İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BURKULMASI ÖNLENMİŞ ÇAPRAZ (BÖÇ) İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ BETONARME BİR BİNANIN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİYLE PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Erhan MOLLAOĞLU

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

OCAK 2013

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BURKULMASI ÖNLENMİŞ ÇAPRAZ (BÖÇ) İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ BETONARME BİR BİNANIN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİYLE PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Erhan MOLLAOĞLU
(501101065)

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Konuralp GİRGİN

OCAK 2013

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501101065 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Erhan MOLLAOĞLU**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı **"BURKULMASI ÖNLENMİŞ ÇAPRAZ (BÖÇ) İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ BETONARME BİR BİNANIN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİYLE PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ"** başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı :	**Doç. Dr. Konuralp GİRGİN** İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
Jüri Üyeleri :	**Doç. Dr. Bülent AKBAŞ** Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü	.....
	Doç. Dr. Ercan YÜKSEL İstanbul Teknik Üniversitesi	.....

Teslim Tarihi : **17 Aralık 2012**
Savunma Tarihi : **23 Ocak 2013**

Canım anneme,

ÖNSÖZ

Ülkemiz, aktif fay hatlarının bulunduğu bir deprem ülkesidir. Yakın geçmişte yaşanan depremler, mevcut yapıların deprem performansının ne kadar zayıf olduğunu göstermiştir. Bu depremler, çok sayıda can kaybına ve büyük maddi zararlara neden olmuştur. Mevcut yapıların büyük bir kısmının, projelendirme aşamasında, malzeme seçiminde ve uygulama aşamasında eksiklikleri olduğu gerçeğini açığa çıkarmıştır. Bu durum, mevcut yapıların performans değerlendirmesi çalışmalarının yoğunlaşmasına neden olmuş ve yürütülen çalışmalar deprem yönetmeliğinin güncelleştirilmesi ile somutlaştırılmıştır.

Günümüzde çeşitli güçlendirme çalışmaları yapılmaktadır. Yapılan araştırma ve çalışmalar farklı ve daha etkin güçlendirme yöntemlerinin ortaya çıkmasını sağlamaktadır. Bu tez kapsamında yer alan burkulması önlenmiş çelik elemanlar da son zamanlarda en çok tartışılan ve araştırılan konu haline gelmiştir.

Bu çalışmayı yapma fırsatı sunan ve tez çalışmam sırasında yardımını esirgemeyen değerli danışman hocam Sayın Doç. Dr. Konuralp GİRGİN'e teşekkür eder, saygılarımı sunarım.

Ayrıca, tez çalışmalarım sırasında bana hoşgörü gösteren değerli patronlarım İnş. Y. Müh. Uğur SEYMEN ve İnş. Müh. Erdinç ÖZKARA'ya teşekkür ederim.

Aralık 2012

Erhan Mollaoğlu
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ ..... **vii**
İÇİNDEKİLER ..... **ix**
KISALTMALAR ..... **xiii**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **xv**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xvii**
SEMBOLLER ..... **xix**
ÖZET ..... **xxi**
SUMMARY ..... **xxv**
1. GİRİŞ **1**
1.1 Konu 1
1.2 Tezin Amacı 2
1.3 Literatür Araştırması 3
1.4 Kapsam 4
2. BETONARME BİNALARIN GÜÇLENDİRİLMESİ **5**
2.1 Onarım ve Güçlendirme 5
2.2 Güçlendirme Yöntemleri 5
2.2.1 Betonarme veya çelik çaprazlar ile güçlendirme 5
2.2.2 Kolon ve kiriş sargılaması 6
2.2.2.1 Kolonda betonarme mantolama 6
2.2.2.2 Kolonda ve kirişte lifli polimer sargılama 7
2.2.3 Deprem yalıtım (izolatör) sistemleri 7
2.2.3.1 Kauçuk esaslı izolatörler 7
2.2.3.2 Sürtünme esaslı izolatör 8
2.2.3.3 Enerji sönümleyici cihazlar 8
2.2.4 Burkulması önlenmiş çaprazlar 9
2.2.4.1 BÖÇ yapısı 9
2.2.4.2 BÖÇ birleşim tipleri ve detayları 11
2.2.4.3 BÖÇ tasarımı ve kesitlerin belirlenmesi 12
3. MEVCUT BİNALARIN DEĞERLENDİRİLMESİ VE GÜÇLENDİRİLMESİ **17**
3.1 Giriş 17
3.2 Binalardan Bilgi Toplanması 17
3.2.1 Sınırlı bilgi düzeyi 18
3.2.2 Orta bilgi düzeyi 18
3.2.3 Kapsamlı bilgi düzeyi 18
3.3 Yapı Elemanlarının Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri 19
3.3.1 Kesit hasar sınırları 20
3.3.2 Kesit hasar bölgeleri 20
3.3.3 Kesit ve Elemena Hasar Sınırlarının Tanımlanması 20
3.4 Binaların Deprem Performans Düzeyleri 21
3.4.1 Hemen kullanım performans düzeyi 21

3.4.2 Can güvenliği performans düzeyi 21
3.4.3 Göçme öncesi performans düzeyi 22
3.4.4 Göçme durumu 22
3.5 Deprem Durumları 23
3.6 Binalar İçin Hedeflenen Performans Düzeyleri 23
3.7 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar 23
3.8 Depremde Bina Performansının Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleriyle Belirlenmesi 26
3.8.1 Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile performans değerlendirmesi 27
3.8.2 Mod birleştirme yöntemi ile performans değerlendirmesi 28
3.9 Depremde Bina Performansının Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemleriyle Belirlenmesi 28
3.9.1 Doğrusal elastik olmayan hesabın idealleştirilmesi 30
3.9.2 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi 31
3.9.2.1 Eşit yer değiştirme kuralı 37
3.9.3 Artımsal mod birleştirme yöntemi 38
3.9.4 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi 39
3.9.4.1 Tasarım ivme spektrumuna uygun kayıtların seçilmesi 40
3.9.5 Kesitteki birim şekil değiştirme istemlerinin belirlenmesi 41
3.9.6 Betonarme elemanların kesit birim şekil değiştirme kapasiteleri 42
4. MEVCUT BETONARME BİR BİNANIN PERFORMANS DÜZEYİNİN DOĞRUSAL ELASTİK VE DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN YÖNTEMLERLE BELİRLENMESİ 43
4.1 İncelenen Bina ve Özellikleri 43
4.2 Kullanılan Yazılımlar 44
4.3 Bina Performansının Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle Belirlenmesi 47
4.4 Bina Performansının Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle Belirlenmesi 49
4.4.1 Binanın modellenmesi 49
4.4.2 Çatlamış kesit rijitliklerinin belirlenmesi 49
4.4.3 Eşdeğer deprem yükünün hesaplanması 50
4.4.4 Plastik mafsal özelliklerinin belirlenmesi 52
4.4.4.1 Malzeme modelleri 52
4.4.4.2 Kirişlerde plastik mafsal (M3 mafsalı) 54
4.4.4.3 Kolonlarda plastik mafsal (P-M3-M2 mafsalı) 56
4.4.5 Artımsal eşdeğer deprem yükü analizi 59
4.4.6 Kesit hasar sınırlarının belirlenmesi 64
4.4.6.1 Kiriş hasar sınırlarının belirlenmesi 66
K101 kiriş sol uç hasar sınırın belirlenmesi 66
K101 kiriş sol uç hasar sınırın belirlenmesi 67
4.4.6.2 Kolon hasar sınırlarının belirlenmesi 68
S105 kolonu alt uç hasar sınırın belirlenmesi 68
S105 kolonu üst uç hasar sınırın belirlenmesi 70
4.4.6.3 Kolon – kiriş birleşim bölgesi kontrolü 70
4.4.7 Bina deprem performans düzeyinin belirlenmesi 72
4.5 Bina Performansının Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi İle Belirlenmesi 73
4.5.1 Bina deprem performans düzeyinin belirlenmesi 74
4.5.2 Deprem kayıtlarının uygunluğu 76
4.5.3 Rayleigh sönüm oranın hesaplanması 78

4.5.4 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz 78
4.5.5 Kesit hasar sınırlarının belirlenmesi 81
4.5.5.1 Kiriş hasar sınırlarının belirlenmesi 81
4.5.5.2 Kolon hasar sınırlarının belirlenmesi 82
5. MEVCUT BETONARME BİNANIN BÖÇ İLE GÜÇLENDİRİLMESİ VE PERFORMANS DÜZEYİNİN DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN YÖNTEMLERLE BELİRLENMESİ 85
5.1 BÖÇ Boyutlandırılması 85
5.2 BÖÇ Elemanların Plastik Mafsal Özelliklerinin Belirlenmesi 87
5.3 Bina Performansının Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle Belirlenmesi 89
5.3.1 Kesit hasar sınırlarının belirlenmesi 92
5.3.1.1 Kiriş hasar sınırlarının belirlenmesi 92
5.3.1.2 Kolon hasar sınırlarının belirlenmesi 93
5.4 Bina Performansının Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi İle Belirlenmesi 96
5.4.1 Kesit hasar sınırlarının belirlenmesi 96
5.4.2 Kiriş hasar sınırlarının belirlenmesi 97
5.4.3 Kolon hasar sınırlarının belirlenmesi 98
5.5 Kolon Mantolaması Yapılarak Hedef Performans Düzeyinin Yakalanması .. 100
5.5.1 Kolon mantolaması 100
5.6 BÖÇ ve Kolon Mantolaması İle Güçlendirilen Binanın Performans Düzeyinin AEDYY İle Belirlenmesi 101
6. SONUÇ VE ÖNERİLER 105
6.1 Çalışmanın Uygulama Alanı 105
6.2 Sonuçlar 105
KAYNAKLAR 111
EKLER 113
ÖZGEÇMİŞ 119

KISALTMALAR

ABYYHY : Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
AEDYY : Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi
AISC : American Instity of Steel Construction
ASCE : American Society of Civil Engineering
ATC : Applied Technology Council
BHB : Belirgin Hasar Bölgesi
BÖÇ : Burkulması Önlenmiş Çelik
CG : Can Güvenliği
DBYBHY : Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
GB : Göçme Bölgesi
GÇ : Göçme Sınırı
GÇÇ : Geleneksel Çelik Çapraz
HK : Hemen Kullanım
İHB : İleri Hasar Bölgesi
MHB : Minimum Hasar Bölgesi
MN : Minimum Hasar Sınırı
TS : Taşıyıcı Sistem
TH : Time History
ZTADOA : Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1 : Binalar için bilgi düzeyi katsayısı. 19
Çizelge 3.2 : Binalar için öngörülen minimum performans düzeyleri. 24
Çizelge 4.1 : Kiriş kesit ve donatı bilgileri. 46
Çizelge 4.2 : Kolon kesit ve donatı bilgileri. 47
Çizelge 4.3 : Kolon etkin eğilme rijitlikleri. 50
Çizelge 4.4 : R=1 için hesaplanan eşdeğer deprem yükleri. 51
Çizelge 4.5 : Kiriş mafsal özellikleri. 55
Çizelge 4.6 : X doğrultusunda modal modal yer değiştirme – modal ivme koordinatları 61
Çizelge 4.7 : Y doğrultusunda modal modal yer değiştirme – modal ivme koordinatları 61
Çizelge 4.8 : AEDYY sonucu TS1'de kolon hasar dağılımı. 73
Çizelge 4.9 : Kullanılan deprem kayıtları. 76
Çizelge 4.10 : Ölçekleme katsayıları 77
Çizelge 4.11 : ZTADOA sonucu TS1'de kolon hasar dağılımı. 83
Çizelge 5.1 : R=5 için hesaplanan eşdeğer deprem yükleri. 86
Çizelge 5.2 : BÖÇ elemanlarda okunan maksimum eksenel yükler 87
Çizelge 5.3 : X doğrultusunda modal modal yer değiştirme – modal ivme koordinatları 90
Çizelge 5.4 : Y doğrultusunda modal modal yer değiştirme – modal ivme koordinatları 90
Çizelge 5.5 : AEDYY sonucu TS2'de kolon hasar dağılımı 94
Çizelge 5.6 : AEDYY sonucu TS2'de BÖÇ elemanların durumu 96
Çizelge 5.7 : ZTADOA sonucu TS2'de kolon hasar dağılımı 98
Çizelge 5.8 : Kolonlardaki boyutsuz eksenel yükün kontrolü 101
Çizelge 5.9 : AEDYY sonucu TS2-mantolu binada kolon hasar dağılımı 103

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Çelik çapraz uygulaması. 6
Şekil 2.2 : Kolon mantolama. 6
Şekil 2.3 : Lifli polimer sargılama (FRP). 7
Şekil 2.4 : Kauçuk izolatör. 8
Şekil 2.5 : Sarkaç esaslı izolatör. 8
Şekil 2.6 : Enerji sönümleyici şeması. 9
Şekil 2.7 : BÖÇ yapısı. 10
Şekil 2.8 : BÖÇ ve GÇÇ histeristik eğirisi. 10
Şekil 2.9 : BÖÇ birlşim tipleri: a) Standart mafsallı birleşim. b) Geliştirilmiş bulonlu birleşim. c) Mafsallı birleşim. 11
Şekil 2.10 : BÖÇ uygulama türleri. 14
Şekil 2.11 : BÖÇ uygulaması [14]. 14
Şekil 2.12 : BÖÇ uygulaması. 15
Şekil 3.1 : Kesit hasar bölgeleri. 20
Şekil 3.2 : Yatay yük biçimleri. 29
Şekil 3.3 : Spektral ivme – spektral yer değiştirme grafiği. 34
Şekil 3.4 : a_{y1} katsayısının hesaplanması. 35
Şekil 3.5 : Eşit yer değiştirme kuralı [18]. 38
Şekil 4.1 : Bina zemin kat tavan kalıp planı. 45
Şekil 4.2 : ideCAD bina modeli. 48
Şekil 4.3 : Doğrusal performans analizi sonuçları. 48
Şekil 4.4 : SAP2000 bina modeli. 49
Şekil 4.5 : Beton modelleri. 53
Şekil 4.6 : Donatı modeli. 53
Şekil 4.7 : K101 kirişinin negatif moment – eğrilik bağıntısı. 54
Şekil 4.8 : TIP1 mafsalının SAP2000'de tanımlanması. 56
Şekil 4.9 : S105 kolonunun P-M2-M3 bağıntısı. 57
Şekil 4.10 : STIP2 mafsalının P-M2-M3 akma yüzeyinin tanımlanması. 58
Şekil 4.11 : X-Z düzlemi üzerindeki bir akstaki mafsallar. 59
Şekil 4.12 : Taban kesme kuvveti – tepe yer değiştirme grafiği. 60
Şekil 4.13 : Spektral itme noktasının hesaplanması. 62
Şekil 4.14 : 1. mod şekli. 63
Şekil 4.15 : 1. mod şekli. 63
Şekil 4.16 : X doğrultusundaki itme analizi sonucu oluşan plastik mafsallar. 65
Şekil 4.17 : Y doğrultusundaki itme analizi sonucu oluşan plastik mafsallar. 65
Şekil 4.18 : K101 kirişi sol uç plastik şekil değiştirme istemi. 66
Şekil 4.19 : S105 kolonunun alt uç plastik şekil değiştirme istemi. 69
Şekil 4.20 : S105 kolonun hasar sınırlarına göre normal kuvvet – eğrilik diyagramları. 69
Şekil 4.21 : S101 – K101 birleşim bölgesi (mevcut donatılar). 71
Şekil 4.22 : S101 – K101 birleşim bölgesi. 72

Şekil 4.23 : AEDYY sonucu TS1'de kiriş hasar durumları. 72
Şekil 4.24 : Imperial Valley depremine ait ölçeklenmemiş ham ivme kaydı. 74
Şekil 4.25 : Northridge depremine ait ölçeklenmemiş ham ivme kaydı. 75
Şekil 4.26: Superstition depremine ait ölçeklenmemiş ham ivme kaydı 75
Şekil 4.27 : Spektral ivme – deprem kayıtlarının ortalama spektrumu. 77
Şekil 4.28 : X doğrultusundaki taban kesme kuvveti – zaman grafikleri. 79
Şekil 4.29 : Y doğrultusundaki taban kesme kuvveti – zaman grafikleri. 80
Şekil 4.30 : ZTADOA sonucu TS1'de kiriş hasar dağılımı. 81
Şekil 4.31 : Kirişte zamanla yön değiştiren yükleme (Northridge). 82
Şekil 5.1 : Binada BÖÇ yerleşimi. 86
Şekil 5.2 : BÖÇ kuvvet – deformasyon ilişkisi [2]. 88
Şekil 5.3 : BÖÇ eleman için SAP2000'de P-Axial plastik mafsal tanımı. 89
Şekil 5.4 : Davranış spektrumu ile modal kapasite diyagramları. 91
Şekil 5.5 : AEDYY sonucu TS2'de kiriş hasar durumları. 93
Şekil 5.6 : AEDYY sonucu TS2'de BÖÇ elemanın mafsal sonucu. 95
Şekil 5.7 : ZTADOA sonucu TS2'de kiriş hasar dağılımı. 97
Şekil 5.8 : TS2'de AEDYY sonucu kolon normal kuvvetleri. 99
Şekil 5.9 : Kolon mantolaması. 100
Şekil 5.10 : Mantolanan kolonların plandaki yeri. 101
Şekil 5.11 : Mantolama sonrası ve öncesi kolon hasar durumu. 102
Şekil 6.1 : Taban kesme kuvveti – deplasman karşılaştırması. 106
Şekil 6.2 : AEDYY sonucu kirişlerdeki hasar karşılaştırması. 107
Şekil 6.3 : AEDYY sonucu kolonlardaki hasar karşılaştırması. 108
Şekil 6.4 : ZTADOA sonucu kirişlerdeki hasar karşılaştırması. 109
Şekil 6.5 : ZTADOA sonucu kolonlardaki hasar karşılaştırması. 110
Şekil A.1 : STIP1 mafsalının özellikleri. 114
Şekil A.2 : STIP2 mafsalının özellikleri. 114
Şekil A.3 : STIP3 mafsalının özellikleri. 115
Şekil A.4 : STIP4 mafsalının özellikleri. 115
Şekil A.5 : STIP5 mafsalının özellikleri. 116
Şekil A.6 : STIP1-Manto mafsalının özellikleri. 116
Şekil A.7 : Kirişlerin mafsal özellikleri. 117
Şekil B.1 : BÖÇ plan yerleşimi. 118

SEMBOLLER

a_1 : Birinci moda ait ivme
A_c : Beton alanı
A_{sc} : BÖÇ çekirdeğinin en kesit alanı
A_o : Etkin yer ivmesi katsayısı
C_{max} : BÖÇ basınç dayanımı
T_{max} : BÖÇ çekme dayanımı
C_{R1} : Spektral yer değiştirme oranı
$d_1^{(i)}$: Birinci moda ilişkin yer değiştirme
$(EI)_e$: Etkin eğilme rijitliği
$(EI)_0$: Başlangıç eğilme rijitliği
f_{cd} : Beton tasarım basınç dayanımı
f_{cm} : Mevcut beton basınç dayanımı
f_{ym} : Mevcut donatı akma dayanımı
F_{ysc} : BÖÇ akma dayanımı
I : Bina önem katsayısı
L_p : Plastik mafsal boyu
L_{ysc} : BÖÇ hesap boyu
M_{x1} : Birinci moda ait kütle
n : Hareketli yük katılım katsayısı
R_{y1} : Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı
R_y : Çelik dayanım arttırma katsayısı
S_{de1} : Doğrusal olmayan spektral yer değiştirme
S_{di1} : Spektral yer değiştirme
$S(T)$: Spektrum katsayısı
T_A, T_B : Spektrum karakteristik periyotları
T_1 : Yapı başlangıç periyodu
$u_{xN1}^{(p)}$: Modal yer değiştirme istemi
V_e : Deprem etkisi altında oluşan kesme kuvveti
$V_1^{(i)}$: (i)'inci adımda birinci moda ait taban kesme kuvveti
V_r : Betonarme kesit kesme dayanımı
W : Binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında esas alınan ağırlığı
ε_{cu} : Beton basınç birim şekil değiştirmesi
ε_s : Donatı çeliği birim şekil değiştirmesi
ω : BÖÇ çekme kuvveti pekleşme katsayısı
$\omega\beta$: BÖÇ basınç kuvveti kapasitesi pekleşme katsayısı
Φ_N : Birinci mod tpe noktası genlği
Φ_p : Plastik eğrilik istemi
Φ_t : Toplam eğrilik istemi
Φ_y : Elastik akma eğrili
λ : Taban kesme kuvveti azaltma katsayısı
ρ : Çekme donatısı oranı
ρ_s : Enine donatı hacimsel oranı
ρ_{sm} : Yönetmelik gereği bulunması gereken enine donatı hacimsel oranı

θ_p : Plasitik dönme istemi
θ_t : Toplam dönme istemi
Γ : Modal katkı çarpanı
α_{AT} : İvme kaydı ölçekleme katsayısı
ξ : Kritik sönüm oranı
η : Rayleigh sönüm oranında kütle çarpanı
δ : Rayleigh sönüm oranında rijitlik çarpanı

BURKULMASI ÖNLENMİŞ ÇAPRAZ (BÖÇ) İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ BETONARME BİR BİNANIN DOĞRUSAL OLMAYAN ANALİZ YÖNTEMLERİYLE PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ

ÖZET

Türkiye aktif fay hatlarının bulunduğu bir deprem ülkesidir. Yakın geçmişte yaşanan depremler, mevcut yapıların deprem performansının ne kadar zayıf olduğunu göstermiştir. Bu depremler, çok sayıda can kaybına ve büyük maddi zararlara neden olmuştur. Mevcut yapıların büyük bir kısmının, projelendirme aşamasında, malzeme seçiminde ve uygulama aşamasında eksiklikleri olduğu gerçeğini açığa çıkarmıştır. Bu durum, depreme dayanıklı yapı tasarımının ve mevcut yapıların deprem güvenliklerinin değerlendirmesinin önemini arttırmıştır.

DBYBHY 2007 ile mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde kulanılacak doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri sunulmuştur. Doğrusal hesap yöntemleri dayanım esaslı olup kuvvet esaslı hesap yapılmaktadır. Yapı elemanlarının hasar sınırlarını tanımlanırken "etki/kapasite" oranı olarak tarif edilen "r" katsayısı kullanılır. Doğrusal olmayan hesap yöntemlerinde ise şekil değiştirme esaslı hesap yapılmaktadır. Yapı elemanlarının kritik kesitleri göz önüne alınarak yapılan hesaplar sonucu öngörülen deprem etkileri altında ortaya çıkan şekil değiştirme miktarları hesaplanır.

Performansa dayalı yapı tasarımı için kullanılacak analiz türünün seçimi güncel bir konu olup, son yıllarda doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinin uygulanması oldukça yaygınlaşmıştır. Doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin yaygınlaşmasında gelişen bilgisayar teknolojilerinin önemi ve yapılan çalışmaların etkisi büyüktür.

Öngörülen deprem etkileri altında yapı performansının belirlenmesi sonucu yeterli performans düzeyinin sağlanmaması durumunda yapı güçlendirmesi gündeme gelmektedir. Uzun yıllar boyu birçok güçlendirme yöntemi geliştirilmiştir. Bunlardan bazıları yapıya ilave rijitlik kazandırırken bazıları ise şekil değiştirme kapasitesini arttırmayı sağlamaktadır. Bölme duvarlarının yerine betonarme perde yapılması yapının rijitliğini arttırırken bir yandan da karşı koyacağı deprem kuvvetlerini arttırmaktadır. Günümüzde, enerji sönümleme kapasitesi yüksek olan sismik izolatörlerin ve sıvı ya da metal esaslı çapraz elemanların güçlendirme amaçlı olarak kullanımı yaygınlaşmaktadır. Tez kapsamında kullanılan Burkulması Önlenmiş Çaprazlar (Buckling Restrained Braces) çelik esaslı enerji sönümleyiciler olup dengeli ve dolu histerisitik eğrilikleri sayesinde tersinir yükler altındaki eşit dayanımları gibi üstünlükleri bulunmaktadır.

BÖÇ'lerin kullanımı ülkemizde yaygın olmasa da Japonya ve ABD'de son 10 yılda yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Uzun yıllar süren deney ve uygulama sonucunda BÖÇ'lerin yapı deprem performansını arttırdığı ortaya koyulmuştur. BÖÇ'lerin tasarımına ilişkin yönetmeliğimizde bir bölüm bulunmasa da uluslararası yönetmelikler ve teknik dökümanlar yayınlanmıştır.

1980'lerin başında Tokyo Teknoloji Enstitüsünde profesör olan Akira Wada narin elemanların burkulma modunun ortadan kaldırılması amacıyla Nippon Steel Şirketi ile ortak bir çalışma başlatmıştır. Dr. Wada BÖÇ'lerin tasarımı sırasında insan bedeninde bulunan köprücük kemiğinden ilham almıştır. Dr. Wada'nın BÖÇ tasarımı tıpkı insan bedenindeki kemikler gibi uçlarda daha büyük ortalarda ise daha narin bir kesit şeklindeydi.

1988'lerin başında ilk BÖÇ sistemi Japonya'da kullanılmıştır. Nippon Steel şirketine ait ilk BÖÇ (Un-Bonded Brace ™) 1999 yılında Berkeley'de bulunan Kaliforniya Üniversitesi'nde test edilmeye başlanmıştır. Prof. E. Popov ve Prof. N. Makris gözetiminde başlayan testler Davis'te bulunan Kaliforniya Üniversitesi'ndeki bir proje için yapılmaya başlanmıştır. İlk BÖÇ montajı da 17 Ocak 2000'de Davis'te yapılmıştır

Orijinal BÖÇ ilk kez Nippon Steel şirketi tarafından Unbonded Brace ™ ismiyle üretilmiştir. Bununla birlikte, şu an Nippon Steel, Star Seismic ve CoreBrace olmak üzere 3 üretici bulunmaktadır. Üç üretici de Pazar paylarını arttırabilmek için yeni birleşim detayları sunmaktadır. Günümüzde, BÖÇ birleşimi için kullanılan 3 farklı birleşim detayı bulunmaktadır. Nippon Steel ve CoreBrace tipik bulonlu birleşimi kullanmaktadır. CoreBrace tipik bulonlu birleşime nazaran daha az bulon gerektiren geliştirilmiş bulonlu birleşimi geliştirmiştir. Star Seismic ise büyük bir pin etrafında dönen bir birleşim detayı geliştirmiştir. Her bir birleşim tipinin kendine has avantaj ve dezavantajları bulunmaktadır.

Bu tez kapsamında BÖÇ'lerin yapı güçlendirmesindeki rolünü araştırmak üzere, 1975 yılında yayınlanan ABYBHY'e göre tasarlanmış 6 katlı betonarme bir binanın mevcut deprem performans düzeyi doğrusal ve doğrusal elastik olamayan hesap yöntemleri ile araştırılmıştır. Binada can güvenliği performans düzeyi sağlanamadığı için BÖÇ ile güçlendirilmiştir. BÖÇ kullanıldıktan sonra ise performans düzeyi tekrar hesaplanarak güçlendirme yönteminin etkinliği saptanmaya çalışılmıştır.

Tezin ilk bölümünde, ele alınan konuya değinilmiş, çalışmanın amacı ve kapsamı açıklanmış; bugüne kadar yapılmış olan deneysel ve kuramsal çalışmalara yer verilmiştir.

İkinci bölümde ise kolon mantolaması, betonarme perde eklenmesi gibi geleneksel güçlendirme yöntemlerinin yanısıra enerji sönümleyiciler ve izolatör gibi aktif kontrol sistemleri anlatılmıştır. Burkulması önlenmiş çaprazların yapısı, birleşim tipleri ve tasarım kesitlerinin belirlenmesi yine bu bölümde anlatılmıştır.

Mevcut binalardan bilgi toplanması, yapı elemanlarının hasar sınırlarının belirlenmesi, performans düzeyini belirlemek için kullanılacak hesap yöntemlerine üçüncü bölümde yer verilmiştir. DBYBHY 2007'de yer verilen doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri detaylıca bu bölümde anlatılmıştır.

Dördüncü bölümde, 1975 yılında yayınlanan ABYBHY'e göre tasarlanmış 6 katlı ve 4x2 açıklıklı betonarme bir binanın performans düzeyi Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi ile ayrı ayrı belirlenmiştir. Zaman tanım alanında hesap yapmak için uygun kayıtların seçilmesi ve ölçeklenmesi yine bu bölümde anlatılmıştır.

Hedef performans düzeyini sağlamayan örnek binanın BÖÇ kullanılarak güçlendirmesi beşinci bölümde anlatılmıştır. Binanın her iki yönü için de BÖÇ kesitleri belirlendikten sonra performans seviyesi tekrar belirlenerek elde edilen performans artışı ortaya koyulmuştur.

Son bölümde, kullanılan farklı iki hesap yönteminin sonuçları karşılaştırılmış, yapılan güçlendirme çalışmasının sonuçlarına yer verilmiştir.

Sayısal inceleme sonucu elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

- Örnek binanın hedef performans seviyesini sağlamadığı görülmüştür.
- Yönetmelikte yer verilen doğrusal elastik hesap yöntemleri ile doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri arasında yer yer farklı sonuçlara ulaşıldığı tespit edilmiştir. Özellikle zaman tanım alanında yapılan hesapta kiriş hasarları diğer yöntemlere nazaran daha fazla çıkmıştır. Artımsal eşdeğer deprem yükü hesap yönteminden farklı olarak zaman tanım alanında çevrimsel (yön değiştiren) yüklemenin olması kiriş hasar sayısını arttırdığı düşünülmektedir.
- İncelenen binada her iki yöntemle bulunan kesit hasar düzeyleri birbirine oldukça yakın olmasına rağmen, sadece birinci modu göz önüne alan artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin özellikle bina üst katlarındaki plastik mafsal oluşumlarını yeterli doğrulukta veremediği gözlenmiştir.
- BÖÇ kullanılarak yapılan güçlendirme sonucunda belirgin hasar bölgesindeki kolon sayısında önemli bir düşüş sağlansa da ilk kat kolonlarındaki artan eksenel yük istemi hedef performans düzeyi yakalanamamıştır. İlk kat kolonlarında uygulanacak betonarme mantolama veya FRP sargılaması ile eksenel yük ve şekil değiştirme kapasiteleri arttırılarak hasar seviyeleri düşürülebilir. Böylece, sadece ilk kattaki bazı kolonlara yerel güçlendirme yapılıp, BÖÇ'lerin eklenmesiyle yapının tamamında hedef performans düzeyi yakalanabilmektedir.

EVALUATION SEISMIC PERFORMANCE OF A REINFORCED CONCRETE BUILDING WHICH IS RETROFITTED WITH BUCKLING RESTRAINED BRACES (BRB) BY NON-LINEAR METHODS

SUMMARY

Turkey is an earthquake prone country in the world. Recent earthquakes in Turkey cause loss of human lives and huge economic losses. This situation shows that seismic performence of existing reinforced concrete (RC) buildings is insufficient. The lack of seismic capacity arises in stages of desing and application of these buildings.

Linear and non-linear analysis methods to evaluate seismic performance of existing buildings are presented by DBYBHY 2007. Linear analysis methods are based on resistance and these calculations are done with a force based fashion. The coefficient "r" which is the ratio of "effect/capacity" is used to define damage limits of structural elements. In non-linear analyze methods, calculations are based on deformations.

Selection of analyze type to be used for performance-based building design is a topical issues and applications of non-linear elastic analysis methods have become widespread. Improving computer technology and current researches on the topic have a big impact on the development of non-linear analysis methods.

When a structure performs below the required level of performance under prescribed earthquake effects, seismic retrofit becomes necessary. A variety of seismic retrofitting methods have been developed over several years. While some of them give additional rigidity to the structure, the others aim to increase capacity of deformations. Usage of shear walls instead of non-structural walls improves both rigidity and seismic performance of the structure. Seismic isolators, which have a high capacity of energy absorption/damping, and liquid and metal-based braces have been used widespread recently for the retrofit purposes. Buckling Restrained Braces (BRB), which are used in this thesis, are steel-based energy dampers with the advantage of equal resistance under reversible loads, due to the balanced and full hysteretic curvature.

Though BRB is not common in our country, it has had a widespread use in Japan and the USA in the last ten years. Experiments and applications that lasted for several years have proven that BRBs improve seismic performance of structures. Although we do not have a chapter for designing of BRBs in Turkish Earthquake Code, international guidelines and technical documents have been published.

In the 1980's Professor Akira Wada, of the Tokyo Institute of Technology, began a collaborative effort with Nippon Steel Corporation in developing a compression element that eliminated the bucking failure mode of slender elements. Dr. Wada's inspiration for the Buckling Restrained Brace (BRB or Un-Bonded Brace ™) came from the collarbone of the human body. It was through this rational thought process that Dr. Wada envisioned the "damage control" BRB element for use as a seismic

protection element. Dr. Wada's BRB design resembled a typical human bone: bigger at the ends and a reduced section in the middle.

In early 1988 the first BRBF/Moment Resisting Frame lateral resisting system was used in Japan. The first tests of BRBF (Nippon Steel Corporation: Un-Bonded Brace ™) were performed in the United States at the University of California at Berkeley in 1999. The tests were conducted under the supervision of Professor E. Popov and Professor N. Makris. The testing was performed for a proposed project at University of California at Davis. The first Buckling Restrained Brace was installed in the United States at UC Davis on January 17th 2000.

Corporation under the product name Unbonded Brace ™. However, currently there are at least three manufacturers: Nippon Steel Corporation, Star Seismic LLC, and CoreBrace ™. Each manufacturer has been rapidly developing new brace connections, manufacturing improvements and aggressively promoting their products to increase their market share of the expanding BRBF applications in new and retrofit building design. Currently there are three configurations for BRB end connections. Nippon Steel and CoreBrace have a typical bolted connection. CoreBrace has developed a modified bolted connection that uses significantly fewer bolts than the typical bolted connection. Star Seismic has a unique true pin connection consisting of a large drift pin with retaining plates. Each connection has specific advantages and disadvantages.

In this thesis, current seismic performance of a 6 story RC building which was designed according to ABYBHY of 1975 is studied with linear and non-linear analysis methods to investigate role of BRBs in seismic retrofit. Since this building can not satisfy life safety performance, BRBs are used to retrofitting. Performance level after the applying of BRB is calculated also to evaluate efficiency of this seismic retrofitting method.

In the first chapter of the thesis, the topic is explained with the aim and extent of the study; and related theoretical and practical studies up-to-date are discussed.

In the second chapter, conventional reinforcement methods such as column jacketing and addition of RC shear walls are explained along with active control systems like energy absorbers and isolators. The structure, connection types, and determining the section of Buckling Restrained Braces are also explained in this chapter.

Gathering information from existing buildings, assessing damage limits of structural elements, and analyzing methods for assessing performance levels are presented in the third chapter. Linear and non-linear analysis methods which are presented in DBYBHY 2007 are explained in detail in this chapter.

In the fourth chapter, the seismic performance level of a building which was designed by the provisions of 1975 ABYBHY and has 6 story and 4x2 bays is assessed respectively by Pushover and Time History analysis. Selecting and scaling seismic records are also explained in this chapter.

Seismic retrofit by BRB of the bare building which cannot satisfy target performance level, is explained in chapter five. Performance level after identifying BRB sections for both X and Y elevation of the building is assessed again to demonstrate performance level increase.

In the last chapter, results of the two analysis methods used are compared; and results of the seismic retrofit that is described are given.

Results of the numerical analysis are summarized below:

- It is observed that the bare building cannot satisfy target performance level.
- It is shown that the linear and non-linear analysis methods which are presented in the regulations sometimes give different results. Especially, beam damages are calculated higher by the time history analysis compared to the pushover. It is speculated that existence of cyclical loading in time history analysis but not in pushover analysis may be the reason of increase of beam damage count.
- Although identified section damage levels in the examined buildings which are detected by each of the methods are similar, it is observed that pushover analysis which takes only the first mode in consideration cannot compute adequately; especially, for plastic hinge deformations in the upper stories.
- Although seismic retrofit by BRB enables decrease of number of columns in damage site, the target performance level cannot be reached because axial loading increase in the first floor's columns. Damage state can be decreased if deformation capacities and axial load capacities of first floor's columns are enhanced by applying concrete jacketing or FRP. Thereby, life safety performance level for entire building can be reached by addition of BRBs and make of local seismic retrofit for some columns of first story.

1. GİRİŞ

1.1 Konu

Ülkemiz, aktif fay hatlarının bulunduğu bir deprem ülkesidir. Yakın geçmişte yaşanan depremler, mevcut yapıların deprem performansının ne kadar zayıf olduğunu göstermiştir. Bu depremler, çok sayıda can kaybına ve büyük maddi zararlara neden olmuştur. Mevcut yapıların büyük bir kısmının, projelendirme aşamasında, malzeme seçiminde ve uygulama aşamasında eksiklikleri olduğu gerçeğini açığa çıkarmıştır.

Türkiye'de orta ve büyük ölçekteki depremler altında büyük hasara uğraması ya da göçmesi olası binlerce bina bulunmaktadır. Kat sayısı 3 ile 10 arasında değişen yapıların betonarme çerçevelerden düzenlenmiş taşıyıcı sistemlerinde, gevrek davranışa yol açan yetersiz tasarım/detaylandırma, kalitesiz malzeme ve kötü işçiliğe rastlanmaktadır. Depremlerde gözlenen yapısal sorunlar arasında, zemin katın yüksekliğinin arttırılması ya da zemin kattaki dolgu duvar miktarının üstteki katlara oranla az olması nedeniyle oluşan yumuşak/zayıf kat, kuvvetli kiris-zayıf kolon, yetersiz perde oranı, yapının projesinden farklı olarak inşa edilmesi ve enine donatı miktarının öngörülenden az olması örnek olarak verilebilir.

Bu durum, mevcut yapıların performans değerlendirmesi çalışmalarının yoğunlaşmasına neden olmuş ve yürütülen çalışmalar deprem yönetmeliğinin güncelleştirilmesi ile somutlaştırılmıştır. Günümüzde çeşitli güçlendirme çalışmaları yapılmaktadır. Yapılan araştırma ve çalışmalar farklı ve daha etkin güçlendirme yöntemlerinin ortaya çıkmasını sağlamaktadır.

Son yıllarda, yapı mühendisliğinde performansa dayalı tasarım ve değerlendirme kavramı giderek önem kazanmaktadır. Amerika Birleşik Devletleri'nde temelleri atılan bu kavram en genel anlamda, bir yapı sisteminin öngörülen bir veya birden fazla performans seviyesi için tasarımı ve değerlendirmesi olarak düşünülebilir.

Bina performansının belirlenmesinde ana etken olan hasar durumları en gerçekçi olarak yer değiştirme ve şekil değiştirmelerle ifade edilebilmektedir. Bu nedenle, yer

değiştirme ve şekil değiştirme bazlı değerlendirmenin esas alındığı hesap yöntemlerinin kullanımı ve bu yöntemlerin uygulanmasında seçilecek analiz araçları oldukça önem kazanmaktadır. Diğer taraftan, doğrusal olmayan teoriyi esas alan hesap yöntemlerinden yararlanarak, yapı sistemlerinin dış yükler ve deprem etkileri altındaki davranışları yakından izlenebilmekte, yer değiştirme ve şekil değiştirmelere bağlı deprem performansları daha gerçekçi olarak belirlenebilmektedir. Performansa dayalı yapı tasarımı ve değerlendirme için kullanılacak olan analiz türünün seçimi güncel bir konu olup, son yıllarda doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri oldukça yaygınlaşmıştır. Bunda önemli bir etken de, hem statik itme hem de zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz yöntemleri için uygun analiz araçlarının mevcut olmasıdır. Doğrusal elastik olmayan analiz için önerilen başlıca yöntemler, zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz ve statik itme analizidir. Yapıların deprem yükleri altındaki analizi için en güvenilir yöntem zaman tanım alanında doğrusal olmayan dinamik analiz olarak kabul edilmektedir. Ancak bu yöntemin, uygun yer hareketi kaydının elde edilmesi, yapı elemanlarının çevrimsel modellerinin oluşturulması ve uzun hesaplama zamanı gerektirmesi gibi zorlukları vardır. Bu nedenle doğrusal olmayan statik itme analizi pratikte daha çok uygulama alanı bulmaktadır. Doğrusal olmayan statik itme analizi yapının dinamik yükler altında, yer değiştirme istemlerinin ve bina kapasitesinin belirlenmesi için basit bir yaklaşım teşkil eder. Yöntem öngörülen bir yatay yük dağılımının yapıya etkitilmesi ve bu yükler altında yapının deprem yer değiştirme istemine kadar itilmesini içerir. Ancak, bu yöntemin de bir takım yetersizlikleri bulunmaktadır. Örneğin, bu yöntem yüksek modların etkisini ve yapının rijitliğinin değişimine bağlı olarak değişen dinamik tepkilerini göz önüne alamamaktadır. Yapı rijitliğinin değişimine bağlı olarak değişen dinamik tepkilerini göz önüne alan artımsal mod birleştirme yöntemi ise teorik uygulamalar dışında uygulanması çok zahmetlidir.

1.2 Tezin Amacı

Bu çalışmada ülkemizde yaygın olarak bulunan kolon-kiriş çerçeve sisteminden oluşan ve 6 katlı bir binanın mevcut deprem performans düzeyinin doğrusal elastik olamayan yöntemlerle belirlenmesi ve binanın burkulması önlenmiş çelik (BÖÇ) elemanlar ile yatay ötelenme rijitliğinin arttırılıp performans düzeyinin iyileştirilmesi amaçlanmıştır. Yapılan çalışmada mevcut bina ile güçlendirilmiş binaların

karşılaştırılırken mevcut bina için TS1, güçlendirilmiş bina içinse TS2 isimlendirilmesi yapılmıştır.

1.3 Literatür Araştırması

Çelik çaprazlar ile betonarme veya çelik yapıların yatay yüklere karşı güçlendirilmesi konusu uzun yıllardır uygulanan bir yöntemdir. Burada en önemli husus çeliğin çekme ve basınç dayanımındaki eşitliğin geometrik nedenlerle bozulmasıdır. Öyle ki burkulma sebebiyle çelik çaprazlar çekme yükleri altında gösterdikleri performansı basınç yükleri altında gösterememektedir. Bu sebeple, basınç yükleri altında burkulmayan ve simetrik histeristik davranışa sahip yapı sistemlerinin geliştirilmesi ihtiyacı doğmuştur.

Burkulması önlenmiş çelik çaprazlar (BÖÇ) kavramını ortaya çıkaran ilk deneysel çalışma Japonya'da Yashino ve Karino tarafından 1971 yılında yapılmıştır. Bu çalışmada, iki adet numuneye çevrimsel yük uygulanmıştır; her iki numune de betonarme ile kaplanmış çelik plakadan oluşmaktadır. Bu betonarme örtünün çelik plakayla aderansı engellenerek çekme ve basınç kuvvetlerinin yalnızca çelik plaka tarafından karşılanması, burkulma ise betonarme örtü ile önlenmesi amaçlanmıştır [1].

BÖÇ'ler Japonya ve ABD'de yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Japonya'da 1980'lerin başında kavramsal olarak ortaya çıkan BÖÇ'ler 1980'lerin ortasına gelindiğinde test edilmeye başlanmıştı. 1988 yılında uygulanmaya başlanan BÖÇ'ler ancak 1999 yılına gelindiğinde başka bir kıtada kullanılmaya başlanmıştır. 1999 yılında ABD'ye transfer olan teknoloji 2000'li yılların başında uygulanmaya başlanmış ve yeni bir yapı sistemi olarak önerildikten sonra BÖÇ'lerin tasarım ve uygulamasına yönelik olarak American Instute of Steel Construction (AISC) [2] ve Structural Engineers Association of California (SEAOC) [3] tarafından yönetmelikler hazırlanmıştır.

Clark ve diğ. [4] tarafından 1999, Sabelli ve diğ. [5], Fahnestock ve diğ. [6], Uang ve Kiggins [7] tarafından 2003 yıllarında bir dizi deneysel çalışma yapılmış ve makale yayınlanmıştır.

Türkiye'de henüz çok az binada kullanılmış BÖÇ'ler Avrupa kıtasında yeni bir yapı sistemidir. 2010 yılının sonlarında Budapeşte Üniversitesi'nde yapılan deneysel çalışmalar sonucu Avrupa standartlarında EN15129'de yer almıştır [8].

1.4 Kapsam

Birinci bölümde, ele alınan konuya değinilmiş, çalışmanın amacı daha önceki yapılan çalışmalar ve kapsamına yer verilmiştir.

İkinci bölümde, betonarme binaların güçlendirme yöntemlerine değinilmiş ve farklı güçlendirme yöntemlerinin avantaj ve dezavantajları ortaya koyulmuştur.

Üçüncü bölüm, DBYBHY 2007'ye göre doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri için verilen genel ilke ve kurallara ayrılmıştır.

Dördüncü bölümde, 1975 tarihli ABYYHY ilkelerine göre boyutlandırılmıs, altı katlı ve 4x2 açıklıklı bir betonarme binanın DBYBHY 2007 ilkelerine göre doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleriyle performans düzeyi belirlenmiştir.

Beşinci bölümde, mevcut binaya burkulması önlenmiş çelik elemanlar eklenerek doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleriyle performans düzeyi tekrar belirlenmiştir.

Altıncı ve son bölümde ise, yapılan hesaplar kısaca özetlenmiş, performansı hesaplanan sistemlerden elde edilen sayısal sonuçlar karşılaştırılmıştır.

2. BETONARME BİNALARIN GÜÇLENDİRİLMESİ

2.1 Onarım ve Güçlendirme

Betonarme perdelerin deprem etkisi altında gösterdiği davranış çeşitli parametrelere göre değişmektedir. Binanın bulunduğu bölgedeki zemin özellikleri, yapının mevcut ağırlığı, taşıyıcı sistem elemanlarının konumu, boyutu ve mimari özellikler yapıların deprem davranışını ve hasar görebilme derecesini önemli oranda değiştirmektedir. Bu hasarların giderilmesi ve yapı güvenliğinin yeniden sağlanması için bu elemanların onarılması veya güçlendirilmesi gerekmektedir [9].

2.2 Güçlendirme Yöntemleri

Mevcut yapıların depreme karşı güçlendirilmesi günümüzün önemli yapı mühendisliği konularından biridir. Mevcut yapıların güçlendirilmesi farklı yöntemlerle yapılabilmektedir. Güçlendirme yöntemleri üç ana gruba ayrılabilir:

- Yapının yatay yük taşıma kapasitesini arttırmak ve ötelenmesini azaltmak için betonarme perde veya çelik çaprazlar eklenmesi.
- Kolonlarda düşey yük kapasitesinin arttrılması amacıyla yapılan mantolama ve kolon- kiriş birleşim bölgelerinin şekil değiştirme kapasitelerinin arttırmak için yapılan sargılama yapılması.
- Yapının deprem talebini azaltmak amacıyla temel üstü veya birleşim bölgelerine deprem yalıtımı yapılması.

2.2.1 Betonarme veya çelik çaprazlar ile güçlendirme

Yapının yatay ötelenme rijitliğini etkin bir şekilde arttırmak için kullanılan en yaygın yöntem betonarme perde veya çelik çaprazların eklenmesidir. Japonya'da 1933'ten 1975'e kadar yapılan güçlendirme çalışmalarının %85'i betonarme perde ilavesiyle yapılmıştır[10]. Genellikle kolonlar arası bölme dubarlarının kaldırılıp betonarme perde yapılır. Betonarme yapılarda çelik çaprazların kullanılması durumunda özellikle çelik-betonarme birleşimlerine özen gösterilmelidir.

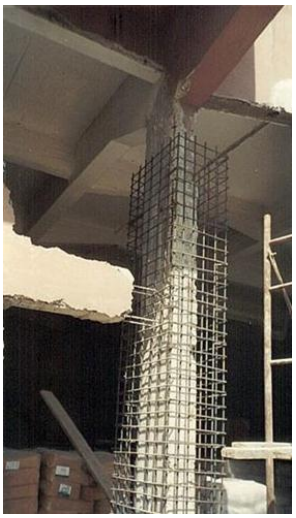


Şekil 2.1 : Çelik çapraz uygulaması.

2.2.2 Kolon ve kiriş sargılaması

2.2.2.1 Kolonda betonarme mantolama

Bazı yapılarda sadece yatay yük kapasitesini arttırmak deprem güvenliğini sağlamak için yeterli olmayabilir. Kimi yapılardaki düşey taşıyıcı sistemler eksenel yük gibi sürekli etkiyen yüklerin güvenle taşınmasında da yeterli değildir. Bu sebeple, kolonlarda betonarme mantolamama yapılarak eksenel yük taşıma kapasitesi arttırılır. Betonarme mantolama yapılırken göz ardı edilmemesi gereken en önemli husus yapının rijitlik merkezinin de mantolama ile değişeceği gerçeğidir. Bu durumu göz önüne alarak mantolama işlemi yapılırken simetrik bir uygulama yapılarak bu olumsuzluğun önüne geçilebilir. Betonarme mantolama ile elemanın hem eksenel yük kapasitesi hem de rijitliği arttırılmış olur.

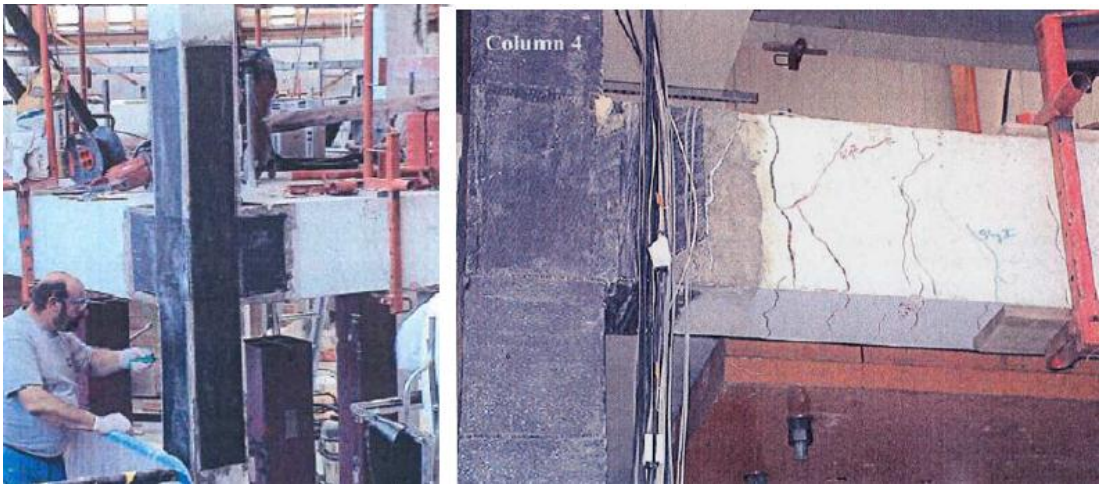


Şekil 2.2 : Kolon mantolama.

2.2.2.2 Kolonda ve kirişte lifli polimer sargılama

Elemanın sünekliğini arttıran bir yöntemdir. Kullanılan malzemenin pahalı olması bir dezavantaj olmasına rağmen uygulamadaki kolaylığı tercih sebebidir.

Kolon rijitliğinde bir artış sağlamaz. Özellikle birleşim bölgelerinde uygulanması ile birleşim bölgelerindeki göçme engellenebilir.



Şekil 2.3 : Lifli polimer sargılama (FRP).

2.2.3 Deprem yalıtım (izolatör) sistemleri

Sismik yalıtım sistemleri dünyada yeni yeni uygulanmaktadır. İlk kez 1970' lerde, Yeni Zelanda' da Dr.Robinson tarafından bulunup geliştirilmiş olan sistem, bugün de dünyanın pek çok yerinde kullanılan kurşun-kauçuk izolatörlerdir. Sismik yalıtım ürünleri çok kapsamlı araştırmalar ve geliştirmeler sonucu ortaya çıkmaktadır.

Deprem izolasyon sistemlerini üç ana başlık altında toplayabiliriz:

- Kauçuk esaslı izolatörler
- Sürtünme esaslı izolatörler
- Enerji sönümleyici cihazlar

2.2.3.1 Kauçuk esaslı izolatörler

Yapıların deprem kuvvetleriyle etkileşimini azaltmak için, uygulanabilecek en basit çözüm; kauçuk esaslı izolatörlerin kullanılmasıdır. Bu elemanlar yerleştirildikleri yerde topladıkları deprem kuvvetini sönümlemek suretiyle yapının üst taraflarının sarsıntılardan çok daha az etkilenmesini sağlarlar.

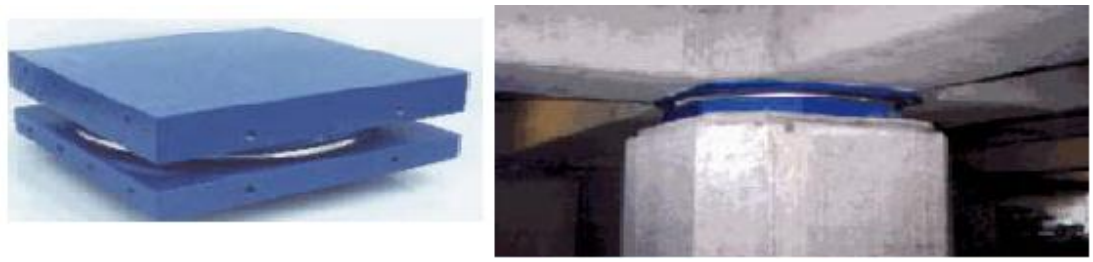
Bu sistemi arabalarda bulunan süspansiyona benzetmek mümkündür. Bozuk yol yüzeyindeki sarsıntılar, amortisörler yardımıyla nasıl araç içindeki kişilere iletilmiyorsa; kauçuk izolatörler de, yapının deprem sarsıntılarından daha az etkilenmesini sağlarlar. Böylece temel zeminindeki sarsıntılardan yapı yalıtılmış olur.



Şekil 2.4 : Kauçuk izolatör.

2.2.3.2 Sürtünme esaslı izolatör

Özel metaller kullanılarak iç bükey küresel yüzey üzerinde kayabilen mesnet elemanı, bu yatay hareket sırasında binayı yükselten bir özelliği olduğundan gelen enerjiyi sönümler. Böylece deprem etkisi %80 oranında azalır [11].

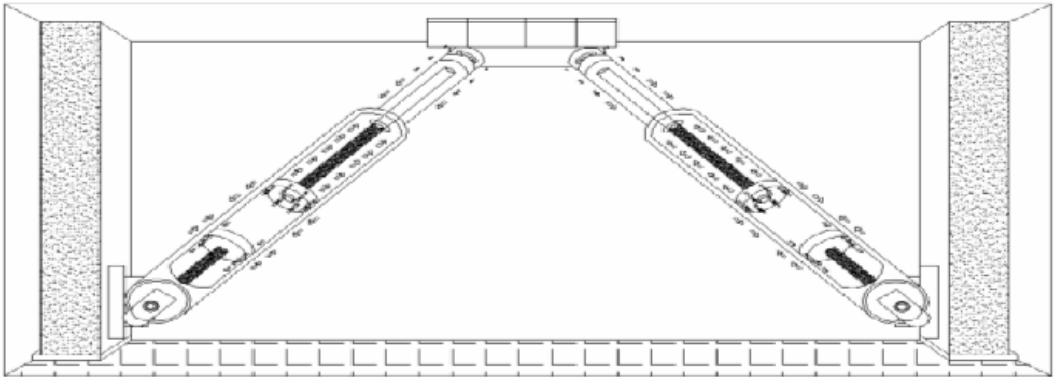


Şekil 2.5 : Sarkaç esaslı izolatör.

2.2.3.3 Enerji sönümleyici cihazlar

Yapıdaki yatay hareketleri minimuma indirmek ve yatay deprem enerjisini sönümlendirmek amaçlı kullanılan bu sistem, yatay rijitlik sağlaması beklenen akslara yerleştirilir. Hidrolik esaslı sıvıların sıkışması prensibine dayanarak çalışan

cihazlar yatay yükleri sönümlediklerinden, rijit bağlantılardan daha kullanışlı ve elverişlidir.



Şekil 2.6 : Enerji sönümleyici şeması.

2.2.4 Burkulması önlenmiş çaprazlar

Burkulması önlenmiş çaprazların (BÖÇ) ilk kullanıldığı yer Japonya'dır. 1980'li yıllarda, Tokyo Teknoloji Enstitüsü'nde görevli Prof. Akida Wada ve ona destek veren Nippon Steel şirketinin ortak çalışmasıyla, basınç etkisindeki narin elemanların burkulmasının önlenmesi araştırılmaya başlandı [12]. Dr. Wada BÖÇ tasarımında insan kemiğinden ilham almıştır: Sonlarda daha büyük, ortada ise daha küçük kesitlere sahip BÖÇ tasarımı bu şekilde ortaya çıkmıştır [12].

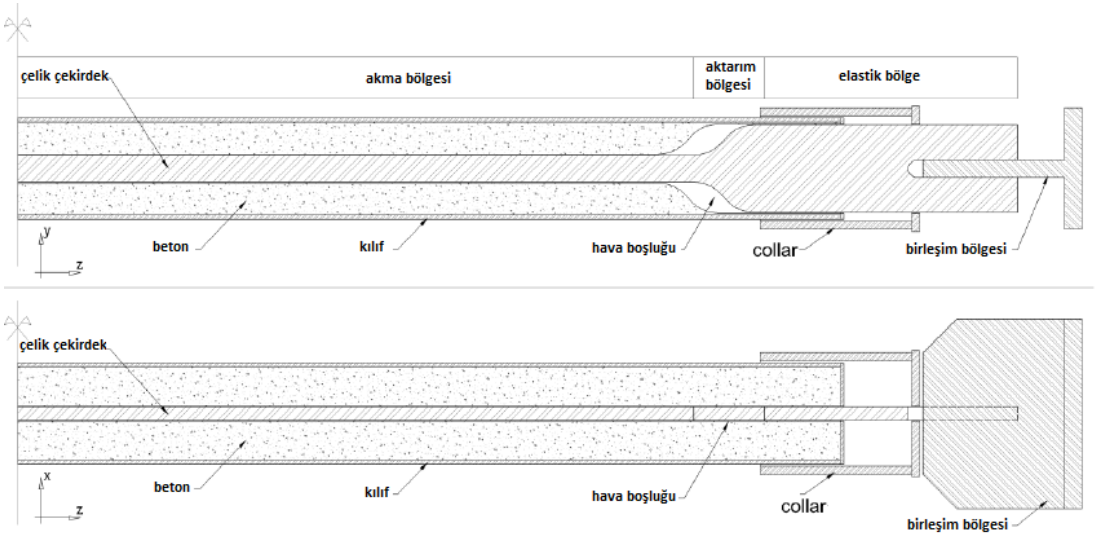
2.2.4.1 BÖÇ yapısı

BÖÇ'ler temel olarak 3 ana yapıdan oluşur:

- Çelik çekirdek
- Manto ile çelik çekirdek arasındaki bağlantıyı engelleyen katman
- Manto (kılıf)

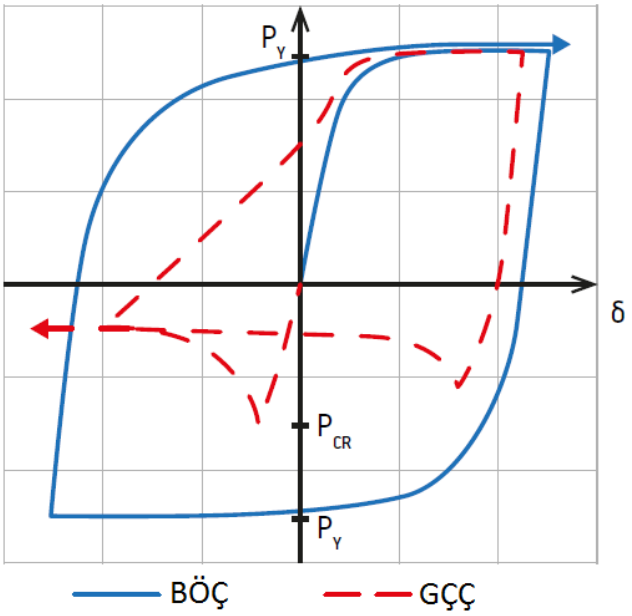
Bağlantıyı engelleyen katman, çelik çekirdek ile mantoyu birbirinden ayırmaktadır. Bu sayede çapraza gelen eksenel kuvvet sadece çelik çekirdek tarafından taşınmaktadır. Manto ise eğilme rijitliği sayesinde çelik çekirdeğin burkulmasına engel olmaktadır. Manto kısım beton dolu çelik tüplerden oluşmaktadır. Bu kısım için tasarım kriteri, çelik çekirdeğin burkulmasının önlenmesidir. Çelik çekirdek çaprazda oluşan tüm eksenel kuvveti taşımaktadır. Çelik çekirdek 3 kısımda incelenebilir: Plastik davranış sergileyen orta kısım ve elastik kalan uç kısımlar. Uç kısımların elastik kalmasının sağlanması için kesit alanları arttırılmıştır. Bu sayede

elastik ötesi davranışın orta kısımda oluşması sağlanmış ve elemanın daha tahmin edilebilir bir davranış sergilemesi sağlanmıştır.



Şekil 2.7 : BÖÇ yapısı.

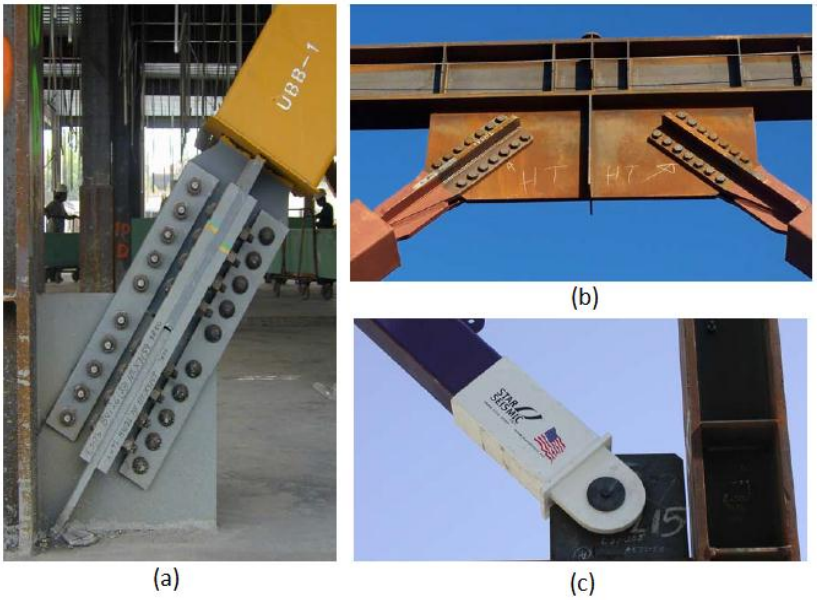
Geleneksel çelik çaprazlar (GÇÇ) basınç yükü kapasitesini sınırlayan etken burkulmadır. Deprem gibi çevrimli yüklerde eksenel çekme ve basınç birbirini takip eder. Dolayısıyla GÇÇ tasarımında çekme kapasitesi ne kadar fazla da olsa basınç kapasitesinin az olması büyük dezavantaja neden olur.



Şekil 2.8 : BÖÇ ve GÇÇ histeristik eğirisi.

2.2.4.2 BÖÇ birleşim tipleri ve detayları

BÖÇ'ler fabrikasyon ürünü oldukları için standartlaşmış tipleri vardır. Nippon Steel şirketi tarafından üretilen ilk BÖÇ Unbonded Brace ™ (Standart Bulonlu Birleşim) , Star Seismic LLC'nin ürettiği Powercat ™ (Mafsallı Birleşim) ve Wildcat ™ (Geliştirilmiş Bulonlu Birleşim) gibi birleşim tipleri bulunmaktadır. Birleşim tiplerinin avantaj ve dezavantajları ise şöyledir [12]:



Şekil 2.9 : BÖÇ birlşim tipleri: a) Standart mafsallı birleşim. b) Geliştirilmiş bulonlu birleşim. c) Mafsallı birleşim.

Bulonlu birleşimin avantajları

- Normalden biraz daha büyük bulon delikleri sayesinde inşaa toleransı mafsallı birleşime göre daha iyidir.
- Birden fazla bulon sayesinde birleşim bölgesi daha uzundur ve bu sayede birleşim lehvasındaki elastik olmayan burkulma deformasyonları mafsallı birleşime göre daha azdır.

Bulonlu birleşimin dezavantajları

- Mafsallı birleşime göre daha uzun birleşim lehvasının olması BÖÇ akma uzunluğunu kısaltır.
- Tam anlamıyla mafsallı birleşim olmaması sebebiyle birleşim lehvasında ve çaprazda ikinci mertebe momentleri oluşur.

Mafsallı birleşimin avantajları

- Daha uzun akma uzunluğu sayesinde daha az şekil değiştirme yapar.
- Gerçek manada mafsallı bir birleşim olması sayesinde kat deplasmanları sırasında birleşim bölgelerinde ikinci mertebe momentleri oluşmaz.
- Tek bir birleşim olması sebebiyle inşaa maaliyeti azalır.

Mafsallı birleşimin dezavantajları

- İnşaa tolernası çok azdır. Yerleşim için BÖÇ elemanın boyu iyi hesaplanmalıdır.

2.2.4.3 BÖÇ tasarımı ve kesitlerin belirlenmesi

Japonya ve ABD'de yaygın bir şekilde kullanılmaya başlanan BÖÇ elemanların tasarımı yapılırken genellikle eş değer deprem yükü yöntemi kullanılmaktadır. BÖÇ elemanların elastik ve elastik olmayan deformasyonları arasındaki fark geleneksel çelik çaprazlı sistemlere nazaran daha az önem arz etmektedir [13]. Bu sebeple elastik olmayan dinamik analizler BÖÇ elemanlar için zorunlu değildir. Buna rağmen elastik olmayan analizler elemanın düktilite istemlerinin elde edilmesinde daha yakın sonuçlar vermektedir.

Diğer bir yandan elastik analizlerin yapılmasına izin verilen BÖÇ elemanlar için deneysel testlerin yapılması zorunlu kılınmıştır [13]. Belirlenen kesit ve uzunluktaki numuneler yükleme protokollerine göre teste tabi tululup histeristik eğrileri elde edilir.

Histeristik eğrilerden faydalanarak ω (eksenel çekmede pekleşme düzeltme çarpanı) ve β (eksenel basınçta pekleşme düzeltme çarpanı) katsayıları hesaplanır. Bu katsayılar ile BÖÇ elemanın pekleşmeli taşıma güçleri elde edilmiş olur.

BÖÇ Tasarım adımları

Çelik çaprazların sadece eksenel yük taşıdığı göz önüne alınırsa, modelleme yapılırken düğüm noktalarından sadece eksenel yükün aktarılması sağlanmalıdır. Bu tez kapsamında kullanılan yazılımda herhangi bir elemanın herhangi bir ucuna istenilen şekilde mafsal atanabilmektedir.

- BÖÇ elemanlar için bir ön boyut belirlendikten sonra modelleme yapılır ve R=5 alınarak eşdeğer deprem yükü hesaplanır.

- DBYBHY 2007'de belirtilen yük kombinasyonlarından elde edilen elverişsiz eksenel yük değerine göre minimum kesit alanı A_{sc}, malzeme akma dayanımı F_{ysc} kullanılarak denklem (2.1) ile belirlenir.

$$P = 0.9 * F_{ysc} * A_{sc} \tag{2.1}$$

- İlgili doğrultu için maksimum tepe deplasmanını veren yükleme durumu belirlenir ve durumda BÖÇ elemanlar üzerindeki eksenel yük değerleri elde edilir. BÖÇ elemanlar maksimum kat yer değiştirmesine karşılık gelen yükleme sonucu oluşacak deformasyonun iki katı kadar şekil değiştirme yapmak zorundadır. Bu sebeple elde edilen P_{bx} eksenel yük değeri, BÖÇ akma uzunluğu L_{ysc} (üretici tarafından sağlanır, sağlanmadığı durumda 0.7L alınabilir) ve kesit alanı A_{sc} kullanılarak BÖÇ eksenel uzama-kısalma miktarı hesaplanır.

$$\Delta_{bx} = \frac{P_{bx} * L_{ysc}}{E * A_{sc}} \tag{2.2}$$

- Azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan Δ_{bx} deformasyon değeri R katsayısı ile çarpılarak etkin deformasyon miktarı Δ_{bm} hesaplanır.

$$\Delta_{bm} = R * \Delta_{bx} \tag{2.3}$$

- BÖÇ elemanın eksenel deformasyon miktarı denklem (2.4) ile hesaplandıktan sonra deneylerden elde edilen histeristik eğri kullanılarak ω ve β katsayıları hesaplanır.

$$\varepsilon_{brc} = \frac{2 * \Delta_{bm}}{L_{ysc}} \tag{2.4}$$

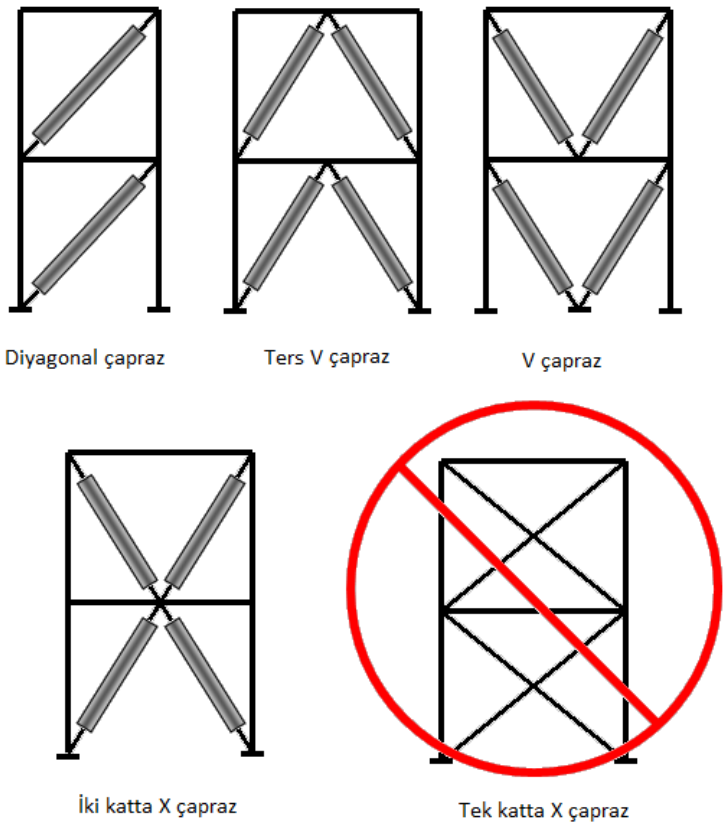
- Sonuç olarak, BÖÇ elemanın pekleşmeli eksenel basınç ve çekme kuvvetleri sırasıyla denklem (2.5) ve denklem (2.6) ile hesaplanır:

$$C_{\max} = \omega * \beta * P_{ysc} \tag{2.5}$$

$$T_{\max} = \omega * P_{ysc} \tag{2.6}$$

$$P_{ysc} = A_{sc} * F_{ysc} \tag{2.7}$$

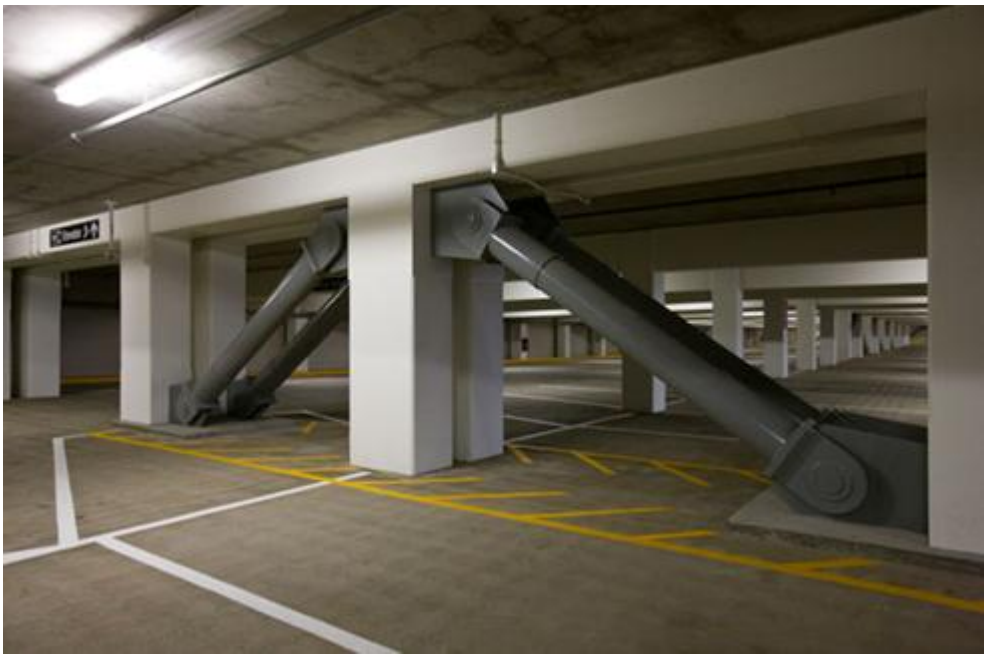
BÖÇ elemanların gövdesinde bağlantı yapılamaması sebebiyle GÇC sistemlerde olduğu gibi X çapraz konfügürasyonu yapılamamaktadır.



Şekil 2.10 : BÖÇ uygulama türleri.



Şekil 2.11 : BÖÇ uygulaması [14].



Şekil 2.12 : BÖÇ uygulaması.

.

3. MEVCUT BİNALARIN DEĞERLENDİRİLMESİ VE GÜÇLENDİRİLMESİ

3.1 Giriş

Bu bölümde, DBYBHY 2007 Bölüm 7 esas alınarak mevcut binaların performansını belirlemek için kullanılan doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinden bahsedilecek ve özellikle Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi üzerinde durulacaktır.

Temelde doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler birbirlerinden farklıdır ve aynı binada benzer sonuçlar vermemesi muhtemeldir.

Mevcut binaların deprem performanslarının değerlendirilmesinde kullanılmak üzere, taşıyıcı sistem geometrisine, elemanların kesit özelliklerine, malzeme karakteristiklerine ve zemin özelliklerine ilişkin bilgiler, binaların projelerinden, ilgili raporlardan, binada yapılacak gözlem ve ölçümler ile binadan alınacak malzeme örneklerine uygulanacak deneylerden elde edilebilir.

3.2 Binalardan Bilgi Toplanması

Mevcut binaların deprem performanslarının değerlendirilmesi için yapısal elemanların ve taşıyıcı sistemin tüm özelliklerinin bilinmesi gerekmektedir. Performans değerlendirilmesinde kullanılacak eleman detayları ve boyutları, taşıyıcı sistem geometrisine ve malzeme özelliklerine ilişkin bilgiler, binaların projelerinden ve raporlarından, binada yapılacak gözlem ve ölçümlerden, binadan alınacak malzeme örneklerine uygulanacak deneylerden elde edilir. Binalardan bilgi toplanması kapsamında yapılacak işlemler; yapısal sistemin tanımlanması, bina geometrisinin, temel sisteminin ve zemin özelliklerinin saptanması, varsa mevcut hasarın ve evvelce yapılmış olan değişiklik ve/veya onarımların belirlenmesi, eleman boyutlarının ölçülmesi, malzeme özelliklerinin saptanması, sahada derlenen tüm bu bilgilerin binanın varsa projesine uygunluğunun kontrolüdür [15].

Binanın incelenmesinden elde edilecek mevcut durum bilgilerinin kapsamına göre, her bina türü için Bilgi Düzeyi ve buna bağlı olarak Bilgi Düzeyi Katsayısı tanımlanır. Bilgi düzeyleri sırasıyla, Sınırlı, Orta ve Kapsamlı olarak sınıflandırılır. Elde edilen bilgi düzeyleri yapısal eleman kapasitelerinin hesaplanmasında kullanılır.

3.2.1 Sınırlı bilgi düzeyi

Bina taşıyıcı sistem projeleri mevcut değildir. Taşıyıcı sistem özellikleri binada yapılacak ölçümlerle belirlenir. Elde edilen bilgiler tüm betonarme elemanların ve dolgu duvarların her kattaki yerini, eksen açıklıklarını, yüksekliklerini ve boyutlarını içermelidir ve binanın hesap modelinin oluşturulması için yeterli olmalıdır. Eleman detaylarının ve malzeme özelliklerinin belirlenmesi için DBYBHY 2007 7.2.4.2 ve 7.2.4.3 de belirtilen kriterler gerçekleştirilmelidir. Mevcut beton basınç dayanımı alınan karot numunelerinden elde edilen en düşük basınç dayanımı mevcut beton dayanımı olarak alınacaktır.

3.2.2 Orta bilgi düzeyi

Binanın betonarme projeleri mevcut ise, binada yapılacak ölçümlerle mevcut geometrinin projesine uygunluğu kontrol edilir. Proje yoksa saha çalışması ile binanın taşıyıcı sistem rölevesi çıkarılacaktır. Elde edilen bilgiler tüm betonarme elemanların ve dolgu duvarlarının her kattaki yerini, açıklıklarını, yüksekliklerini ve boyutlarını içermelidir. Bina geometrisi bilgileri, bina kütlesinin hassas biçimde tanımlanması için gerekli ayrıntıları içermelidir. Binadaki kısa kolonlar ve benzeri olumsuzluklar kat planına ve kesitlere işlenecektir. Binanın komşu binalarla olan ilişkisi (ayrık, bitişik, derz var/yok) belirlenecektir. Temel sistemi bina içinde veya dışında açılacak yeterli sayıda inceleme çukuru ile belirlenecektir. . Eleman detaylarının ve malzeme özelliklerinin belirlenmesi için DBYBHY 2007 7.2.5.2 ve 7.2.5.3 de belirtilen kriterler gerçekleştirilmelidir. Mevcut beton basınç dayanımı alınan karot numunelerinden elde edilen ortalama basınç dayanımı mevcut beton dayanımı olarak alınacaktır.

3.2.3 Kapsamlı bilgi düzeyi

Binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcuttur ve projede belirtilen bilgilerin kontrol edilmesi için yeterli düzeyde ölçümler yapılmalıdır. Eleman detaylarının ve malzeme

özelliklerinin belirlenmesi için DBYBHY 2007 7.2.6.2 ve 7.2.6.3 de belirtilen kriterler gerçekleştirilmelidir.

Bütün bilgi düzeylerinde, fym donatı akma gerilmesi olarak donatı karakteristik gerilmesi ve fcm beton karakteristik basınç dayanımı kullanılır. Binanın bilgi düzeyine göre, eleman kapasitelerinin hesabında Bilgi Düzeyi Katsayıları kullanılır. Böylece bilgi toplamadaki belirsizlik göz önüne alınır. Kapasite hesabında beton ve donatının malzeme dayanımları malzeme katsayıları kullanılarak azaltılmaz.

Çizelge 3.1: Binalar için bilgi düzeyi katsayısı.

Bilgi Düzeyi	Dayanım Azaltma Katsayısı
Sınırlı	0.75
Orta	0.90
Kapsamlı	1.00

3.3 Yapı Elemanlarının Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

Yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirmesi genel olarak iki farklı kritere göre yapılabilmektedir. Doğrusal elastik değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan ve dayanım (kuvvet) bazlı değerlendirme adı verilen birinci tür değerlendirmede, yapı elemanlarının dayanım kapasiteleri elastik deprem yüklerinden oluşan ve doğrusal teoriye göre hesaplanan etkilerle karşılaştırılmakta ve yapı elemanının sünekliğini göz önüne alan, eleman bazındaki bir tür deprem yükü azaltma katsayıları çerçevesinde, binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir. Doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan, yer değiştirme ve şekil değiştirme bazlı değerlendirmenin esas alındığı ve genel olarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistem hesabına dayanan yöntemlerde ise, belirli bir deprem etkisi için binadaki yer değiştirme istemine ulaşıldığında, yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

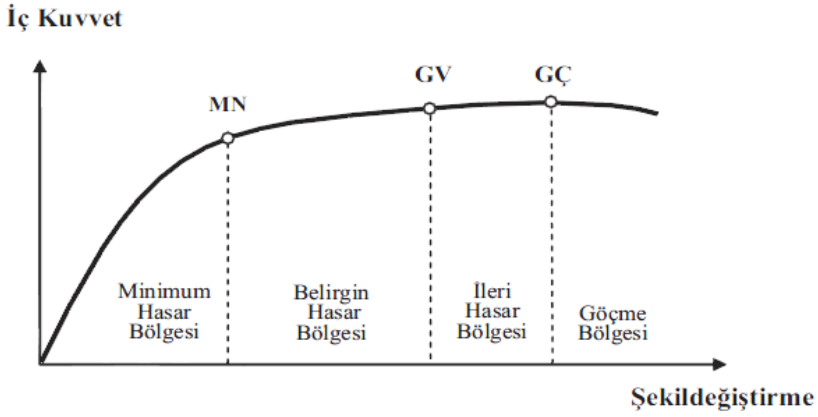
Her iki yaklaşımda da, yapı elemanları için hasar sınırları ve hasar bölgeleri tanımlanmıştır. Hasar sınırlarının belirlenmesinde, yapı elemanları “sünek” ve “gevrek” olarak iki sınıfa ayrılırlar. Sünek ve gevrek eleman tanımları, elemanların kapasitelerine hangi kırılma türü ile ulaştıkları ile ilgilidir.

3.3.1 Kesit hasar sınırları

Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar *Minimum Hasar Sınırı* (MN), *Güvenlik Sınırı* (GV) ve *Göçme Sınırı* (GÇ)'dır. Minimum hasar sınırı ilgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışın sınırını, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır.

3.3.2 Kesit hasar bölgeleri

Kritik kesitlerinin hasarı MN'ye ulaşmayan elemanlar *Minimum Hasar Bölgesi*'nde, MN ile GV arasında kalan elemanlar *Belirgin Hasar Bölgesi*'nde, GV ve GÇ arasında kalan elemanlar *İleri Hasar Bölgesi*'nde, GÇ'yi aşan elemanlar ise *Göçme Bölgesi*'nde kabul edilecektir [15].



Şekil 3.1 : Kesit hasar bölgeleri.

3.3.3 Kesit ve Elemena Hasar Sınırlarının Tanımlanması

İç kuvvetlerin ve/veya şekil değiştirmelerin kesit hasar sınırlarına karşı gelmek üzere tanımlanan sayısal değerler ile karşılaştırılması sonucunda, kesitlerin hangi hasar bölgelerinde olduğuna karar verilir. Eleman hasarı, elemanın en fazla hasar gören kesitine göre belirlenir. Özel bir durum olmadığı sürece kiriş ve kolonlarda her iki uç için kesit hasar sınırı belirlenir. Gerektiği takdirde elemanın başka kritik kesitleri de incelenmelidir.

Kesit hasar sınırlarının detaylı bir şekilde belirlenmesi doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin altında açıklanacaktır.

3.4 Binaların Deprem Performans Düzeyleri

Binaların deprem performansı, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarın durumu ile ilişkilidir ve dört faklı hasar durumu esas alınarak tanımlanmıştır.

3.4.1 Hemen kullanım performans düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanlarda oluşan hasar minimum düzeydedir ve elemanlar rijitlik ve dayanım özelliklerini korumaktadırlar. Yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmamıştır. Az sayıda elemanda akma sınırı aşılmış olabilir. Yapısal olmayan elemanlarda çatlamalar görülebilir, ancak bunlar onarılabilir düzeydedirler.

Her hangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla % 10' u belirgin hasar bölgesine geçebilir, ancak diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesindedir. Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmesi koşulu ile binanın *Hemen Kullanım Performans Düzeyi*'nde olduğu kabul edilir. Güçlendirilmesine gerek yoktur.

3.4.2 Can güvenliği performans düzeyi

Yapının taşıyıcı sisteminde deprem sonrası önemli sayılabilecek hasarlar olmasına rağmen, yapıda yerel veya toptan göçme olmaz. Yapıda, toptan göçmeyi engelleyecek ek bir kapasite vardır. Deprem neticesinde, binada bulunan kişilerde yaralanmalar görülebilir ama can güvenliği tehlikesi yoktur.

DBYBHY 2007 Bölüm 7.7.3 de Can Güvenliği Performans Düzeyi kriterleri şu şekilde açıklanmıştır:

- Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, ikincil (yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan) kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %30'u ve kolonların alt maddede tanımlanan kadarı İleri Hasar Bölgesi' ne geçebilir.
- 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.

- Diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum Hasar Bölgesi veya Belirgin Hasar Bölgesi' ndedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerin 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.

3.4.3 Göçme öncesi performans düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların önemli bir kısmında hasar görülür. Bu elemanların bazıları yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü yitirmişlerdir. Düşey elemanlar düşey yükleri taşımada yeterlidir; ancak bazıları eksenel yük kapasitelerine ulaşmıştır. Yapısal olmayan elemanlar hasarlıdır, dolgu duvarların bir bölümü yıkılmıştır. Yapıda kalıcı ötelemeler oluşmuştur.

Güç tükenmesinin ortaya çıktığı bu durum, can güvenliği açısından sakıncalıdır. Yapının tekrar hizmet verebilmesi için, güçlendirme gerekmektedir. Ancak, güçlendirme maliyeti ekonomik olmayabilir.

DBYBHY 2007 Bölüm 7.7.4 de Göçme Öncesi Performans Düzeyi kriterleri şu şekilde açıklanmıştır:

- Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, ikincil (yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan) kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %20'si Göçme Bölgesi'ne geçebilir.
- 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.

3.4.4 Göçme durumu

Bina Göçme Öncesi Performans Düzeyi'ni sağlamıyorsa Göçme Durumu'ndadır. Binanın kullanımı can güvenliği açısından sakıncalıdır.

3.5 Deprem Durumları

Performansa dayalı değerlendirme ve tasarımda göz önüne alınmak üzere, farklı düzeyde üç deprem hareketi tanımlanmıştır. Bu deprem hareketleri genel olarak, 50 yıllık bir süreç içindeki aşılma olasılıkları ile ve benzer depremlerin oluşumu arasındaki zaman aralığı (dönüş periyodu) ile ifade edilirler.

Servis (kullanım) depremi: 50 yılda aşılma olasılığı % 50 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 72 yıldır. Bu depremin etkisi, aşağıda tanımlanan tasarım depreminin yarısı kadardır.

Tasarım depremi: 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 475 yıldır. Bu deprem 2007 Türk Deprem Yönetmeliklerinde esas alınmaktadır.

En büyük deprem: 50 yılda aşılma olasılığı % 2, dönüş periyodu yaklaşık 2475 yıl olan bir depremdir. Bu depremin etkisi tasarım depreminin yaklaşık olarak 1.50 katıdır.

3.6 Binalar İçin Hedeflenen Performans Düzeyleri

Deprem performans hedefi, verilen bir deprem hareketi için yapıdan beklenen performans seviyesinin seçilmesidir. Binaların kullanım amacı ve türü, performans hedefini belirlemede esas unsurlardır.

DBYBHY 2007'de, genel anlamda binanın küçük depremleri hasarsız atlatması, büyük depremleri can güvenliğini sağlayan sınırlı hasarla atlatması ve çok büyük depremleri de toptan göçme olmadan atlatması hedeflenmiştir.

3.7 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar

DBYBHY 2007, mevcut binaların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla uygulanmak üzere doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerini önermektedir. Teorik olarak farklı yaklaşımları esas alan bu yöntemlerle yapılacak performans değerlendirmelerinin tamamen aynı sonucu vermesi beklenmemektedir.

Çizelge 3.2: Binalar için öngörülen minimum performans düzeyleri.

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	Deprem Aşılma Olasılığı		
	50 yılda %50	50 yılda %10	50 yılda %2
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 kışlalar, 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, parlayıcıve 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	

Her iki yöntem için geçerli olan genel ilke ve kurallar aşağıda belirtilmiştir:

- Deprem etkisinin tanımında, yönetmelikte aynı zamanda tasarım için verilmiş olan 50 yılda asılma olasılığı %10 olan depremin elastik (azaltılmamış) ivme spektrumu kullanılır. Çok seviyeli performans değerlendirmesi gerekli olan binalarda, 50 yılda asılma olasılıkları %50 ve %2 olan depremler için spektrum ordinatları sırası ile 0.5 ve 1.5 katsayıları ile çarpılır, buna karşılık bina önem katsayısı (I) uygulanmaz.
- Binaların deprem performansı, yapıya etkiyen düşey yüklerin ve deprem kuvvetlerinin birleşik etkileri altında değerlendirilir. Kat kütleleri kat ağırlıkları ile hareketli düşey yükler de göz önüne alınan kütleler ile uyumlu olacak şekilde tanımlanır.

- Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etki ettirilir.
- Deprem hesabında kullanılacak zemin parametreleri yönetmeliğin ilgili bölümüne göre belirlenir.
- Binanın taşıyıcı sistem modeli, deprem kuvvetleri ile düşey yüklerin ortak etkileri altında yapı elemanlarında oluşacak iç kuvvet, yer değiştirme ve sekil değiştirmeleri hesaplamak için yeterli doğrulukta hazırlanır.
- Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yer değiştirme ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik dereceleri göz önüne alınır. Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanır ve ek dış merkezlik uygulanmaz.
- Mevcut binaların taşıyıcı sistemi ile ilgili belirsizlikler, bilgi düzeyi kat sayıları aracılığı ile hesap yöntemlerine yansıtılır.
- Kısa kolonlar, taşıyıcı sistem modelinde gerçek serbest boyları ile tanımlanır.
- Bir ya da iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanması aşağıda verilen ilkelere göre yapılır.
- Hesapta beton ve donatı çeliğinin bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınır.
- Betonun maksimum basınç birim sekil değiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim sekil değiştirmesi ise 0.01 olarak alınabilir.
- Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu ya da çok düzlemli diyagramlar olarak modellenebilir.
- Betonarme sistemlerin eleman boyutlarının tanımında birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak göz önüne alınabilir.
- Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesite ilişkin etkin eğilme rijitlikleri (EI)e kullanılır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, etkin eğilme rijitlikleri için;
    - Kirislerde $(EI)_e=0.40(EI)_0$

- Kolon ve perdelerde, $N_D/(A_c*f_{cm})\leq 0.10$ durumunda $(EI)_e=0.40(EI)_0$, $N_D/(A_c*f_{cm})\geq 0.40$ durumunda $(EI)_e=0.80(EI)_0$ değerleri kullanılır.

- Betonarme tablalı kirişlerin pozitif ve negatif plastik momentlerinin hesabında tabla betonu ve içindeki donatı hesaba katılabilir.
- Betonarme elemanlarda kenetlenme ya da bindirme boyunun yetersiz olması durumunda, kesit kapasite momentinin hesabında ilgili donatının akma gerilmesi kenetlenme ya da bindirme boyundaki eksikliği oranında azaltılabilir (Bununla ilgili yönlendirici bir bilgi bulunmamaktadır).
- Zemindeki şekil değiştirmelerin yapı davranışını etkileyebileceği durumlarda zemin özellikleri hesap modeline yansıtılır.

3.8 Depremde Bina Performansının Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleriyle Belirlenmesi

Dayanım bazlı doğrusal elastik hesap yöntemlerin amacı, verilen bir deprem etkisi altında, deprem yükü azaltma katsayısının Ra=1 değeri için hesaplanan iç kuvvetler ile yapı elemanlarının artık kapasiteleri arasındaki etki / kapasite (r) oranlarının hesaplanması ve bu değerlerin ilgili sınır değerler ile karşılaştırılması suretiyle yapı elemanlarının kesit hasar bölgelerinin belirlenmesi ve bunlardan yararlanarak bina düzeyinde performans değerlendirmesinin yapılmasıdır.

Dayanım bazlı doğrusal elastik hesap yöntemleri iki yöntemden oluşur:

- Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi
- Mod Birleştirme Yöntemi

Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile betonarme sünek elemanların hasar düzeylerinin belirlenmesinde kiriş, kolon ve perde elemanlarının kesitlerinin etki/kapasite oranları (r) olarak ifade edilen sayısal değerler kullanılmaktadır.

Betonarme elemanlar, kırılma türü eğilme ise “sünek”, kesme ise “gevrek” olarak sınıflandırırlar. Sünek eleman olan kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite (r) oranları, sadece deprem etkisi altında Ra=1 değeri için hesaplanan kesit eğilme momentinin kesitin artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilir. Kesitin artık eğilme momenti kapasitesi; kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan eğilme momentinin farkıdır. Etki/kapasite oranının

hesaplanmasında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınır. Kiriş mesnetlerinde düşey yükler altında hesaplanan eğilme momenti, yeniden dağılım ilkesi uyarınca, en fazla %15 oranında azaltılabilir.

Bu tez kapsamında, doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri üzerinde durulması sebebiyle doğrusal elastik hesap yönteminin esaslarına değinilecektir. Tezde sayısal örnek olan binanın doğrusal elastik hesap yöntemine göre performans değerlendirmesi ideCAD yazılımıyla yapılmış ve sonuçları sunulmuştur.

3.8.1 Eşdeğer deprem yükü yöntemi ile performans değerlendirmesi

Bodrum üzerindeki toplam yüksekliği 25 m'yi aşmayan, ve toplam kat sayısı 8'i aşmayan ayrıca ek dış merkezlik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olan binalarda uygulanır. Bu yöntemde toplam eşdeğer deprem yükünün (taban kesme kuvveti) hesabında, deprem yükü azaltma katsayısı Ra = 1 ve denklemin sağ tarafı λ kat sayısı ile çarpılır. λ kat sayısı bodrum hariç bir ve iki katlı yapılarda 1.0, diğerlerinde 0.85 alınmaktadır.

Hesap adımları:

- Gerekli çalışmalar yapılarak bina bilgi düzeyi belirlenir.
- Analizde elemanların etkin rijitliği kullanılacağından, kolon ve perdedeki normal kuvvet değerlerinin belirlenmesi amacıyla, çatlamamış kesitlerin kullanıldığı model üzerinde deprem hesabında kullanılacak kütlelerle uyumlu düşey yükler altında analiz yapılarak düşey taşıyıcı elemanların normal kuvvet değerleri hesaplanır. Hesaplanan normal kuvvet seviyesine göre düşey taşıyıcıların etkin eğilme rijitliği belirlenir.
- Etkin eğilme rijitlerinin kullanıldığı model oluşturulur. Bundan sonra, tüm hesaplar bu model üzerinde yapılır.
- Tüm yapı elemanlarının taşıma kapasiteleri hesaplanır. Kapasite hesabında mevcut malzeme dayanımları kullanılır. Bu dayanım değerlerine malzeme güvenlik katsayıları uygulanmaz, buna karşılık mevcut dayanımlar bilgi düzeyi katsayıları ile çarpılır.
- Deprem yükü azaltma katsayısı Ra=1 alınarak ve bina önem katsayısı dikkate alınmadan taban kesme kuvveti hesaplanır. Ayrıca denklemin sağ tarafı λ ile

çarpılır. Sistem yatay ve düşey yükler altında çözülerek iç kuvvetler hesaplanır.

- Uygulanan deprem yükü dikkate alınarak, deprem etkisi altında elde edilen eğilme momenti değerleri artık eğilme momenti kapasitesine bölünerek etki/kapasite oranları hesaplanır. Bu işlemler deprem doğrultusunun diğer yönü içinde yapılarak hesaplanan etki/kapasite değerleri sınır değerlerle karşılaştırılarak eleman kesitlerinin hasar seviyeleri belirlenir.
- Birleşim bölgelerinde kesme güvenliği kontrolü yapılır.
- Elemanların kesitleri için belirlenen hasar bölgeleri ele alınarak yapı sisteminin deprem performansı değerlendirilir. Ayrıca göreli kat ötelemeleri değerlendirilerek bina performans seviyesi kontrol edilir.

3.8.2 Mod birleştirme yöntemi ile performans değerlendirmesi

Analizin farklı olması dışında hesap adımları eşdeğer deprem yükü yöntemi ile aynıdır. Eşdeğer deprem yükü yönteminde sadece ilk/etkin mod dikkate alınırken mod birleştirme yönteminde birden fazla modun katkısı dikkate alınır.

3.9 Depremde Bina Performansının Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemleriyle Belirlenmesi

Bu yöntemde amaç, ele alınan deprem yükü altında eleman kesitlerinde oluşan plastik şekil değiştirmelerin, eleman kesitlerinin şekil değiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit ve bina düzeyinde performans değerlendirmesi yapılmasıdır.

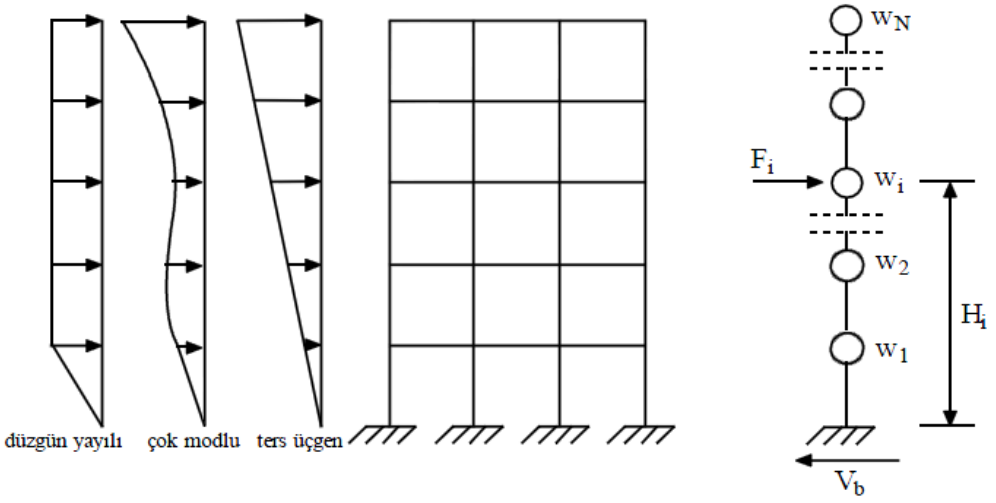
Bu kapsamda yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri:

- Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi
- Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi
- Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi

olmak üzere 3 yöntemden oluşmaktadır.

İlk iki yöntemde yapının titreşim modları göz önüne alınarak hesaplanan yatay kuvvetler binaya etkitilir. FEMA273 [16]'te yatay yük biçimleri 3 farklı biçimde verilmiştir. DBYBHY 07 tarafından Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi için önerilen

yatay yük biçimi üçgen yayılı yük biçimidir. Çok modlu yatay yük biçimi ise Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi'ne aittir.



Şekil 3.2 : Yatay yük biçimleri.

Performansa dayalı tasarımın üç önemli kavramı talep, performans ve kapasitedir. Talep deprem hareketini, kapasite ise yapının sismik talebi karşılama yeteneğini temsil eder. Performans, kapasitenin talebi karşılama yeteneğine bağlıdır. Yapının tasarım veya değerlendirme performans hedefine ulaşması için kapasitenin talebi karşılayacak düzeyde olması gerekmektedir.

Aşağıda bu üç unsur kısaca açıklanmıştır:

Kapasite: Yapının tüm kapasitesi her bir yapı elemanının mukavemet ve deformasyon kapasitelerine bağlıdır. Elastik sınırlar ötesindeki kapasiteyi belirlemek için doğrusal olmayan analizlere ihtiyaç duyulur. Bu yöntemlerde, tüm yapının kuvvet-kapasite-deplasman diyagramını elde etmek için bir dizi ardışık elastik analiz kullanılır. Yapının matematik modeli akma noktasını geçen elemanların azalmış dayanımları hesaba katılarak yeniden kurulur. Yeni bir akma noktasına ulaşıncaya kadar yatay kuvvet dağılımı yeniden uygulanır. Bu işlem yapının stabilitesi bozuluncaya ya da önceden belirlenmiş bir sınıra ulaşıncaya kadar devam ettirilir. Böylece mekanizma durumunda veya belirlenen sınırda yapının toplam kapasitesi elde edilir.

Talep (deplasman): Göz önüne alınacak depreme etkisi ve bu depremde binada ortaya çıkacak kesit etkileri, şekil değiştirme ve yer değiştirmelerdir.

Performans: Kapasite eğrisi ve talep deplasmanı tanımlandığı zaman, performans kontrölü yapılabilir. Performans sınırları yapısal ve yapısal olmayan bileşenlerin performans limitlerinin kabul edilebilir durumlarının ötesinde hasar görmemesini sağlamak içindir.

3.9.1 Doğrusal elastik olmayan hesabın idealleştirilmesi

Malzeme bakımından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeni ile doğrusal elastik olmayan analiz için yığılı plastik davranış modeli esas alınmıştır. Basit eğilme durumunda plastik mafsal hipotezine karşı gelen bu modelde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekil değiştirmelerin düzgün yayılı biçimde oluştuğu varsayılmaktadır. Plastik mafsal boyu olarak adlandırılan plastik şekil değiştirme bölgesinin uzunluğu (Lp), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'nin yarısına eşit alınır.

$$L_p = 0.5 * h \qquad \textbf{(3.2)}$$

Sadece eksenel kuvvet altında plastik şekil değiştirme yapan elemanların plastik şekil değiştirme bölgelerinin uzunluğu, ilgili elemanın serbest boyuna eşit alınır.

Yığılı plastik şekil değiştirmeyi temsil eden plastik kesitin, teorik olarak plastik şekil değiştirme bölgesinin tam ortasına yerleştirilmesi gerekir. Ancak pratik uygulamalarda aşağıda belirtilen yaklaşık idealleştirmeler yapılabilir:

- Kolon ve kirişlerde plastik kesitler, kolon-kiriş birleşim bölgesinin hemen dışına, diğer ifadeyle kolon veya kirişlerin net açıklıklarının uçlarına konulabilir. Ancak, düşey yüklerin etkisinden ötürü kiriş açıklıklarında da plastik mafsalların oluşabileceği göz önüne alınmalıdır. Tez kapsamında değerlendirmesi yapılan sayısal örnekte kiriş ortalarına plastik mafsal tanımı yapma gereği görülmemiştir.
- Betonarme perdelerde şekil değiştirmenin bir noktada oluşmadığı açıktır. Bu sebeple literatürde betonarme perdelerin plastik şekil değiştirmesini göz önüne almak için birkaç model geliştirilmiştir. Perdeler modellenirken orta dikme çubuk modeli veya çok katmanlı kabuk modeli kullanılır. Orta dikme modeli perdeyi çubuk elemanlarla idealleştirme yolunuz izlerken, çok

katmanlı kabuk modelinde kompozit malzeme prensipleriyle perde farklı katmanlara ayrılır [17]. Binaların bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunması durumunda, bu perdelerden üst katlara doğru devam eden perdelerin plastik kesitleri bodrum üstünden başlamak üzere konulmalıdır.

- Kirişlerin plastik mafsal modeli tanımlanırken eğilme doğrultusundaki kapasitesi dikkate alınır ve M3 (kirişin eğilme düzlemindeki momenti) plastik mafsalı tanımlanır.
- Kolonlarda ise eğilme etkisi ile birlikte eksenel yük etkisi önem kazandığı için akma yüzeylerinin tanımlanması gerekmektedir. Sonuç olarak betonarme kolonlarda P-M2-M3 plastik mafsalı tanımlanır.

3.9.2 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin (AEDYY) amacı, deprem doğrultusunda hakim birinci mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar doğrusal olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal olmayan itme analizinin yapılmasıdır. Düşey yük analizini izleyen itme analizinin her bir adımında, taşıyıcı sistemde meydana gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvet artımları ile bunlara ait kümülatif değerler ve son adımda deprem istemine karşılık gelen maksimum değerler hesaplanır.

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin kullanabilmesi için binanın kat sayısının bodrum hariç 8'den fazla olmaması ve herhangi bir katta ek bir dış merkezlik göz önüne alınmaksızın doğrusal elastik davranışa göre hesaplanan burulma düzensizliği katsayısının $\eta bi < 1.4$ koşulunu sağlaması gereklidir. Ayrıca göz önüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlenin toplam bina kütlesine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katların kütleleri hariç) oranının en az 0.70 olması zorunludur.

Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumundan bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılabilir. Bu durumda yük dağılımı, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için hesaplanan birinci doğal titreşim mod şekli (genliği) ile kütlenin çarpımından elde edilen değerle orantılı olacak şekilde tanımlanacaktır. Aslında deprem yüklemesi altında her saniye azalan rijitlik doğrultusunda yapının alacağı deprem yükü de

değişir. Ancak, bu durum çok kısa bir zaman içerisinde gerçekleştiği için bu durum göz önüne alınmayabilir.

Artımsal itme analizi sırasında eşdeğer deprem yükü dağılımı her bir itme adımında önceki adımlara göre değişken olarak göz önüne alınmak istenildiğinde, yük dağılımı her bir itme adımı öncesinde taşıyıcı sistemde oluşmuş tüm plastik mafsallar göz önüne alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim modu ile orantılı olarak tanımlanabilir.

Bu çalışmada eşdeğer deprem yükü dağılımının taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumundan bağımsız kaldığı varsayımı yapılmıştır. Yük dağılımı 1. modla orantılı olarak ele alınmıştır.

Ele alınan yük dağılımına göre yapılan itme analizi ile, koordinatları "tepe yer değiştirmesi – taban kesme kuvveti" olan itme eğrisi elde edilir. Yapının deprem talebini hesaplayabilmek için bu veriler koordinat dönüşümü yapılması gerekir. İtme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü ile koordinatları "modal yer değiştirme – modal ivme" olan modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilir:

(i)'inci itme adımında deprem doğrultusunda hakim birinci moda ait modal ivme a1(i) aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}^{*}} \tag{3.2}$$

Burada $V_{x1}^{(i)}$ x deprem doğrultusundaki (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait taban kesme kuvvetini, M_{x1}^{*} deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci moda ait etkin kütleyi ifade etmektedir.

$$M_{x1}^{(i)} = \frac{L_{x1}^{2}}{M_{x1}} \tag{3.3}$$

$$M_{x1} = [\phi_{x1}]^T [M][\phi_{x1}] \tag{3.4}$$

$$L_{x1} = [\phi_{x1}]^T [M][1] \tag{3.5}$$

(i)'inci itme adımında deprem doğrultusunda hakim birinci moda ait modal yer değiştirme d1(i) aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\phi_{xN1} * \Gamma_{x1}} \quad \textbf{(3.6)}$$

Birinci moda ait modal katkı çarpanı Γ_{x1} aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_{x1}} \quad \textbf{(3.7)}$$

İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile elastik davranış spektrumu göz önüne alınarak birinci moda ait maksimum modal yer değiştirme, diğer bir ifadeyle modal yer değiştirme istemi hesaplanır.

Tanım olarak modal yer değiştirme istemi, $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan spektral yer değiştirme S_{di1}'e eşittir.

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \quad \textbf{(3.8)}$$

Doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirme $S_{di}1$, itme analizini ilk adımında doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci hâkim moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyoduna karşılık gelen doğrusal elastik spektral yer değiştirme S_{de1}'e bağlı olarak aşağıdaki ifade ile elde edilir:

$$S_{di1} = C_{R1} * S_{de1} \quad \textbf{(3.9)}$$

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{\left(\omega_1^{(1)}\right)^2} \quad \textbf{(3.10)}$$

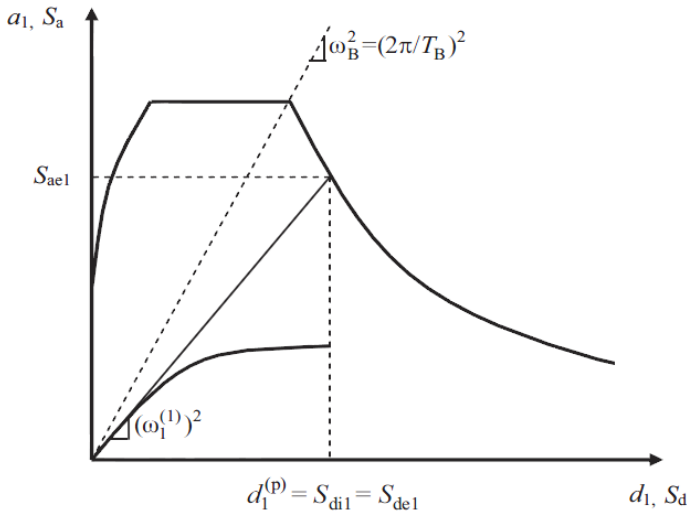
$T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B' ye eşit veya daha büyük olması durumunda, doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirme S_{di1}, eşit yer değiştirme kuralı uyarınca doğal periyodu yine $T_1^{(1)}$ olan eşlenik doğrusal elastik sisteme ait doğrusal elastik spektral yer değiştirme Sde1'e eşit alınır.

Dolayısıyla spektral yer değiştirme oranı C_{R1}, $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B' ye eşit veya daha büyük olması durumunda

$$C_{R1} = 1 \quad \textbf{(3.11)}$$

olarak hesaplanır.

Spektral yer değiştirme oranı C_{R1}, $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B' den küçük olması durumunda C_{R1} ardışık yaklaşımla aşağıda tariflendiği gibi hesaplanır:



Şekil 3.3 : Spektral ivme – spektral yer değiştirme grafiği.

a) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı yaklaşık olarak iki doğrulu diyagrama dönüştürülür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki (i=1) doğrunun eğimi olan birinci moda ait öz değere, $(\omega_1^{(1)})^2$, eşit alınır ($T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)}$).

b) Ardışık yaklaşımın ilk adımında C_{R1}=1 kabulü yapılarak eşdeğer akma noktasının koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir.

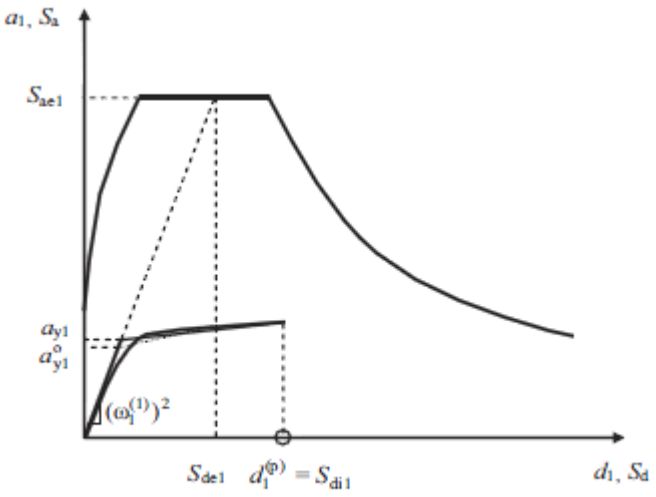
Böylelikle a^0_{y1} değeri ve buna bağlı olarak R_{y1} değeri hesaplanır. Bu değerler denklem (3.12)' de yerine konularak C_{R1} değeri hesaplanır.

$$C_{R1} = \frac{1+(R_{y1}-1)T_B/T^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \qquad \textbf{(3.12)}$$

Burada R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir ve izleyen şekildedir:

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \geq 1 \qquad \textbf{(3.13)}$$

a_{y1} ise iki doğrulu hale getirilen modal kapasite diyagramının eşdeğer akma değeridir (Şekil 3.4).



Şekil 3.4 : a_{y1} katsayısının hesaplanması.

C_{R1} değeri hesaplandığına göre doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirme S_{di1}, denklem (3.9) ile hesaplanır.

c) Hesaplanan S_{di1} esas alınarak eşdeğer akma noktasının koordinatları eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre a_{y1}, R_{y1}, C_{R1} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.

Son itme adımı i=p için denklem (3.8)'e göre belirlenen modal yer değiştirme istemi $d_1^{(p)}$, nin denklem (3.14) de yerine konulması ile, x deprem doğrultusundaki tepe noktası yer değiştirmesi istemi izleyen ifade ile elde edilir:

$$u_{xN1}^{(p)} = \phi_{xN1} * \Gamma_{x1} * d_1^{(p)} \qquad \textbf{(3.14)}$$

Denklem (3.14) ile bina tepe noktasının x doğrultusunda ne kadar itileceği hesaplanmış olur. Aynı hesaplar binanın diğer doğrultusu için de tekrarlanır.

Detayları anlatılan artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin hesap adımları aşağıda sunulmuştur.

Hesap adımları:

- Binanın malzeme ve geometri araştırması yapılır ve bilgi düzeyi belirlenir.
- Analizde elemanların etkin rijitliği kullanılacağından, kolon ve perdedeki normal kuvvet değerlerinin belirlenmesi amacıyla, çatlamamış kesitlerin

kullanıldığı model üzerinde deprem hesabında kullanılacak kütlelerle uyumlu düşey yükler altında analiz yapılarak düşey taşıyıcı elemanların normal kuvvet değerleri hesaplanır. Hesaplanan normal kuvvet seviyesine göre düşey taşıyıcıların etkin eğilme rijitliği belirlenir.

- Etkin eğilme rijitlerinin kullanıldığı ve plastik mafsal oluşması beklenen elemanların kesitlerine potansiyel plastik mafsallar tanımlanarak sistem modeli oluşturulur.
- İtme analizinde kullanılacak yük dağılımını belirlemek üzere sistemin periyot hesabı yapılır. Sistemin deprem doğrultusundaki hakim periyodunun sistem üzerindeki yük dağılımı belirlenir.
- İtme analizinden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı doğrusal olmayan statik analiz yapılır. Bu analizin sonuçları artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınır.
- Sistem elde edilen yük dağılımı altında öngörülen herhangi bir yatay yer değiştirme değerine kadar itilir (genelde bina yüksekliğinin %2'si kadar).
- Yapılan itme analizi ile, koordinatları "tepe yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti" olan itme eğrisi elde edilir. İtme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü ile, koordinatları "modal yerdeğiştirme – modal ivme" olan modal kapasite diyagramı elde edilir.
- İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile elastik davranış spektrumu göz önüne alınarak birinci moda ait maksimum modal yer değiştirme, diğer bir ifadeyle modal yer değiştirme istemi hesaplanır.
- Son itme adımı için tepe noktası yer değiştirmesi istemi hesaplanır ve yapı sistemi elde edilen bu yerdeğiştirme istemine kadar itilir.
- İtme analizi sonucunda tüm kritik kesitlerdeki plastik mafsal dönmeleri plastik mafsal boyuna bölünerek plastik eğrilik istemleri hesaplanır. Hesaplanan plastik eğrilikler akma eğrilikleri ile toplanarak toplam eğrilik istemleri hesaplanır.
- Her bir plastik kesitte, uygun beton ve donatı çeliği modeli kullanılarak kesit analizi yapılır ve toplam eğriliklere karşı gelen beton birim kısalması, donatı çeliği birim boy uzaması hesaplanır. Bu işlemler deprem doğrultusunun diğer

yönü içinde yapılarak hesaplanan birim boy değişimleri yönetmeliklerdeki sınır değerlerle karşılaştırılarak eleman hasar seviyeleri belirlenir.

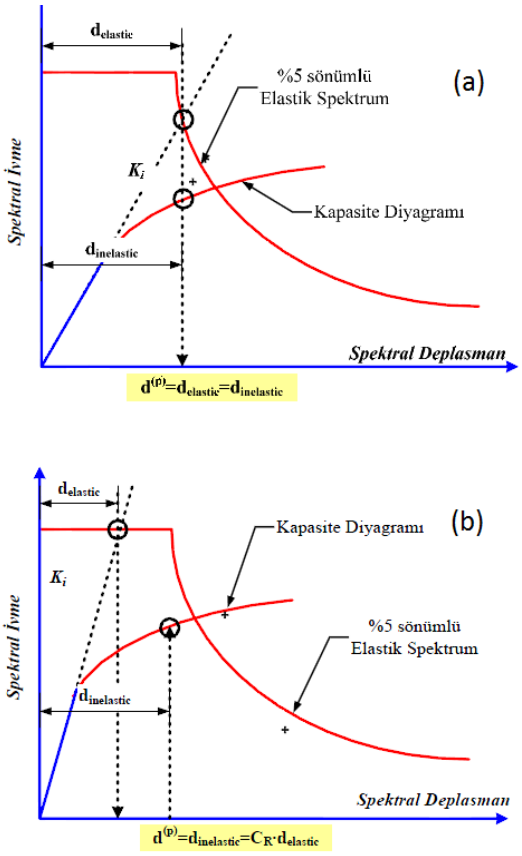
- Birleşim bölgelerinde ve elemanlarda kesme güvenliği kontrolü yapılır.
- Elemanların kesitleri için belirlenen hasar bölgeleri ele alınarak yapı sisteminin deprem performansı değerlendirilir. Ayrıca göreli kat ötelemeleri değerlendirilerek bina performans seviyesi kontrol edilir.

3.9.2.1 Eşit yer değiştirme kuralı

C_{R1} katsayısının hesaplanmasına ilişkin adımlarda "eşit yer değiştirme kuralı" olarak ifade edilen varsayıma değinilmişti. Bu başlık altında bu kural genişletilecek ve temel varsayımı anlatılacaktır.

Yapı sistemlerinin performansının belirlenmesinde kullanılan talep spektrumu (deprem istemi) bir yapının, deprem hareketine, deprem süresince verdiği maksimum karşılığı göstermektedir. Doğrusal olmayan statik yöntemlerin temel varsayımına göre, binanın tamamen elastik davranarak yapacağı spektral deplasman ile doğrusal elastik olmayan davranışı durumunda yapacağı inelastik spektral deplasman eşit olmaldır. Buna "Eşit Yer değiştirme Kuralı" denilmektedir (Equivalent Displacement Rule - EDR). Diğer bir ifade ile, belirli bir değerden daha yüksek periyoda sahip (esnek yapıların) elastoplastik sistemlerin maksimum deplasmanının, aynı periyot ve sönüme sahip elastik sistemlere yaklaşık olarak eşit olması "eşit deplasman kuralı " prensibi olarak bilinmektedir (Şekil 3.5a, Şekil 3.5b).

Eşit deplasman kuralı özellikle esnek yapılar için söz konusudur ve geçerlidir. Daha küçük periyotlu veya rijit yapı sistemlerinde, elastik ötesi (inelastik) spektral deplasman değeri elastik spektral deplasmandan daha yüksek değere sahiptir. Bu tür sistemlerde, inelastik deplasmanın hesaplanmasında, spektral yer değiştirme oranı (C_{R1}) kullanılmaktadır (Şekil 3.5b).



Şekil 3.5 : Eşit yer değiştirme kuralı [18].

3.9.3 Artımsal mod birleştirme yöntemi

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi' nin aksine Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi'nin uygulama alanları çok daha geniştir. Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminde'nde, taşıyıcı sistem deprem davranışının sadece birinci (deprem doğrultusunda hakim) doğal titreşim modundaki davranıştan ibaret olduğu varsayılır. Bu nedenle yöntemin uygulama alanı, çok katlı olmayan ve deprem doğrultusuna göre planda simetrik veya simetriğe yakın olan binalarla sınırlıdır (burulma düzensizliği sınırı sebebiyle). Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi' nin amacı, taşıyıcı sistemin davranışını temsil eden yeterli sayıda doğal titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde monotonik olarak adım adım arttırılan ve birbirleri ile uygun biçimde ölçeklendirilen modal yer değiştirmeler veya onlarla uyumlu modal deprem yükleri esas alınarak Mod Birleştirme Yöntemi'nin artımsal olarak uygulanmasıdır.

Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi'nde her bir plastik kesitin oluşumunda tüm modların katkıları göz önüne alınabilmektedir. Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi'nde, ardışık iki plastik kesit oluşumu arasındaki her bir itme adımında adım

adım doğrusal elastik davranış esas alınır. Modal ölçeklendirme ile monotonik olarak arttırılan modal yer değiştirmeler göz önüne alınarak, her adımda mod birleştirme kurallarının uygulandığı bir doğrusal davranış spektrum analizi gerçekleştirilir. Bu analizin sonuçlarından yararlanılarak, adım sonunda sistemde oluşan plastik kesit belirlenir; yer değiştirme, plastik şekildeğiştirme, iç kuvvet artımları ile bunlara ait birikimli değerler ve sonuçta deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır.

3.9.4 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi

Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi'nin amacı, taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış göz önüne alınarak sistemin hareket denkleminin adım adım entegre edilmesidir. Analiz sırasında her bir zaman artımında "sistemde meydana gelen yer değiştirme, plastik şekil değiştirme ve iç kuvvetler ile bu büyüklüklerin deprem istemine karşı gelen maksimum değerleri hesaplanır.

Zaman Tanım Alanında Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi'nde taşıyıcı sistem elemanlarının tekrarlı yükler altındaki dinamik davranışını temsil eden iç kuvvet şekil değiştirme bağıntıları, teorik ve deneysel geçerlilikleri kanıtlanmış olmak kaydı ile, ilgili literatürden yararlanılarak tanımlanır. Doğrusal veya doğrusal olmayan hesapta, üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi yer hareketi kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması tasarım ve değerlendirme için esas alınır.

Zaman tanım alanında hesap yapıldığı durumunda kullanılacak olan deprem kayıtlarının aşağıdaki 3 özelliği de taşıması gerekmektedir:

- Kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmamalıdır.
- Üretilen deprem yer hareketinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması A_0*g'den daha küçük olmamalıdır.
- Yapay olarak üretilen her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyot T_1'e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyotlar için, yönetmelikte tanımlanan $S_{ae}(T)$ elastik spektral ivmelerinin %90'ından daha az olmamalıdır.

3.9.4.1 Tasarım ivme spektrumuna uygun kayıtların seçilmesi

Yapısal analiz ve hesaba dayalı olanaklardaki hızlı gelişmeler sonucu zaman tanım alanında hesap yöntemleri, sismik analizde ve yapıların tasarımında yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu yöntemler kullanılırken ortaya çıkan en önemli sorunlardan biri, yönetmelik gereksinimlerini karşılayan deprem kayıtlarının teminidir [19]. Deprem ivme kayıtları üç kaynaktan elde edilebilir:

- Tasarım ivme spektrumu uyumlu yapay kayıtlar
- Benzeştirilmiş (yapay) kayıtlar
- Deprem esnasında kaydedilen ivme kayıtları

Geleneksel olarak, yapılara etkiyen sismik yüklerin hesabı "Eşdeğer Statik Deprem Yükü Yöntemi" ve "Mod Birleştirme Yöntemi" ile yapılmaktadır. Son dönemlerde yapısal analizde ve teknolojide sağlanan gelişmelerle birlikte, zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yöntemi yapıların tasarım ve analizinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Zaman tanım alanında doğrusal elastik veya doğrusal elastik olmayan analizlerin gerçekleştirilmesinde en önemli konu, uygun sismik kayıtların seçilmesi ve bunların ölçeklenmesidir.

Bu tez kapsamında yapılan çalışmada kaydedilmiş deprem kayıtları kullanılmıştır. Bu sebeple kaydedilmiş kayıtların elde edilmesi, seçilmesi ve ölçeklenmesine kısaca değinilecektir.

Deprem esnasında alınan kayıtların sayısının gün geçtikçe artması ve bunlara erişimin gelişen veri transfer teknolojisi ile birlikte kolaylaşması zaman tanım alanında yapılacak hesaplarda, gerçek kayıtları en çok tercih edilen seçenek haline getirmektedir. Belirli bir bölgedeki tasarım ivme spektrumuna uygun gerçek kuvvetli yer hareketi kayıdının seçilebilmesi için kullanılan kriterler jeolojik ve sismolojik şartları içermelidir. Depremin büyüklüğü, faylanma tipi, çalışma alanının faya olan mesafesi, yırtılma yönü, yerel zemin koşulları ve kaydın spektral içeriği bu şartların en önemlilerini teşkil etmektedir. Eşleştirme için kullanılacak kriterler belirlendikten sonra, gerçek kayıtlara uygulanacak ölçeklemelerin yapılması için yöntem belirlenmeli ve yeterli yaklaşıklığın sağlanıp sağlanamadığı kontrol edilmelidir. Doğrusal ölçekleme faktörünün elde edilmesinde spektral genlik kullanılabileceği gibi, bazı özel çalışmalarda çevirim sayısını arttırmadan frekans içeriğini ve süreyi değiştiren zaman ekseninde ölçekleme de yapılabillir [19]. Ölçekleme sonucunda

elde edilecek kayıtlarda dikkat edilecek en önemli hususlardan bir tanesi gerçek kayıttaki genlik ve şiddet özelliklerinin korunmasıdır.

Gerçek deprem kayıtları, yer hareketinin belli özelliklerini temsil etmesi için genellikle ya tasarım spektrumuna veya büyüklük, mesafe ve zemin sınıfı gibi minimum parametreleri verilen deprem senaryosuna dayandırılarak seçilir. Sismik tasarım yönetmeliklerinde, uygun gerçek kayıtların nasıl seçileceği ile ilgili verilen yönlendirmeler çoğunlukla sismolojik parametreler yerine tepki spektrumuna uygunluğa odaklanır. Böylece kayıtlaren büyük yer ivmesi gibi kuvvetli yer hareketi parametrelerine göre bir tasarım tepki spektrumuna uyacak şekilde seçilir. Belirli bir bölge için seçilecek kayıtlar hem yapılan Sismik Tehlike Analizi sonucunda ortaya çıkan tepki spektrumuyla uyuşmalı hem de jeolojik ve sismolojik şartları sağlamalıdır.

Gerçek deprem kayıtlarının elde edilmesi

Dünya üzerinde meydana gelmiş depremlerin ivme-zaman kayıtlarını içeren veri bankalarının sayısı çok olmamakla birlikte araştırmaların birçoğu belirli veri bankalarını tercih etmektedir. Bu tez kapsamında da en çok tercih edilen veri bankası PEER (Pasific Earthquake Engineering Research) kullanılmıştır. İstenilen ivme spektrumuna uygun kayıtların rahatlıkla seçilmesini sağlayan bir arayüzle donatılan veri bankasından binlerce kaydı seçmek mümkün olabilmektedir.

Yer hareketinin ölçeklenmesi

Gerçek deprem kayıtları, verilen bir tasarım ivme spektrumuna uyumlu olarak zaman tanım alanında veya frekans tanım alanında ölçeklenebilir. Günümüzde ölçeklemeyi seçilen bir spektruma göre yapabilen yazılımlar mevcuttur.

3.9.5 Kesitteki birim şekil değiştirme istemlerinin belirlenmesi

Doğrusal elastik olmayan analizlerde kesit hasar sınırları şekil değiştirme miktarına bağlı olarak belirlenmektedir. Yönetmelikde belirtilen artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi veya zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerine göre yapılan hesap sonucunda çıkış bilgisi olarak herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik dönme istemine bağlı olarak *plastik eğrilik istemi*, aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad \textbf{(3.15)}$$

Beton modeli ile pekleşmeyi de göz önüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak, kesitteki eksenel kuvvet istemi altında yapılan analizden elde edilen iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi (kolonlarda) ile tanımlanan Φy eşdeğer akma eğriliği ve Φp plastik eğrilik istemi toplanarak toplam eğrilik istemi izleyen şekilde elde edilir:

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad \textbf{(3.16)}$$

Beton ve donatı çeliğinin birim şekildeğiştirmeleri cinsinden elde edilen deprem istemleri, şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit bazında hasar bölgesi belirlenir.

3.9.6 Betonarme elemanların kesit birim şekil değiştirme kapasiteleri

Plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiği sünek betonarme taşıyıcı sistem elemanlarında, performans düzeylerine göre izin verilen şekil değiştirme sınırları (kapasiteleri) aşağıda tanımlanmıştır:

a) Kesit Minimum Hasar Sınırı (MN) için kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı uzama birim şekil değiştirmesi üst sınırları izleyen şekildedir:

$(\varepsilon_{cu})_{MN} = 0.0035$ $(\varepsilon_s)_{MN} = 0.01$

b) Kesit güvenlik sınırı (GV) için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı uzama birim şekil değiştirmesi üst sınırları izleyen şekildedir:

$(\varepsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01(\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0.0135$ $(\varepsilon_s)_{GV} = 0.04$

c) Kesit göçme sınırı (GÇ) için etriye içindeki bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı uzama birim şekil değiştirmesi üst sınırları izleyen şekildedir:

$(\varepsilon_{cg})_{GÇ} = 0.004 + 0.014(\rho_s/\rho_{sm}) \leq 0.018$ $(\varepsilon_s)_{GV} = 0.06$

Burada ρ_s: kesitte mevcut bulunan deprem etriyeleri ve çirozları olarak düzenlenmiş enine donatının hacimsel oranı, ρsm: deprem yönetmeliğine göre bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı olarak tariflenir.

4. MEVCUT BETONARME BİR BİNANIN PERFORMANS DÜZEYİNİN DOĞRUSAL ELASTİK VE DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN YÖNTEMLERLE BELİRLENMESİ

Bu bölümde, 1975 Afet Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'e göre boyutlandırılmış 6 katlı betonarme bir bina ele alınmıştır. Bina ilk olarak doğrusal elastik yöntem olan Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'ne göre performans analizi yapılmıştır. Sonrasında, doğrusal elastik olmayan yöntemlerden Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi (Pushover) ve Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi'ne göre performans analizleri yapılmıştır.

4.1 İncelenen Bina ve Özellikleri

İncelenen bina [20] düzenli bir aks sistemine sahip olup betonarme kolon-kiriş çerçeve sistemine sahiptir. Binanın kat planı ve özellikleri aşağıdaki gibidir:

Geometrik bilgiler

- Kat sayısı: 6
- Kat yükseklikleri: 3m
- Taşıyıcı sistem: Betonarme çerçeve
- Kullanım amacı: Konut
- Açıklıklar: X doğrultusunda 2x6m; Y doğrultusunda 4x5m

Malzeme bilgileri

- Beton: C20 (20 MPa basınç dayanımı, E=28500 MPa)
- Donatı çeliği: S420 (420 MPa çekme dayanımı, E=200000 MPa)

Proje bilgileri

- Öngörülen minimum performans hedefi: Aşılma olasılığı 50 yılda %10 olan depremde "can güvenliği" performans seviyesi

- Zemin sınıfı: Z2 (T_A = 0.15 T_B=0.40)
- Deprem bölgesi: 1 (A_0 = 0.4)
- Hareketli yük katılım oranı (n): 0.3
- Bina bilgi düzeyi: Kapsamlı (Bilgi düzeyi katsayısı = 1)

Yükler

- Döşeme yükü: Döşeme zati yüküne ilave olarak kaplama yükü G=200 kg/m^2, hareketli yük Q=200 kg/m^2 alınmıştır.
- Kiriş yükü: Kirişler üzerinde 0.6 t/m duvar yükü alınmıştır.

Eleman kesit ve donatı bilgileri

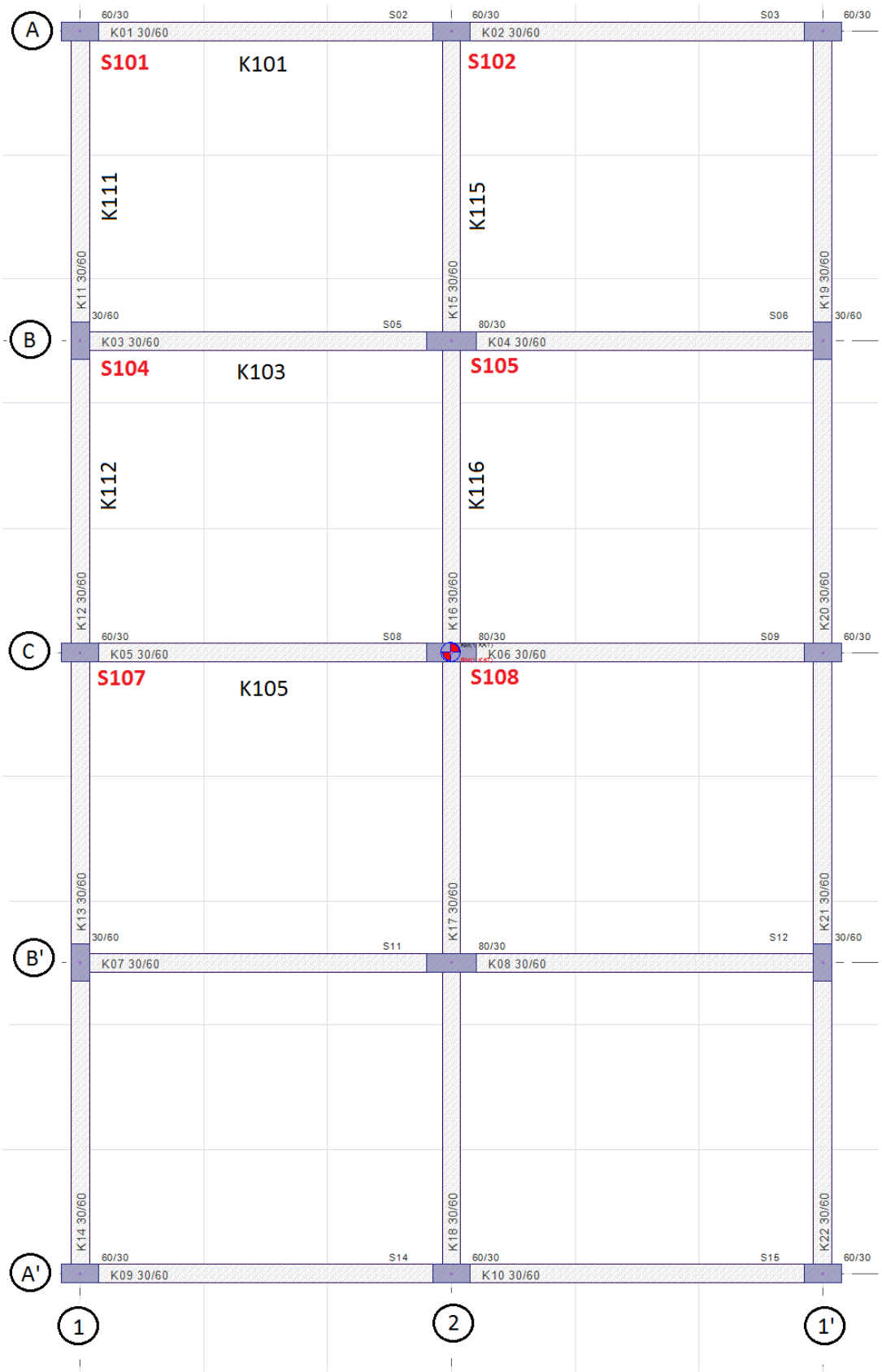
Bina hem X hem de Y doğrultusuna göre simetrik olduğu için sadece farklı kiriş ve kolonların boyutları verilmiştir. Kirişlerin tamamında 2Φ12 gövde donatısı bulunmaktadır. Kesitlerdeki enine donatı aşağıdaki gibidir:

- Kolonlarda Φ10/20/10
- Kirişlerde Φ10/20/15

4.2 Kullanılan Yazılımlar

Bina modellemesi mevcut planlardaki açıklıklar, kesitler ve yükler kullanılarak bilgisayar ortamında yapılmıştır. Binanın doğrusal elastik performans değerlendirmesi *ideCAD Statik v7.15* [21] yazılımı kullanılarak, doğrusal elastik olmayan performans değerlendirmesi ise *SAP2000 v14.2.4* [22] yazılımı kullanılarak yapılmıştır.

Ayrıca, kirişlerin ve kolonların mafsal ve etkileşim diyagramlarını elde etmek için *XTRACT v3.08* [23] yazılımı kullanılmıştır. Zaman tanım alanında kullanılmak üzere, deprem ivme kayıtlarının spektrum - zaman grafiklerine dönüştürülmesi için *SeismoSignal v.4.0.3* [24] yazılımı kullanılmıştır.



Şekil 4.1 : Bina zemin kat tavan planı.

Çizelge 4.1: Kiriş kesit ve donatı bilgileri.

Kiriş	Donatı	Katlar		
		6-5	4-3	2-1
K101 (30x60)	Sol ilave	2Φ18	2Φ20	2Φ22
	Mon.+Düz	2Φ12 + 3Φ16	3Φ14 + 4Φ16	3Φ14 + 4Φ16
	Sağ ilave	3Φ18	3Φ20	3Φ22
K103 (30X60)	Sol ilave	2Φ18	2Φ20	2Φ22
	Mon.+Düz	2Φ12 + 4Φ16	3Φ14 + 4Φ16	3Φ14 + 4Φ16
	Sağ ilave	3Φ18	4Φ22	5Φ22
K105 (30X60)	Sol ilave	3Φ18	4Φ22	5Φ22
	Mon.+Düz	2Φ12 + 4Φ16	3Φ14 + 4Φ16	3Φ14 + 4Φ16
	Sağ ilave	3Φ18	4Φ22	5Φ22
K111 (30X60)	Sol ilave	2Φ18	3Φ20	2Φ22
	Mon.+Düz	2Φ12 + 3Φ16	2Φ14 + 4Φ16	3Φ14 + 4Φ16
	Sağ ilave	2Φ18	3Φ20	3Φ22
K112 (30X60)	Sol ilave	2Φ18	3Φ20	3Φ22
	Mon.+Düz	2Φ12 + 3Φ16	2Φ14 + 4Φ16	3Φ14 + 4Φ16
	Sağ ilave	2Φ14	2Φ20	1Φ22
K115 (30X60)	Sol ilave	2Φ18	2Φ20	2Φ22
	Mon.+Düz	2Φ12 + 3Φ16	2Φ14 + 4Φ16	3Φ14 + 4Φ16
	Sağ ilave	2Φ18	2Φ20	2Φ22
K116 (30X60)	Sol ilave	2Φ18	2Φ20	2Φ22
	Mon.+Düz	2Φ12 + 3Φ16	2Φ14 + 4Φ16	3Φ14 + 4Φ16
	Sağ ilave	2Φ18	2Φ20	2Φ22

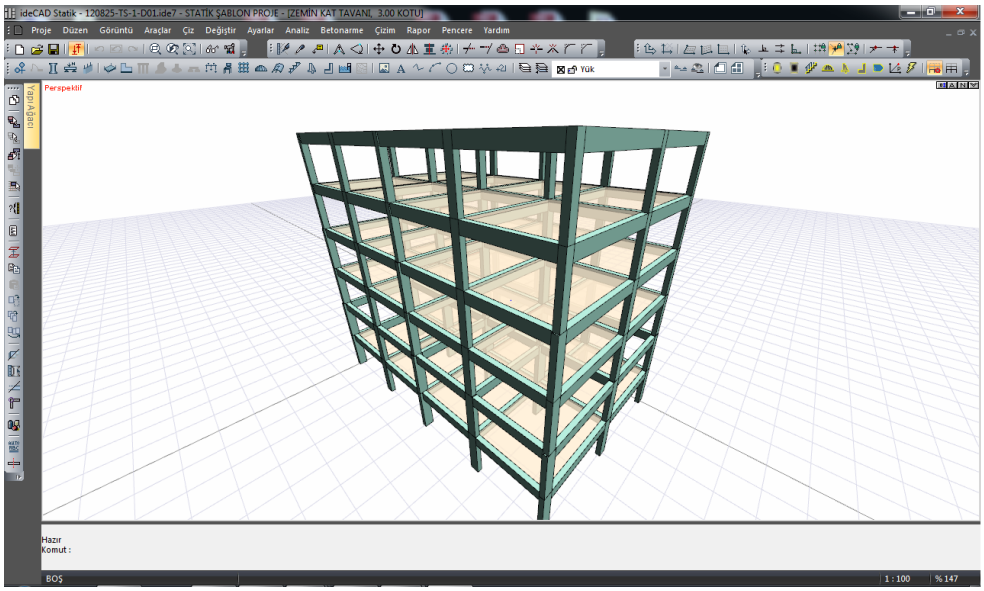
Çizelge 4.2: Kolon kesit ve donatı bilgileri.

Kolon		Katlar		
		6-5	4-3	2-1
S101	Donatı	8Φ16	8Φ20	8Φ20
	Kesit (cm)	40x30	50x30	60x30
S102	Donatı	8Φ16	8Φ20	8Φ20
	Kesit (cm)	40x30	50x30	60x30
S104	Donatı	8Φ20	8Φ20	4Φ22+4Φ20
	Kesit (cm)	50x30	50x30	60x30
S105	Donatı	8Φ20	8Φ20	6Φ22+4Φ20
	Kesit (cm)	50x30	60x30	80x30
S107	Donatı	8Φ16	8Φ20	8Φ20
	Kesit (cm)	40x30	50x30	60x30
S108	Donatı	8Φ20	8Φ20	6Φ22+4Φ20
	Kesit (cm)	50x30	60x30	80x30

4.3 Bina Performansının Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle Belirlenmesi

Bina geometri ve malzeme özelliklerinin mevcut projeye uygun olduğu kabul edilerek bilgi düzeyi kapsamlı seçilmiştir. Tez kapsamında doğrusal elastik olmayan analizler üzerine yoğunlaşıldığı için doğrusal elastik analizin hızlı yapılabilmesi için ideCAD Statik yazılımı kullanılmıştır.

Bina geometrisi oluşturulduktan sonra malzeme ve yük bilgileri tanımlanır. Performans analizini yapabilmek için öncesinde doğrusal statik analiz yapılarak kolon ve kiriş kesitlerine donatı miktarları veri girişi olarak tanımlanır. Ardından doğrusal performans analizi yapılır.



Şekil 4.2 : ideCAD bina modeli.

ideCAD

YAPAN:	Erhan Mollaoğlu	
PROJE:	Yüksek Lisans Tez Çalışması	
TARİH:	15.06.2011	REVİZYON:
DEMO		

TDY 7.7'E GÖRE YAPI PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ

HK : *Hemen kullanım durumu*

CG : *Can güvenliği durumu*

GÖ : *Göçme önlenmesi durumu*

FARKLI DEPREM DÜZEYLERİNDE BİNALAR İÇİN ÖNGÖRÜLEN MİNUMUM PERFORMANS HEDEFLERİ

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	*Depremin Aşılma Olasılığı*		
	50 yılda %50	*50 yılda %10*	*50 yılda %2*
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, v.b.	–	HK	CG
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, v.b.	–	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 girmeyendiğer binalar (konutlar,işyerleri,oteller,trustik tesisler,endüstri yapıları,vb.)	–	CG	–

+EX Yükleme

Kat	Eleman Tipi	Minimum Hasar Bölgesi	Belirgin Hasar Bölgesi	İleri Hasar Bölgesi	Göçme Bölgesi
5. KAT	Kirişler	10 (100%)			
	Kolonlar	15 (100%)			
	Kolon Kesme Kuvvetleri	186.96 tf (100%)			
4. KAT	Kirişler	10 (100%)			
	Kolonlar		15 (100%)		
	Kolon Kesme Kuvvetleri		320.61 tf (100%)		
3. KAT	Kirişler	10 (100%)			
	Kolonlar		15 (100%)		
	Kolon Kesme Kuvvetleri		428.30 tf (100%)		
2. KAT	Kirişler	6 (60%)	4 (40%)		
	Kolonlar		15 (100%)		
	Kolon Kesme Kuvvetleri		509.07 tf (100%)		
1. KAT	Kirişler	8 (80%)	2 (20%)		
	Kolonlar		15 (100%)		
	Kolon Kesme Kuvvetleri		563.51 tf (100%)		
ZEMİN KAT	Kirişler	6 (60%)	4 (40%)		
	Kolonlar	12 (80%)	3 (20%)		
	Kolon Kesme Kuvvetleri	349.09 tf (59%)	241.64 tf (41%)		

-EX Yükleme

Kat	Eleman Tipi	Minimum Hasar Bölgesi	Belirgin Hasar Bölgesi	İleri Hasar Bölgesi	Göçme Bölgesi
5. KAT	Kirişler	10 (100%)			
	Kolonlar	15 (100%)			
	Kolon Kesme Kuvvetleri	186.96 tf (100%)			
4. KAT	Kirişler	10 (100%)			
	Kolonlar		15 (100%)		
	Kolon Kesme Kuvvetleri		320.61 tf (100%)		
3. KAT	Kirişler	10 (100%)			
	Kolonlar		15 (100%)		
	Kolon Kesme Kuvvetleri		428.30 tf (100%)		
2. KAT	Kirişler	6 (60%)	4 (40%)		
	Kolonlar		15 (100%)		
	Kolon Kesme Kuvvetleri		509.07 tf (100%)		
1. KAT	Kirişler	8 (80%)	2 (20%)		
	Kolonlar		15 (100%)		
	Kolon Kesme Kuvvetleri		563.51 tf (100%)		
ZEMİN KAT	Kirişler	6 (60%)	4 (40%)		
	Kolonlar	11 (73%)	4 (27%)		
	Kolon Kesme Kuvvetleri	310.27 tf (53%)	280.46 tf (47%)		

Şekil 4.3 : Doğrusal performans analizi sonuçları.

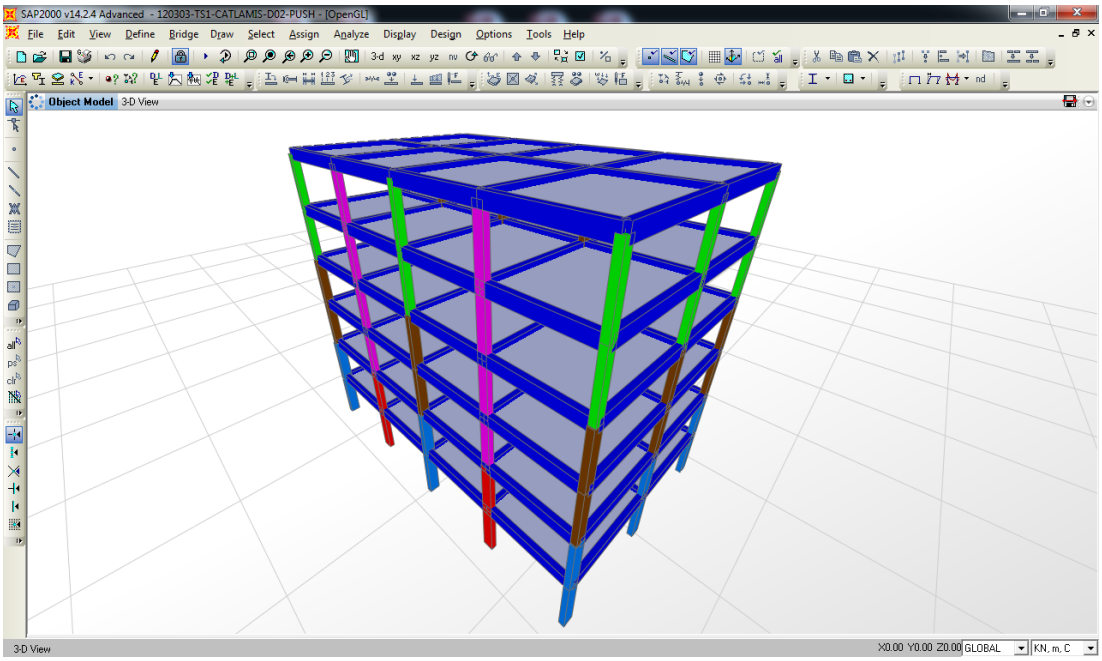
Doğrusal elastik analiz kullanılarak yapılan performans değerlendirmesi sonucunda da binanın can güvenliği performans düzeyini sağlamadığı görülmektedir.

4.4 Bina Performansının Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle Belirlenmesi

Bina geometri, yük ve donatı bakımından simetrik olduğu için X ve Y doğrultuları için sadece bir yönde performans analizi yapılacaktır.

4.4.1 Binanın modellenmesi

Mevcut geometri aynen korunarak kolon ve kirişler çubuk eleman (frame), döşeme ise plak (shell) eleman kullanılarak modellenmiştir. Yapının öz ağırlığı yazılım tarafından hesaplandığı için ilave ölü yükler (kapla, duvar, vs) ve hareketli yükler tanımlanmıştır. Duvar yükü 0.6 t/m^2, döşeme ölü yükü 0.2 t/m^2 hareketli yükü ise 0.15 t/m^2 alınmıştır.



Şekil 4.4 : SAP2000 bina modeli.

4.4.2 Çatlamış kesit rijitliklerinin belirlenmesi

Performans değerlendirmesi yapılırken kolon ve kirişler için çatlamış rijitliklerin kullanılması gerekmektedir. DBYBHY 2007'ye göre çatlamış kesit rijitlikleri aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

- Kirişlerde $(EI)_e=0.40(EI)_0$
- Kolon ve perdelerde, $N_D/(A_c*f_{cm})\leq 0.10$ durumunda $(EI)_e=0.40(EI)_0$, $N_D/(A_c*f_{cm})\geq 0.40$ durumunda $(EI)_e=0.80(EI)_0$ değerleri kullanılır.

Bina üzerindeki ölü ve hareketli yükler (G+nQ) göz önüne alınarak statik analiz yapılarak kolonlara etkiyen eksenel yük değerleri elde edilip ilgili formüller kullanılarak etkin eğilme rijitlikleri hesaplanmıştır. Bina simetrik olduğu için Çizelge (4.3)'te sadece farklı kolonlar listelenmiştir.

Çizelge 4.3: Kolon etkin eğilme rijitlikleri.

Kolon Etkin Eğilme Rijitlikleri							
Kat	**Kolon**	**N_D** kN	**EI_e / EI_0**	**Kat**	**Kolon**	**N_D** kN	**EI_e / EI_0**
1	S101	-643.70	0.51	4	S401	-311.61	0.41
	S102	-1075.70	0.67		S402	-537.41	0.51
	S103	-1021.11	0.64		S403	-506.76	0.49
	S105	-1696.96	0.74		S405	-849.56	0.58
	S107	-1081.69	0.67		S407	-525.39	0.50
	S108	-1800.57	0.77		S408	-902.83	0.60
2	S201	-533.13	0.46	5	S501	-203.07	0.40
	S202	-895.40	0.60		S502	-358.23	0.47
	S203	-848.62	0.58		S503	-336.99	0.42
	S205	-1412.22	0.66		S505	-568.61	0.52
	S207	-895.29	0.60		S507	-343.77	0.46
	S208	-1499.70	0.68		S508	-604.05	0.54
3	S301	-421.08	0.45	6	S601	-97.94	0.40
	S302	-715.62	0.58		S602	-180.17	0.40
	S303	-676.35	0.57		S603	-166.60	0.40
	S305	-1129.36	0.68		S605	-288.73	0.40
	S307	-708.61	0.58		S607	-167.36	0.40
	S308	-1199.62	0.71		S608	-304.09	0.40

4.4.3 Eşdeğer deprem yükünün hesaplanması

Artımsal eşdeğer deprem yükünde binayı X ve Y doğrultusunda itmek üzere eşdeğer deprem yükü hesaplanmalıdır. Kat kesme kuvvetleri üçgen yük prensibi esas alınarak taban kesme kuvveti ile hesaplanmıştır. Bina taban kesme kuvveti aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$$V_t = \lambda * W \frac{A_0 * I * S(T)}{R_a(T)} \quad \textbf{(4.1)}$$

λ katsayısı bodrum hariç bir ve iki katlı binalarda 1.0 diğer binalarda ise 0.85 alınacaktır. Deprem hesabında kullanılmak üzere hesaplanacak bina ağırlığı W=G+0.3Q ile hesaplanmaktadır.

W=16165 kN

A_0=0.4

I=1.0

R=1.0

T_{1x}= 1.1378 s (çatlamış kesitler kullanılarak hesaplanmıştır)

T_{1y}= 1.2461 s (çatlamış kesitler kullanılarak hesaplanmıştır)

değerleri kullanılarak her iki doğrultu için hesaplanan taban kesme kuvvetleri aşağıdaki gibidir:

V_{tx} = 0.85*16165*0.4*1.0*2.5*(0.4/1.1378)$^{0.8}$ / 1 = 5953 kN

V_{ty} = 0.85*16165*0.4*1.0*2.5*(0.4/1.12461)$^{0.8}$ / 1 = 5536 kN

Binanın X ve Y doğrultusu için hesaplanan eşdeğer deprem yükleri Çizelge (4.4)'te sunulmuştur:

Artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde her kata etkiyen yükün değeri tek başına önemli değildir. Önemli olan her kattaki yükler arasındaki orandır. Sözgelimi en üst kata etkiyen 1795.32 kN yükünü bir birim olarak göz önüne alıp diğer katlardaki yükleri de buna oranlayabiliriz. Bu çalışmada yükler olduğu gibi girilmiştir.

Çizelge 4.4: R=1 için hesaplanan eşdeğer deprem yükleri.

Katlar	W_i	h_i (m)	H_i (m)	W_i*H_i	W_i*H_i/Σ(	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
6	2635	3.0	18	47430	0.28	1931	1795
5	2670	3.0	15	40050	0.24	1329	1236
4	2695	3.0	12	32340	0.19	1073	998
3	2695	3.0	9	24255	0.14	805	748
2	2735	3.0	6	16410	0.10	545	506
1	2735	3.0	3	8205	0.05	272	253

4.4.4 Plastik mafsal özelliklerinin belirlenmesi

Artımsal itme analizinin uygulanmasında, yapının modelleme işlemi tamamlandıktan sonra kesitlerde plastik mafsal tanımlamalarının yapılması gerekmektedir. Elastik olmayan analiz sonucunda plastikleşmesi beklenen kiriş ve kolon elemanların kritik kesitleri için iç kuvvet – deformasyon bağıntıları tanımlanmakta ve ilgili kesitlere atanmaktadır.

Bu tez çalışmasında kirişler için 16 farklı plastik mafsal belirlenmiş olup sırasısyla TIP1, TIP2 şeklinde isimlendirilmiştir. Kolonlar içinse 7 farklı plastik mafsal belirlenmiş ve sırasıyla STIP1, STIP2 şeklinde isimlendirilmiştir.

Yapı mühendisliğinde genellikle kirişler için tek eksenli eğilme (kiriş düzlemindeki eğilme), kolon ve perdeler içinse iki eksenli eğilme ve bunun eksenel yükle olan etkileşimi göz önüne alınarak plastik mafsal özellikleri belirlenir. Her bir farklı kesit için kuvvet – deformasyon ilişkisi tanımlandıktan sonra ilgili kesitlere atanır ve deplasman kontrollü artımsal itme analizi sonucunda her bir kesitin ulaştığı deformasyon elde edilir. Bu deformasyon değerleri sınır değerler ile karşılaştırılarak kesitin, buna bağlı olarak elemanın ve nihayetinde de binanın hasar durumu elde edilir.

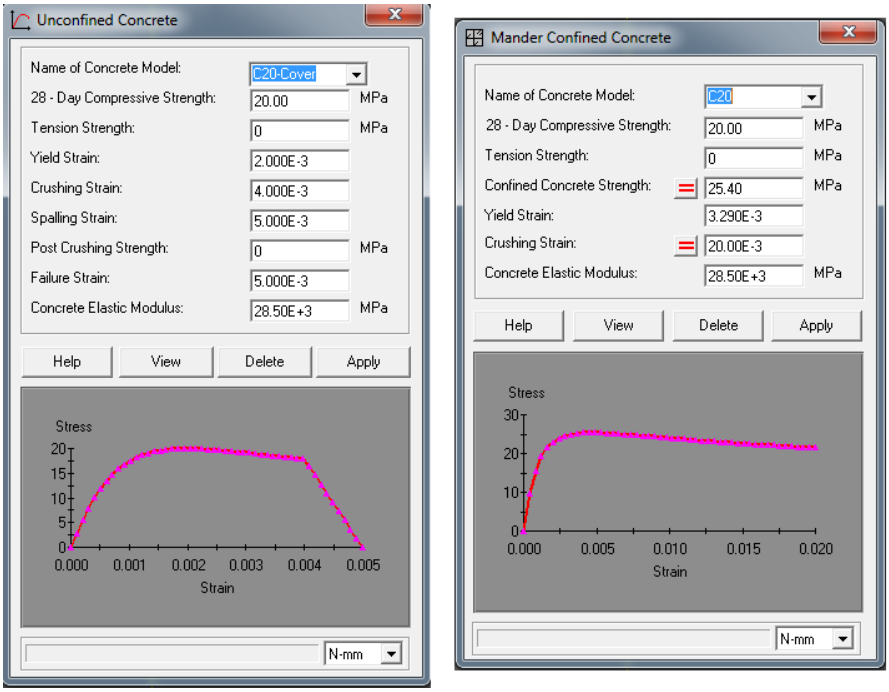
Bir kesitin kuvvet–deformasyon ilişkisini elde edebilmek için bir dizi iteratif işlem yapmak gerektiği için günümüzde çoğunlukla bilgisayar yazılımları kullanılmaktadır. Bu çalışmada da XTRACT v3.0.8 yazılımı kullanılmıştır.

4.4.4.1 Malzeme modelleri

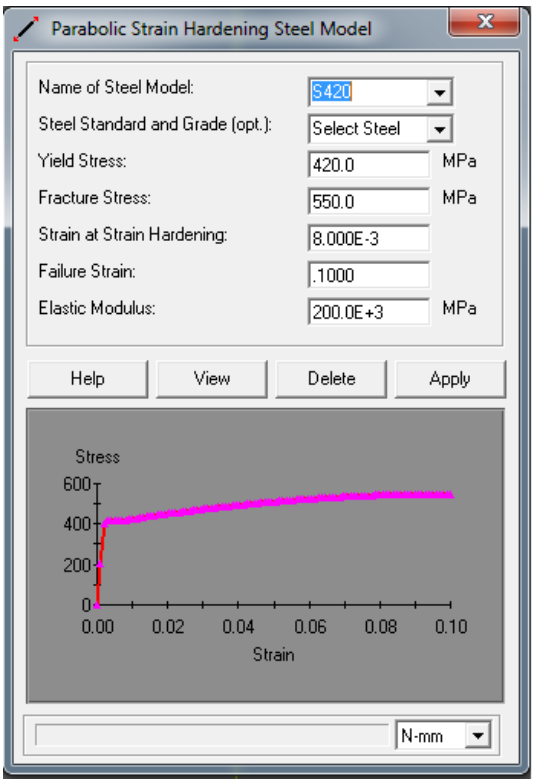
Analizde, DBYBHY 2007 Ek 7B.'de belirtilen birim uzama ve kısalma sınır kriterlere uygun olarak üretilen beton (sargılı beton) ve donatı çeliği malzeme modelleri kullanılmıştır.

Kesit betonun modellenmesinde, göbek betonu ve kabuk betonu olmak üzere iki ayrı model kullanılmıştır. Sargısız (kabuk) beton modelinde doğrudan DBYBHY 2007 Ek 7B.'de belirtilen birim uzama sınır değerleri kullanılırken, sargılı (çekirdek) beton modelinde yine aynı bölümde ifade edilen formülasyonlar kullanılarak hesaplanan sargılı beton dayanımı ve maksimum basınç birim şekil değiştirmesi kullanılmıştır. Şekil (4.5)'te beton modelleri gösterilmiştir.

S420 donatı çeliği için, DBYBHY 2007 Ek 7B.'de açıklanan birim uzama ve kısalma sınır değerlerine göre model oluşturulmuştur. Şekil (4.6)'da donatı modeli gösterilmiştir.



Şekil 4.5 : Beton modelleri.

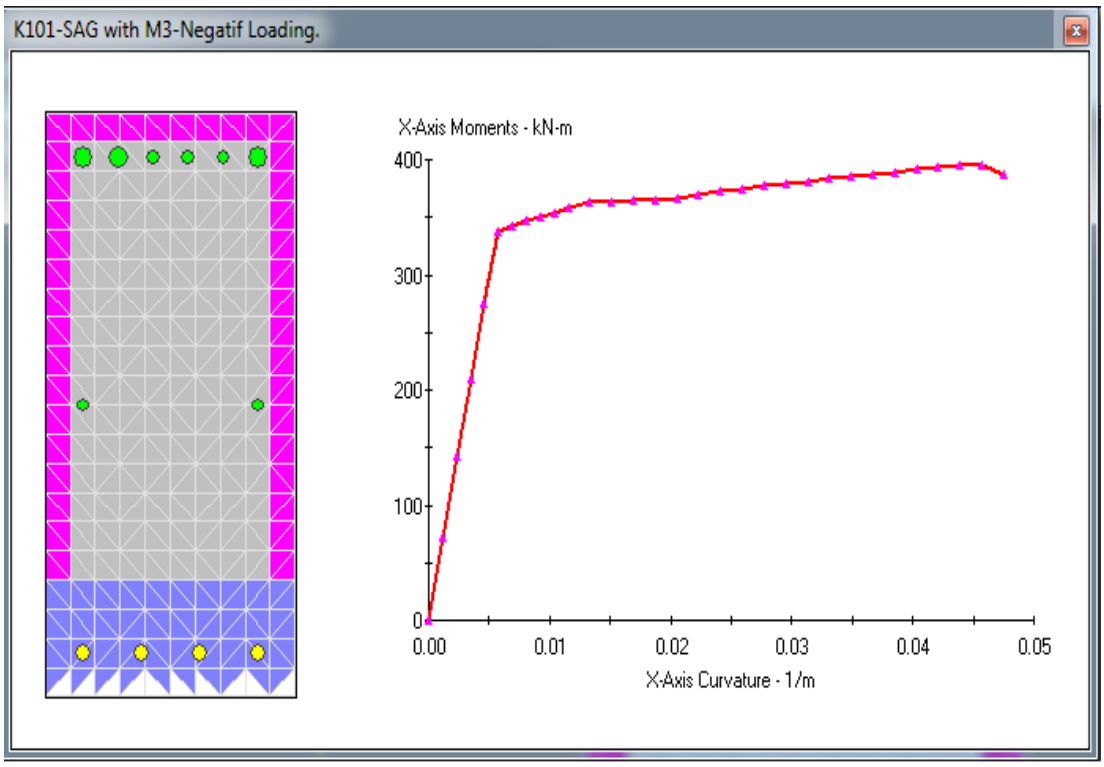


Şekil 4.6 : Donatı modeli.

4.4.4.2 Kirişlerde plastik mafsal (M3 mafsalı)

Kirişler genelde kendi düzlemleri içinde eğilikleri için tek eksenli eğilme – deformasyon bağıntısı tanımlamak yeterli olmaktadır. Kirişlerde plastik mafsalın mesnet bölgesinde oluşacağı varsayımı ile her kirişte iki adet mafsal tanımı yapılmıştır. Açıklık ortasında mafsal oluşma durumu oluşacak kirişlerde, bu noktalar için de plastik mafsal tanımı yapılmalıdır. Benzer kirişler gruplandırılarak mafsal tipleri belirlenmelidir.

Örnek olması açısından K101 kirişine ait plastik mafsal özelliğinin elde edilmesi aşağıda açıklanmıştır. Her bir farklı kirişin sol ve sağ uçları için pozitif ve negatif moment – eğrilik ilişkisi hesaplanmıştır.



Şekil 4.7 : K101 kirişinin negatif moment – eğrilik bağıntısı.

K101 kirişinin sağ kesiti TIP2 mafsal grubundadır. Sırasıyla tüm kiriş plastik mafsal tiplerinin pozitif ve negatif moment – eğrilik bağıntıları elde edildikten sonra aşağıdaki gibi iki doğrulu (bilinear) bağıntı ile plastik mafsal bağıntısı tanımlanmıştır.

Çizelge 4.5: Kiriş mafsal özellikleri.

TİP	BÖLGE	L_p mm	M_y kNm	Φ_y rad/m	θ_y rad	M_u kNm	Φ_u rad/m	θ_u rad	θ_p rad	Moment / SF
TIP1	Negatif	300	285	0.00586	0.00176	322	0.06656	0.01997	0.01821	1.13
	Pozitif	300	201.6	0.00550	0.00165	240.7	0.10670	0.03201	0.03036	1.19
TIP2	Negatif	300	368.1	0.00673	0.00202	387	0.04753	0.01426	0.01224	1.05
	Pozitif	300	202	0.00547	0.00164	243.8	0.11260	0.03378	0.03214	1.21
TIP3	Negatif	300	314.6	0.00600	0.00180	347.5	0.05887	0.01766	0.01586	1.10
	Pozitif	300	202.9	0.00551	0.00165	241.2	0.10950	0.03285	0.03120	1.19
TIP4	Negatif	300	545.2	0.00715	0.00215	531.9	0.02973	0.00892	0.00677	0.98
	Pozitif	300	203.9	0.00535	0.00160	245.9	0.12100	0.03630	0.03470	1.21
TIP5	Negatif	300	208.2	0.00560	0.00168	244.3	0.09151	0.02745	0.02577	1.17
	Pozitif	300	201.3	0.00561	0.00168	236.2	0.09603	0.02881	0.02712	1.17
TIP6	Negatif	300	257.9	0.00575	0.00172	296.5	0.07408	0.02222	0.02050	1.15
	Pozitif	300	200.5	0.00553	0.00166	240.6	0.10340	0.03102	0.02936	1.20
TIP7	Negatif	300	322.4	0.00603	0.00181	355.3	0.05726	0.01718	0.01537	1.10
	Pozitif	300	201.8	0.00547	0.00164	242.3	0.10980	0.03294	0.03130	1.20
TIP8	Negatif	300	441.5	0.00661	0.00198	449.5	0.03772	0.01132	0.00933	1.02
	Pozitif	300	202.6	0.00537	0.00161	245.1	0.11690	0.03507	0.03346	1.21
TIP9	Negatif	300	291.4	0.00589	0.00177	326.9	0.06514	0.01954	0.01777	1.12
	Pozitif	300	201.2	0.00548	0.00164	241.8	0.10690	0.03207	0.03043	1.20
TIP10	Negatif	300	227.2	0.00565	0.00170	264.7	0.08482	0.02545	0.02375	1.17
	Pozitif	300	200.8	0.00557	0.00167	238.1	0.09933	0.02980	0.02813	1.19
TIP11	Negatif	300	517.4	0.00700	0.00210	509.6	0.03117	0.00935	0.00725	0.98
	Pozitif	300	204.6	0.00538	0.00161	245	0.12020	0.03606	0.03445	1.20
TIP12	Negatif	300	185.1	0.00559	0.00168	169	0.10610	0.03183	0.03015	0.91
	Pozitif	300	158.8	0.00550	0.00165	188.3	0.10490	0.03147	0.02982	1.19
TIP13	Negatif	300	237.8	0.00577	0.00173	268.4	0.07052	0.02116	0.01943	1.13
	Pozitif	300	159.1	0.00546	0.00164	190.2	0.11130	0.03339	0.03175	1.20
TIP14	Negatif	300	186.4	0.00549	0.00165	223	0.10530	0.03159	0.02994	1.20
	Pozitif	300	243.6	0.00573	0.00172	279	0.07540	0.02262	0.02090	1.15
TIP15	Negatif	300	238.3	0.00578	0.00173	275.8	0.08110	0.02433	0.02260	1.16
	Pozitif	300	203.7	0.00699	0.00210	239.3	0.10080	0.03024	0.02814	1.17
TIP16	Negatif	300	145.2	0.00560	0.00168	169	0.10610	0.03183	0.03015	1.16
	Pozitif	300	159.2	0.00558	0.00167	184.6	0.09788	0.02936	0.02769	1.16

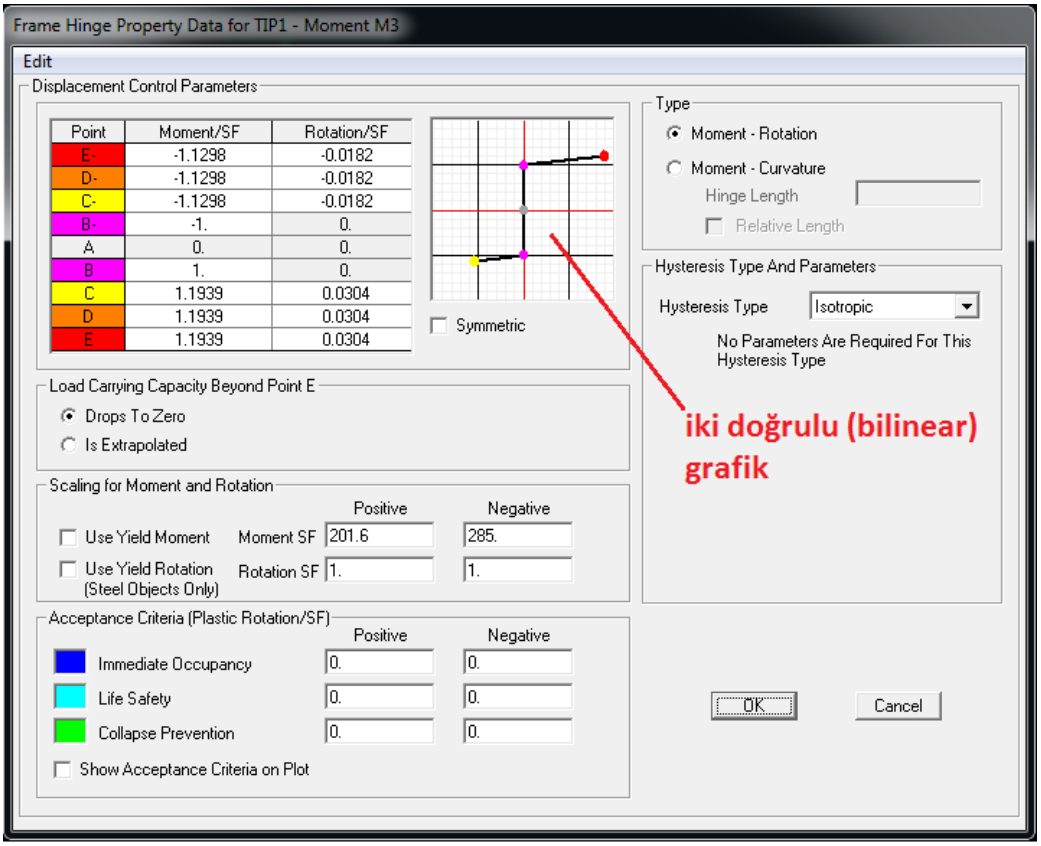
Burada akma momenti ve maksimum taşıma momentleri ile eğrilik değerleri XTRACT yazılımdan elde edilmiştir. Akma ve maksimum dönme değerleri ise Denklem (3.15) yardımıyla plastik mafsal boyunun kesit yüksekliğinin yarısı kabulü kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanmıştır. Aşağıdaki hesap TIP1 içindir:

L_p= 0.3m, Φ_y=0.005861 rad/m olduğuna göre;

θ_y= 0.3*0.005861=0.001758 rad olarak hesaplanır.

$\theta_p = \theta_u - \theta_y$ = 0.019968 – 0.001758 = 0.0182 rad olarak hesaplanır

Kirişler için moment – eğrilik bağıntılarını elde ettikten sonra SAP2000'de her bir plastik mafsal için tanımlama yapmak gerekmektedir. Şekil (4.8)'de TIP1 mafsalı gösterilmektedir.



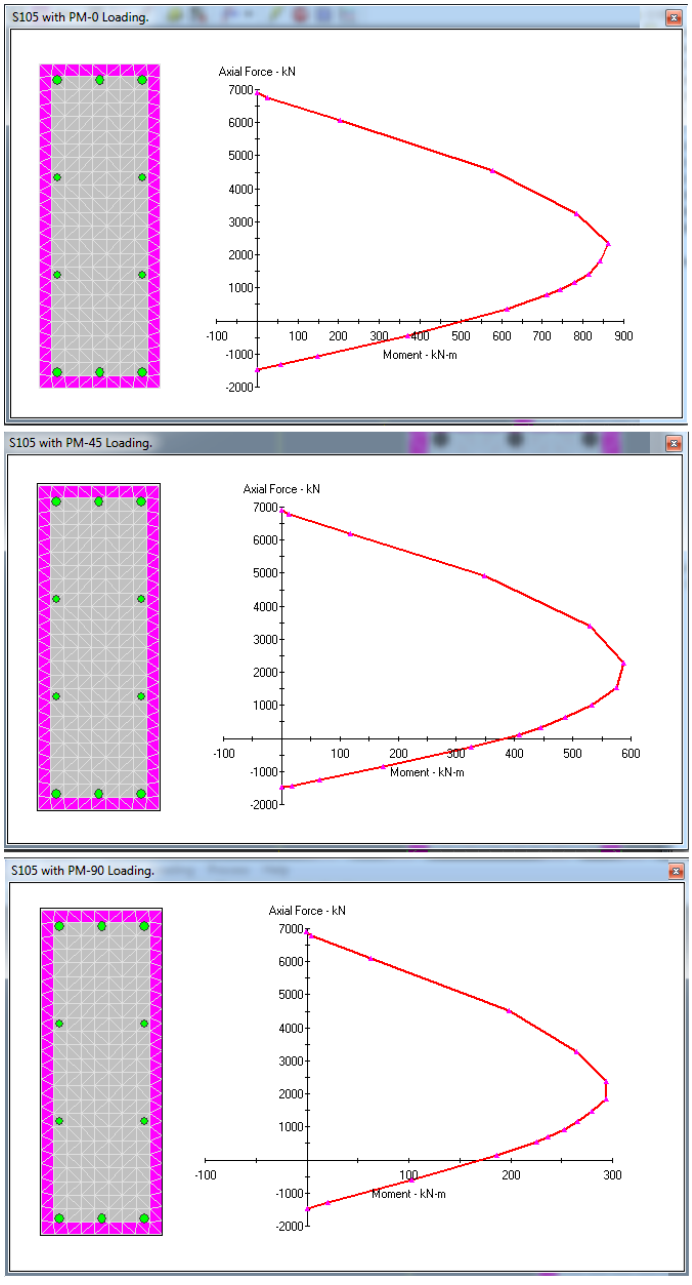
Şekil 4.8 : TIP1 mafsalının SAP2000'de tanımlanması.

4.4.4.3 Kolonlarda plastik mafsal (P-M3-M2 mafsalı)

Kolonlar her iki doğrultuda da eğilmeye ve eksenleri boyunca da basınca çalıştıkları için eksenel yükün etkisini de gözeten bir bağıntıya ihtiyaç duyulur. Kolonlarda normal kuvvet – moment etkileşim diyagramı kullanılır.

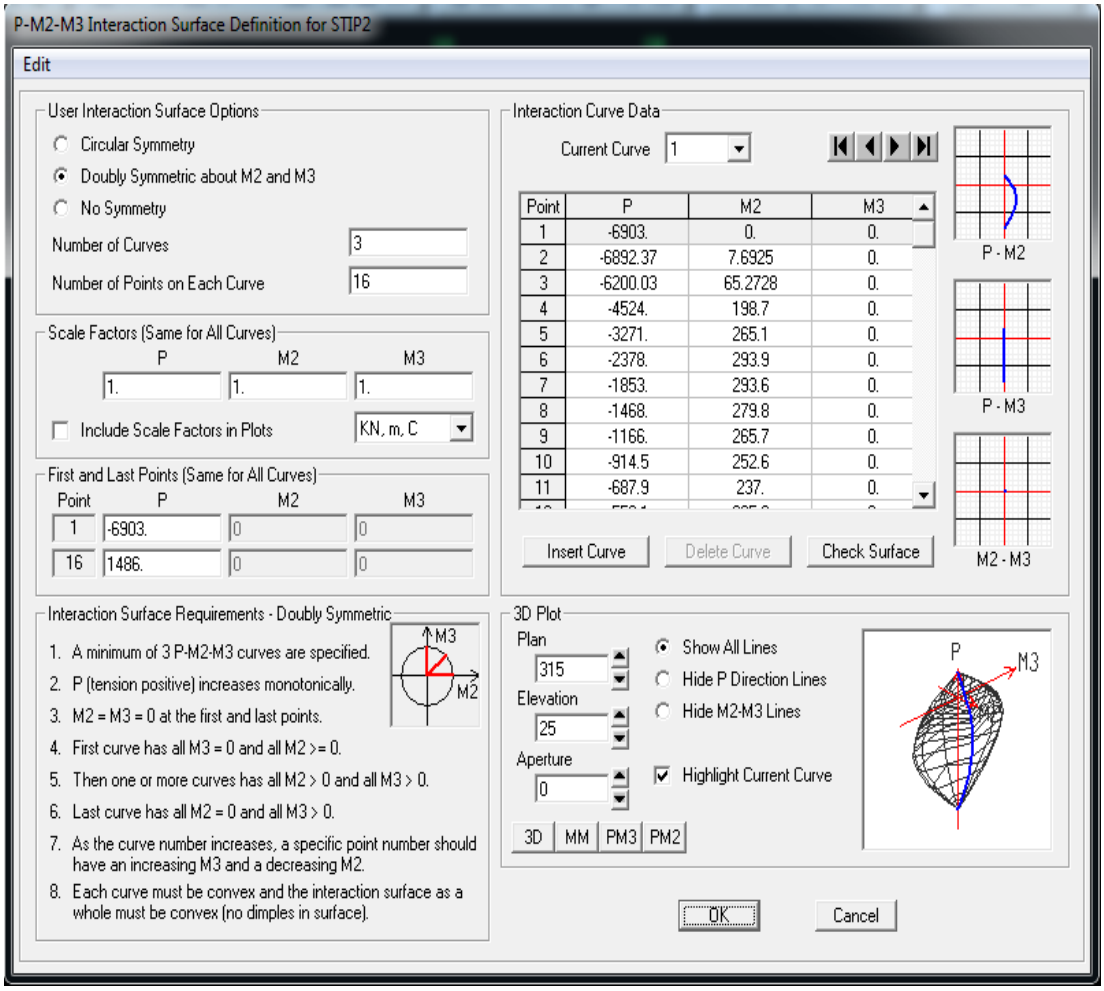
Simetrik kesitlerde plastik mafsal tanımı için en az 0°, 45° ve 90° açı değerleri için 3 adet moment – normal kuvvet bağıntısı elde edilmelidir. Kolonlarda iki yönlü eğilme devreye girdiği için XTRACT ile elde edilen akma yüzeyinin SAP2000'deki kolonun yönü ile uyumlu olarak tanımlanması gerekir. Yani, 50x100 cm'lik bir kolonunu 0° konumu XTRACT üzerinde güçlü eksene denk gelirken SAP2000'de zayıf eksene denk geliyor olabilir.

Şekil (4.9)'de S105 kolonun 0°, 45° ve 90° için hesaplanan normal kuvvet – moment diyagramları gösterilmiştir.



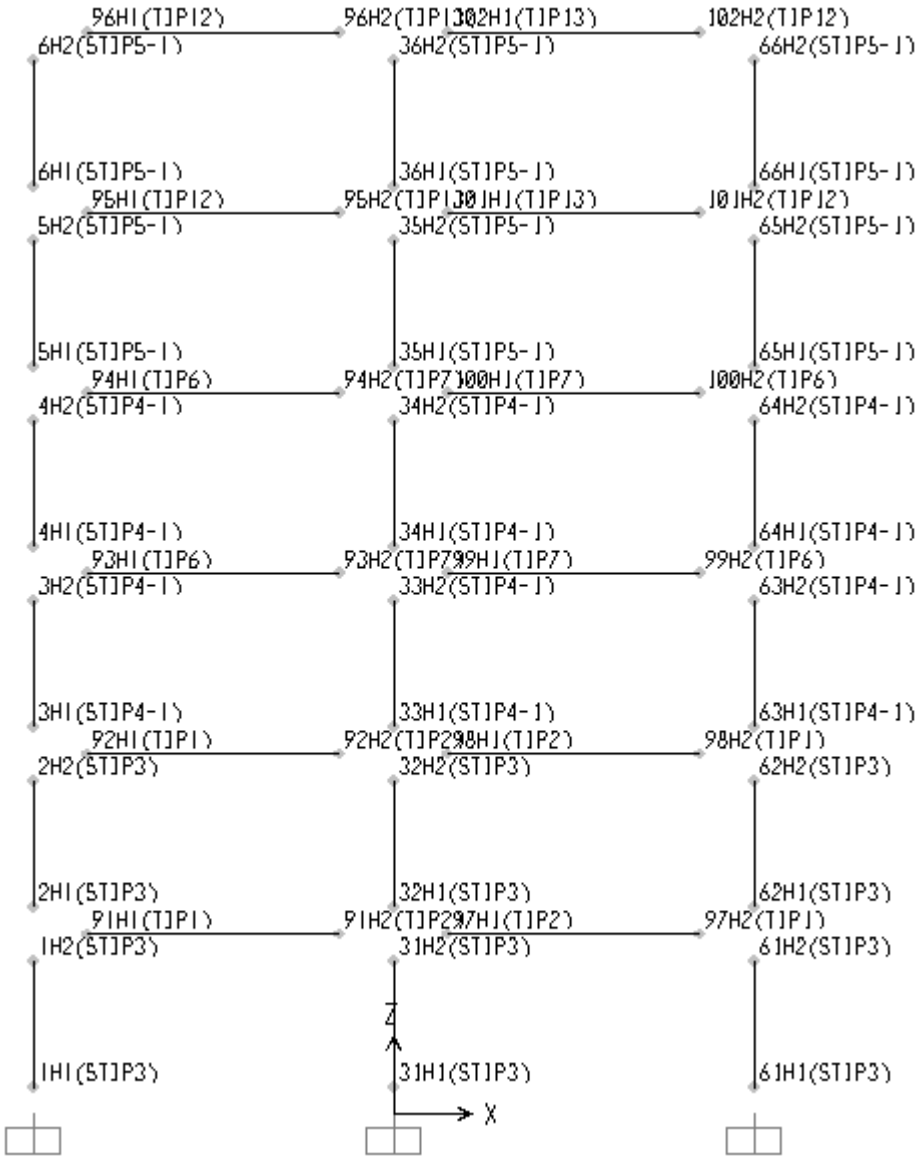
Şekil 4.9 : S105 kolonun P-M2-M3 bağıntısı.

Önceden belirlenen tüm kolon mafsal tipleri için benzer şekilde P-M2-M3 etkileşim diyagramları elde edildikten sonra her mafsal ayrı ayrı SAP2000 programına tanıtılmalı ve ilgili kolonların alt ve üst uçlarına atanmalıdır.



Şekil 4.10 : STIP2 mafsalının P-M3-M2 akma yüzeyinin tanımlanması.

SAP2000 modelinde tüm mafsal tanımlamaları yapılıp ilgili elemanlara atanmalıdır. Analize başlamadan önce tüm elemanlara mafsal atandığından emin olmak için ana menüden Display -> Show Show Misc Assigns -> Frame Cable/Tendon… yolunu izledikten sonra açılan pencereden "Hinges" seçeneği seçilerek modeldeki mafsal atamaları görüntülenebilir. Şekil (4.11)'de X-Z düzlemi üzerinde olan bir akstaki mafsallar gösterilmiştir.



Şekil 4.11 : X-Z düzlemi üzerindeki bir akstaki mafsallar.

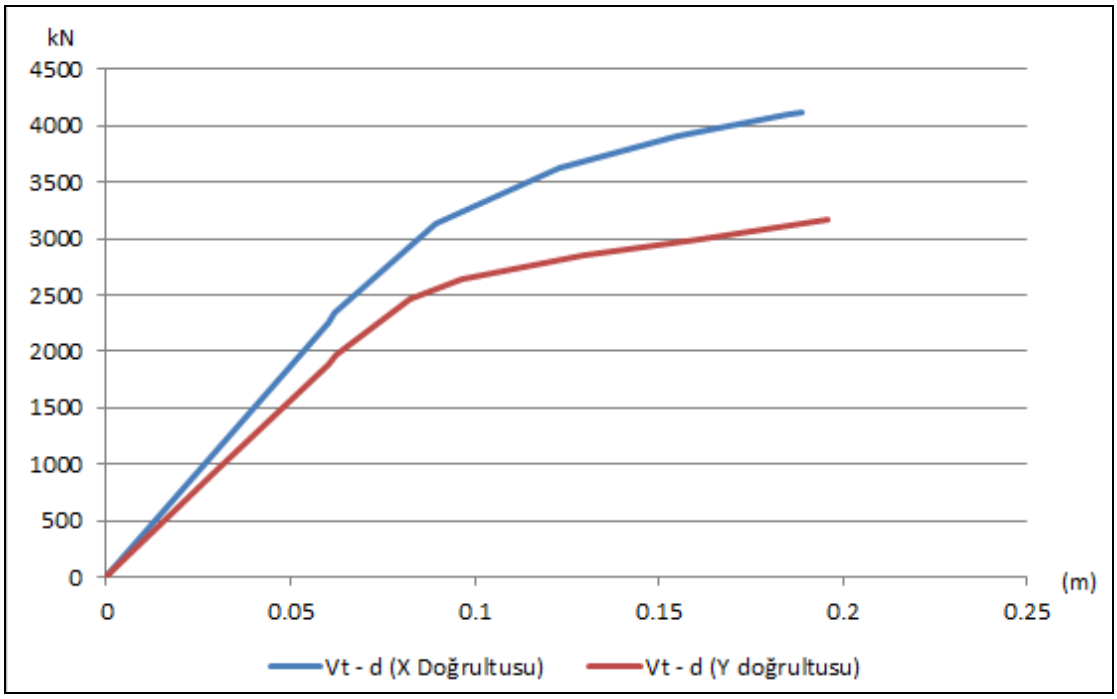
4.4.5 Artımsal eşdeğer deprem yükü analizi

Artımsal eşdeğer deprem yükü analizi yapılırken kuvvet veya deplasman kontrollü olmak üzere iki farklı yol izlenir. Bu çalışmada *Deplasman Kontrollü Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Analizi* yapılmıştır. Binanın tepe noktasının belirli bir deplasman değerine kadar itidikten sonra tüm kesitlerdeki plastik dönme istemleri elde edilecek ve kesit hasar sınırları belirlenecektir.

Binayı X ve Y doğrultularında itmek üzere kullanılacak yükler 4.4.3 başlığında hesaplanmıştı. Bu yükleri kullanarak ön itme analizi yapıp binanın performans noktası (gerçekte itilmesi gereken nokta) belirlenecektir.

Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılmıştır [15]. Gerçekte her bir mafsal oluşumu sırasında sistemin rijitlik matrisi dolayısıyla da titreşim periyodu değişeceği için üzerine etkiyen yük dağılımı da değişmektedir. Ancak, bu etkinin sınırlı olması bu varsayımı yapmayı sağlamaktadır.

Ön itme analizi için binanın itileceği deplasman bina yüksekliğinin %2 si kadar alınabilir. Analiz sonucunda elde edilen taban kesme kuvveti – deplasman eğrileri aşağıdaki gibidir:



Şekil 4.12 : Taban kesme kuvveti – tepe noktası yer değiştirme grafiği.

Yapının deprem talebini hesaplayabilmek için bu veriler koordinat dönüşümü yapılması gerekir. İtme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü ile koordinatları "modal yer değiştirme – modal ivme" olan modal kapasite diyagramı elde edilmelidir. Denklem (3.2) ve denklem (3.6)'yı kullanarak koordinat dönüşümü yapılmış ve aşağıdaki garfikler elde edilmiştir.

Modal kapasite diyagramı elde edildikten sonra, bu diyagram ile elastik ivme spektrumu aynı eksen takımı üzerinde çakıştırılır.

Çizelge 4.6: X doğrultusunda modal yer değiştirme – modal ivme koordinatları.

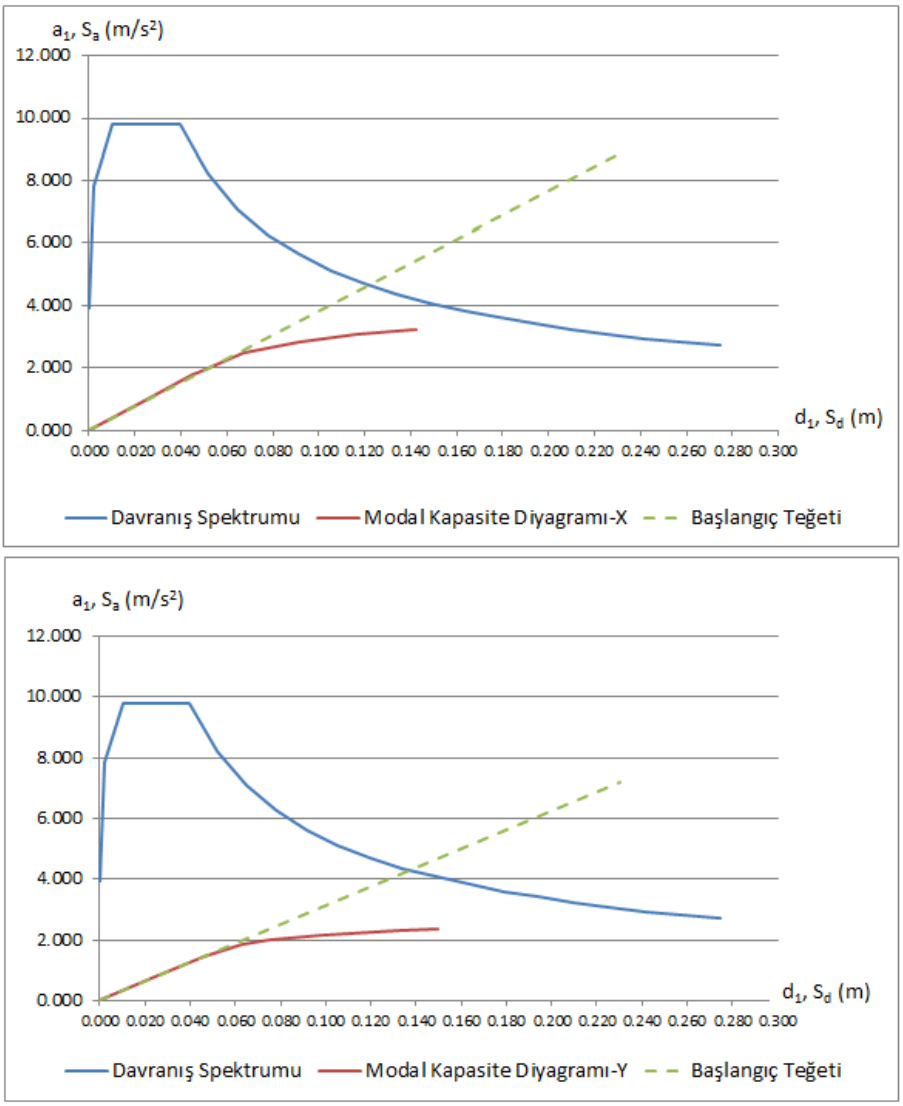
X DOĞRULTUSU MODAL KAPASİTE DİYAGRAMI							
Adım	Yer değiştirme (m)	Taban Kesme Kuvveti (kN)	Etkili Modal Kütle	Tepe Noktası Genliği	1. Modun Katılım Çarpanı	Modal Yer değiştirme (m)	Modal İvme (m/s^2)
(i)	$u_{xN1}^{(i)}$	$V_{x1}^{(i)}$	M_{x1}	Φ_{xN1}	Γ_{x1}	$d_1^{(i)}$	$a_1^{(i)}$
1	0.000	0.000	1270.37	1.000	1.329	0.000	0.000
2	0.030	1128.219				0.023	0.888
3	0.060	2256.438				0.045	1.776
4	0.062	2336.396				0.047	1.839
5	0.089	3127.359				0.067	2.462
6	0.122	3613.063				0.091	2.844
7	0.155	3897.641				0.116	3.068
8	0.187	4097.857				0.141	3.226
9	0.189	4110.173				0.142	3.235

Çizelge 4.7: Y doğrultusunda modal yer değiştirme – modal ivme koordinatları.

Y DOĞRULTUSU MODAL KAPASİTE DİYAGRAMI							
Adım	Yer değiştirme (m)	Taban Kesme Kuvveti (kN)	Etkili Modal Kütle	Tepe Noktası Genliği	1. Modun Katılım Çarpanı	Modal Yer değiştirme (m)	Modal İvme (m/s^2)
(i)	$u_{yN1}^{(i)}$	$V_{y1}^{(i)}$	M_{y1}	Φ_{yN1}	Γ_{y1}	$d_1^{(i)}$	$a_1^{(i)}$
1	0.000	0.000	1316.511	1.000	1.311	0.000	0.000
2	0.030	945.584				0.023	0.718
3	0.060	1891.168				0.046	1.436
4	0.062	1968.331				0.048	1.495
5	0.083	2457.323				0.063	1.867
6	0.099	2664.551				0.075	2.024
7	0.129	2845.792				0.098	2.162
8	0.174	3050.750				0.133	2.317
9	0.196	3141.420				0.150	2.386

Elastik ivme spektumu spektral ivme – periyot şeklinde olduğu için bu eksen takımında periyot ekseni spektral yer değiştirme eksenine dönüştürülmelidir. Bu dönüşüm denklem (3.10) kullanılarak yapılır.

Birinci hakim moda ait maksimum modal yer değiştirme istemi çakıştırılan grafikten veya analitik yoldan hesaplanır. Tanım olarak modal yer değiştirme istemi $d_1^{(p)}$, doğrusal olmayan (nonlinear) spektral yer değiştirme S_{di1}' e eşittir. S_{di1} ise denklem (3.9) ile hesaplanır.



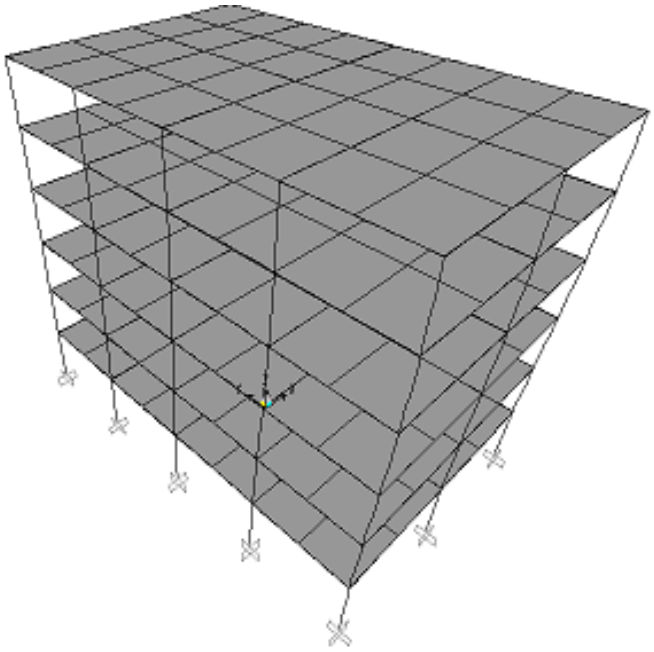
Şekil 4.13 : Spektral itme noktasının hesaplanması.

Spektral yer değiştirme istemi analitik yoldan aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$S_{de1} = \frac{S_{ae}}{\omega^2} = \frac{Sae * T^2}{2\pi^2} = \frac{2.5 * A_0 * g * T^2}{2\pi^2} \qquad (T_A<T<T_B) \qquad \textbf{(4.2)}$$

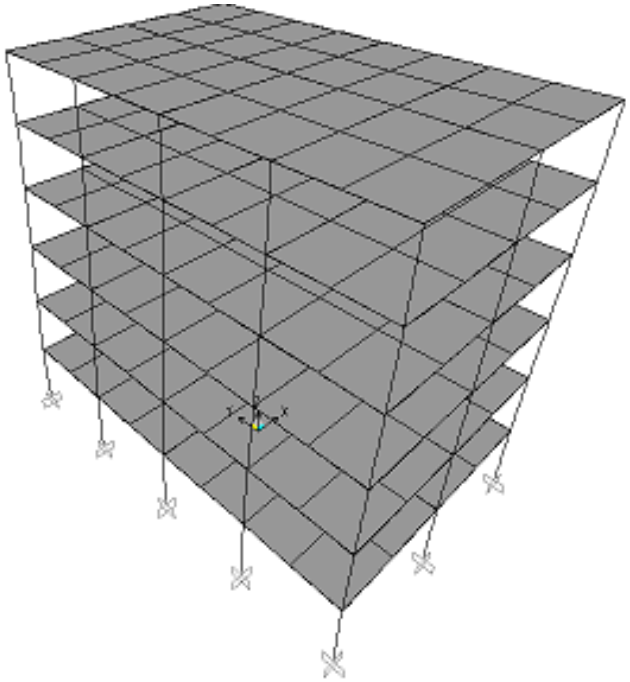
$$S_{de1} = \frac{S_{ae}}{\omega^2} = \frac{Sae * T^2}{2\pi^2} = \frac{2.5 * A_0 * T_B^{0.8} * T^{1.2}}{2\pi^2} \qquad (T>T_B) \qquad \textbf{(4.3)}$$

Binanın etkin eğilme rijitlikleri kullanılarak hesaplanan titreşim periyotları T_{1x}=1.1378 s, T_{1y}=1.2461 s olarak hesaplanmıştır. Binanın doğal titreşim periyotları T_B'den büyük olduğuna göre spektral yer değişirme istemi denklem (4.3) ile hesaplanmalıdır.



T1y = 1.2461 sn (1. mod)

Şekil 4.14 : 1.mod şekli (T_{1y}=1.12461 s; M_x=%79.28).



T1x = 1.1378 sn (2. mod)

Şekil 4.15 : 2.mod şekli (T_{1x}=1.1378 s; M_x=%76.49).

S_{de1x} = 2.5*0.4*9.806*0.40.8*1.13781.2 / 39.44 = 0.1395 m

S_{de1y} = 2.5*0.4*9.806*0.40.8*1.24611.2 / 39.44 = 0.156 m olarak hesaplanır.

$T_{1x} > T_B$ ve $T_{1y} > T_B$ olduğu için her iki doğrultu için de CR1 = 1 olarak alınır.

S_{di1x} = 1*0.1395 = 0.1395 m

S_{di1y} = 1*0.1156 = 0.156 m doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirme hesaplanır.

Modal yer değiştirme istemi doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirmeye eşit olduğu için;

$d_1^{(p)}{}_x = S_{di1x}$ = 0.1395 m

$d_1^{(p)}{}_y = S_{di1y}$ = 0.156 m

Binanın X ve Y doğrultuları için tepe yer değiştirme istemi denklem (3.14) ile aşağıdaki gibi hesaplanır:

$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} * \Gamma_{x1} * d_1^{(p)}{}_x$ = 1*1.329*0.1395 = 0.1854 m

$u_{yN1}^{(p)} = \Phi_{yN1} * \Gamma_{y1} * d_1^{(p)}{}_y$ = 1*1.311*0.156 = 0.2045 m

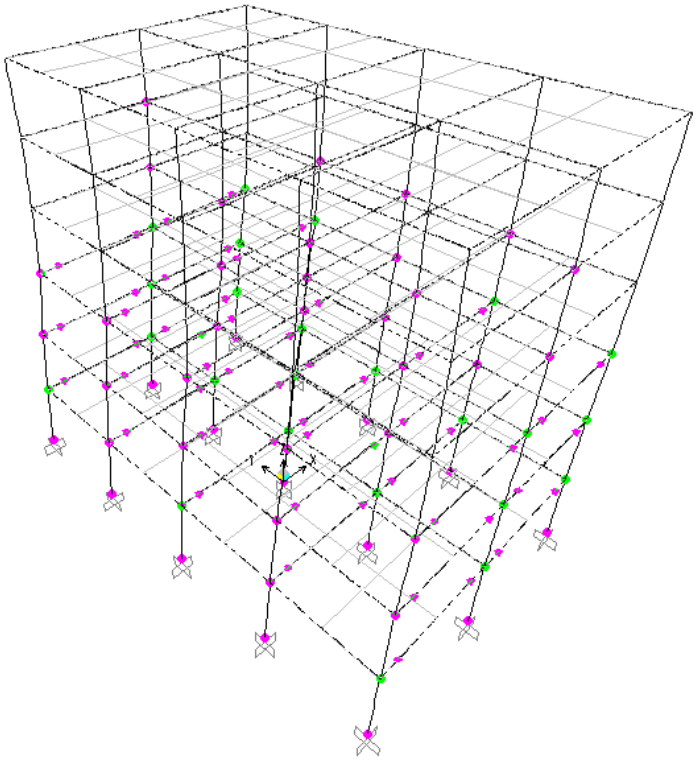
Binanın tepe noktasının X doğrultusunda 0.1566 m, Y doğrultusunda ise 0.2045 m kadar itilmesi sonucu oluşacak kesit plastik dönmeleri dikkate alınarak hasar durumu belirlenecektir.

4.4.6 Kesit hasar sınırlarının belirlenmesi

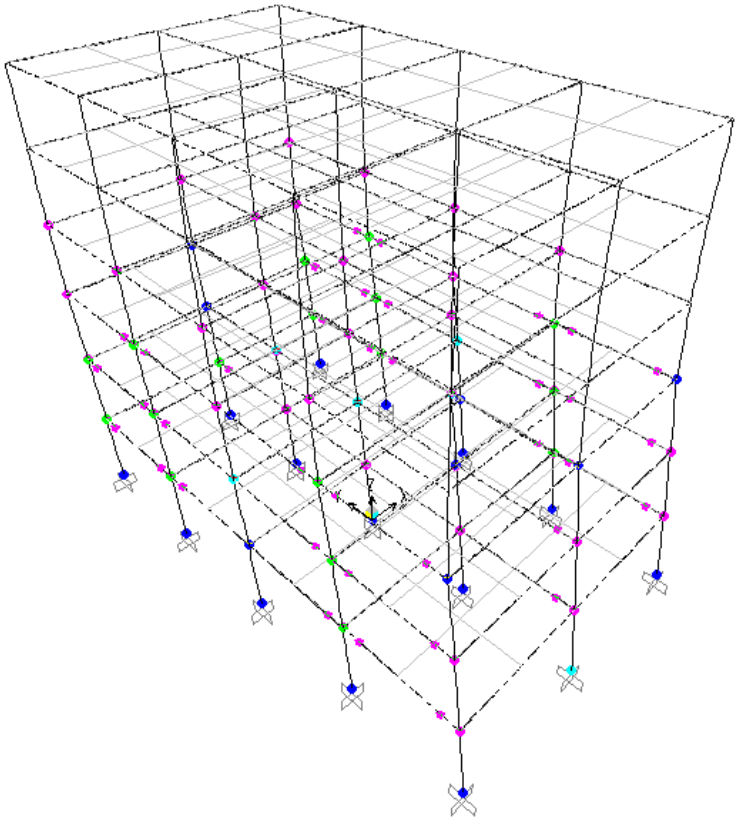
Bina X ve Y doğrultusunda tepe yer değiştirme istemine kadar itildikten sonra tüm kesitlerin birim şekil değiştirme istemlerine karşılık gelen beton ve donatıdaki birim şekil değiştirmeler hesaplanıp sınır değerler ile karşılaştırılarak kesit hasar sınırları belirlenecektir.

Yönetmelikte verilen sınır değerlerine göre her bir kesitin hasar sınırı belirlendikten sonra, elemanın hasar düzeyi belirlenecektir. Burada, eleman üzerinde plastik mafsal tanımı yapılmış kesitlerden en olumsuz sonuç esas alınarak elemanın hasar düzeyi belirlenmiş olur.

Eleman hasar düzeyleri de belirlendikten sonra sistemin hasar düzeyi belirlenir.



Şekil 4.16 : X doğrultusundaki itme analizi sonucu oluşan plastik mafsallar.

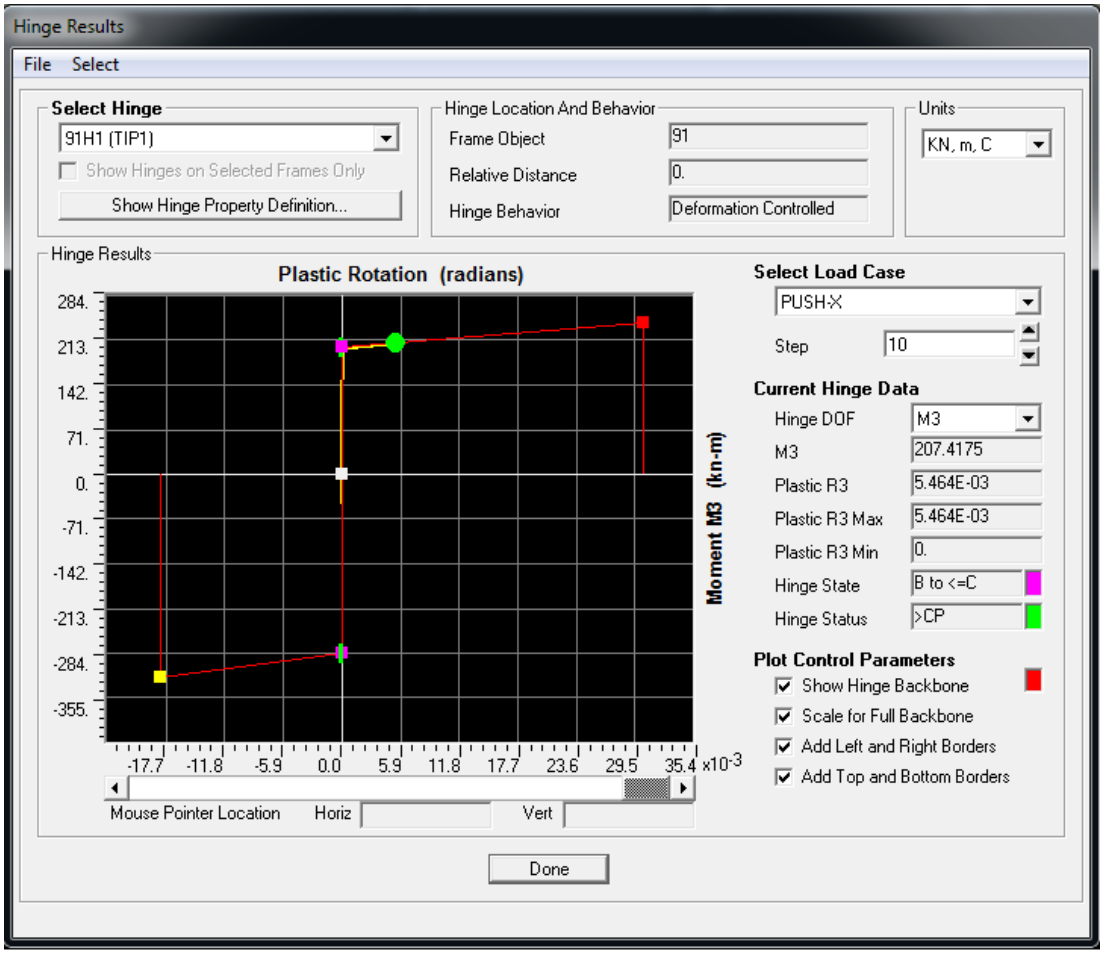


Şekil 4.17 : Y doğrultusundaki itme analizi sonucu oluşan plastik mafsallar.

4.4.6.1 Kiriş hasar sınırlarının belirlenmesi

Analiz sonucu K101 kirişi ele alınıp ayrıntılı bir şekilde kesit hasar sınırları belirlenecektir. Diğer kirişlere ait sonuçlar EK B'da verilmiştir.

K101 kiriş sol uç hasar sınırın belirlenmesi



Şekil 4.18 : K101 kirişi sol uç plastik şekil değiştirme istemi.

SAP2000 analiz sonucuna göre K101 kirişinin sol ucuna atanmış 91H1 mafsalının plastik dönme istemi θ_p=0.005463 rad olarak hesaplanmıştır. Dönme isteminin pozitif veya negatif yönde olması hasar sınırının belirlenmesi aşamasında önemlidir. Bu örnekte, X doğrultusundaki itme analizi sonucu K101 kirişinin sol ucu saat yönünde dönme istemi yapmıştır (zaten analiz yönü ile uyumlu olması gerekir). Bu sebeple kesit hasar sınırında toplam dönme eğrilik istemi hesaplanırken bu yönle uyumlu akma eğrilik değeri göz önüne alınmalıdır.

$$\theta_p = L_p * \phi_p \qquad \textbf{(4.4)}$$

Plastik mafsal özelliklerinin belirlenmesi sırasında TIP1 mafsalın pozitif akma eğriliğinin de Φ_y=0.005495 rad/m olarak hesaplanmıştı. Öyleyse;

Φ_p = 0.005463 / 0.5*0.6 = 0.0182 rad/m

$\Phi_t = \Phi_p + \Phi_y$ = 0.0182 + 0.005495 = 0.02371 rad/m olarak hesaplanır.

XTRACT ile yapılan kesit analizi sonucu TIP1 mafsalın Φ_t=0.02371 rad/m pozitif dönme eğriliğine karşılık gelen beton ve donatıdaki birim şekil değiştirme istemleri aşağıdaki gibi okunmuştur:

εc = 0.00946

εs = 0.00936

Yukarıdaki sonuçlar yönetmelikte verilen sınır değerler ile karşılaştırıldığında aşağıdaki sonuca varılır:

$\varepsilon c = 0.00946 < (\varepsilon c)_{GV} = 0.0135$

$\varepsilon s = 0.00936 < (\varepsilon s)_{MN} = 0.01$

Beton ve donatı için olumsuz durum göz önüne alındığı takdirde kesitin belirgin hasar bölgesinde olduğu anlaşılmaktadır. Kesitin kırılma biçiminin de belirlenmesi gerektiği için depremden dolayı oluşacak kesme kuvveti isteminin kesit kesme kapasitesinden küçük olup olmadığına bakılmalıdır.

$$V_r = \left(0.8 * 0.65 * f_{ctm} * b_w * d\right) + \left(A_s * f_{ys} * d / s\right) \qquad \textbf{(4.5)}$$

Denklem (4.5) ile hesaplanan kesit kesme kapasitesi aşağıdaki gibidir:

V_r= 522.37 kN > V_e=36.24 kN olduğuna göre sol uç kırılma biçimi sünektir.

K101 kiriş sol uç hasar sınırın belirlenmesi

Sağ uç için sonuçlar aşağıda verilmiştir.

Φ_p = 0.00291 / 0.5*0.6 = 0.00969 rad/m

$\Phi_t = \Phi_p + \Phi_y$ = 0.00969 + 0.006733 = 0.01642 rad/m olarak hesaplanır.

$\varepsilon c = 0.00645 < (\varepsilon c)_{GV} = 0.0135$

$\varepsilon s = 0.00637 < (\varepsilon s)_{MN} = 0.01$

V_r= 522.37 kN > V_e=147.89 kN

Sağ uç belirgin hasar bölgesindedir.

Sol ve sağ uç kesit hasar sınırlarının olumsuz olanı kiriş hasar sınırını belirlemektedir. Sonuç olarak K101 kirişi "belirgin hasar bölgesi"ndedir.

4.4.6.2 Kolon hasar sınırlarının belirlenmesi

Analiz sonucu S105 kolonu ele alınıp ayrıntılı bir şekilde kesit hasar sınırları belirlenecektir. Diğer kolonlara ait sonuçlar EK C'de verilmiştir.

Kolonlarda hasar bölgesini belirleyebilmek için iki farklı yol izlenebilir:

- İtme analizinin son adımında hesaplanan normal kuvvet değerine karşılık gelen akma eğriliğini hesaplayıp plastik eğrilik istemi ile toplayarak toplam eğrilik istemi elde edilir. Sonrasında bu eğrilik istemine karşılık gelen beton ve donatıdaki birim şekil değiştirme istemleri hesaplanıp sınır değerlerle karşılaştırılarak kesit hasar sınırları belirlenir.
- Beton ve donatıdaki hasar sınır değerleri baz alınarak normal kuvvet – eğrilik diyagramları her bir sınır değer için çizilir ve bir sınır diyagram seti elde edilir. İtme analizinin son adımında hesaplanan normal kuvvet değerine karşılık gelen akma eğriliğini hesaplayıp plastik eğrilik istemi ile toplayarak toplam eğrilik istemi elde edilir. Toplam eğrilik istemi ile normal kuvvet istemi sınır diyagram setinde işaretlenir ve mafsalın hangi sınırlar arasında kaldığına bakılarak kesit hasar sınırı belirlenir.

Bu tez çalışmasında 2. yöntem kullanılmıştır.

S105 kolonu alt uç hasar sınırın belirlenmesi

S105 kolonunun X doğrultusunda yapılan itme analizi sonucu alt uç mafsal sonuçları şekil (4.19)'de gösterilmiştir.

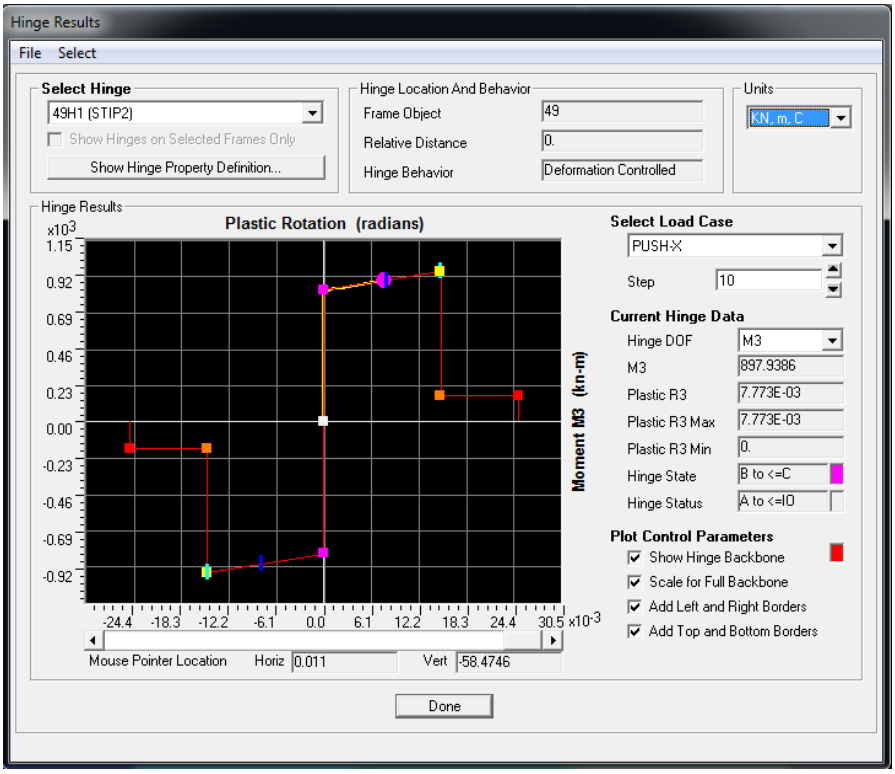
SAP2000 analizi sonucuna göre S105 kolonun alt ucuna atanmış 49H1 mafsalının plastik dönme istemi θ_p=0.00773 rad olarak hesaplanmıştır. S105 kolonun akma eğriliği Φ_y= 0.00465 rad/m olarak hesaplanmıştır. Öyleyse,

Φ_p = 0.00773 / (0.5*0.8) = 0.019325 rad/m

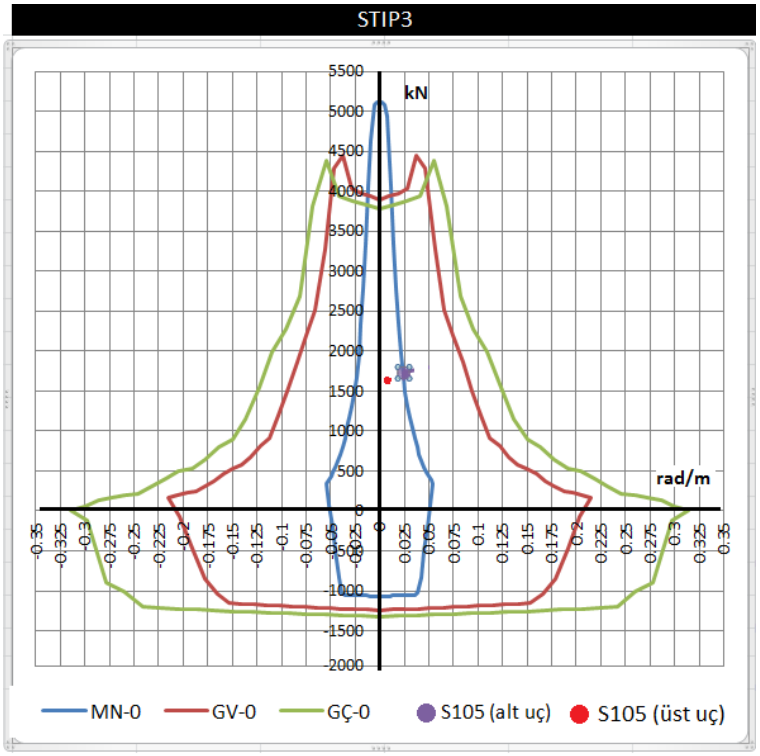
$\Phi_t = \Phi_p + \Phi_y$ = 0.019325 + 0.00465 = 0.023975 rad/m

N=1734 kN (X doğ. yapılan itme analizin son adımında hesaplanan normal kuvvet)

S105 kolonun minimum, güvenlik ve göçme hasar sınırları için çizilen sınır diyagramı şekil (4.20)'de gösterilmiştir.



Şekil 4.19 : S105 kolonun alt uç plastik şekil değiştirme istemi.



Şekil 4.20 : S105 kolonu hasar sınırlarına göre normal kuvvet – eğrilik diyagramları.

İtme analizi sonucu elde edilen normal kuvvet ve eğrilik istemi diyagramda işaretlendiğinde minimum hasar sınırı diyagramı üzerinde olduğu görülmektedir. Minimum hasar sınırı ile güvenlik sınırı arasında kalan bölge belirgin hasar bölgesi olduğu için S105 kolonun alt ucu belirgin hasar bölgesindedir.

S105 kolonu üst uç hasar sınırın belirlenmesi

SAP2000 analizi sonucuna göre S105 kolonun üst ucuna atanmış 49H2 mafsalının plastik dönme istemi θ_p=0.0 rad olarak hesaplanmıştır. Yani üst uç akma noktasına ulaşmamıştır. S105 kolonun akma eğriliği Φ_y= 0.00465 rad/m olarak hesaplanmıştır. Öyleyse,

$\Phi_t = \Phi_p + \Phi_y = 0 + 0.00465 = 0.00465$ rad/m

N=1715 kN (X doğ. yapılan itme analizin son adımında hesaplanan normal kuvvet)

Normal kuvvet ve eğrilik istemi şekil (4.18)'deki gibi işaretledniğinde üst ucun minimum hasar sınırında olduğu görülmektedir.

Sonuç olarak, S105 kolonu "belirgin hasar bölgesi"nde yer almaktadır.

Kolonun kırılma biçiminin de belirlenmesi gerektiği için depremden dolayı oluşacak kesme kuvveti isteminin kesit kesme kapasitesinden küçük olup olmadığına bakılmalıdır.

$$V_r = \left(\left(0.8 * 0.65 * f_{ctm} * b_w * d * \left(1 + \gamma \frac{N}{A_c} \right) \right) + (A_s * f_{ys} * d / s \right) \quad \textbf{(4.6)}$$

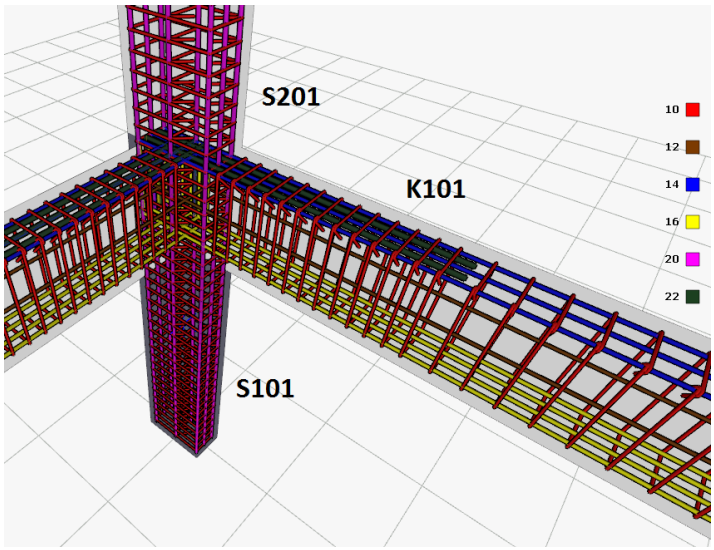
Denklem (4.6) ile hesaplanan kesit kesme kapasitesi aşağıdaki gibidir:

V_r = 154.75 + 375.86 = 530.61 kN > V_e=176.95 kN olduğuna göre kolon kırılma biçimi sünektir.

4.4.6.3 Kolon – kiriş birleşim bölgesi kontrolü

Kolon – kiriş birleşim bölgesi kontrolü DBYBHY 2007 madde 7.5.2.6 uyarınca yapılmıştır. Hesapları kısaltmak ve olumsuz tarafta kalmak için V_{kol} = 0 alınmıştır.

Birleşim bölgesi kontrolü yapılırken, mevcut binadaki etriyelerin birleşim bölgesinde uygulanıp uygulanmadığına dikkat edilmelidir. Birleşim bölgesindeki donatı yoğunluğu sebebiyle etriyenin sağlıklı bir şekilde uygulanmamış olabileceği göz önüne alınmaldır.



Şekil 4.21 : S101 – K101 birleşim bölgesi (mevcut donatılar).

Örnek hesap X doğrultusu için S101 – K101 birleşim bölgesi için yapılacaktır.

$$V_e = 1.25 * f_{ym} * (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad \textbf{(4.7)}$$

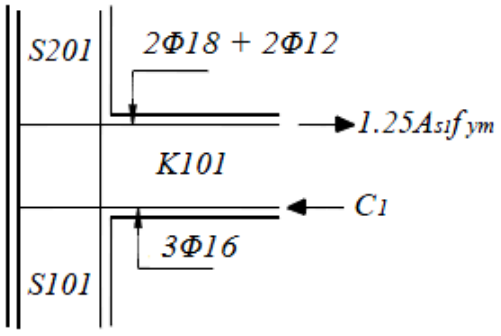
$$V_e \leq 0.60 * b_j * h * f_{ck} \quad \textbf{(4.8a)}$$

$$V_e \leq 0.45 * b_j * h * f_{ck} \quad \textbf{(4.8b)}$$

V_e birleşim bölgesi kesme kuvveti kuşatılmış birleşimlerde denklem (4.8a), kuşatılmamış birleşimlerde ise denklem (4.8b)'den küçük olmalıdır.

Birleşim bölgesinin türüne göre denklem (4.7) ile hesaplanan V_e kesme kuvvetinin denklem (4.8a) veya denklem (4.8b)'deki değerlerden küçük olması gerekmektedir.

Söz konusu binanın simetrik özelliği kullanılarak birleşim bölgeleri 1., 3. ve 5. Kat için kontrol edilmiştir.



Şekil 4.22 : S101 – K101 birleşim bölgesi (mevcut donatılar).

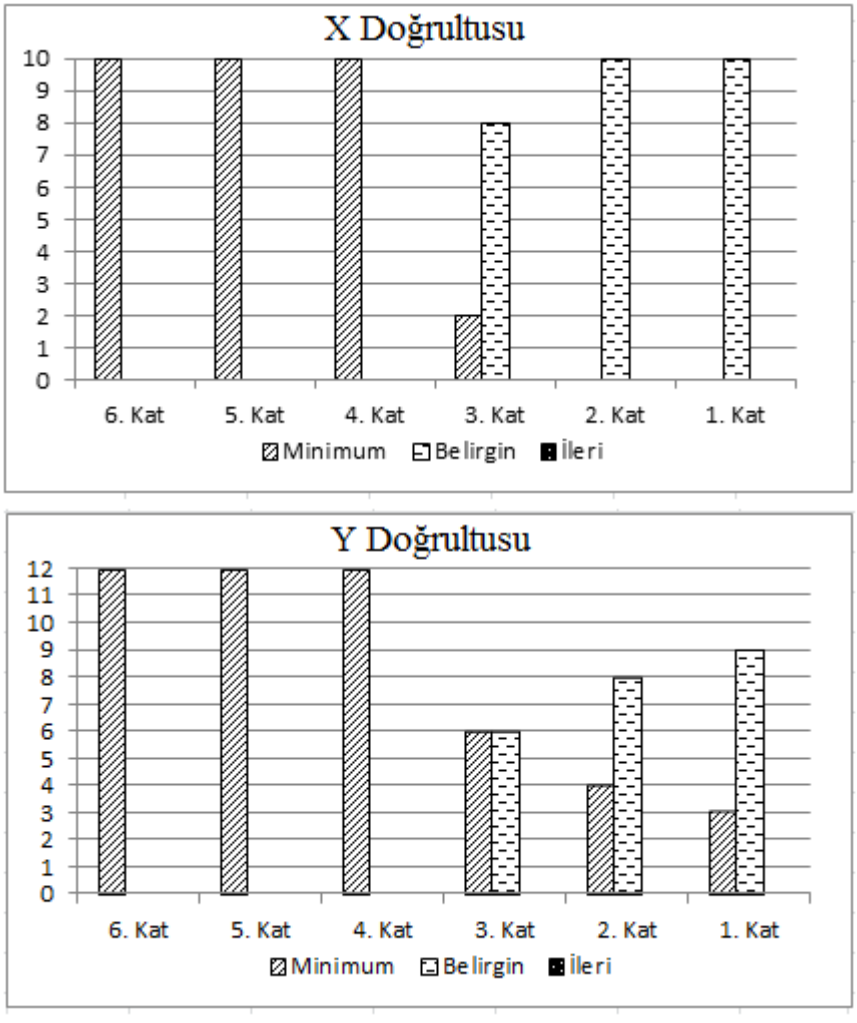
V_e = 1.25*420*(0 + 804)/1000 = 422.1 kN < 0.45*300*600*20/1000 = 1620 kN √

Her iki doğrultu için diğer tüm birleşim bölgesi kontrolleri EK E'de verilmiştir.

4.4.7 Bina deprem performans düzeyinin belirlenmesi

Ele alınan konut binasının 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım depreminde *Can Güvenliği* performans düzeyini sağlaması gerekmektedir.

Bu performans düzeyinin sağlanabilmesi için herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, ikincil (yatay yük taşıyıcı sisteminde yer almayan) kirişler hariç olmak üzere, kirişlerin en fazla %30'u ileri hasar bölgesine geçebilir. İleri hasar bölgesindeki kolonların, her bir katta kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı %20'nin altında olmalıdır. En üst katta ileri hasar bölgesindeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir.



Şekil 4.23 : AEDYY sonucu TS1'de kiriş hasar durumları.

Hiçbir katta kirişler ileri hasar bölgesine geçmediği için kirişler can güvenliği performans düzeyini sağlamaktadır. Ancak, kolonlar can güvenliği performans düzeyini sağlamadıkları için bina performans düzeyi can güvenliği performans düzeyini sağlamamaktadır.

Çizelge 4.8: AEDYY sonucu TS1'de kolon hasar dağılımı.

X DOĞRULTUSU										
KAT	MHB		BHB		İHB		GB		Madde 7.7.3.b	Madde 7.7.3.c
	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Kesme %	Kesme %
6. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
5. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
4. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
3. Kat	4	26.67	11	73.33	0	0.00	0	0.00	0.00	37.32
2. Kat	13	86.67	2	13.33	0	0.00	0	0.00	0.00	8.06
1. Kat	0	0.00	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0.00	8.25
Y DOĞRULTUSU										
KAT	MHB		BHB		İHB		GB		Madde 7.7.3.b	Madde 7.7.3.c
	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Kesme %	Kesme %
6. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
5. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
4. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
3. Kat	0	0.00	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0.00	89.22
2. Kat	4	26.67	11	73.33	0	0.00	0	0.00	0.00	51.78
1. Kat	0	0.00	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0.00	50.15

Kolonların ileri hasar bölgesine geçenlerin her bir katta taşıdıkları kesme kuvvetinin o kattaki toplam kesme kuvvetine oranı (DBYBHY madde 7.7.3.b) %20'nin altında; yine her hangi iki ucundan biri minimum hasar bölgesini geçenlerin ise taşıdıkları kesme kuvvetinin o kattaki toplam kesme kuvvetine oranı (DBYBHY madde 7.7.3.c) %30'un altında olması gerekmektedir [15].

Sonuç olarak, çizelge (4.8)'e bakıldığında bu kural sağlanmadığı için bina performans düzeyi can güvenliği performans düzeyini sağlamamaktadır.

4.5 Bina Performansının Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi İle Belirlenmesi

Bu bölümde, daha önce doğrusal elastik olmayan yöntemlerden "Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü" yöntemi ile statik itme analizi yapılan konut binasının, yine doğrusal

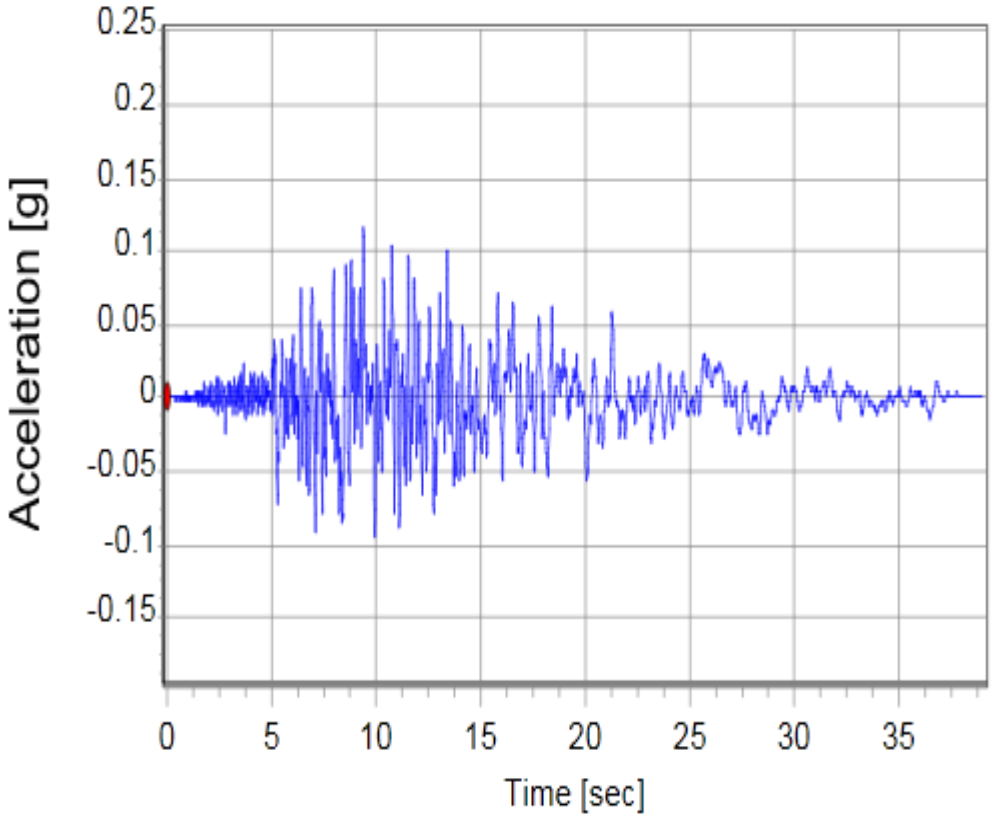
elastik olmayan hesap yöntemlerinden "Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi" (ZTADOA) kullanılarak performans düzeyi belirlenecektir.

Yönetmelikte ön koşulları belirtilen 3 farklı depremin ivme kayıtları kullanılmıştır. Analiz öncesi yapı elemanlarının etkin eğilme rijitliklerinin ve plastik mafsal özelliklerinin belirlenmesi bölüm 4.4'te detaylı bir şekilde bahsedildiği için bu bölümde tekrar bahsedilmeyecektir.

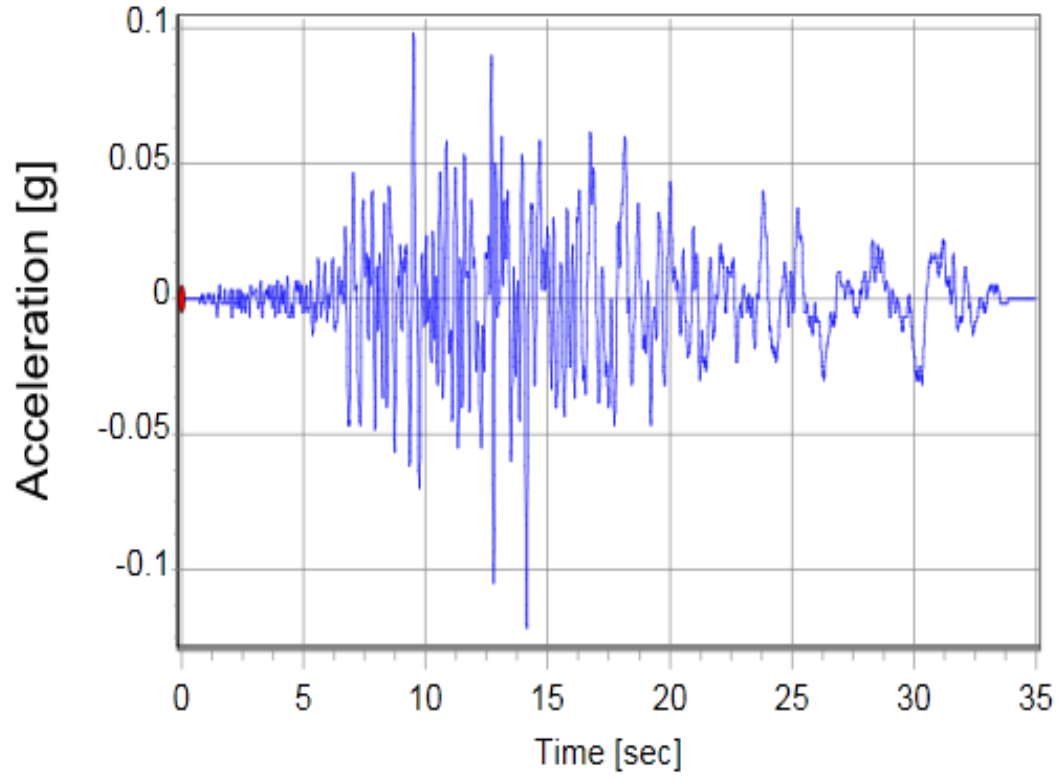
Z2 zemin sınıfına uygun seçilen deprem kayıtları elastik ivme spektrumuna uygun olacak şekilde ölçeklendirilmiş ve ivme – zaman grafikleri SeismoSignal yazılımı ile elastik spektrum – zaman grafiğine dönüştürülmüştür.

4.5.1 Bina deprem performans düzeyinin belirlenmesi

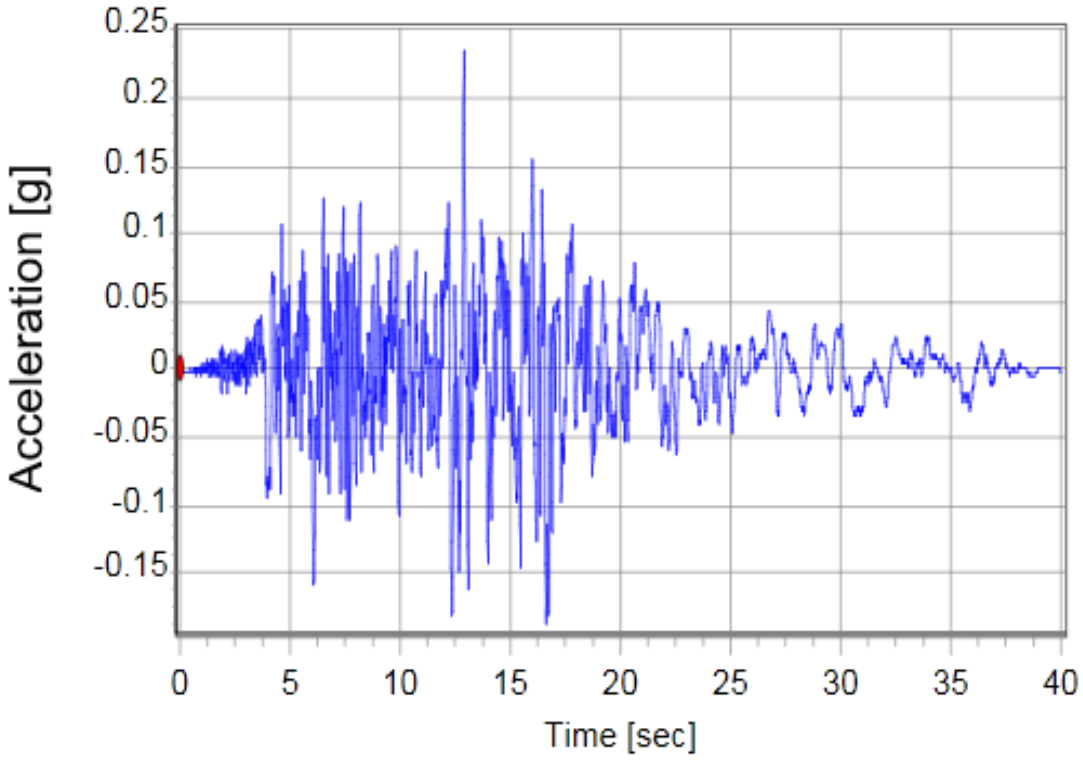
Zaman tanım alanında kullanılmak üzere PEER veritabanından, Z2 zemin sınıfına uygun kayıtlar seçilmiştir. Bu çalışma kapsamında Imperial Valley, Northridge ve Superstition depremlerine ait kayıtlar kullanılmıştır.



Şekil 4.24 : Imperial Valley depremine ait ölçeklenmemiş ham ivme kaydı.



Şekil 4.25 : Northridge depremine ait ölçeklenmemiş ham ivme kaydı.



Şekil 4.26 : Superstition depremine ait ölçeklenmemiş ham ivme kaydı.

4.5.2 Deprem kayıtlarının uygunluğu

Analizde kullanılacak deprem kayıtlarının DBYBHY 2007 Madde 2.9.1'de belirtilen özellikleri taşıması gerekmektedir. Bu çalışmada kullanılan kayıtların yönetmeliğe uygunluğu aşağıda gösterilmiştir.

Çizelge 4.9: Kullanılan deprem kayıtları.

Deprem	Tarih	İstasyon	Kayıt	α(ST)	Δt (s)	T (s)	a_{max} @ T=0 (m/s^2)
Imperial Valley	15.10.1979	931 El Centro Array #12	H-E12230	8.31	0.05	39	3.7032
Northridge	17.01.1994	El Monte - Fairview	FA1095	8.99	0.01	35	4.2826
Superstition Hills	24.11.1987	Westmore land Fire St.	B-WSM090	4.5	0.05	40	3.9082

İlk maddeye göre her bir deprem kaydı en az yapı birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha uzun olmalıdır. Bu çalışmadaki binanın birinci doğal titreşim periyodu bölüm 4'te de gösterildiği üzere 1.2461 saniyedir.

Minimum kayıt süresi 35 s > max(5*1.2461 s; 15 s) koşulunu sağlamaktadır.

İkinci maddeye göre ise sıfır periyoda karşılık gelen spektaral ivme değerlerinin ortalaması A_0*g değerinden büyük olmalıdır.

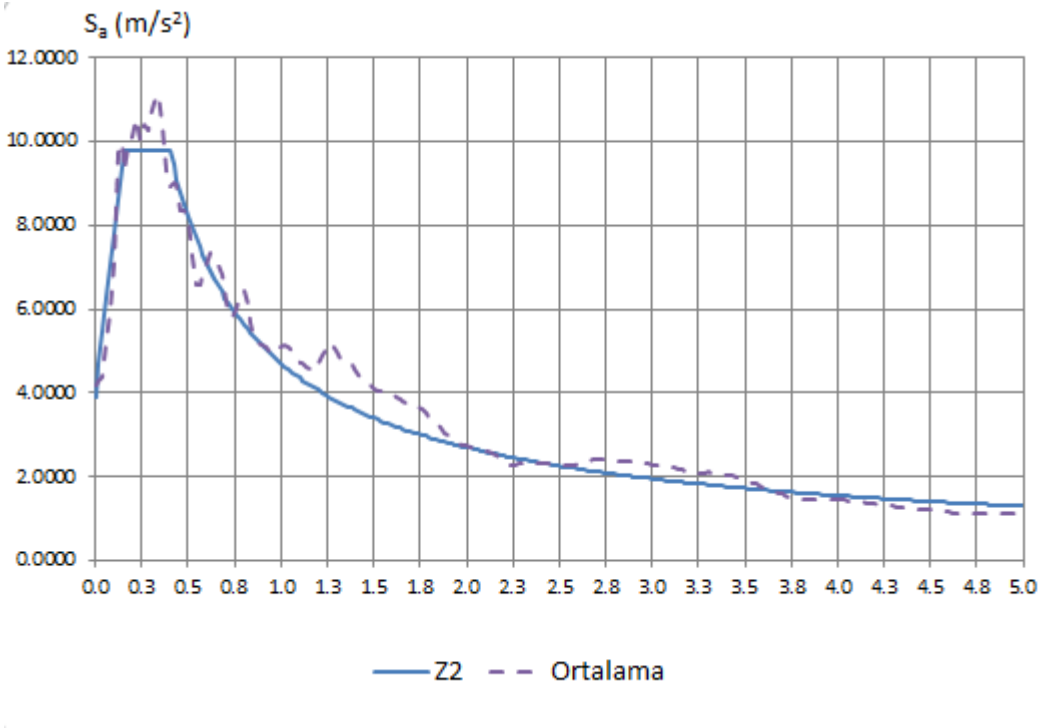
$$S_{ae}(T=0)_{ort} = \frac{3.7032 + 4.2826 + 3.9082}{3} = 3.96 > 0.4*9.806 = 3.92$$

Yukarıda görüldüğü gibi bu koşul da sağlanmıştır.

Üçüncü maddeye göre ise kullanılacak ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyot T_1'e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyotlar için, yönetmelikte tanımlanan elastik spektral ivme değerlerinin %90'ından daha az olmayacaktır.

Şekil 4.25'te açıkça görüldüğü gibi ortalama spektrumun $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki değerleri spektral ime değerlerinin %90'nından az değildir.

Üç adet deprem kaydı X ve Y doğrultuları için kullanılmış ve toplam 6 adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılmıştır. Toplam üç adet deprem kaydı kullanıldığı için maksimum tesirler dikkate alınmıştır.



Şekil 4.27 : Spektral ivme – deprem kayıtlarının ortalam tepki spektrumu.

Zaman tanım alanında yapılan analizlerde ham ivme kayıtları aşağıdaki gibi ölçeklenmiştir [19]:

$$\alpha_{AT} = A_0 * I * \alpha_{ST} \qquad \textbf{(4.9)}$$

Denklem (4.9)'da yer alan α_{ST} katsayısı, ham ivme kaydının yerel zemin sınıfı dikkate alınarak oluşturulmuş tasarım ivme spektrumuna uygun hale getiren ölçekleme kaysayısıdır. Deprem kayıtlarının deprem bölgesi ve yapı önem katsayısı dikkate alınarak ölçekleneceği katsayı ise α_{AT}'dir.

Çizelge 4.10: Ölçekleme katsayıları.

Deprem	**α_{ST}**	**α_{AT}**
Imperial Valley	8.31	3.32
Northridge	8.99	3.60
Superstition	5.10	2.04

4.5.3 Rayleigh sönüm oranın hesaplanması

Tek serbestik dereceli bir sistemin zaman bağlı hareket denklemi aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$M\ddot{v}(t) + C\dot{v}(t) + Kv(t) = F(t) \quad \textbf{(4.10)}$$

Denklem (4.10)'da yer alan M, C ve K terimleri sırasıyla kütle, sönüm ve rijitlik matrislerini temsil eder. Kütle matrisi kütlenin katlarda toplandığı varsayımı (rijit diyafram) üzerine oluşturulmuştur. Rijitlik matrisi ise doğrusal olmayan analizde ortaya çıkan her mafsal ile değişir ve bu değişim her hesap adımında yeniden hesaplanır. Sönüm matrisi ise kütle ve rijitlik matrislerine bağlı olarak denklem (4.11) ile hesaplanır.

$$C = \eta M + \delta K \quad \textbf{(4.11)}$$

Modal denklemler ve ortogonal diklik koşulları dikkate alınarak denklem (4.11) aşağıdaki gibi ifade edilebilir [25]:

$$\xi_n = \frac{1}{2\omega_n}\eta + \frac{\omega_n}{2}\delta \quad \textbf{(4.12)}$$

Denklem (4.12)'de yer alan ξ_n ve ω_n terimleri sırasıyla kritik sönüm oranını ve doğal titreşim frekansını ifade etmektedir. Yapı mühendisliğinde kritik sönüm oranı genellikle %5 alınabilir. ω_i ve ω_j yapının ilk ve son titreşim frekansları olmak üzere denklem (4.12)'de yer alan η ve δ katsayıları aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\eta = \omega_i * \omega_j * \delta \quad \textbf{(4.13)}$$

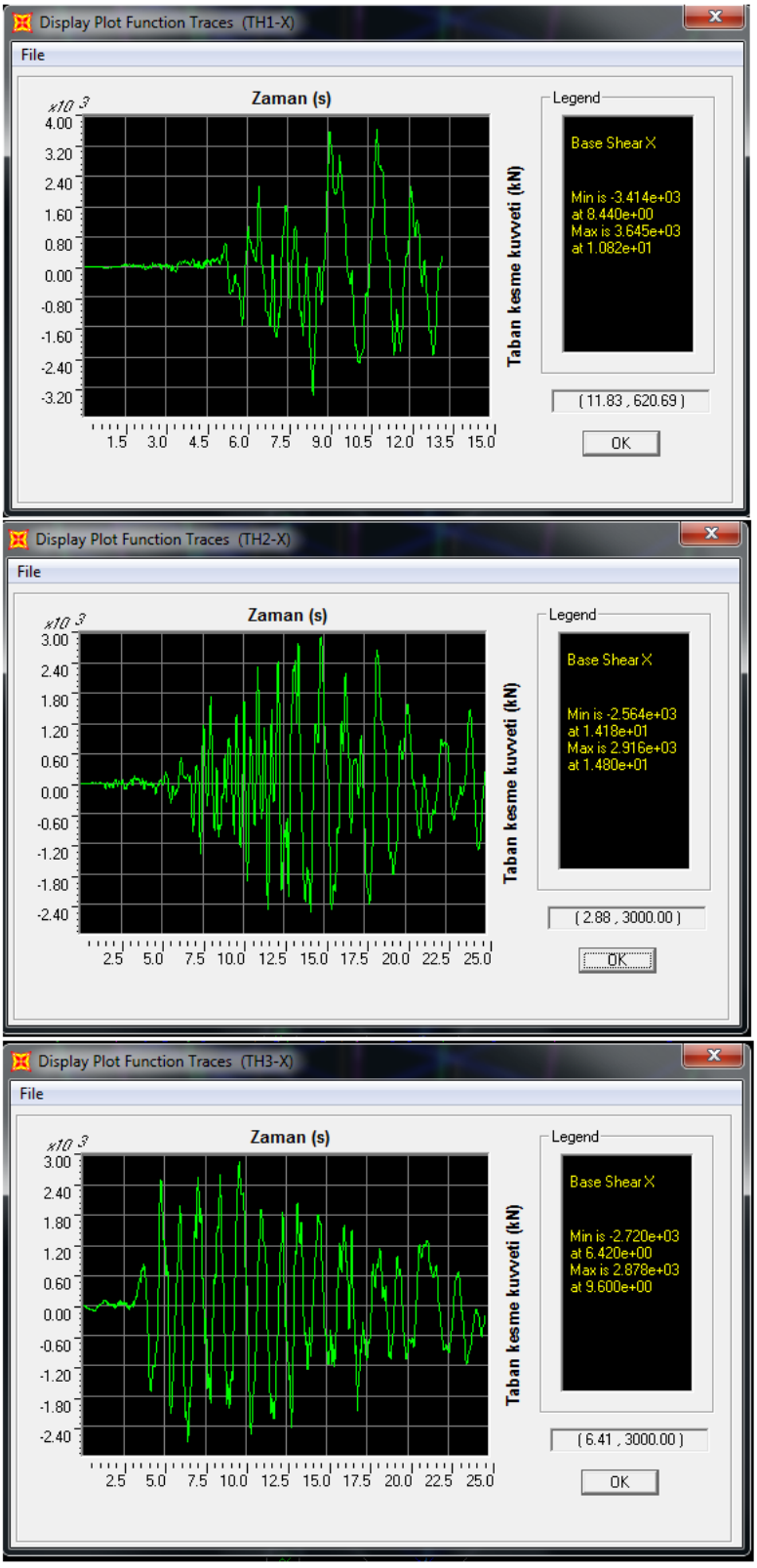
$$\delta = \frac{2\xi}{\omega_i + \omega_j} \quad \textbf{(4.14)}$$

Kullanılan analiz yazılımı bu katsayıların veri girişi olarak girilmesiyle her adımda sönüm matrisini hesaplayabilmektedir.

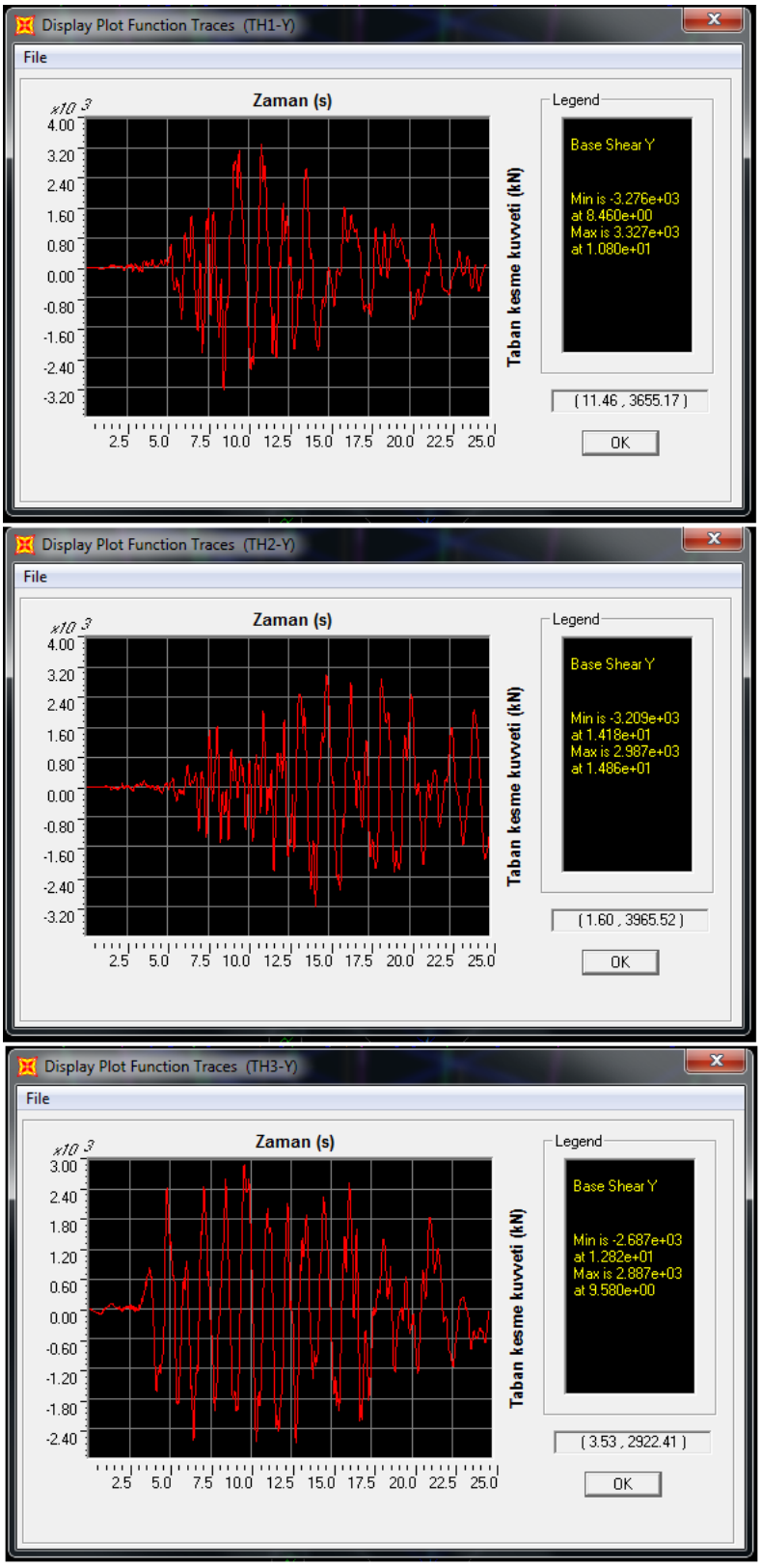
4.5.4 Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz

DBYBHY 2007 koşullarına uygun deprem kayıtlarının seçilmesi ve gerekli parametrelerin hesaplanması sonucunda X ve Y doğrultuları için ayrı ayrı olmak üzere 6 adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılmıştır. Kolon ve kiriş mafsal tanımlamaları bölüm 4'te detaylıca anlatıldığı için burada tekrar

değinilmemiştir. Aşağıda X ve Y doğrultuları için yapılan analizler sonucunda her bir depremin binada oluşturduğu taban kesme kuvvetleri gösterilmiştir.



Şekil 4.28 : X doğrultusundaki taban kesme kuvveti – zaman grafikleri.



Şekil 4.29 : Y doğrultusundaki taban kesme kuvveti – zaman grafikleri.

Imperial Valley, Northridge ve Superstition deprem kayıtları sırasıyla TH1, TH2 ve TH3 şeklinde isimlendirilmiştir.

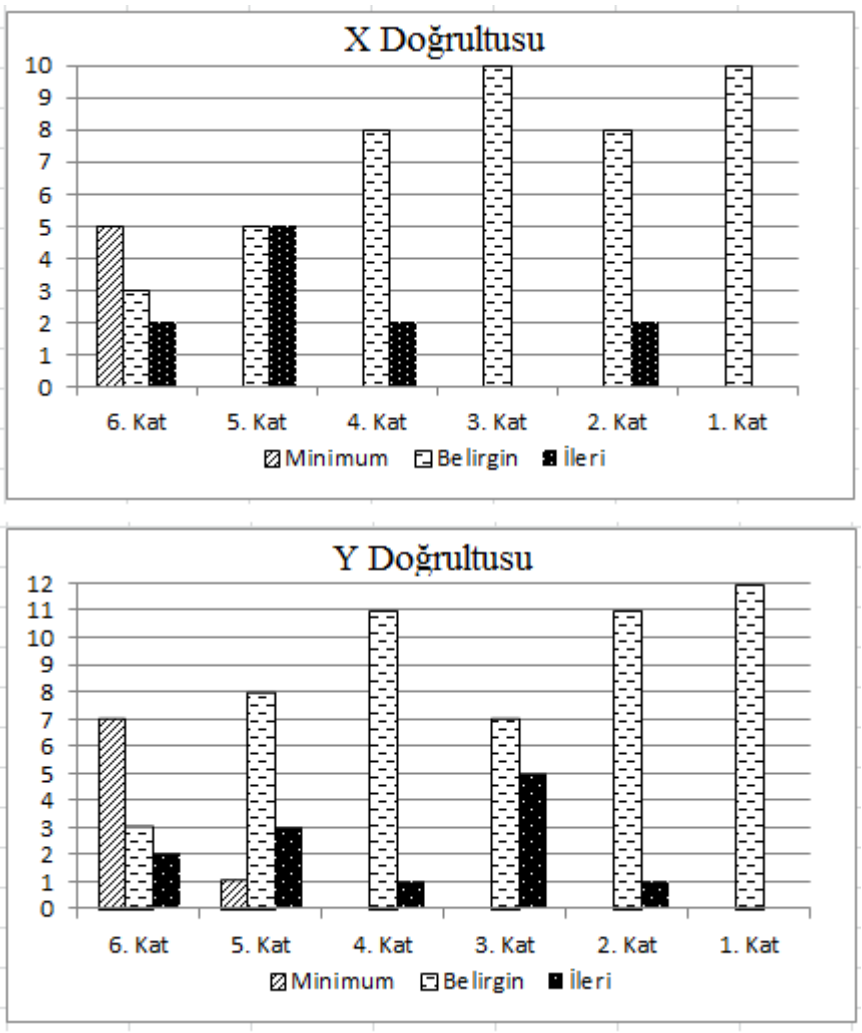
4.5.5 Kesit hasar sınırlarının belirlenmesi

X ve Y doğrultusu için üçer adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılmıştır. DBYBHY 2007 koşulları gereği üç adet deprem kaydı kullanıldığı için sonuçların maksimum dikkate alınacaktır.

Burada dikkat edilmesi gereken husus kolonlar için maksiumum plastik dönme değeri alınırken bu değere ait eksenel yükün dikkate alınmasıdır. Şöyle ki kesit hasar sınırın belirlenirken maksimum plastik dönme değeri hangi deprem kaydından alınmışsa eksenel yük değeri de o kayıttan alınmalıdır.

4.5.5.1 Kiriş hasar sınırlarının belirlenmesi

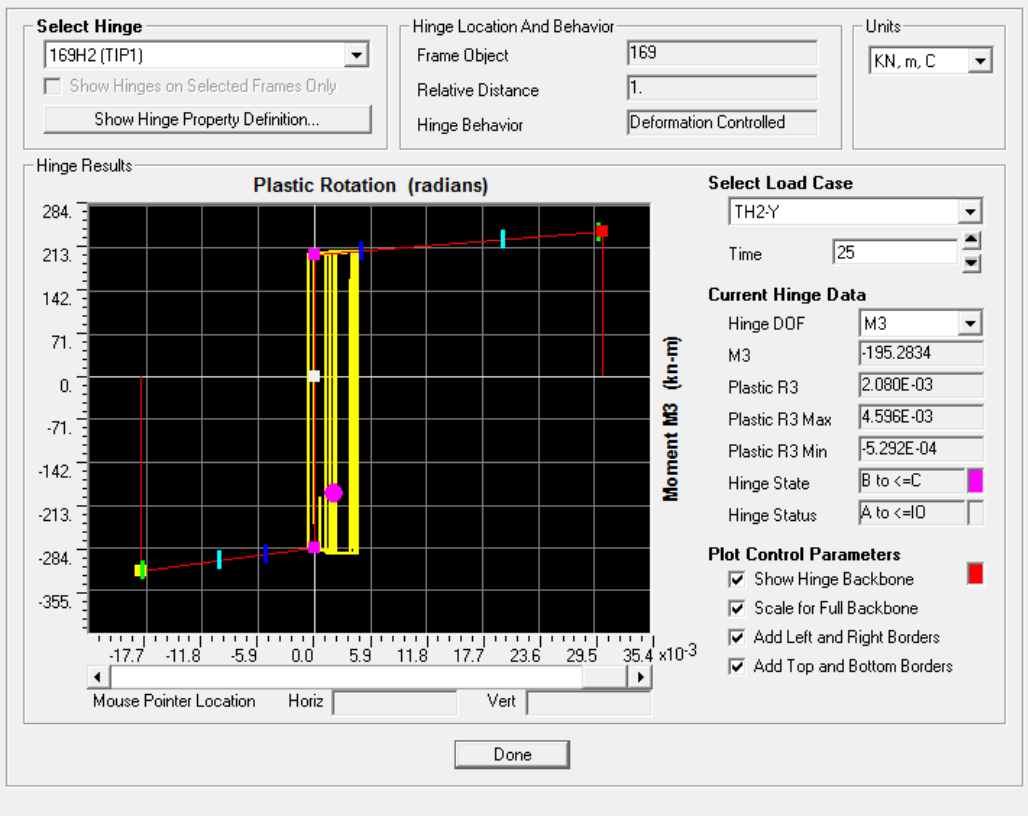
Bölüm 4.4.6.1'de ayrıntılı bir şekilde kiriş hasar sınırının belirlenmesi anlatılmıştır. Bu bölümde sonuçlar özetlenmiştir.



Şekil 4.30 : ZTADOA sonucu TS1'de kiriş hasar dağılımı.

Kirişlerin %30'dan fazlası ileri hasar bölgesine geçen katların bulunması sebebiyle can güvenliği performans düzeyi sağlanamamaktadır.

Artımsal eşdeğer deprem yükü analizine göre kirişlerdeki hasarın daha fazla olmasının sebebi yüklemenin sürekli yön değişmesi olarak düşünülmektedir. Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile yapılan analizde bina ilgili doğrultuda tek yönde bir kuvvete maruz kalırken zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizde yükleme sürekli yön değiştirmektedir. Alt ve üst donatıları farklı olan kirişlerde negatif ve pozitif dönme kapasitelerin farklı olması yön değiştiren yüklemeler altında oluşan dezavantajı göstermektedir. Bu sebeple, daha fazla kiriş belirgin hasar bölgesine geçmiştir.



Şekil 4.31 : Kirişte zamanla yön değiştiren yükleme (Northridge).

4.5.5.2 Kolon hasar sınırlarının belirlenmesi

Beton ve donatıdaki hasar sınır değerleri baz alınarak normal kuvvet – eğrilik diyagramları her bir sınır değer için çizilmiş ve bir sınır diyagram seti elde edilmiştir. Zaman tanım alanında yapılan 3 adet analizin sonuçlarının maksimumu göz önüne alınarak her bir kolon için toplam eğrilik istemi ve normal kuvvet istemi elde edilerek kolon hasar sınırları belirlenmiştir.

Çizelge 4.11: ZTADOA sonucu TS1'de kolon hasar dağılımı.

X DOĞRULTUSU										
KAT	MHB		BHB		İHB		GB		Madde 7.7.3.b	Madde 7.7.3.c
	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Adet	%	%	%
6. Kat	14	93.33	1	6.67	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
5. Kat	9	60.00	6	40.00	0	0.00	0	0.00	0.00	31.17
4. Kat	13	86.67	2	13.33	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
3. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
2. Kat	14	93.33	1	6.67	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
1. Kat	12	80.00	3	20.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
Y DOĞRULTUSU										
KAT	MHB		BHB		İHB		GB		Madde 7.7.3.b	Madde 7.7.3.c
	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Kesme %	Kesme %
6. Kat	13	86.67	2	13.33	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
5. Kat	12	80.00	2	13.33	1	6.67	0	0.00	1.68	1.68
4. Kat	8	53.33	6	40.00	1	6.67	0	0.00	4.62	0.00
3. Kat	6	26.67	8	53.33	1	6.67	0	0.00	5.64	16.57
2. Kat	11	80.00	4	26.67	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
1. Kat	6	60.00	9	60.00	0	0.00	0	0.00	0.00	7.23

Kolonların ileri hasar bölgesine geçenlerin her bir katta taşıdıkları kesme kuvvetinin o kattaki toplam kesme kuvvetine oranı (DBYBHY madde 7.7.3.b) %20'nin altında; yine her hangi iki ucundan biri minimum hasar bölgesini geçenlerin ise taşıdıkları kesme kuvvetinin o kattaki toplam kesme kuvvetine oranı (DBYBHY madde 7.7.3.c) %30'un altında olması gerekmektedir.

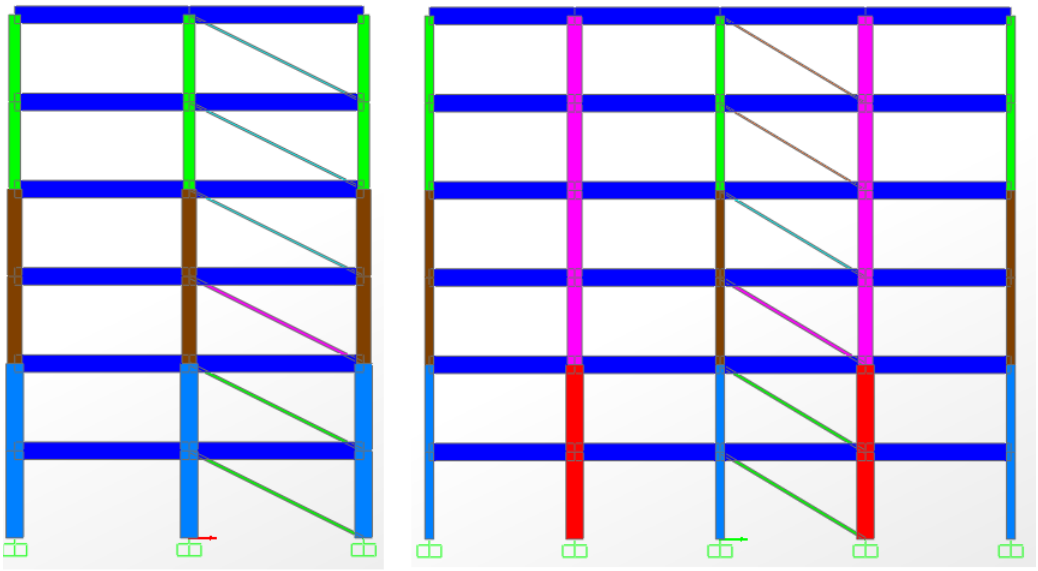
Sonuç olarak, çizelge (4.8)'e bakıldığında bu kural sağlanmadığı için bina performans düzeyi can güvenliği performans düzeyini sağlamamaktadır.

5. MEVCUT BETONARME BİNANIN BÖÇ İLE GÜÇLENDİRİLMESİ VE PERFORMANS DÜZEYİNİN DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN YÖNTEMLERLE BELİRLENMESİ

Bölüm 4'te mevcut bir binanın deprem performansını doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan yöntemlerle belirlenmiştir. Analizler sonucu performans düzeyi can güvenliğini sağlamayan binanın güçlendirilmesi konusu bu bölümde incelenmiştir. Ülkemizde, betonarme binaların güçlendirilmesi söz konusu olduğunda akla ilk gelen uygulama betonarme perde eklenmesidir. Uygulamada sıklıkla kullanılan bu yöntemin dışında akla gelen diğer bir yöntem çelik çaprazlar ekleyerek yapının yatay rijitliğini artırma yoludur. Ancak, çelik çaprazların en büyük dezavantajı çekme ve basınç yükleri karşısında aynı dayanımı gösterememesidir. Söz konusu deprem yükleri olduğunda yüklemenin çevrimsel bir yol izleyeceği açıktır. Bu sebeple, güçlendirme elemanlarının yükleme yönüne göre farklı dayanımlar göstermesi etkin bir güçlendirmeyi sağlayamayacaktır. Geleneksel çelik çaprazlar (GÇÇ) basınç yükleri karşısında burkulma tehlikesi ile karşı karşıya oldukları için bu zayıflığın farklı bir yolla giderilmesi gerekmektedir. İşte bu noktada burkulması önlenmiş çelik (BÖÇ) elemanlar ön plana çıkmaktadır. Eksenel basınç ve çekme yükleri karşısında benzer dayanımı gösteren bu elemanlar sayesinde çevrimsel yükler karşısında aynı dayanım gösterilerek etkin bir güçlendirme yapılabilmektedir.

5.1 BÖÇ Boyutlandırılması

Binada kullanılacak BÖÇ elemanların boyutlarına karar vermek için doğrusal elastik analiz yöntemlerinden biri olan Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi kullanılmıştır. Şekil 5.1'de gösterildiği şekilde her bir doğrultuda binanın iki dış yüzü için birer aksta BÖÇ elemanlar kullanılmıştır. BÖÇ elemanlar sadece eksenel yüklere göre tasarlandıkları için birleşim bölgeleri momenti almayacak şekilde mafsallı modellenmiştir. Bu sayede elemanlar sadece eksenel doğrultudaki yüklere karşı koymaya çalışacaktr.



Şekil 5.1 : Binada BÖÇ yerleşimi.

Çelik elemanların boyutlandırılmasında esas alınacak yük kombinasyonları aşağıdaki şekilde belirlenmiştir [26]:

1.2G+1.6Q **(5.1)**

0.8G±1.0E **(5.2)**

1.3G+1.0Q ± E **(5.3)**

Yukarıdaki kombinasyonları X ve Y doğrultuları için ayrı ayrı tanımlandığında 9 adet kombinasyon ortaya çıkmaktadır.

Çelik ve betonarmenin birlikte kulanıldığı yapılar için R=5 alınarak eşedeğer deprem yükleri hesaplanmıştır.

Çizelge 5.1: R=5 için hesaplanan eşdeğer deprem yükleri.

Katlar	W_i (kN)	h_i (m)	H_i (m)	W_i*H_i	$W_i*H_i/\Sigma(W_i*H_i)$	F_{ix} (kN)	F_{iy} (kN)
6	2635	3.0	18	47430	0.28	1931	1795
5	2670	3.0	15	40050	0.24	1329	1236
4	2695	3.0	12	32340	0.19	1073	998
3	2695	3.0	9	24255	0.14	805	748
2	2735	3.0	6	16410	0.10	545	506
1	2735	3.0	3	8205	0.05	272	253

Eşdeğer deprem yükleri hesaplandıktan sonra her bir doğrultu için 5 adet yükleme kombinasyonundan elde edilen tesirlerin maksimumu boyutlandırmada kullanılmıştır.

Çizelge 5.2: BÖÇ elemanlarda okunan maksimum eksenel yükler.

Kat	C_d (R)	X Doğrultusu					Y Doğrultusu				
		L (m)	L_y (m)	P_{bx} (kN)	A_{sc} (cm^2)	$A_{seçilen}$ (cm^2)	L (m)	L_y (m)	P_{bx} (kN)	A_{sc} (cm^2)	$A_{seçilen}$ (cm^2)
6	5	6.7	4.69	170	8	10	5.83	4.081	100	5	10
5	5	6.7	4.69	330	16	20	5.83	4.081	180	9	20
4	5	6.7	4.69	385	18	20	5.83	4.081	380	18	30
3	5	6.7	4.69	610	29	30	5.83	4.081	575	27	30
2	5	6.7	4.69	640	30	40	5.83	4.081	625	30	40
1	5	6.7	4.69	680	32	40	5.83	4.081	675	32	40

BÖÇ eleman için gerekli minimum kesit alanı denklem (2.1) kullanılarak bulunur. Aşağıda 1. katta X doğrultusunda bulunan BÖÇ eleman için minimum kesit hesabı yapılmıştır.

F_{ysc} = 235 MPa olmak üzere;

$A_{sc} = 680*10^3$ N / 0.9*235N/mm^2 = 3215 mm^2

$(A_{sc})_{seç}$ = 40 cm^2 olmuştur.

5.2 BÖÇ Elemanların Plastik Mafsal Özelliklerinin Belirlenmesi

BÖÇ elemanların histeristik eğrilerini elde etmek için XTRACT benzeri bir yazılım bulunmamaktadır. Protokolleri önceden belirlenmiş bir dizi test yapılarak histeristik eğrileri elde edilmektedir. Amerikan Çelik Yapılar Enstitüsü (AISC) tarafından 2005 yılında hazırlanan Çelik Binalar için Sismik Koşullar (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings)'da da belirtildiği gibi her bir BÖÇ elemanı için deneysel testlerin yapılması zorunlu kılınmıştır. Bu çalışmaları tüketicinin yapması zor olduğu için hali hazırda üretici firmalar bu testleri yapıp ürünleri bu şekilde teslim etmektedir.

Bu tez çalışması kapsamında belirlenen BÖÇ elemanlar için deneysel test tapma imkanı bulunmadığından daha önceden yapılmış çalışmalardan faydalanılmıştır [27].

Dayanım arttırma katsayıları olarak bilinen ω ve β katsayılarının hesaplanmasının ardından BÖÇ elemanların iki doğrulu histeristik eğrisi elde edilerek plastik mafsal tanımı yapılabilmektedir.

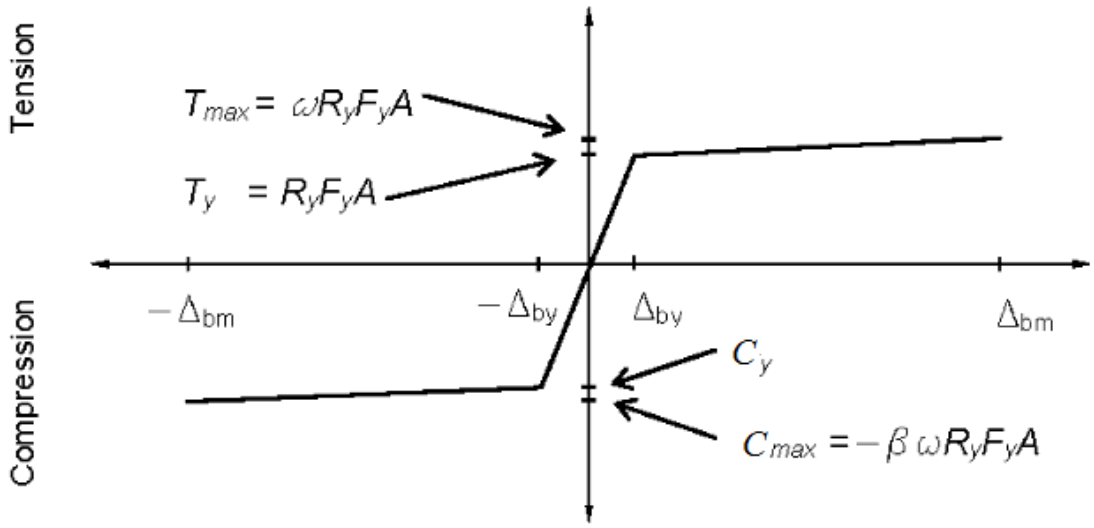


Fig. C-I-16.3.Diagram of brace force displacement.

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, March 9, 2005, incl. Supplement No. 1
AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION, INC.

Şekil 5.2 : BÖÇ kuvvet – deformasyon ilişkisi [2].

Örnek olması için 1. katta X doğrultusunda bulunan BÖÇ elemanın plastik mafsal özellikleri belirlenecektir. Denklem (2.5) ve denklem (2.6) kullanılarak maksimum çekme ve basınç kapasiteleri bulunabilir:

$T_y = P_y = 235\ MPa * 4000\ mm^2 = 940\ kN$

$\omega = 1.10, \quad \omega\beta = 1.21$ olarak hesaplanmıştır. R_y=1 alındığı takdirde;

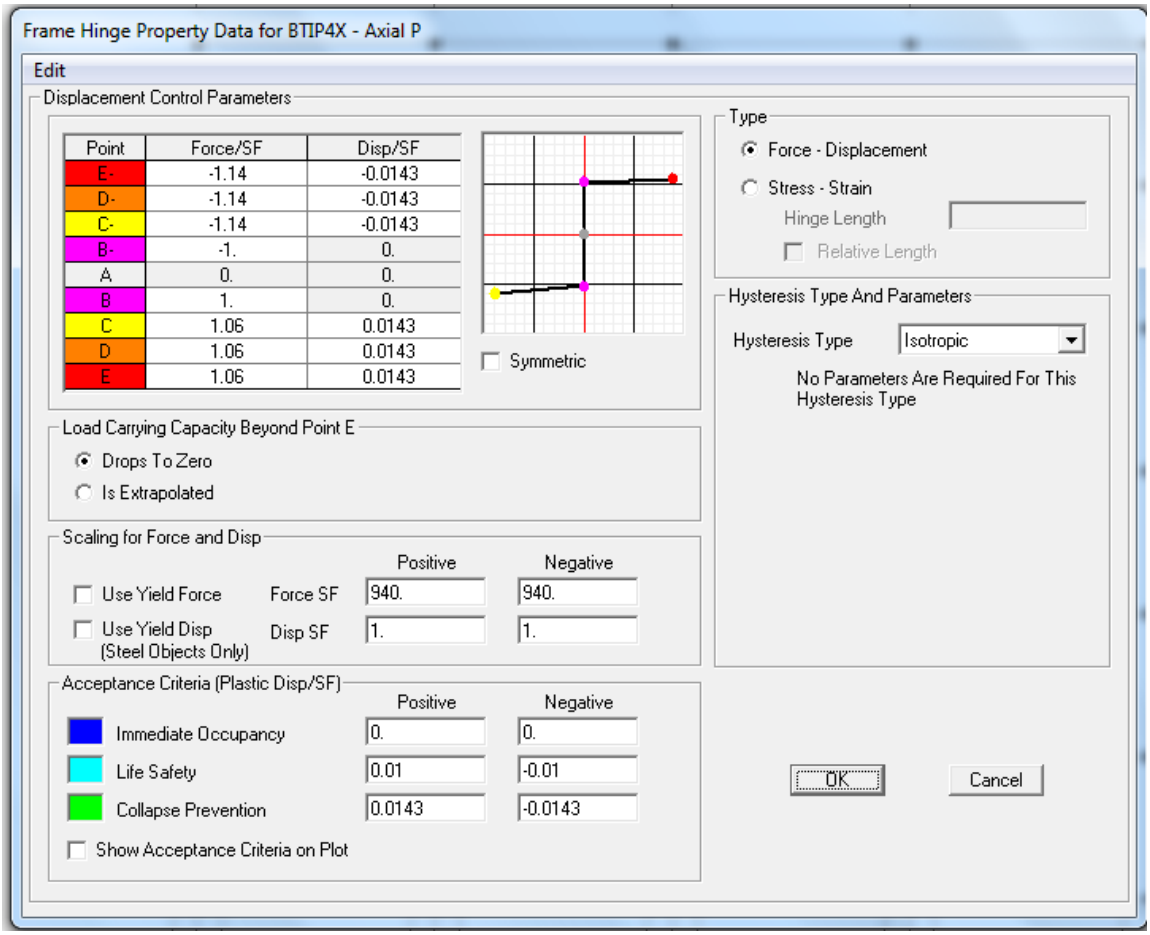
$T_{max} = 1.10*940*1.0 = 1034.00\ kN$

$C_{max} = 1.21*940*1.0 = 1137.40\ kN$

Denklem (2.2) ve denklem (2.3) kullanılarak eksenel deformasyon kapasiteleri de aşağıdaki gibi hesaplanır:

$\Delta_{bx} = (680*10^3 *4.69*10^3) / (200*10^3*4000) = 3.80\ mm$

$\Delta_{bm} = 5*3.80 = 19.00\ mm$



Şekil 5.3 : BÖÇ eleman için SAP2000'de P-Axial plastik mafsal tanımı.

Her bir farklı BÖÇ eleman için eleman ortasına plastik mafsal tanımı yapıldıktan sonra ilgili elemanlara mafsal özellikleri atanır. Mevcut binanın betonarme kolon ve kirişlerine ait mafsal özellikleri daha önce belirlenip atandığı için tekrar aynı işlemi yapmaya gerek yoktur.

5.3 Bina Performansının Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle Belirlenmesi

Bölüm 4.4.5'te detaylıca anlatılan bu yöntemin ayrıntılarına girilmeden yapılan hesaplar gösterilecektir.

Davranış spektrumu ve modal kapasite diyagramları elde edilen sistemin spektral yer değiştirme istemleri elde edilip tepe yer değiştirme istemine geçilir.

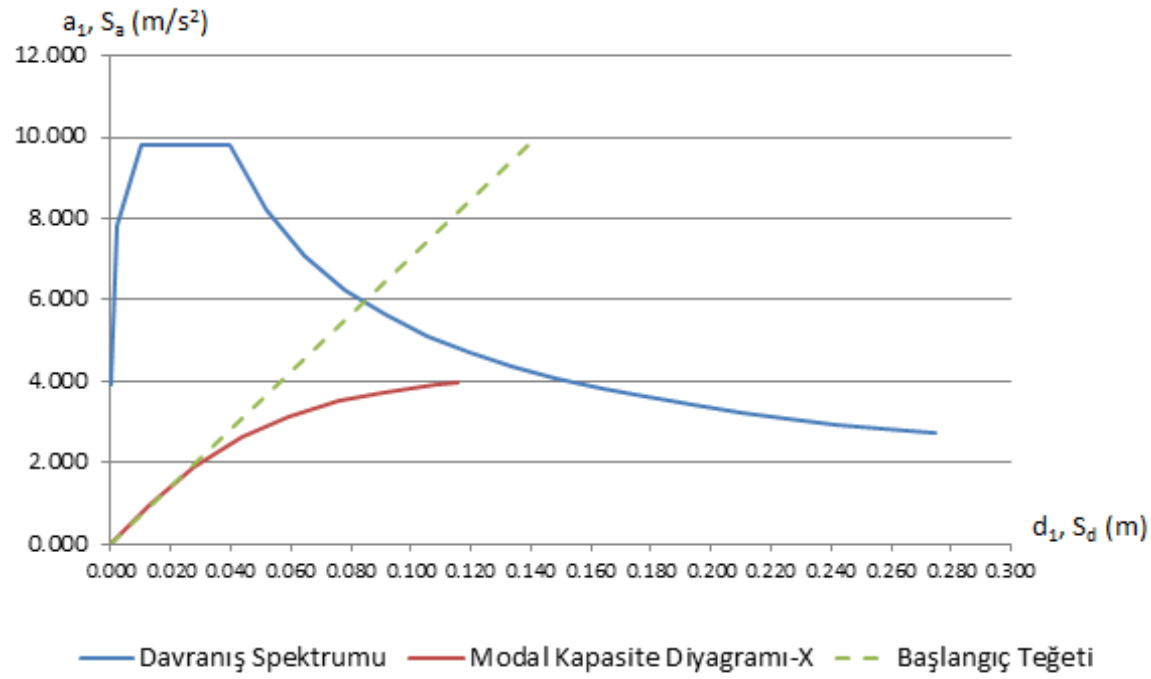
Çizelge 5.3: X doğrultusu modal yer değiştirme – modal ivme koordinatları.

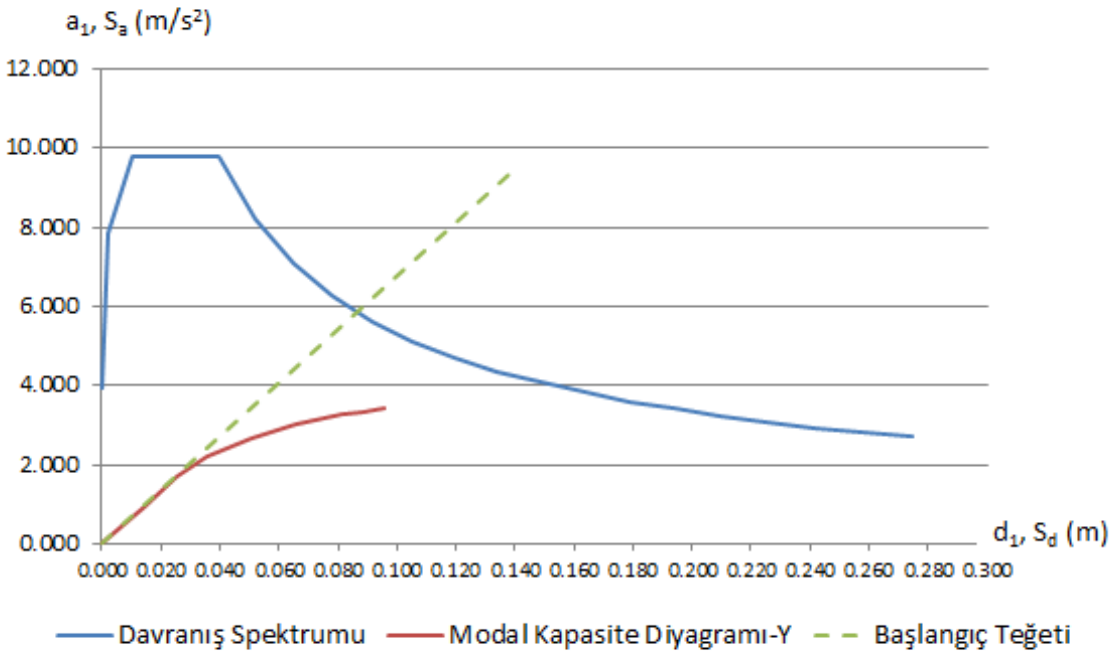
X DOĞRULTUSU MODAL KAPASİTE DİYAGRAMI							
Adım	Yer değiştirme (m)	Taban Kesme Kuvveti (kN)	Etkili Modal Kütle	Tepe Noktası Genliği	1. Modun Katılım Çarpanı	Modal Yer değiştirme (m)	Modal İvme (m/s^2)
(i)	$u_{xN1}^{(i)}$	$V_{x1}^{(i)}$	M_{x1}	Φ_{xN1}	Γ_{x1}	$d_1^{(i)}$	$a_1^{(i)}$
0	0	0	1250.614	1.000	1.362	0.000	0.000
1	0.01877	1230.031				0.014	0.984
2	0.03745	2379.102				0.027	1.902
3	0.05997	3279.407				0.044	2.622
4	0.063588	3898.013				0.059	3.117
5	0.080819	4376.903				0.076	3.500
6	0.103427	4650.874				0.091	3.719
7	0.147701	4889.738				0.108	3.910
8	0.157437	4976.593				0.116	3.979

Çizelge 5.4: Y doğrultusu modal yer değiştirme – modal ivme koordinatları.

Y DOĞRULTUSU MODAL KAPASİTE DİYAGRAMI							
Adım	Yer değiştirme (m)	Taban Kesme Kuvveti (kN)	Etkili Modal Kütle	Tepe Noktası Genliği	1. Modun Katılım Çarpanı	Modal Yer değiştirme (m)	Modal İvme (m/s^2)
(i)	$u_{yN1}^{(i)}$	$V_{y1}^{(i)}$	M_{y1}	Φ_{yN1}	Γ_{y1}	$d_1^{(i)}$	$a_1^{(i)}$
0	0	0	1250.75	1.000	1.369	0.000	0.000
1	0.019256	1190.03				0.014	0.951
2	0.034594	2102.654				0.025	1.681
3	0.048952	2754.109				0.036	2.202
4	0.069228	3320.42				0.051	2.655
5	0.090248	3799.556				0.066	3.038
6	0.11153	4092.118				0.081	3.272
7	0.120693	4181.21				0.088	3.343
8	0.13078	4261.67				0.096	3.407

Modal ivme – modal yer değiştirme koordinatları davranış spektrumu ile aynı eksen takımı üzerinde çakıştırılarak hedef itme noktası belirlenir.





Şekil 5.4 : Davranış spektrumu ile modal kapasite diyagramları.

Spektral yer değiştirme işlemleri grafikten okunmuş ve aşağıdaki değerler elde edilmiştir:

S_{de1x} = 0.0889 m

S_{de1y} = 0.0930 m

T_{1x} = 0.7820 s > T_B ve T_{1y} = 0.8120 s > T_B olduğu için her iki doğrultu için de CR1=1 olarak alınır.

S_{di1x} = 1*0.0889 = 0.0889 m

S_{di1y} = 1*0.0930 = 0.0930 m doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirme hesaplanır.

Modal yer değiştirme istemi doğrusal elastik olmayan spektral yer değiştirmeye eşit olduğu için;

$d_1^{(p)}{}_x = S_{di1x}$ = 0.0889 m

$d1^{(p)}{}_y = S_{di1y}$ = 0.0930m

Binanın X ve Y doğrultuları için tepe yer değiştirme istemi denklem (3.14) ile aşağıdaki gibi hesaplanır:

$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} * \Gamma_{x1} * d_1^{(p)}{}_x$ = 1*1.362*0.0889 = 0.1211 m

$u_{yN1}^{(p)} = \Phi_{yN1} * \Gamma_{y1} * d_1^{(p)}{}_x$ = 1*1.369*0.0930 = 0.1273 m

Binanın tepe noktasının X doğrultusunda 0.1211 m, Y doğrultusunda ise 0.1273 m kadar itilmesi sonucu oluşacak kesit plastik dönmeleri dikkate alınarak hasar durumu belirlenecektir.

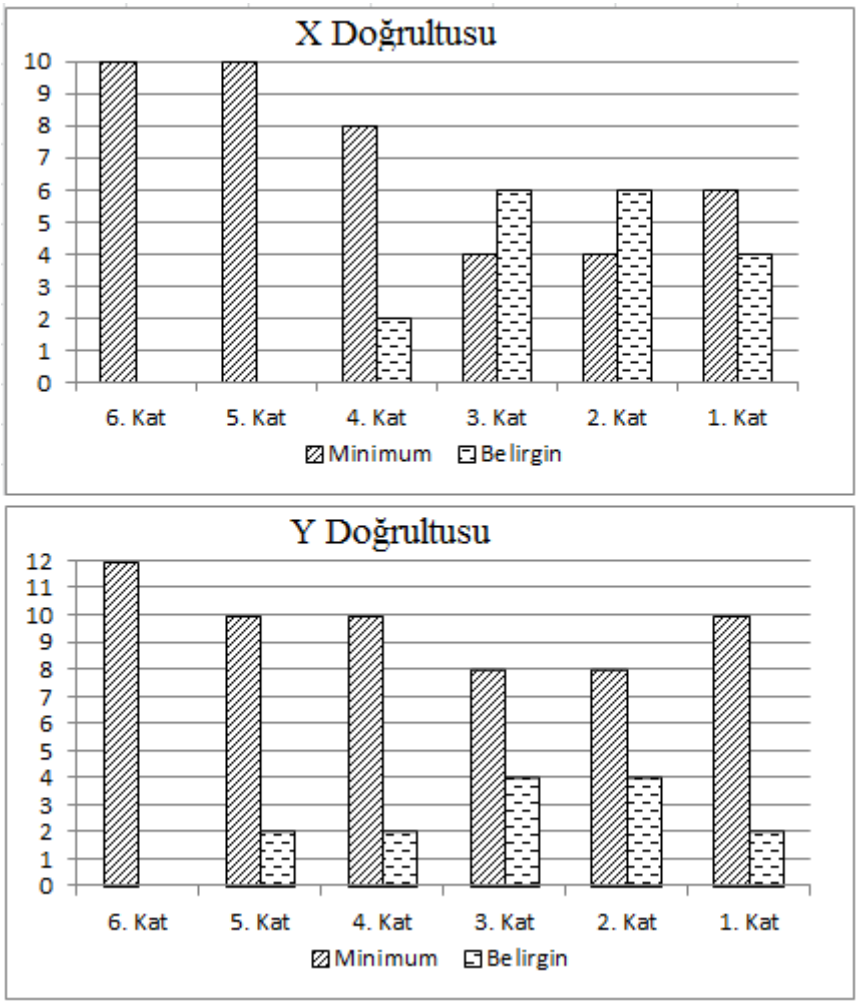
5.3.1 Kesit hasar sınırlarının belirlenmesi

Bina X ve Y doğrultusunda tepe yer değiştirme istemine kadar itildikten sonra tüm kesitlerin birim şekil değiştirme istemlerine karşılık gelen beton ve donatıdaki birim şekil değiştirmeler hesaplanıp sınır değerler ile karşılaştırılarak kesit hasar sınırları belirlenecektir.

5.3.1.1 Kiriş hasar sınırlarının belirlenmesi

Bölüm 4.4.6.1'de ayrıntılı bir şekilde kiriş hasar sınırının belirlenmesi anlatılmıştır. Bu bölümde sonuçlar özetlenmiştir.

Hiçbir katta kirişler ileri hasar bölgesine geçmediği için kirişler can güvenliği performans düzeyini sağlamaktadır. Ancak, kolonlar can güvenliği performans düzeyini sağlamadıkları için bina performans düzeyi can güvenliği performans düzeyini sağlamamaktadır.



Şekil 5.5 : AEDYY sonucu TS2'de kiriş hasar dağılımı.

5.3.1.2 Kolon hasar sınırlarının belirlenmesi

Beton ve donatıdaki hasar sınır değerleri baz alınarak normal kuvvet – eğrilik diyagramları her bir sınır değer için çizilmiş ve bir sınır diyagram seti elde edilmiştir. İtme analizinin son adımında hesaplanan normal kuvvet değerine karşılık gelen akma eğriliğini hesaplayıp plastik eğrilik istemi ile toplayarak toplam eğrilik istemi elde edilir. Toplam eğrilik istemi ile normal kuvvet istemi sınır diyagram setinde işaretlenir ve mafsalın hangi sınırlar arasında kaldığına bakılarak kesit hasar sınırı belirlenir.

Kolonların ileri hasar bölgesine geçenlerin her bir katta taşıdıkları kesme kuvvetinin o kattaki toplam kesme kuvvetine oranı %20'nin altında; yine her hangi iki ucundan biri minimum hasar bölgesini geçenlerin ise taşıdıkları kesme kuvvetinin o kattaki toplam kesme kuvvetine oranı %30'un altında olması gerekmektedir.

Çizelge (5.5)'te X ve Y doğrultuları için kolon hasar dağılımı gösterilmiştir.

Çizelge 5.5: AEDYY sonucu TS2'de kolon hasar dağılımı.

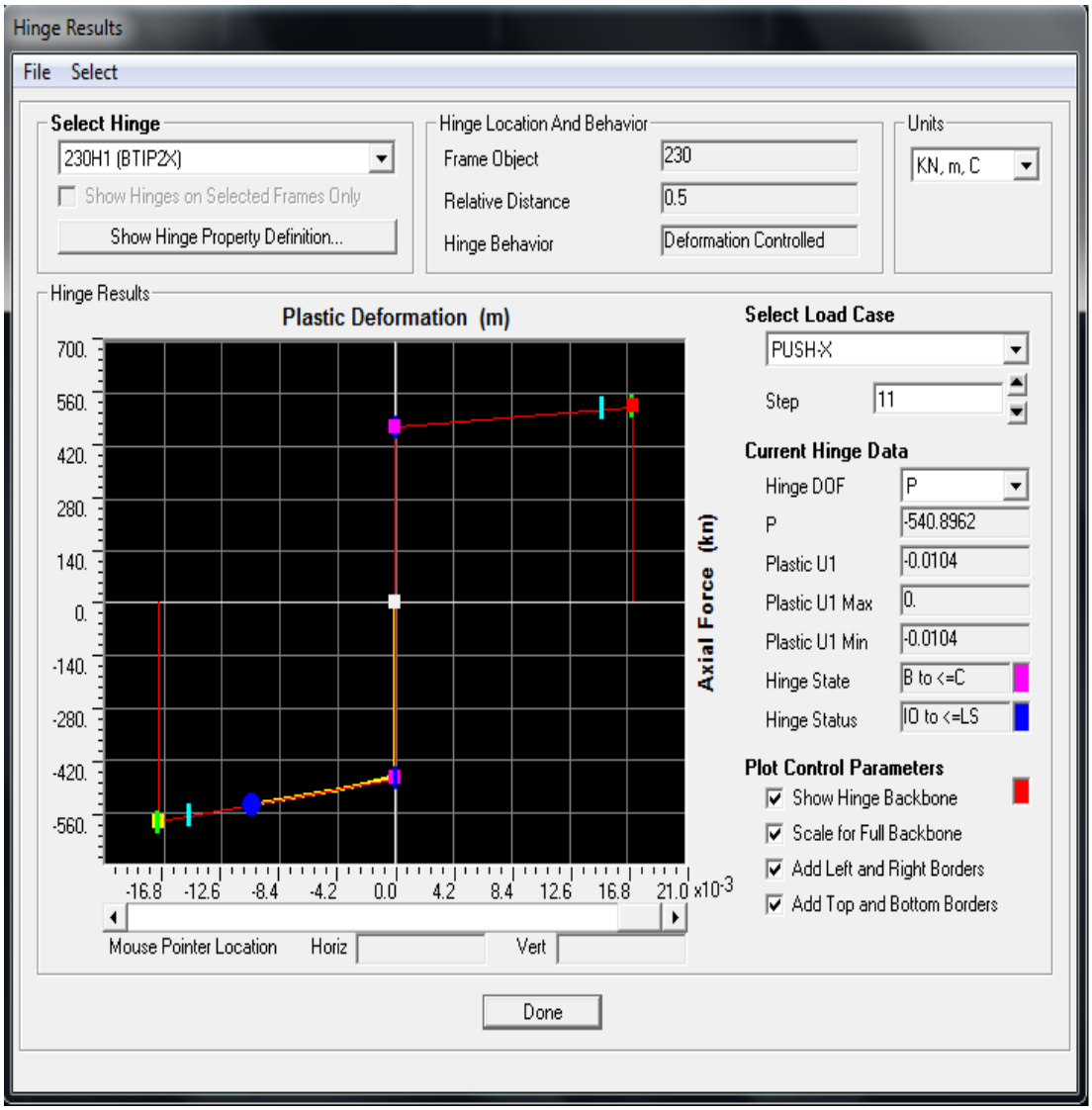
X DOĞRULTUSU										
KAT	MHB		BHB		İHB		GB		Madde 7.7.3.b	Madde 7.7.3.c
	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Adet	%	%	%
6. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
5. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
4. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
3. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
2. Kat	15	100.00	2	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
1. Kat	12	80.00	3	20.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
Y DOĞRULTUSU										
KAT	MHB		BHB		İHB		GB		Madde 7.7.3.b	Madde 7.7.3.c
	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Kesme %	Kesme %
6. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
5. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
4. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
3. Kat	13	86.67	2	13.33	0	0.00	0	0.00	0.00	6.81
2. Kat	13	86.67	2	13.33	0	0.00	0	0.00	0.00	2.17
1. Kat	10	66.67	6	33.33	0	0.00	0	0.00	0.00	1.32

Sonuç olarak, çizelge (5.5)'e bakıldığında iki koşul da sağlanmaktadır. BÖÇ elemanlar yanal yükleme sonucu büyük eksenel kuvvetler taşımaktadır. Bunun sonucu olarak da mevcut binaya göre BÖÇ eklenmiş binadaki kolonlarda bir miktar eksenel yük ve kesme kuvveti artışı gerçekleşmektedir. Bu durumun en belirgin olarak gerçekleştiği kat ise beklenildiği gibi 1. kattır. BÖÇ elemanların eklenmesi ile binanın kat ötelenmeleri sınırlanmış olsa da alt kattaki kolonlarda yerel güçlendirme ihtiyacı doğabilir.

DBYBHY 2007 kapsamında yer almayan BÖÇ elemanların hasar düzeylerini belirlemek yerine eksenel yük ve eksenel uzaman-kısalma kapasitelerini aşıp aşmadıkları kontrol edilebilir.

X ve Y doğrultuları için ayrı ayrı her bir BÖÇ eleman için mafsal ataması yapılmıştır. Aşağıda analiz sonucu bu mafsallarda oluşan uzama-kısalma istemini ve eksenel yük istemini eleman kapasitesi ile karşılaştırılmıştır.

Örnek olarak 1. Kattaki BTIP5X mafsalının X doğrultusunda yapılan itme analizi sonucu eksenel yük ve şekil değiştirme istemi gösterilmiştir.



Şekil 5.6 : AEDYY sonucu TS2'de BÖÇ elemanın mafsal sonucu.

X doğrultusunda yapılan itme analizinin son adımında 540.90 kN eksenel yük ve 10.40 mm kısalma istemi elde edilmiştir. Bu elemanın kapasitesi aşağıdaki gibi hesaplanmştır:

C_{max}=590 kN

T_{max}= 530 kN

Δ_{bm}-Δ_{bx} = 21.50-4.30=17.20 mm plastik uzama-kısalma kapasitesidir.

Analiz sonucu elde edilen istemler ve kapasiteler karşılaştırıldığında hiçbir BÖÇ elemanın kapasitesini aşmadığı görülmüştür:

Çizelge 5.6: AEDYY sonucu TS2'de BÖÇ elemanların durumu.

X Doğrultusu						
Kat	**C_{max} (kN)**	**T_{max} (kN)**	**Δ_{bm}-Δ_{bx} (mm)**	**C_{istem} (kN)**	**Δ_{istem} (mm)**	**Sonuç**
1	1135	1031	15.18	1001	6.51	OK
2	1135	1031	15.18	1028	9.58	OK
3	900	820	18.17	808	12.13	OK
4	590	530	17.20	510	10.40	OK
5	590	530	17.20	505	7.27	OK
6	285	260	15.18	236	1.14	OK
Y Doğrultusu						
1	1135	1031	13.12	995	9.86	OK
2	1135	1031	13.12	905	10.40	OK
3	885	790	14.90	765	10.80	OK
4	885	790	14.90	787	7.05	OK
5	590	530	13.99	505	4.59	OK
6	590	530	13.99	235	4.39	OK

5.4 Bina Performansının Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi İle Belirlenmesi

Bu bölümde, daha önce doğrusal elastik olmayan yöntemlerden "Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü" yöntemi ile statik itme analizi yapılan konut binasının, yine doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinden "Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi" (ZTADOA) kullanılarak performans düzeyi belirlenecektir.

Bölüm 4.5'te bu hesap yönteminin detaylarına yer verildiği için burada sonuçlara değinilecektir.

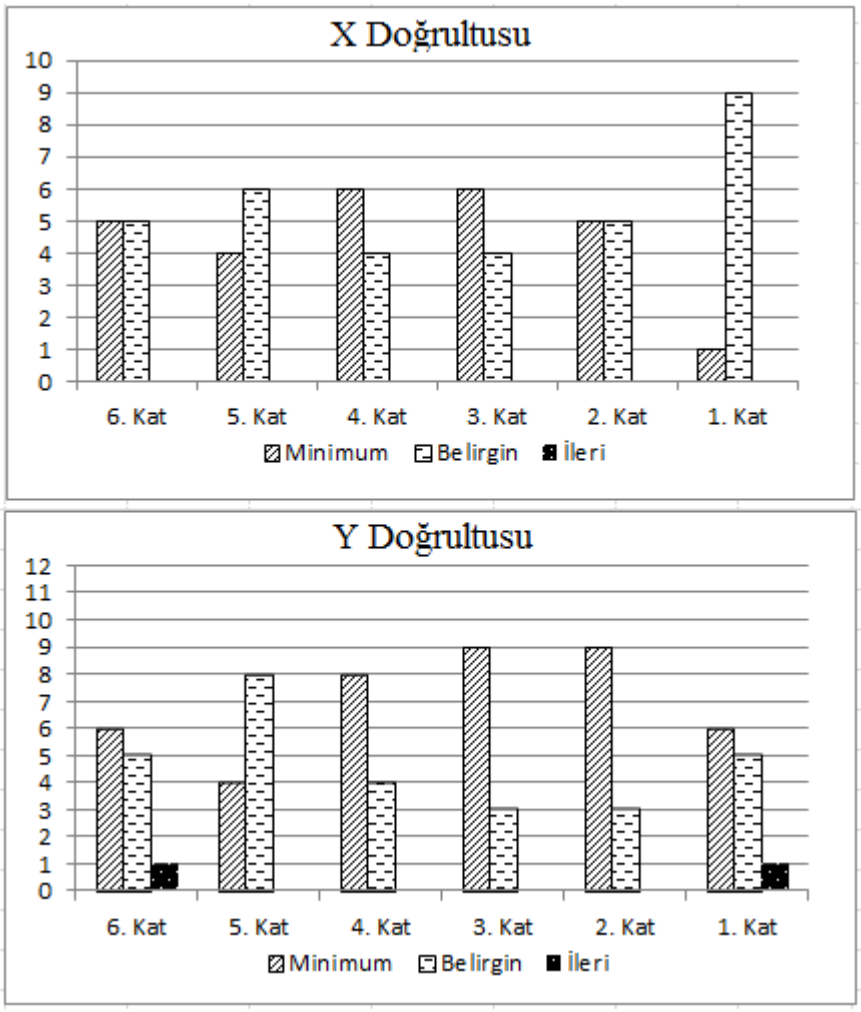
5.4.1 Kesit hasar sınırlarının belirlenmesi

X ve Y doğrultusu için üçer adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılmıştır. DBYBHY 2007 koşulları gereği üç adet deprem kaydı kullanıldığı için sonuçların maksimum dikkate alınacaktır.

Burada dikkat edilmesi gereken husus kolonlar için maksiumum plastik dönme değeri alınırken bu değere ait eksenel yükün dikkate alınmasıdır. Şöyle ki kesit hasar sınırın belirlenirken maksimum plastik dönme değeri hangi deprem kaydından alınmışsa eksenel yük değeri de o kayıttan alınmalıdır.

5.4.2 Kiriş hasar sınırlarının belirlenmesi

Bölüm 4.4.6.1'de ayrıntılı bir şekilde kiriş hasar sınırının belirlenmesi anlatılmıştır. Bu bölümde sonuçlar özetlenmiştir.



Şekil 5.7 : ZTADOA sonucu TS2'de kiriş hasar dağılımı.

İleri hasar bölgesine geçen kirişler X doğrultusunda %0, Y doğrultusunda ise %8.33 sınırındadır. Yönetmelikte belirtilen %30 sınırı aşılmadığı için kirişler bakımından can güvenliği performans düzeyi sağlanmaktadır.

5.4.3 Kolon hasar sınırlarının belirlenmesi

Beton ve donatıdaki hasar sınır değerleri baz alınarak normal kuvvet – eğrilik diyagramları her bir sınır değer için çizilmiş ve bir sınır diyagram seti elde edilmiştir. İtme analizinin son adımında hesaplanan normal kuvvet değerine karşılık gelen akma eğriliğini hesaplayıp plastik eğrilik istemi ile toplayarak toplam eğrilik istemi elde edilir. Toplam eğrilik istemi ile normal kuvvet istemi sınır diyagram setinde işaretlenir ve mafsalın hangi sınırlar arasında kaldığına bakılarak kesit hasar sınırı belirlenir.

Çizelge 5.7: ZTADOA sonucu TS2'de kolon hasar dağılımı.

X DOĞRULTUSU										
KAT	MHB		BHB		İHB		GB		Madde 7.7.3.b	Madde 7.7.3.c
	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Adet	%	%	%
6. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
5. Kat	13	86.67	1	13.33	0	0.00	0	0.00	0.00	9.07
4. Kat	14	93.33	1	6.67	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
3. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
2. Kat	14	93.33	1	6.67	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
1. Kat	10	66.67	5	33.33	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
Y DOĞRULTUSU										
KAT	MHB		BHB		İHB		GB		Madde 7.7.3.b	Madde 7.7.3.c
	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Kesme %	Kesme %
6. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
5. Kat	13	86.67	2	13.33	0	0.00	0	0.00	0.00	15.51
4. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
3. Kat	14	93.33	1	6.67	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
2. Kat	14	93.33	1	6.67	0	0.00	0	0.00	0.00	7.85
1. Kat	11	73.33	4	26.67	0	0.00	0	0.00	0.00	15.67

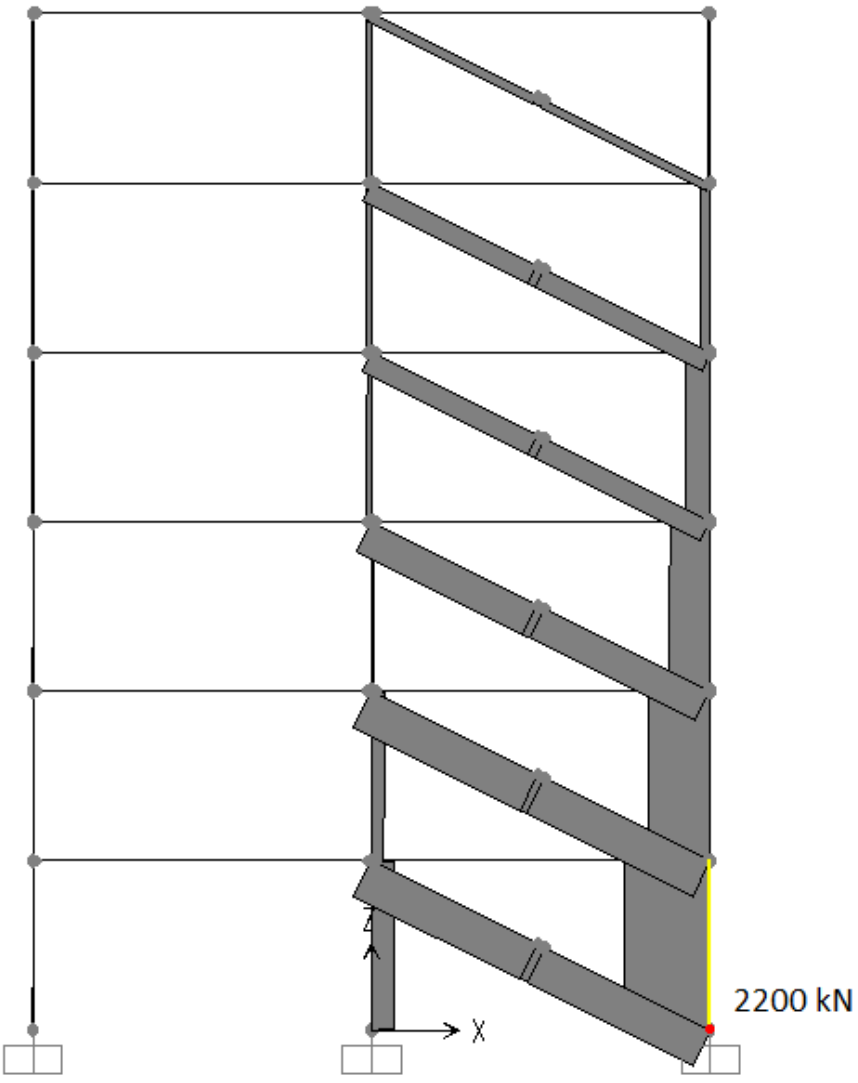
Kolonların ileri hasar bölgesine geçenlerin her bir katta taşıdıkları kesme kuvvetinin o kattaki toplam kesme kuvvetine oranı (DBYBHY madde 7.7.3.b) %20'nin altında; yine her hangi iki ucundan biri minimum hasar bölgesini geçenlerin ise taşıdıkları kesme kuvvetinin o kattaki toplam kesme kuvvetine oranı (DBYBHY madde 7.7.3.c) %30'un altında olması gerekmektedir.

Sonuç olarak, çizelge (5.5)'e bakıldığında iki koşul da sağlanmaktadır. BÖÇ elemanlar yanal yükleme sonucu büyük eksenel kuvvetler taşımaktadır. Bunun sonucu olarak da mevcut binaya göre BÖÇ eklenmiş binadaki kolonlarda bir miktar

eksenel yük ve kesme kuvveti artışı gerçekleşmektedir. Bu durumun en belirgin olarak gerçekleştiği kat ise beklenildiği gibi 1. kattır. BÖÇ elemanların eklenmesi ile binanın kat ötelenmeleri sınırlanmış olsa da alt kattaki kolonlarda yerel güçlendirme ihtiyacı doğabilir.

Şekil 5.8'de BÖÇ ile birleşen kolonlardaki normal kuvvet artışı görülmektedir. Kolonlarda eksenel yükün aşağıdaki koşulu sağlaması gerekmektedir.

$$\frac{N_{dm}}{0.5 * f_{ck}} \leq A_c \qquad \textbf{(5.3)}$$



Şekil 5.8 : TS2'de AEDYY sonucu kolon normal kuvvetleri.

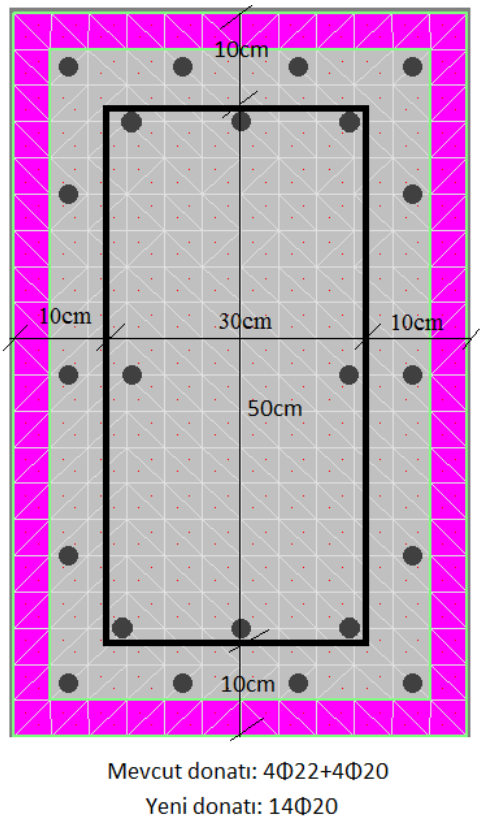
5.5 Kolon Mantolaması Yapılarak Hedef Performans Düzeyinin Yakalanması

Mevcut binanın BÖÇ kullanılarak güçlendirilmesi sırasında kolon hasarlarının minimuma indirildiği görülse de BÖÇ ile birleşen kolonlardaki eksenel yük artışının fazla olması sebebiyle denklem (5.3)'teki kontrolün sağlanmadığı belirlenmiştir. BÖÇ ile birleşen kolonlarda betonarme mantolama yapılarak hedeflenen performans düzeyinin yakalandığı bu bölümde gösterilecektir.

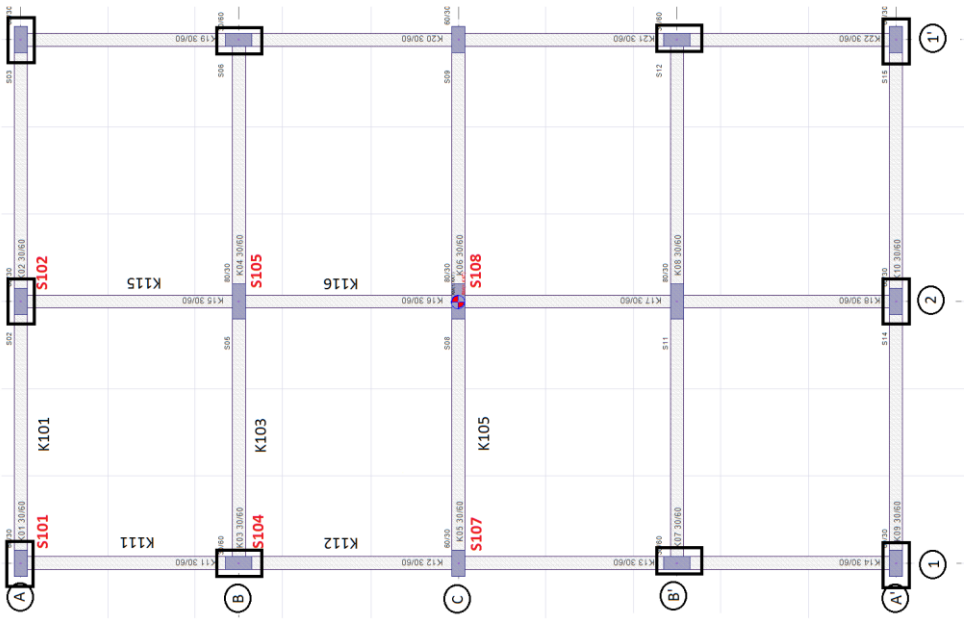
Mantolama yapılması kesit rijitliklerini değiştirdiği için yapılan analizlerin tekrarlanması gerekmektedir. Bu bölümde, Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi tekrarlanarak binanın performans düzeyi yeniden hesaplanmıştır.

5.5.1 Kolon mantolaması

Yapının rijitlik merkezinin kaymaması için simetrik şekilde mantolama yapılmıştır. Mantolama katmanı 10cm kalınlığında seçilmiş ve beton sınıfı olarak da C20 kullanılmıştır. Mantolanan kolonların kesiti şekil 5.8'de gösterilmiştir. Şekil 5.9'da ise mantolanan kolonların plandaki yeri gösterilmiştir.



Şekil 5.9 : Kolon mantolaması.



Şekil 5.10 : Mantolanan kolonların plandaki yeri.

5.6 BÖÇ ve Kolon Mantolaması İle Güçlendirilen Binanın Performans Düzeyinin AEDYY İle Belirlenmesi

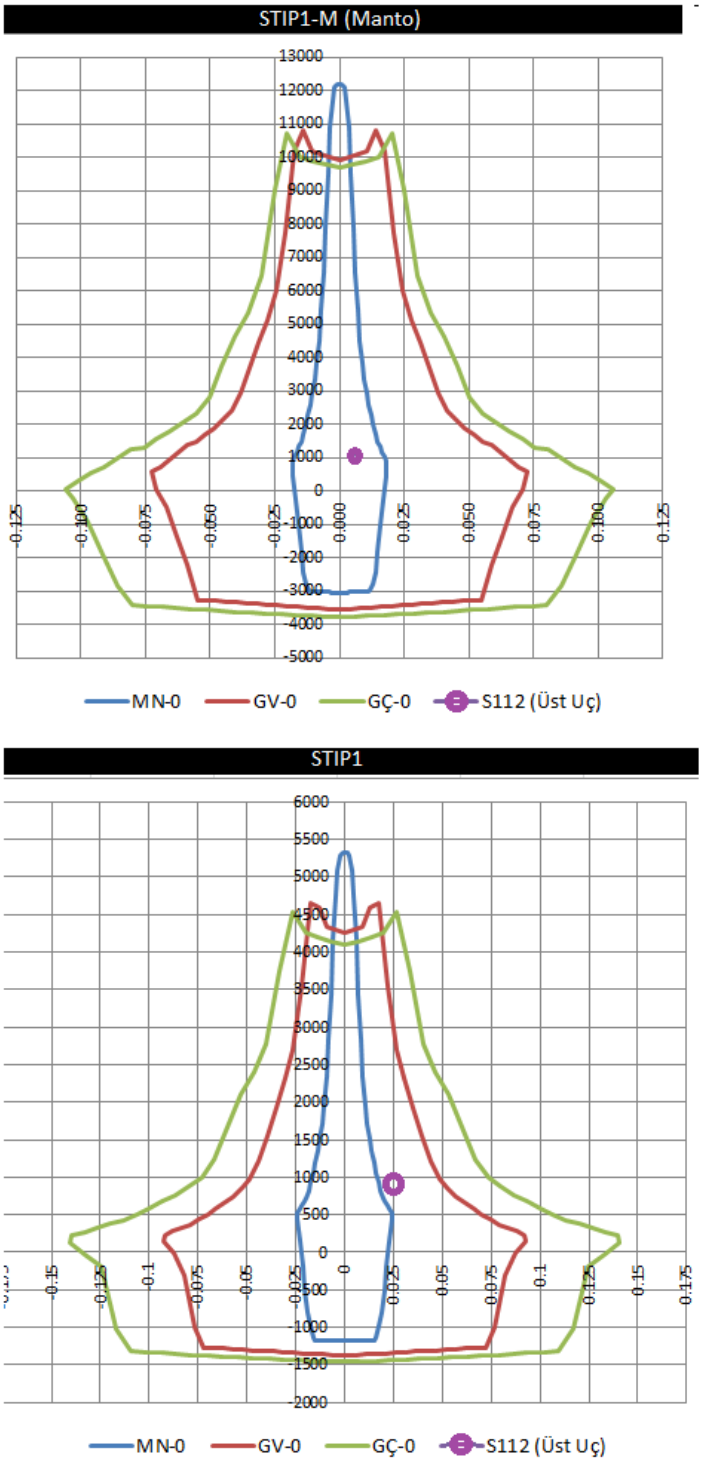
X ve Y doğrultularında yapılan artımsal itme analizleri sonucu kolonlarda oluşan maksimum eksenel kuvvetin $N_{dm}/0.5f_{ck} \leq A_c$ koşulu da kontrol edilmiştir.

Çizelge 5.8: Kolonlardaki boyutsuz eksenel yükün kontrolü.

Deprem	Kolon	Mevcut A_c (mm^2)	Manto A_c (mm^2)	N_{dm} (kN)	Mevcut n<0.5	Manto n<0.5
X Doğrultusu	S103	180000	400000	2200	0.61	0.28
	S106	180000	400000	1600	0.44	0.20
	S109	180000	-	1575	0.44	0.44
	S112	180000	400000	1550	0.43	0.19
	S115	180000	400000	2200	0.61	0.28
Y Doğrultusu	S104	180000	400000	2165	0.60	0.27
	S106	180000	400000	2165	0.60	0.27
	S107	180000	-	880	0.24	0.24
	S109	180000	-	880	0.24	0.24

Çizelge 5.8'de görüldüğü gibi, kolonlarda mantolama öncesi eksenel yük kontrolü yapıldığında sınır değer olan 0.5'in S103 ve S115 kolonlarında aşıldığı, diğer kolonlarda ise çok yaklaşıldığı görülmektedir. Mantolama sonucu ise tüm kolonlar sınır değerin altında kalmıştır.

TS2 binanın ilk iki katındaki bazı kolonların mantolanması sonucu kolon hasarları da önemli ölçüde azaltılmıştır. Örnek olması açısından betonarme mantolama yapılmadan önceki ve sonraki durumlar için S112 kolonun hasar durumu şekil 5.11'de gösterilmiştir.



Şekil 5.11 : Mantolama sonrası ve öncesi kolon hasar durumu.

Çizelge 5.9: AEDYY sonucu TS2-mantolu binada kolon hasar dağılımı.

X DOĞRULTUSU										
KAT	MHB		BHB		İHB		GB		Madde 7.7.3.b	Madde 7.7.3.c
	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Adet	%	%	%
6. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
5. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
4. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
3. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
2. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
1. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
Y DOĞRULTUSU										
KAT	MHB		BHB		İHB		GB		Madde 7.7.3.b	Madde 7.7.3.c
	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Adet	%	Kesme %	Kesme %
6. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
5. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	5.00	0.00
4. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
3. Kat	15	100.00	0	0.00	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00
2. Kat	13	86.67	2	13.33	0	0.00	0	0.00	0.00	9.95
1. Kat	13	86.67	2	13.33	0	0.00	0	0.00	0.00	11.17

Sonuç olarak, BÖÇ uygulaması sonucu normal kuvveti artış gösteren kolonlarda betonarme mantolama yapılarak hedef performans düzeyi olan can güvenliği performans düzeyi sağlanmıştır.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

1975 tarihli ABYBHY'e göre boyutlandırılmış 6 katlı betonarme bir binanın mevcut performans değerlendirmesi doğrusal ve doğrusal olmayan analiz yöntemleriyle belirlenmiş ve konutlar için öngörülen "can güvenliği" performans seviyesinin sağlanmadığı gözlemlenmiştir. Tez kapsamında konu alınan Burkulması Önlenmiş Çaprazlar (BÖÇ) kullanılarak mevcut binanın performans değerlendirmesi tekrar yapılmış ve bazı kolonlarda ilave betonarme mantolama yapılarak can güvenliği performans seviyesinin sağlanabileceği tespit edilmiştir.

6.1 Çalışmanın Uygulama Alanı

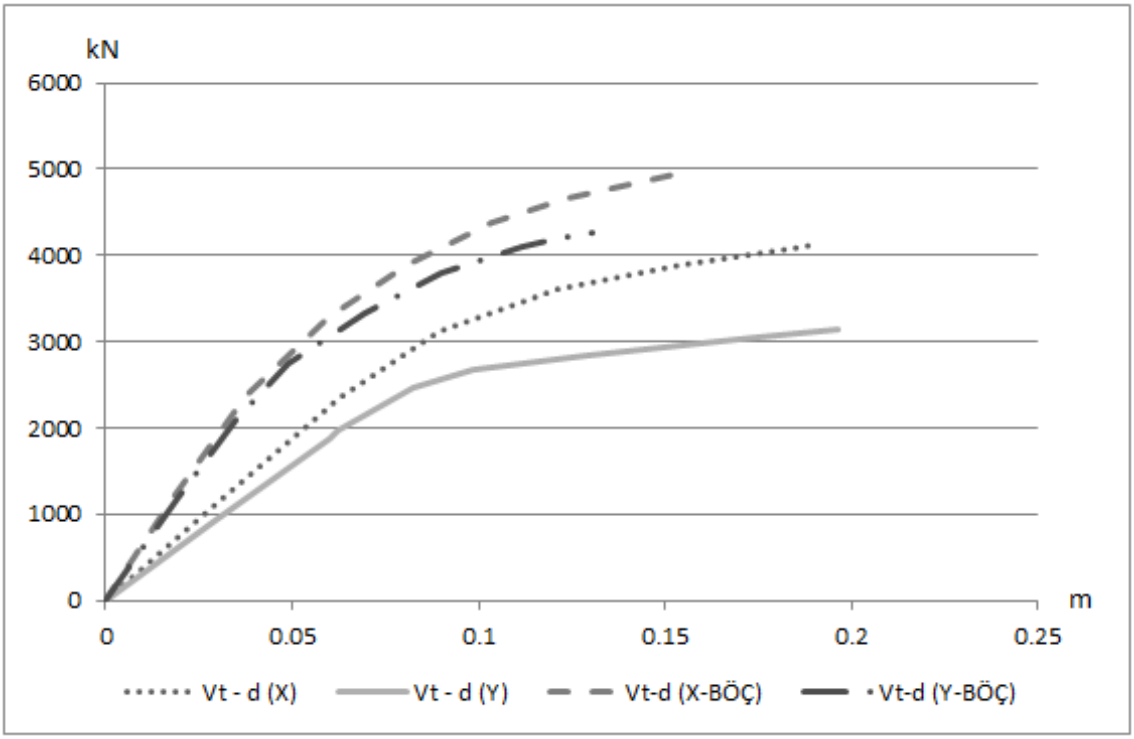
6 katlı, 4x2 açıklıklı kolon ve kiriş çerçeve sisteminden teşkil edilmiş betonarme bir bina değerlendirilmiştir. Binanın 1. derece deprem bölgesinde ve Z2 zemin sınıfında yer aldığı varsayılmıştır. Bu çalışmada ele alınan BÖÇ sistemi özellikle çelik taşıyıcı sisteme sahip binalard ve buna ilave olarak betonarme taşıyıcı sisteme sahip binalarda kullanılmaktadır. Ülkemizde henüz yaygın olmamakla birlikte ABD ve Japonya'da yaygın bir şekilde kullanılmaktadır.

6.2 Sonuçlar

Yapılan tez çalışması ile aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

- Mevcut betonarme binaların kolon boyutlarının küçük olması, sadece kolon ve kiriş taşıyıcı sisteme sahip olması yatay rititliklerinin önemli derecede düşük olmasına sebep olmaktadır. Bu tez kapsamında ve daha önceki yapılan çalışmalarada 1975 tarihli ABYBHY'e göre tasarlanmış binaların can güvenliği performans seviyesini sağlayamadığı pek çok kez belirlenmiştir.
- Mevcut binaların güçlendirilmesi zahmetli bir iş olmakla birlikte, klasik güçlendirme yöntemlerine göre BÖÇ ile yapılan güçlendirmenin daha kolay yapılabildiği açıktır.

- Birleşim bölgelerinde kesme güvenliği kontrolü yapılırken, uygulama sırasında birleşim bölgesine yeterince etriye koyulamadığı göz önüne alınması ve buna göre kapasite hesabı yapılması daha gerçekçi sonuçlar vereceği düşünülmektedir.
- Her iki doğrultuda da yerleştirilen BÖÇ ile yapının yatay rijitliği önemli ölçüde arttırılabilmiş ve deprem deplasman talepleri azalmıştır. Böylece, düğüm noktalarında daha az şekil değiştirme meydana getirilerek mevcut elemanların hasar seviyeleri düşürülmüştür.

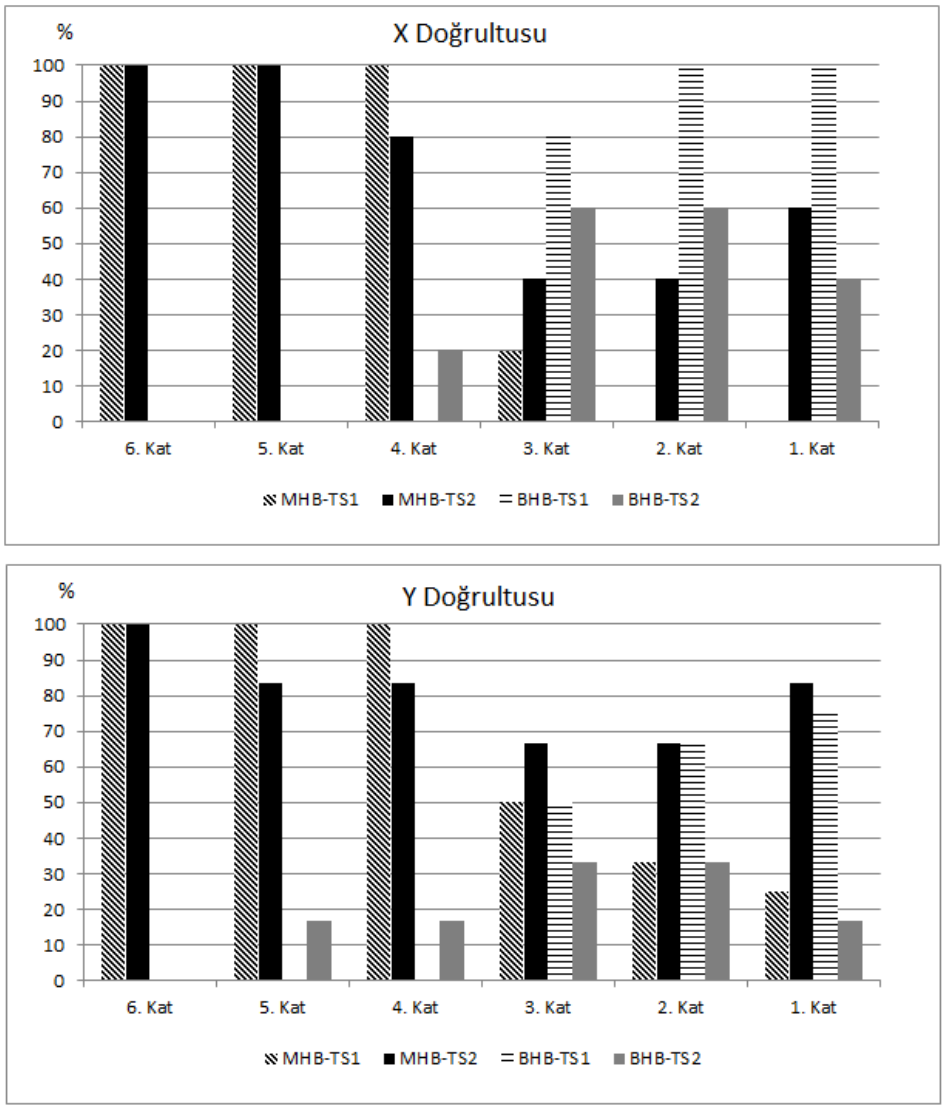


Şekil 6.1 : Taban kesme kuvveti – deplasman karşılaştırması.

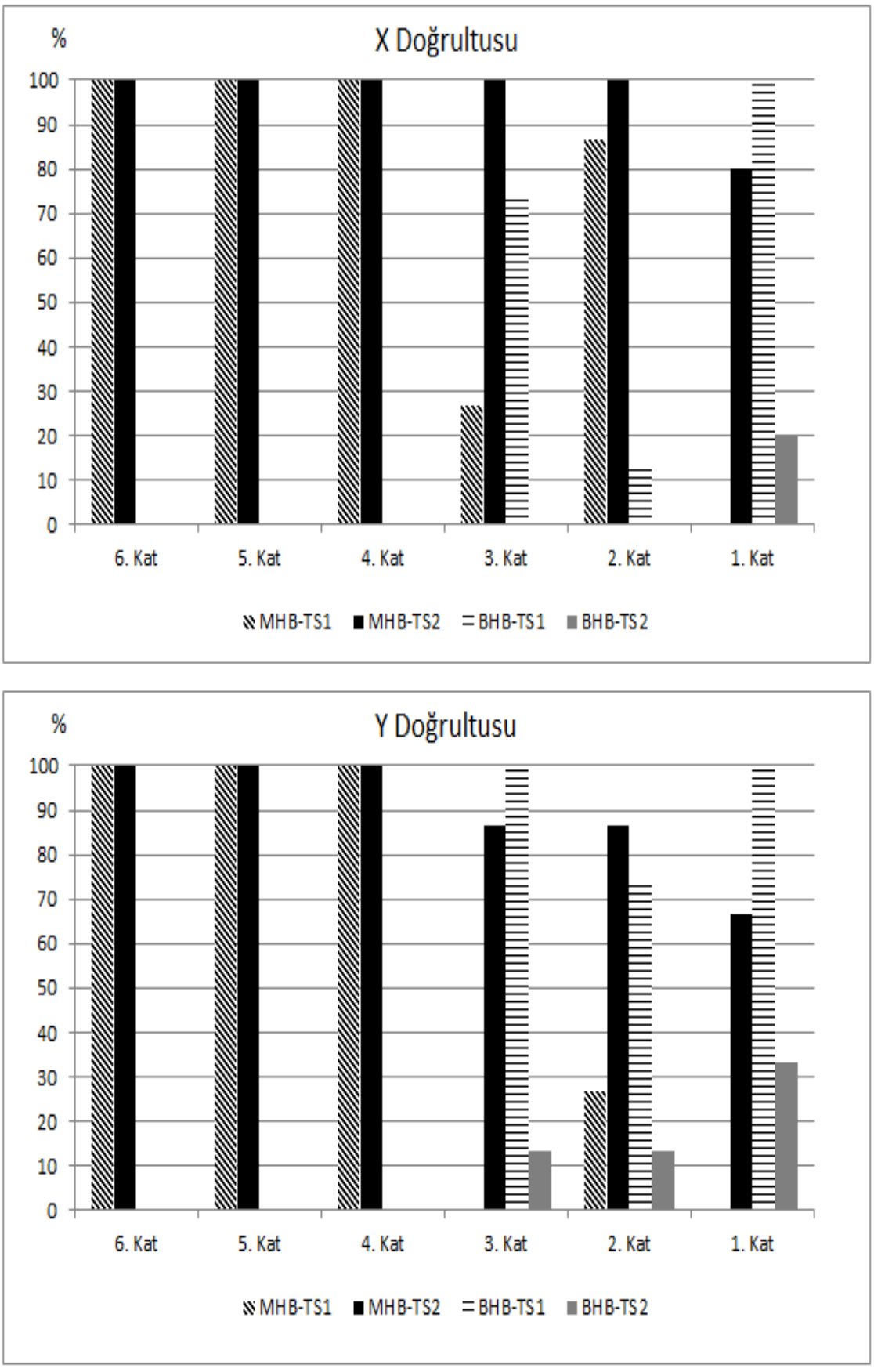
- BÖÇ ile yapılan güçlendirmenin ilk katlardaki ilişkili kolonlarda eksenel yük isteminin artmasına sebep olduğu belirlenmiştir. Bu durumda, ilgili kolondaki mafsalda fazla bir şekil değiştirme olmasa bile aşırı eksenel yük artışı hasar düzeyini artırmaktadır. Bu durumda özellikle alt katlardaki kolonlarda betonarme mantolamanın yapılması kolon eksenel yük kapasitelerini arttıracağı gibi hasar düzeyini minimuma çekecektir. Yapılan çalışmada da bu yarar görülmüştür. Betonarme mantolama yapılırken simetrik bir uygulama yapılması ile burulma düzensizliğinin oluşmasının engellenebileceği unutulmamaldır.

- Performans değerlendirmesi yapılırken kullanılan Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ve Zaman Tanım Alaınında Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemi karşılaştırılmış ve dinamik hesabın özellikle kirişlerde daha elverişsiz sonuçlar gösterdiği belirlenmiştir. 3 adet deprem kaydının kullanılması sebebiyle sonuçların maksimumunun kullanılması bu durumun çıkmasına sebep olan etkenlerden biri olarak görülebilir. Özellikle dinamik hesaplarda kirişlerde belirgin hasar bölgesine geçen kiriş sayısındaki artış dikkat çekicidir.

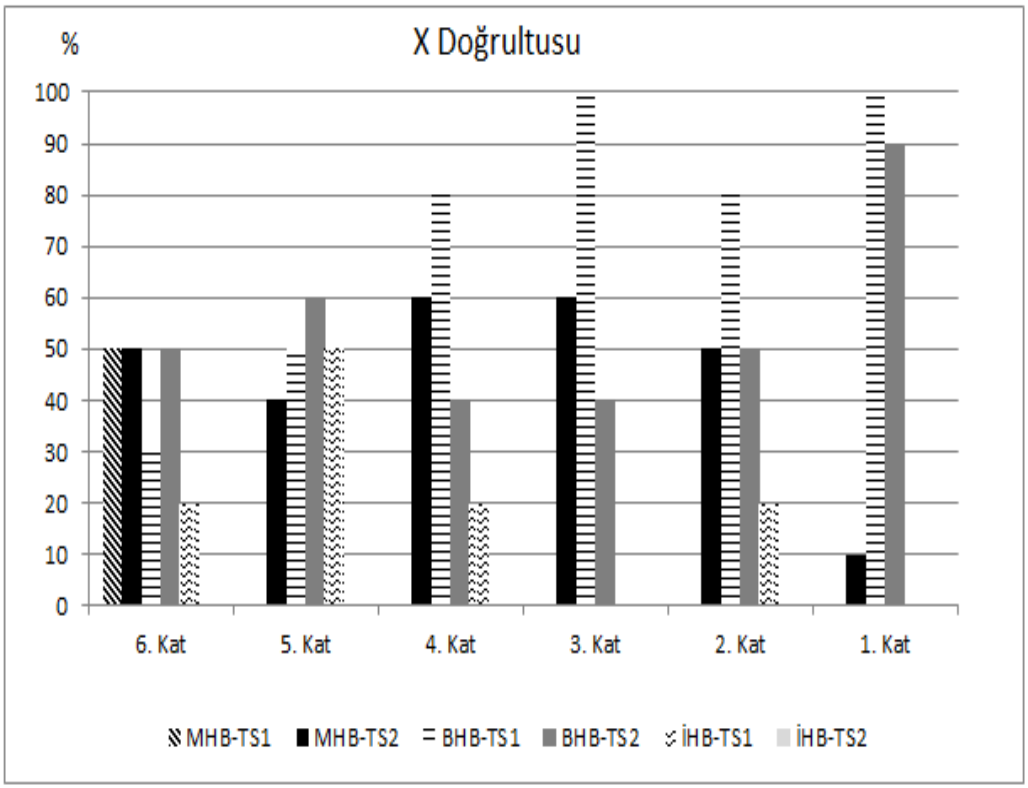
- TS1 ve TS2 için yapılan Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü analizi ve Zaman Tanım Alanında Analiz sonucu elemanlardaki hasar düzeyleri aşağda özetlenmiştir:

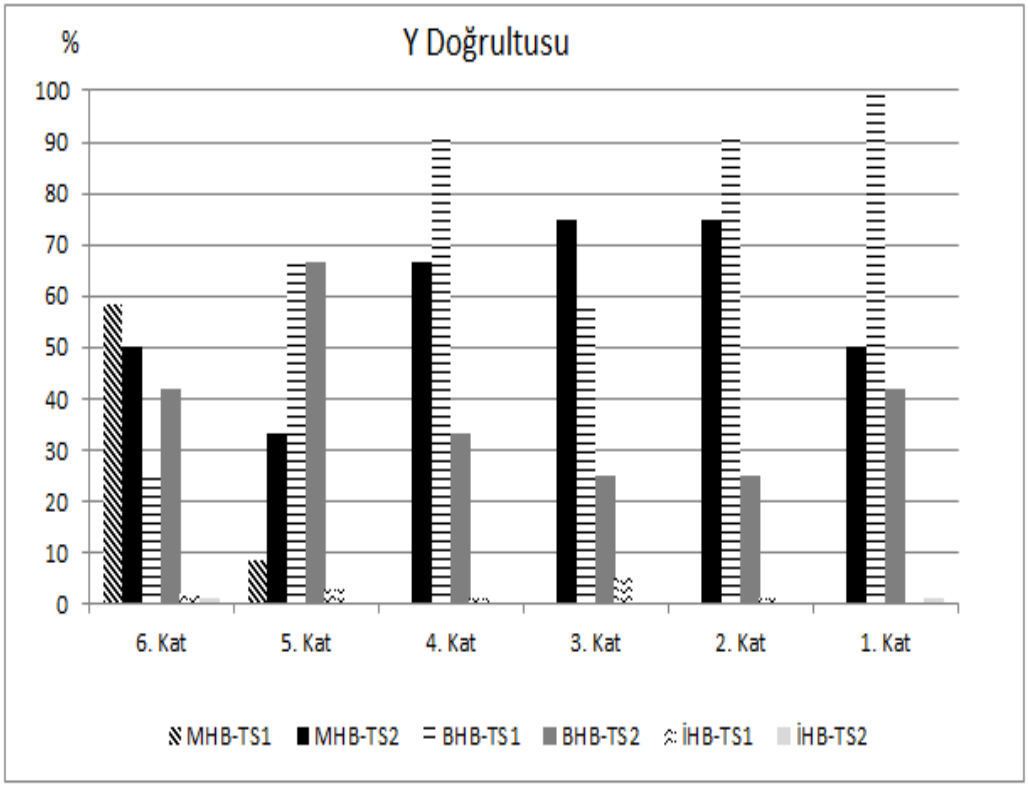


Şekil 6.2 : AEDYY sonucu kirişlerdeki hasar karşılaştırması

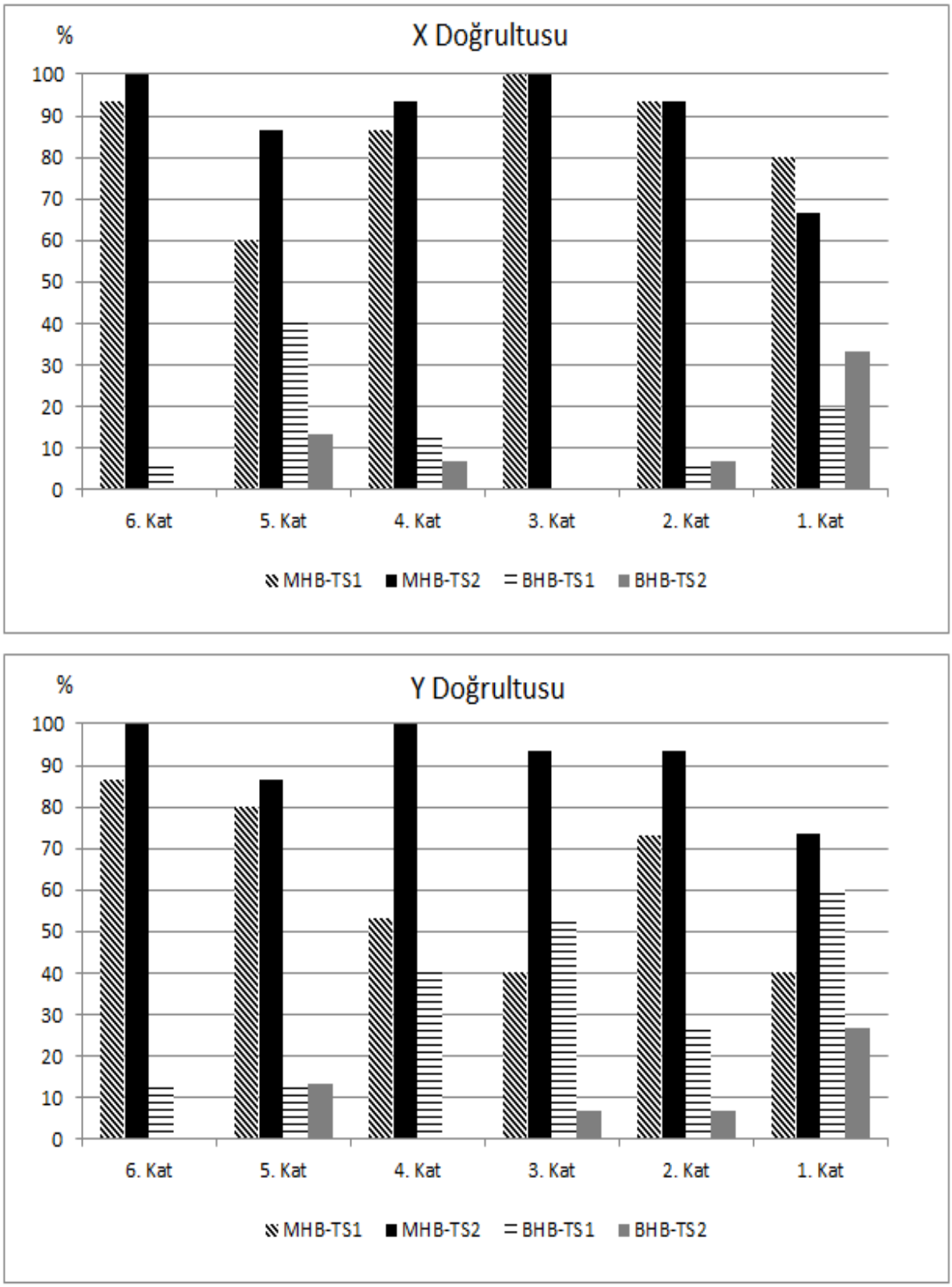


Şekil 6.3 : AEDYY sonucu kolonlardaki hasar karşılaştırması





Şekil 6.4 : ZTADOA sonucu kirişlerdeki hasar karşılaştırması



Şekil 6.5 : ZTADOA sonucu kolonlardaki hasar karşılaştırması

KAYNAKLAR

[1] **Yoshino, T., Karino, Y.** (1971). Experimental study on shear wall with braces: Part 2 - Summaries of technical papers of annual meeting, Volume 11, Architectural Institute of Japan, *Structural Engineering* Section, p. 403-404.

[2] **AISC** (2005). Detailing for Steel Construction, American Institute of Steel Construction, USA.

[3] **SEAOC** (1993). Professional Practices Committee, Structural Engineers Association of California, USA.

[4] **Clark, P., Aiken, I., Kasai, K., Ko, E., and Kimura, I.** (1999). *Design procedures for buildings incorporating hysteretic damping devices.* Proceedings of the 68th Annual Convention, pp. 355-371, Structural Engineers Association of California, Sacramento, USA.

[5] **Sabelli, R., Mahin, S.A., and Chang, C.** (2003). Seismic demands on steel braced-frame buildings with buckling-restrained braces. *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 5, pp. 655-666, Elsevier Science Limited, New York, USA.

[6] **Fahnestock, L.A., Sause, R., and Ricles, J.M.** (2003). *Analytical and experimental studies on buckling restraint braced composite frames*. Proceedings of International Workshop on Steel and Concrete Composite Construction (IWSCCC-2003), pp.177-188, Report No. NCREE-03-026, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei.

[7] **Uang, C.M., and Kiggins, S.** (2003). *Reducing residual drift of buckling-restrained braced frames as a dual system*. Proceedings of International Workshop on Steel and Concrete Composite Construction (IWSCCC-2003), pp.189-198, Report No. NCREE-03-026, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei.

[8] **Dunai, L.** (2011). Type Testing of Buckling Restrained Braces According to EN 15129, Hungary.

[9] **Bayülke N.** (1999). Depremlerde Hasar Gören Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi. 8. Baskı, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, İzmir.

[10] **Boduroğlu, H., Aydın, E.** (2006). Yapıların Deprem Davranışlarının İyileştirilmesi İçin Çelik Çapraz Elemanlarının Optimum Yerleşimi, İstanbul.

[11] **MEGEP** (2006). İnşaat Teknolojisi, Deprem İzolatör Sistemleri, Ankara.

[12] **Hussain, S., Benschoten, P., Satari, M., Lin, S.** (2005). Buckling Restrained Braced Frame (BRBF) Structures: Analysis, Design and Approvals Issues. Coffman Engineers, Inc.

[13] **López, E., Sabelli, R.** (2004). Seismic Design of Buckling-Restrained Braced Frames, Steel TIPS.

[14] **Engelhardt, M.** (2007). Design of Sesimic Resistant Steel Building Structures. University of Texas at Austin.

[15] **DBYBHY** (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

[16] **FEMA 450** (2004). 2003 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures Part1: Provisions, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (FEMA Publication No. 450).

[17] **Fahjan, Y., Başak, K., Kubin, J., Tan, M.** (2011). Perdeli Betonarme Yapılar İçin Doğrusal Olmayan Analiz Metotları.

[18] **Kutaniş, M.** (2011). Yapı ve deprem mühendisliğinde performans yaklaşımı - 2. İMO Sakarya Bülteni, Sakarya, İstanbul.

[19] **Fahjan, Y.** (2008). Türkiye Deprem Yönetmeliği Tasarım İvme Spektrumuna Uygun Gerçek Kayıtların Seçilmesi ve Ölçeklenmesi.

[20] **Girgin, K.** (1996). *Betonarme Yapı Sistemlerinde İkinci Mertebe Limit Yükün ve Göçme Güvenliğinin Belirlenmesi İçin Bir Yük Artımı Yöntemi*, Doktora Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü.

[21] **ideCAD Statik** (2012). ideYAPI Bilgisayar Destekli Tasarım, Bursa.

[22] **SAP2000** (2009). Structural Analysis Program, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

[23] **XTRACT** (2009). Cross Section Analysis Program For Structural Engineers, Imbsen Software Systems.

[24] **SesimoSignal** (2012). Seismosoft, Eartquake Engineering Software Solutions, Messina, Italy.

[25] **Wilson, E. L.** (2004). Static and Dynamic Analysis of Structures (4th ed.). Berkeley, CA: Computers and Structures, Inc.

[26] **AISC360-05** (2005). American Institute of Steel Construction.

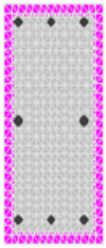
[27] **Star Seismic** (2003). PowerCat test 1 (TR-2003_04, Star Seismic Final Report).

EKLER

EK A: Kolon ve kiriş mafsal tanımlamaları
EK B: BÖÇ plan yerleşimi
EK C: Kiriş hasar durumları CD içinde
EK D: Kolon hasar durumları CD içinde
EK E: Birleşim bölgesi kontrolü CD içinde

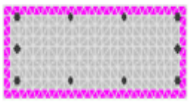
EK A

S104 - 30cm x 60cm - STIP1 - (4Φ22 + 4Φ20)									
0°			45°				90°		
P (XTRACT) kN	Mxx kNm	P (SAP2000) kN	P (XTRACT) kN	Mxx kNm	Myy kNm	P (SAP2000) kN	P (XTRACT) kN	Myy kNm	P (SAP2000) kN
5308.00	0.00	-5308.00	5308.00	0.00	0.00	-5308.00	5308.00	0.00	-5308.00
5191.00	14.69	-5191.00	5216.00	7.36	1.58	-5216.00	5210.00	3.30	-5210.00
4643.00	116.30	-4643.00	4767.00	79.66	14.73	-4767.00	4671.00	46.13	-4671.00
3466.00	329.80	-3466.00	3806.00	227.00	48.05	-3806.00	3482.00	147.50	-3482.00
2460.00	448.30	-2460.00	2612.00	361.00	66.26	-2612.00	2511.00	197.20	-2511.00
1745.00	503.60	-1745.00	1698.00	402.70	71.65	-1698.00	1822.00	217.50	-1822.00
1391.00	488.40	-1391.00	1073.00	392.80	70.06	-1073.00	1364.00	217.40	-1364.00
1116.00	469.80	-1116.00	636.80	361.90	68.10	-636.80	1059.00	205.10	-1059.00
893.80	451.80	-893.80	349.50	321.90	67.96	-349.50	794.90	192.70	-794.90
705.20	435.30	-705.20	139.80	287.40	64.79	-139.80	583.90	181.80	-583.90
588.30	420.20	-588.30	-40.07	256.10	60.58	40.07	427.30	170.70	-427.30
414.60	386.70	-414.60	-191.20	229.20	56.53	191.20	320.90	161.40	-320.90
-160.30	256.60	160.30	-658.10	127.80	35.32	658.10	121.90	142.80	-121.90
-724.30	112.60	724.30	-968.50	49.99	15.91	968.50	-436.80	84.50	436.80
-1016.00	37.60	1016.00	-1113.00	13.30	5.32	1113.00	-1013.00	15.42	1013.00
-1166.00	0.00	1166.00	-1166.00	0.00	0.00	1166.00	-1166.00	0.00	1166.00



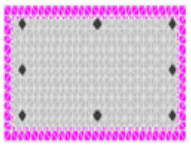
Şekil A.1 : STIP1 mafsalının özellikleri.

S105 - 80cm x 30cm - STIP2 - (6Φ26 + 4Φ20)									
0°			45°				90°		
P (XTRACT) kN	Mxx kNm	P (SAP2000) kN	P (XTRACT) kN	Mxx kNm	Myy kNm	P (SAP2000) kN	P (XTRACT) kN	Myy kNm	P (SAP2000) kN
6903.00	0.00	-6903.00	6903.00	0.00	0.00	-6903.00	6903.00	0.00	-6903.00
6784.00	4.53	-6784.00	6796.00	1.86	14.94	-6796.00	6766.00	26.84	-6766.00
6085.00	62.74	-6085.00	6206.00	16.18	151.10	-6206.00	6076.00	203.60	-6076.00
4524.00	198.70	-4524.00	4927.00	54.24	437.80	-4927.00	4552.00	578.70	-4552.00
3271.00	265.10	-3271.00	3390.00	67.92	681.30	-3390.00	3234.00	783.50	-3234.00
2378.00	293.90	-2378.00	2283.00	73.78	757.30	-2283.00	2334.00	861.90	-2334.00
1853.00	293.60	-1853.00	1527.00	71.78	742.20	-1527.00	1819.00	841.10	-1819.00
1468.00	279.80	-1468.00	1019.00	72.10	682.80	-1019.00	1411.00	814.30	-1411.00
1166.00	265.70	-1166.00	641.80	71.19	618.40	-641.80	1157.00	778.50	-1157.00
914.50	252.60	-914.50	327.00	70.03	559.90	-327.00	951.20	743.70	-951.20
687.90	237.00	-687.90	109.10	70.44	506.20	-109.10	778.40	712.20	-778.40
553.10	225.30	-553.10	-268.70	62.36	399.00	268.70	352.80	612.40	-352.80
156.40	186.40	-156.40	-866.00	34.98	212.70	866.00	-456.80	370.50	456.80
-615.40	102.70	615.40	-1269.00	14.43	77.97	1269.00	-1073.00	148.80	1073.00
-1291.00	20.41	1291.00	-1432.00	5.59	19.16	1432.00	-1326.00	57.47	1326.00
-1486.00	0.00	1486.00	-1486.00	0.00	0.00	1486.00	-1486.00	0.00	1486.00



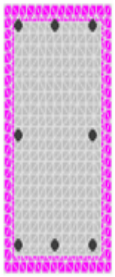
Şekil A.2 : STIP2 mafsalının özellikleri.

S107 - 60cm x 30cm - STIP3 - (8Φ20)									
0°			45°				90°		
P (XTRACT) kN	Mxx kNm	P (SAP2000) kN	P (XTRACT) kN	Mxx kNm	Myy kNm	P (SAP2000) kN	P (XTRACT) kN	Myy kNm	P (SAP2000) kN
5107.00	0.00	-5107.00	5107.00	0.00	0.00	-5107.00	5107.00	0.00	-5107.00
5026.00	2.96	-5026.00	5035.00	1.35	6.18	-5035.00	5011.00	12.87	-5011.00
4529.00	43.77	-4529.00	4627.00	14.12	73.11	-4627.00	4510.00	107.30	-4510.00
3381.00	143.50	-3381.00	3710.00	47.27	215.70	-3710.00	3375.00	314.90	-3375.00
2440.00	192.40	-2440.00	2556.00	65.08	347.00	-2556.00	2403.00	428.50	-2403.00
1778.00	211.70	-1778.00	1676.00	70.19	386.10	-1676.00	1728.00	476.90	-1728.00
1373.00	211.20	-1373.00	1077.00	68.72	374.00	-1077.00	1379.00	462.10	-1379.00
1083.00	200.30	-1083.00	656.70	67.31	342.70	-656.70	1106.00	444.00	-1106.00
829.20	188.60	-829.20	379.30	66.68	304.00	-379.30	886.10	426.30	-886.10
627.60	178.50	-627.60	176.30	63.17	270.90	-176.30	699.00	410.10	-699.00
479.80	168.20	-479.80	10.22	59.33	242.70	-10.22	583.40	395.30	-583.40
382.10	159.70	-382.10	-176.90	53.04	208.20	176.90	394.60	359.10	-394.60
93.60	131.90	-93.60	-615.80	31.39	112.40	615.80	-152.70	233.80	152.70
-446.00	72.54	446.00	-889.60	13.28	42.66	889.60	-678.50	97.50	678.50
-923.70	13.86	923.70	-1012.00	4.62	11.22	1012.00	-923.70	33.65	923.70
-1056.00	0.00	1056.00	-1056.00	0.00	0.00	1056.00	-1056.00	0.00	1056.00



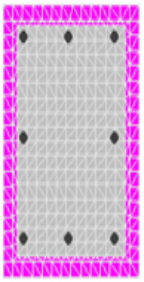
Şekil A.3 : STIP3 mafsalının özellikleri.

S307 - 30cm x 50cm - STIP4 - (8Φ20)									
0°			45°				90°		
P (XTRACT) kN	Mxx kNm	P (SAP2000) kN	P (XTRACT) kN	Mxx kNm	Myy kNm	P (SAP2000) kN	P (XTRACT) kN	Myy kNm	P (SAP2000) kN
4379.00	0.00	-4379.00	4379.00	0.00	0.00	-4379.00	4379.00	0.00	-4379.00
4306.00	8.47	-4306.00	4328.00	3.55	1.15	-4328.00	4319.00	2.29	-4319.00
3863.00	79.11	-3863.00	3977.00	51.40	13.99	-3977.00	3883.00	38.99	-3883.00
2881.00	229.00	-2881.00	3191.00	148.30	46.41	-3191.00	2896.00	124.80	-2896.00
2035.00	313.90	-2035.00	2190.00	238.10	67.11	-2190.00	2076.00	168.80	-2076.00
1432.00	354.40	-1432.00	1391.00	269.10	72.98	-1391.00	1486.00	188.20	-1486.00
1133.00	344.50	-1133.00	838.20	262.90	71.91	-838.20	1129.00	189.00	-1129.00
894.40	332.10	-894.40	453.10	241.40	69.69	-453.10	873.50	179.60	-873.50
699.80	320.00	-699.80	209.10	216.40	66.38	-209.10	647.10	169.50	-647.10
532.50	308.80	-532.50	32.33	193.10	62.50	-32.33	463.40	160.70	-463.40
439.00	299.30	-439.00	-114.00	172.80	58.68	114.00	333.40	151.70	-333.40
283.60	274.50	-283.60	-269.40	149.70	53.39	269.40	247.70	144.10	-247.70
-201.60	182.50	201.60	-668.40	81.39	31.84	668.40	-9.39	119.20	9.39
-676.00	80.95	676.00	-899.10	33.14	13.35	899.10	-490.90	66.40	490.90
-923.70	27.71	923.70	-1012.00	9.24	4.62	1012.00	-923.70	13.86	923.70
-1056.00	0.00	1056.00	-1056.00	0.00	0.00	1056.00	-1056.00	0.00	1056.00



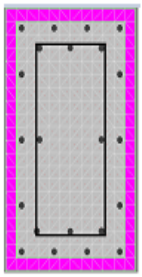
Şekil A.4 : STIP4 mafsalının özellikleri.

S504 - 30cm x 40cm - STIP5 - (8Φ16)									
0°			45°				90°		
P (XTRACT) kN	Mxx kNm	P (SAP2000) kN	P (XTRACT) kN	Mxx kNm	Myy kNm	P (SAP2000) kN	P (XTRACT) kN	Myy kNm	P (SAP2000) kN
3392.00	0.00	-3392.00	3392.00	0.00	0.00	-3392.00	3392.00	0.00	-3392.00
3332.00	3.99	-3332.00	3344.00	1.82	0.87	-3344.00	3337.00	1.89	-3337.00
3004.00	42.11	-3004.00	3089.00	24.71	11.61	-3089.00	3011.00	28.36	-3011.00
2246.00	131.80	-2246.00	2491.00	77.01	40.51	-2491.00	2249.00	94.24	-2249.00
1613.00	177.60	-1613.00	1721.00	122.90	60.84	-1721.00	1627.00	126.00	-1627.00
1172.00	196.20	-1172.00	1102.00	136.80	65.41	-1102.00	1192.00	138.10	-1192.00
921.80	192.80	-921.80	672.20	130.50	64.46	-672.20	917.10	137.70	-917.10
744.60	184.90	-744.60	376.00	118.40	61.29	-376.00	721.80	130.00	-721.80
598.50	177.10	-598.50	179.20	106.60	54.61	-179.20	554.30	122.30	-554.30
459.30	167.80	-459.30	42.99	93.14	50.24	-42.99	420.60	115.50	-420.60
375.60	159.70	-375.60	-67.83	81.29	46.52	67.83	322.90	108.70	-322.90
306.30	151.60	-306.30	-163.60	70.76	43.17	163.60	256.80	102.90	-256.80
8.47	110.30	-8.47	-377.80	44.84	26.90	377.80	91.53	87.24	-91.53
-356.60	52.30	356.60	-570.50	16.71	10.41	570.50	-258.40	49.44	258.40
-591.20	12.92	591.20	-647.50	4.31	2.90	647.50	-591.20	8.70	591.20
-675.70	0.00	675.70	-675.70	0.00	0.00	675.70	-675.70	0.00	675.70



Şekil A.5 : STIP5 mafsalının özellikleri.

S104M - 50cm x 80cm - STIP1 (Manto) - (4Φ22 + 18Φ20)									
0°			45°				90°		
P (XTRACT) kN	Mxx kNm	P (SAP2000) kN	P (XTRACT) kN	Mxx kNm	Myy kNm	P (SAP2000) kN	P (XTRACT) kN	Myy kNm	P (SAP2000) kN
12200.00	0.00	-12200.00	12200.00	0.00	-0.87	-12200.00	12200.00	-0.87	-12200.00
11900.00	39.62	-11900.00	12000.00	18.84	5.43	-12000.00	12000.00	16.80	-12000.00
10600.00	345.60	-10600.00	11000.00	220.30	68.15	-11000.00	10700.00	187.80	-10700.00
7962.00	983.50	-7962.00	8746.00	626.00	218.80	-8746.00	7971.00	573.60	-7971.00
5662.00	1329.00	-5662.00	5999.00	985.40	316.20	-5999.00	5711.00	759.00	-5711.00
4005.00	1484.00	-4005.00	3812.00	1107.00	342.90	-3812.00	4013.00	837.00	-4013.00
3025.00	1476.00	-3025.00	2232.00	1076.00	342.10	-2232.00	2906.00	836.00	-2906.00
2358.00	1409.00	-2358.00	1136.00	982.50	325.10	-1136.00	2193.00	801.40	-2193.00
1819.00	1341.00	-1819.00	386.70	873.80	304.30	-386.70	1662.00	762.40	-1662.00
1349.00	1277.00	-1349.00	-164.40	771.90	282.70	164.40	1208.00	718.90	-1208.00
1029.00	1218.00	-1029.00	-573.80	683.00	265.20	573.80	822.80	675.10	-822.80
466.80	1077.00	-466.80	-1151.00	544.10	225.70	1151.00	545.70	639.90	-545.70
-882.90	688.00	882.90	-2102.00	281.40	127.60	2102.00	-712.10	445.00	712.10
-2211.00	258.40	2211.00	-2719.00	89.91	46.38	2719.00	-1991.00	205.40	1991.00
-2813.00	66.90	2813.00	-2970.00	14.97	9.81	2970.00	-2793.00	43.35	2793.00
-3014.00	0.00	3014.00	-3014.00	0.00	1.44	3014.00	-3014.00	1.44	3014.00

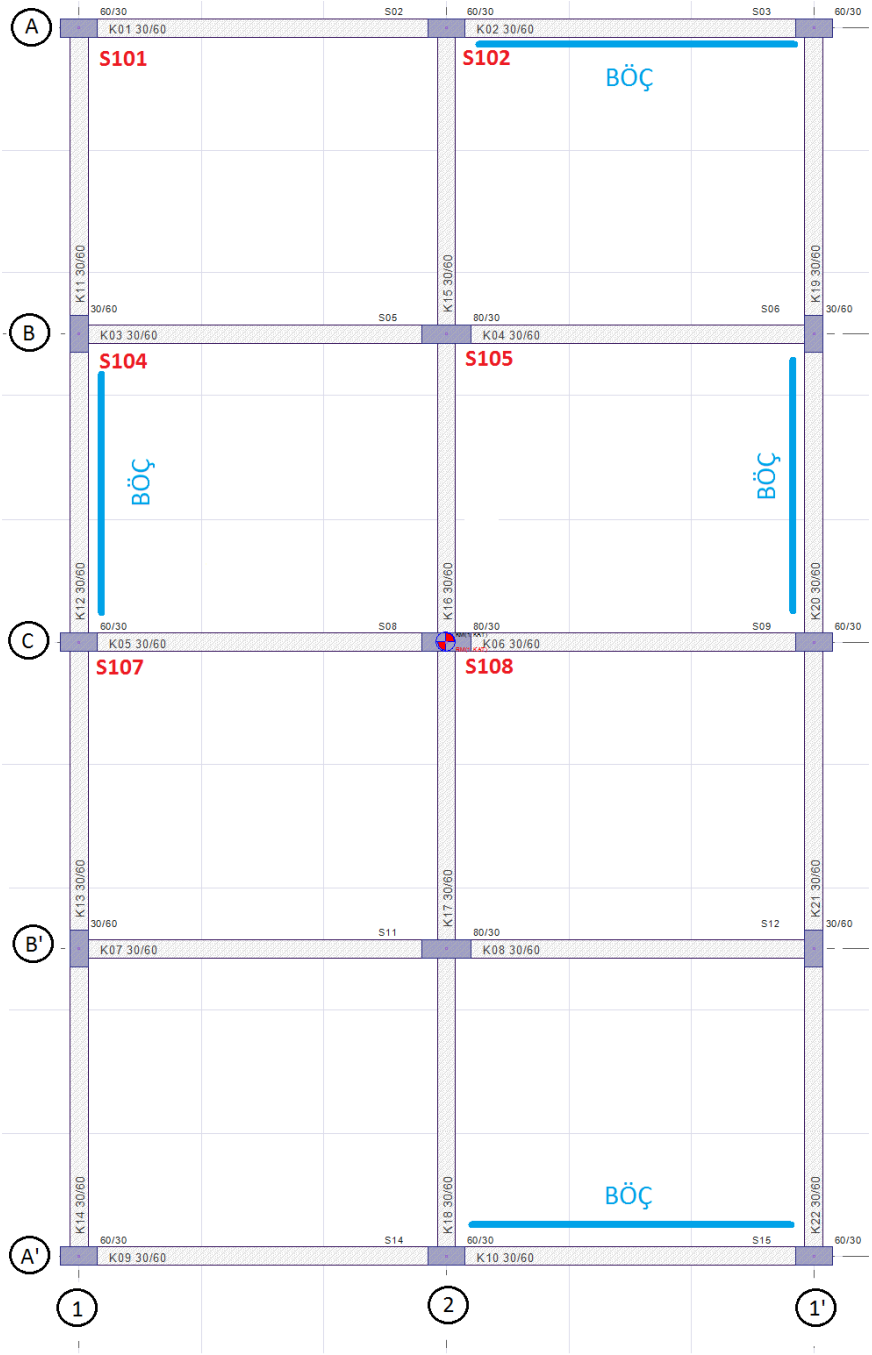


Şekil A.6 : STIP1-Manto mafsalının özellikleri.

TİP	BÖLGE	L_p (mm)	M_y (kNm)	Φ_y (rad/m)	θ_y (rad)	M_u (kNm)	Φ_u (rad/m)	θ_u (rad)	θ_p (rad)	Moment/ SF
TIP1	Negatif	300	285	0.005861	0.001758	322	0.06656	0.019968	0.0182	1.1298
	Pozitif	300	201.6	0.005495	0.001649	240.7	0.1067	0.03201	0.0304	1.1939
TIP2	Negatif	300	368.1	0.006733	0.00202	387	0.04753	0.014259	0.0122	1.0513
	Pozitif	300	202	0.005468	0.00164	243.8	0.1126	0.03378	0.0321	1.2069
TIP3	Negatif	300	314.6	0.006	0.0018	347.5	0.05887	0.017661	0.0159	1.1046
	Pozitif	300	202.9	0.005506	0.001652	241.2	0.1095	0.03285	0.0312	1.1888
TIP4	Negatif	300	545.2	0.007153	0.002146	531.9	0.02973	0.008919	0.0068	0.9756
	Pozitif	300	203.9	0.005345	0.001604	245.9	0.121	0.0363	0.0347	1.2060
TIP5	Negatif	300	208.2	0.005597	0.001679	244.3	0.09151	0.027453	0.0258	1.1734
	Pozitif	300	201.3	0.005614	0.001684	236.2	0.09603	0.028809	0.0271	1.1734
TIP6	Negatif	300	257.9	0.005746	0.001724	296.5	0.07408	0.022224	0.0205	1.1497
	Pozitif	300	200.5	0.005527	0.001658	240.6	0.1034	0.03102	0.0294	1.2000
TIP7	Negatif	300	322.4	0.006032	0.00181	355.3	0.05726	0.017178	0.0154	1.1020
	Pozitif	300	201.8	0.005472	0.001642	242.3	0.1098	0.03294	0.0313	1.2007
TIP8	Negatif	300	441.5	0.006606	0.001982	449.5	0.03772	0.011316	0.0093	1.0181
	Pozitif	300	202.6	0.005368	0.00161	245.1	0.1169	0.03507	0.0335	1.2098
TIP9	Negatif	300	291.4	0.005893	0.001768	326.9	0.06514	0.019542	0.0178	1.1218
	Pozitif	300	201.2	0.00548	0.001644	241.8	0.1069	0.03207	0.0304	1.2018
TIP10	Negatif	300	227.2	0.005654	0.001696	264.7	0.08482	0.025446	0.0237	1.1651
	Pozitif	300	200.8	0.005569	0.001671	238.1	0.09933	0.029799	0.0281	1.1858
TIP11	Negatif	300	517.4	0.007	0.0021	509.6	0.03117	0.009351	0.0073	0.9849
	Pozitif	300	204.6	0.005378	0.001613	245	0.1202	0.03606	0.0344	1.1975
TIP12	Negatif	300	185.1	0.005587	0.001676	169	0.1061	0.03183	0.0302	0.9130
	Pozitif	300	158.8	0.0055	0.00165	188.3	0.1049	0.03147	0.0298	1.1858
TIP13	Negatif	300	237.8	0.005769	0.001731	268.4	0.07052	0.021156	0.0194	1.1287
	Pozitif	300	159.1	0.005457	0.001637	190.2	0.1113	0.03339	0.0318	1.1955
TIP14	Negatif	300	186.4	0.005491	0.001647	223	0.1053	0.03159	0.0299	1.1964
	Pozitif	300	243.6	0.005734	0.00172	279	0.0754	0.02262	0.0209	1.1453
TIP15	Negatif	300	238.3	0.005782	0.001735	275.8	0.0811	0.02433	0.0226	1.1574
	Pozitif	300	203.7	0.006985	0.002096	239.3	0.1008	0.03024	0.0281	1.1748
TIP16	Negatif	300	145.2	0.005596	0.001679	169	0.1061	0.03183	0.0302	1.1639
	Pozitif	300	159.2	0.005581	0.001674	184.6	0.09788	0.029364	0.0277	1.1595

Şekil A.7 : Kirişlerin mafsal özellikleri.

EK B



Şekil B.1 : BÖÇ plan yerleşimi.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: **Erhan MOLLAOĞLU**

Doğum Yeri ve Tarihi: **İstanbul / 18.12.1986**

Adres: **Ataşehir/İstanbul**

E-Posta: **erhanmollaoglu@outlook.com**

Lisans: **Kocaeli Üniversitesi**

Mesleki Deneyim ve Ödüller: Statik proje mühendisi /Yapı Akademisi