi

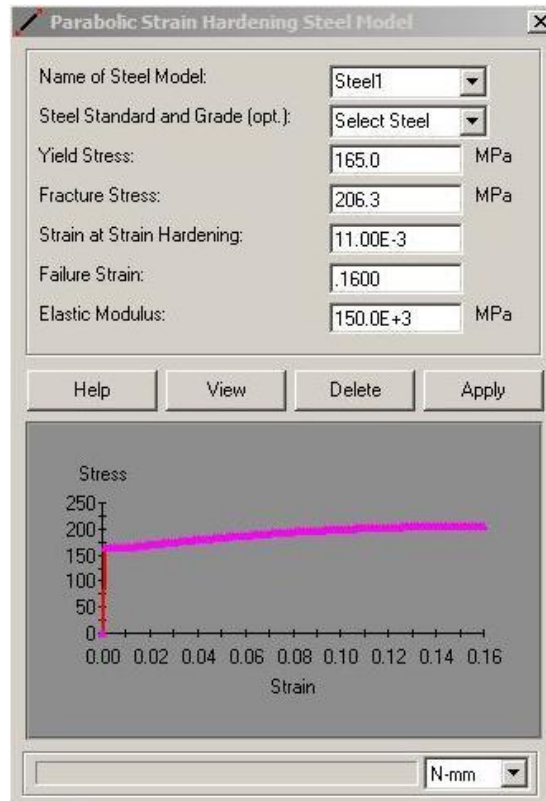
Yapı sınırlı bilgi düzeyinde olduğu için C14 sargılı ve sargısız beton modelleri ve S220 kalitesindeki donatı çeliği olarak modellenmiştir. TDY 2007- Ek 7B'de gösterilen malzeme uzama ve kılma sınır değerleri kullanılmıştır. Malzemelere ait XTRACT ver.3.0.8 programında tanımlanan modeller Şekil 6.12-14'de gösterilmiştir [53].



Şekil 6.12 C14 beton sınıfı için sargısız beton modeli, [53]



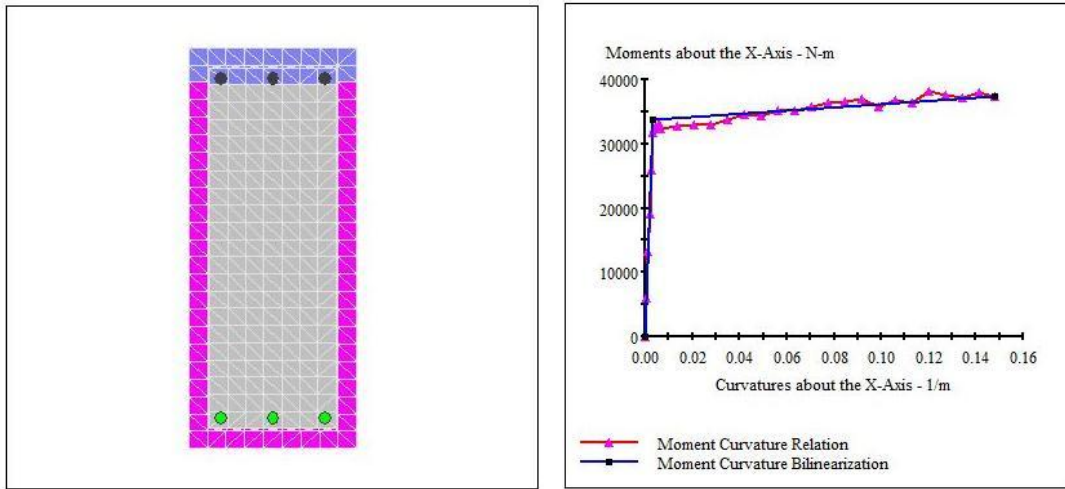
Şekil 6.13 C14 beton sınıfı için sargılı beton modeli, [53]



Şekil 6.14 S220 donatı çeliği sınıfı için çelik modeli, [53]

6.12 Kirişlerin Moment-Eğrilik Bağıntılarının Çıkarılması

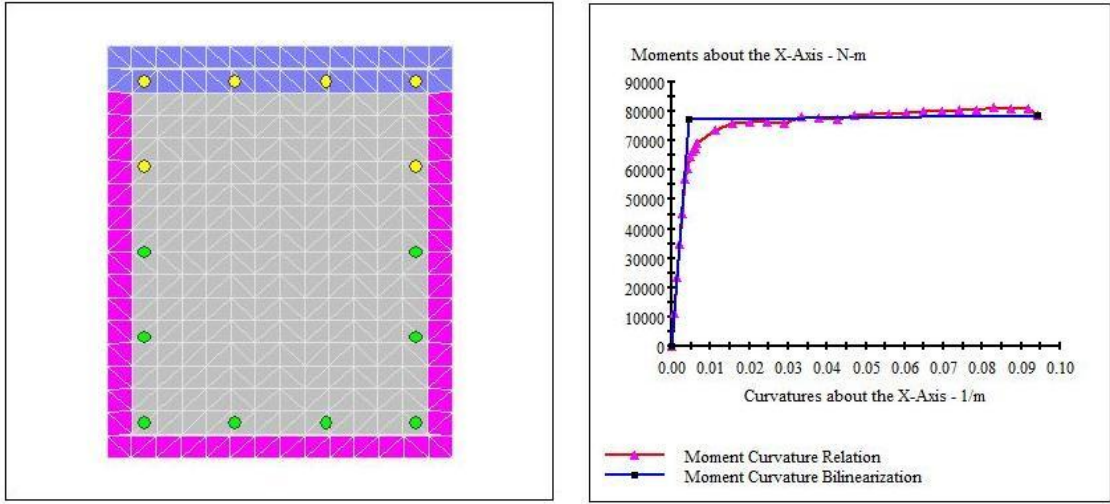
Eğilme etkisi doğrultusunda moment-eğrilik bağıntıları, kirişlerin doğrusal olmayan davranışını ortaya koyar. XTRACT ver.3.0.8 programı, kiriş kesitindeki donatının akmaya başladığı (doğrusal elastik davranışın sona erip; doğrusal olmayan elasto-plastik davranışa geçtiği) ve sınır şekil değıştirmelerle sınırlanan birim dönme açısına kadar olan moment-eğrilik eğrisini hesaplar [53]. Bu şekilde kirişin kapasite momentine, akma eğriliğine ve kopma anında ulaştığı eğrilik değeri elde edilmiş olur. Örnek olarak 20x50 ebadındaki kirişe ait moment-eğrilik bağıntısı Şekil 6.15’de verilmiştir.



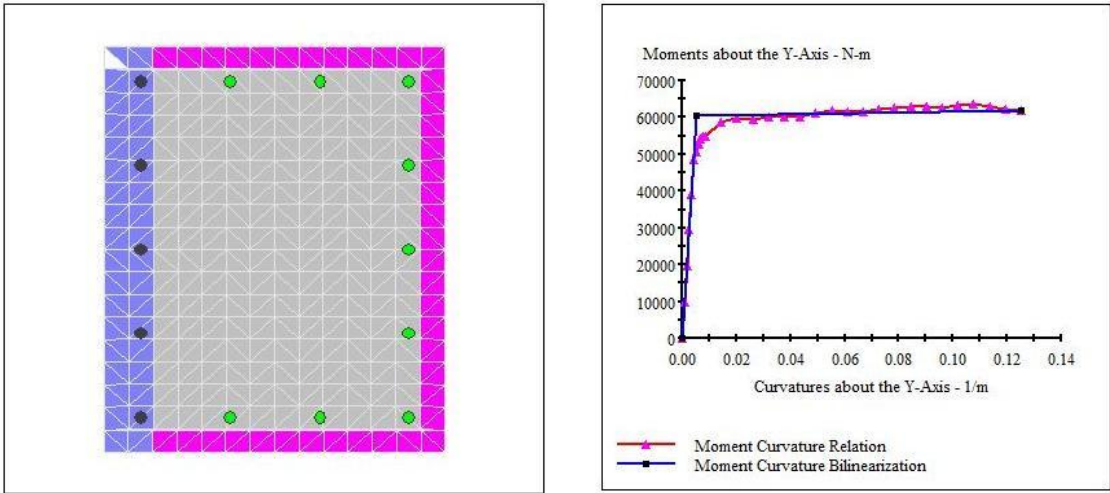
Şekil 6.15 Boyutları 20x50 olan kirişe ait moment-eğrilik bağıntısı, [53]

6.13 Kolonların Moment-Eğrilik Bağıntılarının Çıkarılması

Kolonlar her iki doğrultuda da eğilme etkisine sahip oldukları için kirişler için hazırlanan moment-eğrilik bağıntısı kolonlarda her iki doğrultu içinde geçerlidir. Kolonların hasar tespitinde eksenel kuvvetinde etkisi göz önünde bulundurulmuştur. Örnek olarak 40x50 ebadındaki kolona ait moment-eğrilik bağıntıları Şekil 6.16-17’de verilmiştir.



Şekil 6.16 Boyutları 40x50 olan kolona ait X doğrultusundaki moment-eğrilik bağıntısı,[53]



Şekil 6.17 Boyutları 40x50 olan kolona ait Y doğrultusundaki moment-eğrilik bağıntısı,[53]

6.14 Statik itme Analizi İçin Tanımlanan İtme Durumları

Öncelikle SAP2000,ver.14.2.2 'de, itme analizi için düşey doğrultudaki yapıya ait sabit ve hareketli yüklerden oluşan itme analizi P_o olarak adlandırılarak tanımlanmıştır [52]. Daha sonra X ve Y doğrultusundaki katlara gelen deprem yükleri arasındaki oran doğrultusunda artarak etkiyen itme analizi durumları sırası ile $Push_x$ ve $Push_y$ adları ile tanımlanmıştır.

6.14.1 Düşey Doğrultu Analiz Durumu

P_0 olarak tanımlanan ve SAP2000,ver.14.2.2 'de düşey doğrultuda binanın toplam ağırlığını temsil eden hareketli ve sabit yüklemelerin oluşturduğu doğrusal olmayan bir analiz durumunu ifade etmektedir. Statik itme analizinde tepe yer değiştirmesi yapının en üst kat kütle merkezinde gözlenmektedir. Bu nokta SAP2000,ver.14.2.2 'de analiz uygulamalarının kontrolünü ifade eden bölümde tanımlanmıştır. Şekil 6.18'de düşey doğrultudaki yüklere ait analiz durumu SAP2000,ver.14.2.2 'de belirtilmiştir [52].

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	LIVE	0.3

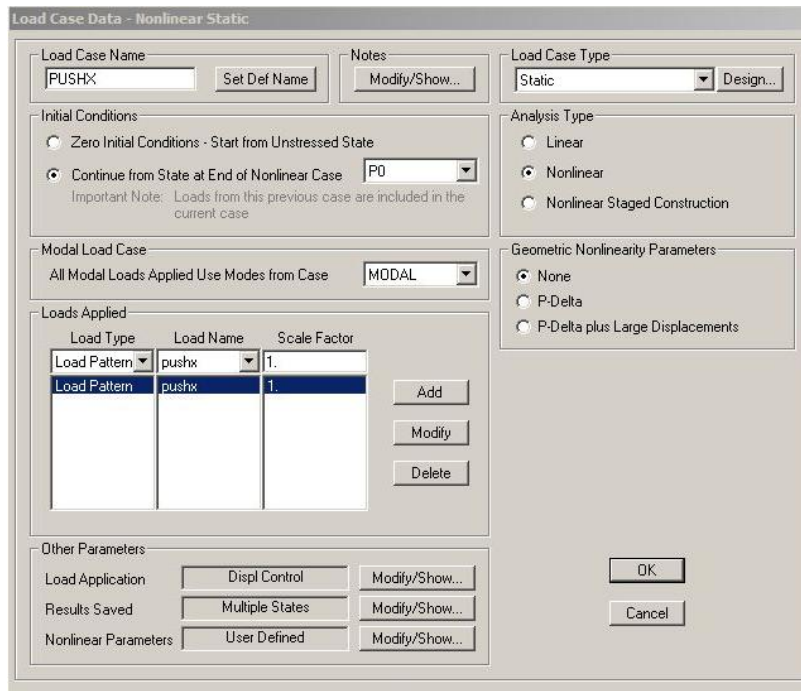
Şekil 6.18 Düşey doğrultudaki yüklemeleri içeren analiz durumunun SAP2000,ver.14.2.2 'de tanımlanması, [53]

6.14.2 X Doğrultusu Analiz Durumu

Bu analiz durumu, düşey doğrultudaki yüklere ait analiz yüklemesinin bittiği yerden, X doğrultusunda statik itme analizine devam etmektedir. Tepe yer değiştirmesi kontrolü ile analizin üst katta belirlenen kat kütle merkezinin ne kadar yer değiştirme yapacağına karar verilebilmektedir. X yönündeki doğrusal yükleme için kat kütle merkezlerine etki ettirilip, aralarındaki oran doğrultusunda arttırılacak olan hesaplanmış deprem kuvvetleri Çizelge 6.5'te gösterilmiştir. Modal genlikler, analiz modelinin doğrusal hesabından elde edilmiştir. Şekil 6.19'da X doğrultusuna ait analiz durumunun SAP2000,ver.14.2.2 'de tanımlanması gösterilmiştir [52].

Çizelge 6.5 Statik itme analizi için X doğrultusu yatay yük formu

KAT	W_i (kN)	Φ_i	m	$\Phi_i * m_i$
4. NORMAL KAT	7831,189	0.0607	798.286	48.46
3. NORMAL KAT	8357,414	0.0536	851.928	45.66
2. NORMAL KAT	8357,414	0.0425	851.928	36.21
1. NORMAL KAT	8368,454	0.0286	853.053	24.40
ASMA KAT	7535,032	0.0143	768.097	10.98
ZEMİN KAT	7837,531	0.0054	798.933	4.31



Şekil 6.19 X doğrultudaki yüklemeyi içeren analiz durumunun SAP2000,ver.14.2.2 'de tanımlanması,[52]

6.14.3 Y Doğrultusu Analiz Durumu

X doğrultusu analiz durumu için anlatılan bilgiler bu analiz durumu içinde geçerlidir. Y yönündeki doğrusal yükleme için kat kütle merkezlerine etki ettirilip aralarındaki oran doğrultusunda arttırılacak olan hesaplanmış deprem kuvvetleri Çizelge 6.6'da gösterilmiştir. Modal genlikler, analiz modelinin doğrusal hesabından elde edilmiştir.

Şekil 6.20’de Y doğrultusundaki yüklemelere ait analiz durumunun SAP2000,ver.14.2.2 ‘de tanımlanması gösterilmiştir [52].

Çizelge 6.6 Statik itme analizi için Y doğrultusu yatay yük formu

KAT	Wi (kN)	Φ_i	m	$\Phi_i * m_i$
4. NORMAL KAT	7831,189	0.0519	798.286	41.43
3. NORMAL KAT	8357,414	0.0458	851.928	39.02
2. NORMAL KAT	8357,414	0.0364	851.928	31.01
1. NORMAL KAT	8368,454	0.0247	853.053	21.07
ASMA KAT	7535,032	0.0124	768.097	9.52
ZEMİN KAT	7837,531	0.0048	798.933	3.83

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSHY [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [P0] [v]

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL [v]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	pushy	1.
Load Pattern	pushy	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters:

Load Application: [Displ Control] [Modify/Show...]

Results Saved: [Multiple States] [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: [User Defined] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Şekil 6.20 Y doğrultudaki yüklemeyi içeren analiz durumunun SAP2000,ver.14.2.2 ‘de tanımlanması,[52]

6.15 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile İtme Analizi Sonuçları

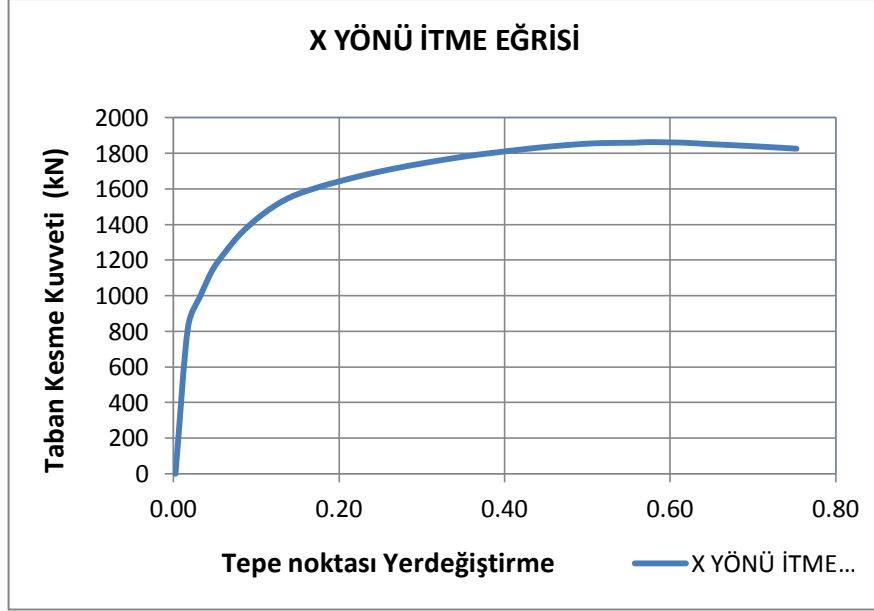
Eşdeğer deprem yüğü yöntemi ile çözüm için gerekli hazırlıklar tamamlandıktan sonra X ve Y doğrultularında TDY 2007 Bölüm 7.8.1'de bahsedilen deprem gerçekleşme olasılıkları doğrultusunda talep tepe yer değıştirmelerini belirleyebilmek için taban kesme kuvveti ve tepe yer değıştirmesi (kapasite eğrisi) elde edilmiştir.

6.15.1 X Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yüğü ile İtme Analizi Sonuçları

X doğrultusunda yapılan itme analizinden sonra yapının 0.5501 m kadar itildiğı ve yapının bu sınır değere kadar 1648.136 kN'luk taban kesme kuvvetini alabildiğı tespit edilmiştir. Eşdeğer deprem yüğü yönteminde hesaplanan taban kesme kuvveti 33138.89 kN'dur (Çizelge 6.7). Şekil 6.21'de SAP2000,ver.14.2.2 'den elde edilen kapasite eğrisi görülmektedir [52].

Çizelge 6.7 X ve Y doğrultuları için eşdeğer deprem yükleri

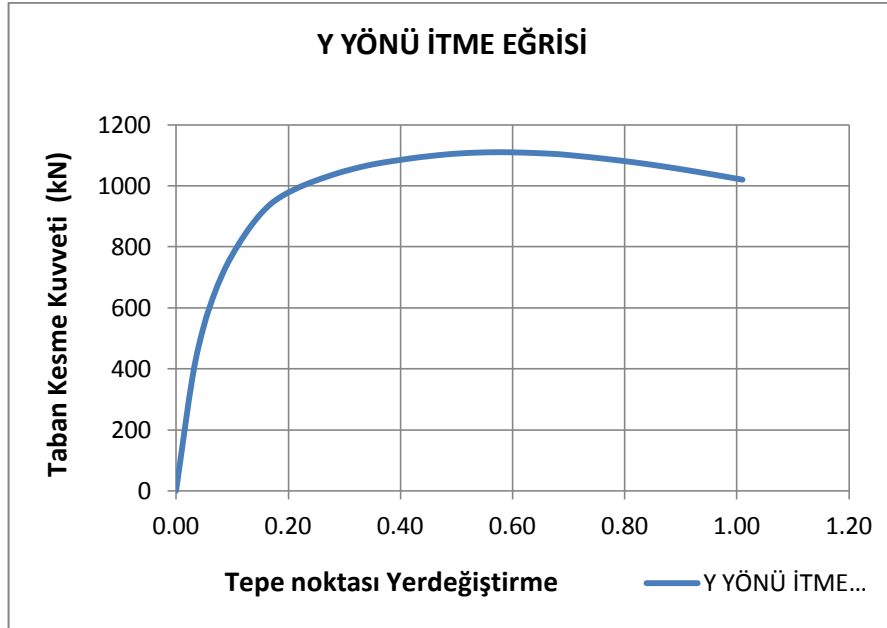
kat	h_i [m]	H_i [m]	W_i [kN]	W_i*H_i [kNm]	$W_i*H_i / \sum W_i*H_i$	Fix [kN]	Fiy [kN]
6	3.68	20.77	7831.19	162653.8	0.285456	9459.694	10905.45
5	3.68	17.09	8357.41	142828.1	0.250662	8306.663	9576.195
4	3.68	13.41	8357.41	112072.9	0.196687	6517.984	7514.147
3	3.68	9.73	8368.45	81425.02	0.1429	4735.553	5459.301
2	2.83	6.05	7535.03	45586.93	0.080005	2651.265	3056.466
1	3.22	3.22	7837.53	25236.85	0.04429	1467.736	1692.054
Toplam			48287.02	569803.6	1	33138.89	38203.61



Şekil 6.21 X doğrultusu itme eğrisi

6.15.2 Y Doğrultusunda Eşdeğer Deprem Yüğü ile İtme Analizi Sonuçları

Y doğrultusunda yapılan itme analizinden sonra yapının 0.869 m kadar itildiği ve yapının bu sınır değere kadar 1025.42 kN'luk taban kesme kuvvetini alabildiği tespit edilmiştir. Eşdeğer deprem yükü yönteminde hesaplanan taban kesme kuvveti 33138.89 kN'dur (Çizelge 6.7). Şekil 6.22'de SAP2000,ver.14.2.2 'den elde edilen kapasite eğrisi görülmektedir [52].



Şekil 6.22 Y doğrultusu itme eğrisi

6.16 Talep Tepe Yerdeğiştirmesi Sınırının Belirlenmesi

Sap 2000 V14.2.2'den elde edilen kapasite eğrisini oluşturan taban kesme kuvveti- yer değiştirme değerleri elasto-plastik tabanlıdır. Doğrusal analiz için kullanılan spektrum eğrisi elastik tabanlı olduğu için kapasite eğrisi TDY 2007 Bölüm 7.6.5.4'de belirtilen denklemlerle koordinat dönüşümü yapılarak modal yer değiştirme- modal ivme (modal kapasite eğrisi) eğrisine çevrilmiş ve başlangıç teğeti çizilmiştir. Burada dikkat edilmesi gereken öngörülen deprem performans hedefleridir. Çünkü elastik tabanlı deprem talep spektrum eğrisi, tasarım depremi (50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem) için oluşturulmuştur. Diğer deprem olasılıkları için bu talep spektrum eğrisi değişmektedir. 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için talep spektrum eğrisinin ordinatların 1.5 katı, 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem için talep spektrum eğrisinin ordinatları yarısı olarak alınmalıdır (TDY 2007- Bölüm 7.8.1).

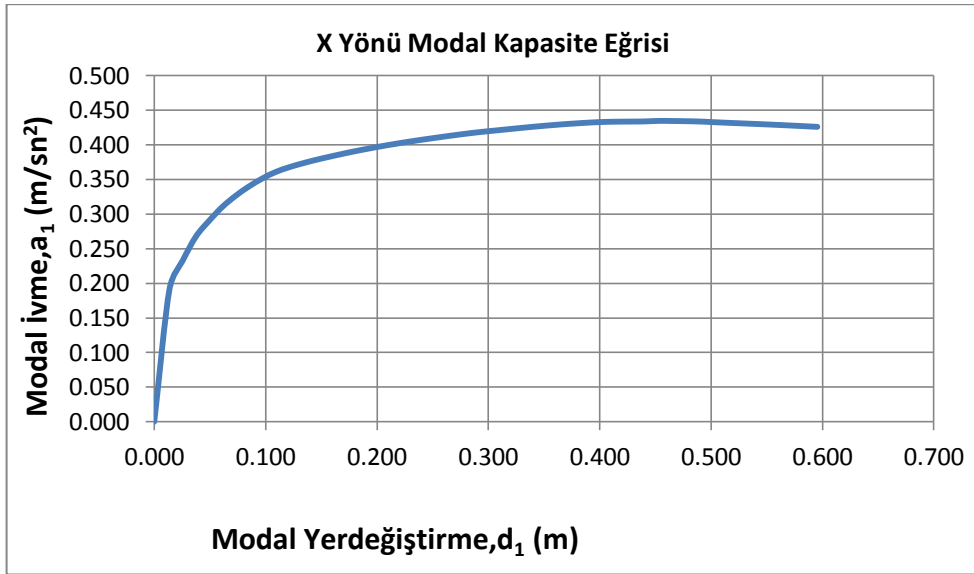
6.16.1 X Doğrultusunda Hedef Deplasman Sınırının Belirlenmesi

6.16.1.1 X Yönü Modal Kapasite Eğrisinin Belirlenmesi

Hedef deplasman noktasını belirleyebilmek için statik itme eğrisini, deprem talep eğrisiyle bir araya getirmek gerekir. Bunun için önce statik itme eğrisinde bir eksen değişimi yapılmalıdır. Bu eksen değişimi Şekil 6.21'de gösterilen kapasite eğrisinin, modal koordinat dönüşümlerinin yapılması ile gerçekleşir. V_{x1} taban kesme kuvveti, a_{x1} modal ivmeye ve u_{xN1} en üst kata ait yer değiştirme değeri ise, d_{1x} modal yer değiştirmeye dönüştürülür. Bu dönüşümün gerçekleştirilebilmesi için Bölüm5'te belirtilen (5.4-8) denklemlerinden faydalanılmıştır. Bulunan dönüşüm değerleri Çizelge 6.8, bulunan statik itme eğrisi ve modal kapasite eğrisi veriler, Çizelge 6.9 belirtilmiştir. Elde edilen elastik modal kapasite eğrisi Şekil 6.23'te gösterildiği gibidir.

Çizelge 6.8 X doğrultusunda M_{x1} ve Γ_{x1} hesaplanması

Kat	W_i [kN]	m_i	ϕ_{ix1}	$m_i\phi_{ix1}$	$m_i[\phi_{ix1}]^2$	L_{x1}	M_1	M_{x1}	Γ_{x1}
4. Normal Kat	7831,189	798.29	1.0000	798.286	798.286	3392.106	2685.181	4285.142	1.263
3. Normal Kat	8357,414	851.93	0.9294	791.816	735.946				
2. Normal Kat	8357,414	851.93	0.8127	692.321	562.616				
1. Normal Kat	8368,454	853.05	0.6618	564.551	373.620				
Asma Kat	7535,032	768.10	0.4769	366.294	174.681				
Zemin Kat	7837,531	798.93	0.2238	178.837	40.032				



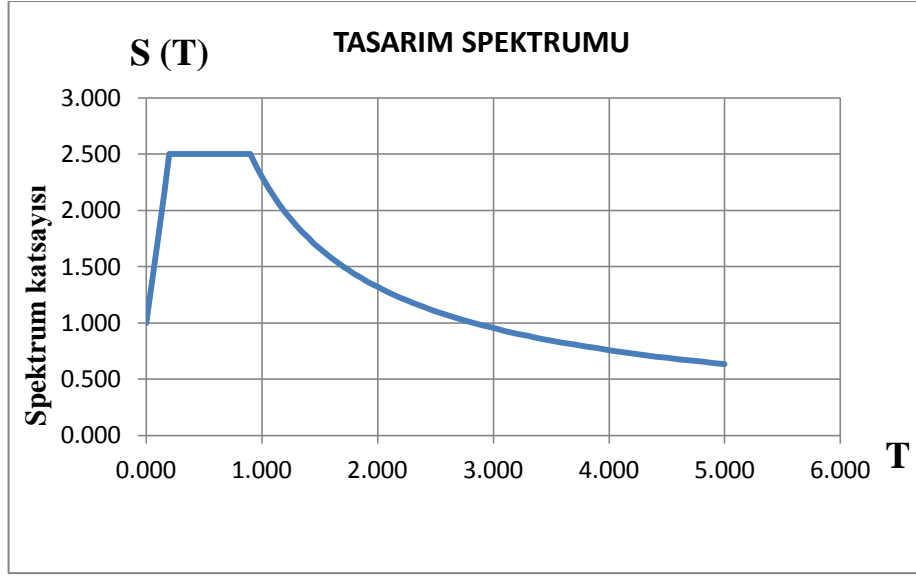
Şekil 6.23 Yapıda X doğrultusu modal kapasite eğrisi

Çizelge 6.9 X yönü statik itme eğrisi ve modal kapasite eğrisi değerleri

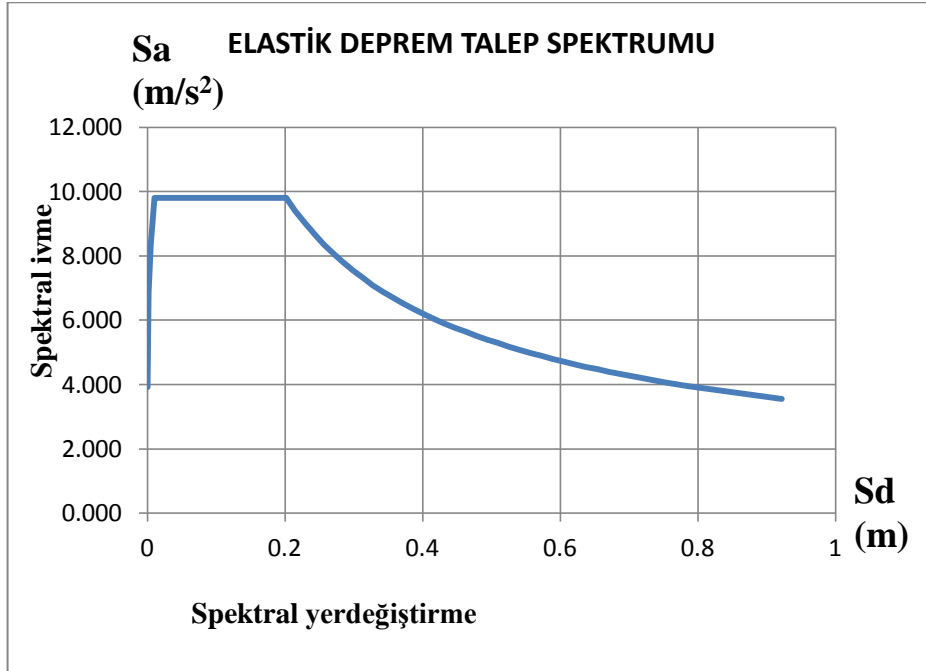
Adım	u_{xN1} [m]	V_{x1} [kN]	d_1 [m/sn ²]	a_1 [m]
0	0	0	0.000	0.000
1	0.017284	820.877	0.014	0.192
2	0.032284	997.633	0.026	0.233
3	0.047284	1146.901	0.037	0.268
4	0.062284	1244.61	0.049	0.290
5	0.077284	1330.467	0.061	0.310
6	0.092284	1398.725	0.073	0.326
7	0.107284	1456.263	0.085	0.340
8	0.122284	1505.263	0.097	0.351
9	0.137284	1545.331	0.109	0.361
10	0.152284	1574.717	0.121	0.367
11	0.167284	1598.486	0.132	0.373
12	0.182284	1619.96	0.144	0.378
13	0.197284	1639.067	0.156	0.383
14	0.212284	1657.21	0.168	0.387
15	0.227284	1674.558	0.180	0.391
16	0.242284	1690.486	0.192	0.394
17	0.257284	1705.574	0.204	0.398
18	0.272284	1719.523	0.216	0.401
19	0.287284	1732.795	0.227	0.404
20	0.302284	1745.054	0.239	0.407
21	0.317284	1756.868	0.251	0.410
22	0.332284	1768.221	0.263	0.413
23	0.347284	1779.179	0.275	0.415
24	0.362284	1789.168	0.287	0.418
25	0.377284	1798.101	0.299	0.420
26	0.392284	1806.187	0.311	0.421
27	0.407284	1814.539	0.322	0.423
28	0.422284	1822.541	0.334	0.425
29	0.437284	1830.128	0.346	0.427
30	0.452284	1837.016	0.358	0.429
31	0.467284	1843.344	0.370	0.430
32	0.482284	1848.675	0.382	0.431
33	0.497284	1853.456	0.394	0.433
34	0.512284	1856.744	0.406	0.433
35	0.527284	1858.147	0.417	0.434
36	0.542284	1858.844	0.429	0.434
37	0.557284	1859.688	0.441	0.434
38	0.572284	1862.963	0.453	0.435
39	0.587284	1862.311	0.465	0.435
40	0.602284	1861.161	0.477	0.434
41	0.617284	1859.303	0.489	0.434
42	0.632284	1855.712	0.501	0.433
43	0.647284	1851.791	0.512	0.432
44	0.662284	1848.516	0.524	0.431
45	0.677284	1845.084	0.536	0.431
46	0.692284	1841.766	0.548	0.430
47	0.707284	1838.026	0.560	0.429
48	0.722284	1834.17	0.572	0.428
49	0.737284	1830.207	0.584	0.427
50	0.752284	1826.005	0.596	0.426

6.16.1.2 Talep Eğrisi ve Modal Kapasite Eğrisinin Çakıştırılması

Yapının deprem etkisi TDY 2007’de spektrum eğrisi ile ifade edilir. Deprem talep eğrisinin modal kapasite eğrisi ile çakışabilmesi için eksen dönüşümüne ihtiyaç vardır. Şekil 6.24’te Z4 zemin sınıfı için gösterilen spektrum eğrisi, tasarım depremi esas alınarak, elastik deprem spektrumuna dönüştürülür (Şekil 6.25).



Şekil 6.24 Z4 zemin sınıfına ait tasarım spektrumu



Şekil 6.25 %5 sönümlü tasarım depremi için elastik deprem spektrumu

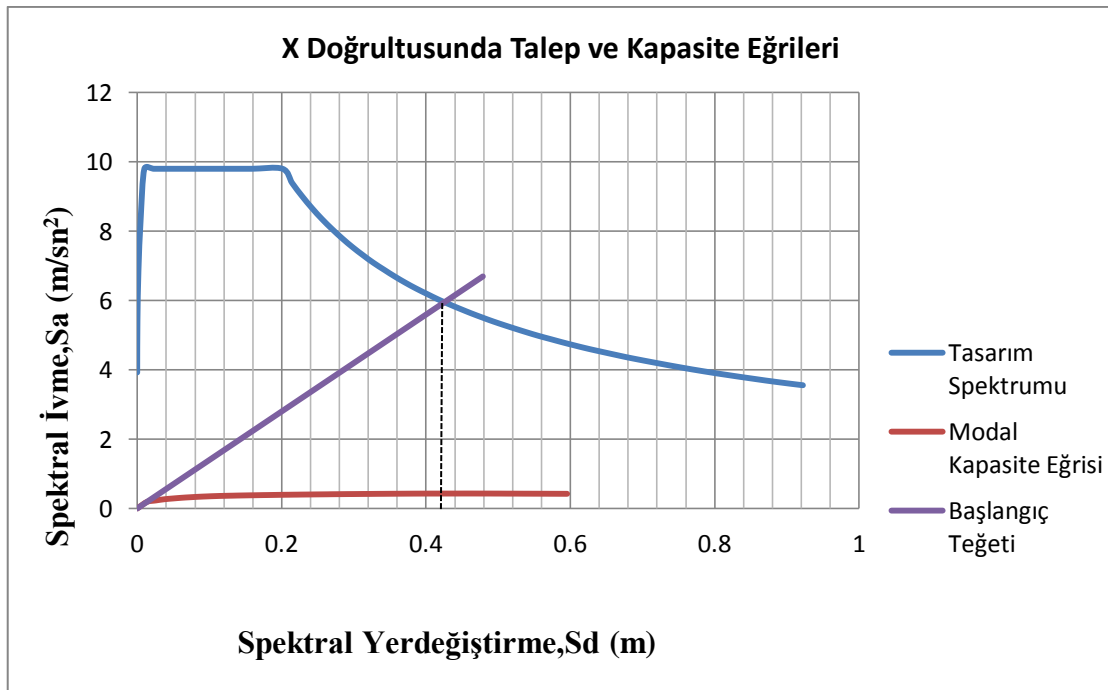
Deprem talep eğrisi üzerinde bulunan herhangi bir noktadaki modal yer değiştirme değeri Bölüm 5'te tanımlanan 5.8 denklemi kullanılarak hesaplanabilir.

$$d_1^{(i)} = a_1^{(i)} \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2$$

Modal kapasite eğrisinin başlangıç teğeti ile elastik deprem talep spektrum eğrisinin birleştirilmesi sonucu modal hedef deplasman sınırı Şekil 6.26'da 0.435 m. olarak belirlenmiştir. Daha sonra belirlenen modal deplasman değeri, denklem (5.7) kullanılarak koordinat dönüşümüne tabi tutulmuş ve hedef deplasman sınırı 0.5494 m. olarak hesaplanmıştır.

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^i}{\Gamma_{x1} \cdot \Phi_{xN1}}$$

$$u_{xN1}^i = \Gamma_{x1} \cdot \Phi_{xN1} \cdot d_1^{(i)}$$



Şekil 6.26 Yapının X yönü için spektral hedef deplasman değerinin belirlenmesi

Şekil 6.26'da da görüldüğü gibi kesişim spektrum eğrisinin kuyruk kısmında gerçekleşmiştir. Bunun sonucunda elastik yer değiştirmenin elasto-plastik yer değiştirmeye eşit olacağı kabulü yapılarak C_{R1} değeri 1 alınmış, herhangi bir büyütme yapılmamıştır.

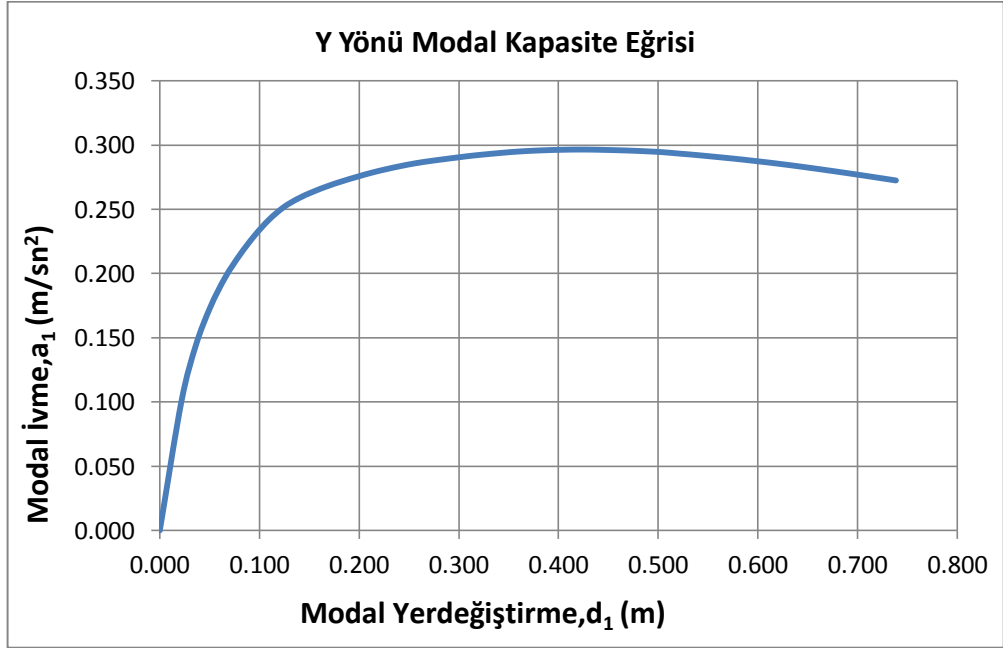
6.16.2 Y Doğrultusunda Hedef Deplasman Sınırının Belirlenmesi

6.16.2.1 Y Yönü Modal Kapasite Eğrisinin Belirlenmesi

Hedef deplasman noktasını belirleyebilmek için statik itme eğrisini, deprem talep eğrisiyle bir araya getirmek gerekir. Bunun için önce statik itme eğrisinde bir eksen değişimi yapılmalıdır. Bu eksen değişimi Şekil 6.22’de gösterilen kapasite eğrisinin, modal koordinat dönüşümlerinin yapılması ile gerçekleşir. V_{y1} taban kesme kuvveti, a_{y1} modal ivmeye ve u_{yN1} en üst kata ait yer değiştirme değeri ise, d_{x1} modal yer değiştirmeye dönüştürülür. Bu dönüşümün gerçekleştirilebilmesi için Bölüm 5’te belirtilen (5.4-8) denklemlerinden faydalanılmıştır. Bulunan dönüşüm değerleri Çizelge 6.8, bulunan statik itme eğrisi ve modal kapasite eğrisi veriler, Çizelge 6.9 belirtilmiştir. Elde edilen elastik modal kapasite eğrisi Şekil 6.23’te gösterildiği gibidir.

Çizelge 6.10 Y doğrultusunda M_{y1} ve Γ_{y1} hesaplanması

Kat	W_i [kN]	m_i	ϕ_{iy1}	$m_i\phi_{iy1}$	$m_i[\phi_{iy1}]^2$	L_{y1}	M_1	M_{y1}	Γ_{y1}
4. Normal Kat	7831,189	798.29	1.0000	798.286	798.286	2740.811	2005.131	3746.412	1.367
3. Normal Kat	8357,414	851.93	0.8469	721.506	611.051				
2. Normal Kat	8357,414	851.93	0.6587	561.172	369.648				
1. Normal Kat	8368,454	853.05	0.4480	382.197	171.237				
Asma Kat	7535,032	768.10	0.2388	183.394	43.788				
Zemin Kat	7837,531	798.93	0.1180	94.256	11.120				



Şekil 6.27 Yapıda Y doğrultusu modal kapasite eğrisi

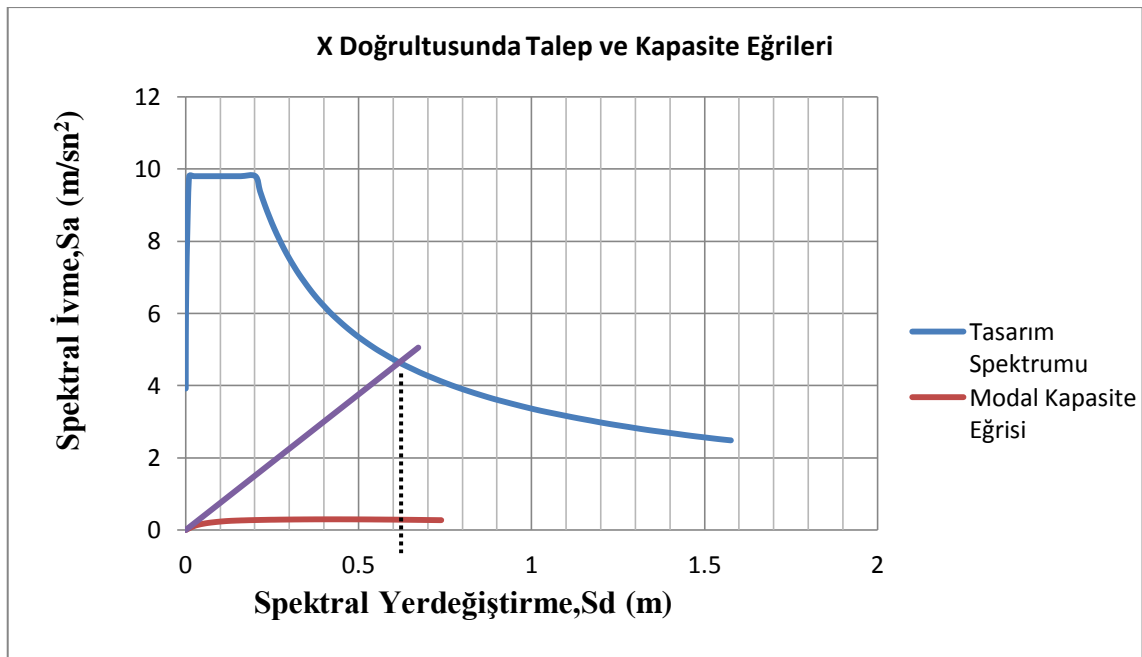
Çizelge 6.11 Y yönü statik itme eğrisi ve modal kapasite eğrisi değerleri

Adım	u_{xN1} [m]	V_{x1} [kN]	d_1 [m/sn ²]	a_1 [m]
0	0	0	0.000	0.000
1	0.029618	375.878	0.022	0.100
2	0.049618	540.896	0.036	0.144
3	0.069618	652.819	0.051	0.174
4	0.089618	737.618	0.066	0.197
5	0.109618	803.198	0.080	0.214
6	0.129618	859.014	0.095	0.229
7	0.149618	905.9	0.109	0.242
8	0.169618	942.297	0.124	0.252
9	0.189618	967.819	0.139	0.258
10	0.209618	987.279	0.153	0.264
11	0.229618	1003.842	0.168	0.268
12	0.249618	1018.107	0.183	0.272
13	0.269618	1030.857	0.197	0.275
14	0.289618	1042.835	0.212	0.278
15	0.309618	1053.14	0.227	0.281
16	0.329618	1062.443	0.241	0.284
17	0.349618	1070.47	0.256	0.286
18	0.369618	1077.05	0.270	0.287
19	0.389618	1082.723	0.285	0.289
20	0.409618	1088.187	0.300	0.290
21	0.429618	1093.301	0.314	0.292
22	0.449618	1097.505	0.329	0.293
23	0.469618	1101.386	0.344	0.294
24	0.489618	1104.805	0.358	0.295
25	0.509618	1107.199	0.373	0.296
26	0.529618	1108.967	0.387	0.296
27	0.549618	1110.135	0.402	0.296
28	0.569618	1110.779	0.417	0.296
29	0.589618	1110.714	0.431	0.296
30	0.609618	1109.846	0.446	0.296
31	0.629618	1108.763	0.461	0.296
32	0.649618	1107.403	0.475	0.296
33	0.669618	1105.516	0.490	0.295
34	0.689618	1103.17	0.505	0.294
35	0.709618	1099.568	0.519	0.293
36	0.729618	1096.077	0.534	0.293
37	0.749618	1092.156	0.548	0.292
38	0.769618	1088.014	0.563	0.290
39	0.789618	1083.77	0.578	0.289
40	0.809618	1079.172	0.592	0.288
41	0.829618	1074.332	0.607	0.287
42	0.849618	1069.203	0.622	0.285
43	0.869618	1063.792	0.636	0.284
44	0.889618	1058.092	0.651	0.282
45	0.909618	1052.204	0.665	0.281
46	0.929618	1046.15	0.680	0.279
47	0.949618	1039.975	0.695	0.278
48	0.969618	1033.642	0.709	0.276
49	0.989618	1027.205	0.724	0.274
50	1.009618	1020.703	0.739	0.272

6.16.2.2 Talep Eğrisi ve Modal Kapasite Eğrisinin Çakıştırılması

Modal kapasite eğrisinin başlangıç teğeti ile elastik deprem talep spektrum eğrisinin birleştirilmesi sonucu modal hedef deplasman sınırı Şekil 6.28'de 0.63m. olarak belirlenmiştir. Daha sonra belirlenen modal deplasman değeri, denklem (5.7) kullanılarak koordinat dönüşümüne tabi tutulmuş ve hedef deplasman sınırı 0.8612 m. olarak hesaplanmıştır.

Şekil 6.26'da da görüldüğü gibi kesişim spektrum eğrisinin kuyruk kısmında gerçekleşmiştir. Bunun sonucunda elastik yer değiştirmenin elasto-plastik yer değiştirmeye eşit olacağı kabulü yapılarak C_{R1} değeri 1 alınmış, herhangi bir büyütme yapılmamıştır.



Şekil 6.28 Yapının Y yönü için spektral hedef deplasman değerinin belirlenmesi

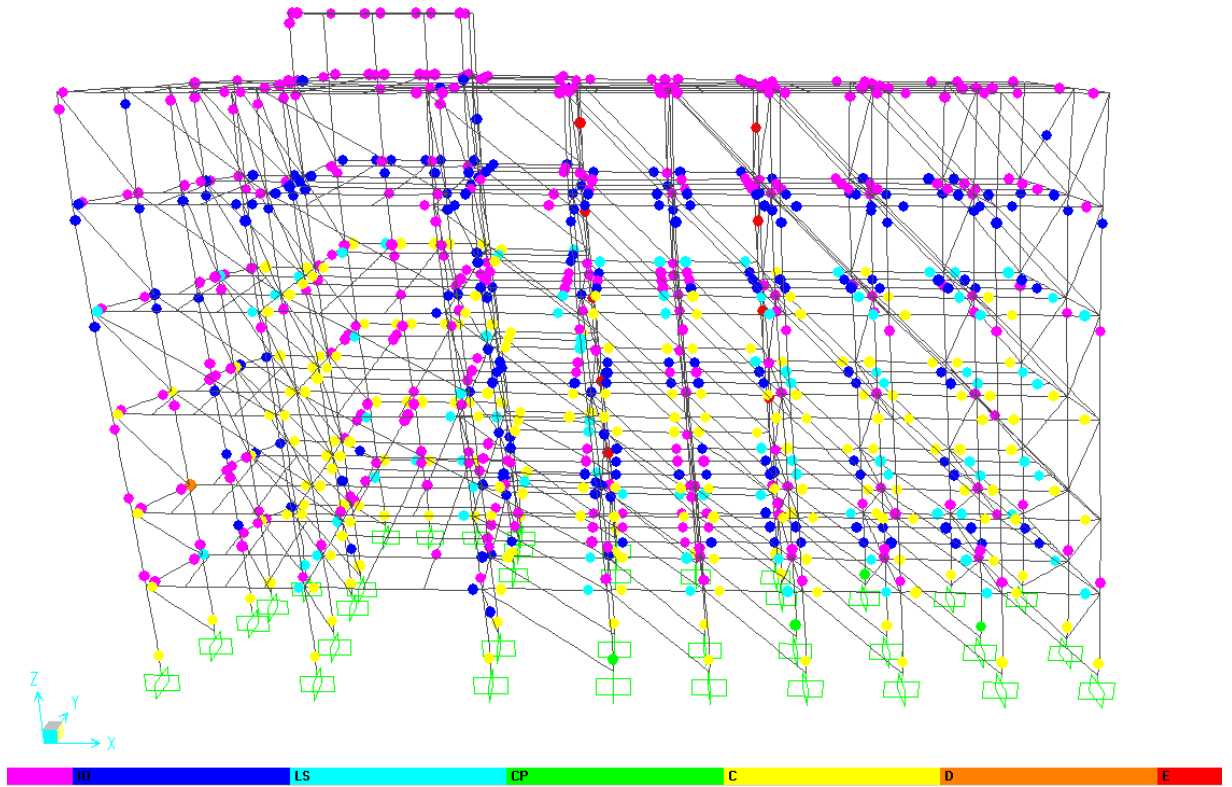
6.17 Gerçek Hedef Deplasman Değeri ile Analizin Tekrarı

Yapılan itme analizlerinin ardından bulunan hedef deplasman değeri üst sınır olarak analiz programına atanarak itme analizi tekrar edilmiştir. Her iki yön için de yapılan bu analizler sonucunda bina taşıyıcı sistemine ait elemanlarda oluşan plastik mafsallar Şekil 6.29-30'da belirtilmiştir.

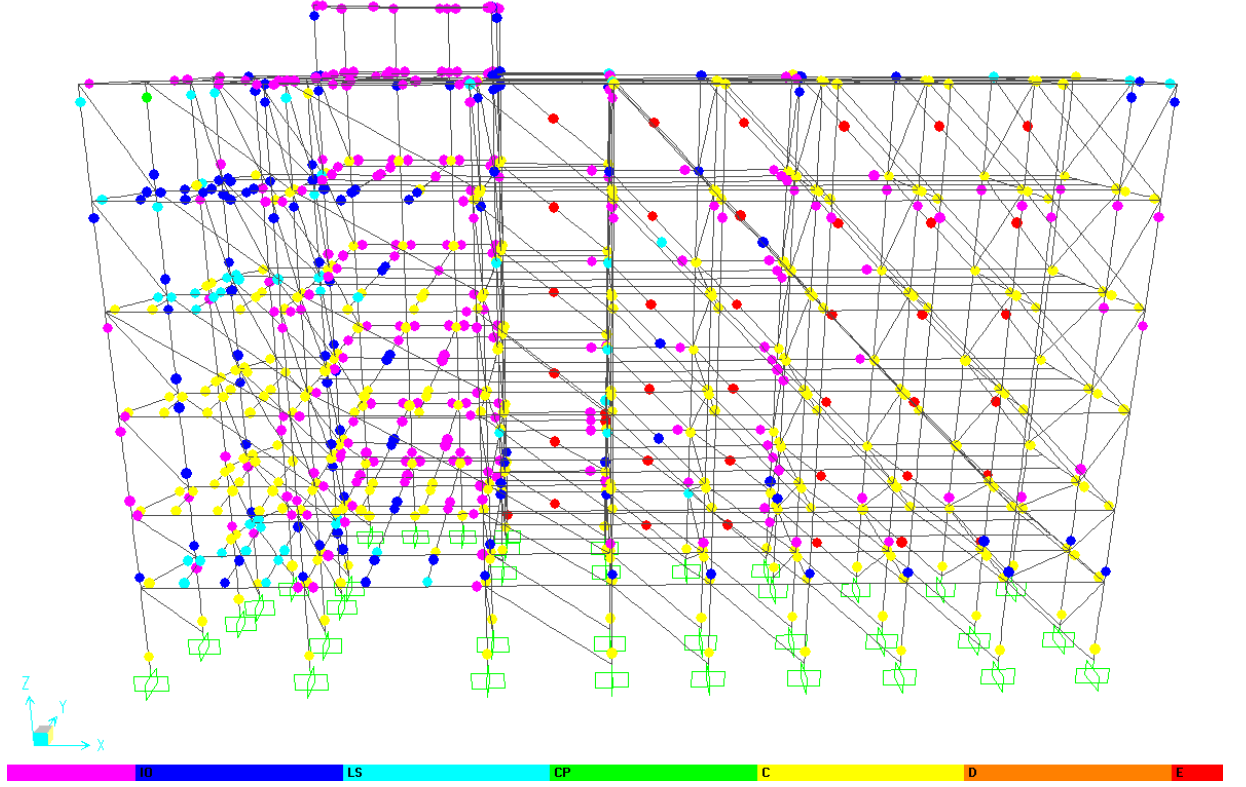
Plastik mafsal dönmeleri, taşıyıcı sistem elemanlarının plastik mafsal oluşan kısımlarından elde edilir. Plastik mafsal dönmeleri, Bölüm 4.5’de açıklandığı gibi her kesit için çalışan doğrultuda kesit boyunun yarısı olarak kabul edilen l_p plastik mafsal boyuna bölünmüş ve kesitlere ait plastik eğrilikler elde edilmiştir. Bu plastik eğriliklere kesitin plastikleşmeye erişinceye kadar yaptığı akma elastik eğriliği de eklenerek denklem 4.7 ile gösterilen toplam eğrilik değerine ulaşılır.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{l_p}$$

Eşdeğer akma eğrilik değerleri XTRACT ver.3.0.8’den elde edilmiştir [53].



Şekil 6.29 X yönü için yapılan analiz sonucu ortaya çıkan plastik mafsallar,[52]



Şekil 6.30 Y yönü için yapılan analiz sonucu ortaya çıkan plastik mafsallar, [52]

6.18 Yapı Elemanlarında Birim Şekil Değişikliklerinin Belirlenmesi, Değerlendirilmesi

6.18.1 Kiriş Hasar Sınırı Belirlenmesine Örnek

Kat bazında kiriş ve kolonların ayrı ayrı hasar tespitleri yapılmıştır. Kirişlerde hasar tespiti için bir örnek verilmek istenirse;

X doğrultusunda tasarım depremi etkisi altında zemin kat Y1 aksı üzerinde SAP2000, ver.14.2.2 [52]'de 503 numaralı 20x50 ebadında ki kirişi temsil eden elemanın sol ucunda 0.00324, sağ ucunda 0.00196 rad. dönme değerlerine ulaştığı EK-C'deki tablolarda görülebilir (Bknz, CD-ROM).

$$\phi_{p,sol} = \frac{\theta_{p,sol}}{l_p} = \frac{0.00324}{0.25} = 0.0252 \text{ rad.}$$

$$\phi_{p,sağ} = \frac{\theta_{p,sağ}}{l_p} = \frac{0.00196}{0.25} = 0.0262 \text{ rad.}$$

$$\phi_{t,sol} = \phi_{y,sol} + \phi_{p,sol} = 0.00344 + 0.0252 = 0.02865 \text{ rad/s}$$

$$\phi_{t,sağ} = \phi_{y,sağ} + \phi_{p,sağ} = 0.00344 + 0.0262 = 0.02968 \text{ rad/s}$$

Toplam eğrilik değeri beton ve çelik malzemelerin şekil değiştirmeleri ile orantılıdır. Yukarıda elde edilen toplam eğrilik değerleri XTRACTver.3.0.8 programından elde edilen akma eğrilik değerleri ve şekil değiştirme bağıntıları arasında doğrusal enterpolasyon yapılarak beton kısalma ve çelik uzama değerlerine ulaşılır (Çizelge 6.12) [53].

Çizelge 6.12 Kesite ait betondaki kısalma ve çelikteki uzama

SOL		SAĞ	
ε_{CU}	ε_S	ε_{CU}	ε_S
0.0011117	0.0119116	0.0011414	0.0123527

Enine donatı kirişlerde, beton malzemesinin şekil değiştirmesinde etkin bir rol oynamaktadır. Kirişin içinde bulunması gereken enine donatı oranı (ρ_{sm}) ve mevcut donatı oranı (ρ_s) hesaplanarak malzemenin hasar sınırlarının tespitinde TDY 2007 Bölüm 7.6.9 kesit birim şekil değiştirme kapasitelerine göre bulunur. Çizelge 6.13'te bu değerler belirlenmiştir. Örnek kirişin hasar sınırları her iki uçta da *Belirgin Hasar Bölgesi* olarak belirlenmiştir.

Çizelge 6.13 Kiriş hasar sınırları

Kiriş No	b	h	Alan	Etriye Çapı	Etriye Aralığı (mm)	Etriye mesafesi	Etriye hacmi	Kiriş Hacmi	ρ_s	TDY 2007-3.4.4'e göre etriye aralığı (mm)	Etriye Hacmi	Kiriş Hacmi	ρ_{sm}	ρ_s/ρ_{sm}	GV için sınır değer	GÇ için sınır değer
1	200	350	70000	8	150	25	45238.9	10500000	0.0043085	87.5	45239	6125000	0.007386	0.583333	0.0093333	0.0121667
2	150	400	60000	8	150	25	45238.9	9000000	0.0050265	100	45239	6000000	0.00754	0.666667	0.0101667	0.0133333
3	200	400	80000	8	150	25	50265.5	12000000	0.0041888	100	50265	8000000	0.006283	0.666667	0.0101667	0.0133333
4	150	300	45000	8	150	25	35185.8	6750000	0.0052127	75	35186	3375000	0.010425	0.500000	0.0085	0.011
5	250	300	75000	8	150	25	45238.9	11250000	0.0040212	75	45239	5625000	0.008042	0.500000	0.0085	0.011
6	200	500	100000	8	150	25	60318.6	15000000	0.0040212	115	60319	11500000	0.005245	0.766667	0.0111667	0.0147333

6.18.2 Kolon Hasar Sınırı Belirlenmesine Örnek

Tasarım depremi etkisi altında zemin kat X1 aksı üzerinde SAP2000,ver.14.2.2 [52]'de 221 numaralı 30x30 ebadında ki kolonu temsil eden elemanın alt ucunda 0, üst ucunda 0.006639 rad. dönme değerlerine ulaştığı EK-E'deki tablolarda görülebilir (Bknz,CD-ROM).

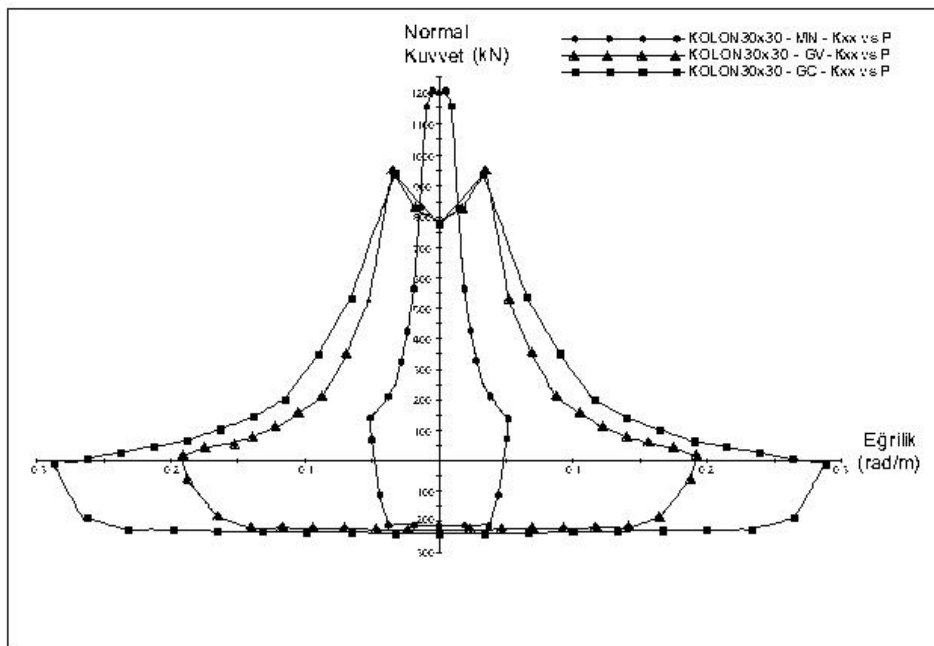
$$\phi_{p,alt} = \frac{\theta_{p,alt}}{l_p} = \frac{0}{0.15} = 0 \text{ rad.}$$

$$\phi_{p,üst} = \frac{\theta_{p,üst}}{l_p} = \frac{0.006639}{0.15} = 0.04426 \text{ rad.}$$

$$\phi_{t,alt} = \phi_{y,alt} + \phi_{p,alt} = 0.007984 + 0 = 0.007984 \text{ rad/s}$$

$$\phi_{t,üst} = \phi_{y,üst} + \phi_{p,üst} = 0.007984 + 0.04426 = 0.05224 \text{ rad/s}$$

Kolonlar ayrıca aksenal kuvvet etkisi altındadır. TDY 2007 Bölüm 7.6.9'daki hasar bölgelerini belirleyen sınır şekil değiştirmelerini kullanarak XTRACT ver.3.0.8 programında akma yüzeyi diyagramları çizilir (Çizelge 6.14) [53]. Bu diyagramlarda normal kuvvet ve eğrilik değeri karşılaştırılarak hasar bölgesi belirlenir. Örneğin alt ucunda aksenal kuvvet 69.966 kN, üst ucunda 61.686kN'dur. Kolon kesitlerine ait aksenal kuvvet- eğrilik diyagramları EK-D'de sunulmuştur (Şekil 6.31), (Bknz,CD-ROM).



6.31 221 nolu kolon hasar bölgesi tespiti

Örnek kolonumuz alt ucunda Minumum Hasar bölgesinde, üst ucunda ise Belirgin hasar Bölgesinde tespit edilmiştir. Kolon bazında *Belirgin Hasar Bölgesi* tanımı yapılmalıdır.

Çizelge 6.14 Kolon hasar sınırları

Kolon No	b	h	Alan	Etriye Çapı (m)	Etriye Aralığı (mm)	Etriye mesafesi	Etriye hacmi	Kiriş Hacmi	P_s	TDY 2007-3.4.4'e göre etriye aralığı (mm)	X Çiroz hacmi	Y Çiroz hacmi	Toplam Etriye Hacmi	Kiriş Hacmi	P_{sm}	ρ_s/ρ_{sm}	GV için sınır değeri	GC için sınır değeri
1	650	300	195000	8	150	30	83440.7	29250000	0.0028527	100	24127	0	107568.1	19500000	0.0055163	0.517134	0.0086713	0.0112399
2	850	300	255000	8	150	30	103547	38250000	0.0027071	100	36191	0	139738	25500000	0.0054799	0.4940048	0.00844	0.0109161
3	350	300	105000	8	150	30	53281.4	15750000	0.0033829	100	24127	0	77408.84	10500000	0.0073723	0.4588745	0.0080887	0.0104242
4	400	400	160000	8	150	30	68361.1	24000000	0.0028484	100	17090	17090.26	102541.6	16000000	0.0064088	0.4444444	0.0079444	0.0102222
5	400	300	120000	8	150	30	58308	18000000	0.0032393	100	34181	0	92488.49	12000000	0.0077074	0.4202899	0.0077029	0.0098841
6	400	500	200000	8	150	30	78414.2	30000000	0.0026138	100	44234	17090.26	139738	20000000	0.0069869	0.3741007	0.007241	0.0092374
7	300	300	90000	8	150	30	48254.9	13500000	0.0035744	100	0	0	48254.86	9000000	0.0053617	0.6666667	0.0101667	0.0133333
8	250	300	75000	8	150	30	43228.3	11250000	0.0038425	85	0	0	43228.31	6375000	0.0067809	0.5666667	0.0091667	0.0119333
9	500	500	250000	8	150	30	88467.2	37500000	0.0023591	100	44234	22116.81	154817.7	25000000	0.0061927	0.3809524	0.0073095	0.0093333
10	350	350	122500	8	150	30	58308	18375000	0.0031732	100	29154	14576.99	102038.9	12250000	0.0083297	0.3809524	0.0073095	0.0093333
11	300	400	120000	8	150	30	58308	18000000	0.0032393	100	34181	12063.72	104552.2	12000000	0.0087127	0.3717949	0.0072179	0.0092051

6.19 Yapı Elemanlarında Hasar Tespiti

6.19.1 X Doğrultusunda Tasarım Depremi Altında Yapı Elemanlarında Hasar Tespiti

Kirişler için X doğrultusunda tasarım depremi altında kat bazında yapılan hasar tespiti Çizelge 6.12'de belirtilmiştir.

Çizelge 6.15 Kirişler için X doğrultusunda kat bazında tasarım depremi altında hasar tespiti

KAT NO	Kattaki kiriş sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	IHB	GB	MHB	BHB	IHB	GB
4. NORMAL KAT	125	125	0	0	0	100	0	0	0
3. NORMAL KAT	125	125	0	0	0	100	0	0	0
2. NORMAL KAT	125	116	9	0	0	92.80	7.20	0	0
1. NORMAL KAT	125	97	28	0	0	77.60	22.40	0	0
ASMA KAT	125	107	18	0	0	85.60	14.40	0	0
ZEMİN KAT	125	115	10	0	0	92.00	8.00	0	0
TOPLAM	750	685	65	0	0	91.33	8.67	0	0

Kolonlar için X doğrultusunda tasarım depremi altında kat bazında yapılan hasar tespiti Çizelge 6.13'te belirtilmiştir.

Çizelge 6.16 Kolonlar için X doğrultusunda kat bazında tasarım depremi altında hasar tespiti

KAT NO	Kattaki kolon sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	IHB	GB	MHB	BHB	IHB	GB
4. NORMAL KAT	47	44	3	0	0	93.62	6.38	0.00	0.00
3. NORMAL KAT	47	16	0	1	30	34.04	0.00	2.13	63.83
2. NORMAL KAT	47	46	0	0	1	97.87	0.00	0.00	2.13
1. NORMAL KAT	47	46	0	0	1	97.87	0.00	0.00	2.13
ASMA KAT	47	42	3	0	2	89.36	6.38	0.00	4.26
ZEMİN KAT	47	1	3	2	41	2.13	6.38	4.26	87.23
TOPLAM	282	195	9	3	75	69.1	3.2	1.1	26.6

6.19.2 Y Doğrultusunda Tasarım Depremi Altında Yapı Elemanlarında Hasar Tespiti

Kirişler için Y doğrultusunda tasarım depremi altında kat bazında yapılan hasar tespiti Çizelge 6.14'de belirtilmiştir.

Çizelge 6.17 Kirişler için Y doğrultusunda kat bazında tasarım depremi altında hasar tespiti

KAT NO	Kattaki kiriş sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	IHB	GB	MHB	BHB	IHB	GB
4. NORMAL KAT	125	113	12	0	0	90.40	9.60	0	0
3. NORMAL KAT	125	93	32	0	0	74.40	25.60	0	0
2. NORMAL KAT	125	80	45	0	0	64.00	36.00	0	0
1. NORMAL KAT	125	77	48	0	0	61.60	38.40	0	0
ASMA KAT	125	77	48	0	0	61.60	38.40	0	0
ZEMİN KAT	125	88	37	0	0	70.40	29.60	0	0
TOPLAM	750	528	222	0	0	70.40	29.60	0	0

Kolonlar için Y doğrultusunda tasarım depremi altında kat bazında yapılan hasar tespiti Çizelge 6.15'te belirtilmiştir.

Çizelge 6.18 Kolonlar için Y doğrultusunda kat bazında tasarım depremi altında hasar tespiti

KAT NO	Kattaki giriş sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	IHB	GB	MHB	BHB	IHB	GB
4. NORMAL KAT	47	30	15	0	2	63.83	31.915	0	4.2553
3. NORMAL KAT	47	40	5	1	1	85.106	10.638	2.1277	2.1277
2. NORMAL KAT	47	43	2	1	1	91.489	4.2553	2.1277	2.1277
1. NORMAL KAT	47	42	3	1	1	89.362	6.383	2.1277	2.1277
ASMA KAT	47	30	14	1	2	63.83	29.787	2.1277	4.2553
ZEMİN KAT	47	0	0	0	47	0	0	0	100
TOPLAM	282	185	39	4	54	65.6	13.8	1.4	19.1

6.20 Bina Performans seviyesinin Belirlenmesi

Yapılan analiz sonucunda ortaya çıkan veriler değerlendirilmiş kolon ve girişlerin TDY 2007 Bölüm 7.7'ye göre kesit hasar tespitleri yapılmıştır (Bölüm 4.4). Bu hasar değerlendirmeleri ile ilgili detaylı bilgiler EK-C'de verilmiştir (Bknz,CD-ROM). Bu verilere göre X doğrultusunda ki girişlerin kesit bazındaki hasar durumları Çizelge 6.19 ile gösterilmiştir.

Çizelge 6.19 Dolgu duvarlı çerçevenin X yönündeki giriş hasar durumları

KAT NO	Kattaki giriş sayısı	MHB	BHB	IHB	GB	Kat Hasar Durumu
4. NORMAL KAT	125	100	0	0	0	% 100 Minimum Hasar Bölgesi
3. NORMAL KAT	125	100	0	0	0	% 100 Minimum Hasar Bölgesi
2. NORMAL KAT	125	92.8	7.2	0	0	% 7.2 Belirgin Hasar Bölgesi
1. NORMAL KAT	125	77.6	22.4	0	0	% 22.4 Belirgin Hasar Bölgesi
ASMA KAT	125	85.6	14.4	0	0	% 14.4 Belirgin Hasar Bölgesi
ZEMİN KAT	125	92	8	0	0	% 8 Belirgin Hasar Bölgesi

Çizelge 6.20'de X doğrultusundaki kolonların kesit bazındaki hasar durumları belirtilmiştir.

Çizelge 6.19 Dolgu duvarlı çerçevenin X yönündeki kolon hasar durumları

KAT NO	Kattaki kolon sayısı	MHB	BHB	IHB	GB	Kat Hasar Durumu
4. NORMAL KAT	47	93.62	6.38	0	0	%6.38 Belirgin Hasar Bölgesi
3. NORMAL KAT	47	34.04	0	2.13	63.83	% 63.83 Göçme Bölgesi
2. NORMAL KAT	47	97.87	0	0	2.13	% 2.13 Göçme Bölgesi
1. NORMAL KAT	47	97.87	0	0	2.13	% 2.13 Göçme Bölgesi
ASMA KAT	47	89.36	6.38	0	4.26	% 4.26 Göçme Bölgesi
ZEMİN KAT	47	2.13	6.38	4.26	87.23	% 87.23 Göçme Bölgesi

Çizelge 6.21'de Y doğrultusundaki kirişlerin kesit bazındaki hasar durumları belirtilmiştir.

Çizelge 6.20 Dolgu duvarlı çerçevenin Y yönündeki kiriş hasar durumları

KAT NO	Kattaki kiriş sayısı	MHB	BHB	IHB	GB	Kat Hasar Durumu
4. NORMAL KAT	125	90.40	9.60	0	0	% 9.6 Belirgin Hasar Bölgesi
3. NORMAL KAT	125	74.40	25.60	0	0	% 25.6 Belirgin Hasar Bölgesi
2. NORMAL KAT	125	64.00	36.00	0	0	%36 Belirgin Hasar Bölgesi
1. NORMAL KAT	125	61.60	38.40	0	0	% 38.4 Belirgin Hasar Bölgesi
ASMA KAT	125	61.60	38.40	0	0	% 38.4 Belirgin Hasar Bölgesi
ZEMİN KAT	125	70.40	29.60	0	0	% 29.6 Belirgin Hasar Bölgesi

Çizelge 6.21'de Y doğrultusundaki kolonların kesit bazındaki hasar durumları belirtilmiştir.

Çizelge 6.21 Dolgu duvarlı çerçevenin Y yönündeki kolon hasar durumları

KAT NO	Kattaki kolon sayısı	MHB	BHB	IHB	GB	Kat Hasar Durumu
4. NORMAL KAT	47	63.83	31.91	0	4.26	% 4.26 Göçme Bölgesi
3. NORMAL KAT	47	85.11	10.64	2.13	2.13	% 2.13 Göçme Bölgesi
2. NORMAL KAT	47	91.49	4.26	2.13	2.13	% 2.13 Göçme Bölgesi
1. NORMAL KAT	47	89.36	6.38	2.13	2.13	% 2.13 Göçme Bölgesi
ASMA KAT	47	63.83	29.79	2.13	4.26	% 4.26 Göçme Bölgesi
ZEMİN KAT	47	0	0	0	100.00	% 100 Göçme Bölgesi

Görüldüğü üzere Y doğrultusundaki kolonların tamamı Göçme Bölgesine geçmiştir. İstanbul Ticaret Odasına ait Hobyar mah. Yalıköşkü cad. no:17 Eminönü-İstanbul adresinde bulunan Liman Han binasının hedeflenen deprem performansını karşılamadığı görülmektedir. Binanın kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır.

6.21 Yapının Dolgu Duvarlı ve Dolgu Duvarsız Durumunun Kıyaslanması

Yapılan çalışmalarda dolgu duvarların sisteme yüksek oranda dayanım ve rijitlik verdiği belirlenmiştir. Dolgu duvarların yapı periyotlarına olan etkileri Çizelge 6.23'te dolgu duvarlı modelin periyotları ve Çizelge 6.24 yalın çerçeve modelin periyotlarından anlaşılacağı gibi periyodu %22'si oranında düşürmüştür.

Çizelge 6.22 Dolgu duvarlı sistemin periyodu

Dolgu duvarlı sistem	
X	Y
0.37335	0.31249

Çizelge 6.23 Yalın çerçeveli sistemin periyodu

Yalın çerçeve	
Y	X
1.67993	1.41149

Dolgu duvarların bina performansı etkisini daha iyi anlayabilmek için yalın çerçeveye ait X ve Y doğrultusunda giriş ve kolonların hasar durumları Çizelge 6.25-28’de verilmiştir.

Çizelge 6.24 Yalın çerçevenin X yönündeki giriş hasar durumları

KAT NO	Kattaki giriş sayısı	MHB	BHB	IHB	GB	Kat Hasar Durumu
4. NORMAL KAT	125	0.84	0.16	0	0	% 16Belirgin Hasar Bölgesi
3. NORMAL KAT	125	0.50	0.40	0.07	0.02	% 54 Göçme Bölgesi
2. NORMAL KAT	125	0.18	0.30	0.18	0.34	% 31.2 Göçme Bölgesi
1. NORMAL KAT	125	0.10	0.30	0.06	0.54	%53.6 Göçme Bölgesi
ASMA KAT	125	0.10	0.31	0.04	0.54	% 54.4 Göçme Bölgesi
ZEMİN KAT	125	0.14	0.31	0.08	0.46	% 46.4 Göçme Bölgesi

Çizelge 6.25 Yalın çerçevenin X yönündeki kolon hasar durumları

KAT NO	Kattaki kolon sayısı	MHB	BHB	IHB	GB	Kat Hasar Durumu
4. NORMAL KAT	47	0.77	0.21	0.02	0	% 2 İleri Hasar Bölgesi
3. NORMAL KAT	47	0.15	0.15	0.11	0.60	% 60 Göçme Bölgesi
2. NORMAL KAT	47	0.11	0.02	0	0.87	%87 Göçme Bölgesi
1. NORMAL KAT	47	0.64	0.19	0.02	0.15	% 15 Göçme Bölgesi
ASMA KAT	47	0.09	0.02	0.00	0.89	% 89 Göçme Bölgesi
ZEMİN KAT	47	0.04	0.06	0.02	0.87	% 87 Göçme Bölgesi

Çizelge 6.26 Yalın çerçevenin Y yönündeki giriş hasar durumları

KAT NO	Kattaki giriş sayısı	MHB	BHB	IHB	GB	Kat Hasar Durumu
4. NORMAL KAT	125	0.69	0.30	0.01	0.00	% 1 İleri Hasar Bölgesi
3. NORMAL KAT	125	0.58	0.31	0.09	0.02	% 2 Göçme Bölgesi
2. NORMAL KAT	125	0.54	0.16	0.22	0.08	% 8 Göçme Bölgesi
1. NORMAL KAT	125	0.54	0.09	0.24	0.14	% 14 Göçme Bölgesi
ASMA KAT	125	0.54	0.08	0.25	0.14	% 14 Göçme Bölgesi
ZEMİN KAT	125	0.54	0.12	0.25	0.10	% 10 Göçme Bölgesi

Çizelge 6.27 Yalın çerçevenin Y yönündeki kolon hasar durumları

KAT NO	Kolon sayısı	MHB	BHB	IHB	GB	Kat Hasar Durumu
4. NORMAL KAT	47	0.89	0.11	0	0	% 11 Belirgin Hasar Bölgesi
3. NORMAL KAT	47	0.89	0.11	0	0	% 11 Belirgin Hasar Bölgesi
2. NORMAL KAT	47	0.89	0.11	0	0	% 11 Belirgin Hasar Bölgesi
1. NORMAL KAT	47	0.87	0.09	0.04	0	% 4İleri Hasar Bölgesi
ASMA KAT	47	0.72	0.04	0.06	0.17	% 17 Göçme Bölgesi
ZEMİN KAT	47	0	0.06	0.40	0.53	% 53 Göçme Bölgesi

Dolgu duvarlı çerçevede Y aksında zemin katta tüm kolonlarda göçmenin gerçekleşmesinin sebebi, alt katların dükkan olarak düşünülmesi dolayısıyla dolgu duvarların bulunmayışının bina da dolaylı olarak yumuşak kat etkisinin oluşmasına sebep olmasıdır [27].

Yalın çerçevede kirişlerde göçme gözlenmesine rağmen, dolgu duvarlı sistemde göçme öncesi hasar durumu gözlenmektedir.

6.22 Yapı Periyodunun Diğer Ülke Standartları ile Kıyaslanması

Çizelge 6.29'da Liman Han'ın periyodu diğer ülke yönetmeliklerinde yer alan ampirik formüllerle kıyaslanmıştır. Çıkan değerlerin birbirine yakın çıkmamasının sebebi yapıdaki mevcut düzensizliktir.

Çizelge 6.29 Diğer ülke standartları ile periyodun kıyaslanması

Bina Serbest titreşim periyodu	Duvarların statik sisteme etkisinin gözardı edilmesi durumu	Duvarların statik sisteme etkisinin dikkate alınması durumu	Diğer Ülkelere Ait Standartlar								
			San Francisco Dep. ve Rüz. Komitesi	Fransa AFPS-1990	Meksika	İsrail SI-413-1995	Kostarika CRC-1986	Cezayir ASC-1988	Avrupa Euro Code-2003	Kolombiya NSR-84	Filipin NSCP-1992
1.6799	0.37335	0.485	0.485	0.110	0.486	0.520	0.480	0.530	0.330	0.485	0.137

SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, İstanbul Ticaret Odasına ait Hobyar mah. Yalıköşkü cad. no:17 Eminönü-İstanbul adresinde bulunan Liman Han binasının dolgu duvarlarının da etkisi dikkate alınarak performans seviyesinin Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile TDY 2007'nin öngördüğü sınırlar çerçevesinde olup olmadığı incelenmiştir. Ancak hemen belirtilmelidir ki; analiz modelinin karmaşıklığından dolayı hesapta yapılan kabuller doğrultusunda duvar davranışı, göz önüne alınan etkiler altında yeterli yaklaşıklıkla temsil edilmiştir. Aşağıda maddeler halinde verilen sonuçlar bu gerçeklerin ışığında değerlendirilmelidir.

1. İlk olarak dolgu duvarların yapı periyoduna olan etkisinden bahsetmek gerekir. Dolgu duvarsız modelin hakim periyodu 1.67993sn.'iken dolgu duvarların numerik modele dahil edilmesi ile yapının hakim periyodu 0.37335sn'ye düşmektedir. Bunun sebebi dolgu duvarların yapının yanal rijitliğini arttırması olarak açıklanabilir. Dolgu duvarların boşluklarının da hesaba katılmış olmasına rağmen anılan yapıya ait periyodu %78 oranında azalttığı gözlenmiştir.

2. Yine analiz sonucunda, modelde dolgu duvarları temsil etmek için boşlukları da göz önüne alarak uygulanmış olan iki ucu mafsallı çapraz çubukların, eşdeğer basınç çubukları kullanılmasının uygun olduğu görülmüştür. Dolgu duvar; duvarın cinsi, boşluk oranı, yüksekliği vb. çeşitli parametreler göz önünde bulundurularak modellenmiştir.

3. Hafif depremlerde veya şiddetli bir depremin başında dolgu duvarlar yapının ötelenmesini tıpkı perde duvarlar gibi kısıtladığı için başlangıçta büyük rijitlik değerlerine sahiptirler. Ancak ilk çatlama değerlerinden sonra artık yapıda sadece zati

ağırlıkları etkili olacak sistem yine yalın çerçevenin periyoduna dönecektir. Bu bağlamda dolgu duvarların sistem içinde simetrik yerleştirilmemesi burulma etkilerine neden olacaktır. Ki bu da numerik modelde dikkate alınması gereken bir husustur.

4. Daha önceki yapılan araştırmalarda dolgu duvarların binanın serbest titreşim periyodunu azalttığı ancak mod şeklini etkilemediği belirtilmiştir. Mevcut yapıda görüldüğü üzere mod şekli de değişmiştir. Bunun yapının simetrik olmamasından kaynaklandığı açıktır.

5. Dolgu duvarlı modelde kirişlerde, ikinci ve üçüncü katta en fazla %38.4 oranında Belirgin Hasar Bölgesinde olmasına rağmen; yalın çerçevede özellikle X doğrultusunda kirişlerin %50'den fazlasının göçtüğü gözlenmiştir. Bunun sebebi dolgu duvarların rijitlik üzerindeki olumlu etkisidir. Ancak kolonlara gelindiğinde Y doğrultusunda zemin katta tüm kolonlar göçmüştür. Bu ise deprem etkisindeki yapının enerjisinin duvar olmayan kısımlarda boşalarak dolaylı yumuşak kat etkisi yaratmasıdır. Genel olarak binaların zemin katlarında duvar yapılmaması sistem üzerindeki olumsuz etkisini göstermektedir. Dolgu duvar içindeki kapı-pencere boşluklarının dolgu duvarın etkisini azalttığını da belirtmek yerinde olacaktır.

6. Dolgu duvarlı modele ait serbest titreşim periyot değeri diğer ülkeler standartlarında yer alan dolgu duvar kabullü ampirik formüllerin değerlerine yakın değer vermiştir. Farklar yapının geometrik düzensizliğinden kaynaklanmaktadır.

7. İstanbul Ticaret Odasına ait Hobyar mah. Yalıköşkü cad. no:17 Eminönü-İstanbul adresinde bulunan Liman Han binasının hedeflenen deprem performansını karşılamadığı görülmektedir. 1. Derece deprem bölgesinde bulunan yapının taşıyıcı sisteminin yeterli olmadığı görülmektedir. Binanın kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır. Ancak yapıda kesme kuvveti kapasitesi açısından herhangi bir yetersizlik tespit edilmemiştir.

8. Yapı tasarımında taşıyıcı sistem olan etkileri sadece ağırlığı ile sınırlanan, başka bir deyişle mimari açıdan, sadece bölme amaçlı olarak kullanılan dolgu duvarların yapı davranışını göz ardı edilemeyecek kadar etkilediği açıktır.

KAYNAKLAR

- [1] Smith, B. S. and Carter, C.(1969), A Method of Analysis for Infilled Frames. Institution of Civil Engineers (ice), 44:31-48.
- [2] Fiorato, A. E., Sözen, M. A. And Gamble, W. L.(1969), An Investigation of the Interaction of Reinforced Concrete Frames with Masonry Filler Walls. Univ. of Illinois, Civ. Eng. Studies, Struct. Res.,370.
- [3] Ersoy, U. ve Uzsoy, Ş. (1971), "The Behaviour and Strength of Infilled Frames", TÜBİTAK Araştırma Projesi Raporu, Proje No: MAG-205. Ankara, Türkiye,95.
- [4] Klingner, R. E. and Bertero, V. V. (1978), "Earthquake Resistance of Infilled Frames", ASCE Journal of Structural Engineering, 104:973-989.
- [5] Riddington, J. R. and Smith, B. S. (1977), "Analysis of Infilled Frames Subject to Racking with Design Recommendation", The Structural Engineer,55(6):263-268.
- [6] Liauw, T. C. (1979), "Tests on Multistory Infilled Frames Subject to DynamicLateral Loading", ACI Journal, 76(4):551-563.
- [7] Yüzügüllü, Ö. (1979), "Strengthening of Reinforced Concrete Frames Damaged by Earthquake Using Precast Panel Elements", TÜBİTAK Araştırma Projesi Raporu, MAG-494.
- [8] Meli, R. and Bazan, E. (1980), "Seismic Analysis of Structures with Masonary Walls", Proceeding of Seventh World Conference on Earthquake Engineering, 633-640
- [9] Bertero, V. V. And Brokken, S. (1981), "Studies on Effect of Infills in Seismic Resistant R/C Construction", Rep. EERC 81-12, Univ. of California, Berkeley, Calif.
- [10] Higashi, Y., Endo, T.and Shimizu, Y. (1982), "Effects on Behaviours of Reinforced Concrete Frames by Adding Shear Walls", Proceedings of the Third eminar on Repair and Retrofit of Structures, Ann Arbor Mihigan, USA,265-290.
- [11] Sugano, S. (1982), An Overview of the State of The Art in Seismic Strengthening of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan" , Proceeding of the Third Seminar on Repair and Retrofit of Structures, Ann Arbor Mihigan, USA, 265-290.

- [12] Govindan, P., Lakshmiathy M., and Santhakumar, A. R. (1986), "Ductility of Infilled Frames", ACI Structural Journal, 83(4):567-576.
- [13] Dhanasekar, M. And Page, A. W. (1986), "The Influence of Brick Masonary Infill Properties on the Behaviour of Infilled Frames", Proc. Instn. Civ. Eng. (2):593-605.
- [14] Achyutha, h., Jagadish, R. and Rahman, S. S. (1986), "Finite Element imulation of Elastic Behaviour of Infilled Frames with Openings", Computers and Structires,23(5):685-696.
- [15] Altın, S. (1990), Strengthening of Reinforced Concrete Frames with Reinforced Concrete Infiils, Doktora Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.
- [16] Wasti, T. And Gülkan, P. (1993), Çerçeve Dolgu Etkileşmesi: Lineer Olmayan Bir İrdeleme. Türkiye inşaat Mühendisliği XII. Teknik Kongre,25-27 Mayıs 1993 Bildiriler Kitabı,39-52.
- [17] Mehrabi, A. B., Shing, P. B., Schuller, M. P. And Noland, J. L. (1996), "Hysteretic Response of Reinforced Concrete Infilled Frames", ASCE Journal of Structural Engineering,122(3):228-237.
- [18] Negro, P. And Verzeletti, G. (July,1996), "Effect of Infills on the Global Behaviour of R/C Frames: Energy Considerations from Pseudo-synamic Tests", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25(7): 753-773.
- [19] Marjani, F.(December, 1997), "Behaviour of Brick-Infilled Reinforced Concrete Frames Under Reserved Cyclic Loading", Ph. D. Thesis in Civil Engineering, METU.
- [20] Buonopane, S. G., White, R. N., (1999), "Pseudodynamic Testing of Masonary Infilled Reinforced Concrete Frames", ASCE, Journal of Structural Engineering, 125(6):578-589.
- [21] Canbay, E. (2001), Contribution of R/C Infills to the Seismic Behaviour of Structural System, A Doctor of Phiolospy Thesis Civil Engineering, Middle East Technical University,162.
- [22] Anıl, Ö. (2002), Betonarme Çerçevelerin Boşluklu Betonarme Dolgu Duvar ile Güçlendirilmesi, Doktora Tezi, Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü,245.
- [23] Sayın, B. (2003), Mevcut Betonarme Yapıların Yeni Deprem Yönetmeliğine Göre Projelendirilmesi ve Güçlendirilmesi Teknikleri, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- [24] Celep, Z., Gencoğlu, M. (2003), "Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı", 2-30 Mayıs 2003, İstanbul, AT-121.
- [25] Kaltakçı, M. Y., Köken A. (2003), "Beşinci Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı", (26-30 Mayıs 2003), İstanbul, AT-026Özcebe, G., Ersoy, U., Tankut, T., Erduran, E., Keskin, R. S. O. ve Mertol, C. (2003), Strengthening of Brick-

- Infilled RC Frames with CFRP. Teknik Rapor, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, 69.
- [26] Özcebe, G., Ersoy, U., Tankut, T., Erduran, E., Keskin, R. S. O. Ve Mertol, C. (2003), "Strengthening of Brick-Infilled RC Frames with CFRP", Teknik Rapor, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, 69.
- [27] Karslıoğlu, Ö. Ve Köse M. (Ekim, 2007), "Dolgu Duvarların Bina Serbest titreşim periyot ve Mod Şekline Olan Etkileri", 6. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul.
- [28] Çağlayan, E.,(2006), Betonarme Çerçevelerin Yatay Yüklere Göre Analizinde Dolgu Duvar Etkisinin İncelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Celal Bayar Üniversitesi Fen Bilimleri Entitüsü, 47.
- [29] Güney, D. ve Boduroğlu, M. H. (2006), " Deprem Etkisi Altındaki Simetrik veAsimetrik Yapıların, Lineer Olmayan Tepkilerine Dolgu Duvarlarının Katkısı. İTÜ Mühendislik dergisi/d, 5, 3, 165-174.
- [30] DüNDAR, E. (2007), "Çok Katlı Betonarme Yapılarda Bölme Duvarlarının Deprem Davranışına Etkisi", Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, 169.
- [31] Mutlu M., (2007), Deprem Etkisindeki Betonarme Binalarda Kısa Kolon Etkisinin Doğrusal Olmayan Davranışının İncelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Sakarya Üniversitesi.
- [32] Tetik, D. (2007), Dolgu Duvarların Betonarme Yapıların Serbest Titreşimine Etkisi", Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- [33] Aruselvan,S. , Subramanian,K., Perumalpillai,E. B.and Santhakumar,A. R. (2007), "RC Infilled Frame RC Plane Frame Interactions for Seismic Resistance", Journal of Applied Sciences 7 (7): 942-950.
- [34] Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, (TDY 2007), Bayındırlık Bakanlığı, Ankara.
- [35] Ekiz,İ. and Doran, B.,(2010), "İstanbul Ticaret Odasına Ait Hobyar Mah. Yalıköşkü Cad. No:17 Eminönü-İstanbul Adresinde Bulunan Liman Han'ın Yapısal İncelemeleri ile İlgili Teknik Rapor", Yıldız Teknik Üniversitesi, DSS, 2010-YA-01.
- [36] Aköz,F. and Yüzer, N.,(Ekim, 2009), "İstanbul Ticaret Odasına Ait Hobyar Mah. Yalıköşkü Cad. No:17 Eminönü-İstanbul Adresinde Bulunan Liman Han'ın Malzeme İncelemeleri Teknik Raporu", Yıldız Teknik Üniversitesi, DSS,2009-DS-29.
- [37] Tüysüz, O.,(2003),"İstanbul için Deprem Senaryolarının Hazırlanmasında coğrafi Bilgi Sistemlerinin Kullanımı", İTÜ Avrasya Yerbilimleri Enstitüsü, Kuvaterner Çalıştayı IV.
- [38] Yıldırım,M.and Berilgen,M., (Ekim, 2009), "İstanbul Ticaret Odasına Ait Hobyar Mah. Yalıköşkü Cad. No:17 Eminönü-İstanbul Adresinde Bulunan Liman Han'ın Temel Zemini İçin Geoteknik Raporu", Yıldız Teknik Üniversitesi, DSS,2009-DS-29.

- [39] Gürel, M.A.,(2001), Kargir Dolgu Duvarların Düzlemlerine Dik Deprem Etkileri Altında Davranışı,İ.T.Ü., Doktora Tezi, İstanbul.
- [40] Altın, S., Ersoy, U., Tankut, T., (1992), “Hysteretic Response of Reinforced Concrete Infilled Frames”, Journal of Structural Engineering,118(8):2133-2150.
- [41] Bayülke, N., (2001), “Depreme Dayanıklı Betonarme ve Yığma Yapı Tasarımı” İnşaat Mühendisleri Odası, İzmir Şubesi, İzmir.
- [42] FEMA-356, (2000), “Prestandard and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buidings”, Federal Emergency Management Agency, Washington.
- [43] Kızıloğlu, M. Y.,(2006),“Deprem Etkisi Altında Dolgu Duvarların Betonarme Çerçeve Yapılar Üzerindeki Etkisi”, Y.T.Ü. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul.
- [44] Asteris, P., G.,(2003), “Lateral Stiffness Of Brick Masonry Infilled Frames”, journal of Structural Engineering,1st August 2003, Asce.129(8):1071-1079.
- [45] Paulay, T., Priestley, M. J. N., (1992), “Seismic Design of Masonry Buildings”, John Wiley and Sons, Inc., New York.
- [46] Kaplan, S.A., (2008), “Dolgu Duvarların Betonarme Taşıyıcı Sistem Performansına Etkisi”, İnşaat Mühendisleri Odası, TMH Bülten, Sayı:452, Haziran 2008, 49-62.
- [47] Topçu, A.,(Nisan,2010), “Taşıyıcı Sistem Düzensizlikleri-Doğrular, Yanlışlar, Hasarlar”, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, <http://mmf.ogu.edu.tr/atopcu>.
- [48] Zarnic, R., (1995), “Modelling of Masonary Infilled Frames”, 10th European Conference on Earthquake Engineering, Duma.
- [49] Mainstone,R. J., (1971), “On the Stiffness and Strengths of infilled Frames” Proceedings of the Institution of Civil Engineers, The Institution of Civil Engineers, London, England, Supplemental Vol.IV, 7360, 57-90.
- [50] Celep, Z., (2007), Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [51] Özer, E., (2007), “Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları”, www.ins.itu.edu.tr/eozler , İstanbul.
- [52] SAP2000 ver.14.2.2, (2010), Integrated Structural Analysis and Design Software, Computer and Structures Inc., Berkeley, California.
- [53] XTRACT ver.3.0.8,(2007), Cross Sectional Analysis of Components, Imbsen Software System, Sacramento.

ÖZGEÇMİŞ

KİŞİSEL BİLGİLER

Adı Soyadı : Zeynep GÜRPINAR
Doğum Tarihi ve Yeri :13.07.1978-İstanbul
Yabancı Dili :İngilizce
E-posta :zeynep1378@hotmail.com

ÖĞRENİM DURUMU

Derece	Alan	Okul/Üniversite	Mezuniyet Yılı
Lisans	İnşaat Mühendisliği	Yıldız Teknik Üniversitesi	2005
Önlisans	Yapı	Yıldız Teknik Üniversitesi	1998
Lise	Yapı Ressamlığı	İstanbul İnşaat Teknik Lisesi	1994

İŞ TECRÜBESİ

Yıl	Firma/Kurum	Görevi
2007	PROBİ	İnşaat Mühendisi
2005	MPI	İnşaat Mühendisi
2000	SUR YAPI	İnşaat Teknikeri
1998	GÜLSAN	İnşaat Teknikeri