

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BİR TİPİK OKUL PROJESİNDE MEVCUT VE GÜÇLENDİRİLMİŞ
DURUMLAR İÇİN KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN OLUŞTURULMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Saygı KOÇAK

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

OCAK 2015

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BİR TİPİK OKUL PROJESİNDE MEVCUT VE GÜÇLENDİRİLMİŞ
DURUMLAR İÇİN KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN OLUŞTURULMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Saygı KOÇAK
(501071099)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Ercan YÜKSEL

OCAK 2015

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501071099 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Saygı KOÇAK**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “**BİR TİPİK OKUL PROJESİNDE MEVCUT VE GÜÇLENDİRİLMİŞ DURUMLAR İÇİN KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN OLUŞTURULMASI**” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Doç. Dr. Ercan YÜKSEL**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Yrd.Doç.Dr. Mecit Çelik**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç.Dr. Yasin Fahjan
Gebze Yüksek Teknoloji Enstitüsü

Teslim Tarihi : **05 Aralık 2014**
Savunma Tarihi : **20 Ocak 2015**

Eşime ve kızım Lina'ya,

ÖNSÖZ

Yüksek lisans öğrenimim ve tez çalışmam süresince bana her zaman yardımcı olan ve bilgilerini paylaşan tez danışmanı hocam Doç. Dr. Ercan YÜKSEL'e, yine tez çalışmamda bana yardımcı olan Dr. Ş. Şeref POLAT'a, tez çalışmasını beraber yürüttüğüm arkadaşım İnş. Müh. Çağdaş TUNÇ'a, İsmail AKKAYA'ya ve tüm öğrenim hayatım boyunca bana maddi ve manevi destek olan, her konuda beni destekleyen ve inanan aileme sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Aralık 2014

Saygı KOÇAK
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xv
ŞEKİL LİSTESİ.....	xvii
SEMBOL LİSTESİ	xxiii
ÖZET.....	xxvii
SUMMARY	xxix
1. GİRİŞ	1
1.1 Tezin Amacı	4
2. PERFORMANS KAVRAMI VE DEPREM BÖLGELERİNDE YAPILACAK BİNALAR HAKKINDA YÖNETMELİK 2007 YAKLAŞIMI	5
2.1 Giriş.....	5
2.2 Doğrusal Olmayan Analizde Performans Kavramı.....	6
2.3 Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Davranış.....	6
2.3.1 Doğrusal olmayan malzeme.....	6
2.3.2 İdeal malzemeler	8
2.4 Binalardan bilgi toplanması	9
2.4.1 Bina bilgi düzeyleri	9
2.4.2 Betonarme binalarda sınırlı bilgi düzeyi	9
2.4.3 Betonarme binalarda orta bilgi düzeyi	10
2.4.4 Betonarme binalarda kapsamlı bilgi düzeyi	12
2.4.5 Bilgi düzeyi katsayıları	13
2.5 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri	13
2.5.1 Kesit hasar sınırları	13
2.5.2 Kesit hasar bölgeleri.....	13
2.5.3 Kesit ve eleman hasarlarının tanımlanması	14
2.6 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar	14
2.7 Bina Deprem Performansının Belirlenmesi	17
2.7.1 Hemen kullanım performans seviyesi (HK)	17
2.7.2 Can güvenliği performans seviyesi (CG).....	18
2.7.3 Göçme öncesi performans seviyesi (GÖ)	18
2.7.4 Göçme durumu.....	19
2.8 Binalar İçin Hedeflenen Performans Düzeyleri	19
3. DEPREMDE BİNA PERFORMANSININ DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN YÖNTEMLER İLE BELİRLENMESİ VE DBYBHY 2007 YAKLAŞIMI.....	21
3.1 Giriş.....	21
3.2 Doğrusal Elastik Olmayan Davranışının İdealleştirilmesi	21
3.2.1 Sargılı ve sargısız beton modelleri.....	24
3.2.2 Donatı çeliği modeli.....	25

3.2.3 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri	26
3.2.3.1 Birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi	26
3.3 Plastik Mafsal Hipotezi	27
3.3.1 Dönme kapasitesinin yaklaşık olarak hesabı	30
3.4 Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler	32
3.4.1 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi	32
3.4.1.1 Artımsal itme analizinde izlenecek yol	37
3.4.2 Artımsal mod birleştirme yöntemi ile itme analizi	39
3.4.3 Zaman tanım alanında hesap yöntemi ile analiz	39
3.4.4 Kesitteki birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi	40
4. KIRILGANLIK EĞRİSİ KAVRAMI	43
4.1 Giriş	43
4.2 Hasar Eğrilerinin Oluşturulma Yöntemleri ve Genel Tanımlamalar	43
4.2.1 Şiddet Ölçüleri	44
4.2.2 Limit Durumlar ve Hasar Durumları	45
4.2.3 Hasar Ölçüleri	46
4.2.4 Hasar Eğrilerinin Oluşturulmasında Kullanılan Yöntemler	47
4.2.4.1 Gözleme Dayalı Hasar Olasılık Eğrileri	47
4.2.4.2 Yargıya Dayalı Hasar Olasılık Eğrileri	48
4.2.4.3 Birleştirilmiş Hasar Olasılık Eğrileri	48
4.2.4.4 Analitik Hasar Olasılık Eğrileri	48
4.3 Analitik Yöntem Kullanılarak Kırılgnlık Fonksiyonlarının Oluşturulması	49
4.3.1 Kırılgnlık Fonksiyonu Parametrelerinin Tahmini	52
4.4 Betonarme Binalar İçin Sismik Kırılgnlık Eğrileri Oluşturulması Konusunda Önceden Yapılmış Araştırmalar	59
5. ÖRNEK TİP OKUL PROJESİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN ARTIMSAL İTME ANALİZİ İLE PERFORMANS DÜZEYİNİN BELİRLENMESİ VE GÜÇLENDİRME SONRASI PERFORMANS ANALİZİ	61
5.1 Giriş	61
5.2 Bina Genel Bilgileri	61
5.3 Doğrusal Elastik Yöntemde Kullanılacak Yapısal Modelin Oluşturulması	65
5.3.1 Yük Tanımları	65
5.3.2 Modal Analiz Sonuçları	68
5.4 Mevcut Bina İçin Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemde Kullanılacak Yapısal Modelin Oluşturulması	70
5.4.1 Yapısal elemanların malzeme modeli	70
5.4.2 Kirişlerin Yıgılı Plastik Mafsal Tanımı	74
5.4.3 Kolonların ve Perdelerin Yayılı Plastik Mafsal Tanımı	84
5.4.4 Performans İtme Noktasının Belirlenmesi	89
5.4.5 TDY 2007'ye Göre Yapı Performans Değerlendirmesi	93
5.4.5.1 X Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi	94
5.4.5.2 Y Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi	101
5.5 Güçlendirme Yapısal Modelinin Oluşturulması	108
5.5.1 Güçlendirilmiş Yapı İçin Hesap Modeli	110
5.5.2 Modal Analiz Sonuçları	111
5.6 Güçlendirme İçin Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemde Kullanılacak Yapısal Modelin Oluşturulması	113
5.6.1 Yapısal elemanların malzeme modeli	113
5.6.2 Performans İtme Noktasının Belirlenmesi	119
5.6.3 TDY 2007'ye Göre Yapı Performans Değerlendirmesi	123

5.6.3.1 X Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi	123
5.6.4 Kirişte Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü	130
5.6.5 Kolonda Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü	131
5.6.6 Perdede Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü	132
5.6.6.1 Y Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi	135
5.6.7 Kirişte Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü	140
5.6.8 Kolonda Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü	141
5.6.9 Perdede Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü	142
6. MEVCUT YAPININ VE TEMEL BAĞLANTISI RİJİT KABUL EDİLEN GÜÇLENDİRİLMİŞ YAPININ KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN OLUŞTURULMASI.....	145
6.1 Giriş.....	145
6.2 Seçilen Deprem Kayıtları ve Özellikleri	147
6.3 Mevcut Yapı Analiz Sonuçları ve Kırılkanlık Eğrileri	153
6.3.1 Analizler Sonucunda Oluşan Maksimum Göreli Kat Ötelemesi Değerleri	153
6.3.2 Hasar Sınıflarına Göre Oluşturulmuş Kırılkanlık Eğrileri	154
6.3.2.1 Minimum Hasar Kırılkanlık Eğrisi	154
6.3.2.2 Orta Hasar Kırılkanlık Eğrisi	155
6.3.2.3 Belirgin Hasar Kırılkanlık Eğrisi	156
6.3.2.4 Göçme Kırılkanlık Eğrisi	157
6.4 Güçlendirilmiş Yapı Analiz Sonuçları ve Kırılkanlık Eğrileri.....	158
6.4.1 Analizler Sonucunda Oluşan Maksimum Göreli Kat Ötelemesi Değerleri	158
6.4.2 Hasar Sınıflarına Göre Oluşturulmuş Kırılkanlık Eğrileri.....	160
6.4.2.1 Minimum Hasar Kırılkanlık Eğrisi	160
6.4.2.2 Orta Hasar Kırılkanlık Eğrisi	161
6.4.2.3 Belirgin Hasar Kırılkanlık Eğrisi	162
6.4.2.4 Göçme Kırılkanlık Eğrisi	163
7. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	165
KAYNAKLAR	171
ÖZGEÇMİŞ.....	175

KISALTMALAR

ATC 40	: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings
ASCE	: American Society of Civil Engineers
BH	: Belirgin Hasar
CG	: Can Güvenliği Performans Seviyesi
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007
E	: Deprem Yükleri
ETABS	: Integrated Analysis, Design, and Drafting of Building Systems
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
G	: Düşey Sabit Yükler
GÇ	: Kesit Göçme Sınırı
GH	: Göçme Hasarı
GÖ	: Göçme Öncesi Performans Seviyesi
GV	: Kesit Güvenlik Sınırı
HK	: Hemen Kullanım Performans Seviyesi
İH	: İleri Hasar
MH	: Minimum Hasar
MN	: Kesit Minimum Hasar Sınırı
Q	: Düşey Hareketli Yükler
PGA	: Maksimum Yer İvmesi
PGD	: Maksimum Yer Deplasmanı
PGV	: Maksimum Yer Hızı
Sa	: Spektral İvme
SAP2000	: Integrated Software for Structural Analysis and Design
Sd	: Spektral Deplasman
Sv	: Spektral Hız
TDY2007	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1 : Türkiye’de kabul edilen deprem yönetmelikleri[1].....	2
Çizelge 2.1 : Binalar için bilgi düzeyi katsayıları.....	13
Çizelge 2.2 : Deprem Etkisi Parametreleri.	19
Çizelge 2.3 : Deprem düzeyleri için binalarda öngörülen performans hedefleri.....	20
Çizelge 3.1 : Donatı çeliği için gerilme şekildeğiştirme değeri[8].....	25
Çizelge 3.2 : Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme üst sınırları.	26
Çizelge 5.1 : Perde kesitleri için donatı alanları ve adetleri.	64
Çizelge 5.2 : Kolon ve kiriş kesitleri için donatı alanları ve adetleri.	64
Çizelge 5.3 : X Yönü 1. Mod Sonuçları.	70
Çizelge 5.4 : Y Yönü 3. Mod Sonuçları.	70
Çizelge 5.5 : Güçlendirilmiş Yapının X Yönü 1. Mod Sonuçları.	112
Çizelge 5.6 : Güçlendirilmiş Yapının Y Yönü 2. Mod Sonuçları.	112
Çizelge 6.1 : Hasar Durumları İçin Göreli Kat Ötelemesi Eşik Değeri	145
Çizelge 6.2 : Deprem Kayıt Tarihleri ve Yerleri	148
Çizelge 6.3 : Deprem Kayıtları ve Karakteristik Değeri	149
Çizelge 6.4 : Deprem Sınıflaması ve Kayıt Kaynak Uzaklıkları.....	150
Çizelge 6.5 : Mevcut Yapıda Oluşan Maksimum Göreli Kat Ötelemeleri.....	153
Çizelge 6.6 : Güçlendirilmiş Yapıda Oluşan Maksimum Göreli Kat Ötelemeleri..	159

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : 1900-2009 yılları arasında Türkiye’deki hasar yapıcı depremler [1].....	2
Şekil 1.2 : Türkiye deprem bölgeleri haritası [1].....	3
Şekil 2.1 : Çeşitli teorilere göre yük parametresi – yerdeğiştirme bağıntısı [3].....	7
Şekil 2.2 : Örnek bir yükleme boşaltma eğrisi [4].....	7
Şekil 2.3 : İdeal malzemeler [3].....	8
Şekil 2.4 : Beton ve donatının $\sigma - \epsilon$ diyagramlarının idealleştirilmesi [3].....	8
Şekil 2.5 : Betonarme elemanlardaki kesit hasar bölgeleri [5].....	14
Şekil 2.6 : Yapı performans düzeyleri [5].	17
Şekil 3.1 : Moment-Plastik Dönme Bağıntıları [5].....	23
Şekil 3.2 : Beton malzemesinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları [7].....	24
Şekil 3.3 : Donatı çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı [8].....	25
Şekil 3.4 : Eğilme momenti – eğrilik diyagramı [3].....	28
Şekil 3.5 : İdealleştirilmiş eğilme moment-eğrilik bağıntısı [3].....	28
Şekil 3.6 : Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler [3].	29
Şekil 3.7 : Plastik mafsalsal boyu.	31
Şekil 3.8 : Mesnette plastik mafsalsal boyu [10].	31
Şekil 3.9 : Performans noktalarının belirlenmesi ($T_1(1) \geq TB$).....	35
Şekil 3.10 : Performans noktalarının belirlenmesi ($T_1(1) < TB$).....	36
Şekil 3.11 : Performans noktalarının belirlenmesi ($T_1(1) < TB$).....	37
Şekil 4.1 : Limit ve Hasar Durumları (SYNER-G D3.1,2011).	46
Şekil 4.2 : Örnek Artımsal Dinamik Analiz Sonuçları.	53
Şekil 4.3 : Örnek Kesikli Artımsal Dinamik Analiz Sonuçları.	54
Şekil 4.4 : Örnek kırılmalılık fonksiyonu grafiği.....	57
Şekil 5.1 : Tipik Kat Kalıp Planı.	63
Şekil 5.2 : Mevcut Okul Yapısı İçin Etabs Hesap Modeli.....	65
Şekil 5.3 : Tipik bir plan üzerinde “G2” yüklemesi.	66
Şekil 5.4 : Uzun doğrultu iç aks üzerinde “G3” duvar yüklemesi.....	66
Şekil 5.5 : Kısa doğrultu iç aksın “G3” duvar yüklemesi.....	67
Şekil 5.6 : Tipik bir plan üzerinde “Q” yüklemesi.	67
Şekil 5.7 : 1.Mod şekli ve Periyod ($T=0.72sn$).....	68
Şekil 5.8 : 2.Mod şekli ve Periyod ($T=0.578sn$).....	69
Şekil 5.9 : 3.Mod şekli ve Periyod ($T=0.42sn$).....	69
Şekil 5.10 : C12 beton sınıfı için sargılı beton davranış modeli.....	71
Şekil 5.11 : C12 sargılı betonun şekildeğiştirme kapasite değerleri.....	71
Şekil 5.12 : C12 beton sınıfı için sargısız beton davranış modeli.	72
Şekil 5.13 : C12 sargısız betonun şekildeğiştirme kapasite değerleri.	72
Şekil 5.14 : S420 sınıfı donatı çeliği malzeme davranış modeli.....	73
Şekil 5.15 : S420 sınıfı donatı çeliği için şekildeğiştirme kapasite değerleri.....	73
Şekil 5.16 : Yığılı Plastik Mafsalsal Modeli ve Tipik bir Moment-Dönme İlişkisi.....	74
Şekil 5.17 : 30x70 boyutlarındaki kiriş kesiti ve donatısı.	75
Şekil 5.18 : Plastik mafsalsal için kirişteki moment-eğrilik ilişkisi.....	75

Şekil 5.19 : Çelik birim uzamasının 0.01 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği.	76
Şekil 5.20 : Çelik birim uzamasının 0.04 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği.	76
Şekil 5.21 : Çelik birim uzamasının 0.06 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği.	77
Şekil 5.22 : Plastik mafsallık için moment-eğrilik ilişkisi (Negatif Durum).	77
Şekil 5.23 : Çelik birim uzamasının 0.01 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği (Negatif Durum).	78
Şekil 5.24 : Çelik birim uzamasının 0.04 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği (Negatif Durum).	78
Şekil 5.25 : Çelik birim uzamasının 0.06 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği (Negatif Durum).	79
Şekil 5.26 : Perform-3D plastik mafsallık akma momenti tanımları.	80
Şekil 5.27 : Perform-3D plastik mafsallık deformasyon kapasiteleri tanımları.	80
Şekil 5.28 : Perform-3D plastik mafsallık akma momenti tanımları.	81
Şekil 5.29 : Perform-3D plastik mafsallık deformasyon kapasiteleri tanımları.	81
Şekil 5.30 : Perform-3D plastik mafsallık akma momenti tanımları.	82
Şekil 5.31 : Perform-3D plastik mafsallık deformasyon kapasiteleri tanımları.	82
Şekil 5.32 : Tanımlanan Mafsallık Tiplerinin Plan Üzerinde Gösterimi.	83
Şekil 5.33 : Betonarme perde Duvarların Fiber Modelleri.	84
Şekil 5.34 : 30x60 boyutlarındaki kolon kesiti ve donatısı.	85
Şekil 5.35 : 30x60 Kolonun Fiber Alanları ve Koordinatları-1.	85
Şekil 5.36 : 30x60 Kolonun Fiber Alanları ve Koordinatları-2.	85
Şekil 5.37 : 30x60 Kolonun Genel Çubuk Eleman Tanımı.	86
Şekil 5.38 : Mevcut betonarme perde donatı detay resmi.	86
Şekil 5.39 : Perdenin Fiber Alanları ve Koordinatları.	87
Şekil 5.40 : Kontrol Edilecek Dış Lif Fiber Koordinatları.	87
Şekil 5.41 : Fiber Elemanların Kesit Üzerinde Görünüşleri.	88
Şekil 5.42 : Fiber Elemanların Düzlem Dışı Özellikleri (Elastik).	88
Şekil 5.43 : 50 Yılda Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem Spektrum Eğrisi.	89
Şekil 5.44 : 50 Yılda Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem Spektrum Eğrisi.	89
Şekil 5.45 : X Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.	90
Şekil 5.46 : Y Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.	90
Şekil 5.47 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.	91
Şekil 5.48 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.	91
Şekil 5.49 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.	92
Şekil 5.50 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.	93
Şekil 5.51 : X Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.	94
Şekil 5.52 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.	94
Şekil 5.53 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.	95
Şekil 5.54 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.	95
Şekil 5.55 : 4.Kat Kirişlerinin HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.	95
Şekil 5.56 : A Aksı HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.	96
Şekil 5.57 : B Aksı HK Limitleri için Çalışma Oranları Sonuçları.	96
Şekil 5.58 : X Yönü CG Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.	97

Şekil 5.59 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	97
Şekil 5.60 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	98
Şekil 5.61 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	98
Şekil 5.62 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	98
Şekil 5.63 : A Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	99
Şekil 5.64 : B Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	99
Şekil 5.65 : A Aksı GÖ Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	99
Şekil 5.66 : Y Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.	101
Şekil 5.67 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	101
Şekil 5.68 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	102
Şekil 5.69 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	102
Şekil 5.70 : 4.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	102
Şekil 5.71 : B Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	103
Şekil 5.72 : 5 Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	103
Şekil 5.73 : 6 Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	103
Şekil 5.74 : Y Yönü CG Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.	104
Şekil 5.75 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	104
Şekil 5.76 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	105
Şekil 5.77 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	105
Şekil 5.78 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	105
Şekil 5.79 : A Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	106
Şekil 5.80 : B Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	106
Şekil 5.81 : B Aksı GÖ Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.	106
Şekil 5.82 : Güçlendirilmiş Yapı İçin Tipik Kat Kalıp Planı.	109
Şekil 5.83 : Güçlendiriş Yapı Hesap Modeli Ön Görünüş.	110
Şekil 5.84 : Güçlendiriş Yapı Hesap Modeli Arka Görünüş.	110
Şekil 5.85 : 1.Mod Şekli ve Periyot.	111
Şekil 5.86 : 2.Mod Şekli ve Periyot.	111
Şekil 5.87 : 3.Mod Şekli ve Periyot.	112
Şekil 5.88 : C30 beton sınıfı için sargılı beton davranış modeli.	113
Şekil 5.89 : C30 sargılı betonun şekildeğiştirme kapasite değerleri.	114
Şekil 5.90 : C30 beton sınıfı için sargısız beton davranış modeli.	114
Şekil 5.91 : C30 sargısız betonun kapasite kaybı sınır değerleri.	115
Şekil 5.92 : C30 sargısız betonun şekildeğiştirme kapasite değerleri.	115
Şekil 5.93 : 30x360 ve 30x390 Betonarme Perde Donatı Detayı.	116
Şekil 5.94 : 30x360 Perdesinin N=2000 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.	116
Şekil 5.95 : 30x360 Perdesinin N=3000 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.	117
Şekil 5.96 : 30x720 Betonarme Perde Donatı Detay Resmi.	117
Şekil 5.97 : 30x720 Perdesinin N=3100 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.	118
Şekil 5.98 : 30x720 Perdesinin N=6200 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.	118
Şekil 5.99 : X Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.	119
Şekil 5.100 : Y Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.	120
Şekil 5.101 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.	120

Şekil 5.102 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.....	121
Şekil 5.103 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.....	122
Şekil 5.104 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.....	122
Şekil 5.105 : X Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.	124
Şekil 5.106 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	124
Şekil 5.107 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	125
Şekil 5.108 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	125
Şekil 5.109 : 4.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	125
Şekil 5.110 : A Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	126
Şekil 5.111 : B Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	126
Şekil 5.112 : X Yönü CG Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.	127
Şekil 5.113 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	127
Şekil 5.114 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	128
Şekil 5.115 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	128
Şekil 5.116 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	128
Şekil 5.117 : A Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	129
Şekil 5.118 : B Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	129
Şekil 5.119 : B Aksı GÖ Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	129
Şekil 5.120 : Kiriş Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği	130
Şekil 5.121 : Kolon Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği	131
Şekil 5.122 : 30x360 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği.....	132
Şekil 5.123 : 30x720 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği.....	133
Şekil 5.124 : Y Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.	135
Şekil 5.125 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	135
Şekil 5.126 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	136
Şekil 5.127 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	136
Şekil 5.128 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	136
Şekil 5.129 : B Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	137
Şekil 5.130 : 1 Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	137
Şekil 5.131 : 5 Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	137
Şekil 5.132 : Y Yönü CG Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.	138
Şekil 5.133 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	138
Şekil 5.134 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	139
Şekil 5.135 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	139
Şekil 5.136 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.....	139
Şekil 5.137 : Kiriş Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği	140
Şekil 5.138 : Kolon Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği	141
Şekil 5.139 : 30x720 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği.....	142
Şekil 5.140 : 30x390 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği.....	143
Şekil 5.141 : 30x390 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği.....	143
Şekil 6.1 : Çoklu Analizler Yöntemi İçin Kullanılan Excel Programı.	146
Şekil 6.2 : Hedef Spektrumları ve Deprem Kayıtlarınının Spektral ivme-Zaman Grafiği.	151

Şekil 6.3 : Hedef Spektrumların ve Deprem Kayıtlarının Ortalamasının Spektral ivme-Zaman Grafiği.	151
Şekil 6.4 : Hedef Spektrumların ve Deprem Kayıtlarının Spektral ivme-Zaman Grafiği.	152
Şekil 6.5 : Hedef Spektrumların ve Deprem Kayıtlarının Ortalamasının Spektral ivme-Zaman Grafiği.	152
Şekil 6.6 : Deprem Büyüklüklerine Göre Mevcut Yapıda Oluşan Maksimum Göreli Kat Öteleme Değerleri.	154
Şekil 6.7 : MH Kırılgenlik Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	154
Şekil 6.8 : MH İçin Kırılgenlik Eğrisi.	155
Şekil 6.9 : OH Kırılgenlik Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	155
Şekil 6.10 : OH İçin Kırılgenlik Eğrisi.	156
Şekil 6.11 : BH Kırılgenlik Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	156
Şekil 6.12 : BH İçin Kırılgenlik Eğrisi.	157
Şekil 6.13 : GH Kırılgenlik Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	157
Şekil 6.14 : Göçme Durumu İçin Kırılgenlik Eğrisi.	158
Şekil 6.15 : Deprem Büyüklüklerine Göre Güçlendirilmiş Yapıda Oluşan Maksimum Göreli Kat Öteleme Değerleri.	160
Şekil 6.16 : MH Kırılgenlik Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	160
Şekil 6.17 : MH İçin Kırılgenlik Eğrisi.	161
Şekil 6.18 : OH Kırılgenlik Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	161
Şekil 6.19 : OH İçin Kırılgenlik Eğrisi.	162
Şekil 6.20 : BH Kırılgenlik Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	162
Şekil 6.21 : BH İçin Kırılgenlik Eğrisi.	163
Şekil 6.22 : GH Kırılgenlik Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.	163
Şekil 6.23 : GH İçin Kırılgenlik Eğrisi.	164
Şekil 7.1 : MH Durumu İçin Kırılgenlik Eğrisi Karşılaştırma.	165
Şekil 7.2 : OH Durumu İçin Kırılgenlik Eğrisi Karşılaştırma.	166
Şekil 7.3 : BH Durumu İçin Kırılgenlik Eğrisi Karşılaştırma.	166
Şekil 7.4 : GH Durumu İçin Kırılgenlik Eğrisi Karşılaştırma.	167
Şekil 7.5 : Mevcut Yapı, Bütün Hasar Durumları İçin Kırılgenlik Eğrileri.	167
Şekil 7.6 : Güçlendirilmiş Yapı, Bütün Hasar Durumları İçin Kırılgenlik Eğrileri.	168

SEMBOL LİSTESİ

A_0	: Etkin yer ivme katsayısı
A_c	: Kolon veya perdenin brüt en kesit alanı
A_s	: Boyuna donatı alanı
a	: İvme
a_0	: Kütle orantılı sönüm katsayısı
a_1	: Rijitlik orantılı sönüm katsayısı
$a_1^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
a_i	: Kesit çevresindeki boyuna donatıların eksenleri arasındaki uzaklık
a_y	: Akma ivmesi
a_{y1}	: Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi
B	: Küçültme oranı
b_0, h_0	: Çekirdek betonunu sargılayan etriyelerin eksenleri arasında kalan kesit boyutları
C_{R1}	: Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
$d_1^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(p)}$	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
d_y	: Akma yerdeğiştirmesi
E	: Elastisite modülü
$(EI)_0$	: Çatlamamış kesite ait eğilme rijitliği
$(EI)_e$	: Çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitliği
E_c	: Beton elastisite modülü
E_s	: Donatı çeliğinin elastisite modülü
E_{sec}	: Sekant elastisite modülü
F	: Dinamik dış etkiler altında oluşan eylemsizlik kuvveti
F_1, F_2, F_3	: Malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı olarak belirlenen doğrusal olmayan fonksiyonlar
$F^{gerçek}(\omega)$	: Kaydedilmiş deprem kaydının Fourier spektrum genliği
$F^{filtrelenmiş}(\omega)$	: Kaydedilmiş deprem kaydının filtrelenmiş Fourier spektrum genliği
f_c	: Sargılı beton basınç gerilmesi

f_{cc}	: Sargılı beton basınç dayanımı
f_{ck}	: Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı
f_{cm}	: Beton dayanımı
f_{co}	: Sargısız beton basınç dayanımı
f_{ctm}	: Betonun çekme dayanımı
f_e	: Etkili sargılama basıncı
f_{ex}, f_{ey}	: İlgili doğrultulardaki etkili sargılama basınçları
f_{yw}	: Enine donatı akma dayanımı
g	: Yer çekimi ivmesi
I	: Bina önem katsayısı
I	: Atalet momenti
$K_1(M, N, T)$	: Kesit zorları cinsinden akma (kırılma) koşulları
$K_2(\chi, \varepsilon, \gamma)$	: Şekildeğiştirmeler cinsinden akma (kırılma) koşulları
k	: Yapı rijitliği
k_e	: Sargılama etkinlik katsayısı
l	: Bir cisim üzerindeki herhangi iki nokta arasındaki uzaklık
l_p	: Plastik mafsallık boyu
M_{x1}	: x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle
N_D	: Deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu düşey yükler altında kolonda veya perdede oluşan eksenel kuvvet
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_a	: Deprem yükü azaltma katsayısı
R_{y1}	: Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı
$S_a^{hedef}(T)$	: Ölçeklendirme işleminde hedef alınan tasarım spektrumu
$S_a^{gerçek}(T)$	: Kaydedilmiş deprem ivme kaydının tek serbestlik dereceli sistem için tepki spektrumu
$S_{ae}(T)$	: Elastik spektral ivme
$S_{ae1}^{(1)}$	: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme
$S_{de1}^{(1)}$	: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
S_{di1}	: Birinci moda ait doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme
s	: Etriye aralığı
T_0	: Başlangıç periyodu

T_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu
$T_1^{(1)}$	: Deprem doğrultusundaki hakim titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyodları
T_{eff}	: Efektif periyot
$TH^{gerçek}(\omega)$	: Kaydedilmiş deprem ivme kaydı
$TH(t)$	: Ölçeklendirme sonucunda elde edilen yeni deprem ivme kaydı
t	: Kesite etkiyen düzgün sıcaklık değişmesi
$u_{xN1}^{(i)}$	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
$u_{xN1}^{(p)}$	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi
$V_{x1}^{(i)}$	: x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim moda) ait taban kesme kuvveti
W	: Binanın deprem hesabına esas ağırlığı
w_i	: Binanın i'inci katının, deprem hesabına esas ağırlığı
α	: Rijitlik değeri
$\alpha_{ölçek}$	: Zaman tanım alanında ölçeklendirme katsayısı
α_t	: Sıcaklık genleşme katsayısı
Γ_{x1}	: x deprem doğrultusundaki birinci moda ait katkı çarpanı
γ	: Birim kayma şekildeğiştirmesi
Δt	: Kesite etkiyen farklı sıcaklık değişmesi
ε	: Birim boy değişmesi
ε_{co}	: Betonda plastik şekildeğiştirmelerin başladığı şekildeğiştirme sınırı
ε_{cu}	: Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi
ε_e	: Beton çeliğinin akma şekildeğiştirmesi
ε_{su}	: Donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirmesi
η_{bi}	: Burulma düzensizliği katsayısı
θ	: Etkin sargılama alanının belirlenmesi için gerekli olan açı
θ_p	: Plastik dönme istemi
$\theta^{gerçek}(\omega)$	: Kaydedilmiş deprem kaydının Fourier spektrum fazı
λ	: Eşdeğer deprem yükü azaltma katsayısı
λ_c	: Sargılı beton basınç dayanımı ile sargısız beton basınç dayanımı arasındaki ilişki katsayısı

ϕ_p	: Plastik eğrilik istemi
$\phi_{p,mak}$	: Plastik dönme kapasitesi
ϕ_t	: Toplam eğrilik istemi
Φ_{xN1}	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci mod'a ait mod şekli genliği
ϕ_y	: Eşdeğer akma eğriliği
φ	: Kesitin dönmesi
χ	: Birim dönme (eğrilik)
$\omega_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans
ω_i	: i.moda ait açısal frekans
ω_j	: j.moda ait açısal frekans
β_{eff}	: Efektif sönüm
μ	: Düktilite değeri

BİR TİPİK OKUL PROJESİNDE MEVCUT VE GÜÇLENDİRİLMİŞ DURUMLAR İÇİN KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN OLUŞTURULMASI

ÖZET

Bu tez çalışmasında Bayındırlık ve İskan Bakanlığı'nın 1999 depremi öncesinde uyguladığı tip okul projeleri içerisinde güçlendirme projeleri hazırlattığı yaygın bir örneği esas alınarak öncelikle günümüz deprem yönetmeliğine göre artımsal itme analizi yöntemi kullanılarak performans düzeyi belirlenmiştir. Yine aynı analiz yöntemi ile istenilen performans düzeyi sağlanamayan bu yapıya betonarme perde duvarlar eklenerek güçlendirmesi sağlanmıştır. Bu aşamadan sonra yeterli performans düzeyi sağlanmış olan yapının temele ankastre mesnetlendiği kabulü yapılarak zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yöntemi ile kırılgenlik eğrileri oluşturulmuştur. Bu çalışmanın ana amacı; gerçekte uygulanmış olan tipik bir okul yapısının mevcut halinin ve güçlendirildikten sonraki durumunun, performans dayalı yaklaşım çerçevesinde elde edilmiş olan hasar olasılıklarının değerlendirilmesidir. Bu çalışma sonucunda yapıda herhangi bir deprem düzeyinde hasar oluşma riskinin ne olduğu öngörülebilmektedir.

Bu çalışmanın ilk bölümünde konuya giriş, çalışmanın amacı, performans kavramı ve doğrusal olmayan yöntemlerin mevcut yapılar için kullanılması anlatılmıştır.

İkinci ve üçüncü bölümde, performans kavramının ve doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin 2007 yılında yürürlüğe giren “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007” çerçevesinde incelenmesi, betonarme yapılar için uygulamalarında dikkat edilecek hususlar ve izlenecek yol hakkında geniş kapsamlı bilgi verilmektedir.

Dördüncü bölüm genel olarak kırılgenlik eğrisi kavramı ile ilgilidir.

Beşinci bölümde, analizlerde kullanılacak olan tip okul binası genel özellikleri anlatılmıştır. Doğrusal olmayan analizler için kullanılacak hesap modeline tanımlanan yük değerleri ve modal analizi sonuçları sunulmuştur. Artımsal itme analizleri sonucunda performans değerlendirmesi yapabilmek için kullanılan malzemelerin lineer olmayan özellikleri ve elemanların kesit kapasiteleri ile limit durumları tanımlanmıştır. Bu genel tanımlamalar yapıldıktan sonra itme analizleri için gereken itme değerleri belirlenmiştir. Mevcut yapı için itme analizleri gerçekleştirilmiş ve sonuçları performans değerlendirmesi olarak sunulmuştur. Ardından bu yapıyı güçlendirmek için oluşturulmuş olan ilave perdeler tanıtılmış, malzeme değerleri ve kesit özellikleri sunulmuştur. Güçlendirilen yapının da aynı şekilde itme noktası belirlenerek analizler tekrarlanmış ve yapının istenen performans düzeyine ulaştığı gösterilmiştir.

Altıncı bölümde, güçlendirme öncesi ve sonrası yapıların zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlerinin yapılabilmesi için seçilmiş olan deprem kayıtlarının genel karakteristik özellikleri tanıtılmıştır. Ardından sırası ile mevcut yapı ve güçlendirilmiş yapıda analizler sonucunda oluşan maksimum drift değerleri

sunulmuştur. Bu değerleri kullanarak her bir hasar durumu için ayrı ayrı kırılanlık grafikleri oluşturulmuştur.

Yedinci bölüm olan son bölümde ise bir önceki bölümde bulmuş olduğumuz risk eğrileri her bir hasar durumu için iki yapının grafiği üst üste çakıştırılarak sonuçların daha sağlıklı irdelenmesi sağlanmış ve bu sonuçların değerlendirmesi sunulmuştur.

DETERMINATION OF THE FRAGILITY CURVES OF A TYPICAL SCHOOL BUILDING FOR THE EXISTING AND RETROFITTED CASES

SUMMARY

In this study, the level of performance of a typical school building project which was commonly applied prior the 1999 Earthquakes, has been primarily determined by using the method of push-over analysis in accordance with the current Turkish Earthquake Code. The typical school building has been retrofitted by adding reinforced concrete shear walls to achieve the desired level of performance with the same analysis method. After that stage, it is assumed that the building which is supported by the rigid foundation system, achieved the adequate performance level and the fragility curves were developed via nonlinear time history analyses. The main purpose of this study is to evaluate damage possibilities obtained in the framework of the performance-based approach for the existing condition of the school structure and its condition after the retrofitting. As a result of this study, it is possible to foresee the risk of damage to the structure at any level of earthquake.

The first section of this study describes the introduction, aim of the study, the concept of performance and use of the non-linear methods for the existing structures.

The second and third sections provide comprehensive information about the study on the concept of performance and non-linear analysis methods in the framework of the "Regulation on Buildings to be constructed in the Earthquake Zones 2007", which has come into force in 2007, the points to be paid attention and the way to be followed in the practices of reinforced concrete structures.

The fourth section is mainly about fragility curves. Fragility functions provide the probability of exceeding a prescribed level of damage for a wide range of ground motion intensities. Vulnerability analysis can be carried out for buildings, essential facilities, lifelines etc. Fragility functions (or curves) are extremely important for estimating the overall risk to the civil infrastructure from potential earthquakes and for predicting the economic impact of future earthquakes. They can also be very useful for emergency response and disaster planning by a national authority, as well as insurance companies that wish to estimate the overall loss after a scenario earthquake. Furthermore, fragility functions can be used to design retrofitting schemes by carrying out cost/benefit studies for different types of structural intervention schemes. Additionally, they can be used to mitigate risk through the calibration of seismic codes for the design of new buildings; the additional cost in providing seismic resistance can be quantitatively compared with the potential losses that are subsequently avoided. In this chapter a brief review is presented of the Intensity Measures, the Limit and the Damage States, the Damage Measures and the methods that have been used for the construction of fragility functions. An Intensity Measure (IM) is the reference ground motion parameter against which the probability of exceedance of a given limit state is plotted. Many IMs have been developed; each one may describe different characteristics of the motion, some of which may be more

adverse for the structure under consideration. The use of a particular IM in seismic risk analysis should be guided by the extent to which the measure corresponds to damage to local elements of a system. In the current study the peak ground acceleration (PGA) is selected to be the IM. In seismic risk assessment, the performance levels of a building can be defined through damage thresholds called limit states. A limit state defines the threshold between different damage conditions, whereas the damage state defines the damage conditions themselves. For instance, if the performance of a building is described by two limit states, there will be three damage states. The methods for deriving fragility curves generally model the damage on a discrete damage scale. In the empirical procedures, the scale is used in reconnaissance efforts to produce post-earthquake damage statistics, whereas in the analytical procedures the scale is related to the limit state mechanical properties of the buildings, such as displacement capacity. In the production of seismic fragility curves several Damage Measures (DM) may be used. Which of the DM is the most suitable depends on whether the seismic assessment of the members or of the building as a whole is of interest. In this study interstorey drift values were used for classify damage in four grades: slight, moderate, extensive and collapse according to HAZUS(1997), Earthquake loss estimation methodology-Technical Manual, FEMA. In the construction of the fragility functions there is no definitive method or strategy. A great degree of uncertainty is involved in each step of the procedure. This uncertainty is due to the variability in ground motion characteristics, the analytical modelling, the materials used and the definition of the damage states. The various methods for vulnerability assessment that have been proposed in the past can be classified into four generic groups: empirical, expert-opinion based, analytical and hybrid. Analytical method was used for this thesis. This methods tend to feature more detailed and transparent vulnerability assessment algorithms with direct physical meaning, that not only allow detailed sensitivity studies to be undertaken, but also cater to straightforward calibration to various characteristics of building stock and hazard. Analytical fragility curves are constructed starting from the statistical elaboration of damage distributions that are simulated from analysis of structural models under increasing earthquake intensity. The application of the analytical methods might be limited by the computational effort of the analysis. To reduce the computational effort, simplified analytical models are often used, to allow for a large number of analysis to be undertaken, such that the uncertainties can be adequately modeled. The similarity between the model and the real structure, which strongly influences the reliability of the results, is dependent on the modelling capabilities. In the case of non-linear dynamic analysis which have been studied in this thesis a detailed structural model is subjected to ground motion recordings (accelerograms), through numerous time history analysis. This kind of analysis is time consuming but it is closer to reality and allows the influence of the record-to-record variability on the structural response to be accounted for. However, this method can be sensitive to the number and the characteristics of the selected accelerograms. There are a number of procedures for performing nonlinear dynamic structural analysis to collect the data for estimating a fragility function. One common approach is incremental dynamic analysis (IDA), where a suite of ground motions are repeatedly scaled in order to find the IM level at which each ground motion causes collapse (Vamvatsikos and Cornell 2002; Federal Emergency Management Agency 2009). A second common approach have been used in this thesis is multiple stripes analysis, where analysis is performed at a specified set of IM levels, each of which has a unique ground motion set (Jalayer 2003). As the type of data collected in

these two cases differs, the appropriate approach for estimating fragility functions from the data also differs. This section presents appropriate methods for fitting fragility functions to data from these and other related approaches. Given these methods for fragility function fitting, the paper then discusses optimal strategies for performing structural analysis in order to obtain an accurate fragility estimate with a minimal number of structural analysis.

In the fifth chapter, the general characteristics of type school building to be used in the analysis are described. It presents the load values defined for the calculation model to be used for the non-linear analysis and results of modal analysis. Nonlinear characteristics and the cross section capacities of the elements and the limit conditions of materials used in order to make performance evaluation as a result of the pushover analysis are described. Pushing values required for the pushover analysis have been determined following these general definitions. Pushover analysis have been carried out for the existing structure and its results are presented as a performance evaluation. Then, the additional shear walls that were formed to retrofitted structure have been introduced and material values and its section properties have been presented. The analysis were repeated by determining the target displacement of the retrofitted structure in the same manner and it is shown that the structure achieves the desired level of performance.

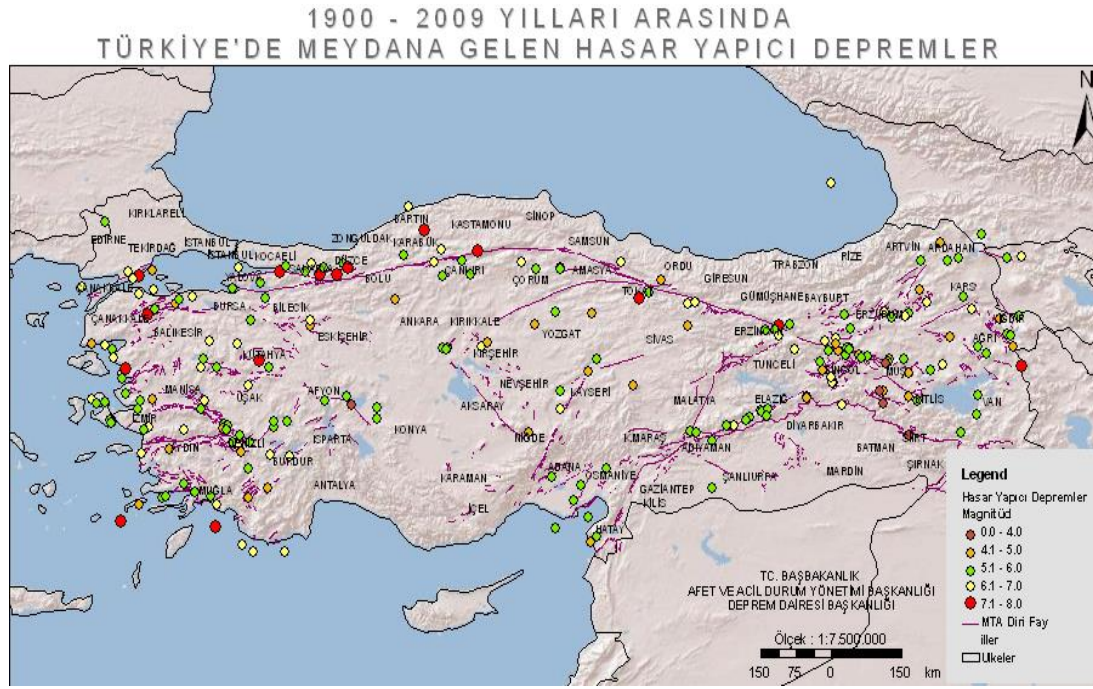
In the sixth chapter, the general characteristics of the selected earthquake records have been introduced for non-linear analysis of the structures in the time-definition area before and after retrofitting. Then, the maximum drift values derived from the analysis on the existing structure and retrofitted structure, respectively, have been presented. Using these values, fragility graphics have been developed for each condition of damage separately.

As regards the seventh and the last section, fragility curves that we found in the previous section were considered more healthily by overlapping graphics of two structures for each case of damaged and evaluation of these results have been presented.

1. GİRİŞ

Yeryüzünde deprem dahil birçok doğal afet durumu oluşması insanları maddi, manevi ve psikolojik yönden çok fazla etkilemektedir. Deprem ise bu felaketlerin içinde kitlesel olarak insanoğlunu en fazla etkileyen felaketlerin başında gelmekte ve belirli zaman aralıkları ile tarih boyunca gerçekleşmektedir. İnsanoğlu tarih boyunca doğal afetleri önceden bilmek için çaba sarf etmesine rağmen, hali hazırda bugün gelinen noktada bilim bu konuda insanoğlu için yeterli miktarda tatmin edici cevap bulamamaktadır. Depremlerin oluşması ve tekerrür periyodu bakımından elde edilen bilgiler sahip olduklarımız arasında en net bilgilerdir. Depremlerin bilinen bir diğer özelliği de, günümüzde önceden haber verme olanağının olmamasıdır. Bütün bu teknolojiler olsa dahi inşaat mühendisliğinin en temel görevi depreme dayanıklı, ekonomik mühendislik çözümleri sunmaktır. Yapılarda meydana gelen hasarlar hem ülke ekonomisinde bir kayıptır hem de sonuçları itibariyle bu hasarlar büyük can kayıplarına yol açmaktadır. Ülkemizde de meydana gelen depremler büyük maddi ve manevi kayıplar yaratmıştır. Özellikle de 1999 yılındaki iki büyük deprem olan Kocaeli ve Düzce depremleri bunun en çarpıcı örnekleridir. Bu yüzden ülkelerdeki gelişmişlik düzeyleri hakkında fikir sahibi olabilmek için, bu ülkelerin doğal afetlerden etkilenip etkilenmediklerine ve bu durumdan nasıl kurtulduklarına bakmak gerekir.

Deprem etkisinin bir başka önemli özelliği de, şiddet ve aletsel büyüklük olarak iki farklı bakımdan incelenmesidir. Çünkü aletsel büyüklük (manyitüd) dediğimiz kavram objektif bir kavramdır ve bir deprem için bölgelere yada ülkelere göre değişkenlik göstermez. Ancak şiddet dediğimiz kavram ülkelerin gelişmişlik düzeyi, bölgenin geoteknik yapısı ve depremin etkilediği coğrafyanın sosyo-ekonomik durumuyla doğrudan ilişkilidir ve sübjektif bir kavramdır. Aşağıdaki şekilde (Şekil1.1'de) Türkiye'deki hasar yapıcı depremler gösterilmiştir.



Şekil 1.1 : 1900-2009 yılları arasında Türkiye’deki hasar yapıcı depremler [1].

Depremlerin şiddeti aynı zamanda yapıların özelliklerine bağlı olarak da değişkenlik göstermektedir. Bilinen yaklaşımlarla, taşıyıcı sistem elemanlarının dayanımlarını arttırmak yada taşıyıcı sistem elemanlarının rijitliğini bölgenin ve yapının oturacağı zemine göre teşkil etmek alınabilecek önlemler arasında en önde gelmektedir.

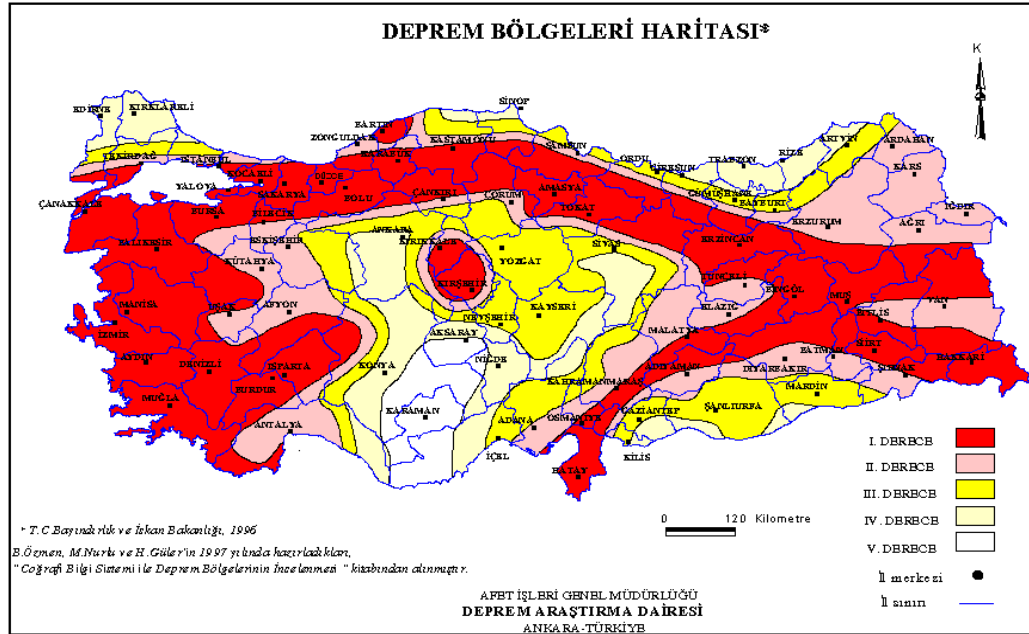
Ülkemizde deprem yönetmeliklerin geçmişine baktığımızda ise aşağıdaki (Çizelge 1.1’deki) gibi bir durum gözlenmektedir.

Çizelge 1.1 : Türkiye’de kabul edilen deprem yönetmelikleri [1].

Yıl	Yönetmelik Adı
1940	İtalyan Yapı Talimatnamesi
1944	Zelzele Mıntıkları Muvakkat Yapı Talimatnamesi
1949	Türkiye Yersarsıntısı Bölgeleri Yapı Yönetmeliği
1953	Yersarsıntısı Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
1962	Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
1968	Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
1975	Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
1997	Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
2007	Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik

Ülkemizde yaşanan depremler sonucu binalarda oluşan hasarları en aza indirmek amacıyla deprem yönetmeliği de zamanla bazı değişiklik ve düzenlemelere tabi tutulmuştur. Bu amaçla 6 Mart 2007’de ülkemizde Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY 2007) yürürlüğe girmiştir.

Deprem yönetmeliğinde belirtilen bu kavramların yapı mühendisliğinde ve bu bilimin gelişmesinde ileriki yıllarda geççe daha yakın yaklaşımlar ortaya çıkaracağı kuşkusuzdur. Türkiye’de deprem yönetmeliğinin ve deprem mühendisliğinin gelişmesine bağlı olarak Türkiye deprem bölgeleri haritası da periyodik olarak güncellenmektedir. Aşağıdaki şekilde (Şekil 1.2’de) Türkiye deprem bölgeleri haritasının en güncel hali gösterilmektedir.



Şekil 1.2 : Türkiye deprem bölgeleri haritası [1].

DBYBHY 2007 ile karşımıza çıkan performans kriteri ve Bölüm 7’de irdelenen mevcut binaların deprem performansının değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi yapı mühendisliğinde yeni bir sayfa açmıştır. Bu kavramların tanımlanması ile birlikte hafif şiddetteki depremlerde yapısal elemanlarda hiçbir hasar meydana gelmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal elemanlarda onarılabilir ve sınırlı hasarların oluşması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması koşulu ile kalıcı hasarların oluşmasına izin veren bir tasarım yapılması amaçlanmıştır.

Bu amaç ve mevcut binaların performans değerlendirilmesi için iki ana yöntem tanımlanmıştır. Bunlar DBYBHY 2007 Bölüm 7’de adı geçen “Doğrusal Elastik

Hesap Yöntemi” ve “Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi” olmak üzere iki ana başlıkta açıklanmış ve hesap yöntemleri anlatılırken hangi farklı analiz türleri kullanılabileceği ayrıntılı olarak irdelenmiştir.

Doğrusal elastik yöntemler kuvvete bağlı yöntemler olup mevcut analiz sonuçları doğrultusunda oluşan iç kuvvetlere bağlı olarak kesitlerin bu kuvvetleri karşılayıp karşılayamadığı karşılaştırılır ve taşıyıcı sistem elemanlarda oluşacak şekildeğiştirme düzeyleri için kapsamlı bilgi vermemektedir. Bu yöntem türü yaklaşık sonuçlar verebilmesine rağmen taşıyıcı sistem elemanlarındaki hasar tipleri hakkında net bilgiler veremediğinden yapının gerçek deprem davranışını ortaya koyamamaktadır. Bu bağlamda doğrusal elastik olmayan hesap yönteminin kullanılması daha gerçekçi bir yaklaşım olacaktır.

Doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri ise deplasmana bağlı sonuçlar elde edilmesi bakımından yapıların gerçek deprem davranışını ortaya koymaktadır. Bu yöntem, taşıyıcı sisteme ait elemanların deprem anında ne kadar elastik ötesi şekildeğiştirme yapabileceğini ve sistemin bütünü düşünüldüğünde, taşıyıcı sistemin ne kadar yerdeğiştirme yapabileceğini ortaya koyması ve bu sonuçların taşıyıcı sistem elemanlarının kapasiteleri ile kıyaslanması sonucunda deprem performansı için daha somut veriler sunmaktadır. Doğrusal elastik olmayan yöntemlerde genel olarak amaç, uygulanan deprem etkileri altında oluşabilecek en büyük plastik şekildeğiştirme taleplerinin (istemlerinin) elde edilmesi ve istemlerinin DBYBHY 2007’de tanımlanan performans düzeylerine ait şekildeğiştirme sınırları ile karşılaştırılması ve yapısal performansın yönetmelik doğrultusunda değerlendirilmesidir.

1.1 Tezin Amacı

Betonarme yapıların sismik davranışlarının belirlenmesinde, analizlere olasılıklı ifadelerin dahil edilmesi, sismik davranışın daha gerçekçi tanımlanmasına yardımcı olacaktır. Bu tez çalışması kapsamında 1999 yılı öncesinde uygulanmış olan tip okul projelerinden bir tanesi örnek alınmış, bu örnek okul projesinin TDY2007 Bölüm 7’de tanımlanan gerekli performans seviyesini sağlaması ve gerekli performans düzeyine getirilen okul yapısının performansını olasılıksal olarak ifade edebilmek için kırılgenlik eğrilerinin oluşturulması amaçlanmıştır.

2. PERFORMANS KAVRAMI VE DEPREM BÖLGELERİNDE YAPILACAK BİNALAR HAKKINDA YÖNETMELİK 2007 YAKLAŞIMI

2.1 Giriş

Günümüz şartlarında depremle ilgili çoğu bilinmez durum bulunmakta ve insanoğlu depremin önceden bilinmesi ile ilgili teknoloji hali hazırda yetersiz kalmaktadır. Bu yüzden depreme dayanıklı yapı tasarımı inşaat mühendisliğinde çok önemli bir hal almıştır. Bu tasarımlar için oluşturulan şartnamelerin bugünkü halleri çeşitli deprem olasılıkları altında yapılarda can ve mal güvenliğinin sağlanması ve yapının göçmeden sahip olduğu taşıma gücü kapasitesini geliştirerek farklı yapısal analiz yöntemlerinin ve performansa dayalı tasarımın gelişmesini sağlamıştır.

Yapı tasarımı için hali hazırda kullanılan doğrusal analiz yöntemi basitleştirmeler ve kabuller yaparak kullanıldığından deprem anında yapının gerçek davranışı olan doğrusal olmayan (elastik ötesi) davranışı tam anlamıyla çözümleyememektedir. Bu şartlar altında yapı tasarımında elastik ötesi davranış için performansa dayalı tasarım, kapasite tasarımı, plastik mafsallı kabulü gibi kavramlar günümüzde çok önem kazanmıştır.

Performans kavramı temelinde yapısal elemanların elastik ötesi davranış gösterirken göçmeden sahip oldukları taşıma gücü kapasitesini belirlemeye dayanır. Bu kapasitenin belirlenmesinde ele alınacak kriterler ise elastik ötesi davranıştaki şekildeğiştirmeler, yerdeğiştirmeler ve iç kuvvetlerdir. Aynı zamanda performansa dayalı tasarım yapının deprem güvenliğini, yapının göçme şeklini (sünek veya gevrek), taşıyıcı sistem elemanlarındaki olası hasar durumlarını, plastik şekildeğiştirme yeteneğini belirlemeyi ve iç kuvvetlerin kesitlerdeki dağılımını gözlemlemeyi amaçlar.

2.2 Doğrusal Olmayan Analizde Performans Kavramı

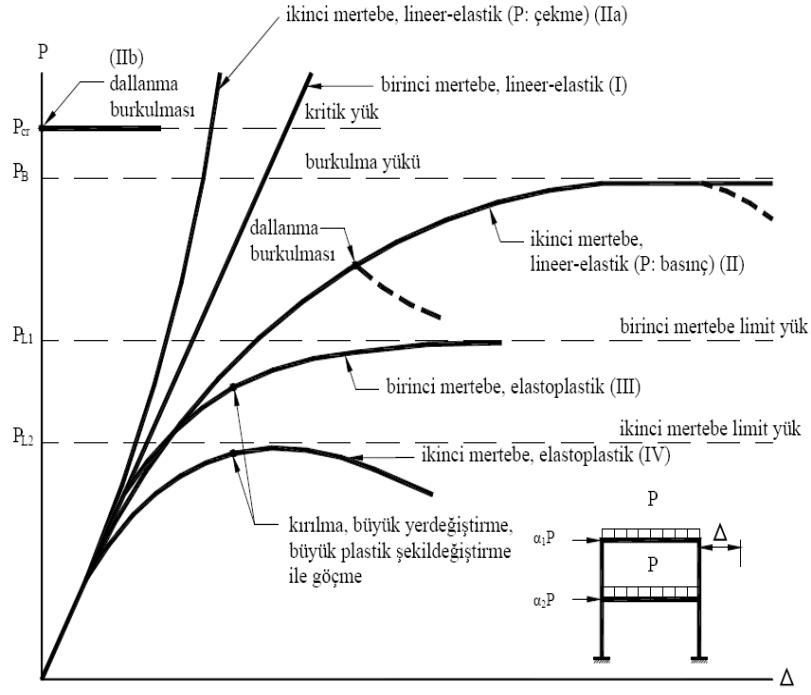
Doğrusal olmayan analiz, yapının deprem etkileri altındaki yerdeğişirmeleri ve taşıyıcı sistem elemanlarındaki şekildeğişirmelerinin incelenmesini sağlamaktadır. Doğrusal olmayan analiz yapabilmek için, öncelikli olarak taşıyıcı sistem elemanlarının dayanım ve şekildeğiştirme kapasitelerinin hesaplanması ve deprem yüklerinden oluşan etkilerin karşılaştırılması ile yapılır. Yapılarda yüklemelerden oluşan kesit tesirleri ve deprem etkileri talep (istem) olarak adlandırılır. İşte bu noktada performans kavramı devreye girer, performans yapılarda oluşan talep (istem) ve kapasitenin karşılaştırılması ve sonuçlarının değerlendirilip önceden belirlenen hasar sınırlarına göre yorumlanması olarak karşımıza çıkar [2].

2.3 Malzeme Bakımından Doğrusal Olmayan Davranış

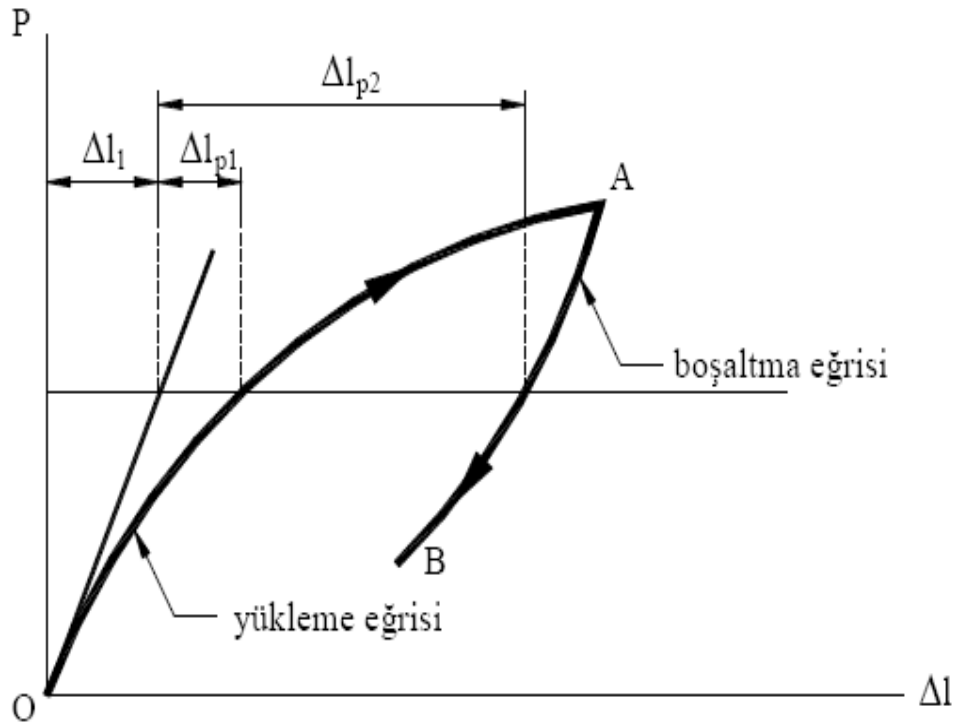
2.3.1 Doğrusal olmayan malzeme

Doğrusal olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan dış yüklerle birlikte iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde doğrusal-elastik sınırı aşmakta ve bu kesitler dolayında doğrusal olmayan (plastik) şekildeğişirmeler meydana gelmektedir. Doğrusal olmayan şekildeğişirmeler genel olarak sistem üzerinde sürekli olarak yayılmaktadır. Buna karşılık, kopma sırasındaki toplam şekildeğişirmelerin doğrusal şekildeğişirmelere oranının büyük olduğu sünek malzemeden yapılmış sistemlerde, doğrusal olmayan şekildeğişirmelerin plastik mafsallarda (veya genel anlamda plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılabilir. Aşağıdaki Şekil 2.1’de doğrusal olma ve olmama durumlarına göre yük parametresi-şekildeğiştirme bağıntıları, Şekil 2.2’de ise örnek bir yükleme boşaltma eğrisi verilmiştir.

Şekil 2.2’de örnek teşkil edilen yükleme boşaltma eğrisinde Δl_1 lineer şekildeğişirmeleri, Δl_{p1} ve Δl_{p2} lineer olmayan şekildeğişirmeleri ve P ise yük parametresini temsil etmektedir [4].



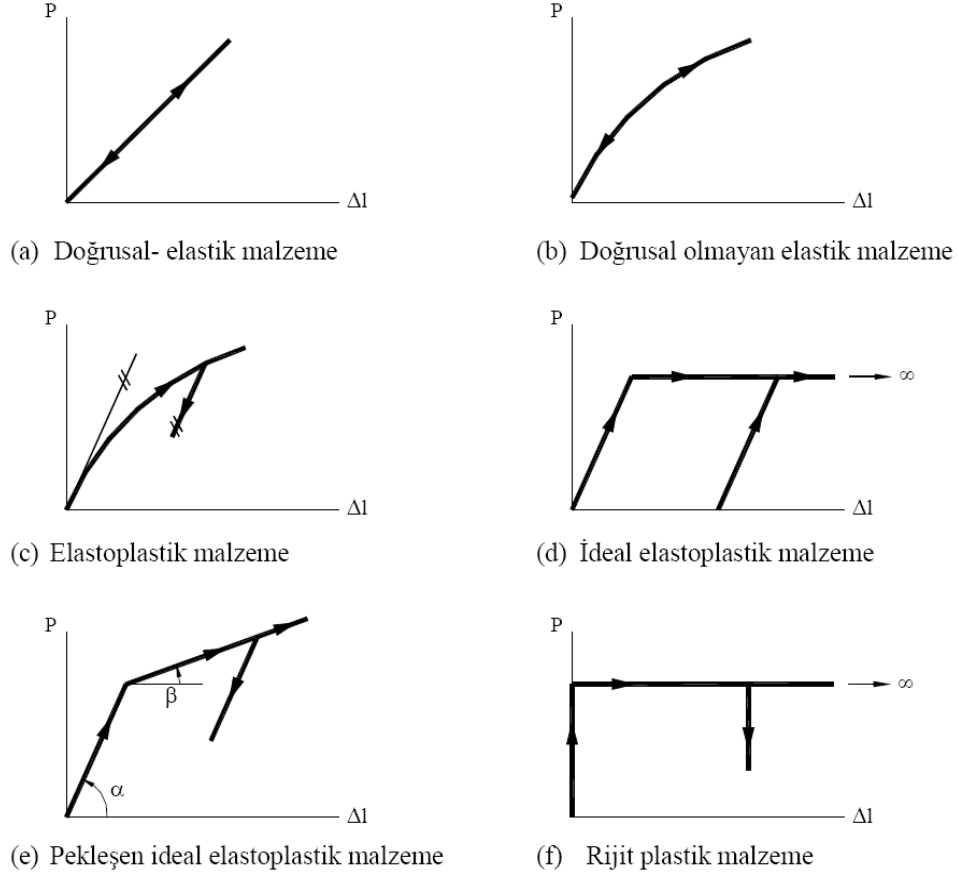
Şekil 2.1 : Çeşitli teorilere göre yük parametresi – yerdeğiştirme bağıntısı [3].



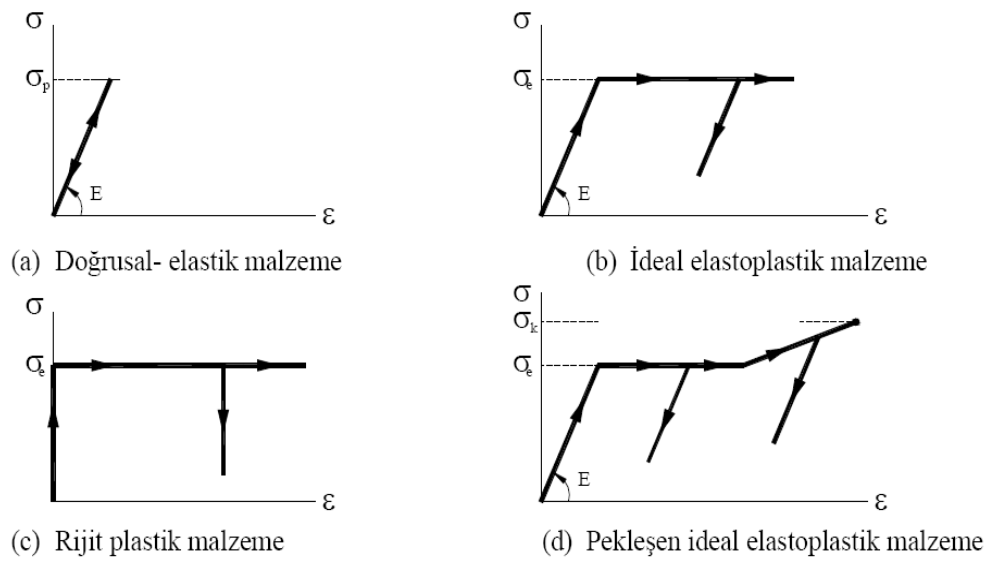
Şekil 2.2 : Örnek bir yükleme boşaltma eğrisi [4].

2.3.2 İdeal malzemeler

Aşağıdaki Şekil 2.3 ve Şekil 2.4'te ideal malzemeler ve onlara ait gerilme-şekildeğiştirme durumları gösterilmiştir.



Şekil 2.3 : İdeal malzemeler [3].



Şekil 2.4 : Beton ve donatının $\sigma - \epsilon$ diyagramlarının idealleştirilmesi [3].

2.4 Binalardan bilgi toplanması

Mevcut binaların taşıyıcı sistem elemanlarının kapasitelerinin belirlenmesinde ve deprem dayanımlarının 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 edilecektir.

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 [5].

2.4.1 Bina bilgi düzeyleri

Binaların incelenmesinden elde edilecek mevcut durum bilgilerinin kapsamına göre, her bina türü için bilgi düzeyi ve buna bağlı olarak bilgi düzeyi katsayıları tanımlanmaktadır. Bilgi düzeyleri sırasıyla sınırlı, orta ve kapsamlı olarak sınıflandırılır. Elde edilen bilgi düzeyleri taşıyıcı eleman kapasitelerinin hesaplanmasında kullanılır.

Sınırlı Bilgi Düzeyi'nde binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcut değildir. Taşıyıcı sistem özellikleri binada yapılacak ölçümlerle belirlenir.

Orta Bilgi Düzeyi'nde eğer binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcut değilse, sınırlı bilgi düzeyine göre daha fazla ölçüm yapılır. Eğer mevcut ise sınırlı bilgi düzeyinde belirtilen ölçümler yapılarak proje bilgileri doğrulanır.

Kapsamlı Bilgi Düzeyi'nde binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcuttur. Proje bilgilerinin doğrulanması amacıyla yeterli düzeyde ölçümler yapılır [5].

2.4.2 Betonarme binalarda sınırlı bilgi düzeyi

Bina Geometrisi: Saha çalışması ile binanın taşıyıcı sistem plan rölevesi çıkarılacaktır. Mimari projeler mevcut ise, röleve çalışmalarına yardımcı olarak kullanılır.

Temel sistemi bina içinde veya dışında açılacak yeterli sayıda inceleme çukuru ile belirlenecektir. Binadaki kısa kolonlar ve benzeri olumsuzluklar kat planına ve kesitlere işlenecektir. Binanın komşu binalarla olan ilişkisi (ayrık, bitişik, derz var/yok) belirlenecektir.

Eleman Detayları: Betonarme projeler veya uygulama çizimleri mevcut değildir. Betonarme elemanlardaki donatı miktarı ve detaylarının binanın yapıldığı tarihteki minimum donatı koşullarını sağladığı varsayılır. Bu varsayımın doğrulanması veya hangi oranda gerçekleştiğinin belirlenmesi için her katta en az birer adet olmak üzere perde ve kolonların %10'unun ve kirişlerin %5'inin pas payları sıyrılarak donatı ve donatı bindirme boyu tespiti yapılacaktır. Sıyırma işlemi kolonların ve kirişlerin uzunluğunun açıklık ortasındaki üçte birlik bölümde yapılmalı, ancak donatı bindirme boyunun tespiti amacıyla en az üç kolonda bindirme bölgelerinde yapılmalıdır. Sıyrılan yüzeyler daha sonra yüksek dayanımlı tamir harcı ile kapatılacaktır. Ayrıca pas payı sıyrılmayan elemanların %20'sinde enine ve boyuna donatı sayısı ve yerleşimi donatı tespit cihazları ile belirlenecektir. Donatı tespiti yapılan betonarme kolon ve kirişlerde bulunan mevcut donatının minimum donatıya oranını ifade eden donatı gerçekleşme katsayısı kolonlar ve kirişler için ayrı ayrı belirlenecektir. Bu katsayı donatı tespiti yapılmayan diğer tüm elemanlara uygulanarak olası donatı miktarları belirlenecektir.

Malzeme Özellikleri: Her katta kolonlardan veya perdelerden TS-10465'debelirtilen koşullara uygun şekilde en az iki adet beton örneği (karot) alınarak deney yapılacak ve örneklerden elde edilen en düşük basınç dayanımı mevcut beton dayanımı olarak alınacaktır. Donatı sınıfı, yukarıdaki paragrafta açıklandığı şekilde sıyrılan yüzeylerde yapılan görsel inceleme ile tespit edilecek, bu sınıftaki çeliğin karakteristik akma dayanımı mevcut çelik dayanımı olarak alınacaktır. Bu incelemede, donatısında korozyon gözlenen elemanlar planda işaretlenecek ve bu durum eleman kapasite hesaplarında dikkate alınacaktır [5].

2.4.3 Betonarme binalarda orta bilgi düzeyi

Bina Geometrisi: 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 Detayları: Betonarme projeler veya imalat çizimleri mevcut değil ise sınırlı bilgi düzeyi malzeme özelliklerindeki koşullar geçerlidir, ancak pas payları sıyrılarak donatı kontrolü yapılacak perde, kolon ve kirişlerin sayısı her katta en az ikişer adet olmak üzere o kattaki toplam kolon sayısının %20'sinden ve kiriş sayısının %10'undan az olmayacaktır. Betonarme projeler veya imalat çizimleri mevcut ise donatı kontrolü için sınırlı bilgi düzeyi malzeme özelliklerinde belirtilen işlemler, aynı miktardaki betonarme elemanda uygulanacaktır. Ayrıca pas payı sıyrılmayan elemanların %20'sinde enine ve boyuna donatı sayısı ve yerleşimi donatı tespit cihazları ile belirlenecektir. Proje ile uygulama arasında uyumsuzluk bulunması halinde, betonarme elemanlardaki mevcut donatının projede öngörülen donatıya oranını ifade eden donatı gerçekleşme katsayısı kolonlar ve kirişler için ayrı ayrı belirlenecektir. Eleman kapasitelerinin belirlenmesinde kullanılan bu katsayı 1'den büyük olamaz. Bu katsayı donatı tespiti yapılmayan diğer tüm elemanlara uygulanarak olası donatı miktarları belirlenecektir.

Malzeme Özellikleri: Her kattaki kolonlardan veya perdelerden toplam üç adetten az olmamak üzere ve binada toplam 9 adetten az olmamak üzere, her 400 m²'den bir adet beton örneği (karot) TS-10465'de belirtilen koşullara uygun şekilde alınarak deney yapılacaktır. Elemanların kapasitelerinin hesaplanmasında örneklerden elde edilen (ortalama-standart sapma) değerleri mevcut beton dayanımı olarak alınacaktır. Beton dayanımının binadaki dağılımı, karot deney sonuçları ile uyarlanmış beton çekici okumaları veya benzeri hasarsız inceleme araçları ile kontrol edilebilir.

Donatı sınıfı, yukarıdaki paragrafta açıklandığı şekilde sıyrılan yüzeylerde yapılan görsel inceleme ile tespit edilecek, bu sınıftaki çeliğin karakteristik dayanımı eleman kapasite hesaplarında mevcut çelik dayanımı olarak alınacaktır. Bu incelemede, donatısında korozyon gözlenen elemanlar planda işaretlenecek ve bu durum eleman kapasite hesaplarında dikkate alınacaktır [5].

2.4.4 Betonarme binalarda kapsamlı bilgi düzeyi

Bina Geometrisi: Binanın betonarme projeleri mevcuttur. Binada yapılacak ölçümlerle mevcut geometrinin projelere uygunluğu kontrol edilir. Projeler ölçümler ile önemli farklılıklar gösteriyor ise proje yok sayılacak ve bina orta bilgi düzeyine uygun olarak incelenecektir. Binadaki kısa kolonlar ve benzeri olumsuzluklar kat planına ve kesitlere işlenecektir. Komşu binalarla ilişkisi (ayrık, bitişik, derz var/yok) belirlenecektir. Bina geometrisi bilgileri, bina kütesinin hassas biçimde tanımlanması için gerekli ayrıntıları içermelidir. Temel sistemi bina içinde veya dışında açılacak yeterli sayıda inceleme çukuru ile belirlenecektir.

Eleman Detayları: Binanın betonarme detay projeleri mevcuttur. Donatının projeye uygunluğunun kontrolü için orta bilgi düzeyi eleman detaylarında belirtilen işlemler, aynı miktardaki betonarme elemanda uygulanacaktır. Ayrıca pas payı sıyrılmayan elemanların %20'sinde enine ve boyuna donatı sayısı ve yerleşimi donatı tespit cihazları ile belirlenecektir. Proje ile uygulama arasında uyumsuzluk bulunması halinde, betonarme elemanlardaki mevcut donatının projede öngörülen donatıya oranını ifade eden donatı gerçekleşme katsayısı kolonlar ve kirişler için ayrı ayrı belirlenecektir. Eleman kapasitelerinin belirlenmesinde kullanılan bu katsayı 1'den büyük olamaz. Bu katsayı donatı tespiti yapılmayan diğer tüm elemanlara uygulanarak olası donatı miktarları belirlenecektir.

Malzeme Özellikleri: Her kattaki kolonlardan veya perdelerden toplam üç adetten az olmamak üzere ve binada toplam 9 adetten az olmamak üzere, her 200m²'den bir adet beton örneği (karot) TS-10465'de belirtilen koşullara uygun şekilde alınarak deney yapılacaktır. Elemanların kapasitelerinin hesaplanmasında, örneklerden elde edilen (ortalama-standart sapma) değerleri mevcut beton dayanımı olarak alınacaktır. Beton dayanımının binadaki dağılımı, karot deney sonuçları ile uyarlanmış beton çekici okumaları veya benzeri hasarsız inceleme araçları ile kontrol edilebilir. Donatı sınıfı, yukarıdaki paragrafta açıklandığı şekilde sıyrılan yüzeylerde yapılan inceleme ile tespit edilecek, her sınıftaki çelik için (S220, S420, vb.) birer adet örnek alınarak deney yapılacak, çeliğin akma ve kopma dayanımları ve şekildeğiştirme özellikleri belirlenerek projeye uygunluğu saptanacaktır. Projesine uygun ise, eleman kapasite hesaplarında projede kullanılan çeliğin karakteristik akma dayanımı mevcut çelik dayanımı olarak alınacaktır.

Uygun değil ise, en az üç adet örnek daha alınarak deney yapılacaktır, elde edilen en elverişsiz değer eleman kapasite hesaplarında mevcut çelik dayanımı olarak alınacaktır. Bu incelemede, donatısında korozyon gözlenen elemanlar planda işaretlenecek ve bu durum eleman kapasite hesaplarında dikkate alınacaktır [5].

2.4.5 Bilgi düzeyi katsayıları

İncelenen binalardan edinilen bilgi düzeylerine göre, eleman kapasitelerine uygulanacak Bilgi Düzeyi Katsayıları kullanılmaktadır [5]. Çizelge 2.1’de binalar için binalar için yönetmelikte belirlenen bilgi düzeyi katsayıları verilmiştir.

Çizelge 2.1 : Binalar için bilgi düzeyi katsayıları.

Bilgi Düzeyi	Bilgi Düzeyi Katsayısı
Sınırlı	0.75
Orta	0.90
Kapsamlı	1.00

2.5 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

2.5.1 Kesit hasar sınırları

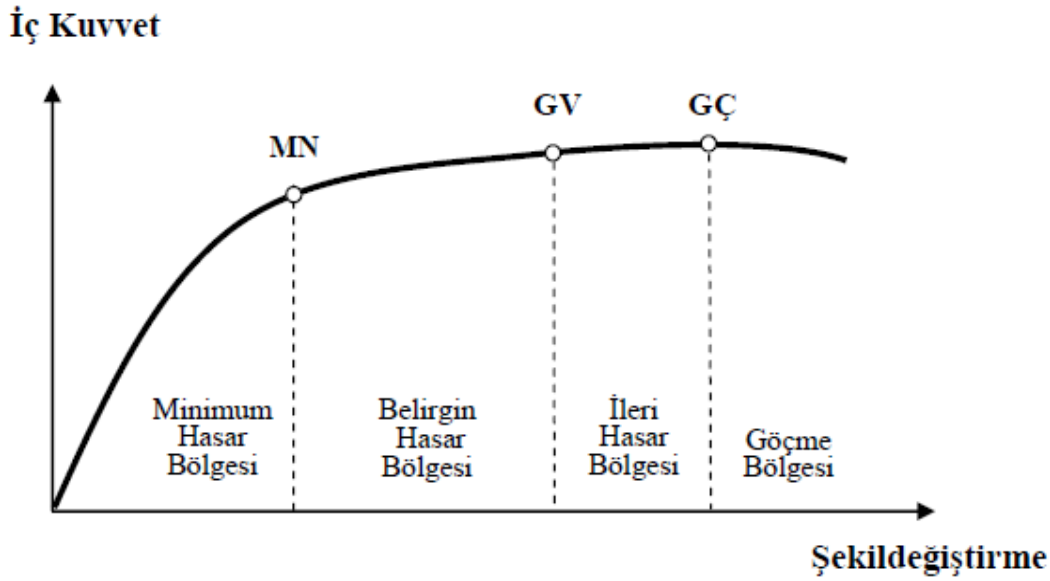
Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ)’dir. Minimum hasar sınırı ilgili kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışın sınırını, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır [5].

2.5.2 Kesit hasar bölgeleri

Şekil 2.1’de gösterildiği gibi, kritik kesitleri 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 yer alırlar [5].

2.5.3 Kesit ve eleman hasarlarının tanımlanması

İç kuvvetlerin ve/veya şekildeğişikliklerin kesit hasar sınırlarına karşı gelmek üzere tanımlanan sayısal değerler ile karşılaştırılması sonucunda, kesitlerin hangi hasar bölgelerinde olduğuna karar verilecektir. Eleman hasarı, elemanın en fazla hasar gören kesitine göre belirlenecektir. Aşağıdaki Şekil 2.5'te betonarme elemanlardaki kesit hasar bölgeleri gösterilmiştir [5].



Şekil 2.5 : Betonarme elemanlardaki kesit hasar bölgeleri [5].

2.6 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar

Deprem hesabının amacı, mevcut veya güçlendirilmiş binaların deprem performansını belirlemektir. Bu amaçla doğrusal elastik veya doğrusal elastik olmayan hesap yöntemleri kullanılabilir. Ancak, teorik olarak farklı yaklaşımları esas alan bu yöntemlerle yapılacak performans değerlendirmelerinin birebir aynı sonucu vermesi beklenmemelidir. Aşağıda tanımlanan genel ilke ve kurallar her iki türdeki yöntemler için de geçerlidir [5].

- Deprem etkisinin tanımında, DBYBHY'07 2.4'de verilen elastik (azaltılmamış) ivme spektrumu kullanılacak, ancak farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum üzerinde DBYBHY'07 7.8'e göre yapılan değişiklikler gözönüne alınacaktır. Deprem hesabında DBYBHY'07 2.4.2'de tanımlanan Bina Önem Katsayısı uygulanmayacaktır.

- Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etki ettirilecektir.
- Binaların deprem performansı, yapıya etkiyen düşey yüklerin ve deprem etkilerinin birleşik etkileri altında değerlendirilecektir. Hareketli düşey yükler, DBYBHY'07 7.4.7'ye göre deprem hesabında gözönüne alınan kütleler ile uyumlu olacak şekilde tanımlanacaktır.
- Deprem hesabında kullanılacak zemin parametreleri DBYBHY'07 Bölüm 6'ya göre belirlenecektir.
- Binanın taşıyıcı sistem modeli, deprem etkileri ile düşey yüklerin ortak etkileri altında yapı elemanlarında oluşacak iç kuvvet, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeleri hesaplamak için yeterli doğrulukta hazırlanacaktır.
- Deprem hesabında gözönüne alınacak kat ağırlıkları DBYBHY'07 2.7.1.2'ye göre hesaplanacak, kat kütleleri kat ağırlıkları ile uyumlu olarak tanımlanacaktır.
- Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yerdeğiştirme ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik dereceleri gözönüne alınacaktır. Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanacak, ayrıca ek dış merkezlik uygulanmayacaktır.
- Mevcut binaların taşıyıcı sistemlerindeki belirsizlikler, binadan derlenen verilerin kapsamına göre DBYBHY'07 7.2'de tanımlanan bilgi düzeyi katsayıları aracılığı ile hesap yöntemlerine yansıtılacaktır.
- DBYBHY'07 3.3.8'e göre kısa kolon olarak tanımlanan kolonlar, taşıyıcı sistem modelinde gerçek serbest boyları ile tanımlanacaktır.
- Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanmasına ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir:
 - (a) Analizde beton ve donatı çeliğinin 7.2'de tanımlanan bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınacaktır.
 - (b) Betonun maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekildeğiştirmesi ise 0.01 alınabilir.

(c) Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemli diyagramlar olarak modellenebilir.

- Betonarme sistemlerin eleman boyutlarının tanımında birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak gözönüne alınabilir.
- Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ kullanılacaktır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, etkin eğilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerler kullanılacaktır:

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

- (b) Kolon ve perdelerde,

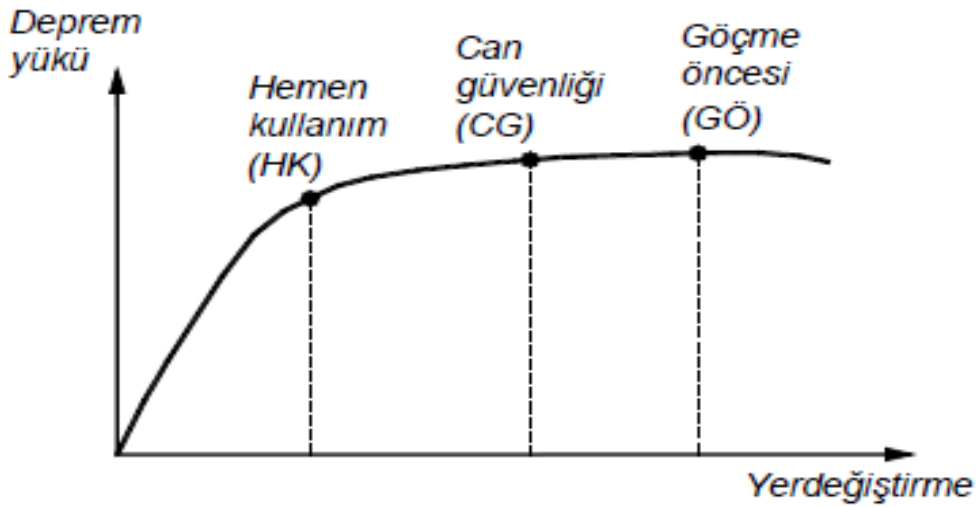
$ND / (Ac f_{cm}) \leq 0.10$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$

$ND / (Ac f_{cm}) \geq 0.40$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.80 (EI)_o$

- Eksenel basınç kuvveti ND 'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir. ND , deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin gözönüne alındığı ve çatlamamış kesitlere ait $(EI)_o$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenecektir. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ise, yukarıda belirtildiği şekilde elde edilen etkin eğilme rijitliği $(EI)_e$ kullanılarak, deprem hesabında esas alınan kütlelerle uyumlu yüklere göre yeniden yapılacaktır. Deprem hesabında da aynı rijitlikler kullanılacaktır.
- Betonarme tablalı kirişlerin pozitif ve negatif plastik momentlerinin hesabında tabla betonu ve içindeki donatı hesaba katılabilir.
- Betonarme elemanlarda kenetlenme veya bindirme boyunun yetersiz olması durumunda, kesit kapasite momentinin hesabında ilgili donatının akma gerilmesi kenetlenme veya bindirme boyundaki eksikliği oranında azaltılabilir.
- Zemindeki şekildeğiştirmelerin yapı davranışını etkileyebileceği durumlarda zemin özellikleri analiz modeline yansıtılacaktır.
- DBYBHY'07Bölüm 2'de modelleme ile ilgili olarak verilen diğer esaslar geçerlidir.

2.7 Bina Deprem Performansının Belirlenmesi

Binaların deprem performansı, uygulanan deprem etkisi altında binada oluşması beklenen hasarların durumu ile ilişkilidir ve dört farklı performans seviyesi esas alınarak tanımlanmıştır. Analiz yöntemlerinin uygulanması ve hasar bölgelerine karar verilmesi ile bina deprem performans düzeyi belirlenir. Performans düzeyleri eğrisi, kesit davranışı için verilen eğriye benzemekte olup deprem yükü ve yerdeğiştirme ilişkisini gösteren eğri sınır performans noktalarını gösterir. Bu eğri üzerinde elastik ötesi davranışın başlangıcı sınırlı hasara karşı geldiği için, Hemen Kullanım Performans Düzeyi (HK) olarak isimlendirilir. Dış statik deprem yükünün yapıda boşalmaya başladığı Göçme Öncesi Performans Seviyesi (GÖ), ve yapıda elastik ötesi şekildeğiştirmelerle yatay yük kapasitesini güvenli olarak sağlayabildiği performans noktası Can Güvenliği Performans Seviyesi (CG) olarak tanımlanır [5]. Şekil 2.6’da performans seviyeleri gösterilmiştir.



Şekil 2.6 : Yapı performans düzeyleri [5].

2.7.1 Hemen kullanım performans seviyesi (HK)

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %10'u Belirgin Hasar Bölgesi'ne geçebilir, ancak diğer taşıyıcı elemanlarının tümü Minimum Hasar Bölgesi'ndedir. Eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri kaydı ile, bu durumdaki binaların Hemen Kullanım Performans Düzeyi'nde olduğu kabul edilir [5].

DBYBHY 2007 Bölüm 7.7.2'e göre Hemen Kullanım Performans Seviyesinde binada küçük elasto-plastik şekildeğiştirmelere, yani yapıda çok sınırlı yapısal hasarın oluşmasına izin verilmektedir.

2.7.2 Can güvenliği performans seviyesi (CG)

DBYBHY 2007 Bölüm 7.7.3'e göre eğer varsa, gevrek hasar olarak hasar gören elemanların güçlendirilmeleri kaydı ile aşağıdaki koşulları sağlayan binaların Can Güvenliği Performans Düzeyi'nde olduğu kabul edilir :

- a) 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 aşağıdaki (b) paragrafında tanımlanan kadarı İleri Hasar Bölgesi'ne geçebilir.
- b) İleri Hasar Bölgesi'ndeki kolonların, her bir katta kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı %20'nin altında olmalıdır. En üst katta İleri Hasar Bölgesi'ndeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir.
- c) Diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum Hasar Bölgesi veya Belirgin Hasar Bölgesi'ndedir. Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir.

2.7.3 Göçme öncesi performans seviyesi (GÖ)

DBYBHY 2007 Bölüm 7.7.4'e göre, Gevrek olarak hasar gören tüm elemanların Göçme Bölgesi'nde olduğunun gözönüne alınması kaydı ile, aşağıdaki koşulları sağlayan binaların Göçme Öncesi Performans Düzeyi'nde olduğu kabul edilir :

- a) 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.
- b) Diğer taşıyıcı elemanların tümü Minimum Hasar Bölgesi, Belirgin Hasar Bölgesi veya İleri Hasar Bölgesi'ndedir.

Ancak, herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetlerinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir.

c) Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır.

DBYBHY 2007 Bölüm 7.7.4'de tanımlanan Göçme Öncesi Performans Seviyesi'ne göre yapısal elemanlarda yerel göçmeler görülmektedir. Gevrek elemanların taşıma güçlerine eriştikten sonra doğrudan göçme duruma geldiği kabul edilmektedir. Yapı bütünlüğünü korumaktadır, fakat can güvenliği bakımından yapı kullanılmamaktadır.

2.7.4 Göçme durumu

Bina Göçme Öncesi Performans Düzeyi'ni sağlayamıyorsa Göçme Durumu'ndadır. Binanın kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır [5].

2.8 Binalar İçin Hedeflenen Performans Düzeyleri

Mevcut binaların deprem güvenlik ve performanslarının değerlendirilmesinde gözönüne alınmak üzere üç farklı deprem etkisi tanımlanmıştır. Çizelge 2.2'de deprem etkilerine ait parametreler verilmiştir [6].

Çizelge 2.2 : Deprem Etkisi Parametreleri.

Deprem Türü	Deprem Etkisi Katsayısı	50 yılda Aşılma Olasılığı	Ortalama Dönüş Periyodu
Kullanım Depremi	0,50	%50	72 yıl
Tasarım Depremi	1,00	%10	475 yıl
En Büyük Deprem	1,50	%2	2475 yıl

Kullanım Depremi: 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan depremdir. Ortalama dönüş periyodu yaklaşık 72 yıl olan bu depremin, binanın ömrü boyunca en az bir kere ortaya çıkması kuvvetle olasıdır. Maksimum deprem etkisi, tasarım depreminin yarısı (0.2g) olarak kabul edilir.

Tasarım Depremi: 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremdir. Ortalama dönüş periyodu 475 yıl olan bu deprem bina önem katsayısı 1 olan yeni konut binaları için gözönüne alınan deprem etkisine karşı gelmektedir. Maksimum deprem ivmesi (0.4g) olarak kabul edilir.

En Büyük Deprem: 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremdir. 2475 yıllık dönüş periyodu ile oluşabilecek en büyük deprem olarak kabul edilir. Maksimum depremin etkisi tasarım depreminin 1.5 katı (0.6g) olarak kabul edilir.

Mevcut veya güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri Çizelge 2.3’de verilmiştir [5].

Çizelge 2.3 : Deprem düzeyleri için binalarda öngörülen performans hedefleri.

Bina Kullanım Amacı ve Türü	Deprem Aşılma Olasılığı		
	50 yılda %50	50yılda %10	50 yılda %2
Deprem Sonrası Hemen 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, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	—	HK	GÖ
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, bina türü endüstri yapıları, vb.)	—	CG	—

3. DEPREMDE BİNA PERFORMANSININ DOĞRUSAL ELASTİK OLMAYAN YÖNTEMLER İLE BELİRLENMESİ VE DBYBHY 2007 YAKLAŞIMI

3.1 Giriş

Deprem etkisi altında mevcut binaların yapısal performanslarının belirlenmesi ve güçlendirme analizleri için kullanılacak doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinin amacı, verilen bir deprem için sünek davranışa ilişkin plastik şekildeğiştirme istemleri ile gevrek davranışa ilişkin iç kuvvet istemlerinin hesaplanmasıdır. Daha sonra bu istem büyüklükleri, bu bölümde tanımlanmış bulunan şekildeğiştirme ve iç kuvvet kapasiteleri ile karşılaştırılarak, kesit ve bina düzeyinde yapısal performans değerlendirilmesi yapılacaktır. Doğrusal olmayan analiz yöntemleri kullanılması durumunda yapıların göçme durumlarında yada bu duruma kadar olan elasto-plastik davranışının tespiti kolaylaşır ve yapıların göçme mekanizmasını gösterecek gerçeğe uygun sonuçlar elde edilir. DBYBHY 2007 kapsamında yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri, Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi, Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi'dir. İlk iki yöntem, DBYBHY 2007'de doğrusal olmayan deprem performansının belirlenmesi ve güçlendirme hesapları için temel alınan Artımsal İtme Analizi'nde kullanılacak olan yöntemlerdir. Bu çalışmada, DBYBHY 2007'deki performans kavramlarına ve doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerine uygun olarak mevcut betonarme bir yapının zaman-tanım alanında hesap yöntemiyle doğrusal elastik olmayan deprem performansının tespit edilmesi amaçlanmıştır.

3.2 Doğrusal Elastik Olmayan Davranışının İdealleştirilmesi

Doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, DBYBHY 2007 Bölüm 7.6.4'e göre yapısal elemanlar için bazı kabullerin yapılması gereklidir.

- 1) Malzeme bakımından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, literatürde geçerliliği kanıtlanmış modeller kullanılabilir.

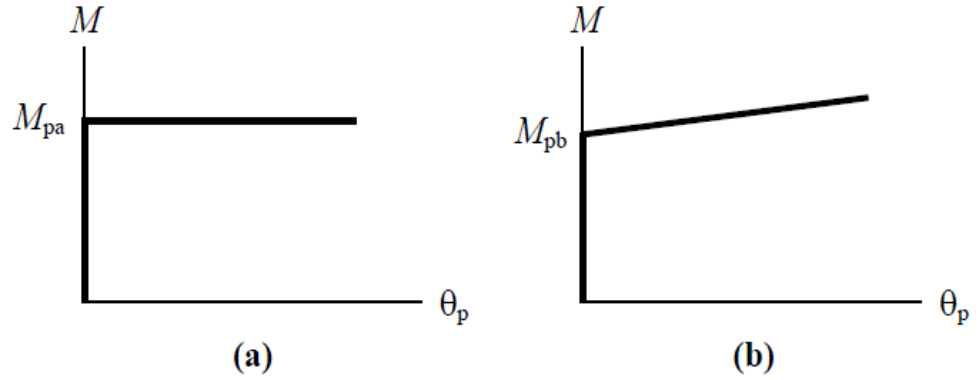
Ancak, mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeni ile aşağıdaki kısımlarda doğrusal elastik olmayan analiz için yığılı plastik davranış modeli esas alınmıştır.

Basit eğilme durumunda plastik mafsallık hipotezi'ne 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 olduğu varsayılmaktadır. Plastik mafsallık boyu olarak adlandırılan plastik şekil değiştirme bölgesi'nin uzunluğu (L_p), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'nin yarısına eşit alınacaktır ($L_p = 0,5 h$). $H_w / l_w \leq 2.0$ olan perdelerde, eğilme etkisi altında plastik şekil değiştirmeler gözönüne alınmayacaktır.

- 2) Sadece eksenel kuvvet altında plastik şekil değiştirme yapan elemanların plastik şekil değiştirme uzunluğu, ilgili elemanın serbest boyuna eşit alınacaktır. Plastik mafsallar, kolon ve kirişlerin uçlarına, perdelerde ise her katta kat tabanına yerleştirilir.
- 3) Yığılı plastik şekil değiştirmeyi temsil eden plastik kesit'in, teorik olarak ilk maddede tanımlanan plastik şekil değiştirme bölgesinin tam ortasına yerleştirilmesi gerekir. Ancak pratik uygulamalarda aşağıda belirtilen yaklaşık idealleştirmelere izin verilebilir:
 - a) Kolon ve kirişlerde plastik kesitler, kolon-kiriş birleşim bölgesinin hemen dışına, diğer deyişle kolon veya kirişlerin net açıklıklarının uçlarına konulabilir. Ancak, düşey yüklerin etkisinden ötürü kiriş açıklıklarında da plastik mafsalların oluşabileceği gözönüne alınmalıdır.
 - b) Betonarme perdelerde, plastik kesitlerin her katta perde kesiminin alt ucuna konulmasına izin verilebilir. U, T, L veya kutu kesitli perdeler, bütün kolları birlikte çalışan tek perde olarak idealleştirilmelidir. Binaların bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunması durumunda, bu perdelerden üst katlara doğru devam eden perdelerin plastik kesitleri bodrum üstünden başlamak üzere konulmalıdır.

4) İtme analizi modelinde kullanılacak plastik kesitlerin iç kuvvet-plastik şekildeğiştirme bağıntıları ile ilgili olarak aşağıdaki paragraflar dikkate alınacaktır :

- a) Plastik kesitlerin iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönme artışına bağlı olarak plastik momentinin artışı) yaklaşık olarak terk edilebilir. Pekleşme etkisinin terk edildiği durum Şekil 3.1(a)'da gösterilmiştir. Bu durumda, bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında, iç kuvvetlerin akma yüzeyinin üzerinde kalması koşulu ile plastik şekildeğiştirme vektörünün akma yüzeyine yaklaşık olarak dik olması koşulu gözönüne alınacaktır.
- b) Pekleşme etkisinin gözönüne alınması durumunda Şekil 3.1(b)'de, bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında iç kuvvetlerin ve plastik şekildeğiştirme vektörünün sağlaması gereken koşullar, ilgili literatürden alınan uygun bir pekleşme modeline göre tanımlanacaktır.



Şekil 3.1 : Moment-Plastik Dönme Bağıntıları [5].

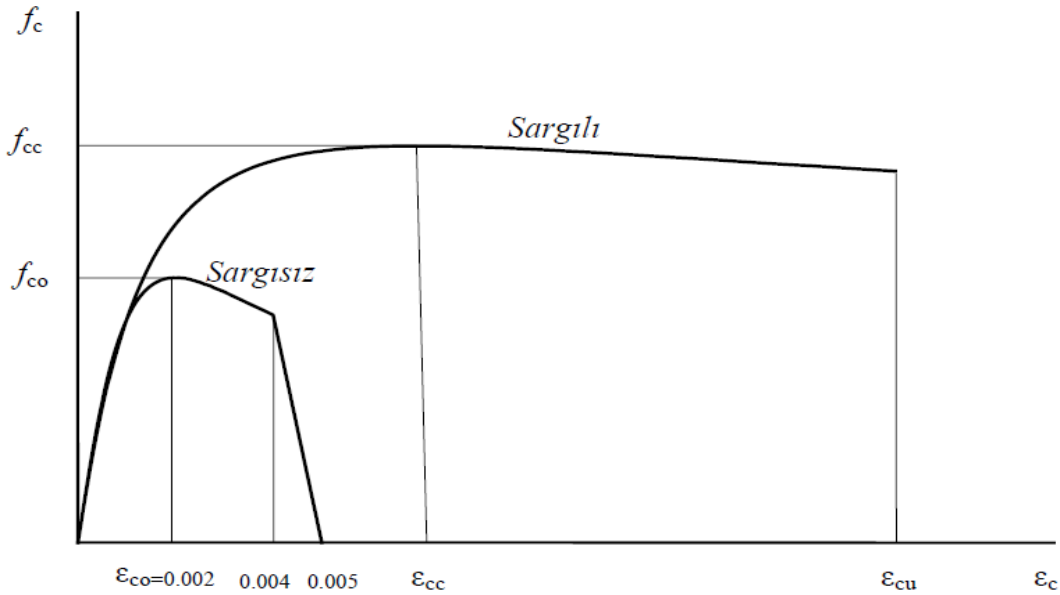
5) Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisinde plastikleşen betonarme kesitlerin akma yüzeyleri olarak DBYBHY 2007 7.4.11'de tanımlanan koşullara göre belirlenen etkileşim diyagramları kullanılacaktır.

Akma yüzeyleri, DBYBHY 2007 7.4.11(c)'ye göre uygun biçimde doğrusallaştırılarak iki boyutlu davranış durumunda akma çizgileri, üç boyutlu davranış durumunda ise akma düzlemleri olarak modellenebilir.

- Analizde beton ve donatı çeliğinin DBYBHY 2007 7.2'de tanımlanan bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınacaktır.
- Betonun maksimum basınç birim şekildeğiştirme 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekildeğiştirme ise 0.01 alınabilir.
- Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemli diyagramlar olarak modellenebilir.

3.2.1 Sargılı ve sargısız beton modelleri

DBYBHY 2007 Ek 7.B'e göre sargılı ve sargısız beton modelleri için şekildeğiştirme ve gerilme değerleri Şekil 3.2'de verilmiştir.



Şekil 3.2 : Beton malzemesinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları [7].

Şekil 3.2'de verilen sargılı ve sargısız beton malzemesinin gerilme-şekildeğiştirme grafiğine göre, ϵ_{co} , ϵ_{cc} , ϵ_{cu} , f_{co} , f_{cc} , sırasıyla sargısız betonun taşıyabileceği en büyük basınç gerilmesi anındaki şekildeğiştirme, sargılı betonun taşıyabileceği en büyük basınç gerilmesi anındaki şekildeğiştirme, sargılı betondaki en büyük basınç birim şekildeğiştirme, sargısız betonun basınç dayanımı, sargılı betonun basınç dayanımı tanımlarına karşılık gelmektedir.

Sargılı betonarme bir kesitte beton malzemesinin aktığı andan itibaren göçme durumuna geldiği ana kadar yapabildiği şekildeğiştirme değerleri, sargısız beton modeli şekildeğiştirme değerlerine göre daha büyüktür.

3.2.2 Donatı çeliği modeli

DBYBHY 2007 Ek 7.B'e göre donatı çeliği için şekildeğiştirme ve gerilme değerleri Şekil 3.3'de ve Çizelge 3.1'de verilmiştir.



Şekil 3.3 : Donatı çeliğinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntısı [8].

Şekil 3.3'de verilen grafiğe göre DBYBHY 2007 gerilme-şekildeğiştirme ilişkisini, elastik bölge, plastik plato bölgesi ve pekleşme bölgesi olmak üzere üç parçaya bölmüştür. Burada ε_{sy} donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesini, ε_{sh} donatı çeliğinin pekleşmeye başladığı andaki birim şekildeğiştirmeni, ε_{su} donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirmesini, f_{sy} donatı çeliğinin akma dayanımını, f_{su} donatı çeliğinin kopma gerilmesini ifade etmektedir. Donatı çeliği modeli için gerilme ve şekildeğiştirme değerleri Çizelge 3.1'de verilmiştir.

Çizelge 3.1 : Donatı çeliği için gerilme şekildeğiştirme değerleri [8].

Kalite	f _{sy} (Mpa)	ε _{sy}	ε _{sh}	ε _{su}	f _{su} (Mpa)
S220	220	0.0011	0.011	0.16	275
S420	420	0.0021	0.008	0.10	550

3.2.3 Betonarme elemanların kesit birim şekildeğiştirme kapasiteleri

Plastik şekildeğiştirmelerin meydana geldiği betonarme sünek taşıyıcı sistem elemanlarında, çeşitli kesit hasar sınırlarına göre izin verilen şekildeğiştirme üst sınırları Çizelge 3.2’de verilmiştir [5].

Çizelge 3.2 : Beton ve donatı çeliği birim şekildeğiştirme üst sınırları.

Kesit Hasar Sınırı	Sargısız Beton		Sargılı Beton	
	Beton birim şekildeğiştirmesi	Donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi	Beton birim şekildeğiştirmesi	Donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi
MN	0.0035	0.010	0.0035	0.010
GV	0.0035	0.040	0.0135	0.040
GÇ	0.004	0.060	0.018	0.060

3.2.3.1 Birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi

DBYBHY 2007 7.6.5 veya 7.6.6’ya göre yapılan itme analizi veya zaman tanım alanında 7.6.7’ye göre yapılan hesap sonucunda çıkış bilgisi olarak herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik dönme istemine bağlı olarak plastik eğrilik istemi, aşağıdaki bağıntı denklem (3.1) ile hesaplanacaktır:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (3.1)$$

Amaca uygun olarak seçilen bir beton modeli ile pekleşmeyi de gözönüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak, kesitteki aksinel kuvvet istemi altında yapılan analizden elde edilen iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi ile tanımlanan ϕ_y eşdeğer akma eğriliği, denklem (3.2) ile tanımlanan ϕ_p plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki ϕ_t toplam eğrilik istemi elde edilecektir:

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (3.2)$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekildeğiştirmesi istemi ile donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirme istemi, denklem (3.2) ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanacaktır.

Sargılı veya sargısız beton ve donatı çeliğ i modelleri için, başkaca bir seçim yapılmadığ ı durumlarda, DBYBHY 2007 Bilgilendirme Eki 7B'den yararlanılabilir.

3.3 Plastik Mafsal Hipotezi

Malzeme bakımından doğrusal olmayan yapı sistemlerinde, doğrusal olmayan şek il değ istirmelerin plastik mafsal (plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığ ı varsayımı altında, yük parametresi – yerdeğ iştirme bağıntısının elde edilmesi, limit yükün ve göçme yükünün hesabı amacıyla geliştirilen yöntemler hakkında bilgi verilecektir.

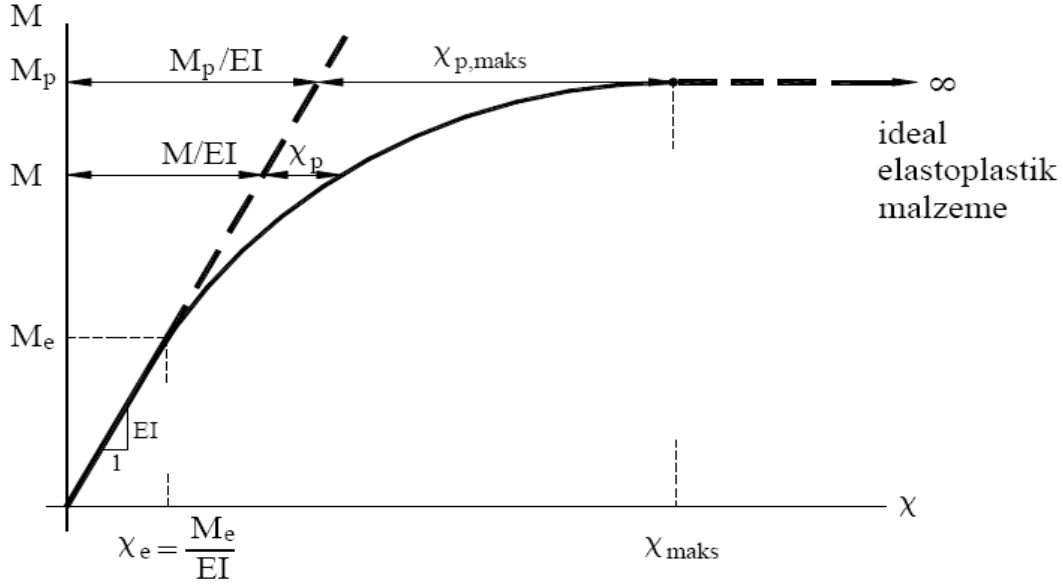
Yeterli düzeyde sünek davranış gösteren yapı sistemlerinde (çelik yapılarda ve bazı koşullar altında betonarme yapılarda) plastik mafsal hipotezi yapılarak sistem hesapları önemli ölçüde kısaltılabilmektedir. Toplam şekildeğ iştirmelerin doğrusal şekildeğ iştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğ u ve doğrusal olmayan şekildeğ iştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığ ı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekildeğ iştirmelerinin plastik mafsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığ ı, bunun dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal-elastik davrandığ ı varsayılabilir. Bu hipoteze plastik mafsal hipotezi adı verilir.

Gerçek eğilme momenti – eğrilik bağıntısı Şekil 3.4'de verilen bir düzlem çubuk elemanın belirli bir bölgesine ait eğilme momenti diyagramı, toplam eğilme şekildeğ iştirmeleri ve doğrusal olmayan şekildeğ iştirmeler Şekil 3.5'te görölmektedir [3].

Plastik mafsal hipotezinde, çubuk elemanı üzerinde l_p uzunluğ undaki bir bölgeye yayılan doğrusal olmayan (plastik) şekildeğ iştirmelerin denklem 3.3'te olduğ u

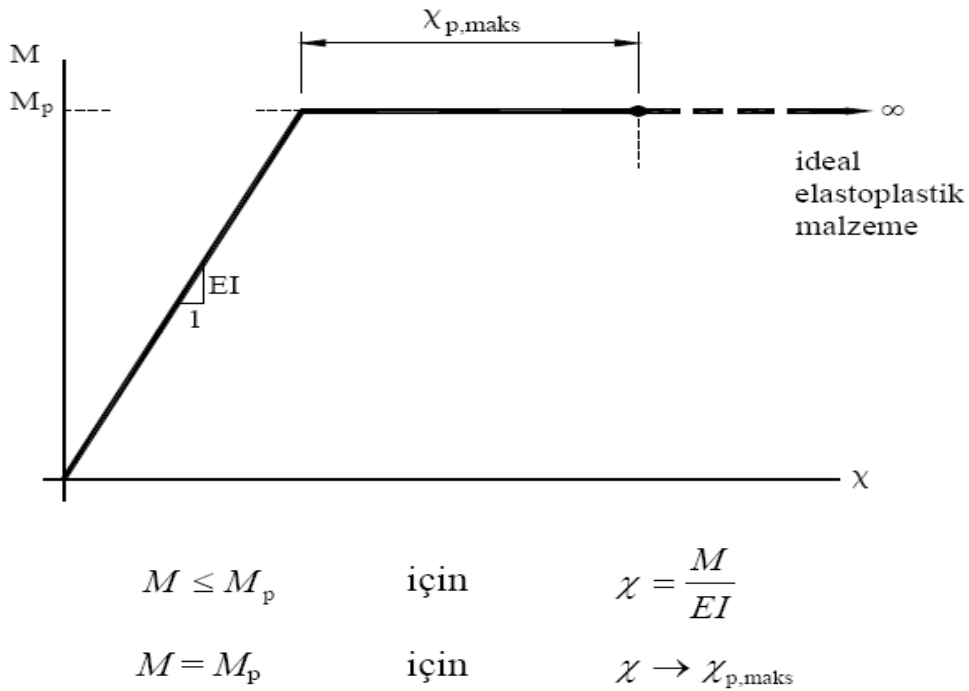
$$\theta_p = \int_{l_p} \chi_p ds \quad (3.3)$$

şeklinde, plastik mafsal olarak tanımlanan bir noktada toplandığı varsayılmaktadır. Burada, θ_p plastik mafsalın dönmesi olarak tanımlanır ve Şekil 3.4'teki gibi gösterilebilir [3].

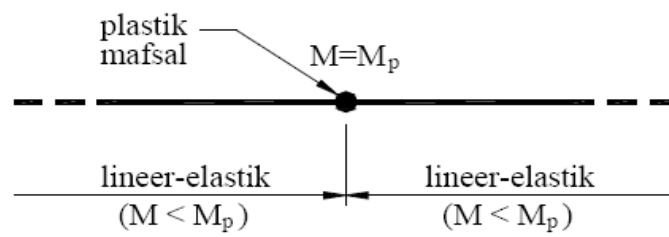
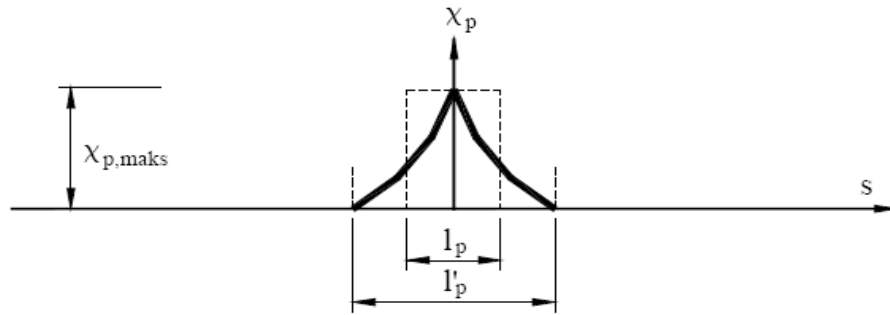
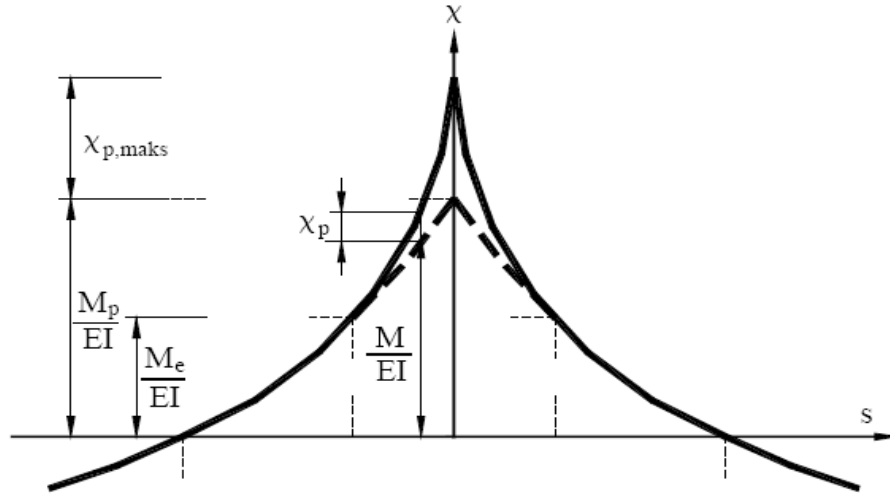
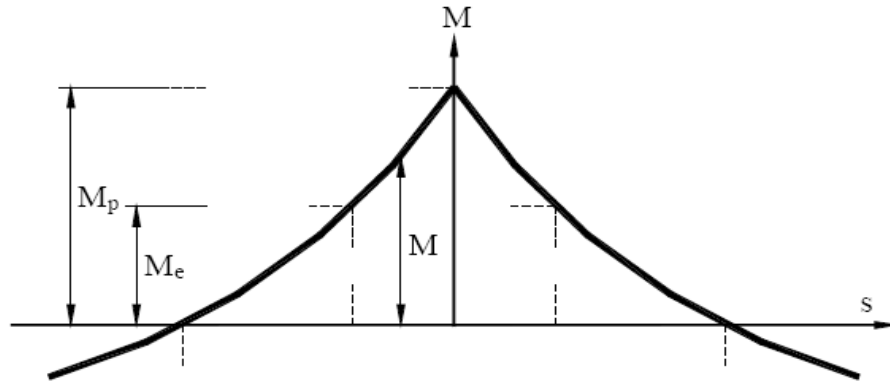


Şekil 3.4 : Eğilme momenti – eğrilik diyagramı [3].

Plastik mafsal hipotezinin uygulanması, gerçek eğilme momenti – eğrilik bağıntısının aşağıdaki şekilde (Şekil 3.5'te) iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşı gelmektedir [3].



Şekil 3.5 : İdealleştirilmiş eğilme moment-eğrilik bağıntısı [3].



Şekil 3.6 : Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeler [3].

Artan dış yükler altında plastik mafsalsal dönmesi artarak dönme kapasitesi adı verilen bir sınır değere eşit olunca, oluşan büyük plastik şekildeğiştirmeler nedeniyle kesit kullanılamaz hale gelebilir. Yapı sisteminin bir veya daha çok kesitindeki plastik mafsalsal dönmelerinin dönme kapasitesine ulaşması ise, yapının tümünün kullanılamaz hale gelmesine (işletme dışı olmasına), diğer bir deyişle göçmesine neden olmaktadır [3].

Eleman kesitlerinde artan eğilme momenti etkisiyle donatı plastik uzaman yaparken, beton da doğrusal olmayan $\sigma_c - \epsilon_c$ değişimi çok daha belirgin duruma gelir. Genellikle donatının uzaman kapasitesi daha büyük olduğu için, güç tükenmesi betonun en büyük kısalması kapasitesine erişmesiyle ortaya çıkar ve kesit taşıma gücüne erişir [9].

Dönme kapasitesi denklem 3.4'te olduğu

$$\text{maks}\theta_p = \int_{l_p} \chi_p ds \quad (\chi_p \rightarrow \chi_{p\text{maks}}) \quad (3.4)$$

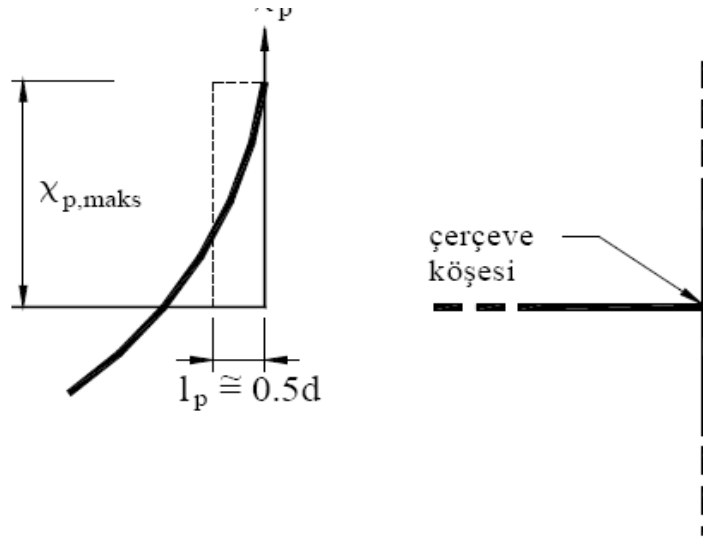
şeklinde, eğilme momenti diyagramının şekline ve $M-\chi$ bağıntısına bağlı olarak belirlenir [3].

3.3.1 Dönme kapasitesinin yaklaşık olarak hesabı

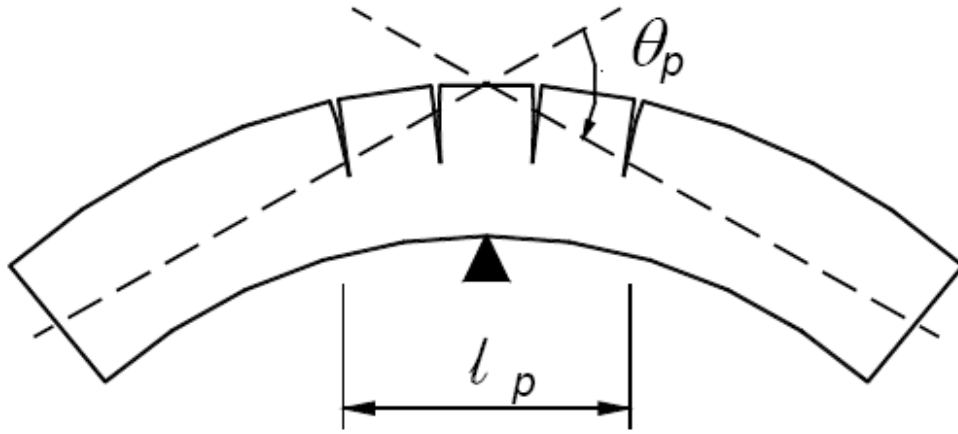
Dönme kapasitesi denklem 3.5'teki gibi hesaplanabilir. Burada l_p , eşdeğer plastik bölge uzunluğunu (plastik mafsalsal boyu) göstermektedir ve yaklaşık olarak denklem 3.6'daki gibi ifade edilebilir. Şekil 3.7 ve Şekil 3.8'deki gibi gösterilebilir [3].

$$\text{maks}\theta_p = l_p * \chi_p \quad (3.5)$$

$$l_p \cong 0.5d \left(d : \text{en kesit yüksekliği} \right) \quad (3.6)$$



Şekil 3.7 : Plastik mafsalsal boyu.



Şekil 3.8 : Mesnette plastik mafsalsal boyu [10].

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesinin değeri çeşitli etkenlere bağlıdır.

Bunların başlıcaları :

- Betonarme betonu ve beton çeliğinin $\sigma - \epsilon$ diyagramlarını belirleyen ϵ_{cu} ve ϵ_{su} sınır birim boy değişimleri,
- Betonarme betonunun ϵ_{cu} sınır birim boy değişmesini etkileyen, sargı donatısı miktarı, şekli ve yerleşim düzeni,
- Plastik mafsalsal boyunu etkileyen en kesit boyutları,
- Eğilme momenti diyagramının şeklidir.

Çelik yapı sistemlerinde ise, dönme kapasitesi genellikle büyük değerler alabilmektedir. Diğer taraftan, performansa dayanan tasarım ve değerlendirme yöntemlerinde, dönme kapasitesinin belirlenmesinde yapıdan beklenen performans düzeyi de etken olmaktadır.

Plastik mafsallı hipotezinin esasları :

- Bir kesitteki eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsallı oluşur. Daha sonra, kesitteki eğilme momenti $M = M_p$ olarak sabit kalır ve kesit serbestçe döner. Plastik mafsaldaki θ_p plastik dönmesi artarak $\max \theta_p$ dönme kapasitesine erişince, oluşan hasar nedeniyle kesit kullanılamaz duruma gelebilir.
- Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal - elastik olarak davranır.
- Kesite eğilme momenti ile birlikte normal kuvvetin de etkimesi halinde, M_p plastik momenti yerine, kesitteki N normal kuvvetine bağlı olarak akma koşulundan bulunan indirgenmiş plastik moment (M_p') değeri esas alınır.

3.4 Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemler

3.4.1 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi

Artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme değerlerine bağlı değerlendirme esas alınır. Belirli bir yatay deprem yükü dağılımı için yapıdaki tepe yerdeğiştirme talebine ulaşıldığında, olası deprem koşulları altında beklenen performans hedeflerinin belirtilen koşullar altında sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin amacı, birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında Doğrusal Olmayan İtme Analizi'nin yapılmasıdır. Düşey yük analizini izleyen itme analizinin her bir adımında taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme ve iç kuvvet artırımları ile bunlara ait yığılımlı değerler ve son adımda deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır.

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin kullanılabilmesi için, binanın kat sayısının bodrum hariç 8'den fazla olmaması ve herhangi bir katta ek dış merkezlik gözönüne alınmaksızın doğrusal elastik davranışa göre hesaplanan burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} < 1.4$ koşulunu sağlaması gerekir. Ayrıca gözönüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının en az 0.70 olması zorunludur.

Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılabilir. Bu durumda yük dağılımı, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için hesaplanan birinci (deprem doğrultusundaki hakim) doğal titreşim mod şekli genliği ile ilgili kütlelerin çarpımından elde edilen değerle orantılı olacak şekilde tanımlanır. Kat döşemeleri rijit diyafram olarak idealleştirilen binalarda, birinci (hakim) doğal titreşim mod şeklinin genlikleri olarak her katın kütle merkezindeki birbirine dik iki yatay öteleme ile kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafındaki dönme gözönüne alınır.

Sabit yatay yük dağılımına göre gerçekleştirilen itme analizi ile, koordinatları “tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti” olan itme eğrisi elde edilir.

Tepe yerdeğiştirmesi, binanın en üst katındaki kütle merkezinde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda, her itme adımında hesaplanan yerdeğiştirmedir. Taban kesme kuvveti ise, her adımda eşdeğer deprem yüklerinin ilgili deprem doğrultusundaki toplamıdır. Kapasite eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü ile, koordinatları “modal yerdeğiştirme-modal ivme” olan modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilebilir:

(a) (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal ivme $a_1^{(i)}$ aşağıdaki şekilde elde edilir.

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (3.7)$$

Denklemden $V_{x1}^{(i)}$ x deprem doğrultusundaki (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci (hakim) moda ait taban kesme kuvvetini, M_{x1} x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütleli göstermektedir.

(b) (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal yer değiştirme $d_1^{(i)}$ 'nin hesabı için ise, aşağıdaki bağıntıdan yararlanılabilir:

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (3.8)$$

Birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal katkı çarpanı Γ_{x1} , x deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımıdaki doğrusal elastik davranışı için tanımlı ilgili bölümde yapılan L_{x1} ve 1.doğal titreşim moduna ait modal kütle M_1 'den yararlanılarak:

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \quad (3.9)$$

şeklinde elde edilir.

İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile elastik davranış spektrumu ve farklı aşılma olasılıklı deprem istemi için bu spektrum üzerinde yapılan değişiklikler gözönüne alınarak, birinci (hakim) moda ait maksimum modal yerdeğiştirme, diğer deyişle, modal yerdeğiştirme istemi hesaplanır. Tanım olarak modal yerdeğiştirme istemi, $d_1^{(P)}$, doğrusal olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme S_{di1} 'e eşittir:

$$d_1^{(P)} = S_{de1} \quad (3.10)$$

Doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme, S_{di1} , itme analizinin ilk adımında, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyoduna karşı gelen doğrusal elastik (linear) spektral yerdeğiştirme, S_{de1} 'e bağlı olarak Denk.(3.11) ile elde edilir:

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad (3.11)$$

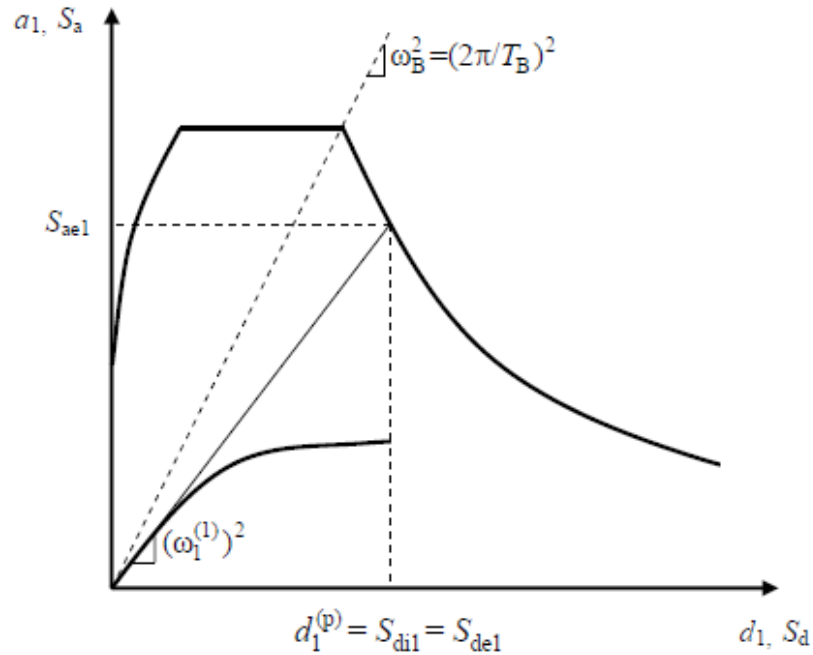
Doğrusal elastik (linear) spektral yerdeğiştirme S_{de1} , itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1} 'den hesaplanır:

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (3.12)$$

Spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} , başlangıç periyodu $T_1^{(1)}$ 'in değerine ($T_1^{(1)} = 2\pi/\omega_1^{(1)}$) bağlı olarak belirlenir. $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyod T_B 'ye eşit veya daha uzun olması durumunda ($T_1^{(1)} \geq T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 \leq \omega_B^2$), doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme S_{di1} , eşit yerdeğiştirme kuralı uyarınca doğal periyodu yine $T_1^{(1)}$ olan eşlenik doğrusal elastik sistem'e ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{de1} 'e eşit alınır. Buna göre spektral yerdeğiştirme oranı:

$$C_{R1}=1 \quad (3.13)$$

olarak tanımlanır, (şekil 3.9).

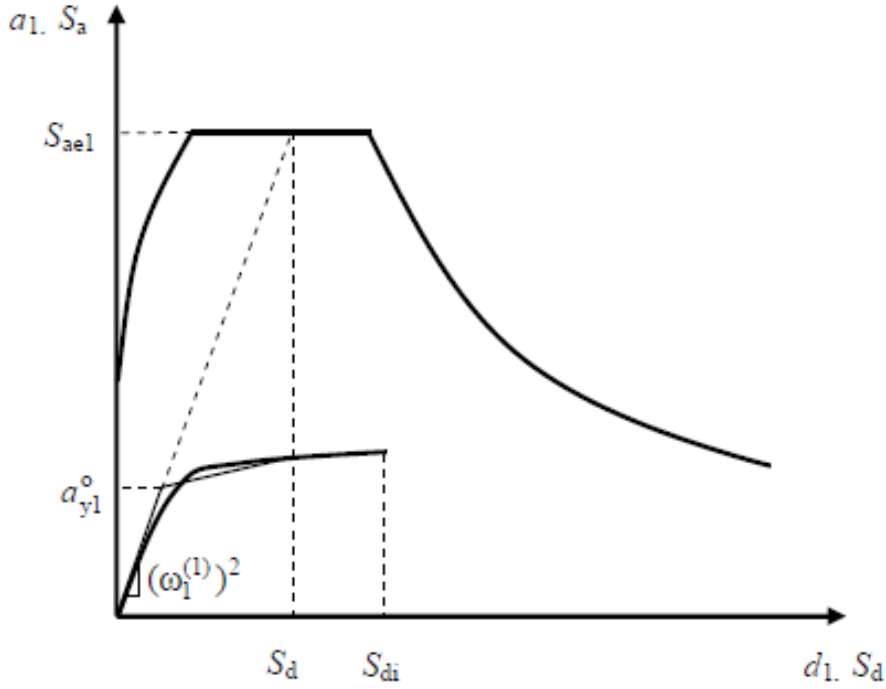


şekil 3.9 : Performans noktalarının belirlenmesi ($T_1^{(1)} \geq T_B$).

şekilde birinci (hakim) titreşim moduna ait ve koordinatları (d_1, a_1) olan modal kapasite diyagramı ile koordinatları “spektral yerdeğiştirme (S_d)-spektral ivme (S_a)” olan davranış spektrumu bir arada çizilmiştir.

$T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyod T_B 'den daha kısa olması durumunda ($T_1^{(1)} \geq T_B$ veya $(\omega_1^{(1)})^2 \leq \omega_B^2$) ise, spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} , ardışık yaklaşımla hesaplanır. Hesap adımları şu şekildedir:

(a) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, (Şekil 3.10)'te görüldüğü gibi, yaklaşık olarak iki doğrulu (bi-lineer) bir 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 ($T_1^{(1)} = 2\pi/\omega_1^{(1)}$).



Şekil 3.10 : Performans noktalarının belirlenmesi ($T_1^{(1)} < T_B$).

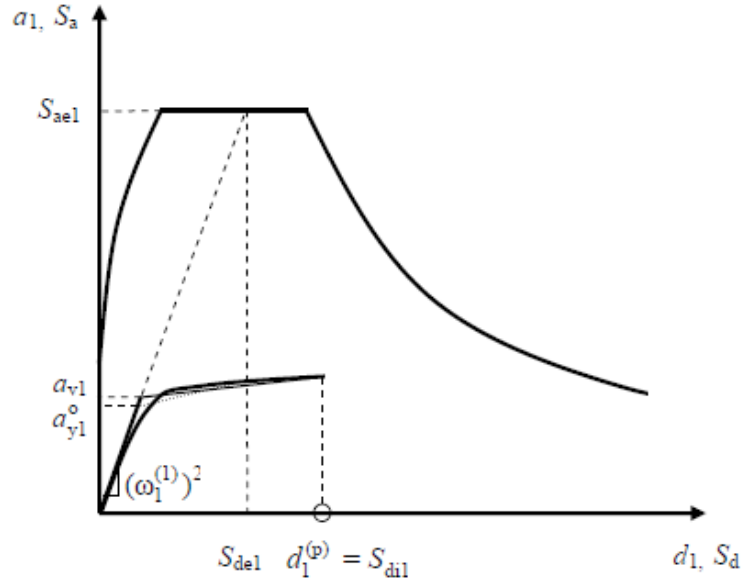
(b) Ardışık yaklaşımın ilk adımında $C_{R1}=1$ varsayımı yapılarak, eşdeğer akma noktası'nın koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. (Şekil 3.10)'te görülen a_{y1}^0 esas alınarak C_{R1} aşağıda şekilde tanımlanır:

$$C_{R1} = \frac{1+(R_{y1}-1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \quad (3.14)$$

Bu bağıntıda R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (3.15)$$

Denk. (3.14)'den bulunan C_{R1} kullanılarak, Denk. (3.11)'e göre hesaplanan S_{di1} esas alınarak eşdeğer akma noktası'nın koordinatları, (Şekil 3.11)'de gösterildiği üzere, eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre a_{y1} , R_{y1} ve C_{R1} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.



Şekil 3.11 : Performans noktalarının belirlenmesi ($T_1^{(1)} < T_B$).

Son itme adımı $i=p$ için Denk. (3.10)'e göre belirlenen modal yerdeğiştirme istemi $d_1^{(p)}$ 'nin Denk. (3.16)'da yerine konulması ile, x deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi $u_{xN1}^{(p)}$ elde edilir.

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (3.16)$$

Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (yerdeğiştirme, şekildeğiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilir veya tepe yerdeğiştirmesi istemine ulaşıncaya kadar yapılan yeni bir itme analizi ile hesaplanır.

3.4.1.1 Artımsal itme analizinde izlenecek yol

Artımsal İtme Analizi kullanılarak yapılacak doğrusal elastik olmayan performans değerlendirmesinde izlenecek adımlar aşağıda özetlenmiştir :

- Deprem hesabına ilişkin genel ilke ve kurallara ek olarak, taşıyıcı sistem elemanlarında doğrusal olmayan davranışın idealleştirilmesi ve analiz modelinin oluşturulması için DBYBHY 2007 7.6.4'te doğrusal elastik olmayan davranışların idealleştirilmesi bölümünde tanımlanan kurallara uyulacaktır.
- Artımsal itme analizinden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin gözönüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılacaktır. Bu analizin sonuçları, artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınacaktır.

- Artımsal itme analizinin DBYBHY 2007 7.6.5'te Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile yapılması durumunda, koordinatları “modal yerdeğiştirme-modal ivme”olarak tanımlanan birinci (hakim) moda ait “modal kapasite diyagramı” elde edilecektir. Bu diyagram ile birlikte, DBYBHY 2007 2.4'te tanımlanan elastik davranış spektrumu ve farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum üzerinde DBYBHY 2007 7.8'de yapılan değişiklikler gözönüne alınarak, birinci (hakim) moda ait modal yerdeğiştirme istemi belirlenecektir. Son aşamada, modal yerdeğiştirme istemine karşı gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme (plastik dönmeler) ve iç kuvvet istemleri hesaplanacaktır.
- Artımsal itme analizinin DBYBHY 2007 7.6.6'da Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi ile yapılması durumunda, gözönüne alınan bütün modlara ait “modal kapasite diyagramları” ile birlikte modal yerdeğiştirme istemleri de elde edilecek, bunlara bağlı olarak taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme (plastik dönmeler) ve iç kuvvet istemleri hesaplanacaktır.
- Plastikleşen (sünek) kesitlerde hesaplanmış bulunan plastik dönme istemlerinden plastik eğrilik istemleri ve DBYBHY 2007 7.6.8'e göre toplam eğrilik istemleri elde edilecektir. Daha sonra bunlara bağlı olarak betonarme kesitlerde betonda ve donatı çeliğinde meydana gelen birim şekildeğiştirme istemleri hesaplanacaktır.

Bu istem değerleri, kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için DBYBHY 2007 7.6.9'da tanımlanan ilgili birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit düzeyinde sünek davranışa ilişkin performans değerlendirmesi yapılacaktır. Ayrıca, güçlendirilen dolgu duvarlarında görelî kat ötelemeleri cinsinden hesaplanan şekildeğiştirme istemleri, DBYBHY 2007 7.6.10'da tanımlanan şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılacaktır. Analiz sonucunda elde edilen kesme kuvveti istemleri ise, DBYBHY 2007 7.6.11'de tanımlanan kapasitelerle karşılaştırılarak kesit düzeyinde gevrek davranışa ilişkin performans değerlendirmesi yapılacaktır.

3.4.2 Artımsal mod birleştirme yöntemi ile itme analizi

Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi'nin amacı, taşıyıcı sistemin davranışını temsil eden yeteri sayıda doğal titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde monotonik olarak adım adım arttırılan ve birbirleri ile uygun biçimde ölçeklendirilen modal yerdeğiştirmeler veya onlarla uyumlu modal deprem yükleri esas alınarak Mod Birleştirme Yöntemi'nin artımsal olarak uygulanmasıdır. Ardışık iki plastik kesit oluşumu arasındaki her bir itme adımında, taşıyıcı sistemde “adım adım doğrusal elastik” davranış esas alınır [3].

3.4.3 Zaman tanım alanında hesap yöntemi ile analiz

Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi'nin amacı, taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışı gözönüne alınarak sistemin hareket denkleminin adım adım integre edilmesidir.

Analiz sırasında her bir zaman artımında sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme ve iç kuvvetler ile bu büyüklüklerin deprem istemine karşı gelen maksimum değerleri hesaplanır.

Zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan analizde, taşıyıcı sistemin elemanlarının tekrarlı yükler etkisindeki dinamik davranışını temsil eden iç kuvvet şekildeğiştirme bağıntıları, teorik ve deneysel geçerlilikleri kanıtlanmış olmak koşulu ile, ilgili literatürden yararlanılarak tanımlanır. Doğrusal veya doğrusal olmayan hesapta, üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi yer hareketi kullanılması durumunda ortalaması tasarım ve değerlendirme için esas alınır.

Zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesapta yapay yer hareketlerinin kullanılması durumunda, aşağıdaki özellikleri taşıyan en az üç deprem yer hareketi üretilir.

- a) Kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmamasıdır.
- b) Üretilen deprem yer hareketinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması A_{0g} 'den daha küçük olmamalıdır.

- c) Yapay olarak üretilen her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, gözönüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyod T_1 'göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyodlar için, yönetmelikte tanımlanan $S_{ae}(T)$ elastik spektral ivmelerinin %90'ından daha az olmamalıdır.

Zaman tanım alanında yapılacak deprem hesabı için kaydedilmiş depremler veya kaynak ve dalga yayılımı özellikleri fiziksel olarak benzeştirilmiş yer hareketleri kullanılabilir. Bu tür yer hareketleri üretilirken yerel zemin koşulları da uygun biçimde gözönüne alınmalıdır. Kaydedilmiş veya benzeştirilmiş yer hareketlerinin kullanılması durumunda verilen tüm koşulları sağlaması gerekir. Kaydedilmiş veya benzeştirilmiş yer hareketleri DBYBHY 2007 2.9.1 ve 2.9.2'ye göre belirlenecek ve analizde 2.9.3 gözönüne alınacaktır.

3.4.4 Kesitteki birim şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesi

Yönetmelikte belirtilen artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi veya zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerine göre yapılan hesap sonucunda θ_p plastik dönme istemine bağlı olarak plastik eğrilik istemi;

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (3.17)$$

ile hesaplanır.

Amaca uygun olarak seçilen bir beton modeli ile pekleşmeyi de gözönüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak, kesitteki aksenal kuvvet istemi altında yapılan analizden elde edilen iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi ile tanımlanan ϕ_y eşdeğer akma eğriligi, Denk. (3.13) ile tanımlanan ϕ_p plastik eğrilik istemine eklenerek, kesitteki ϕ_t toplam eğrilik istemi elde edilir:

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (3.18)$$

Betonarme sistemlerde betonun birim basınç şekildeğiştirmesi istemi ile donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirme istemi, Denk. (3.14) ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanır. Zaman tanım alanında yapılacak deprem hesabı için kaydedilmiş depremler veya kaynak ve dalga yayılımı özellikleri fiziksel olarak benzeştirilmiş yer hareketleri kullanılabilir. Bu tür yer hareketleri üretilirken yerel zemin koşulları da uygun biçimde gözönüne alınmalıdır.

Kaydedilmiş veya benzeştirilmiş yer hareketlerinin kullanılması durumunda en az üç deprem yer hareketi üretilecek ve bunlar DBYBHY 2007 2.9.1’de verilen tüm koşulları sağlayacaktır. Doğrusal veya doğrusal olmayan hesapta, üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi yer hareketi kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması tasarım için esas alınacaktır.

4. KIRILGANLIK EĞRİSİ KAVRAMI

4.1 Giriş

Kırılğanlık fonksiyonları geniş bir yelpazedeki yer hareketi şiddetleri için önceden belirlenmiş bir hasar düzeyinin aşılma olasılığını sunmaktadır. Hasar görebilirlik analizi normal binalar, önemli kamu binaları, köprüler, geçitler ve bu gibi yapılar için uygulanabilir. Kırılğanlık fonksiyonları (ya da eğrileri) mühendislik altyapılarının olası depremler karşısında taşıdığı genel riskin tahmin edilmesi ve gelecekteki depremlerin ekonomik etkilerinin öngörülmesi açısından son derece önemlidir. Bunlar yetkili makamlarca yapılacak acil durum müdahaleleri ve felaket planları ve ayrıca bir deprem senaryosu sonrasında genel zararı tahminen hesaplamak isteyen sigorta şirketleri açısından da faydalı olabilir. Dahası, kırılğanlık fonksiyonları farklı türde yapısal müdahale programları için maliyet/kazanç çalışmaları gerçekleştirilerek güçlendirme programlarının planlanmasında da kullanılabilir. Ek olarak, yeni binaların tasarımı için sismik kodların kalibre edilmesi yoluyla riskin azaltılması amacıyla da kullanılabilirler; sismik dayanıklılığı sağlama kaynaklı ek maliyet daha sonrasında önlenecek olan olası kayıplar ile nicel olarak karşılaştırılabilir [19].

Hasar görebilirlik araştırmaları bir deprem öncesinde gerçekleştirilir. Çoğu bina, yönetmeliklere uyulmadan inşa edilenler de dâhil, orta boyutlu bir depreme kabul edilebilir bir hasar düzeyi ile karşı koyabilecek yeterlikte dayanıklılığa sahiptir. Hasarın kabul edilebilir olup olmaması binanın önemine, kullanımına ve yapı sahibinin ihtiyacına bağlı olacaktır [19].

4.2 Hasar Eğrilerinin Oluşturulma Yöntemleri ve Genel Tanımlamalar

Bu bölümde şiddet ölçüleri, limit-hasar durumları, hasar ölçüleri gibi kavramların tanımlamaları ve kırılğanlık fonksiyonlarının oluşturulmasında kullanılan yöntemler özet olarak sunulmuştur.

4.2.1 Şiddet Ölçüleri

Şiddet Ölçüsü (IM) belirli bir limit durum olasılığının aşılması karşısında çizilen referans yer hareketi parametresidir. Pek çok şiddet ölçüsü parametresi geliştirilmiştir; bu parametrelerin her biri hareketin farklı özelliklerini temsil edebilir, bu parametrelerden bazıları ise değerlendirme altındaki yapı için çok daha fazla olumsuz olabilir. Sismik risk analizinde belirli bir şiddet ölçüsünün kullanımı, yapısal sistemin yerel elemanlarında hasara neden olan ölçü derecesine göre seçilmelidir. İki ana şiddet ölçüsü sınıfı bulunmaktadır: deneysel ve araçsal şiddet ölçüleri.

Deneysel şiddet ölçüleri açısından, farklı makro sismik şiddet ölçekleri ağırlıklı olarak hasarın ayrık sayısal ölçeğe dönüştürülen nitel değerlendirmesinden türetilir. Bu tür şiddet ölçekleri şunlardır: Mercalli-Cancani-Sieberg Şiddet Ölçeği (MCS), Değiştirilmiş Mercalli Şiddet Ölçeği Avrupa Makro Sismik Ölçek (EMS-98). Makro sismik şiddet ölçekleri geniş bir yelpazeye yayılan bir uygulama alanına sahiptir ve geçmişteki ve günümüzdeki bazı kırılma analizleri içinde bulunabilir; yine de, detaylı mühendislik tabanlı kırılma analizleri değerlendirilmelerinde kullanımı sınırlıdır.

Araçsal şiddet ölçüleri açısından, yer sarsıntısının büyüklüğü bir araç kullanılarak veya kaydedilmiş ivme kayıtlarının bilgi işlem tabanlı olarak hesaplanması ile ölçülen bir değer ile ifade edilebilir. Bu durumda depremin büyüklüğüne yönelik tahmin artık subjektif değildir. Binaların hasar değerlendirmesinde kullanım açısından tercih edilen şiddet ölçüleri:

- Spektral İvme, S_a
- Spektral Yerdeğiştirme, S_D
- Spektral Hız, S_v
- Maksimum Yer İvmesi, PGA
- Maksimum Yerdeğiştirmesi, PGD
- Maksimum Yer Hızı, PGV

Bu şiddet ölçüleri son onbeş yıldır yapılmış yapı hasar olasılık düzeylerine yönelik araştırmaların birçoğunda kullanılmıştır. Bundan önce, makro sismik şiddet ölçüsü uygulaması ve hasar olasılığı matrislerinin kullanımı çok daha yaygındı. Kütlenin büyük kısmının ilk modda yer aldığı çoğu sıradan yapı ve bina için S_a ve/veya S_d

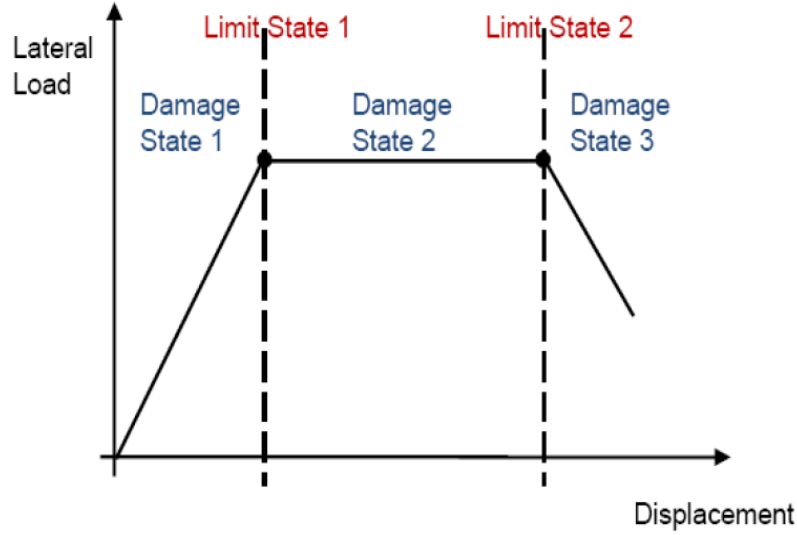
'nin tercih edilen şiddet ölçüleri olduğu açıkça ortadadır. Sünek hasar modları (eğilme) ve kalıcı deformasyonlar için $S_d(T)$ daha verimli ve aydınlatıcı görünmektedir; gevrek hasar modları için (kesme) $S_a(T)$ daha iyi olabilir; burada T binanın özel bir limit durumuna karşılık gelen elastik veya elastik olmayan periyodu olabilir. Tam spektrum, kapasite spektrum analizi kullanılırken ve bir yapının performansı akma ve nihai kapasite ile belirlenirken temel gereksinimdir. Hâkim periyotları (hem elastik hem de elastik olmayan) elastik tepki spektrumunun hız baskın kısmında uzanabilecek orta yükseklikte binalar için, PGV en uygun şiddet ölçüsü olabilir [SYNER-G D2-1.12, 2011]. Bu tez çalışmasında güçlendirilmiş yapı hakim periyotları ivme etkin bölgede bulunduğu için şiddet ölçüsü olarak maksimum zemin ivmesi (PGA) seçilmiştir.

4.2.2 Limit Durumlar ve Hasar Durumları

Sismik risk değerlendirmesinde, bir binanın performans düzeyleri limit durumlar denilen hasar eşikleri yoluyla tanımlanabilir. Limit durum farklı hasar koşulları arasındaki eşiği tanımlarken hasar durumu ise hasar koşullarının kendisini tanımlar. Örneğin, eğer bir binanın performansı iki limit durum ile açıklanıyorsa, üç hasar durumu olacaktır (Şekil 4.1). Kırılma eğrilerinin türetilmesine yönelik yöntemler genellikle ayırık bir hasar ölçeği üzerindeki hasarı modeller. Deneysel yöntemlerde ölçek deprem öncesi hasar istatistiklerini üretmeye yönelik keşif çabalarında kullanılırken analitik yöntemlerde ise ölçek binanın yerdeğiştirme kapasitesi gibi limit durum mekanik özellikleri ile ilişkilidir. Örneğin, yerdeğiştirme kapasitesi limit durumlar yoluyla tanımlanabilir olan hasar koşulları ile ilişkilendirilebilir.

Hasar durumlarının sayısı kullanılan hasar ölçeğine bağlıdır. En sıklıkla kullanılan hasar ölçeklerinden bazıları: HAZUS99 (FEMA, 1999), ATC-13 (ATC, 1985), Vision 2000 (SEAOC 1995) ve EMS98 (Grunthal, 1998). Bunlardan sonuncusu Avrupa'da yaygın olarak kullanılmaktadır. Rota ve ark. (2008) ve Gaspari (2009) tarafından yürütülen çalışmalarda da kullanılmıştır. Kırılma fonksiyonlarını hesaplamak için kullanılan yöntem bilimine ve yazarların tercihlerine bağlı olarak, farklı limit durumları/hasar durumları ile farklı ölçekler benimsenebilir. Tipik hasar ölçeklerinden hiçbirine (ör; EMS98) atıfta bulunmayan ancak yazarları tarafından geliştirilen özel hasar durumu ölçeklerine uyan bazı araştırmaların olduğu da unutulmamalıdır. Örneğin Dumova-Jovanoska (2000) hasarı beş kademe

sınıflandırmak için Park & Ang Hasar İndeksi 'ni kullanmıştır: hasarsız, küçük, orta, şiddetli ve yıkıcı hasar. Rossetto & Elnashai (2005) hasarı yedi kademedede sınıflandırmak için maksimum görelî kat öteleme değerlerini kullanmıştır: hasarsız, küçük, hafif, orta, kapsamlı hasar, kısmî yıkılma ve yıkılma. Ayrıca akma ve yıkılma hasar durumları da analitik değerlendirme yöntemlerinde kullanılmıştır (Kırçıl & Polat, 2006).



Şekil 4.1 : Limit ve Hasar Durumları (SYNER-G D3.1,2011).

Bu tez çalışmasında hasarın ölçeklendirilmesi için HAZUS(1997) [14] çalışmasında geçen limit durumları kullanılmıştır. Bu çalışmada limit durumları hasarı dört kademedede inceleyecek şekilde tanımlanmıştır. Bu limit durumları analiz sonuçlarının değerlendirildiği 6. bölümde ayrıntılı olarak anlatılacaktır.

4.2.3 Hasar Ölçüleri

Sismik kırılmalı eğrilerinin üretilmesinde çeşitli hasar ölçüleri kullanılabilir. Sismik risk analizinde hangi hasar ölçüsünün kullanılacağı, risk analizinde yapı elemanlarının sismik değerlendirmesinin mi yoksa bir bütün olarak binanın sismik değerlendirmesinin mi yapılacağına göre değişiklik gösterir.

Betonarme yapı elemanları için aşağıdaki hasar ölçüleri kullanılabilir:

- Elaman uçlarındaki maksimum kırış dönme talebi
- Maksimum kesme kuvveti talebi
- Bölgesel Park ve Ang Hasar İndeksi (1985)

- Yığma yapılar için yığma yapının kesme dayanımı hasar ölçüsü olarak kullanılabilir.

Genel olarak bütün bir bina için:

- Kalıcı deformasyon
- Maksimum görelî kat öteleme değeri
- Evrensel Park ve Ang Hasar İndeksi (1985)
- Yumuşama Hasar İndeksi
- Karma sistemler için hasar ölçüleri bileşenlerin doğası, önemi ve ayrıca istatistiksel bağıntıları / bağımsızlığı hesaba katılarak bileşenlerinin hasar ölçülerinden oluşturulabilir. Örneğin, Erduran ve Yakut [2007] bölme duvarlı betonarme çerçeve binalar için binanın yapısal elemanlarının maruz kaldığı hasara dayalı olarak bir yöntem sunmuştur. Yapısal eleman hasarının ağırlıklı toplamını kat hasarını hesaplamak için kullanılmış ve kat hasarının ağırlıklı toplamından da bina hasarı hesaplanmıştır.

Bu tez çalışmasında hasar ölçüsü olarak maksimum görelî kat ötelemesi değeri kullanılmıştır.

4.2.4 Hasar Eğrilerinin Oluşturulmasında Kullanılan Yöntemler

Hasar olasılık eğrileri birkaç farklı yöntemle elde edilebilir:

- Gözleme dayalı hasar olasılık eğrileri (Emprical fragility curves)
- Yargıya dayalı hasar olasılık eğrileri (Judgmental fragility curves)
- Analitik hasar olasılık eğrileri (Analytical fragility curves)
- Birleştirilmiş hasar olasılık eğrileri (Hybrid fragility curves)

4.2.4.1 Gözleme Dayalı Hasar Olasılık Eğrileri

Gözleme dayalı hasar olasılık eğrileri geçmiş depremlerde gözlemlenmiş hasar istatistiklerine dayanarak oluşturulmaktadır. Gözleme dayalı veriler depreme uğramış yapının pratiğe dayalı hasar detaylarıyla birlikte zemin-yapı etkileşimi etkilerini, arazi bilgisini (topografya), deprem hareketinin karakteristiklerini de dikkate aldığından en gerçekçi yaklaşımdır (Jeong ve Elnashai, 2006). Fakat gözleme dayalı

veriler yerel durumlara özel olduğundan, sınırlı hasarlardan elde edildiğinden ve geçmiş depremlerde ortaya çıkan hasarın miktar ve dağılımı üzerine ayrıntılı ve sistematik kayıtları bulmak her zaman mümkün olmadığından kullanımı genelde çok sınırlıdır.

4.2.4.2 Yargıya Dayalı Hasar Olasılık Eğrileri

Yargıya dayalı hasar olasılık eğrileri, yeterli veri olmadığı durumlarda uzmanlardan elde edilen bilgilere dayanarak oluşturulur. Herhangi bir sayıda yapı tipi için hasar tahmininin yapılmasında uzmanlara danışılır ve hasar olasılıklarının çeşitli yapıların sismik tepkilerini etkileyen bütün etkenleri içerecek şekilde değerlendirilmesi yapılabilir.

4.2.4.3 Birleştirilmiş Hasar Olasılık Eğrileri

Bu yöntem gözleme dayalı verilerin azlığını, yargıya dayalı verilerin öznelliğini ve analitik yöntemdeki modelleme eksikliklerini telafi etmek için farklı kaynaklardan gelen bu verileri birleştirmeye dayanır. Bu yaklaşım analitik değerlendirme ile gözleme dayalı yapı hasarı verilerinin birleştirilmesi sonucu daha güvenilir hasar olasılık eğrileri elde etmede kullanılabilir.

4.2.4.4 Analitik Hasar Olasılık Eğrileri

Analitik hasar olasılık eğrileri, artan deprem büyüklüğü altında yapı modellerinin çözümlenmesinden elde edilmiş istatistikî hasar dağılımlarını temel alarak oluşturulurlar. Bilgisayar teknolojisindeki hızlı gelişme yapı modellerinin gerçeğe daha yakın bir biçimde oluşturulmasına olanak tanımakta ve hasar olasılık eğrilerinin analitik yolla elde edilmesini kolaylaştırmaktadır. Fakat çözümleme sonuçlarını etkileyen dolgu duvarların, mesnetlerin, yapı-zemin etkileşimlerinin ayrıntılı modellemeleri halâ aşılması gereken bir sorundur. Analitik hasar olasılık eğrileri elde edilirken, yer hareketinin yapı üstündeki yer ve şekildeğiştirme istemlerinin belirlenmesinde doğrusal olmayan statik ve dinamik çözümleme gibi iki yöntemden yararlanılabilir. Doğrusal olmayan dinamik çözümleme yöntemleri bilgisayar teknolojisindeki gelişmelerle birlikte hızla yaygınlaşmaktadır. Fakat bu yöntemin uygulama amaçlı çalışmalarda kullanılması halâ bazı zorluklar taşımaktadır. Doğrusal olmayan dinamik yönteme alternatif olarak kullanımı daha kolay ve basitleştirilmiş doğrusal olmayan statik yöntemler geliştirilmiştir. Bunlardan

katsayılar yöntemi (FEMA, 2000) ve kapasite spektrumu yöntemi (ATC, 1996) en yaygın olarak kullanılan basitleştirilmiş yöntemlerdendir. Ancak, yöntemin basitleştirilmesi hesapta bazı parametrelerin dikkate alınmaması veya yaklaşık olarak hesaba katılması anlamına gelir ki bu da sonuçların güvenilirliğini azaltır (Kırçıl, 2005).

4.3 Analitik Yöntem Kullanılarak Kırılabilirlik Fonksiyonlarının Oluşturulması

Bu çalışmada hasar olasılık eğrileri analitik yöntemle elde edilmiştir ve hasar dağılımının belirlenmesi için gerekli parametreler, zaman tanım alanında hesap yöntemi ile doğrusal olmayan dinamik analiz yapılarak bulunmuştur. Hasar olasılabilirlik grafiğinin tahmin edilebilmesi için analiz sonuçlarının değerlendirilmesinde Jack W. Baker'ın "Dinamik Yapısal Analiz Kullanılarak Etkin Analitik Kırılabilirlik Fonksiyonu Oluşturma" adlı makalesi referans alınmıştır.

Kırılabilirlik fonksiyonlarının dinamik yapısal analiz yoluyla tahmin edilmesi bir dizi sismik değerlendirme prosedürünün önemli bir adımıdır. Bu belgede kırılabilirlik fonksiyonu tahmini için istatistiksel sonuca varma kavramlarının uygulanabilirliği irdelenmekte, yapısal analiz stratejilerin kullanılması için uygun yaklaşımlar tarif edilmekte ve gerekli yapısal analizlerin sayısı en aza indirilirken kırılabilirlik fonksiyonlarının nasıl uygun hale getirileceği araştırılmaktadır. Aydınlatıcı sonuçlar, kırılabilirlik eğrisinin ilgili kısımlarının yaklaşık olarak belirlenebilmesi amacıyla binanın kapasitesine dair bilgilerin analiz öncesinde elde bulunması koşuluyla, çoklu çizgi analizinin verilen belirli sayıda yapısal analiz için artan dinamik analize göre daha etkin kırılabilirlik tahminleri ortaya koyduğunu göstermektedir. Çoklu çizgi analizi yaklaşımı farklı zemin hareketlerinin şiddet düzeyleri değişen analizlerde kullanımına olanak sağladığı gibi düşük ve yüksek şiddetli sarsıntılar için farklı özelliklerin ortaya koyulması bakımından da faydaları söz konusudur. Önerilen değerlendirme yaklaşımı ayrıca gelecekte ortaya konabilecek alternatif analiz yöntemlerinin değerlendirilmesi açısından da bir sistem sunmaktadır.

Jack W. Baker'ın bu çalışması kırılabilirlik fonksiyonlarının parametrelerinin doğrusal olmayan dinamik yapısal analiz sonuçları kullanılarak tahmin edilmesine yönelik istatistiksel yöntemleri tanımlanmakta ve bu yöntemler kırılabilirlik fonksiyonlarını tahmin etmek için dinamik yapısal analiz yapmaya yönelik çeşitli yaklaşımların değerlendirilmesi için kullanılmaktadır. Kırılabilirlik fonksiyonu, bir

takım yer hareketlerinin şiddet ölçüsünün (IM) bir fonksiyonu olarak, bir yapının yıkılma olasılığını veya ilgili bazı diğer limit durumları belirler. IM parametresi çoğunlukla belirli bir periyoda ve sönüme sahip olan spektral ivme ile ölçülür; bununla birlikte aşağıdaki yöntemlerle birlikte her türlü yer hareketi şiddet birimi olarak kullanılabilir. Yapısal analiz sonuçlarından elde edilen yıkılma kırılğanlığı fonksiyonları yapısal değerlendirme yöntemleri arasında giderek popüler olmaktadır (Uygulamalı Teknoloji Konseyi (ATC 2012, Bölüm 6; Federal Acil Durum Yönetim Kurumu (FEMA 2009). Ayrıca tahmini bir kırılğanlık fonksiyonu, yıllık ortalama yapısal yıkımın oranının hesaplanması için yer hareketi risk eğrisi ile birlikte kullanılabilir(ör. Shome 1999; Ibarra ve Krawinkler 2005; Haselton ve Deierlein 2007; Liel ve Deierlein 2008) [16].

Bir kırılğanlık fonksiyonunun tahminine yönelik verilerin toplanması amacıyla doğrusal olmayan dinamik yapısal analizlerin yapılması için çeşitli yöntemler bulunmaktadır. Yaygın yaklaşımlardan bir tanesi artımsal dinamik analizdir (IDA); burada her bir yer hareketinin yıkılmaya neden olduğu şiddet ölçüt düzeyini (IM) bulabilmek amacıyla bir çift yer hareketi tekrarlanarak ölçeklenir (Vamvatsikos ve Cornell 2002; Federal Acil Durum Yönetim Kurumu (FEMA) 2009). İkinci bir yaygın yaklaşım ise çoklu çizgiler analizidir; burada analiz her biri özgün bir yer hareketi takımına sahip olan belirli şiddet ölçüt düzeylerinde (IM) gerçekleştirilir (Jalayer 2003). Bu iki durumda toplanan veriler farklılık gösterdiği için, verilerden yola çıkılarak kırılğanlık fonksiyonlarının tahminine yönelik en uygun yaklaşım da farklılık göstermektedir. Bu çalışmada kırılğanlık fonksiyonlarının bunlardan elde edilen verilere uygun hale getirilmesine yönelik uygun yöntemler ve ilişkili diğer yaklaşımlar sunulmaktadır. Ayrıca çalışmada kırılğanlık fonksiyonunun uygun hale getirilmesine yönelik bu yaklaşımların verilmesinin ardından, en az sayıda yapısal analiz ile birlikte doğru bir kırılğanlık tahmini elde edilebilmek adına yapısal analizin gerçekleştirilmesi için en uygun yaklaşımlar irdelenmektedir.

Kırılğanlık fonksiyonları genel olarak hasara dair saha gözlemleri, statik yapısal analizler veya yargı gibi çeşitli yaklaşımlar kullanılarak türetilmektedir (ör. Kennedy ve Ravindra 1984; Kim ve Shinozuka 2004; Calvi ve ark. 2006; Villaverde 2007; Porter ve ark. 2007; Shafei ve ark. 2011); ancak burada, ifade edildiği şekliyle dinamik yapısal analizlerden yola çıkılarak geliştirilen analitik kırılğanlık fonksiyonlarına odaklanılmıştır. Diğer bazı yöntemlerin aksine, analitik kırılğanlık fonksiyonları üzerinde çalışan araştırmacı analizin gerçekleştirileceği şiddet ölçüt

düzeylerini (IM) ve her bir düzeyde gerçekleştirilecek analiz sayısını ve sonrasında toplanan veriyi kontrol edebilmektedir. Bu da veri toplama işleminin gerçekleştirilmesi için verimli yollar altında araştırmayı motive etmektedir.

Bir kırılma fonksiyonunun tanımlanması için çoğunlukla bir normal kümülatif dağılım fonksiyonu kullanılır.

$$P(C / IM = x) = \Phi\left(\frac{\ln(x / \theta)}{\beta}\right) \quad (4.1)$$

Burada: $P(C/IM=x)$, $IM = x$ olan bir yer hareketi ile yapının yıkılmasına yol açma olasılığıdır; $\Phi(\cdot)$, standart normal kümülatif dağılım fonksiyonu (CDF); θ , kırılma fonksiyonunun medyanı (%50 yıkılma olasılığına sahip IM düzeyi); ve β , $\ln(IM)$ için standart sapmadır (bazen IM dağılımı olarak da ifade edilir). Denklem 4.1 belirli bir yapıda yıkılmaya neden olan IM değerlerinin log normal olarak dağıldığını ifade etmektedir; bu bir dizi örnekte mantıklı olarak kabul edilmiş olan yaygın bir varsayımdır (ör; Ibarra ve Krawinkler 2005; Porter ve ark. 2007; Bradley ve Dhakal 2008; Ghafory-Ashtiany ve ark. 2010; Eads ve ark. 2013), ancak gerekli değildir ve aşağıda tarif edilen yöntemlerle birlikte alternatif varsayımlar da kullanılabilir. Denklem 4.1 'in verilen bir yapı için ayarlanması “ θ ” ve “ β ” 'nın yapısal analiz sonuçlarından tahmin edilmesini gerektirir. Bu parametrelere dair tahminleri “ $\hat{\theta}$ ” ve “ $\hat{\beta}$ ” olarak ifade edilecektir.

Parametre tahmini, örnek parametrelerinin değerlerini raslantısal bileşenli verilerin gözlemlenmesine dayalı olarak tahmin etmeye çalışan istatistiğin alanıdır (ör; Rice 1995). Bu durumda, ilgi odağı parametrelerimiz “ θ ” ve “ β ” 'dır ve elimizde rastlantısal bulunmaktadır; çünkü kayıttan kayıta değişkenlik, aynı deprem şiddet ölçütü düzeyindeki (IM) yer hareketleri ile verilen bir yapı üzerinde farklı talepler oluşturmaya neden olmaktadır. Verilerden parametre tahmini yapılması için yaygın iki yaklaşım bulunmaktadır. Momentler yöntemi, parametreleri sonuç dağılımı gözlemlenen verilerin momenti ile aynı parametrelere sahip olacak şekilde bulur (ör; ortalama ve standart sapma). Maksimum olabilirlik yöntemi, parametreleri sonuç dağılımı gözlemlenen veriler ile en yüksek olabilirliğe sahip olacak şekilde bulur. Tahminci için yaygın arzu edilen özellikler; önyargısız (gerçek parametrelerin değerini sistematik olarak aşırı ya da düşük tahmin etmez), verimli (düşük bir standart sapmaya sahiptir) ve tutarlı (veri sayısı sonsuza doğru ilerledikçe, tahminci doğru parametre değerini birleştirmiş olur).

Kırılğanlık fonksiyonlarının tahmini için parametre tahmin yöntemlerinin kullanımı aşağıdaki bölümde irdelenmiştir. Uygun tahmin yöntemleri tanımlanmış ve ardından yapısal analizin gerçekleştirilmesine yönelik yaklaşımların incelenmesi ve gerekli olan en az sayıda yapısal analiz ile doğru kırılğanlık fonksiyonu tahminleri üretecek yaklaşımların belirlenmesi için kullanılmıştır. Bulgular daha sonra yıkılma kırılğanlık fonksiyonlarına dair etkili tahminler üretecek yapısal analiz ve parametre tahmini stratejileri konusunda önerilerde bulunulması amacıyla özetlenmektedir.

4.3.1 Kırılğanlık Fonksiyonu Parametrelerinin Tahmini

Aşağıdaki başlıklarda tarif edildiği üzere, yapısal analiz verilerini elde etmek için kullanılan yöntemlere bağlı olarak, gözlemlenen veriler ile tutarlı bir kırılğanlık fonksiyonu oluşturmak için parametre değerlerinin tahmin edilmesine yönelik bir kaç yol bulunmaktadır.

- Artımsal Dinamik Analiz
- Kesikli Artımsal Dinamik Analiz
- Çoklu Çizgi Analizi

Artımsal Dinamik Analiz:

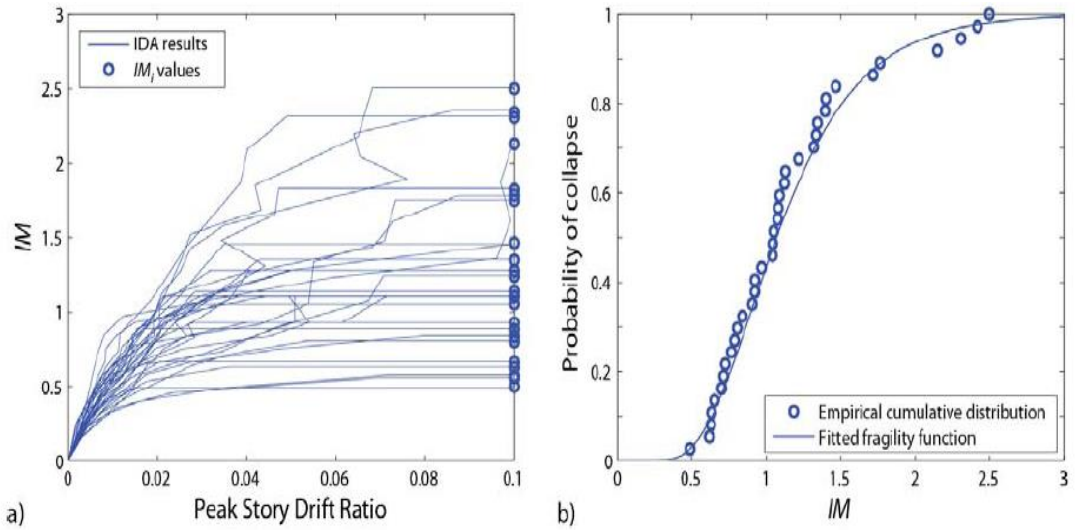
Artımsal dinamik analiz, çökmeye neden olacak şekilde yer hareketleri takımının ölçeklendirilmesini içermektedir (Vamvatsikos ve Cornell 2002). Bu süreç, Şekil 4.2a 'da örnekle gösterildiği üzere, her bir yer hareketi için çökmenin başlangıcı ile ilişkili bir dizi şiddet (IM) değeri üretir. Daha sonra, verilen bir IM seviyesinde, x, çökme olma olasılığı, x seviyesinden daha düşük bir seviyede meydana gelen çökme kayıtlarının bölümü olarak hesaplanabilir. Bu olasılıklara dair bir grafik Şekil 4.2b 'de gösterilmiştir ve ampirik kümülatif dağılım fonksiyonu olarak anılacaktır. Kırılğanlık fonksiyonu parametreleri, her bir yer hareketinin çökmenin başlangıcına ilişkin IM değerlerinin logaritmaları alınarak ve bunların ortalama ve standart sapmaları hesaplanarak tahmin edilebilir (Ibarra ve Krawinkler 2005).

$$\ln \hat{\theta} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln IM_i \quad (4.2)$$

$$\hat{\beta} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left(\ln \left(IM_i / \hat{\theta} \right) \right)^2} \quad (4.3)$$

n, göz önünde bulundurulmuş yer hareketlerinin sayısı ve IM_i , yer hareketinin sonucu oluşan çökmenin başlangıcı ile ilişkili IM değeridir. Bu bir moment tahmin etme yöntemidir; burada $\ln\theta$ ve β , $\ln IM$ değerlerini ifade eden normal dağılımın, sırasıyla, ortalama ve standart sapmasıdır. IM 'nin lognormal olarak dağılmış olması halinde $\ln IM$ 'in ortalamasının IM 'nin medyanına eşit olacağı unutulmamalıdır; işte bu yüzden aynı örnek ortalamasının bu şekilde kullanılması θ 'ye dair bir tahmin ortaya koymaktadır. Dağılımın ortalama ve standart sapması, veya momentler, bir veri seti içinden alınan örnek momentler kullanılarak tahmin edilir. Bu yaklaşım kullanılarak uyarlanmış bir kırılma fonksiyonu Şekil 4.2 'de gösterilmiştir.

Bu kırılma fonksiyonu yaklaşımı yaygın olarak kullanılmış ve Porter ve ark. (2007) tarafından “Yöntem A” olarak ifade edilmiştir. Yapısal çökme dışındaki veriler için kırılma fonksiyonlarının ayarlanmasında kullanılmıştır (Aslani ve Miranda 2005). Konuyla ilişkili bir başka alternatif ise “ θ ” ve “ β ” nin tahmin edilmesi için IM_i değerlerinin, momentleri yerine, sayılan niceliklerinin kullanılmasıdır (Vamvatsikos ve Cornell 2004).



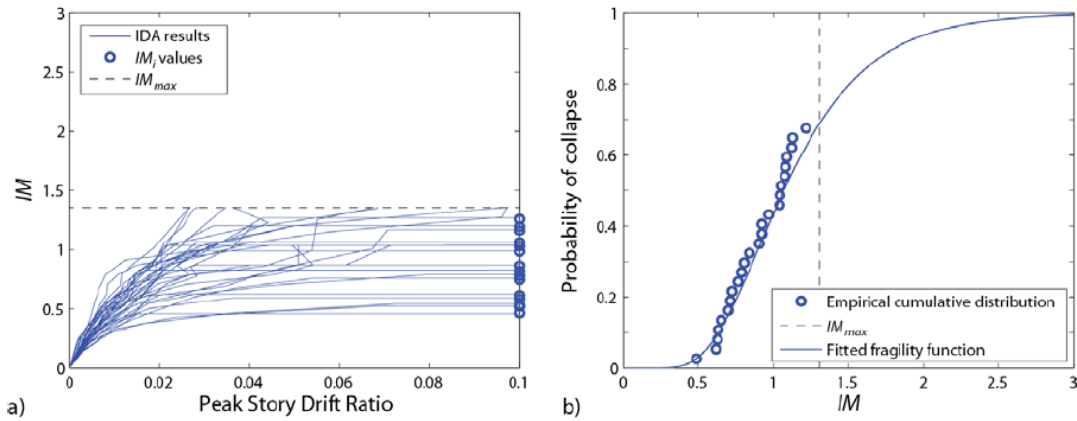
Şekil 4.2 : Örnek Artımsal Dinamik Analiz Sonuçları.

Kesikli Artımsal Dinamik Analiz:

Artımsal dinamik analizde, çökmenin oluşturulabilmesi amacıyla bazı yer hareketlerinin büyük IM değerlerine ölçeklendirilmesi gerekebilir; bu da bir takım endişeleri yanında getirir. Birincisi, sayısal açıdan pahalıdır; çünkü sonuçta bir çökmenin gözlemlenebilmesi için artan IM seviyeleri ile birlikte gerçekleştirilmesi gereken pek çok sayıda yapısal analiz gerektirir. İkincisi, büyük-IM sonuçlarının

pratik açıdan uygunluğu daha düşüktür; çünkü büyük IM seviyelerindeki kırılmalık fonksiyonu değerleri küçük IM seviyelerindeki değerlere kıyasla daha az öneme sahiptir; bu konu aşağıda daha detaylı irdelenecektir. Son olarak, tipik orta-IM yer hareketlerinin çok yüksek IM seviyelerine ölçeklendirilmesinin bu büyüklüklerdeki IM seviyeleri için gerçekte oluşan sarsıntıları doğru bir biçimde yansıtmayacağı konusu tartışmalıdır (Baker ve Cornell 2005a). Bu endişelerin üzerine eğilmek için izlenebilecek olası bir strateji, artımsal dinamik analizin sadece IM_{max} seviyesine kadar uygulanmasıdır; bu seviyenin üzerinde daha fazla analiz gerçekleştirilmez. Bu tür analize dair açıklayıcı sonuçlar Şekil 4.3a 'da gösterilmiştir. Eğer bu analizde n sayıda yer hareketi kullanılırsa, IM_{max} seviyesinin altındaki IM seviyelerinde çökmeye neden olan yer hareketi sayısı, genel olarak, m olacak ve $n-m$ ise durdurulan analizler öncesinde çökmeye yol açmayan yer hareketi sayısı olacaktır.

Bu tür veriler 4.2 ve 4.3 denklemlerini kullanan kırılmalık fonksiyonlarının tahmininde kullanılamaz. Bunun yerine, bir aday kırılmalık fonksiyonu belirlendiğinde, gözlemlenen verilerin gözlemlenme olasılığının hesaplanması için maksimum olabilirlik yöntemini kullanırız.



Şekil 4.3 : Örnek Kesikli Artımsal Dinamik Analiz Sonuçları.

Çökmeye yol açtığı gözlemlenen m sayıda yer hareketi için, bunların çökmeki IM değerleri (IM_i) biliniyor olacaktır. Denklem 4.1 kullanılarak tanımlanan bir kırılmalık fonksiyonu verildiğinde, rasgele seçilmiş bir yer hareketinin IM_i 'de çökmeye yol açma olasılığı normal dağılım olasılığı yoğunluğu fonksiyonudur (PDF).

$$Likelihood = \phi\left(\frac{\ln(IM_i / \theta)}{\beta}\right) \quad (4.4)$$

Burada $\phi()$ standart normal dağılım PDF 'sini gösterir. $IM_{\max}$ seviyesinde çökmeye yol açmayan n-m sayıda yer hareketi sansürlü veri olarak adlandırılır, çünkü bu durumda tek bildiğimiz IM_i 'nin $IM_{\max}$ 'tan büyük olduğudur (Klugman ve ark. 2012, bölüm 15.2.4). Verilen bir yer hareketinin çökmeye yol açmadan $IM_{\max}$ 'a ölçeklendirilebilme olasılığı IM_i 'nin $IM_{\max}$ 'ten büyük olma olasılığıdır.

$$Likelihood = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(IM_{\max} / \theta)}{\beta}\right) \quad (4.5)$$

Her bir yer hareketi için IM_i değerinin birbirinden ayrı olduğu şeklindeki mantıklı varsayımdan yola çıkıldığında, gözlemlenen tüm veri setinin olabilirliği ayrı olasılıkların çarpanı olacaktır.

$$Likelihood = \left(\prod_{i=1}^m \phi\left(\frac{\ln(IM_i / \theta)}{\beta}\right) \right) \left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(IM_{\max} / \theta)}{\beta}\right) \right)^{n-m} \quad (4.6)$$

Burada $\prod$, 1 ve m arasındaki i değerlerinin üzerindeki bir çarpanı gösterir ($IM_{\max}$ seviyesinin altındaki IM seviyelerinde çökmeye yol açan m sayıda yer hareketine karşılık gelir). Bu denklem kullanılarak, kırılma fonksiyonu parametreleri daha sonradan parametrelerin olasılık fonksiyonu maksimuma çıkarılınca kadar değiştirilmesi ile elde edilir. Olasılık fonksiyonu logaritmasını maksimuma çıkarmak matematik olarak eşdeğerde ve sayısal olarak daha kolaydır; bu yüzden biz de genellikle bunu yaparız.

$$\left\{ \hat{\theta}, \hat{\beta} \right\} = \arg \max_{\theta, \beta} \sum_{j=1}^m \left\{ \ln \phi\left(\frac{\ln(IM_j / \theta)}{\beta}\right) \right\} + (n-m) \ln \left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(IM_{\max} / \theta)}{\beta}\right) \right) \quad (4.7)$$

Bu maksimuma çıkarma işlemi bir elektronik çizelge programı veya basit bir program kullanılarak kolaylıkla gerçekleştirilebilir. Bu denklem kullanılarak elde edilen bir kırılma fonksiyonu Şekil 2b 'de gösterilmiştir, bu şekilde gösterilen IM_i ve $IM_{\max}$ değerleri kullanılarak elde edilmiştir.

Şu unutulmamalıdır; tüm n yer hareketlerinin $IM_{\max}$ 'ten daha düşük IM değerlerinde çökmeye yol açtığı özel durumda, denklemi maksimuma çıkaran “ θ ” ve “ β ” değerleri için denklem 4.7'nin sunduğu analitik bir çözüm bulunmaktadır ve bu çözüm denklem 4.2 ve 4.3 tarafından sunulanlara eşdeğerdir (denklem 4.3 'teki “n-1” değerinin bu çözümde “n” olması hariç (bu fark denklem 4.3 'te maksimum

olabilirlik tahmin edicisi yerine yansız varyans tahmin edicisi kullanmaya yönelik olağan tercih dolayısıyladır). Ayrıca denklem 4.7 'deki normal dağılım PDF ve CDF 'lerinin, bir başka dağılımına ait bir kırılma fonksiyonuna uydurulması amacıyla, bir başka dağılımına ait bir PDF veya CDF ile değiştirilebileceği de unutulmamalıdır.

Çoklu Çizgi Analizi:

Yapısal analizler, artan dinamik analiz kullanmak yerine, bazen ayrık bir deprem şiddet ölçüt düzeyi (IM) takımında gerçekleştirilir ve her bir şiddet düzeyinde (IM) farklı yer hareketleri kullanılır. Belirli bir bölge ve deprem şiddet ölçüt düzeyi (IM) için örnek teşkil eden yer hareketlerinin seçiminde Koşullu Spektrum veya başka yaklaşımlar kullanılırken bu çoklu çizgi analizi (MSA) yaklaşımı yaygın kullanılmaktadır; çünkü yer hareketlerinin hedef özellikleri her bir deprem şiddet ölçüt düzeyinde (IM) değişmekte ve dolayısıyla örnek yer hareketleri de değişmektedir (Bradley 2010; Iervolino ve ark. 2010; Lin ve ark. 2013). Bu yaklaşımla, analizlerin tüm yer hareketlerinin yıkılmaya neden olduğu şiddet ölçüt (IM) büyüklüklerine kadar gerçekleştirilmesi gerekmez. Bu tür veriler Şekil 4.4 'de örneklerle gösterilmiştir. Her bir deprem ölçüt düzeyinde (IM) farklılık gösteren yer hareketleri sebebiyle, araştırmacı her ne kadar yıkılmaya dair doğru olabilirliğin deprem şiddet ölçütü (IM) ile birlikte yükselmesini beklese de, yükselen deprem şiddet ölçüt düzeyi (IM) ile yıkılmaya dair artışı kesin bir biçimde gözlemleyemeyebilir.

Bu türden veriler ile daha önceden bahsedilmiş olan tahmin yaklaşımlarını kullanamayız, çünkü belirli bir yer hareketi için yıkılmanın başlangıcına ilişkin IM_i değerleri elimizde bulunmamaktadır. Bunun yerine, yapısal analiz sonuçlarında yıkıma neden olan her bir deprem şiddet ölçüt (IM) düzeyindeki yer hareketleri vardır. Bu tip veriler için makul olan uygun hale getirme tekniği, bir takım yazarlar tarafından da işaret edildiği üzere, maksimum olabilirlik yönetimin kullanılmasıdır (Shinozuka ve ark. 2000; Baker ve Cornell 2005b; Straub ve Der Kiureghian 2008). Bu yaklaşım burada kısaca açıklanmıştır. Yapısal analizler, her bir şiddet ölçüt düzeyi $IM = x_j$ için, toplam yer hareketleri sayısından belirli bir yıkılma sayısı üretir. Her bir yer hareketinden bir yıkılma veya yıkılmama durumunun gözlemlenmesinin diğer yer hareketlerine yönelik gözlemlerden bağımsız olduğu varsayılarak, $IM = x_j$ olan n_j yer hareketleri sonucunda z_j yıkılma gözlenmesi olasılığı binom dağılımı ile verilmektedir.

$$P(z_j \text{ collapses in } n_j \text{ ground motions}) = \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1-p_j)^{n_j-z_j} \quad (4.8)$$

Burada; p_j , IM = x_j olan bir yer hareketinin yapıda yıkılmaya yol açma olasılığıdır. Amacımız p_j 'yi öngörecek kırılganlık fonksiyonunu belirlemektir ve maksimum olabilirlik yaklaşımı yapısal analizden elde edilmiş olan yıkılma verilerinin gözlemlenmesi açısından en yüksek olabilirliği veren kırılganlık fonksiyonunu belirler. Analiz verileri birden çok IM düzeyinde elde edildiğinde, tüm veri takımına dair olabilirliği elde edebilmek için her bir IM düzeyinde binom olasılıkları sonucunu alırız (denklem 4.8).

$$Likelihood = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1-p_j)^{n_j-z_j} \quad (4.9)$$

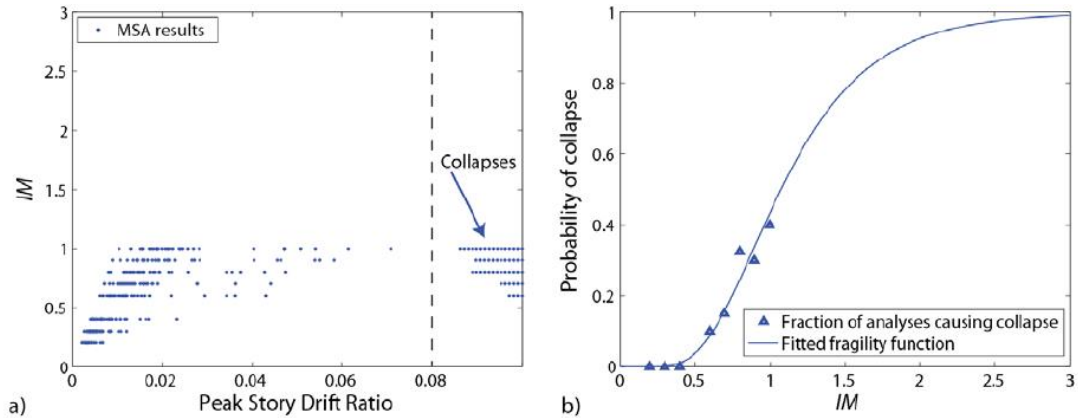
Burada; m , IM düzeylerinin sayısıdır ve $\prod$ tüm düzeyler üzerinde bir sonuca işaret eder. Daha sonra p_j yerine denklem 4.1 'i kullanırız, böylece kırılganlık parametreleri olabilirlik fonksiyonunda açığa çıkmış olur.

Kırılganlık fonksiyonu parametrelerine dair tahminler bu olabilirlik fonksiyonu maksimuma çıkarılarak elde edilir. Olabilirlik fonksiyonu logaritmasını maksimuma çıkarmak eşdeğerde ve sayısal olarak daha kolaydır; dolayısıyla biz de bunu yaparız.

$$Likelihood = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} \Phi\left(\frac{\ln(x_j / \theta)}{\beta}\right)^{z_j} \left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(x_j / \theta)}{\beta}\right)\right)^{n_j-z_j} \quad (4.10)$$

$$\{\hat{\theta}, \hat{\beta}\} = \arg \max_{\theta, \beta} \sum_{j=1}^m \left\{ \ln \binom{n_j}{z_j} + z_j \ln \Phi\left(\frac{\ln(x_j / \theta)}{\beta}\right) + (n_j - z_j) \ln \left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(x_j / \theta)}{\beta}\right)\right) \right\} \quad (4.11)$$

Bu yaklaşım kullanılarak elde edilen bir kırılganlık fonksiyonu Şekil 4.4 'de gösterilmiştir.



Şekil 4.4 : Örnek kırılganlık fonksiyonu grafiği.

Burada artık bu formülasyona ilişkin birkaç yorumda bulunulabilir. İlk olarak, kırılganlık fonksiyonu için bir log normal kümülatif dağılım fonksiyonu kullanılarak denklem 4.11 yazılır, ancak diğer fonksiyonlar uygun hale getirme yaklaşımı değiştirilmeden başkaları ile değiştirilebilir. İkinci olarak, bu formülasyon ilgili bütün IM düzeylerinde çoklu gözlem yapılmasını gerektirmemektedir (yani; n_i 1'e eşit olabilir). Bu örneğin bir kırılganlık fonksiyonunun her biri kendine özgü IM büyüklüğüne sahip, ölçeklendirilmemiş yer hareketleri kullanılarak uygun hale getirilmesinde faydalı olur. Üçüncü olarak, bu formülasyon gözlemlerin bağımsız olduğunu varsayar, böylece genel olabilirlik her bir IM düzeyindeki olabilirliklerin sonucu olmuş olur. Eğer birden çok x_i düzeyinde yapısal analiz için aynı yer hareketi kullanılıyorsa bu bağımsızlık tam olarak doğru olmayabilir; bununla birlikte bu bağımsızlığın miktarının belirlenmesi bir şekilde zorlayıcı olabilir ve anektodsallık kanıt varsayımının hafifletilmesi tahmini parametrelerde tipik olarak küçük rakamsal farklar yaratır. Aslında, örnek analizleri bu yaklaşımın, tüm IM düzeylerinde özdeş yer hareketlerinin kullanıldığı artımsal dinamik analiz (IDA) verileriyle bile verimli kırılganlık tahminleri ortaya koyduğunu gösteriyor gibi durmaktadır. Straub ve Der Kiureghian (2008) yukarıdaki yaklaşıma dair bir genellemeyi irdelemiştir; bu genelleme bağımlı örneklerin hesaba katılmasına imkân vermektedir, ancak formülasyon uygulama açısından çok daha karmaşıktır.

Denklem 4.11 'e sayısal açıdan eşdeğer bir alternatif ise, bir $\ln(IM)$ fonksiyonu olarak yıkılma olasılığını tahmin etmek için bir probit bağlantı fonksiyonu ile genelleştirilmiş doğrusal regresyon kullanılmaktadır (Agresti 2012). Genelleştirilmiş doğrusal regresyon tahmin için maksimum olabilirliği kullanılır ve probit bağlantı fonksiyonu kırılganlık fonksiyonu olarak normal kümülatif dağılım fonksiyonunun kullanılması ile eşdeğerdir. Genelleştirilmiş doğrusal regresyon pek çok istatistiksel yazılım paketinde mevcuttur (R Team 2012; The Mathworks 2012). Bu tür veriler kullanan kırılganlık fonksiyonu kalibrasyonu için ayrıca lojistik regresyon da kullanılmıştır ve maksimum olabilirlik ilkeleri ile tutarlıdır; ancak bu kırılganlık için log normal dağılımdan çok bir lojistiğe uymaktadır (Basöz ve Kiremidjian 1998; Baker ve Cornell 2005a).

4.4 Betonarme Binalar İçin Sismik Kırılabilirlik Eğrileri Oluşturulması

Konusunda Önceden Yapılmış Araştırmalar

Avrupa’da geçtiğimiz on beş yıl içerisinde betonarme yapılarda sismik kırılabilirlik eğrilerinin oluşturulmasına yönelik olarak çok sayıda araştırma yapılmıştır. Bu araştırmalardan birkaç tanesi aşağıdaki paragraflarda sunulmuştur.

Akkar ve Ark. (2005) az ve orta katlı, bölme duvarlı betonarme çerçeveli binalar için hasar görebilirlik eğrilerini incelemiştir. Taban kesme kuvveti kapasitesi, periyot ve maksimum görelî kat öteleme değerlerinin ara değerlerinin bulunması için Düzce’de bulunan ve düşük düzeyde sismik tasarıma sahip 2, 3, 4 ve 5-katlı 32 bina üzerinde kırılabilirlik analizleri gerçekleştirilmiştir. Kat sayısının orta ve ciddi hasarlı limit durumların aşılması olasılığı üzerinde kayda değer bir etkiye sahip olduğu görülmüştür. Spektral yerdeğiştirme, özellikle daha yüksek hasar düzeyleri için, maksimum yer ivmesine kıyasla maksimum zemin hızı ile daha iyi ilişkilendirilmiştir.

Kırçıl & Polat (2006), log normal hasar görebilirlik eğrilerinin parametrelerini tanımlayabilmek amacıyla artan şiddete sahip 12 yapay ivme kaydı kullanarak, 1975 yönetmeliğine göre tasarlanmış betonarme binalara ait örnekler üzerinde doğrusal olmayan dinamik analizler gerçekleştirmiştir. Tüm binalar için tek bir eğri oluşturulabilmesi için farklı donatı çeliği sınıflarına ait kırılabilirlik eğrileri toplanmıştır. Kat sayısı araştırma konusu aralığında bulunmayan yapılar için eğrilerin elde edilebilmesi amacıyla kat sayısı ile eğrilerin orta ve standart sapmaları arasında bir ilişki kurulmuştur.

Özer & Erberik (2008) Türkiye’deki betonarme çerçeveli yapılar için hasar görebilirlik eğrileri oluşturmuştur. Zayıf, orta ve sağlam sismik tasarımlara sahip 3-, 5-, 7- ve 9-katlı betonarme çerçeveli yapılar için dikkate alınmıştır. İlgili değişkenler beton ve çelik kuvveti ve elastikiyet katsayısıdır. Dört hasar durumu, düşük hasar veya hasarsız (DS1), belirgin hasar (DS2), ciddi hasar (DS3) ve yıkılma (DS4) olarak ifade edilmiştir. Doğrusal olmayan, zaman tanım alanı analizleri gerçekleştirilerek yer hareketleri kayıtları arasından seçilen farklı takımlar için maksimum görelî kat öteleme değeri açısından sismik talep istatistikleri elde edilmiştir.

Börekçi & Kırçıl (2008) Betonarme binalarda yük-yerdeğiştirme ilişkisinin hasar olasılığı üzerine etkisini incelemiştir. Bu çalışmada farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin (çevrim tipleri) betonarme binaların hasar olasılığı üzerine etkisi

araştırılmıştır. Yatay yük kapasiteleri ve süneklik seviyeleri farklı, betonarme çerçevelerden oluşan iki bina üzerinde ikili doğrusal, dayanım ve rijitlik azalmalı çevrim tipleri kullanarak hasar olasılık eğrileri elde edilmiş ve böylelikle davranışları farklı yapılar da dikkate alınarak farklı çevrim tiplerinin hasar olasılığı üzerine etkisi belirlenmeye çalışılmıştır.

Sümengen & Kırçıl (2009) Mevcut yapılarda kullanılan güçlendirme yöntemlerinin hasar olasılığına etkisini incelemiştir. Bu çalışmada mevcut yapı stoğunda önemli yer tutan betonarme çerçeve türü bir yapı rneği, sıklıa kullanılan iki farklı güçlendirme yöntemi için performans değerlendirmeleri hasar olasılık eğrileri yardımıyla irdelenmiştir.

5. ÖRNEK TİP OKUL PROJESİNİN DOĞRUSAL OLMAYAN ARTIMSAL İTME ANALİZİ İLE PERFORMANS DÜZEYİNİN BELİRLENMESİ VE GÜÇLENDİRME SONRASI PERFORMANS ANALİZİ

5.1 Giriş

Bu bölümde seçilen tip okul projesinin performans seviyesi “Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi” olan artımsal itme analizi ile belirlenecek ve ardından yapı betonarme perde duvarlar ile güçlendirilip aynı analiz yöntemi kullanılarak gerekli performans seviyesine ulaştığı gösterilecektir. Yapı kullanım amacı olarak okul türü bir yapı olması nedeniyle 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremde Hemen Kullanım, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremde ise Can Güvenliği performans hedefini sağlaması gerekmektedir. TDY 2007 de bulunan bu deprem düzeylerine ait olan iki ayrı spektrum kullanılarak itme noktaları belirlenmiş ve performans düzeyleri değerlendirilmiştir.

5.2 Bina Genel Bilgileri

İncelenen tip okul projelerine ait temel ve katlara ait kalıp planları, ölçüleri, eleman kesitleri ve bu kesitlere ait donatı detayları ayrıntılı olarak mevcut olduğundan bu bilgiler kullanılarak performans değerlendirmesi yapılmıştır. Bu bilgiler ışığında bina kapsamlı bilgi düzeyinde kabul edilmiştir ve bu bilgi düzeyine göre malzeme dayanımları daha önceki bölümlerde belirtilen katsayılar düzenlenerek kullanılacaktır.

Okul yapısı 4 katlı olup tipik kat planı Şekil 5.1’de verilmiştir. Kullanım amacı okul olarak tasarlanmış olan yapı, 1. Derece deprem bölgesindedir ve Z3 zemin sınıfına giren bir zemin üzerinde bulunmaktadır. Projede beton sınıfı C20 olmasına rağmen alınan karotların ortalama C12 olduğu tecrübe edilmiştir. Donatı çeliği sınıfı genel olarak S420, sargı ve tevzi donatılar için S220’dir.

Yapının modellenmesi ve modal analiz bilgileri için ETABS ve SAP2000 programları kullanılmıştır. Modal analiz yapıldıktan sonra model doğrusal olmayan analiz için Perform 3D programına aktarılmıştır. Malzeme modellerinin oluşturulması sırasında DBYBHY 2007'deki malzeme modelleri esas alınarak mevcut dayanımlar ve yönetmelikteki malzeme şekildeğiştirme kapasiteleri gözönüne alınmıştır. Mevcut betonarme kirişlerin moment-eğrilik bağıntıları ile perdelerin ve kolonların akma yüzeyleri ve moment eğrilik bağıntılarının elde edilmesinde SAP2000 programının section designer modülü kullanılmıştır. Programın bu özelliği kullanılırken yapıdaki taşıyıcı sistem elemanlarına ait bütün kesit özellikleri mevcut donatı düzeni ile oluşturularak elemanların kapasiteleri ve bunlara ait karakteristik bilgiler elde edilmiştir.

Bina Özellikleri:

- Kat Sayısı: 4
- Kat Yükseklikleri: 3.2 m.
- Kullanım Amacı: Okul
- Bina Taşıyıcı Sistemi: Betonarme Perde + Çerçeve Sistem

Malzeme Özellikleri:

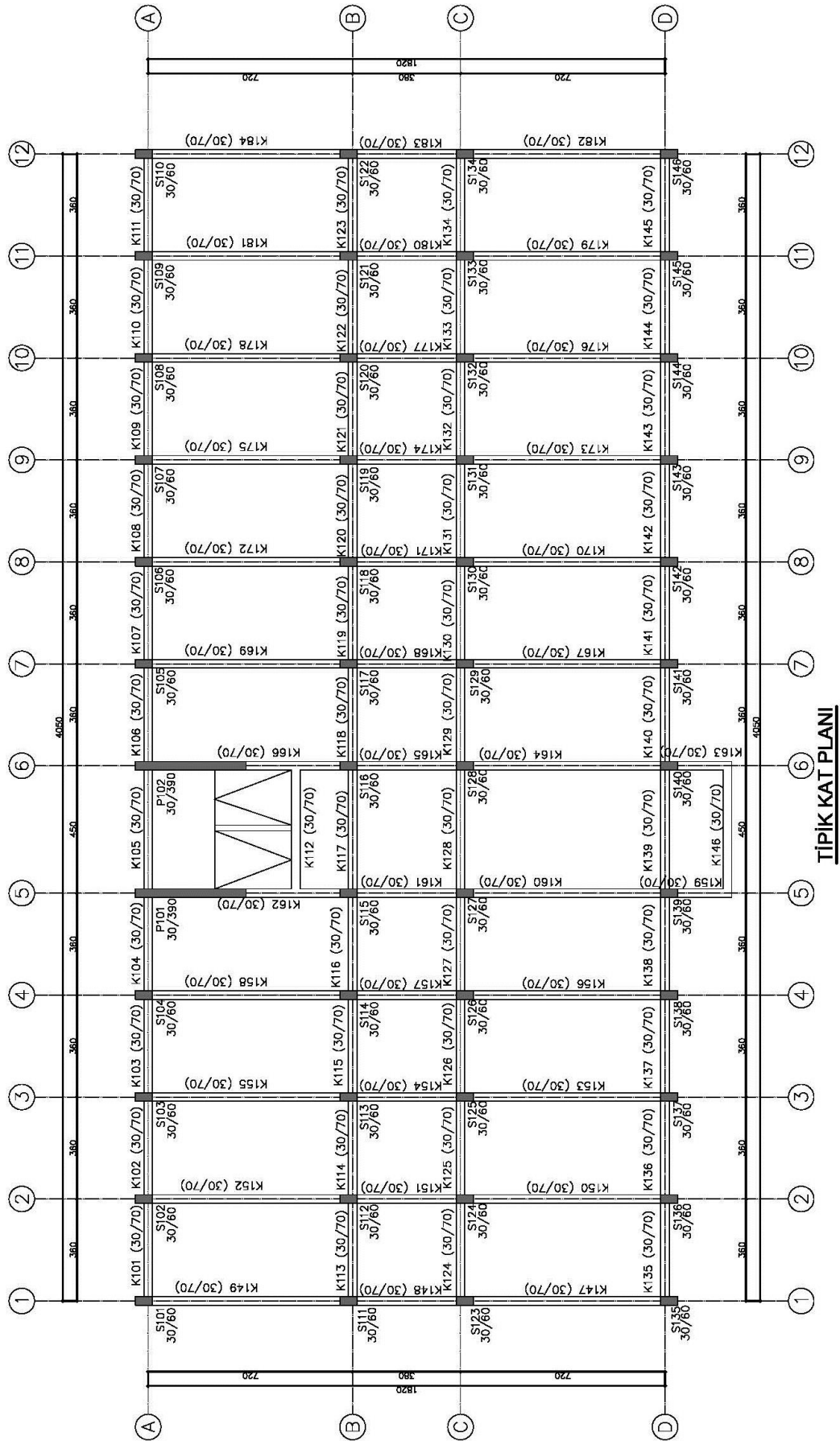
- Beton Sınıfı: C12
- Donatı Çeliği Sınıfı: S420 (Sargı ve tevzi donatıları için: S220)

Bina Parametreleri:

- Zemin Sınıfı: Z3 ($T_A=0.15$ ve $T_B=0.60$)
- Deprem Bölgesi: 1 ($A_0=0.40$)
- Yapı Önem Katsayısı (I): 1.4
- Hareketli Yük Katılım Katsayısı (n) : 0.60

Öngörülen Performans Hedefleri:

- 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremde “Hemen Kullanım” performans seviyesi
- 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremde “Can Güvenliği” performans seviyesi



Şekil 5.1 : Tipik Kat Kalıp Planı.

Yapının hesap modeli oluşturulurken mevcut projesindeki eleman boyutları esas alınmıştır. Çizelge 5.1 ve Çizelge 5.2’de mevcut yapıdaki perde, kolon ve kirişlerdeki eleman boyutları ve kullanılan donatı miktarları gösterilmiştir.

Çizelge 5.1 : Perde kesitleri için donatı alanları ve adetleri.

Kesit(cm)		Başlık Kesiti(cm)	Minimum Başlık Donatı Alanı(cm ²)	Minimum Gövde Donatısı Alanı(cm ²)	Mevcut Başlık Donatısı	Mevcut Gövde Donatısı
Perde	30x390	30X80	23.40	17.25	15 ϕ 14	24 ϕ 10/20
	30x390	30X40	11.70	23.25	9 ϕ 14	30 ϕ 10/20

Çizelge 5.2 : Kolon ve kiriş kesitleri için donatı alanları ve adetleri.

Kesit(Cm)		Minimum Donatı Alanı(Cm ²)	Mevcut Donatılar
Kolon	30x60	18.00	12 ϕ 14
Kiriş	30x70(XK) ALT	5.88	3 ϕ 14
	30x70(XK) ÜST	5.88	2 ϕ 14+2 ϕ 16
	30x70(XP) ALT	5.88	3 ϕ 14+2 ϕ 16
	30x70(XP) ÜST	5.88	2 ϕ 14+4 ϕ 16
	30x70(YK) ALT	5.88	4 ϕ 16
	30x70(YK) ÜST	5.88	4 ϕ 16
	30x70(YP) ALT	5.88	3 ϕ 16
	30x70(YP) ÜST	5.88	2 ϕ 14+2 ϕ 16+2 ϕ 20

Ölü Yükler:

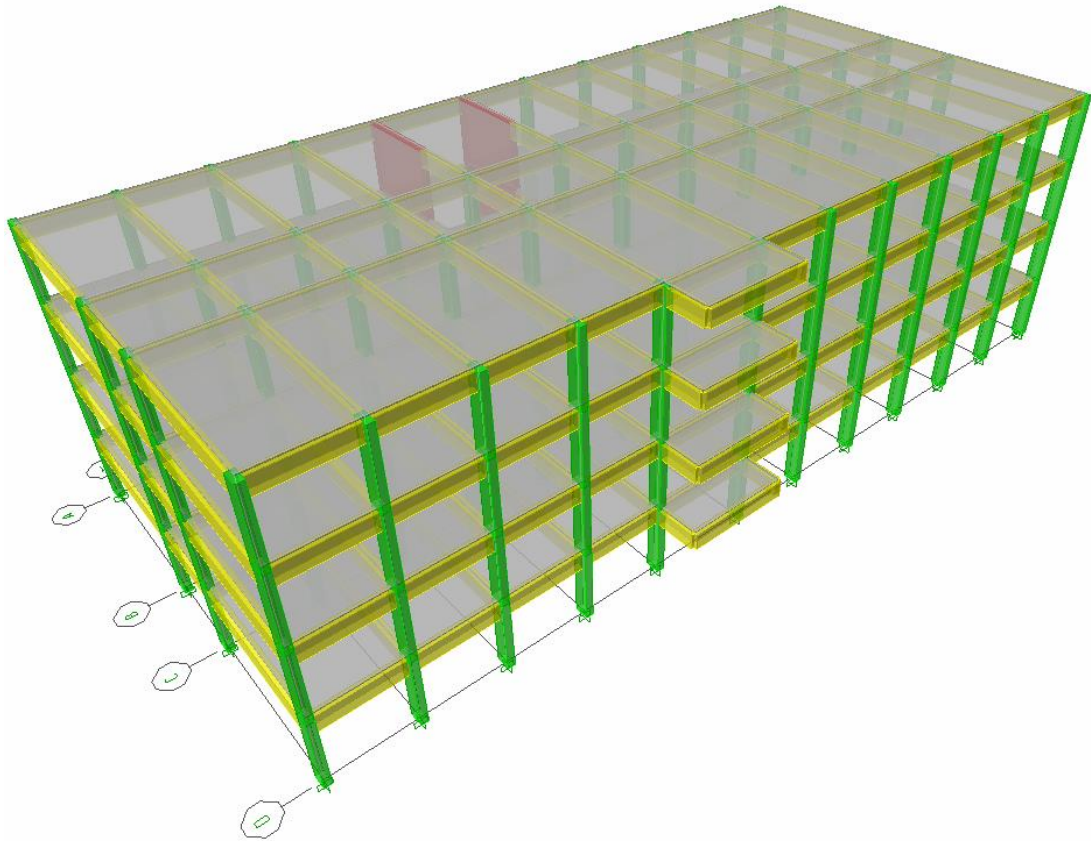
- Sıva + Kaplama + Tesisat Ağırlığı : 2.0 kN/m²
- Dış Duvar Yüğü : 5.0 kN/m
- İç Duvar Yüğü : 7.0 kN/m

Hareketli Yükler :

- Hareketli Yük (Normal Kat ve Çatı Katı) : 2 kN/m² – 1.5 kN/m²
- Hareketli Yük (Koridor ve Merdivenler) : 5.0 kN/m²
- Kar Yüğü : 0.75 kN/m²

5.3 Doğrusal Elastik Yöntemde Kullanılacak Yapısal Modelin Oluşturulması

Yapı mevcut durumdaki kalıp planına birebir uyularak ve ayrıca mevcut projesindeki kesitlerde kullanılan donatılar ile 3 boyutlu olarak ETABS V9.7.3 programında modellenmiştir ve doğrusal elastik hesabında mod birleştirme yöntemi kullanılmıştır. Yapının üç boyutlu ETABS modeli Şekil 5.2’de gösterilmiştir. Model oluşturulurken daha önceki bölümlerde anlatılan yükler esas alınmıştır. Doğrusal elastik hesap için kurulan modelde yükler döşemeler üzerine tanımlanmıştır ve kat döşemeleri membrane döşeme elemanı olarak modellenmiştir. Kolon ve kirişler çubuk eleman olarak, perdeler ise shell eleman olarak tanımlanmıştır.

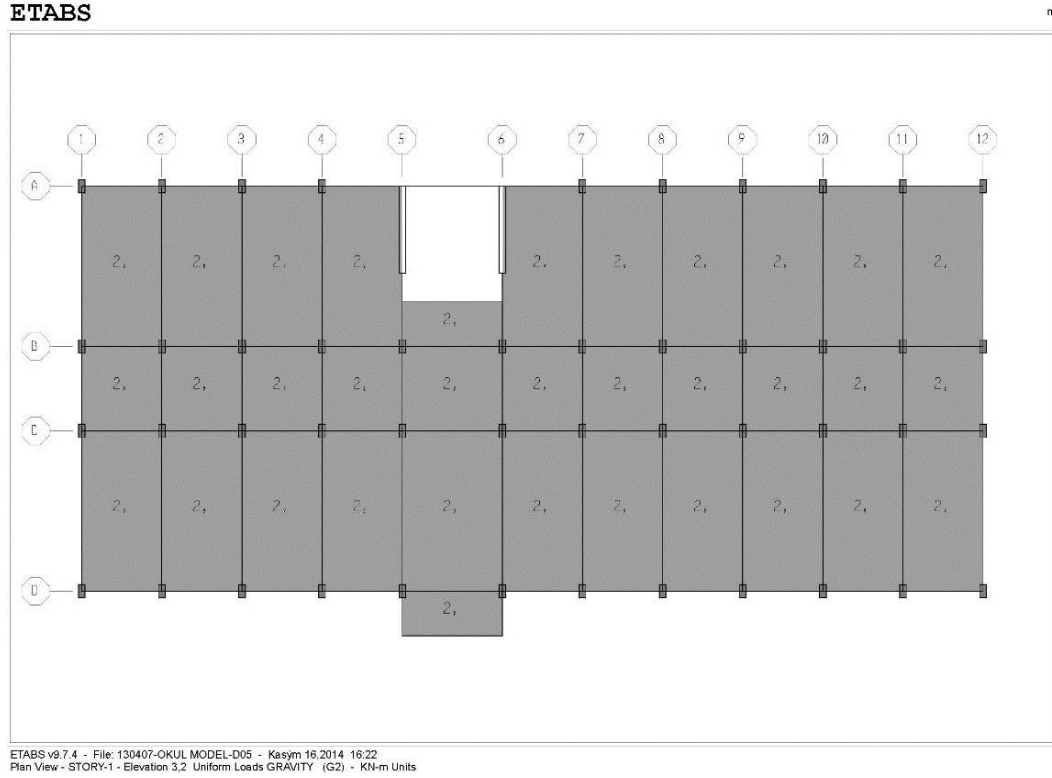


Şekil 5.2 : Mevcut Okul Yapısı İçin Etabs Hesap Modeli.

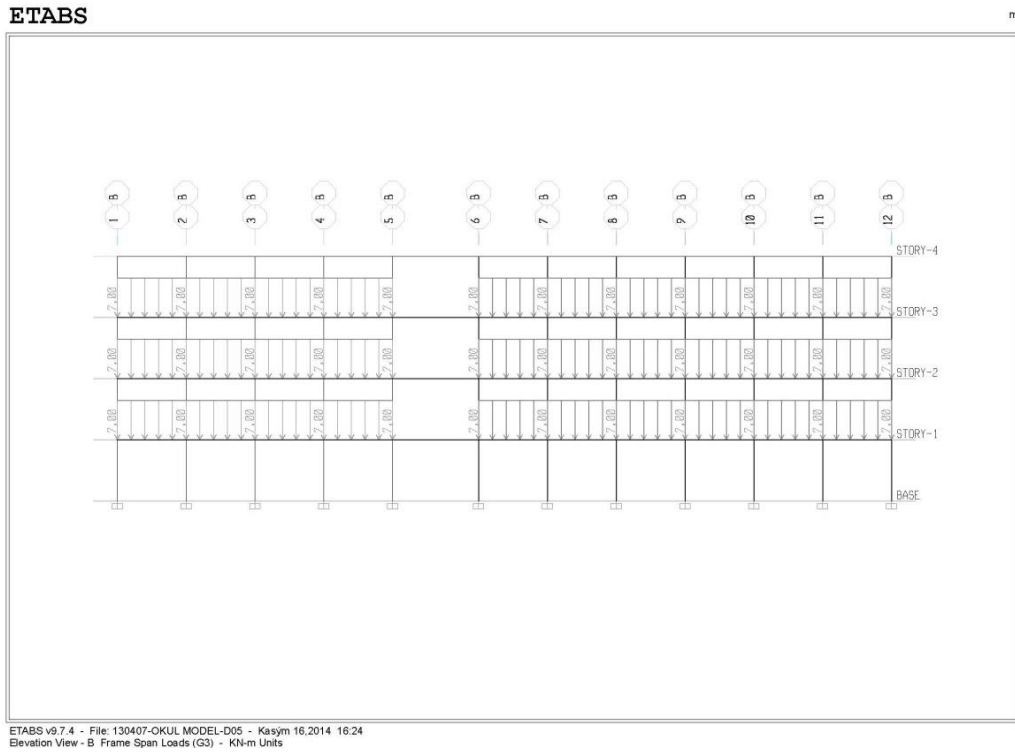
5.3.1 Yük Tanımları

- G1 = Yapı elemanlarının kendi ağırlıkları ve tanımlanan zati yükler(Program tarafından hesaplanmaktadır)
- G2 = Kaplama ağırlıkları
- G3 = Duvar ağırlıkları
- Q = Hareketli yük

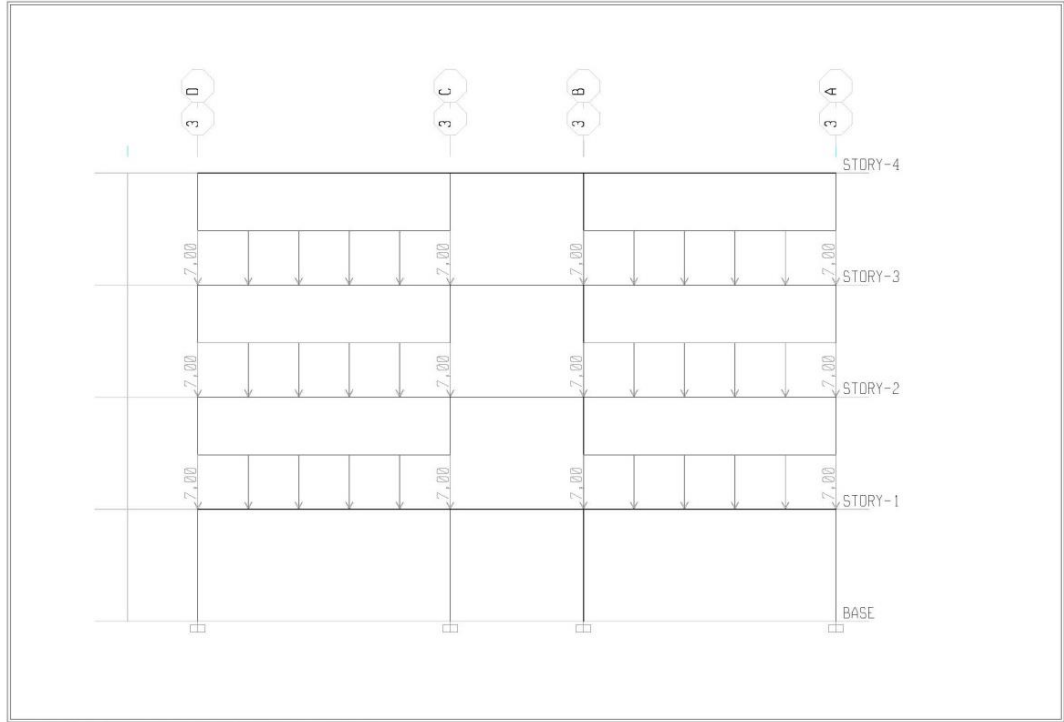
Hesap modeline tanımlanan yükler özet olarak Şekil 5.3, Şekil 5.4, Şekil 5.5, ve Şekil 5.6 ‘da gösterilmiştir.



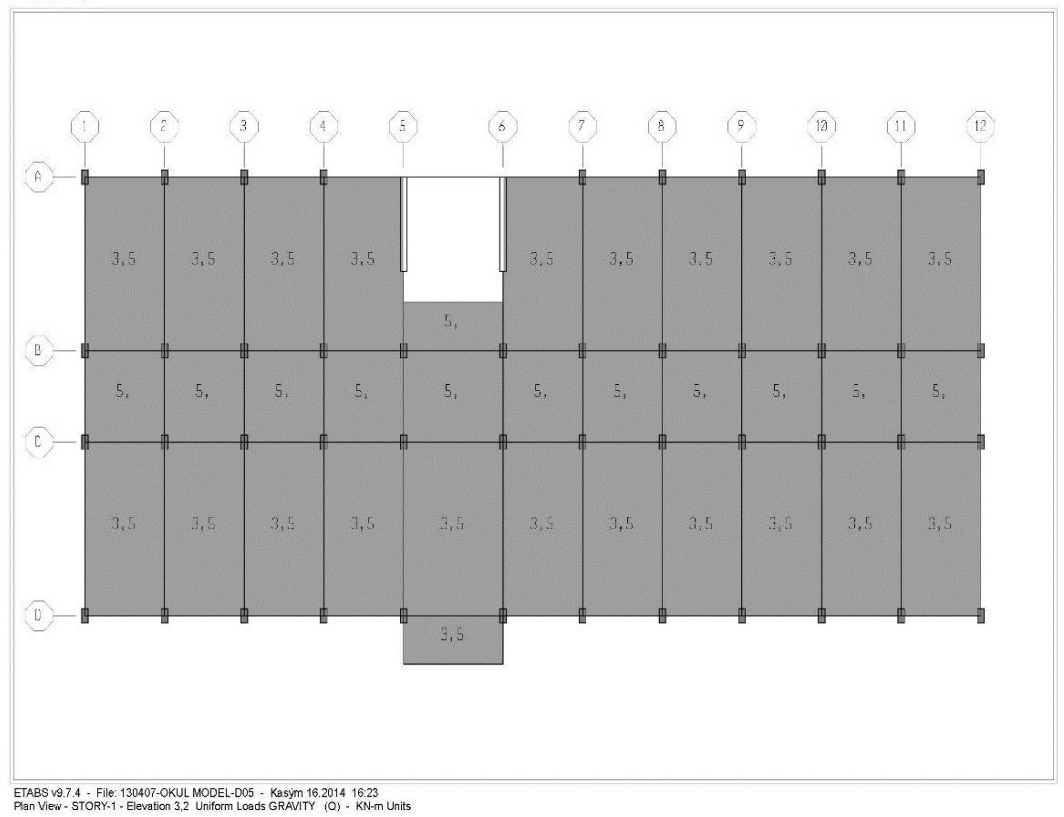
Şekil 5.3 : Tipik bir plan üzerinde “G2” yüklemesi.



Şekil 5.4 : Uzun doğrultu iç aks üzerinde “G3” duvar yüklemesi.



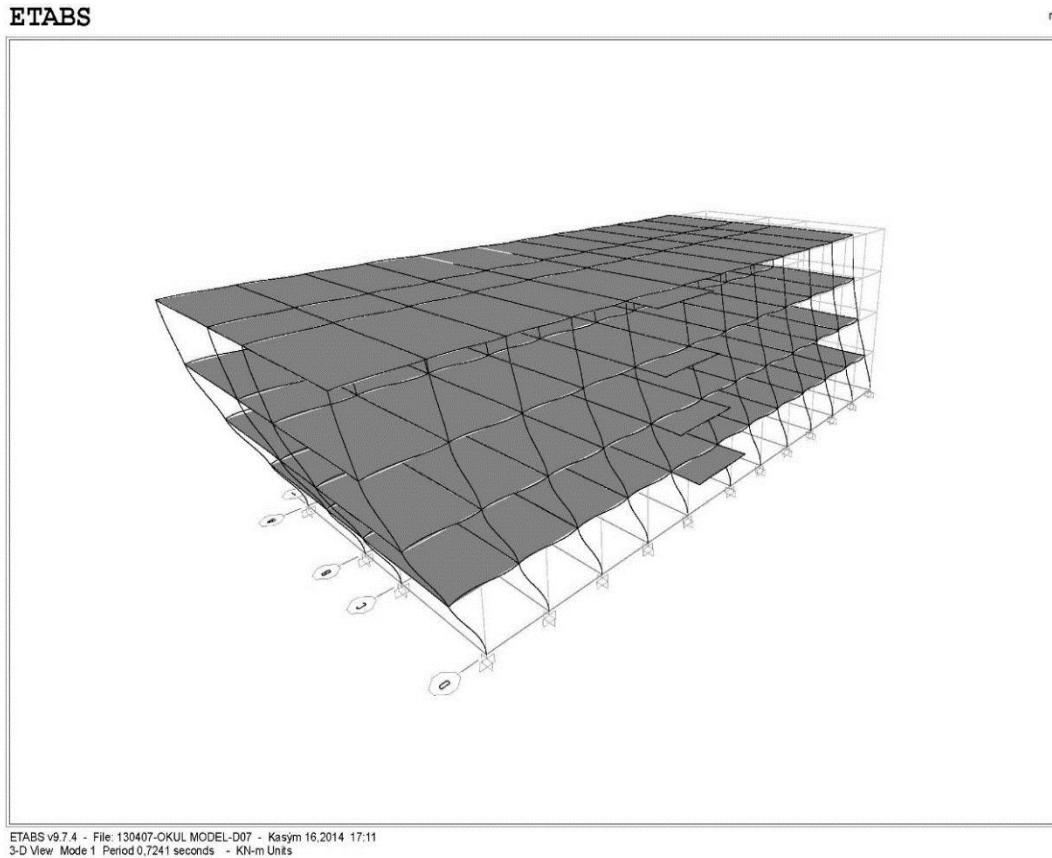
Şekil 5.5 : Kısa doğrultu iç akstan “G3” duvar yüklemesi.



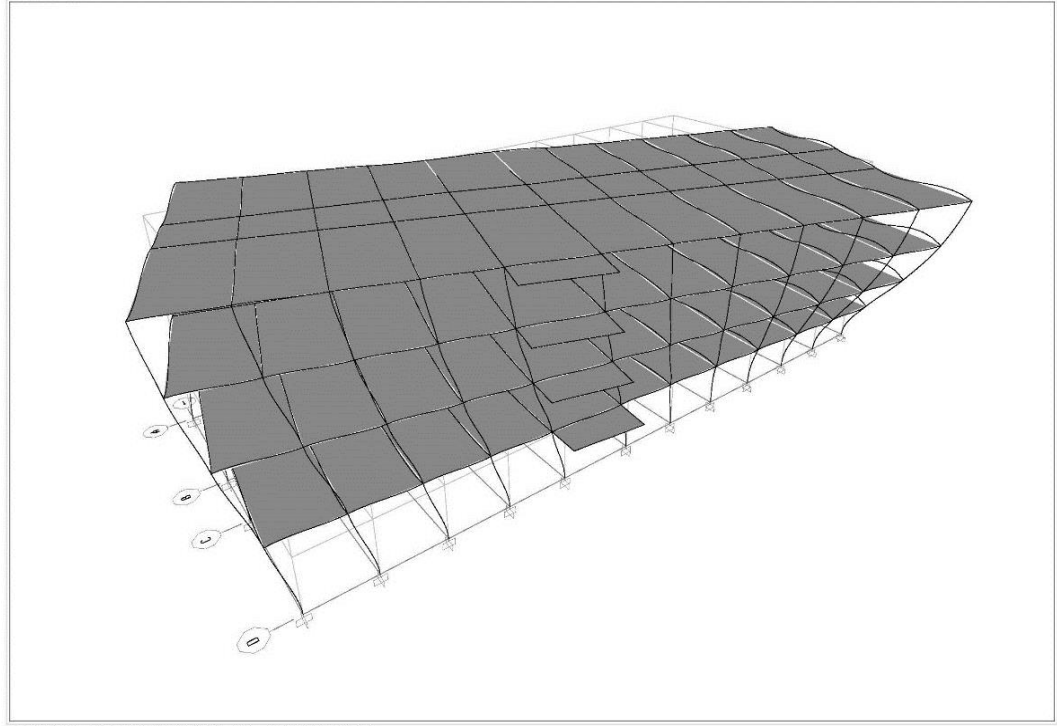
Şekil 5.6 : Tipik bir plan üzerinde “Q” yüklemesi.

5.3.2 Modal Analiz Sonuçları

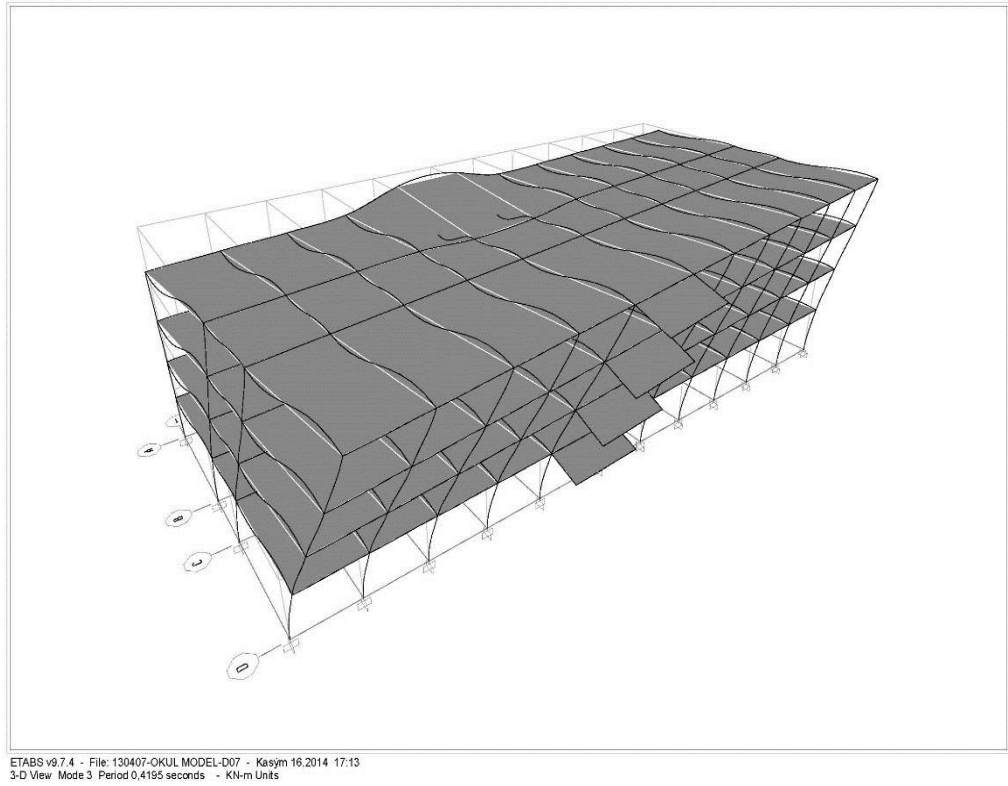
Tanımlanan yük değerlerinden sonra Etabs programında modal analiz yapılmıştır. Bu modal analiz sonuçları artımsal itme analizi için performans noktası belirlemede kullanmamız gereken modal sonuç değerlerini bize sağlaması açısından önemlidir. Sonrasında modal analizi yapılmış olan bu model Sap2000 programına aktarılarak Perform 3D programına export edilecektir. Etabs programında modellemeye başlanmasının asıl nedeni modelleme pratikliğidir. Etabs programında döşemeye verilen yükler analiz sonrasında Sap2000 programına aktarıldığında direk çubuk ve noktalar üzerine tanımlı gelebilmektedir. Perform 3D programında döşemeler ile ilgili herhangi bir inceleme yapılmayacağı için bütün yükleme değerlerinin çubuklar ve noktalar üzerinde olması önemlidir. Şekil 5.7, Şekil 5.8 ve Şekil 5.9’da yapıya ait ilk üç mod şekli gösterilmiştir. Çizelge 5.3 ve Çizelge 5.4’de ise X ve Y yönü hakim mod sonuçları ayrıntılı olarak sunulmuştur.



Şekil 5.7 : 1.Mod şekli ve Periyod (T=0.72sn).



Şekil 5.8 : 2.Mod şekli ve Periyod ($T=0.578\text{sn}$).



Şekil 5.9 : 3.Mod şekli ve Periyod ($T=0.42\text{sn}$).

Çizelge 5.3 : X Yönü 1. Mod Sonuçları.

1	2	3	4	5	6	7	8	10
KAT NO	KAT AĞR. (kN)	KAT KÜT. (kNs ² /m)	BURLM. KÜT. (kNs ² /m)	η_{bi}	T	KÜT. Katılım Oranı	1.MOD ŞEKLİ GEN.(m)	Γ
1	10213	1041	188180	1.022			0.007	
2	10213	1041	188180	1.026	0.72	%89	0.014	59.39
3	10213	1041	188180	1.027			0.019	
4	7957	811	144490	1.029			0.021	

Çizelge 5.4 : Y Yönü 3. Mod Sonuçları.

1	2	3	4	5	6	7	8	10
AT NO	KAT AĞR. (kN)	KAT KÜT. (kNs ² /m)	BURLM. KÜT. (kNs ² /m)	η_{bi}	T	KÜT. Katılım Oranı	3.MOD ŞEKLİ GEN.(m)	Γ
1	10213	1041	188180	1.39			0.003	
2	10213	1041	188180	1.33	0.42	%70	0.010	52.51
3	10213	1041	188180	1.31			0.018	
4	7957	811	144490	1.29			0.025	

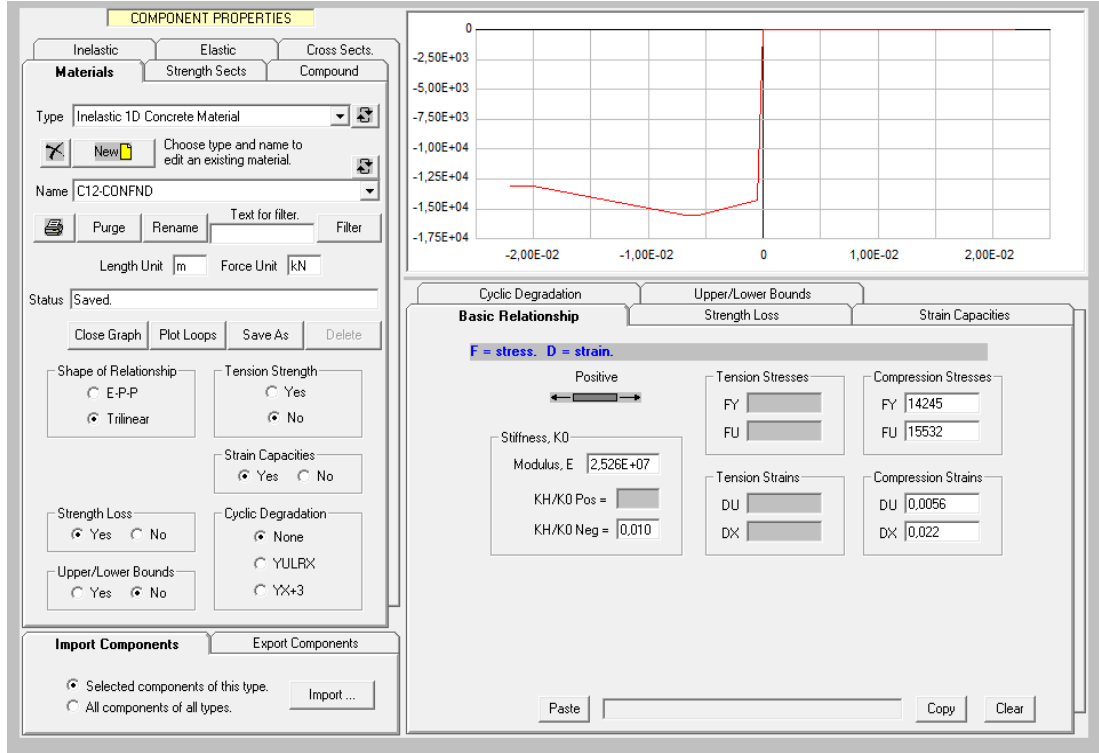
5.4 Mevcut Bina İçin Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemde Kullanılacak

Yapısal Modelin Oluşturulması

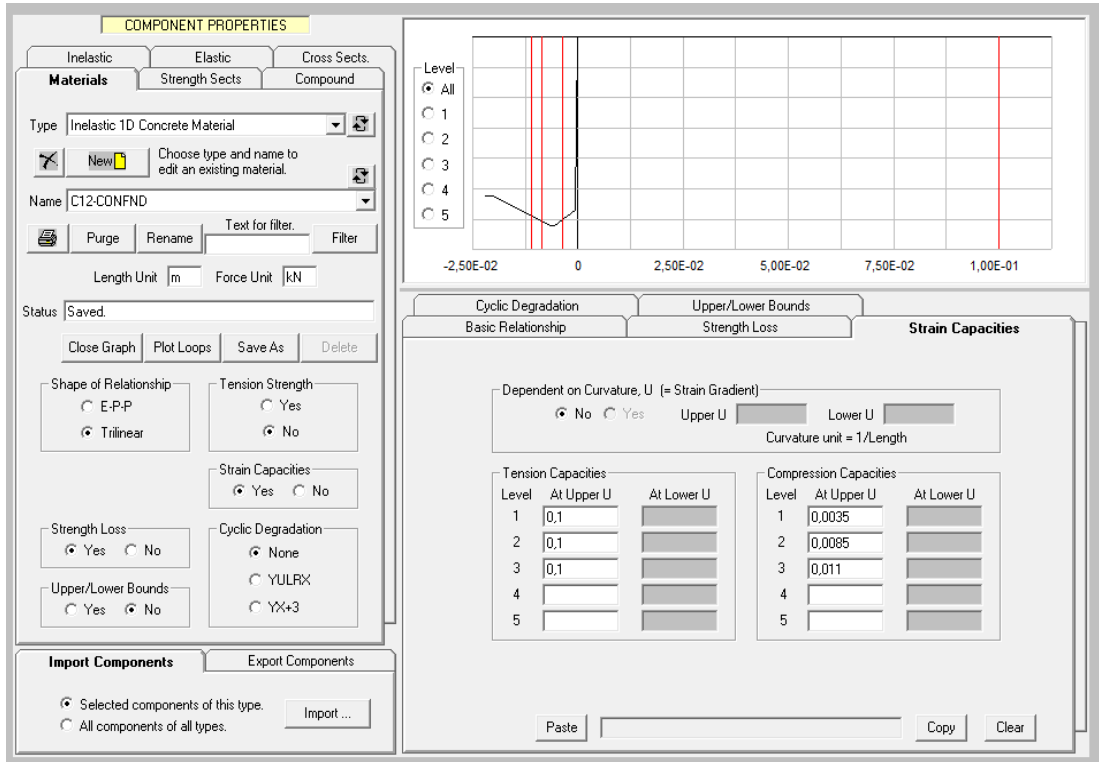
Doğrusal elastik olmayan yöntem için Perform 3d V5.0.0 kullanılmıştır. Döşemeler kaldırılmış ve yükler kirişlere aktarılmıştır. Rijit diyafram kabulü yapılmıştır. Mevcut temel sisteminin rijit davrandığı kabulü ile temel sistemi yerine temel kotunda sisteme ankastre mesnetler tanımlanmıştır.

5.4.1 Yapısal elemanların malzeme modeli

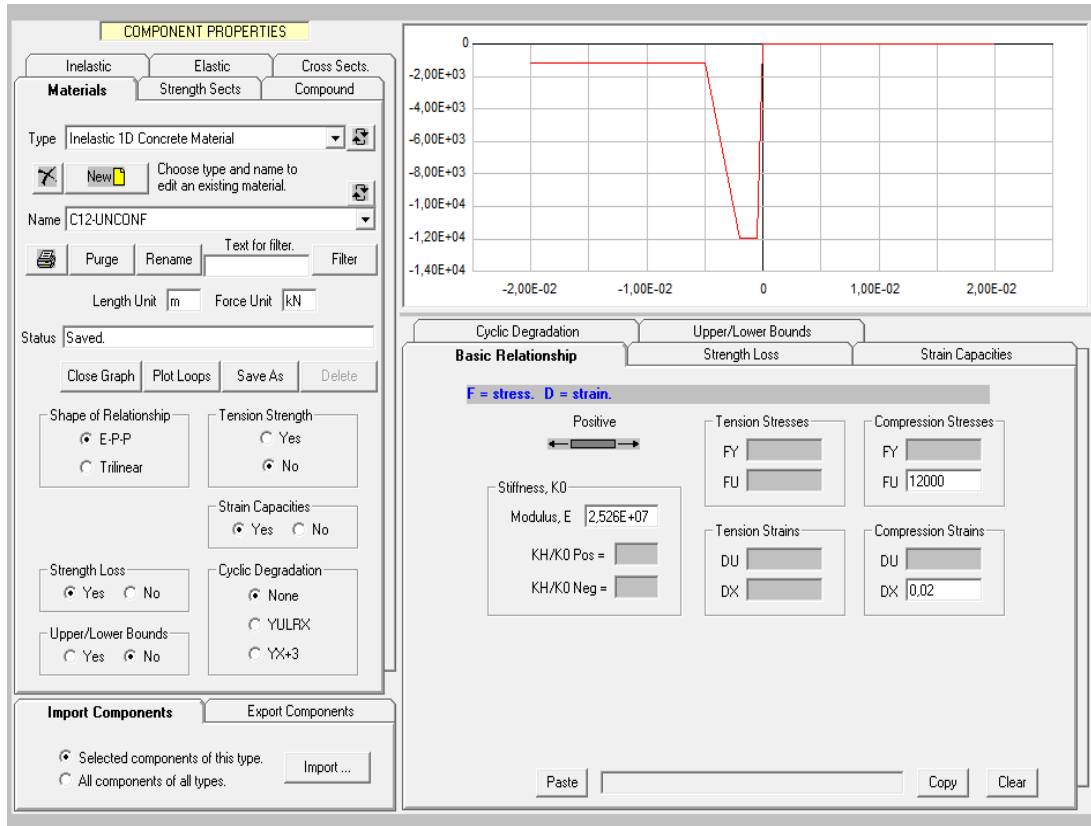
Yapısal elemanlar için kullanılan malzeme modeli beton için C12, donatı için S420 kalitesindeki malzeme dayanımları projesine uygun olarak kabul edilmiştir. Ayrıca daha önceki bölümlerde bahsedilen ve DBYBHY 2007 Ek 7B’de anlatılan modele uygun şekilde değiştirme sınırları kullanılmıştır. Malzeme modelleri Perform 3d V5.0.0 programında beton için “Component Properties – Materials –Inelastic 1D Concrete Material” , donatı için “Component Properties – Materials –Inelastic Steel Material” sekmeleri kullanılarak tanımlanmıştır. Şekil 5.10 ve Şekil 5.11’de C12 beton sınıfı sargılı beton davranış modeli, Şekil 12 ve Şekil 13 ‘de C12 beton sınıfı sargısız beton davranış modeli , Şekil 14 ve Şekil 15 ‘de ise S420 donatı sınıfı çelik davranış modeli tanımlamaları grafiksel olarak sunulmuştur.



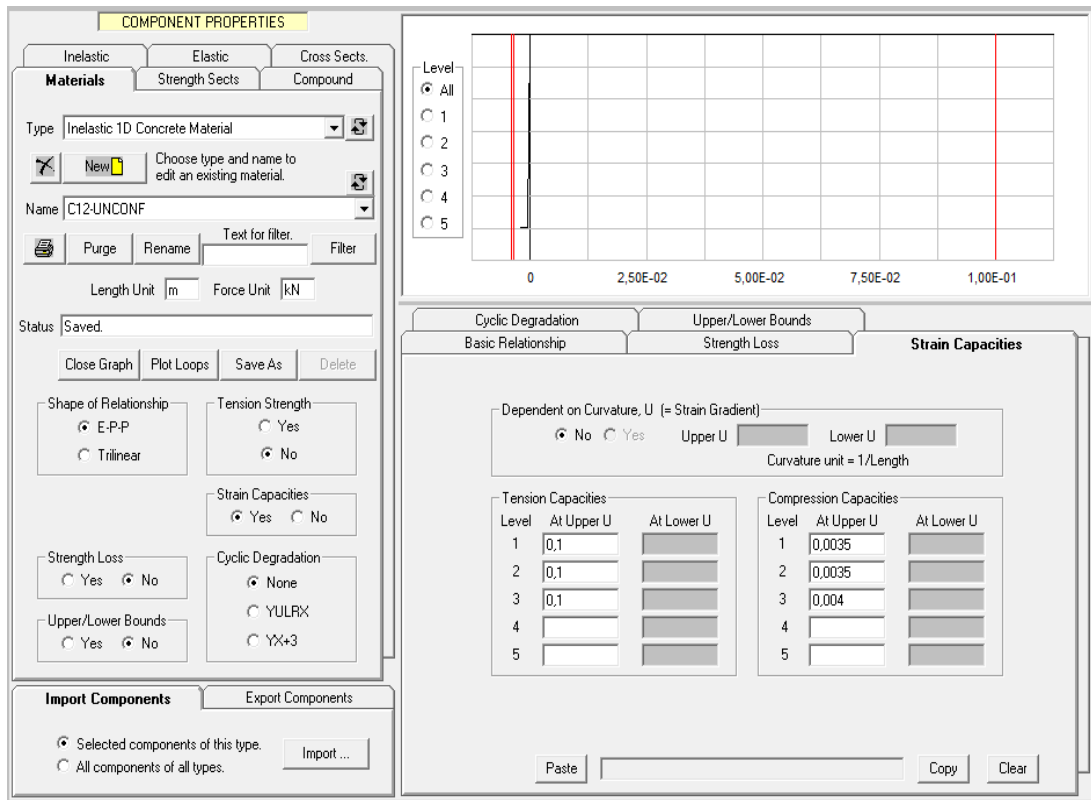
Şekil 5.10 : C12 beton sınıfı için sargılı beton davranış modeli.



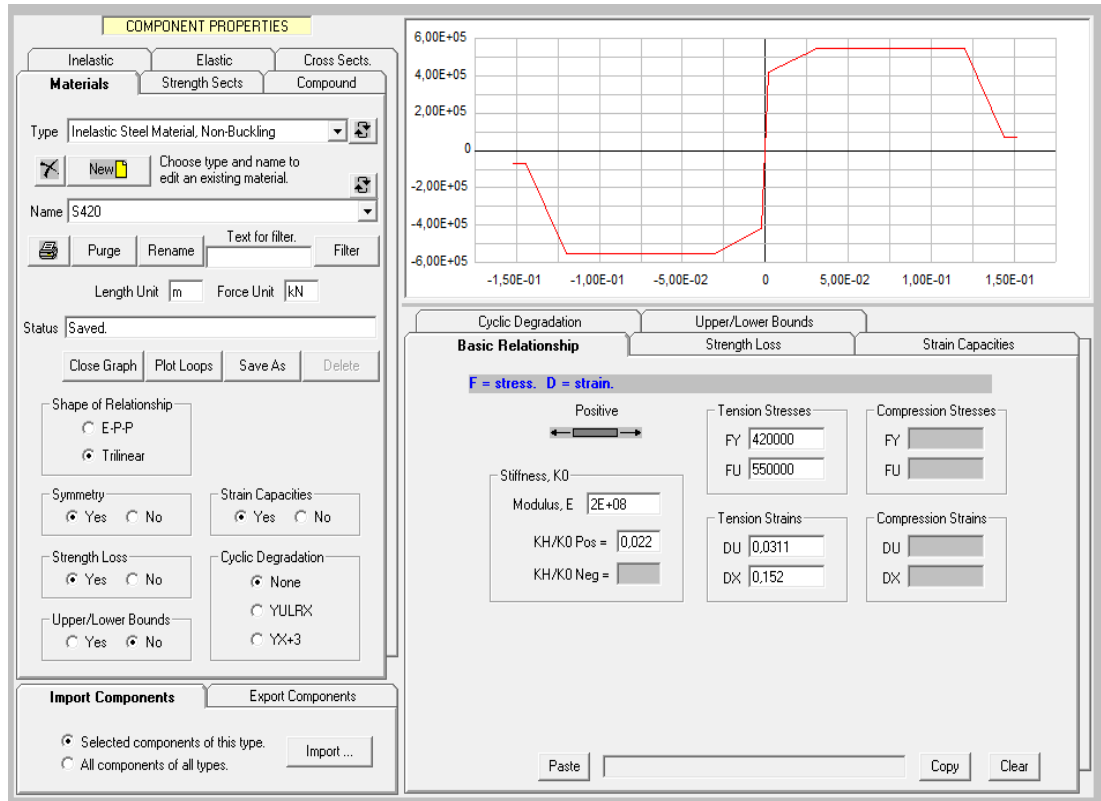
Şekil 5.11 : C12 sargılı betonun şekildeğiştirme kapasite değerleri.



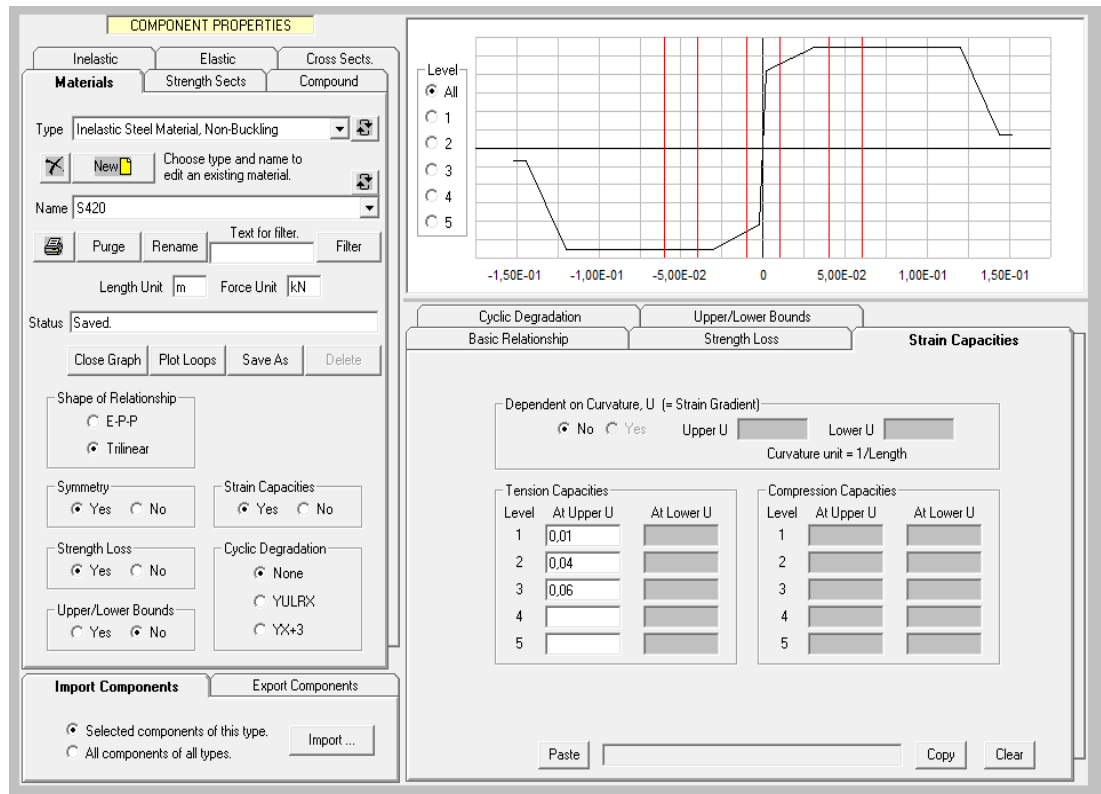
Şekil 5.12 : C12 beton sınıfı için sargısız beton davranış modeli.



Şekil 5.13 : C12 sargısız betonun şekildeğiştirme kapasite değerleri.



Şekil 5.14 : S420 sınıfı donatı çeliği malzeme davranış modeli.

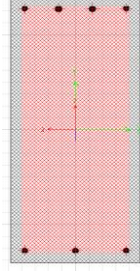


Şekil 5.15 : S420 sınıfı donatı çeliği için şekildeğiştirme kapasite değerleri.

Üst Donatı: 2Ø14 Montaj+2Ø16 ilave

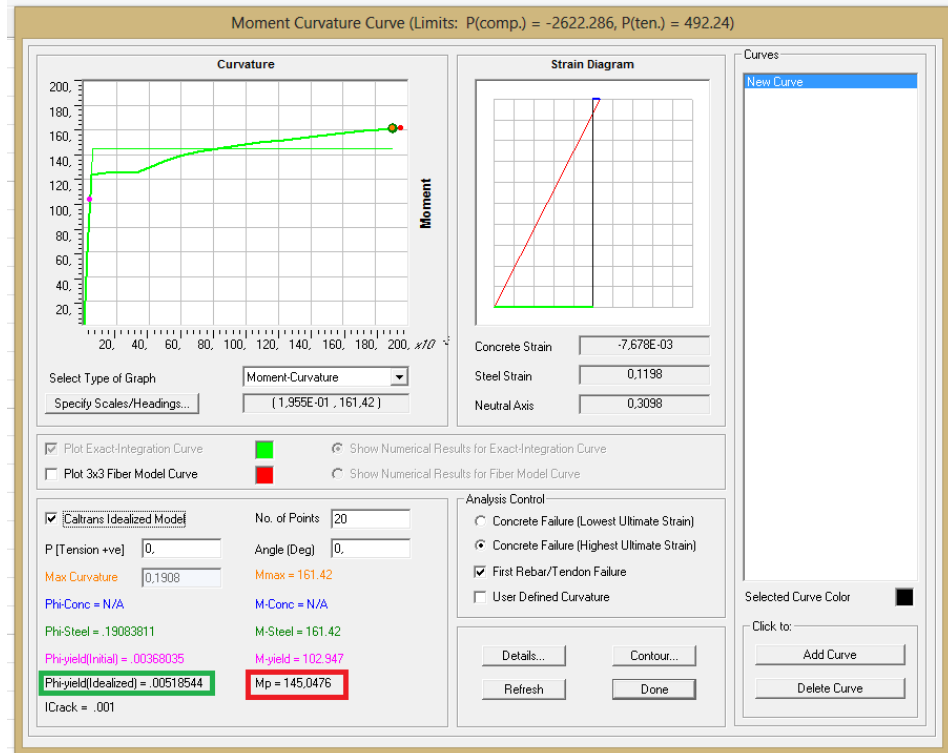
Alt Donatı: 3Ø14

Etriye: Ø8/20/10



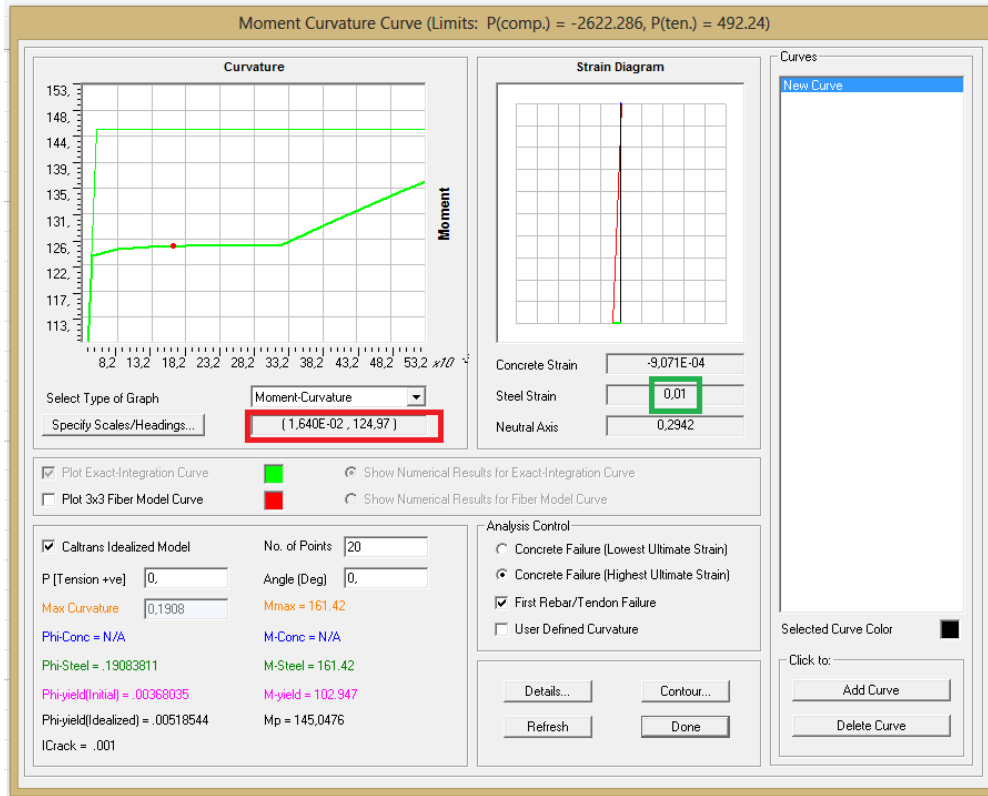
Şekil 5.17 : 30x70 boyutlarındaki kiriş kesiti ve donatısı.

Şekil 5.17 de gösterilen tip “XK” olarak adlandırılan kiriş Sap2000 programının“Section Designer” modülünde mevcut donıları ve malzeme özellikleri ile modellenmiştir. Şekil 5.18 ‘de bu kirişe ait moment eğrilik ilişkisi grafiksel olarak sunulmuştur. Şekil 5.19, Şekil 5.20 ve Şekil 5.21 de sırasıyla donatı çeliğinin birim şekildeğiştirmesinin 0.01, 0.04 ve 0.06 olması durumundaki moment eğrilik grafik değerleri gösterilmiştir.

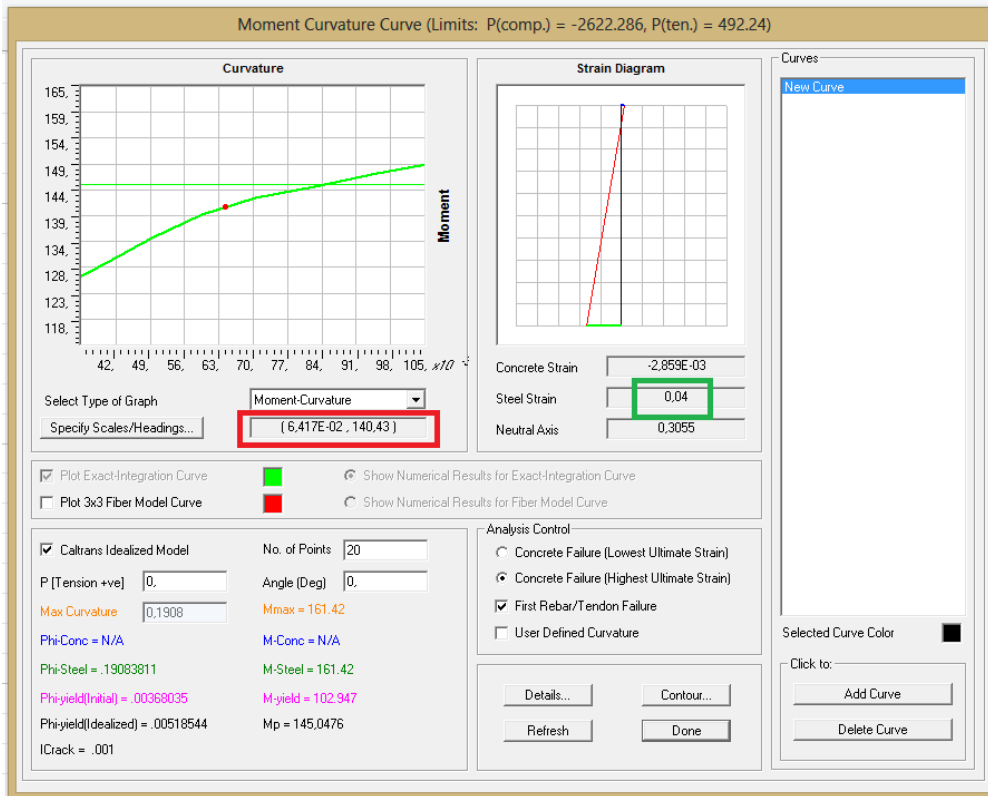


Şekil 5.18 : Plastik mafsall için kirişteki moment-eğrilik ilişkisi.

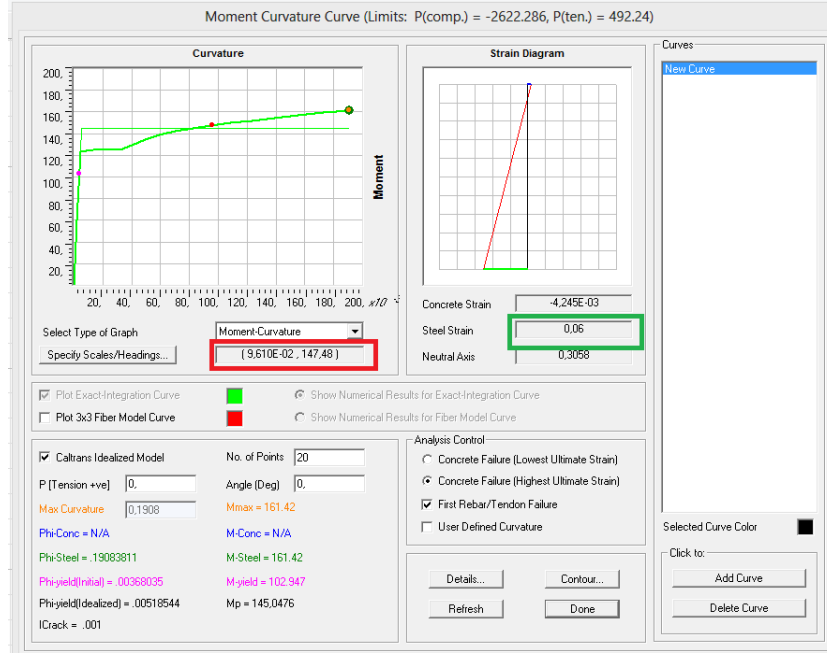
Şekil 5.18 ‘de göldüğü üzere pozitif moment için akma momenti 145.05 kNm, idealize edilmiş akma eğrilığı 0.0052 rad/m ‘dir.



Şekil 5.19 : Çelik birim uzamasının 0.01 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği.

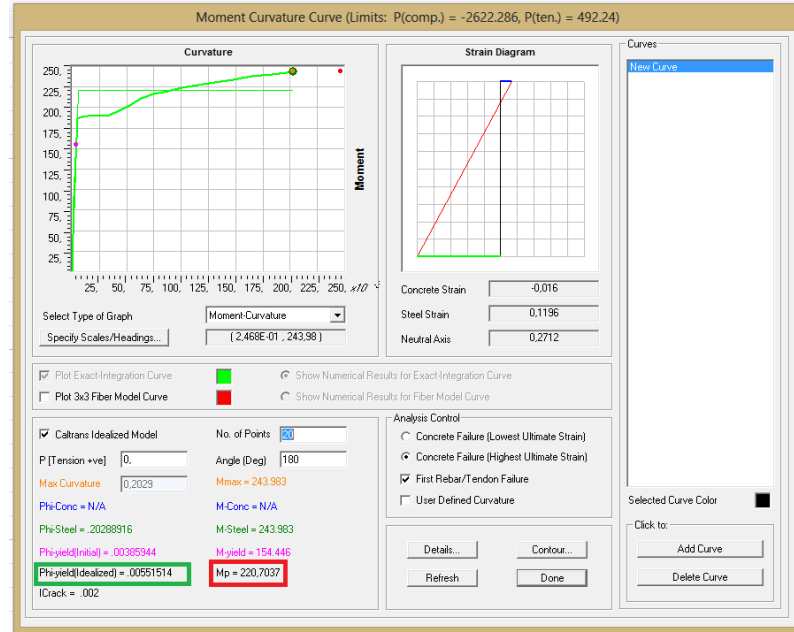


Şekil 5.20 : Çelik birim uzamasının 0.04 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği.



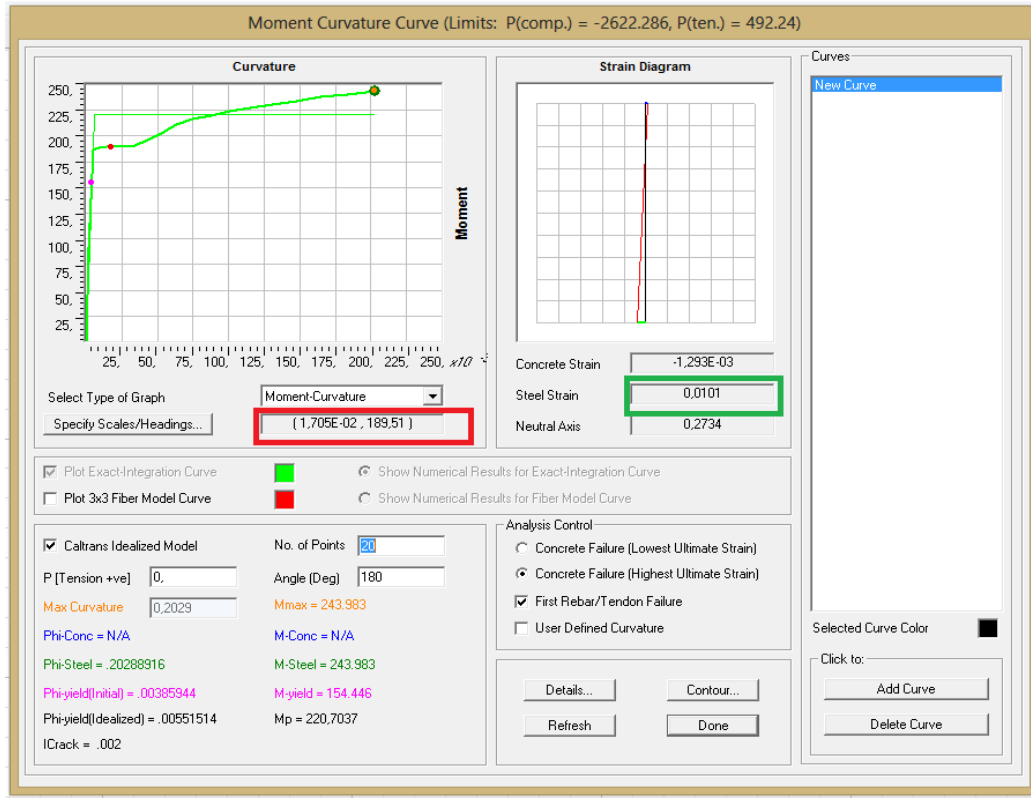
Şekil 5.21 : Çelik birim uzamasının 0.06 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği.

Şekil 5.22 'de bu kirişe ait negatif moment eğrilik ilişkisi grafiksel olarak sunulmuştur. Şekil 5.23, Şekil 5.14 ve Şekil 5.25 de sırasıyla donatı çeliğinin birim şekildeğiştirmesinin 0.01, 0.04 ve 0.06 olması durumundaki negatif moment eğrilik grafik değerleri gösterilmiştir.

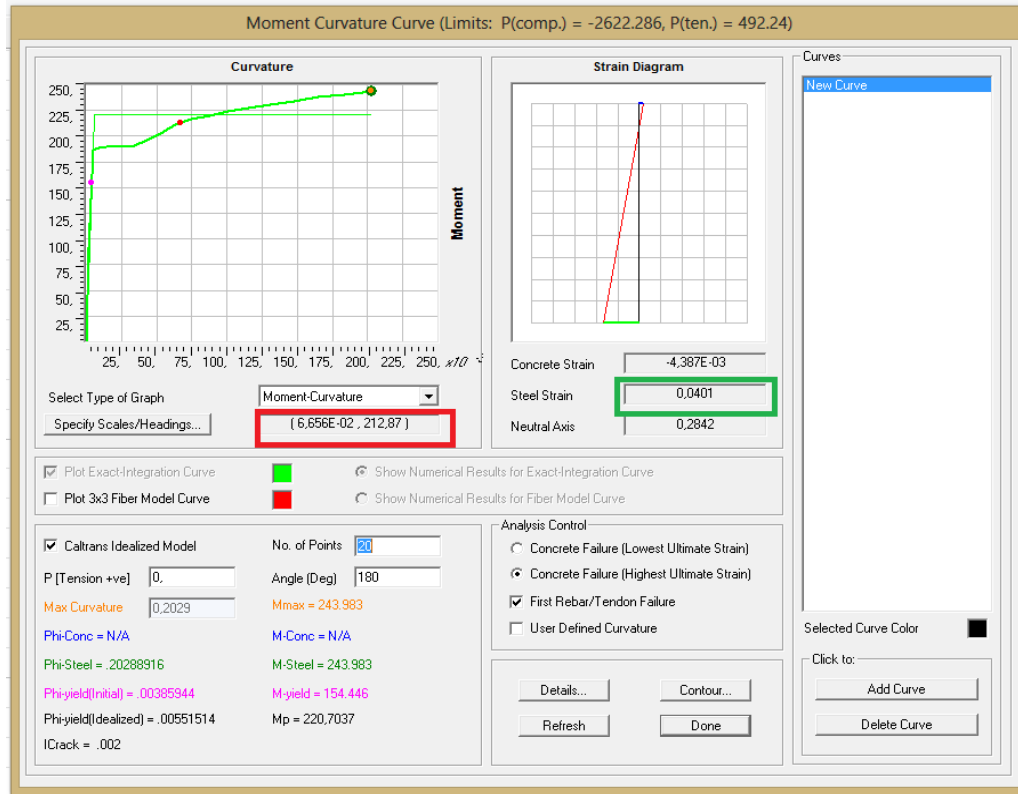


Şekil 5.22 : Plastik mafsallık için moment-eğrilik ilişkisi (Negatif Durum).

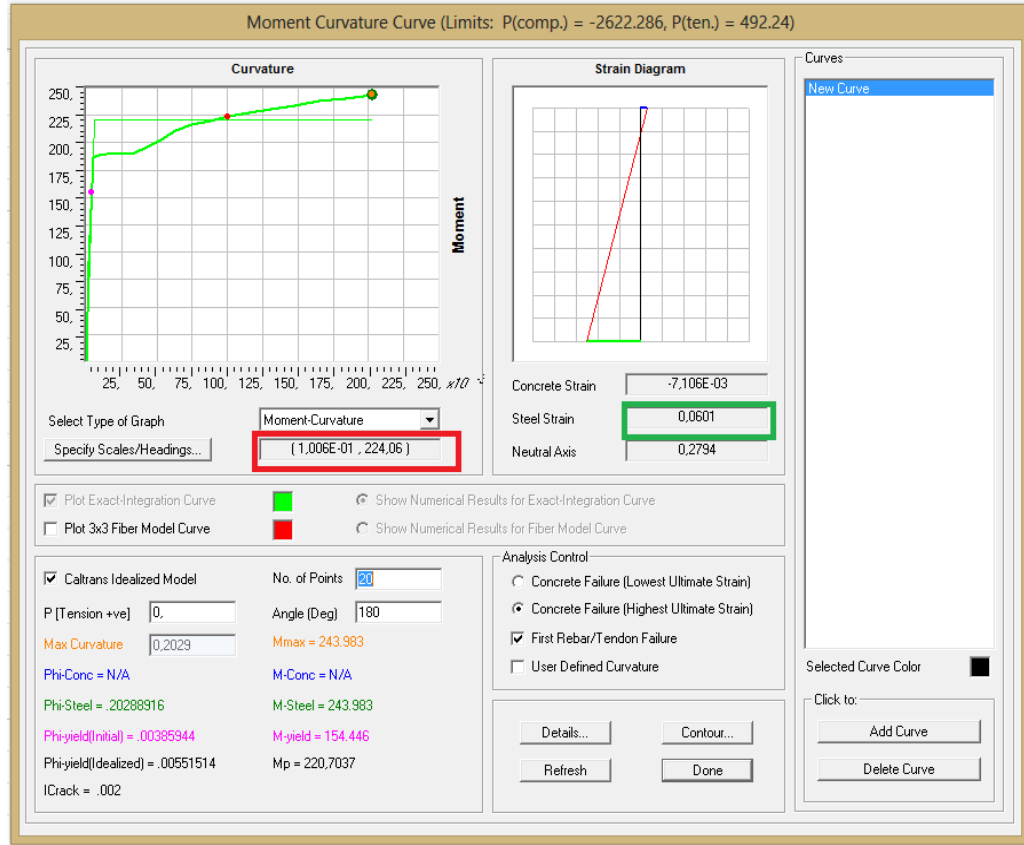
Şekil 5.22 'de göldüldüğü üzere negatif moment için akma momenti 220.70 kNm, idealize edilmiş akma eğrilığı 0.0055 rad/m'dir.



Şekil 5.23 : Çelik birim uzamasının 0.01 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği (Negatif Durum).



Şekil 5.24 : Çelik birim uzamasının 0.04 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği (Negatif Durum).



Şekil 5.25 : Çelik birim uzamasının 0.06 olması durumundaki kirişteki moment eğrilik grafiği (Negatif Durum).

Bu değerlere göre kirişte dönme limitleri şu şekilde bulunmuştur;

Minimum Hasar Sınırına göre:

Pozitif moment için;

$$(0.0164-0.0052) \times L_p$$

$$(0.02041-0.00747) \times 0.35 = 0.0039$$

Negatif moment için;

$$(0.0171-0.0057) \times 0.35 = 0.0040$$

Kesit Güvenlik Sınırına göre:

Pozitif moment için;

$$(0.0642-0.0052) \times 0.35 = 0.0207$$

Negatif moment için;

$$(0.0666-0.0057) \times 0.35 = 0.0213$$

Kesit Göçme Sınırına göre:

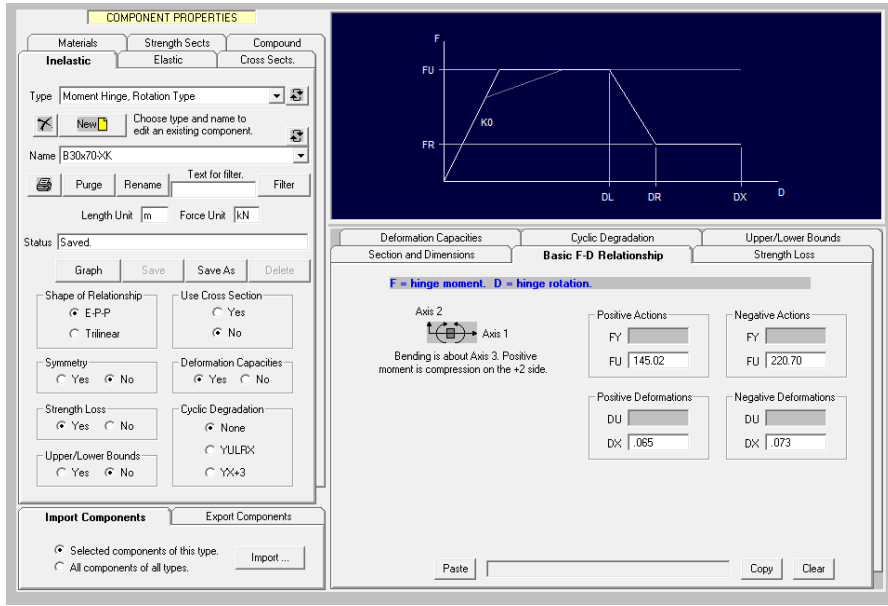
Pozitif moment için;

$$(0.0961-0.0052) \times 0.35 = 0.0318$$

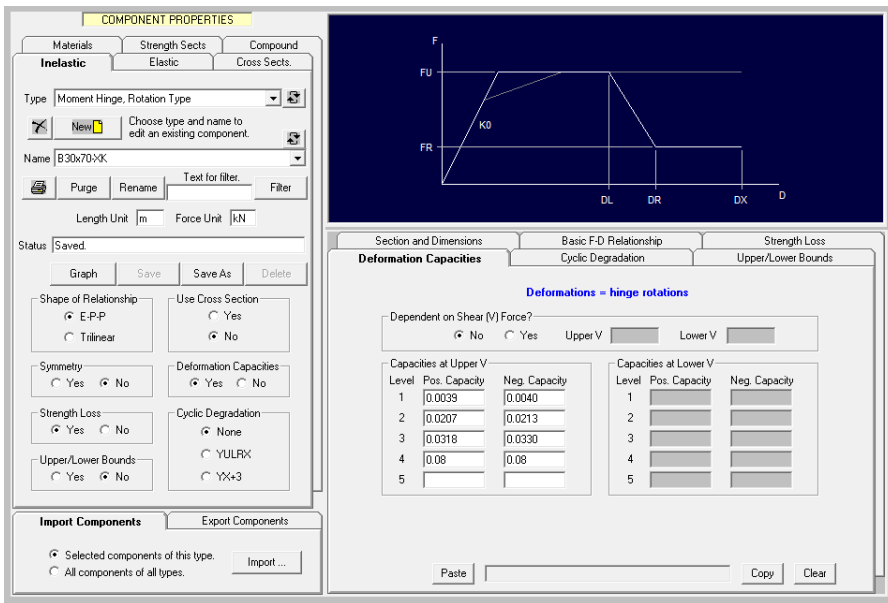
Negatif moment için;

$$(0.1000-0.0057) \times 0.35 = 0.0330$$

Şekil 5.26 ve 5.27’de bu değerlere göre hesap modelindeki “XK” tipine ait tanımlamalar sunulmuştur.

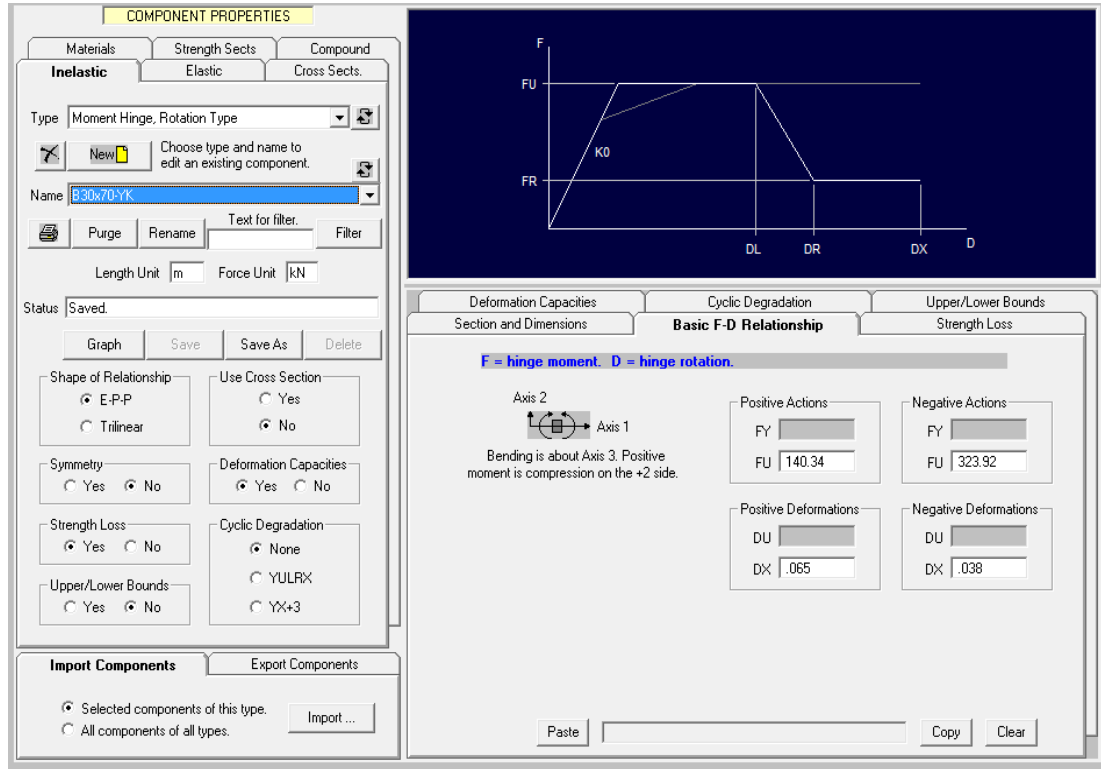


Şekil 5.26 : Perform-3D plastik mafsallık akma momenti tanımları.

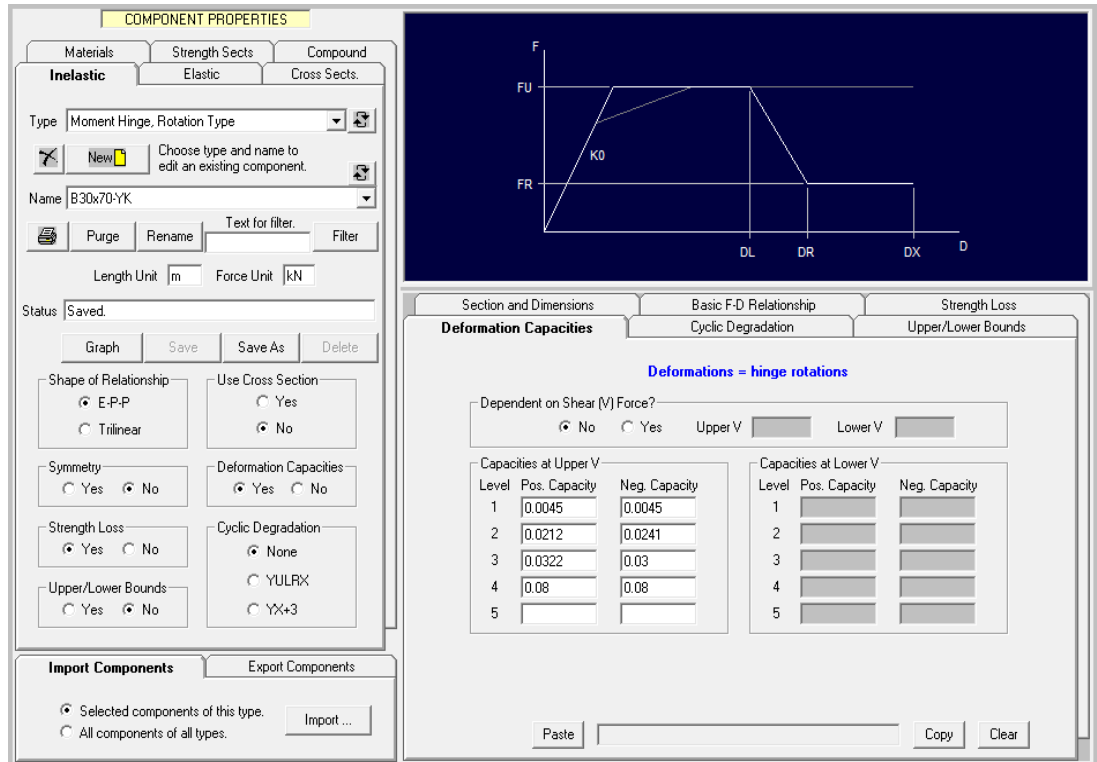


Şekil 5.27 : Perform-3D plastik mafsallık deformasyon kapasiteleri tanımları.

Şekil 5.28 ve 5.29’de hesap modelindeki “YK” tipine ait tanımlamalar sunulmuştur.

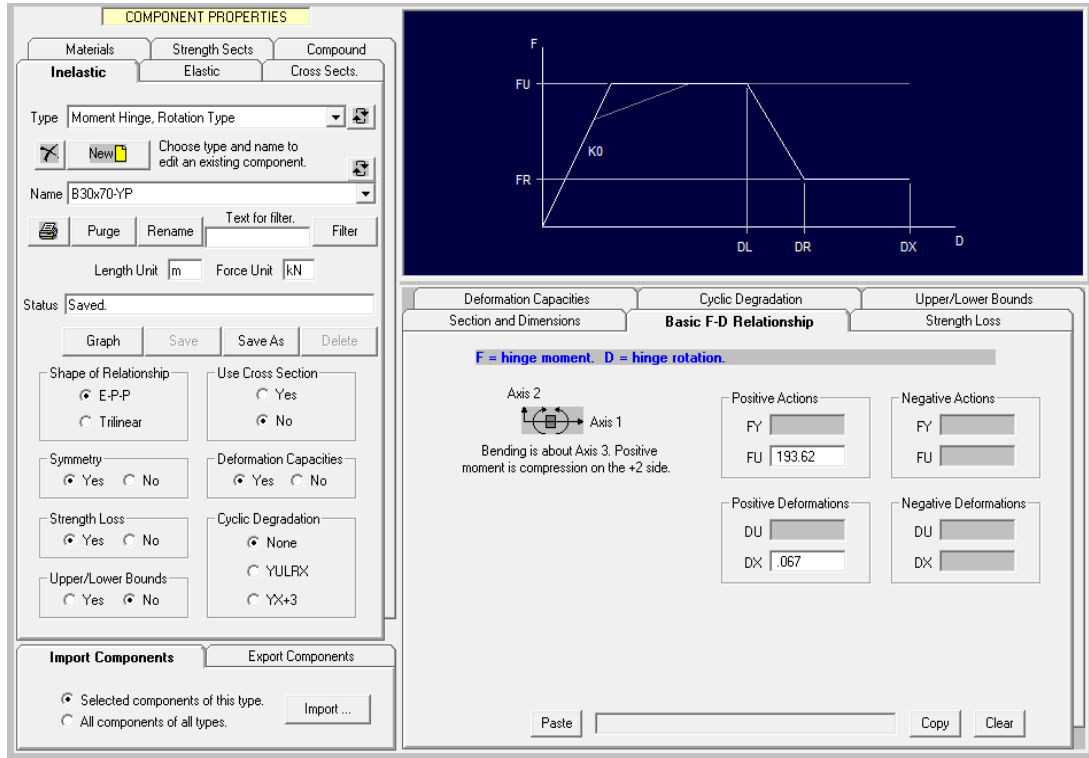


Şekil 5.28 : Perform-3D plastik mafsal akma momenti tanımları.

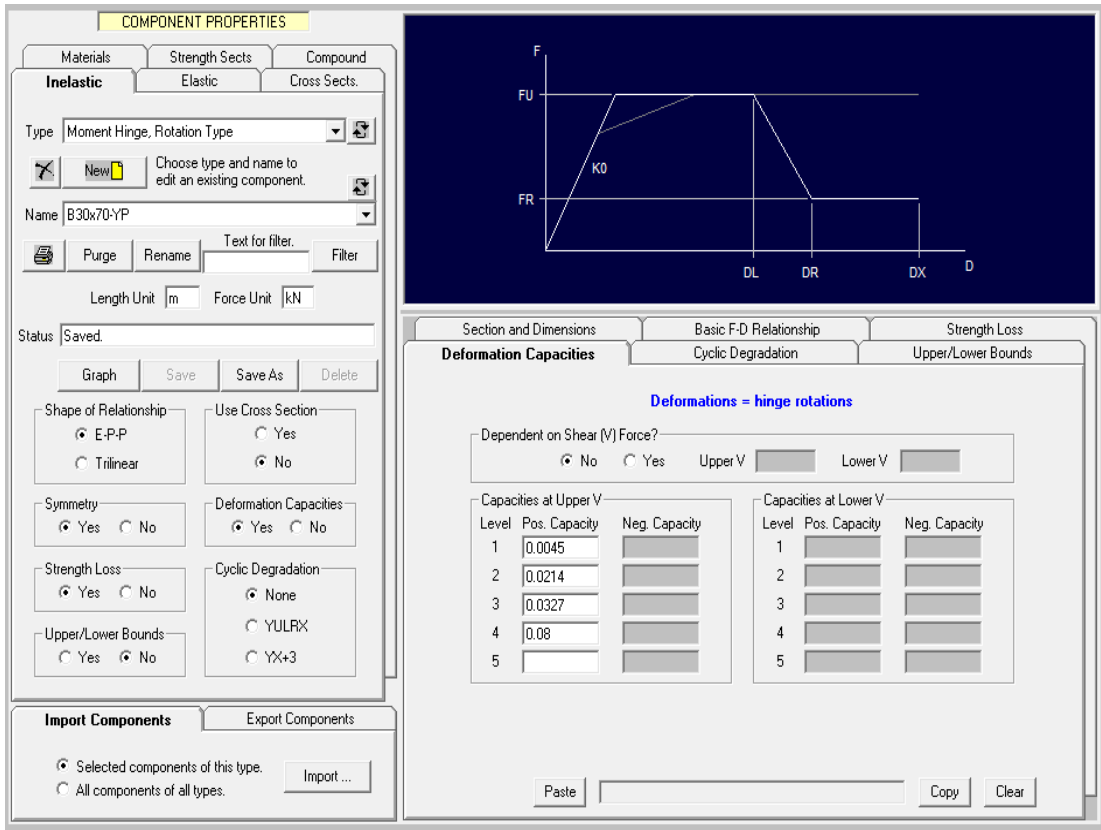


Şekil 5.29 : Perform-3D plastik mafsal deformasyon kapasiteleri tanımları.

Şekil 5.30 ve 5.31’de hesap modelindeki “YP” tipine ait tanımlamalar sunulmuştur.

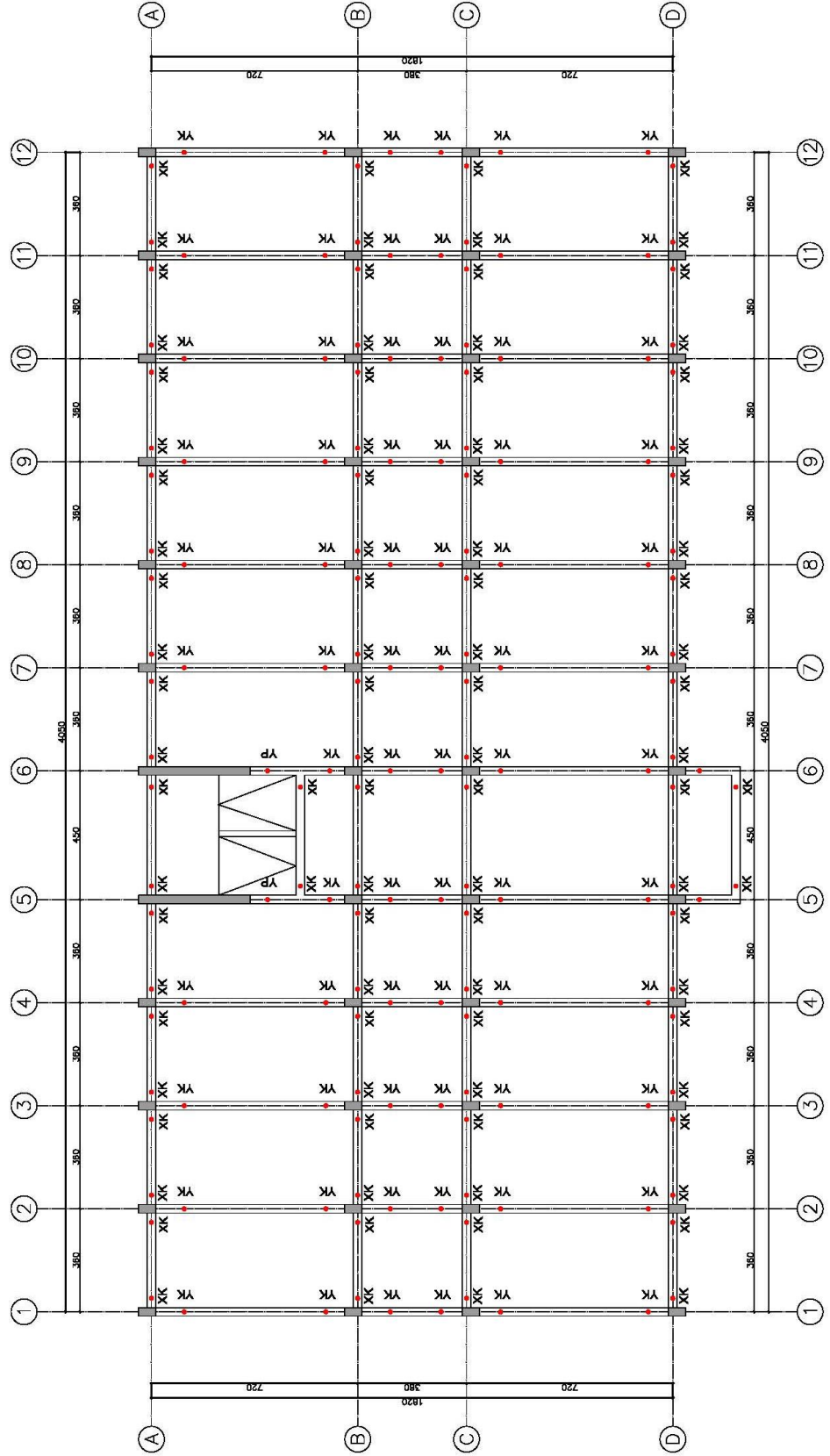


Şekil 5.30 : Perform-3D plastik mafsal akma momenti tanımları.



Şekil 5.31 : Perform-3D plastik mafsal deformasyon kapasiteleri tanımları.

Kirişte tanımlanan plastik mafsalları “XK”, “YK” ve “YP” Şekil 5.32’de kalıp planında gösterilmiştir.

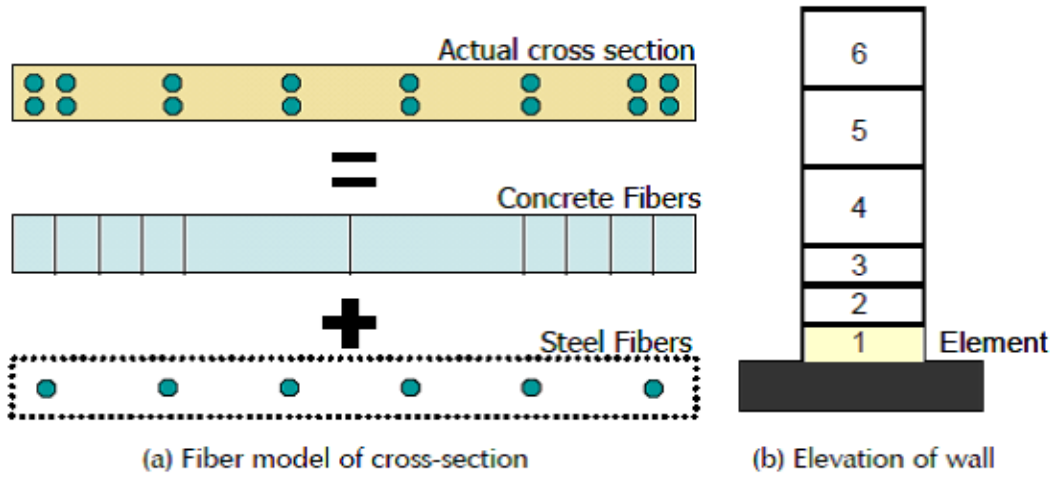


Şekil 5.32 : Tanımlanan Mafsallı Tiplerin Plan Üzerinde Gösterimi.

5.4.3 Kolonların ve Perdelerin Yayılı Plastik Mafsal Tanımı

Fiber eleman modeli yayılı plastik mafsal modelleri içinde ki en yaygın kullanılan doğrusal olmayan davranış modelidir. Bu modelde yapısal eleman kesitleri beton ve çelik fiber parçacıklarına bölünerek tanımlanır (Şekil 5.33). Betonarme davranışı beton ve çelik elemanların tek eksenli deformasyonu üzerinden tanımlandığı için fiber eleman modeli beton ve donatının stres-birim deformasyonu ilişkisi kullanılarak tarif edilir. Literatürde çok çeşitli malzeme modelleri mevcuttur.

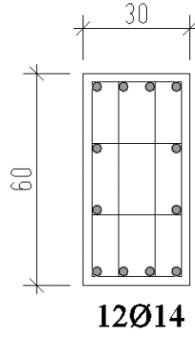
Fiber modeli yığılı plastik mafsal modeline göre çok daha gelişmiş olsa da kiriş ve kolonlarda kullanımı analiz için gerekli zaman düşünüldüğünde çok pratik değildir. Ancak düzgün ve düzgün olmayan (U veya L) perde duvarların modellenmesinde çok etkili olduğundan tercih edilmektedir. Ayrıca bu elemanlarda TDY 2007 ye uygun olarak eleman bazında değerlendirme beton ve çelik malzemelerde birim deformasyonlar türünden ifade edilebilir.



Şekil 5.33 : Betonarme perde Duvarların Fiber Modelleri.

Yapının lineer olmayan analizinde kolon ve perdeler fiber eleman olarak modellenmiştir. Kolonların ve perdelerin fiber koordinatları, malzemesi ve alanları takip eden sayfalarda sunulmuştur.

Fiber elemanların performans seviyeleri malzemelerde tanımlanmış olan şekildeğiştirme kapasitelerine göre belirlenmektedir. Şekil 5.34’mevcut yapıdaki kolon boyutu ve donatısı gösterilmiştir. Şekil 5.35, Şekil 5.36 ve Şekil 5.37 de ise hesap modeline tanımlanan kolon fiber alanları ve koordinatları ile genel kolon tanımı grafiksel olarak sunulmuştur.



Şekil 5.34 : 30x60 boyutlarındaki kolon kesiti ve donatısı.

COMPONENT PROPERTIES

Materials | Strength Sects | Compound

Inelastic | Elastic | **Cross Sects.**

Type: Column, Inelastic Fiber Section

Name: C30x60

Length Unit: m | Force Unit: kN

Status: Saved

Check | Save | Save As | Delete

Fiber Areas and Coordinates

Section Properties:

Concrete	Steel
Area = 1.785	.001848
Inertia about Axis 3 = .005323	8.456e-5
Axis 2 Centroid = 0	0
Inertia about Axis 2 = .001337	1.434e-5
Axis 3 Centroid = 0	0

Import Components | Export Components

☒ Selected components of this type. ☐ All components of all types. Import ...

Structural Fibers | Capacities | Shear and Torsion | Other Properties

STRUCTURAL FIBER TO BE ADDED OR CHANGED

Material Type: Inelastic Steel Material, Non-Buckling

Material Name: S420

Fiber Area: | Axis 2 Coord: | Axis 3 Coord: |

Add | Insert | Replace | Delete

STRUCTURAL FIBER LIST (MAX 60) Click to highlight row for Insert, Replace or Delete.

No.	Type	Material Name	Area	Axis 2 Coord	Axis 3 Coord
1	Steel	S420	0.000154	-0.255	0.105
2	Steel	S420	0.000154	0.255	0.105
3	Steel	S420	0.000154	0.255	-0.105
4	Steel	S420	0.000154	-0.255	-0.105
5	Steel	S420	0.000154	-0.085	0.105
6	Steel	S420	0.000154	0.085	0.105
7	Steel	S420	0.000154	0.085	-0.105
8	Steel	S420	0.000154	-0.085	-0.105
9	Steel	S420	0.000154	-0.255	0.035
10	Steel	S420	0.000154	-0.255	-0.035
11	Steel	S420	0.000154	0.255	-0.035
12	Steel	S420	0.000154	0.255	0.035
13	Concrete	C12-CONFND	0.00649	0.2623	-0.131
14	Concrete	C12-CONFND	0.0051	0.2623	0
15	Concrete	C12-CONFND	0.00649	0.2623	0.131
16	Concrete	C12-CONFND	0.0102	0	-0.131
17	Concrete	C12-CONFND	0.0102	0	0.131
18	Concrete	C12-CONFND	0.00649	-0.2623	-0.131
19	Concrete	C12-CONFND	0.0051	-0.2623	0
20	Concrete	C12-CONFND	0.00649	-0.2623	0.131

Şekil 5.35 : 30x60 Kolonun Fiber Alanları ve Koordinatları-1.

COMPONENT PROPERTIES

Materials | Strength Sects | Compound

Inelastic | Elastic | **Cross Sects.**

Type: Column, Inelastic Fiber Section

Name: C30x60

Length Unit: m | Force Unit: kN

Status: Saved

Check | Save | Save As | Delete

Fiber Areas and Coordinates

Section Properties:

Concrete	Steel
Area = 1.785	.001848
Inertia about Axis 3 = .005323	8.456e-5
Axis 2 Centroid = 0	0
Inertia about Axis 2 = .001337	1.434e-5
Axis 3 Centroid = 0	0

Import Components | Export Components

☒ Selected components of this type. ☐ All components of all types. Import ...

Structural Fibers | Capacities | Shear and Torsion | Other Properties

STRUCTURAL FIBER TO BE ADDED OR CHANGED

Material Type: Inelastic Steel Material, Non-Buckling

Material Name: S420

Fiber Area: | Axis 2 Coord: | Axis 3 Coord: |

Add | Insert | Replace | Delete

STRUCTURAL FIBER LIST (MAX 60) Click to highlight row for Insert, Replace or Delete.

No.	Type	Material Name	Area	Axis 2 Coord	Axis 3 Coord
11	Steel	S420	0.000154	0.255	-0.035
12	Steel	S420	0.000154	0.255	0.035
13	Concrete	C12-CONFND	0.00649	0.2623	-0.131
14	Concrete	C12-CONFND	0.0051	0.2623	0
15	Concrete	C12-CONFND	0.00649	0.2623	0.131
16	Concrete	C12-CONFND	0.0102	0	-0.131
17	Concrete	C12-CONFND	0.0102	0	0.131
18	Concrete	C12-CONFND	0.00649	-0.2623	-0.131
19	Concrete	C12-CONFND	0.0051	-0.2623	0
20	Concrete	C12-CONFND	0.00649	-0.2623	0.131
21	Concrete	C12-CONFND	0.0122	0.1968	-0.086
22	Concrete	C12-CONFND	0.0122	0.1968	0
23	Concrete	C12-CONFND	0.0122	0.1968	0.086
24	Concrete	C12-CONFND	0.0122	0	-0.086
25	Concrete	C12-CONFND	0.0243	0	0
26	Concrete	C12-CONFND	0.0122	0	0.086
27	Concrete	C12-CONFND	0.0122	-0.1968	-0.086
28	Concrete	C12-CONFND	0.0122	-0.1968	0
29	Concrete	C12-CONFND	0.0122	-0.1968	0.086

Şekil 5.36 : 30x60 Kolonun Fiber Alanları ve Koordinatları-2.

COMPONENT PROPERTIES

Inelastic Materials
Elastic Strength Sects
Cross Sects.

Type: Frame Member Compound Component

Name: C30x60X

Length Unit: m Force Unit: kN

Status: Saved

Buttons: Check Save Save As Delete

Import Components Export Components

☒ Selected components of this type. Import ...

☐ All components of all types.

COMPONENT LENGTHS ARE NOT TO SCALE

Basic Components
Strength Sections
Self Weight

COMPONENT TO BE ADDED OR CHANGED

Component Type:

Component Name:

Length Type: Length Value:

Buttons: Add Insert Replace Delete

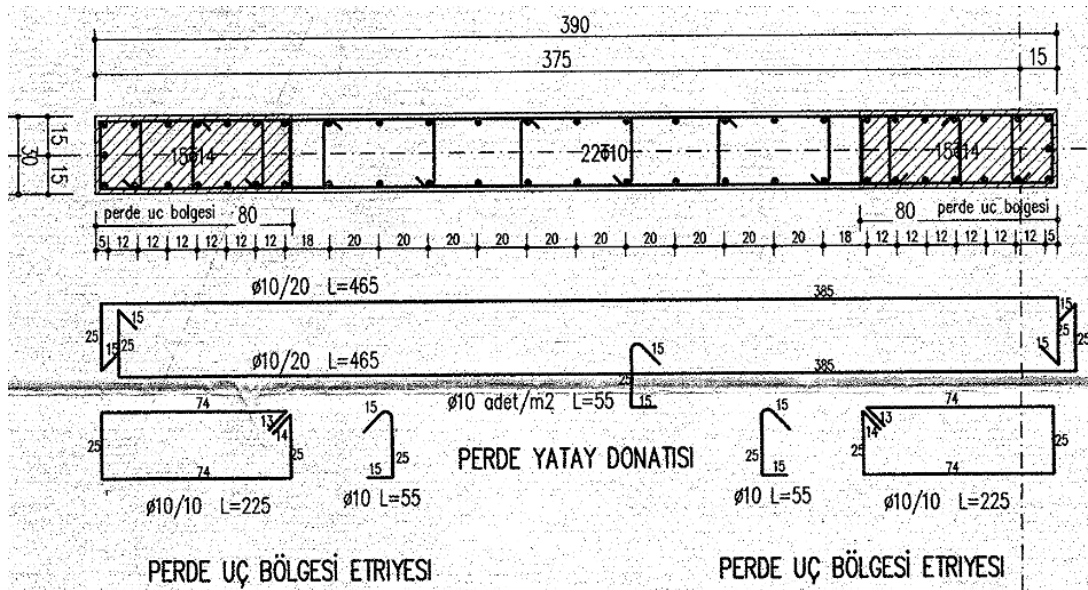
COMPONENT LIST (MAX. 12) Click to highlight. Double click to select. Show Properties

No.	Component Type	Component Name	Length	Propn
1	End Zone for a Beam or Column	Default End Zone	Auto	
2	Column, Inelastic Fiber Section	C30x60		0.05
3	Column, Reinforced Concrete Section	XecColC- C30x60		0.9
4	Column, Inelastic Fiber Section	C30x60		0.05
5	End Zone for a Beam or Column	Default End Zone	Auto	

Şekil 5.37 : 30x60 Kolonun Genel Çubuk Eleman Tanımı.

Betonarme Perde Tanımı;

Hesap modelinde betonarme perdelerde fiber eleman olarak modellenmiştir. Mevcut betonarme perde boyutu ve donatısı Şekil 5.38 ‘de gösterilmiştir. Hesap modelinde betonarme perde için tanımlanan fiber alanları ve koordinatları ile genel betonarme perde tanımları Şekil 5.38, Şekil 5.39, Şekil 5.40, Şekil 5.41 ve Şekil 5.42’ de ayrıntılı olarak sunulmuştur.



Şekil 5.38 : Mevcut betonarme perde donatı detay resmi.

COMPONENT PROPERTIES

Materials
Strength Sects
Compound

Inelastic
Elastic
Cross Sects.

Type: Shear Wall, Inelastic Section

Name: 30x390-A

Length Unit: m Force Unit: kN

Status: Saved

Fiber Areas and Coordinates
 FIXED SIZE option

Section Properties:

	Concrete	Steel
Area =	1.17	.006492
Moment of Inertia =	1.394	.01259
Coord of Centroid =	0	0

Import Components Export Components

Structural Fibers
Monitored Fibers
Draw Section
Out-Of-Plane
Notes

STRUCTURAL FIBER TO BE ADDED OR CHANGED

Material Type: Inelastic Steel Material, Non-Buckling

Material Name: S420

Coordinate: Area:

Wall thickness for Draw Section (blank = draw as a circle):

To draw section go to Draw Section page

Add Insert Replace Delete

STRUCTURAL FIBER LIST (MAX 16) Click a fiber to highlight it for Insert, Replace or Delete.
 Double-click a fiber to set up its properties for editing.

No.	Type	Name	Coordinate	Area	T-Draw
1	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	-1.825	0.000924	
2	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	1.825	0.000924	
3	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	-1.575	0.000616	
4	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	1.575	0.000616	
5	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	-1.325	0.00077	
6	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	1.325	0.00077	
7	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	-0.6	0.000936	
8	Inelastic Steel Material, Non-Bi	S420	0.6	0.000936	
9	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	-1.825	0.075	0.3
10	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	1.825	0.075	0.3
11	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	-1.575	0.075	0.3
12	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	1.575	0.075	0.3
13	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	-1.325	0.075	0.3
14	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	1.325	0.075	0.3
15	Inelastic 1D Concrete Material	C12-UNCONF	-0.6	0.36	0.3
16	Inelastic 1D Concrete Material	C12-UNCONF	0.6	0.36	0.3

Properties depend on whether section has FIXED or AUTO fibers.

Şekil 5.39 : Perdenin Fiber Alanları ve Koordinatları.

COMPONENT PROPERTIES

Materials
Strength Sects
Compound

Inelastic
Elastic
Cross Sects.

Type: Shear Wall, Inelastic Section

Name: 30x390-A

Length Unit: m Force Unit: kN

Status: Saved

Fiber Areas and Coordinates
 FIXED SIZE option

Section Properties:

	Concrete	Steel
Area =	1.17	.006492
Moment of Inertia =	1.394	.01259
Coord of Centroid =	0	0

Import Components Export Components

Structural Fibers
Monitored Fibers
Draw Section
Out-Of-Plane
Notes

Monitored Fibers allow you use material strain capacities to define limit states. Place monitored fibers at the locations where you want to check strains, typically at or near the extreme fibers of the cross section.
 Alternatively (and usually better), use Strain Gage components and elements.

MONITORED FIBER TO BE ADDED OR CHANGED

Material Type: Inelastic Steel Material, Non-Buckling

Material Name: S420

Fiber Coordinate:

The coordinates have the same origin as the structural fibers.

Add Insert Replace Delete

MONITORED FIBER LIST (MAX 6) Click to highlight a row for Insert, Replace or Delete.

No.	Type	Name	Coordinate
1	Inelastic Steel Material, Non-Bucl	S420	-1.825
2	Inelastic Steel Material, Non-Bucl	S420	1.825
3	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	-1.825
4	Inelastic 1D Concrete Material	C12-CONFND	1.825

Properties depend on whether section has FIXED or AUTO fibers.

Şekil 5.40 : Kontrol Edilecek Dış Lif Fiber Koordinatları.

COMPONENT PROPERTIES

Materials
Strength Sects
Compound

Inelastic
Elastic
Cross Sects.

Type: Shear Wall, Inelastic Section

Name: 30x390-A

Length Unit: m Force Unit: kN

Status: Saved

Fiber Areas and Coordinates: FIXED SIZE option

Section Properties:

	Concrete	Steel
Area =	1.17	.006492
Moment of Inertia =	1.394	.01259
Coord of Centroid =	0	0

Import Components Export Components

☒ Selected components of this type.
 ☐ All components of all types.
 Import ...

Structural Fibers
Monitored Fibers
Draw Section
Out-Of-Plane
Notes

Choose a fiber number to highlight it in the drawing
 None 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16
☒ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐ ☐

Material Type =
 Material Name =

Şekil 5.41 : Fiber Elemanların Kesit Üzerinde Görünüşleri.

COMPONENT PROPERTIES

Materials
Strength Sects
Compound

Inelastic
Elastic
Cross Sects.

Type: Shear Wall, Inelastic Section

Name: 30x390-A

Length Unit: m Force Unit: kN

Status: Saved

Fiber Areas and Coordinates: FIXED SIZE option

Section Properties:

	Concrete	Steel
Area =	1.17	.006492
Moment of Inertia =	1.394	.01259
Coord of Centroid =	0	0

Import Components Export Components

☒ Selected components of this type.
 ☐ All components of all types.
 Import ...

Structural Fibers
Monitored Fibers
Draw Section
Out-Of-Plane
Notes

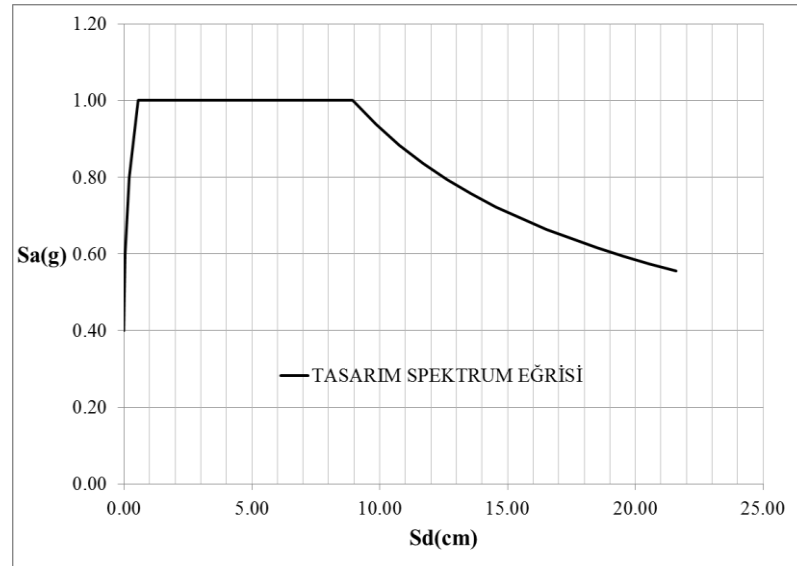
OUT-OF-PLANE BENDING (ASSUMED TO BE ELASTIC)

Bending Thickness	0.1	Young's Modulus	2.526E+07
Torsion Thickness	0.3	Poisson Ratio	0.2

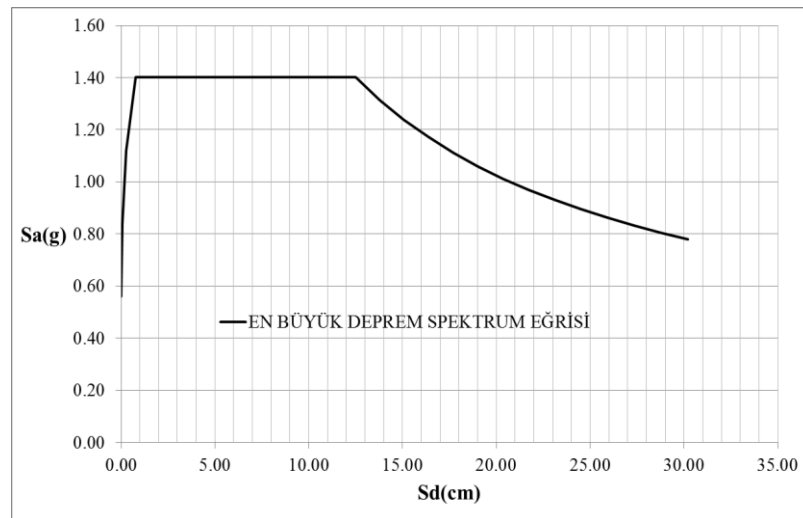
Şekil 5.42 : Fiber Elemanların Düzlem Dışı Özellikleri (Elastik).

5.4.4 Performans İtme Noktasının Belirlenmesi

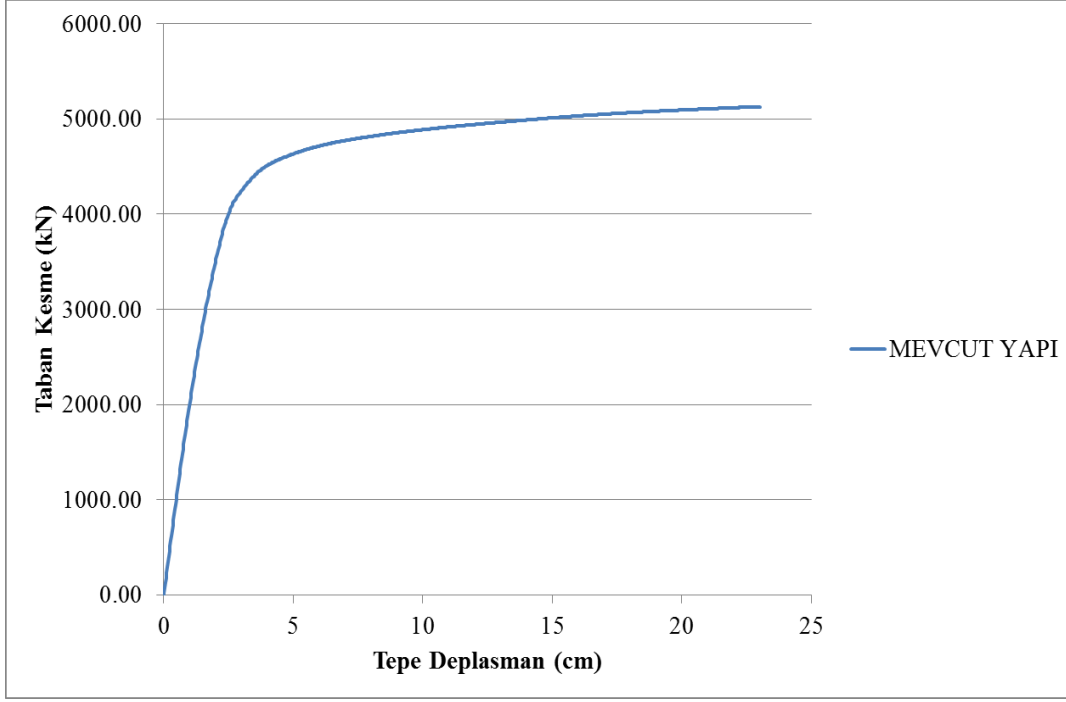
Doğrusal olmayan artımsal itme analizinin yapılabilmesi için eleman kesitleri, limit değerleri ve malzeme özellikleri tanımlandıktan sonra Perform 3D programında yapı 1 metre gibi büyük bir itme değeri ile itilerek kapasite eğrileri oluşturulmuştur. Ardından 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve %10 olan depremler için Spektral ivme-Spektral yerdeğiştirme grafikleri oluşturulmuş ve kapasite eğrileri ile karşılaştırılarak itme noktaları belirlenmiştir. Aşılma olasılığı %2 olan deprem talep spektrumu, %10 olan deprem spektrumu değerlerinin ($I=1.40$) yapı önem katsayısı ile çarpılması ile elde edilmiştir. Şekil 5.43 ve Şekil 5.44’de 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve %10 olan depremler için spektrum eğrisi grafiği gösterilmiştir. Şekil 5.45 ve Şekil 5.46’ da ise mevcut yapıya ait kapasite eğrileri sunulmuştur.



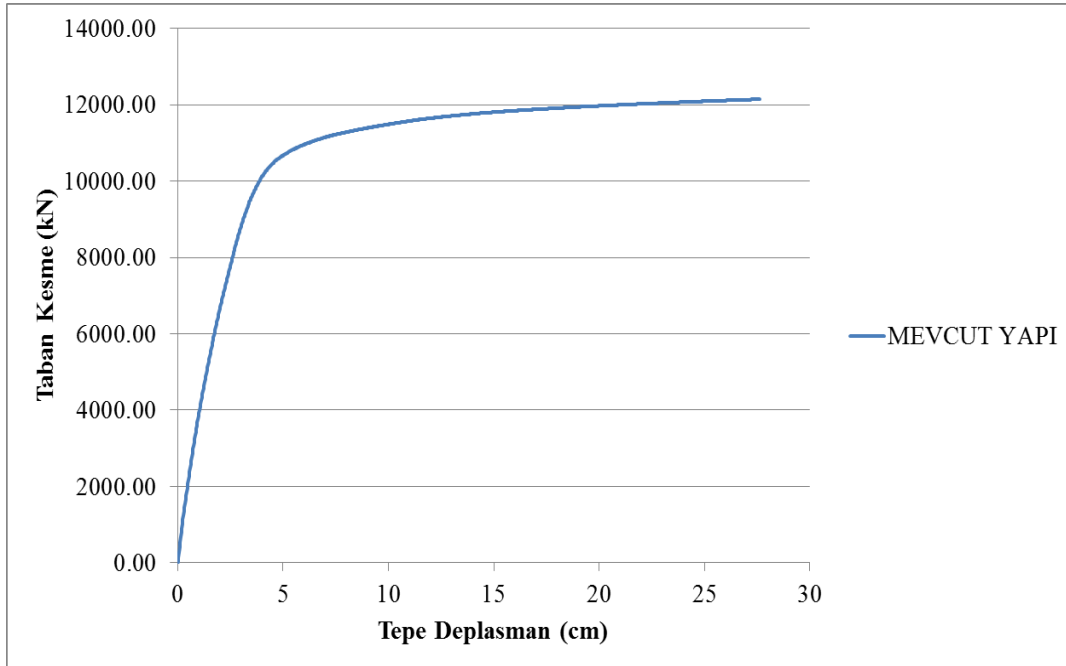
Şekil 5.43 : 50 Yılda Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem Spektrum Eğrisi.



Şekil 5.44 : 50 Yılda Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem Spektrum Eğrisi.

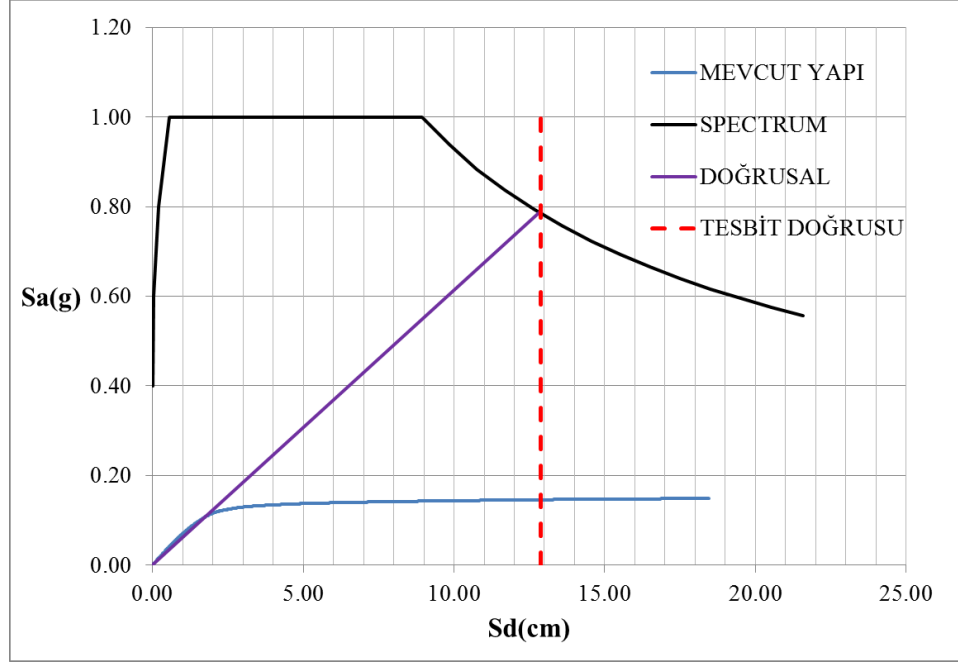


Şekil 5.45 : X Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.



Şekil 5.46 : Y Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.

P- Δ grafikleri spektrum grafiği ile karşılaştırılacağı için a_i - d_i grafiğine dönüştürülmüştür. Başlangıç rijitliği eğiminde bir doğru oluşturulup spektrum eğrisini kestiği yer performans noktası olarak belirlenmiştir (Şekil 5.47, Şekil 5.48, Şekil 5.49 ve Şekil 5.50). Grafikler ve ters dönüşüm yapılmış itme değerleri takip eden sayfalarda sunulmuştur.

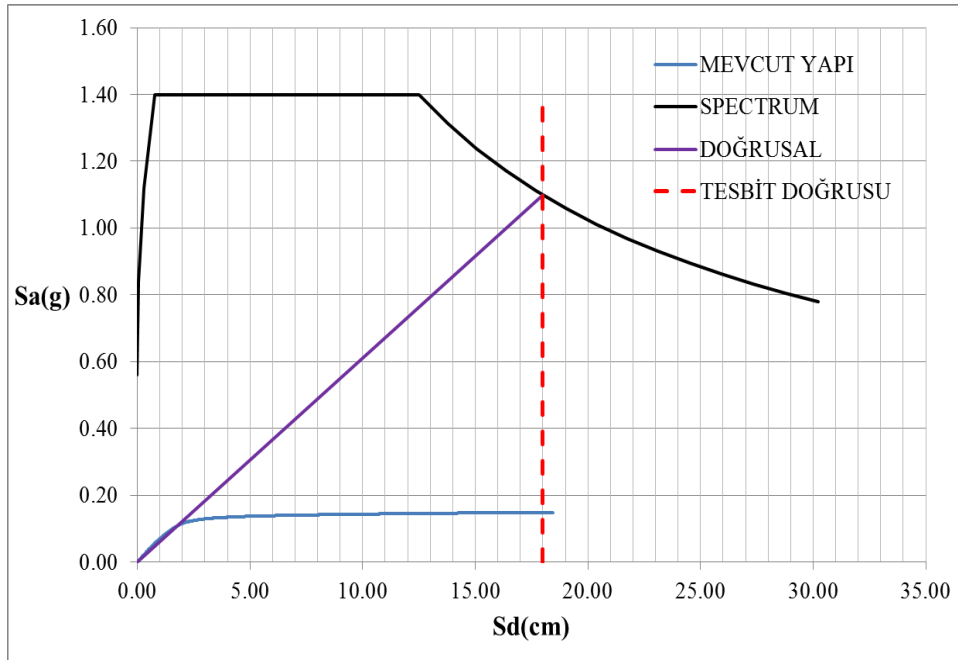


Şekil 5.47 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.

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

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.021 \times 59.39 \times 13 = 16.21 \text{ cm}$$

Drift Değeri: $16.21/1280 = 0.0126$

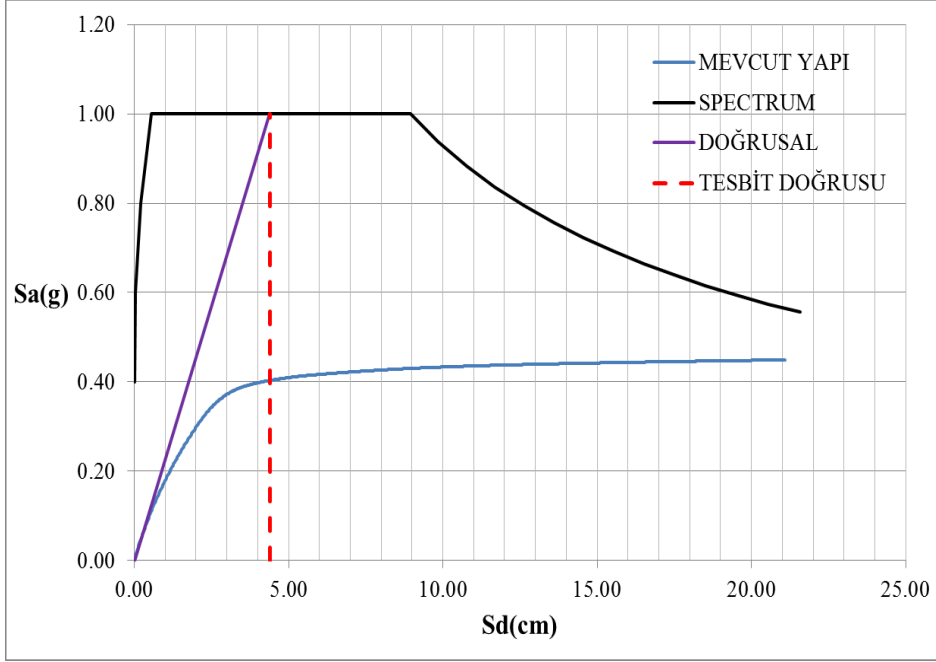


Şekil 5.48 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.

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

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.021 \times 59.39 \times 18 = 22.45 \text{ cm}$$

Drift Değeri; $22.45/1280 = 0.0176$



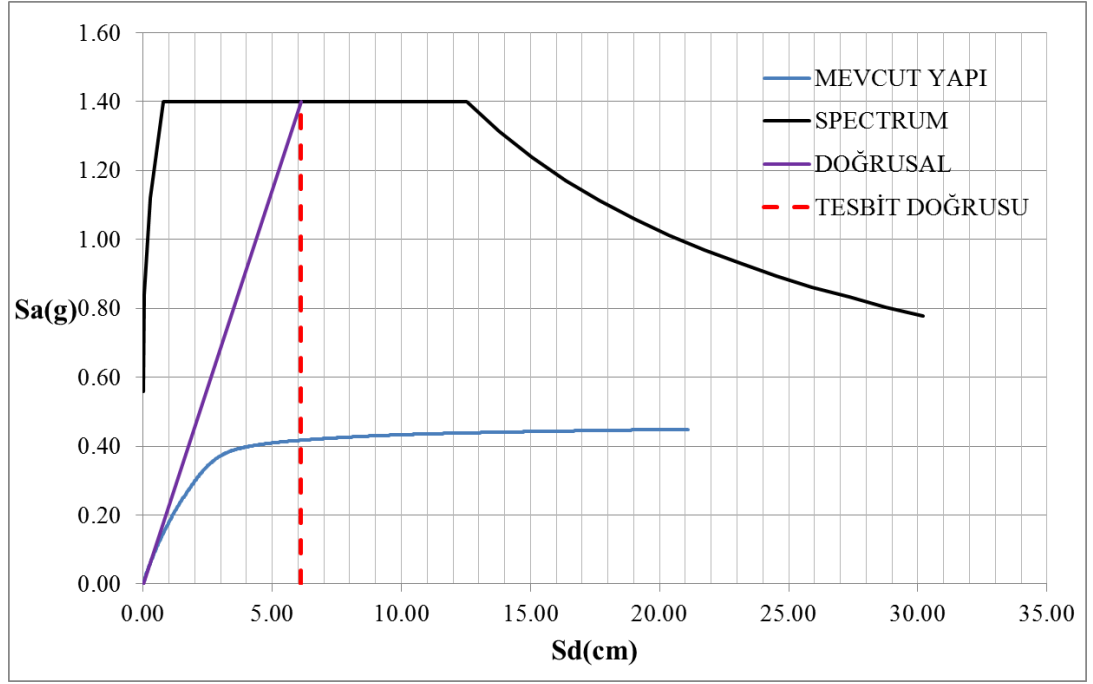
Şekil 5.49 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (2.3 - 1)0.6/0.42}{2.3} = 1.24$$

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} = 1.24 \times 4.39 = 5.44 \text{ cm}$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.025 \times 52.51 \times 5.44 = 7.14 \text{ cm}$$

Drift Değeri; $7.14/1280 = 0.0056$



Şekil 5.50 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (3.22 - 1)0.6/0.42}{3.22} = 1.30$$

$$S_{di1} = C_{R1}S_{de1} = 1.30 \times 6.12 = 7.956 \text{ cm}$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.025 \times 52.51 \times 7.956 = 10.44 \text{ cm}$$

$$\text{Drift Değeri;} 10.44/1280 = 0.0082$$

5.4.5 TDY 2007'ye Göre Yapı Performans Değerlendirmesi

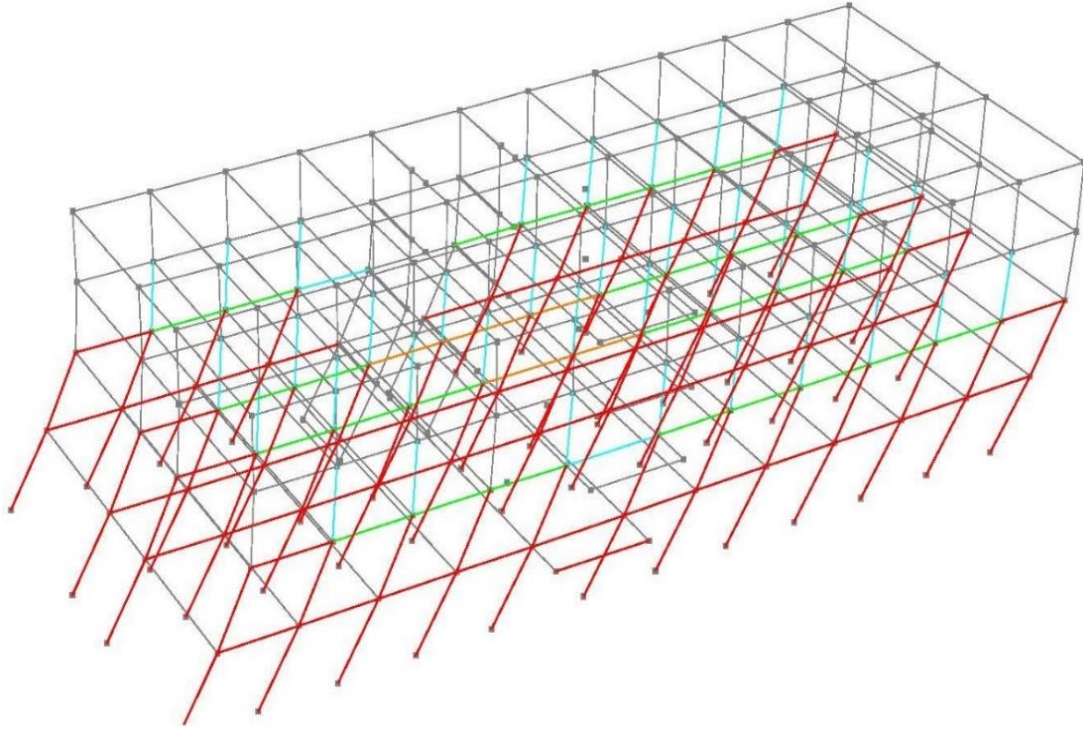
Mevcut okul yapısı, bir önceki bölümde belirlenmiş olan performans itme noktalarına itilmiş ve eleman bazında limit kontrolleri takip eden sayfalarda her iki yön için ayrı ayrı sunulmuştur.

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için HK (Hemen Kullanım) performans seviyesi ve %2 olan deprem için CG (Can Güvenliği) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Limit değerlere göre renk kodları oluşturulmuştur. Bu seviyelerde belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir. Limit değerler altında kalan elemanların çalışma oranları ise farklı renklerle tanımlanarak sunulmuştur.

5.4.5.1 X Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi

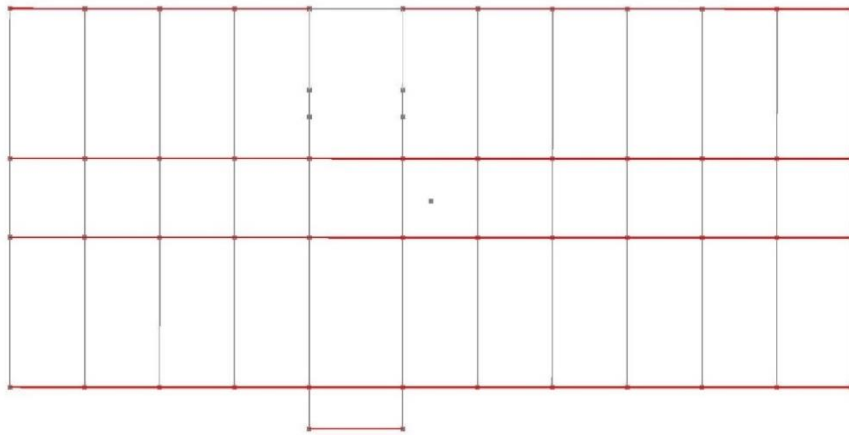
Hemen Kullanım Performans Seviyesi İçin Sonuçlar;

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için HK (Hemen Kullanım) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Şekil 5.51 de X yönü HK limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

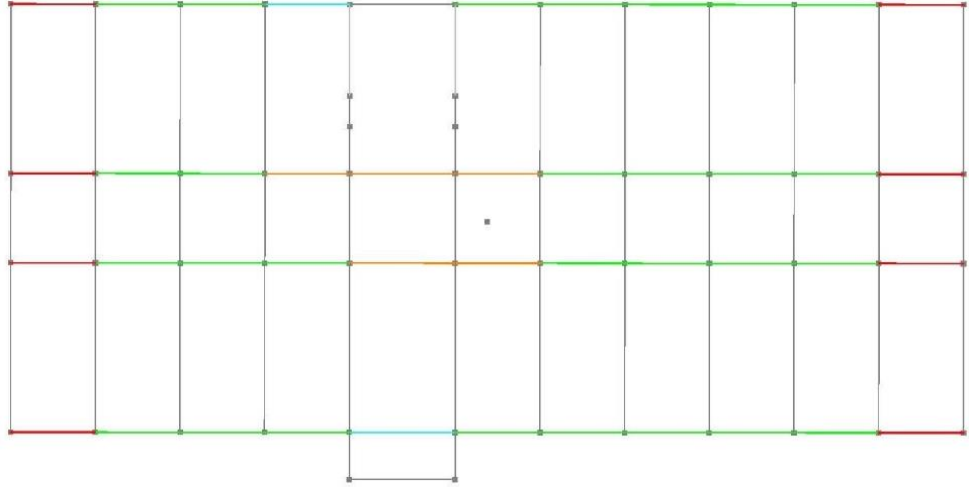


Şekil 5.51 : X Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.

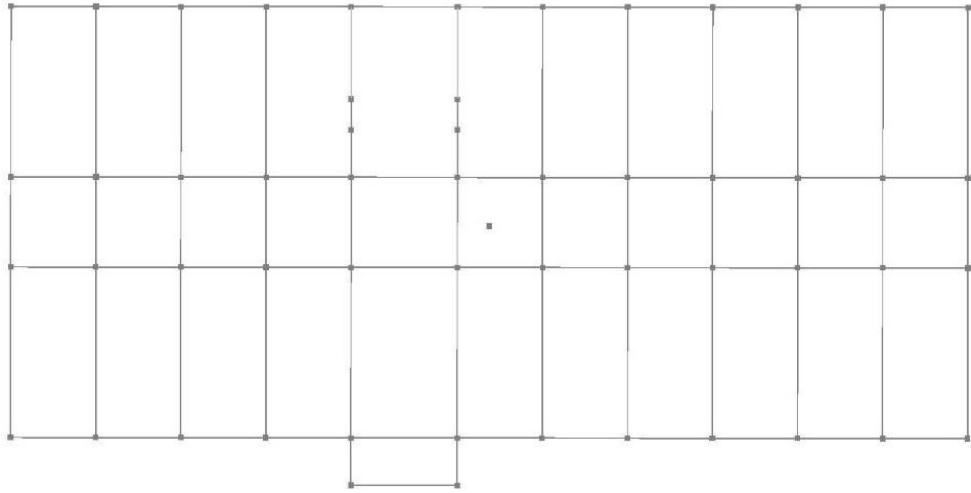
Hemen kullanım performans seviyesi için X yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak Şekil 5.52, Şekil 5.53, Şekil 5.54 ve Şekil 5.55’de gösterilmiştir.



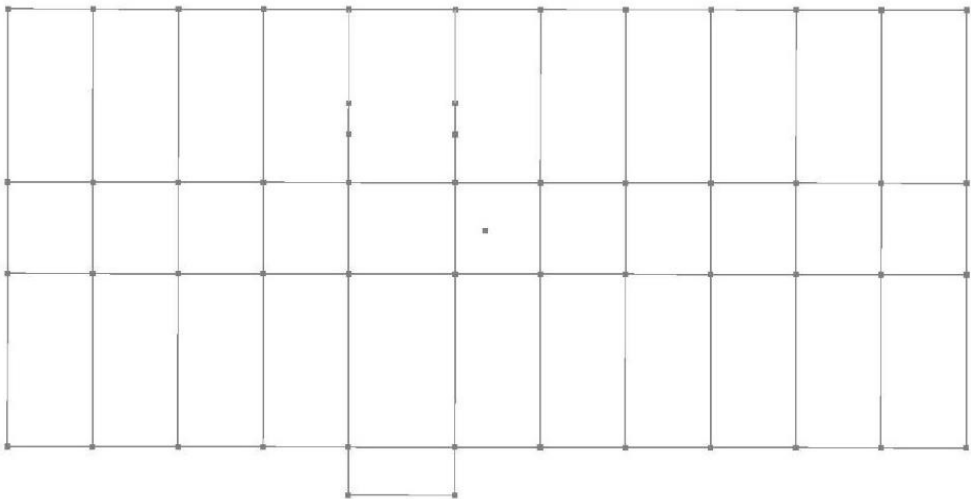
Şekil 5.52 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.53 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

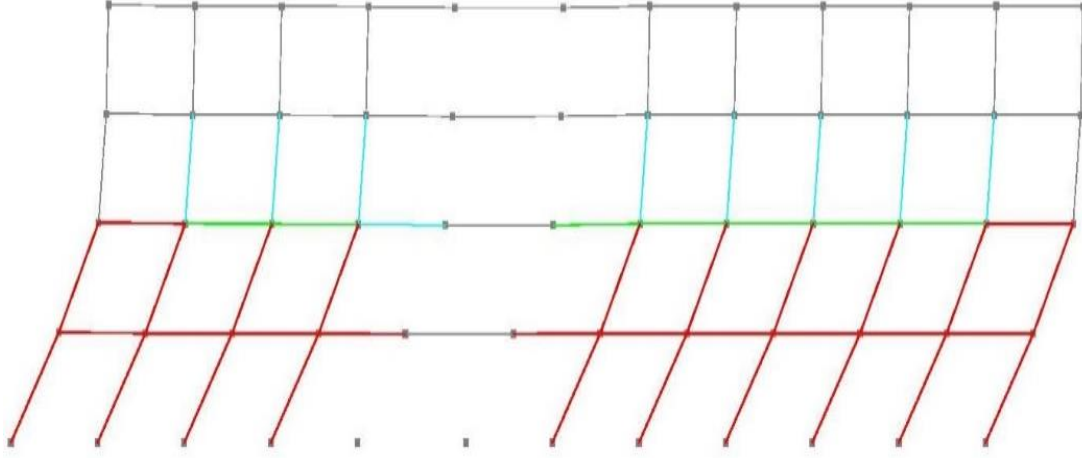


Şekil 5.54 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

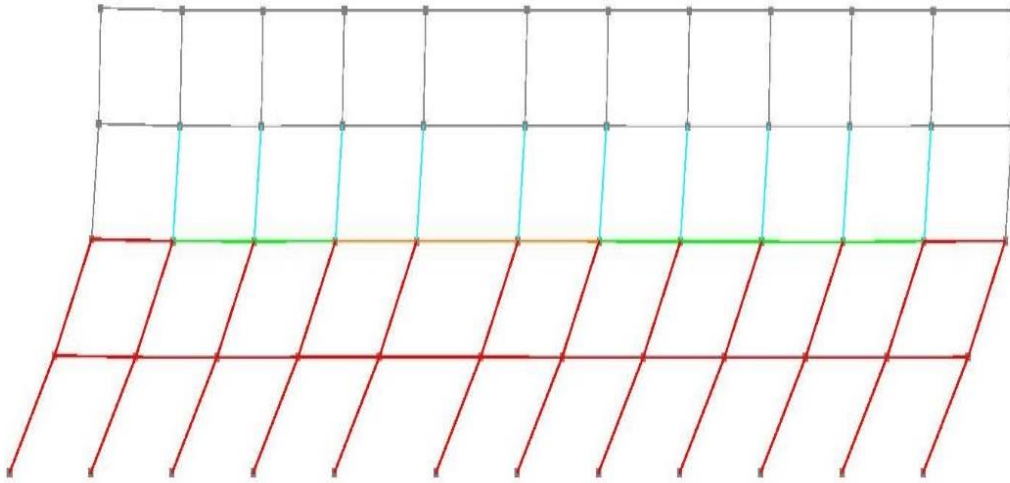


Şekil 5.55 : 4.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

X yönü kolon ve kiriş performans sonuçlarının beraber değerlendirilebilmesi için A ve B aksı analiz sonuçları Şekil 5.56 ve Şekil 5.57’de örnek olarak gösterilmiştir.



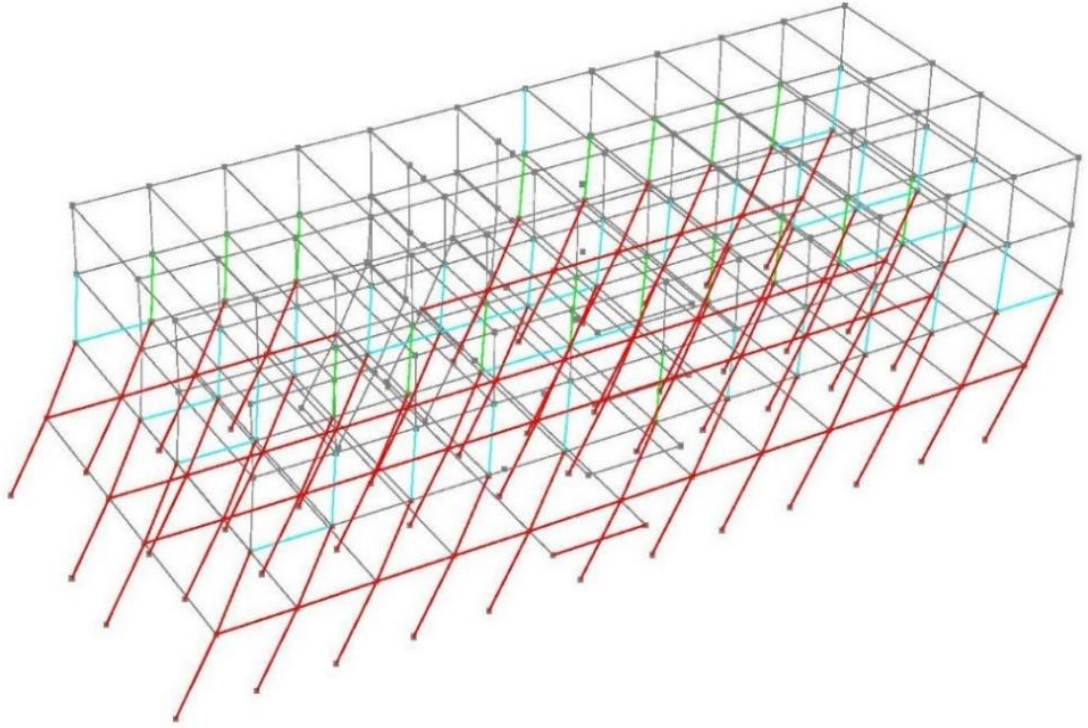
Şekil 5.56 : A Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.57 : B Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

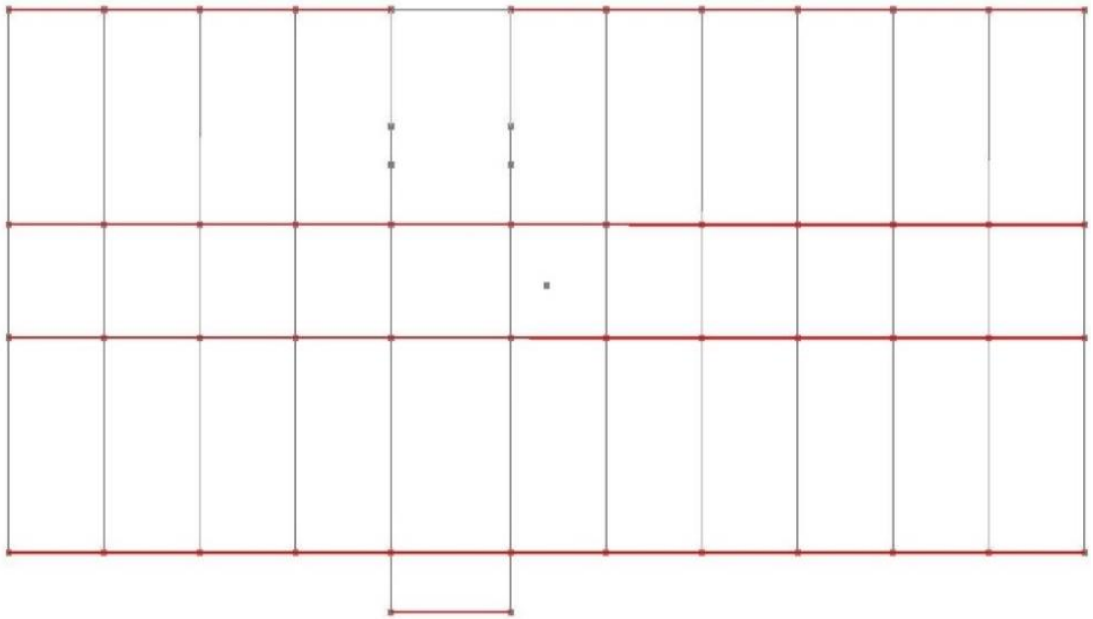
Can Güvenliği Performans Seviyesi İçin Sonuçlar:

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için CG (Can Güvenliği) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Şekil 5.58 de X yönü CG limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

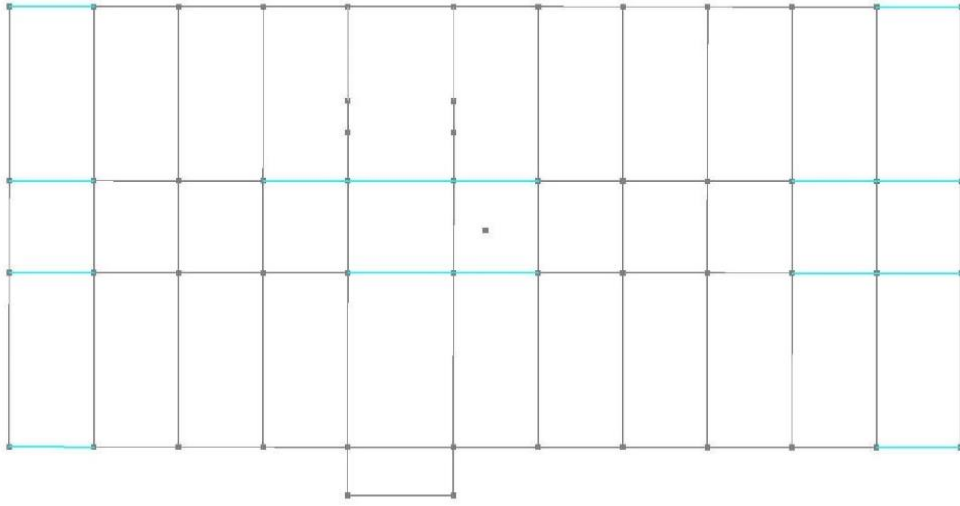


Şekil 5.58 : X Yönü CG Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.

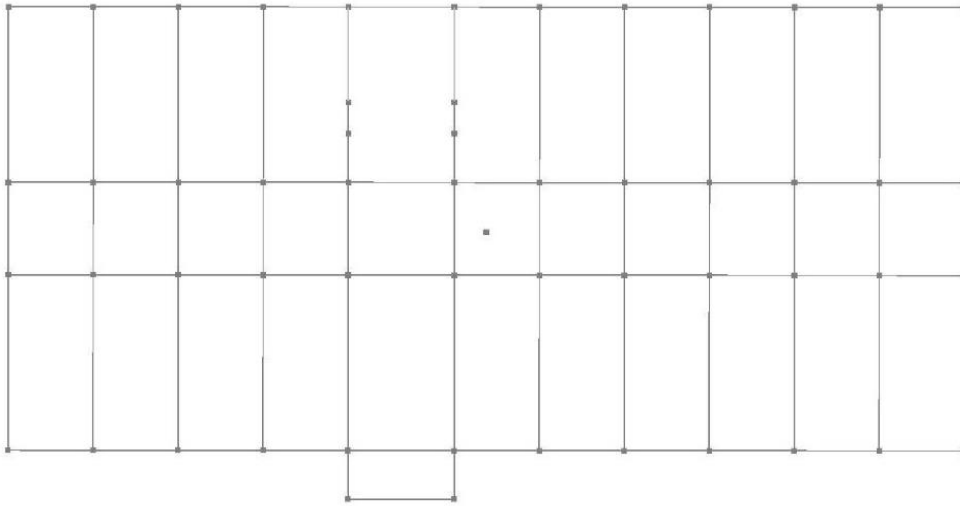
Can güvenliği performans seviyesi için X yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak Şekil 5.59, Şekil 5.60, Şekil 5.61 ve Şekil 5.62’de gösterilmiştir. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.



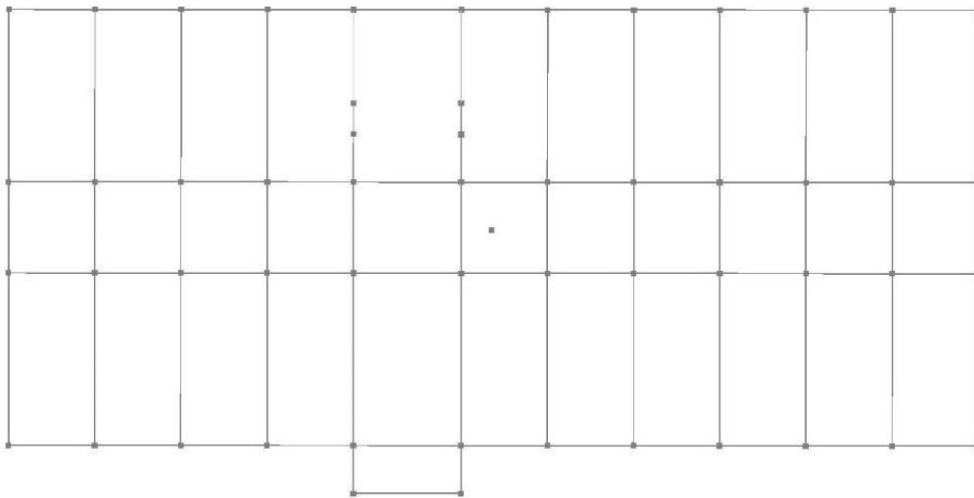
Şekil 5.59 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.60 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

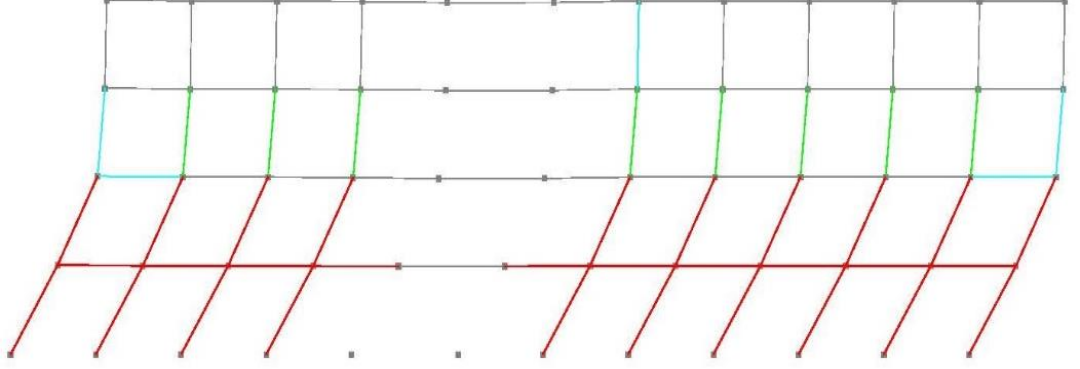


Şekil 5.61 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

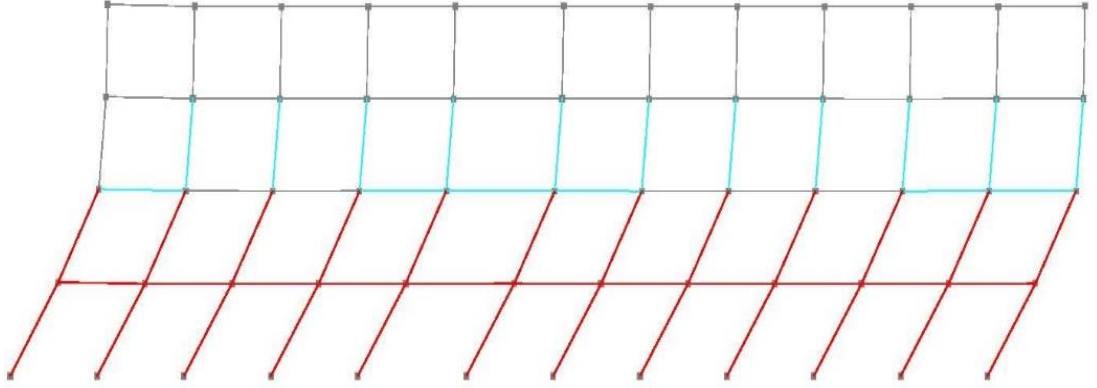


Şekil 5.62 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

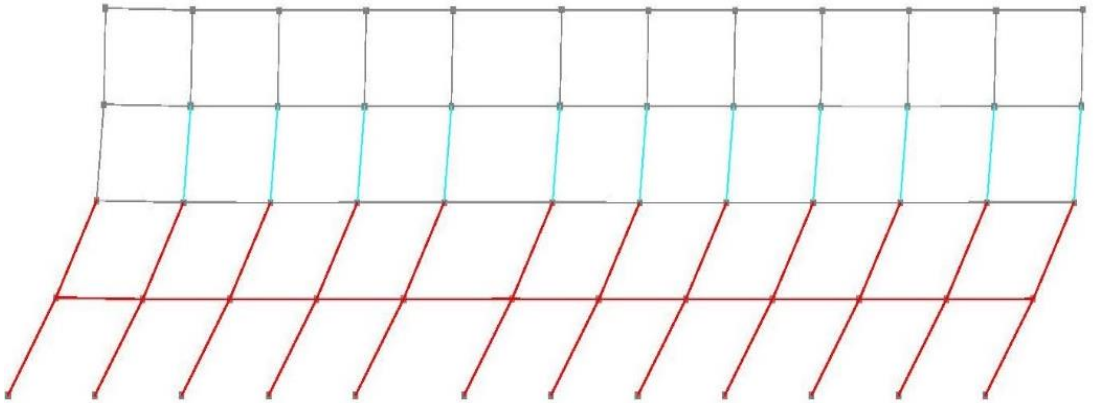
X yönü kolon ve kiriş performans sonuçlarının beraber değerlendirilebilmesi için A ve B aksı analiz sonuçları Şekil 5.63 ve Şekil 5.64’de örnek olarak gösterilmiştir. Kolonların performans limitlerinin göçme bölgesini de geçtiğini gösterebilmek adına için Şekil 5.65’de A aksı göçme bölgesi analiz sonuçları sunulmuştur.



Şekil 5.63 : A Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.64 : B Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.65 : A Aksı GÖ Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

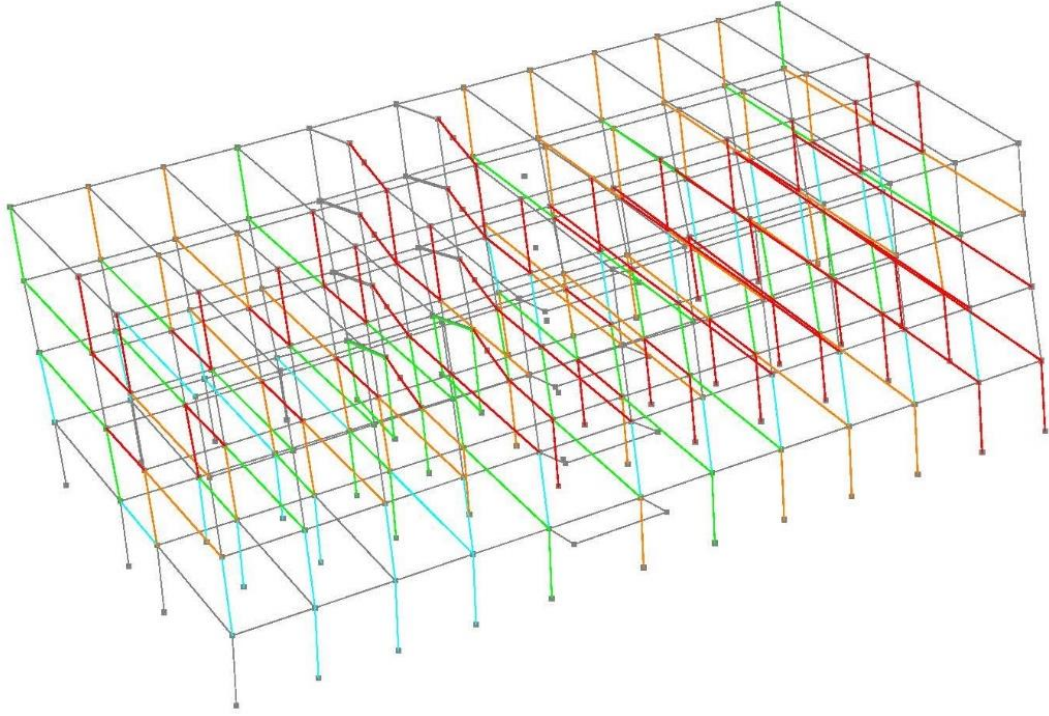
X Yönü İçin Performans Değerlendirmesi;

- Yapının kalıp planı incelendiğinde X yönünde ciddi bir zafiyetinin olduğu hemen göze çarpmaktadır. Okul yapılarının rijit perde duvarlar olmadan istenen performans düzeylerini sağlayabilmesi için ciddi rijitlikteki çerçevelere ihtiyacı vardır.
- Değerlendirmeye öncelikle kolonlardan başlamak bu sonuçlar için doğru olacaktır. Kat bazında incelediğimizde;
 - 1.Kattaki kolonların tümünün aşılma olasılığı %10 olan deprem için minimum hasar bölgesi sınırlarını aştığı görülmektedir.
 - 2.Kattaki kolonlarının da hepsinin aşılma olasılığı %10 olan deprem için minimum hasar limit değerlerini aştığı görülmektedir.
 - 3. ve 4. Kattaki kolonların hiçbirinde doğrusal olmayan bir davranış gözlemlenmemiştir.
 - Yapının ilk iki kat kolonlarının tümünün iki performans seviyesini de sağlamadığı, hatta Şekil 5.65’de görüldüğü üzere bu kolonların tümünün ileri hasar bölgesi limitlerini bile aştığı görülmektedir.
- Kirişler için sonuçlar;
 - 1. kattaki bütün kirişlerin aşılma olasılığı %10 olan deprem için minimum hasar sınırlarını aştığı görülmektedir.
 - 2. kattaki kirişlerin aşılma olasılığı %10 olan deprem için %18’i belirgin hasar bölgesindedir.
 - 3. Ve 4. Katta herhangi bir doğrusal olmayan davranış gözlenmemiştir.
- Kolon sonuçları bize bu yapının ilk iki katında ciddi plastik deformasyonlar olması sebebiyle bir göçme oluşacağını göstermektedir. Sonuç olarak TDY2007 7.7.2’ye göre bu yapı, X doğrultusundaki aşılma olasılığı %10 olan deprem için ‘Hemen Kullanım Performans Düzeyi’ni sağlamadığı için performans düzeyi yetersizdir ve güçlendirilmesi gerekmektedir.

5.4.5.2 Y Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi

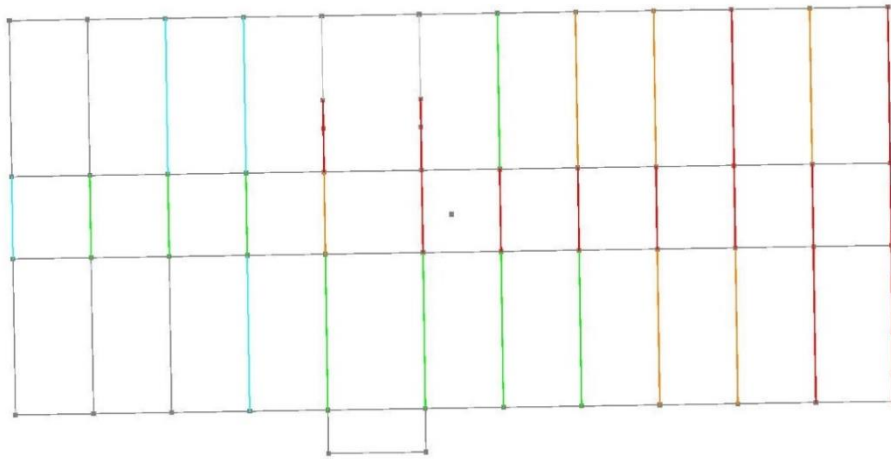
Hemen Kullanım Performans Seviyesi İçin Sonuçlar;

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için HK (Hemen Kullanım) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Şekil 5.66 de Y yönü HK limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

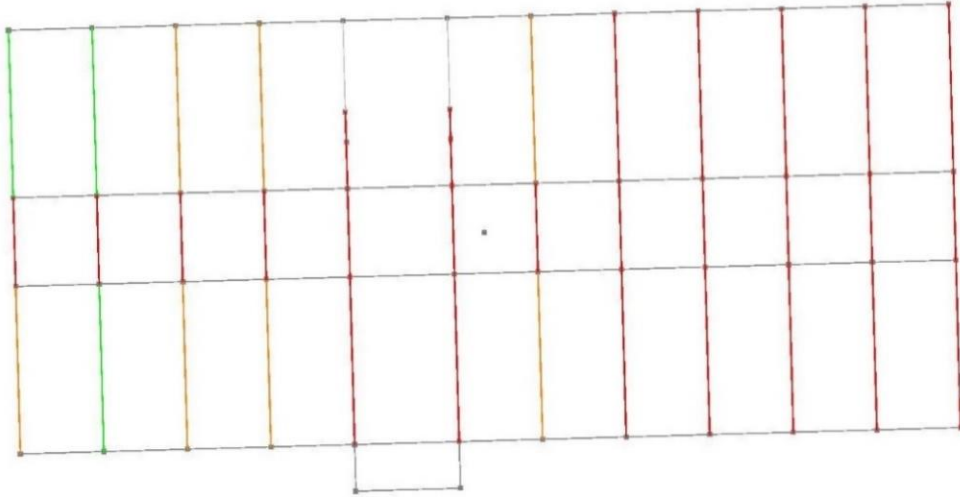


Şekil 5.66 : Y Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.

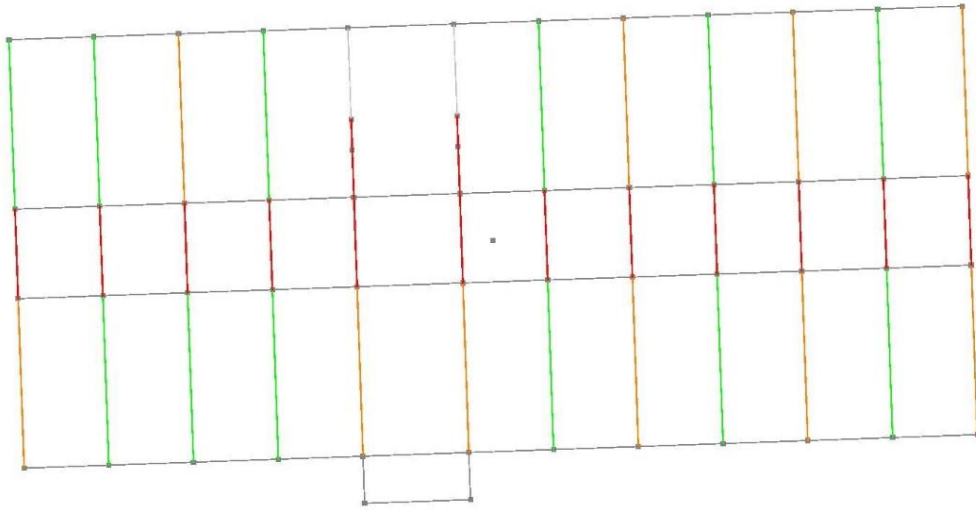
Hemen kullanım performans seviyesi için Y yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak Şekil 5.67, Şekil 5.68, Şekil 5.69 ve Şekil 5.70’de gösterilmiştir.



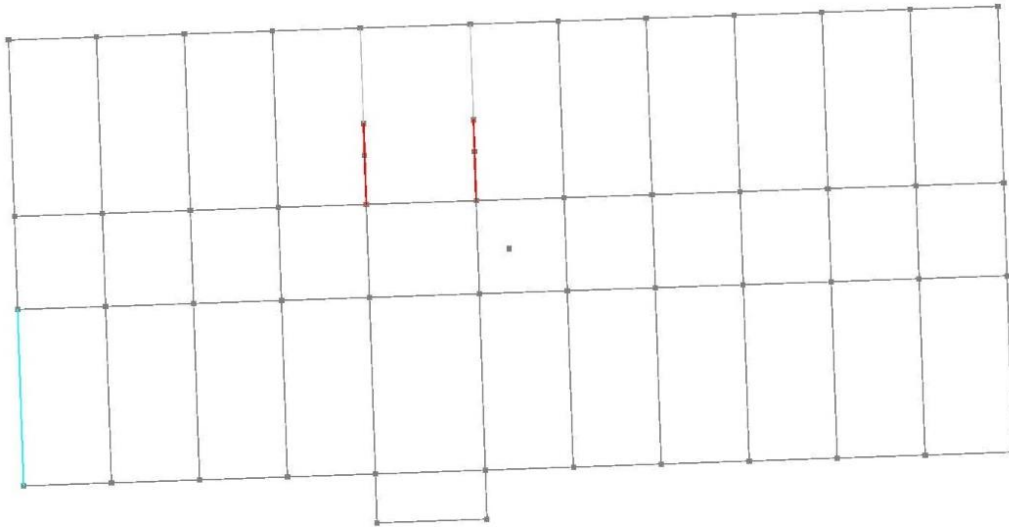
Şekil 5.67 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.68 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

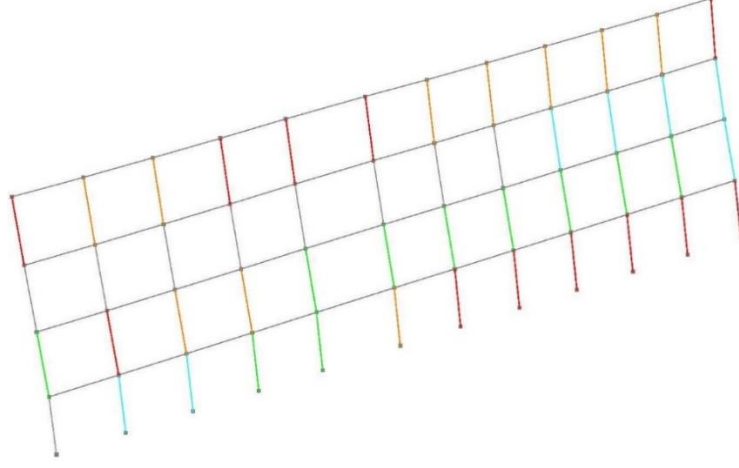


Şekil 5.69 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

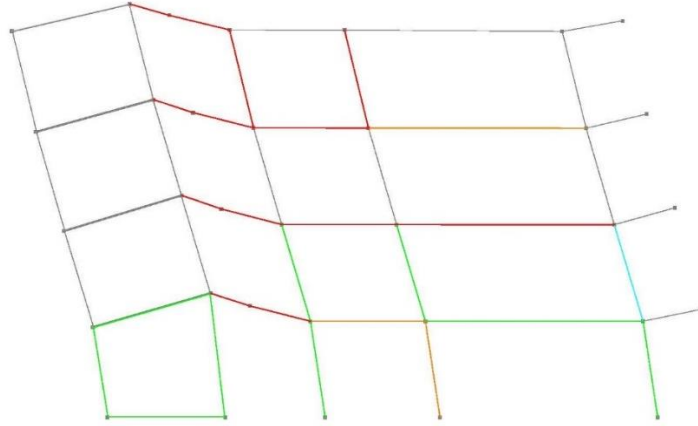


Şekil 5.70 : 4.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

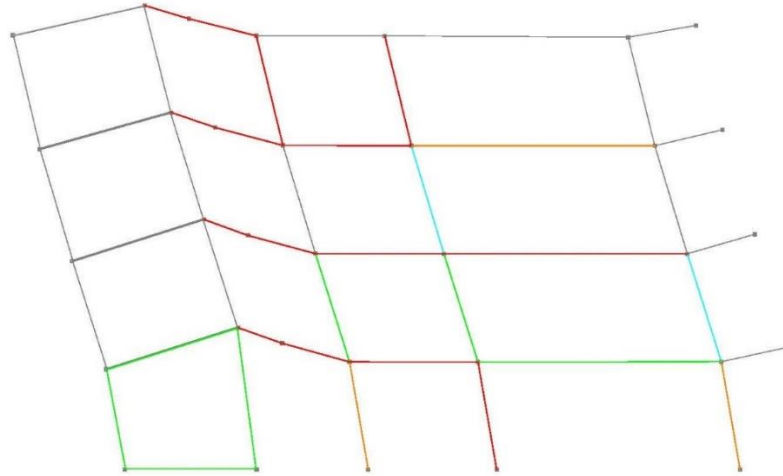
X yönü kolon ve kiriş performans sonuçlarının beraber değerlendirilebilmesi için sırasıyla B, 5 ve 6 aksı analiz sonuçları Şekil 5.71, Şekil 5.72 ve Şekil 5.73’de örnek olarak gösterilmiştir.



Şekil 5.71 : B Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



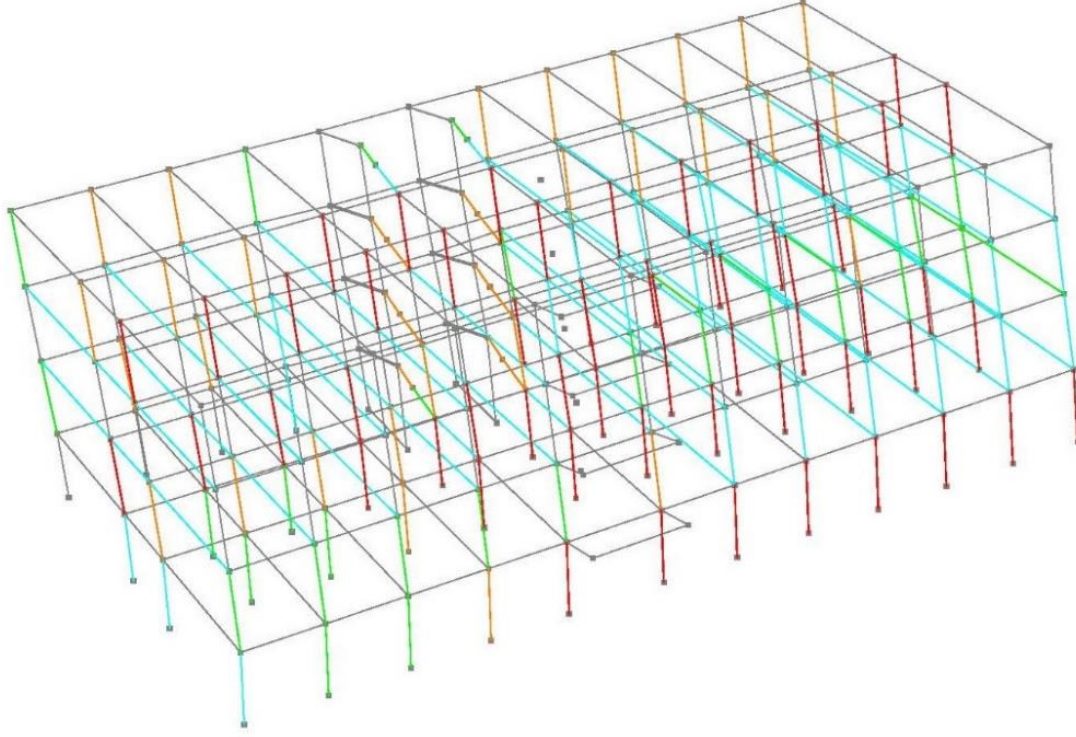
Şekil 5.72 : 5 Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.73 : 6 Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

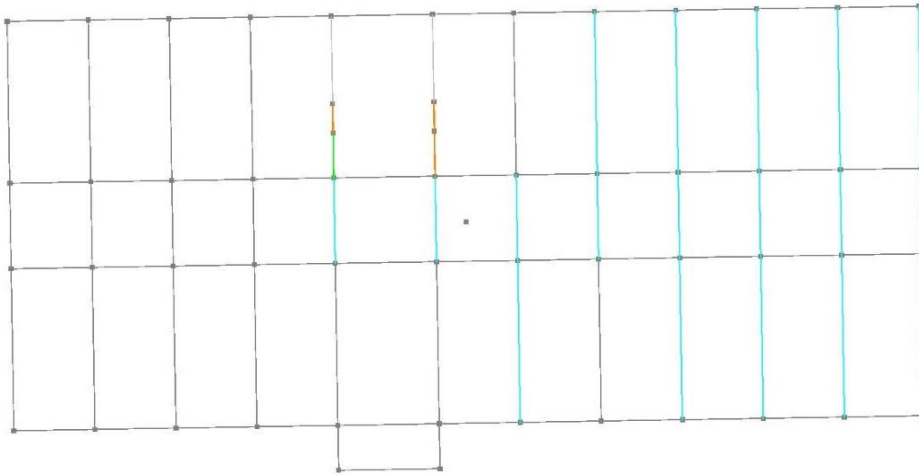
Can Güvenliği Performans Seviyesi İçin Sonuçlar;

Bu bölümde, 50 yılda aşıłma olasılığı %2 olan deprem için CG (Can Güvenliđi) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. şekil 5.74 de Y yönü CG limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri ařan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

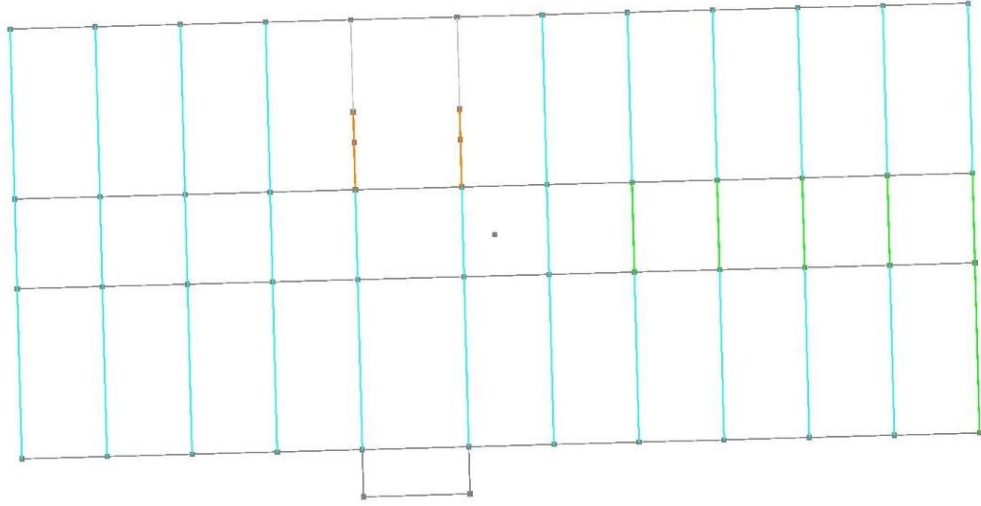


şekil 5.74 : Y Yönü CG Limitleri için Eleman alışma Oranları Genel Görünüm.

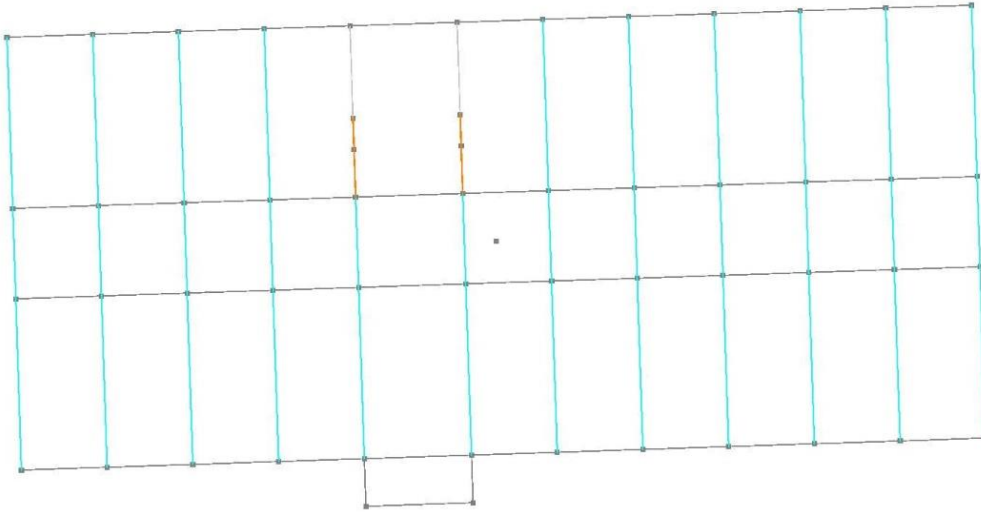
Can güvenliği performans seviyesi için Y yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak şekil 5.75, şekil 5.76, şekil 5.77ve şekil 5.78’de gösterilmiştir.



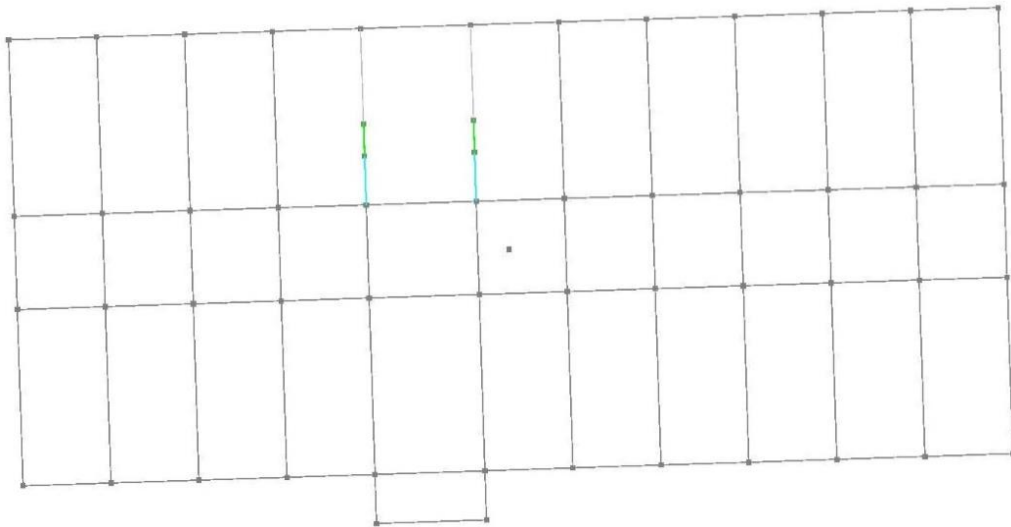
şekil 5.75 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin alışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.76 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

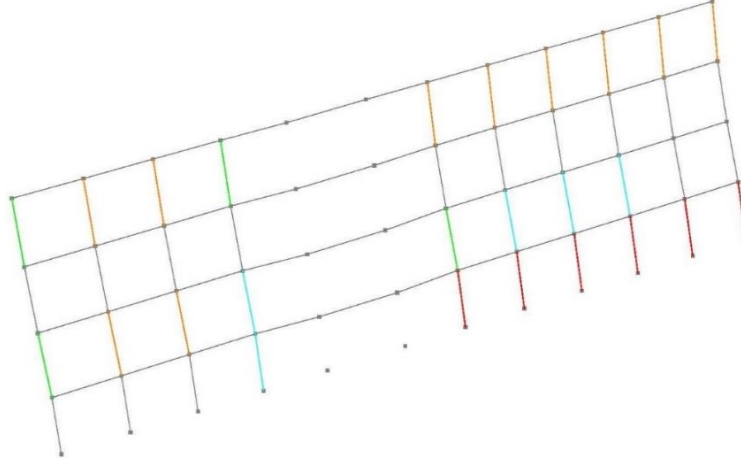


Şekil 5.77 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

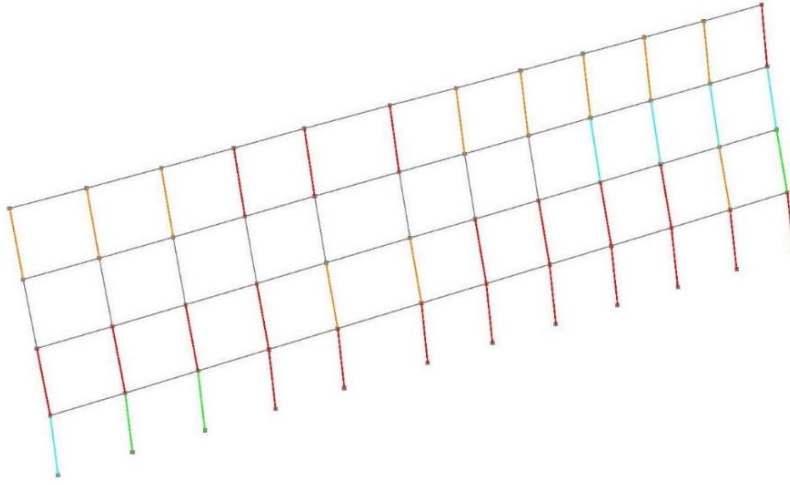


Şekil 5.78 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

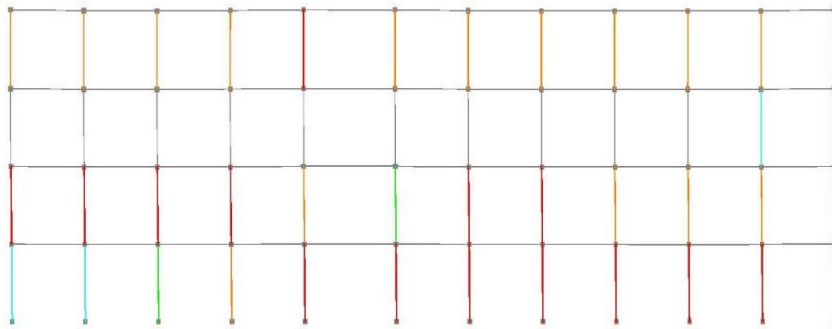
Y yönü kolon ve kiriş performans sonuçlarının beraber değerlendirilebilmesi için A ve B aksı analiz sonuçları Şekil 5.79 ve Şekil 5.80’de örnek olarak gösterilmiştir. Kolonların performans limitlerinin göçme bölgesini de geçtiğini gösterebilmek adına için Şekil 5.81’de A aksı göçme bölgesi analiz sonuçları sunulmuştur.



Şekil 5.79 : A Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.80 : B Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.81 : B Aksı GÖ Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

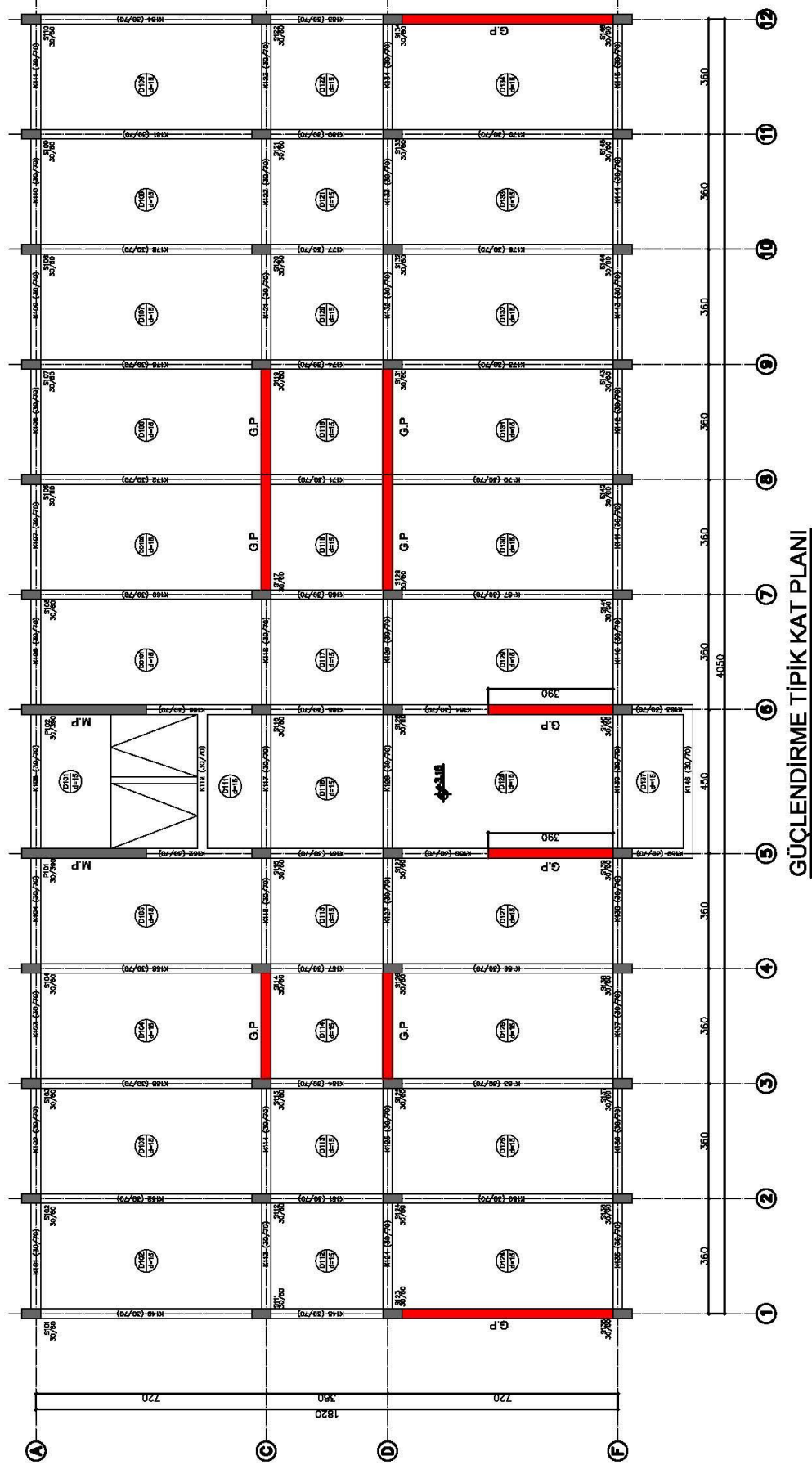
Y Yönü İçin Performans Değerlendirmesi;

- Yapının kalıp planı incelendiğinde Y yönündeki perdelerin yetersiz kalabileceği göze çarpmaktadır. Bütün kolonların güçlü yönü Y yönü olduğundan X yönüne nazaran performansının daha iyi olacağı öngörülebilir.
- Değerlendirmeye öncelikle kolonlardan başlamak bu sonuçlar için doğru olacaktır. Kat bazında incelediğimizde;
 - 1.Kattaki kolonların, aşılma olasılığı %10 olan deprem için %35'i minimum hasar bölgesi limitlerini, aşılma olasılığı %2 olan deprem için ise %67'si belirgin hasar bölgesi limit değerlerini sağlamamaktadır.
 - 2.Kattaki kolonların, aşılma olasılığı %10 olan deprem için %2'si minimum hasar bölgesi limitlerini, aşılma olasılığı %2 olan deprem için ise %22'si belirgin hasar bölgesi limit değerlerini sağlamamaktadır.
 - 3.Kattaki kolonlarda, aşılma olasılığı %10 olan deprem için herhangi bir problem yok fakat aşılma olasılığı %2 olan deprem için %22'si belirgin hasar bölgesi limit değerlerini sağlamamaktadır.
 - 4.Kattaki kolonların, aşılma olasılığı %10 olan deprem için %37'si minimum hasar bölgesi limitlerini, aşılma olasılığı %2 olan deprem için ise %33'ü belirgin hasar bölgesi limit değerlerini sağlamamaktadır.
- Kirişler için sonuçlar;
 - 1. kattaki kirişlerin, aşılma olasılığı %10 olan deprem için %36'sı belirgin hasar bölgesindedir.
 - 2. kattaki kirişlerin, aşılma olasılığı %10 olan deprem için %72'si belirgin hasar bölgesindedir.
 - 3. kattaki kirişlerin, aşılma olasılığı %10 olan deprem için %38'i belirgin hasar bölgesindedir.
 - 4. kattaki kirişlerin, aşılma olasılığı %10 olan deprem için %5'i belirgin hasar bölgesindedir.
 - Kirişler, aşılma olasılığı %2 olan deprem için belirgin hasar bölgesi sınırları içerisinde kalmaktadır.

- Perdeler Y yönünde aşılma olasılığı %10 ve %2 olan deprem için istenen limit değerleri sağlamaktadır. Y yönü için büyük olan depremde hedef deplasmana itilen yapıda oluşan toplam taban kesme kuvveti 11430 kN'dur. Planda 5 aksı üzerinde bulunan P1 perdesinde 2375 kN, 6 aksı üzerindeki P2 perdesinde 5000 kN mertebelerinde kesme kuvveti oluşmaktadır. Bu farklılık, yapıda burulmanın etkin olmasından kaynaklanmaktadır. Sonuç olarak perdeler yapıda oluşan toplam kesme kuvvetinin yaklaşık %65'ini almaktadır fakat bu değerler perde kesitlerinin ezilme kapasitelerinin oldukça üzerindedir.
- Sonuç olarak TDY2007 7.7.2'ye göre bu yapı, Y doğrultusunda aşılma olasılığı %10 olan depremde 'Hemen Kullanım Performans Düzeyi'ni sağlamadığı için performans düzeyi yetersizdir ve yapının güçlendirilmesi gerekmektedir.

5.5 Güçlendirme Yapısal Modelinin Oluşturulması

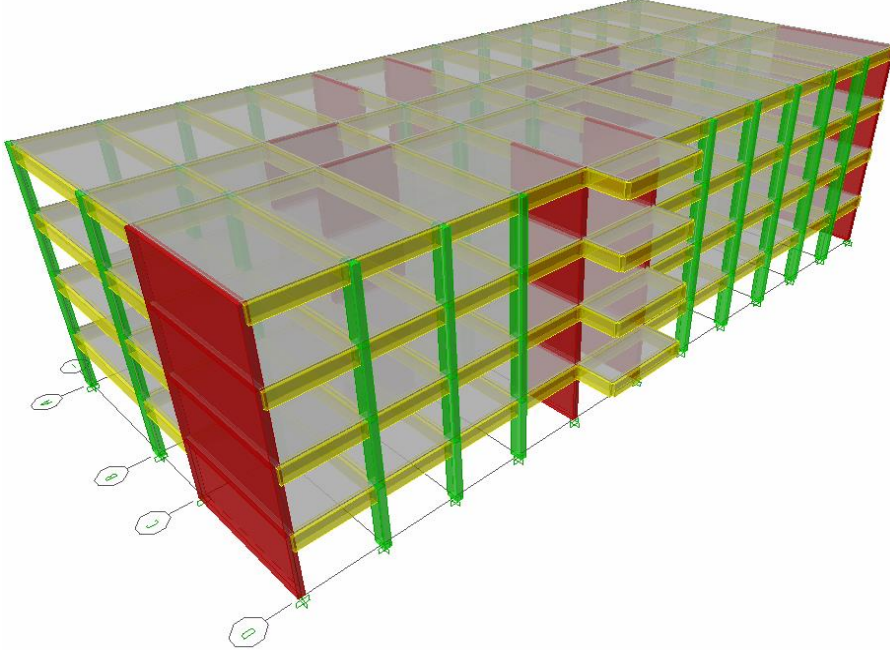
Güçlendirmeye ihtiyaç duyulan okul yapısına X doğrultusunda 2 adet 30x360 cm 2 adet de 30x720 cm perde duvar, Y doğrultusunda ise 2 adet 30x390 cm 2 adet de 30x720 cm perde duvar eklenmiştir. Eklenen yeni perde elemanların beton sınıfı C30 olarak düşünülmüştür. Güçlendirme perdelerinin geldiği bölgelerde mevcut elemanların tamamen kaldırıldığı kabul edilmiştir. Tipik kat kalıp planında eklenen güçlendirme perdeleri kırmızı tarama ile gösterilmiştir. Yüklemeler ve mevcut yapı ile aynı olan tüm tanımlamalar güçlendirilmiş model için de aynı kabul edilmiştir. Güçlendirme perdeleri için yeni kullanılacak malzeme, kesit, donatı tanımlamaları, analiz ve değerlendirme sonuçları takip eden sayfalarda sunulmaktadır. Güçlendirilmiş yapıya ait tipik kat planı Şekil 5.82 'de gösterilmiştir. Şekilde mevcut yapı elemanları gri tonlarda, yapıya güçlendirme amacıyla sonradan eklenen perdeler ise kırmızı renkte görünmektedir.



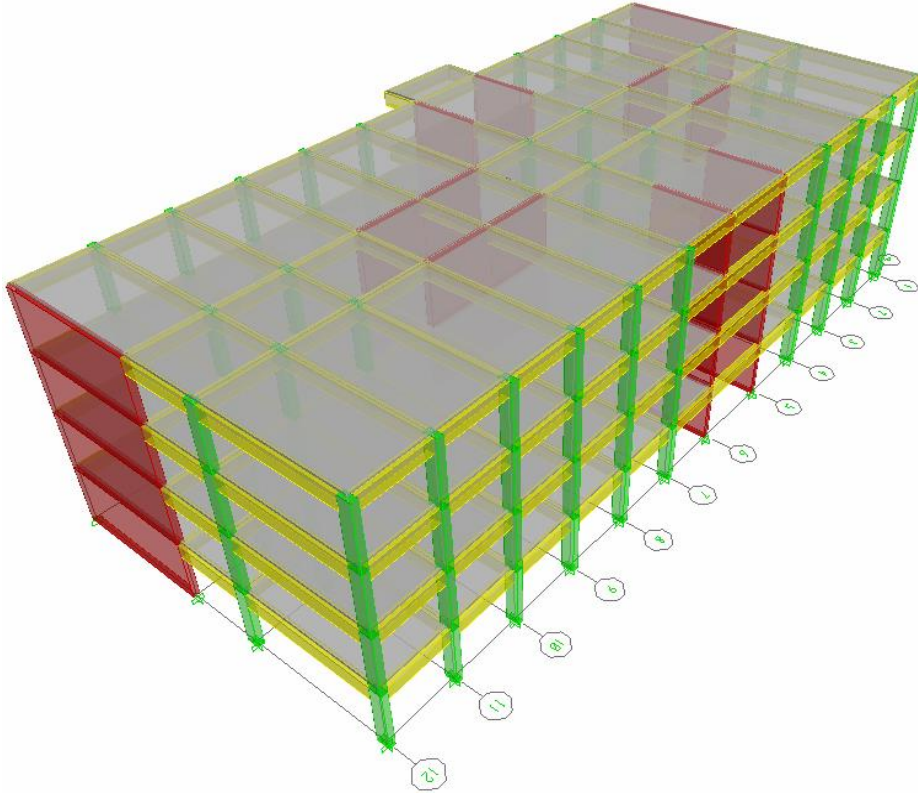
Şekil 5.82 : Güçlendirilmiş Yapı İçin Tipik Kat Kalıp Planı.

5.5.1 Güçlendirilmiş Yapı İçin Hesap Modeli

Güçlendirilmiş yapının hesap modeli oluşturulurken mevcut yapı modellemesinde anlatılan işlemler tekrarlanmıştır. Yapının üç boyutlu ETABS modeli Şekil 5.83 ve Şekil 5.84’de gösterilmiştir.



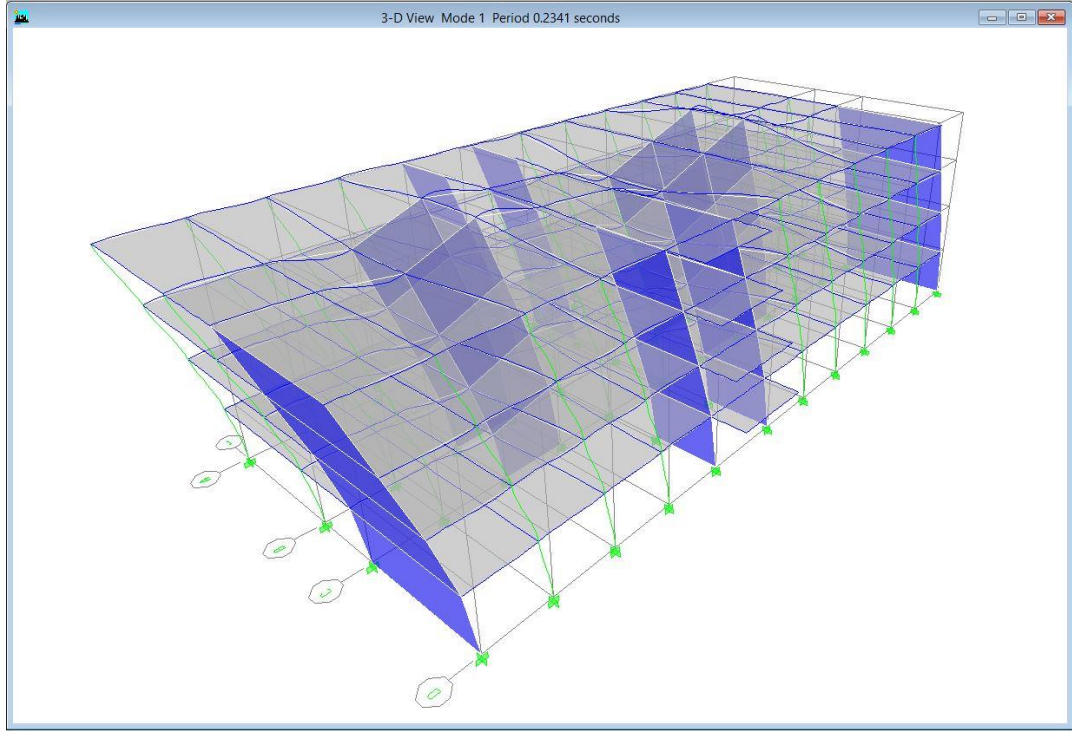
Şekil 5.83 : Güçlendiriş Yapı Hesap Modeli Ön Görünüş.



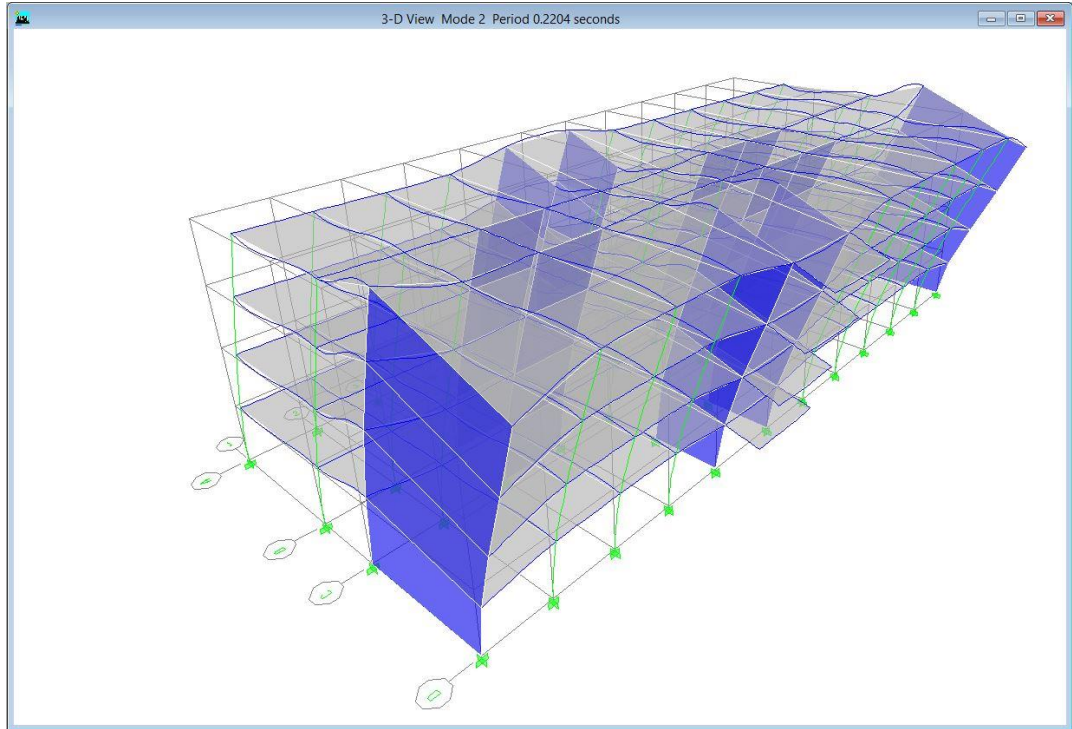
Şekil 5.84 : Güçlendiriş Yapı Hesap Modeli Arka Görünüş.

5.5.2 Modal Analiz Sonuçları

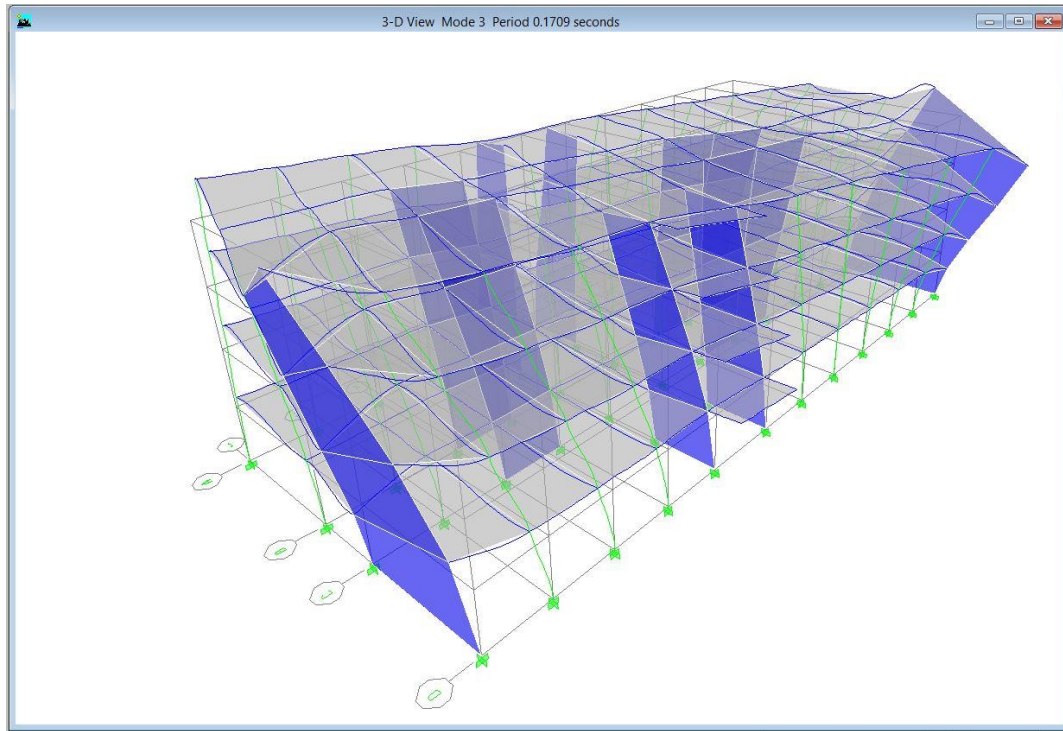
Şekil 5.85, Şekil 5.86 ve Şekil 5.87’de yapıya ait ilk üç mod şekli gösterilmiştir. Çizelge 5.5 ve Çizelge 5.6’da ise X ve Y yönü hakim mod sonuçları ayrıntılı olarak sunulmuştur.



Şekil 5.85 : 1.Mod Şekli ve Periyot.



Şekil 5.86 : 2.Mod Şekli ve Periyot.



Şekil 5.87 : 3.Mod Şekli ve Periyot.

Çizelge 5.5 : Güçlendirilmiş Yapının X Yönü 1. Mod Sonuçları.

1	2	3	4	5	6	7	8	10
KAT NO	KAT AĞR. (kN)	KAT KÜT. (kNs ² /m)	BURLM. KÜT. (kNs ² /m)	η_{bi}	T	KÜT. Katılım Oranı	1.MOD ŞEKLİ GEN.(m)	Γ
1	10564	1077	196650				0.003	
2	10564	1077	196650	1.023	0.23	%74	0.010	54.72
3	10564	1077	196650	1.022			0.017	
4	8206	836	149440	1.021			0.025	

Çizelge 5.6 : Güçlendirilmiş Yapının Y Yönü 2. Mod Sonuçları.

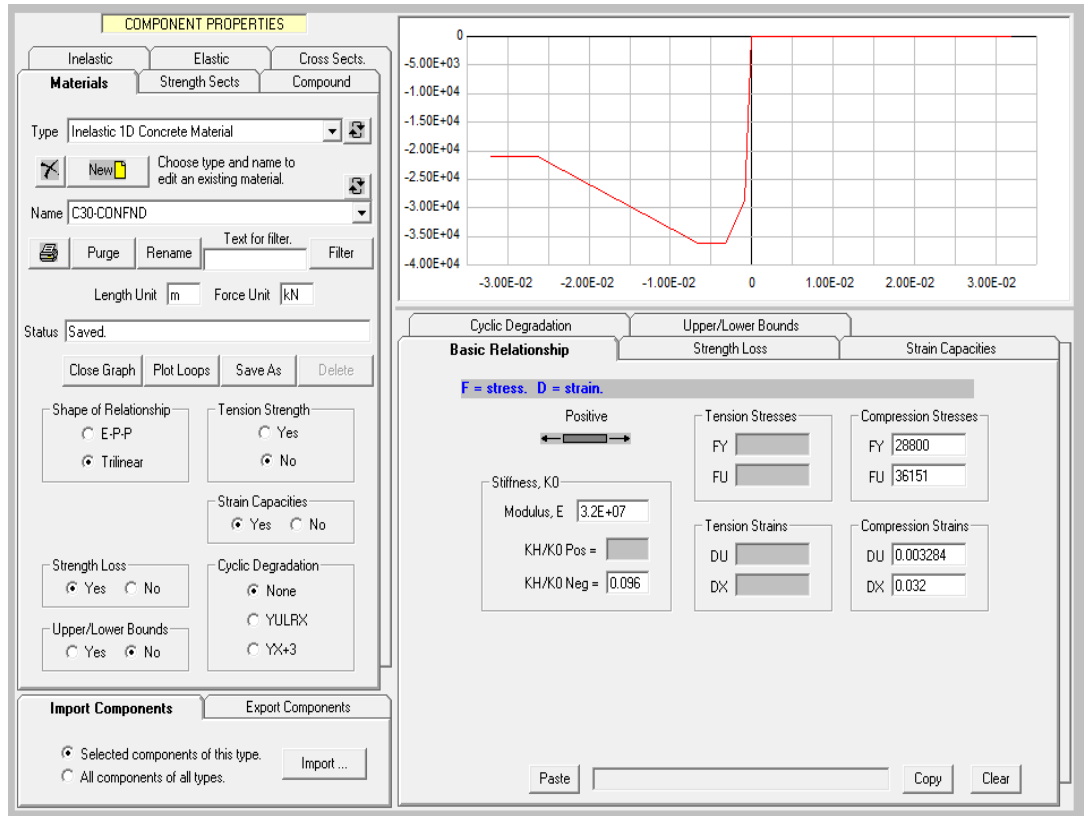
1	2	3	4	5	6	7	8	10
KAT NO	KAT AĞR. (kN)	KAT KÜT. (kNs ² /m)	BURLM. KÜT. (kNs ² /m)	η_{bi}	T	KÜT. Katılım Oranı	2.MOD ŞEKLİ GEN.(m)	Γ
1	10564	1077	196650				0.003	
2	10564	1077	196650	1.15	0.22	%73	0.010	54.32
3	10564	1077	196650	1.14			0.017	
4	8206	836	149440	1.13			0.025	

5.6 Güçlendirme İçin Doğrusal Elastik Olmayan Yöntemde Kullanılacak Yapısal Modelin Oluşturulması

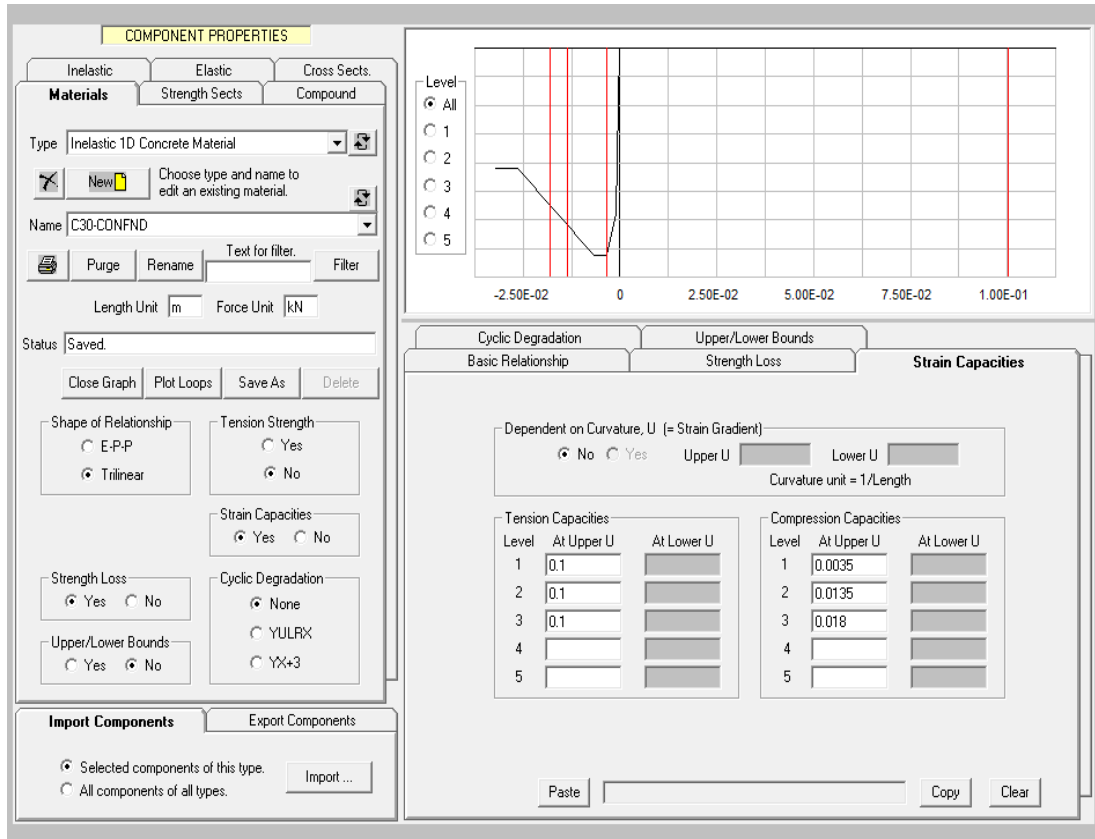
Doğrusal elastik olmayan yöntem için Perform 3d V5.0.0 programı ile modellenmiş olan mevcut bina modeli kullanılarak devam edilmiştir. Yeni eklenen perdeler ve bu perdeler üzerine gelen yükler buna bağlı olarak bina kütle değerleri de revize edilerek güçlendirme modeli oluşturulmuştur. Rijit diyafram kabulü yapılmıştır. Mevcut temel sisteminin lineer elastik davrandığı kabulü ile temel sistemi kaldırılmış ve sisteme ankastre mesnet tanımlanmıştır.

5.6.1 Yapısal elemanların malzeme modeli

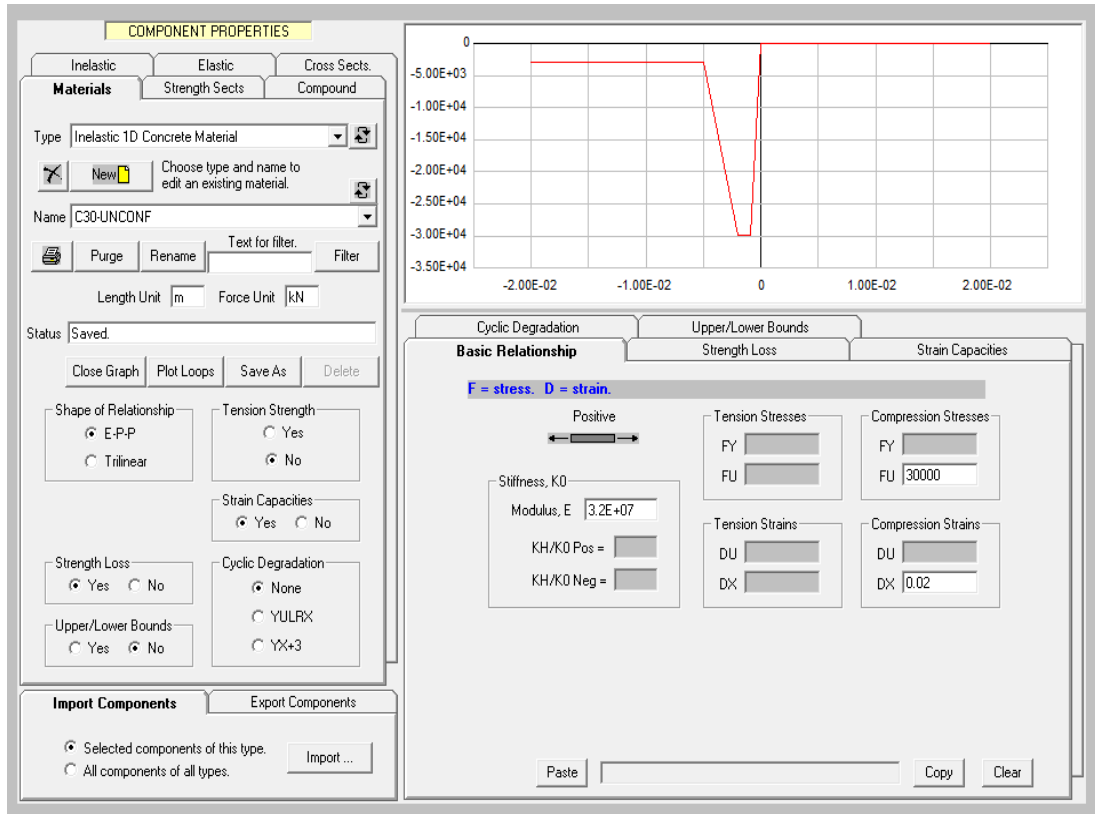
Perde duvar elemanların başlık bölgeleri için C30 sargılı beton, gövde bölgeleri için C30 sargısız beton kabulü yapılmıştır. Donatı malzeme sınıfları değişmediği için mevcut bina analizindeki kabuller geçerlidir. C30 beton sınıfına ait sargılı ve sargısız malzeme kabulleri Şekil 5.88, Şekil 5.89, Şekil 5.90, Şekil 5.91 ve Şekil 5.92’de gösterilmiştir.



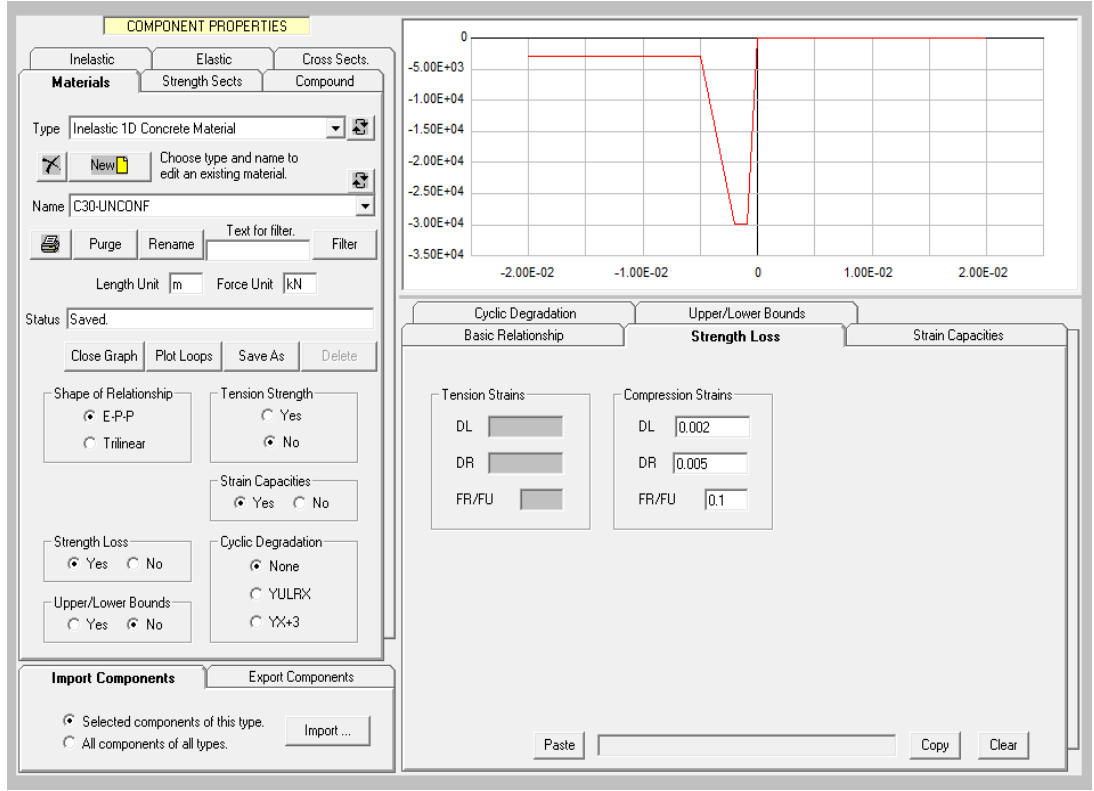
Şekil 5.88 : C30 beton sınıfı için sargılı beton davranış modeli.



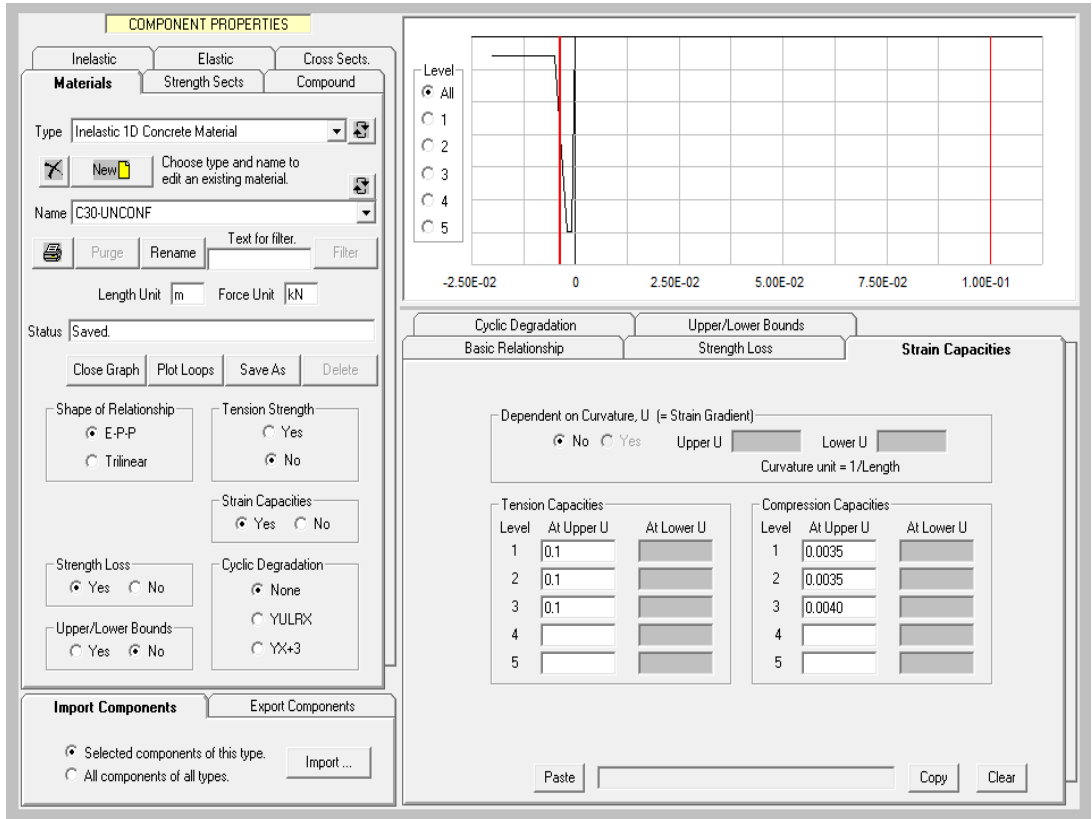
Şekil 5.89 : C30 sargılı betonun şekildeğiştirme kapasite değerleri.



Şekil 5.90 : C30 beton sınıfı için sargısız beton davranış modeli.



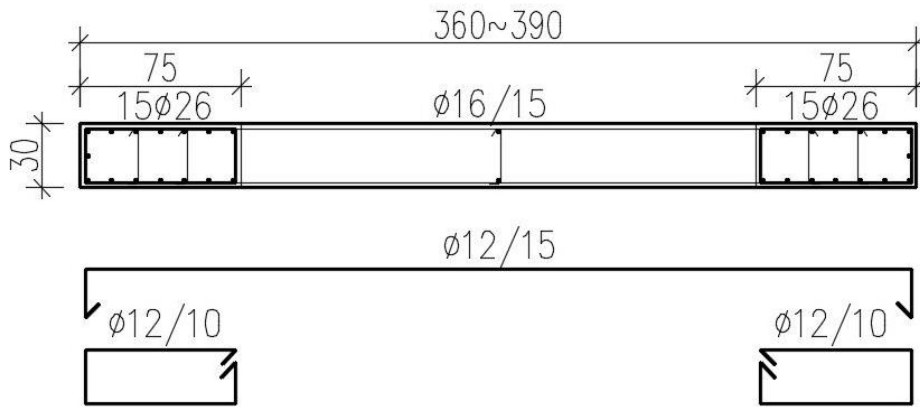
Şekil 5.91 : C30 sargısız betonun kapasite kaybı sınır değerleri.



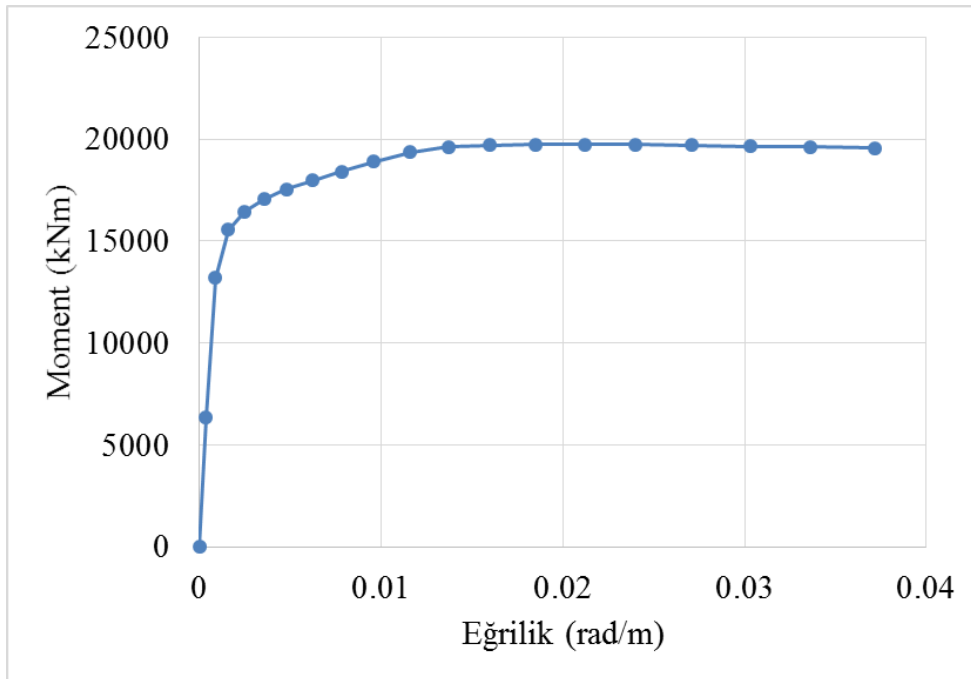
Şekil 5.92 : C30 sargısız betonun şekildeğiştirme kapasite değerleri.

30x360 ve 30x390 Perde Tanımı:

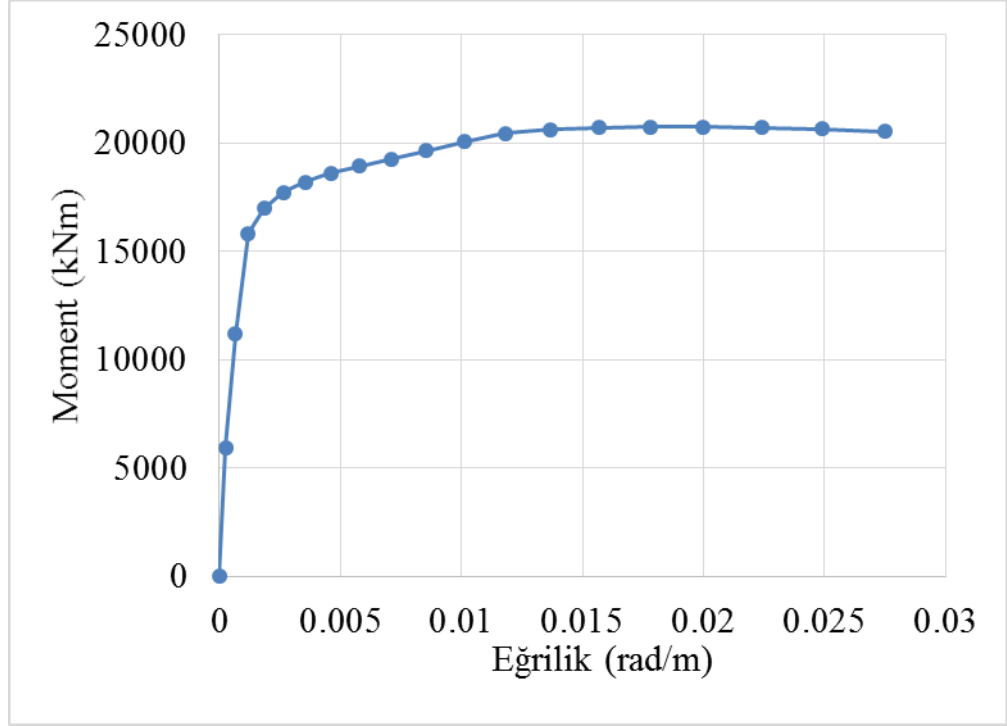
Güçlendirme için eklenmiş olan betonarme perdelerde DBYBHY yönetmeliğindeki minimum başlık bölgesi kuralına uyulmuştur. Başlık bölgelerinde $\phi 26/15$ düşey donatı, gövde bölgelerinde ise $\phi 16/15$ düşey donatısı kullanılmıştır. 30x360 ve 30x390 tipindeki perde detayları Şekil 5.93’de ayrıntılı olarak gösterilmiştir. Perde moment kapasitelerini göstermek adına Şekil 5.94’de 30x360 perdesinin düşey yüklerden oluşan eksenel yük düzeyindeki moment eğrilik grafiği örnek olarak sunulmaktadır. Şekil 5.95 ‘de ise aynı perdenin deprem durumundaki eksenel yük için moment eğrilik grafiği örnek olarak gösterilmiştir.



Şekil 5.93 : 30x360 ve 30x390 Betonarme Perde Donatı Detayı.



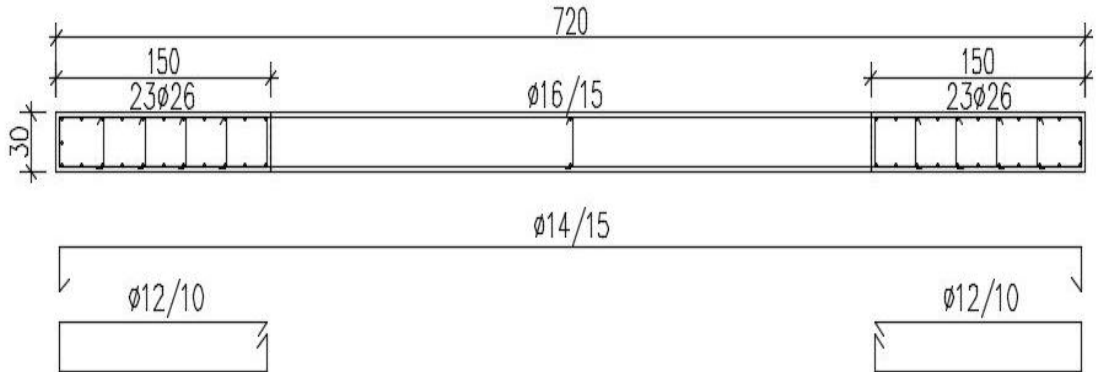
Şekil 5.94 : 30x360 Perdesinin N=2000 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.



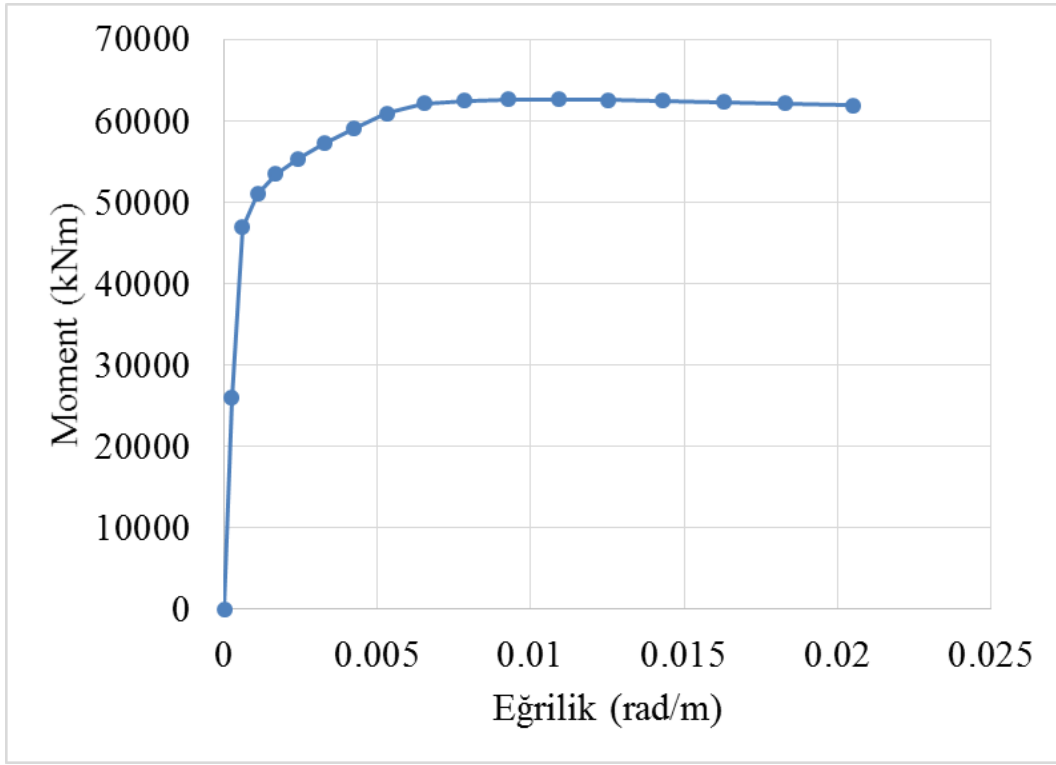
Şekil 5.95 : 30x360 Perdesinin N=3000 kN Aksel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.

30x720 Perde Tanımı:

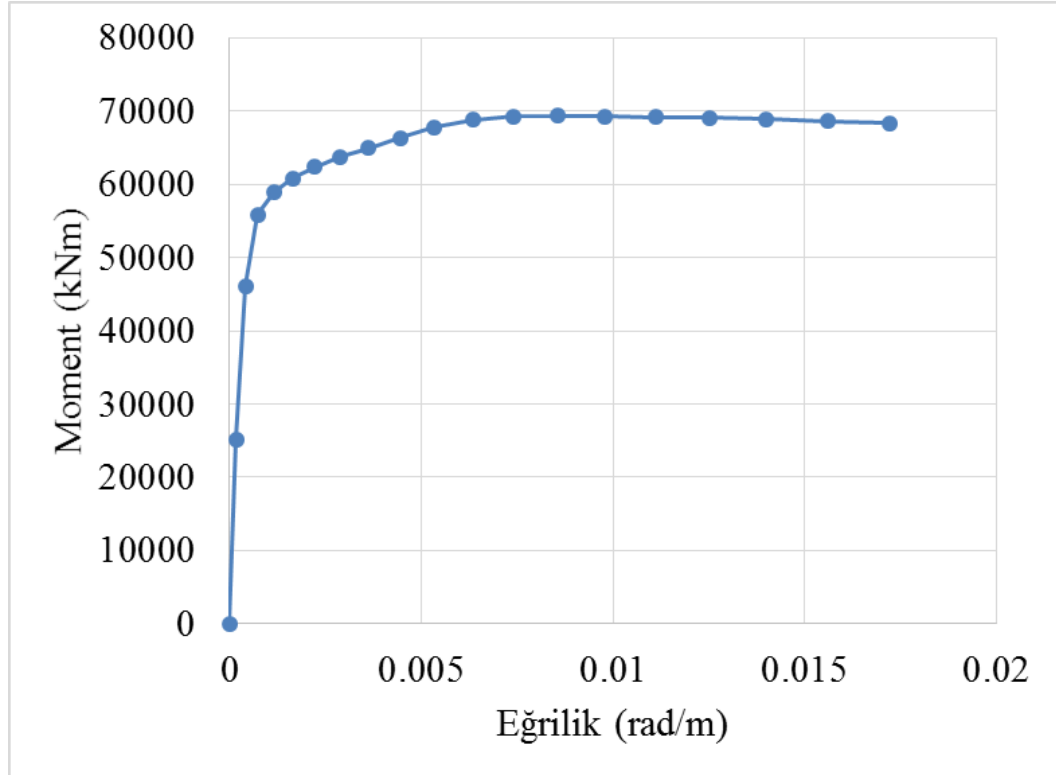
Başlık bölgelerinde $\phi 26/15$ düşey donatı, gövde bölgelerinde ise $\phi 16/15$ düşey donatısı kullanılmıştır. 30x720 tipindeki donatı detayı Şekil 5.96’de ayrıntılı olarak gösterilmiştir. Perde moment kapasitesini göstermek adına Şekil 5.97’de 30x720 tipi perdesinin düşey yüklerden oluşan aksel yük düzeyindeki moment eğrilik grafiği örnek olarak sunulmaktadır. Şekil 5.98 ‘de ise aynı perdenin deprem durumundaki aksel yük için moment eğrilik grafiği örnek olarak gösterilmiştir.



Şekil 5.96 : 30x720 Betonarme Perde Donatı Detay Resmi.



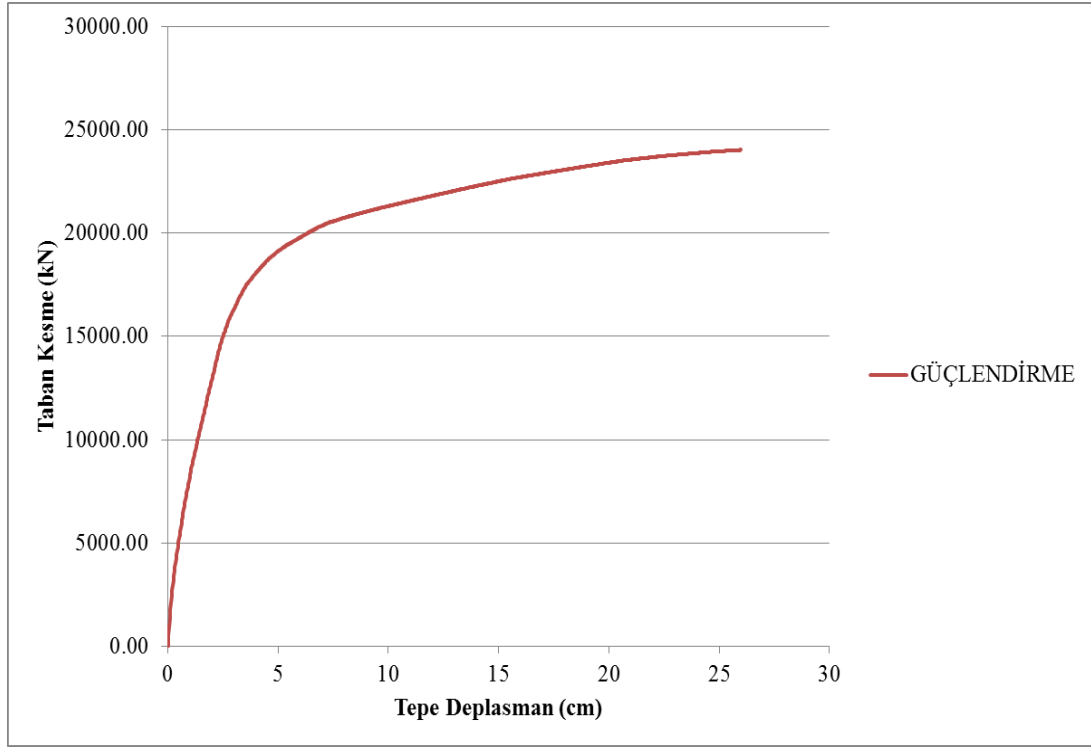
Şekil 5.97 : 30x720 Perdesinin N=3100 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.



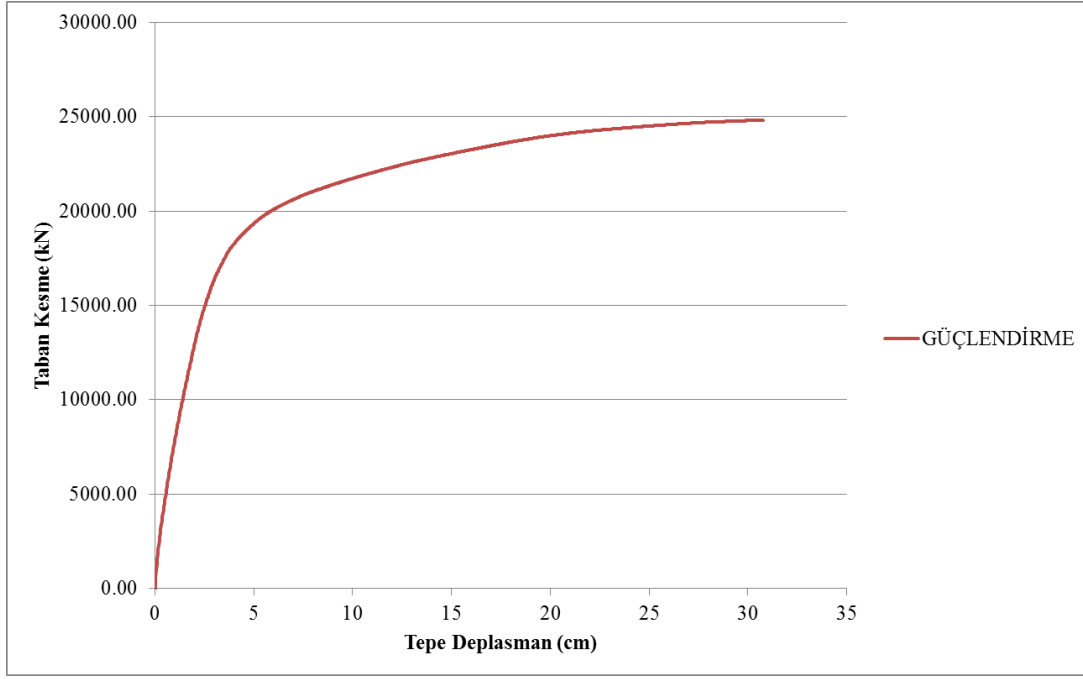
Şekil 5.98 : 30x720 Perdesinin N=6200 kN Eksenel Kuvvet Düzeyi İçin Moment-Eğrilik Grafiği.

5.6.2 Performans İtme Noktasının Belirlenmesi

Doğrusal olmayan artımsal itme analizinin yapılabilmesi için eleman kesitleri, limit değerleri ve malzeme özellikleri tanımlandıktan sonra Perform 3D programında yapı 1 metre gibi büyük bir itme değeri ile itilerek kapasite eğrileri oluşturulmuştur. Ardından 50 yılda aşılma olasılığı %2 ve %10 olan depremler için Spektral ivme-Spektral yerdeğiştirme grafikleri oluşturulmuş ve kapasite eğrileri ile karşılaştırılarak itme noktaları belirlenmiştir. Aşılma olasılığı %2 olan deprem talep spektrumu, %10 olan deprem spektrumu değerlerinin ($I=1.40$) yapı önem katsayısı ile çarpılması ile elde edilmiştir. Şekil 5.99 ve Şekil 5.100’de mevcut yapıya ait kapasite eğrileri sunulmuştur.

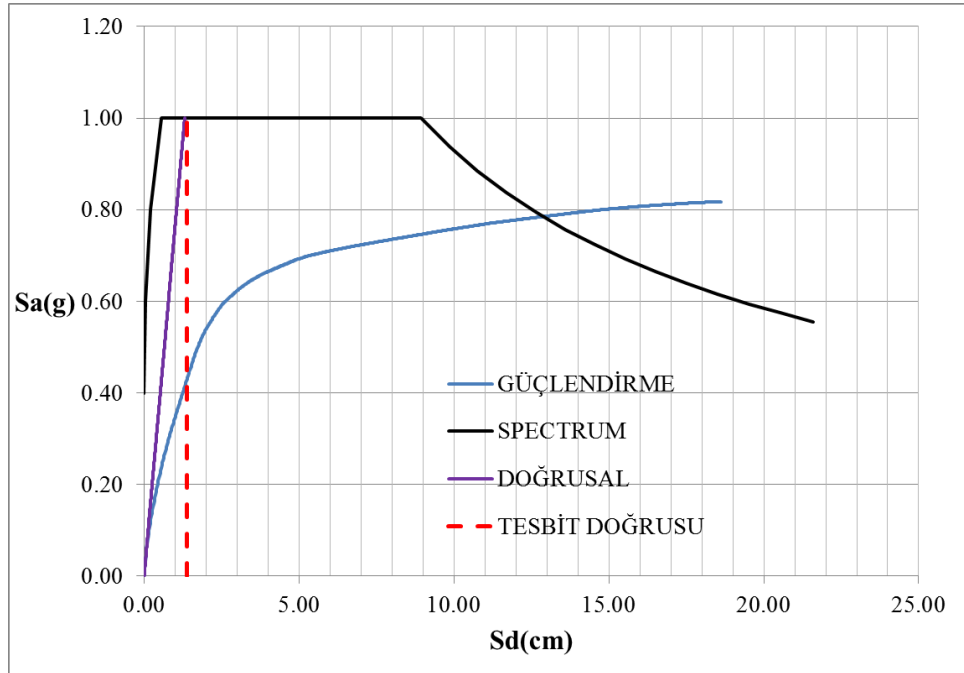


Şekil 5.99 : X Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.



Şekil 5.100 : Y Yönü Taban Kesme Kuvveti - Tepe Yerdeğiştirme Grafiği.

P- Δ grafikleri spektrum grafiği ile karşılaştırılacağı için a_i-d_i grafiğine dönüştürülmüştür. Başlangıç rijitliği eğiminde bir doğru oluşturulup spektrum eğrisini kestiği yer performans noktası olarak belirlenmiştir (Şekil 5.101, Şekil 5.102, Şekil 5.103 ve Şekil 5.104). Grafikler ve ters dönüşüm yapılmış itme değerleri takip eden sayfalarda sunulmuştur.



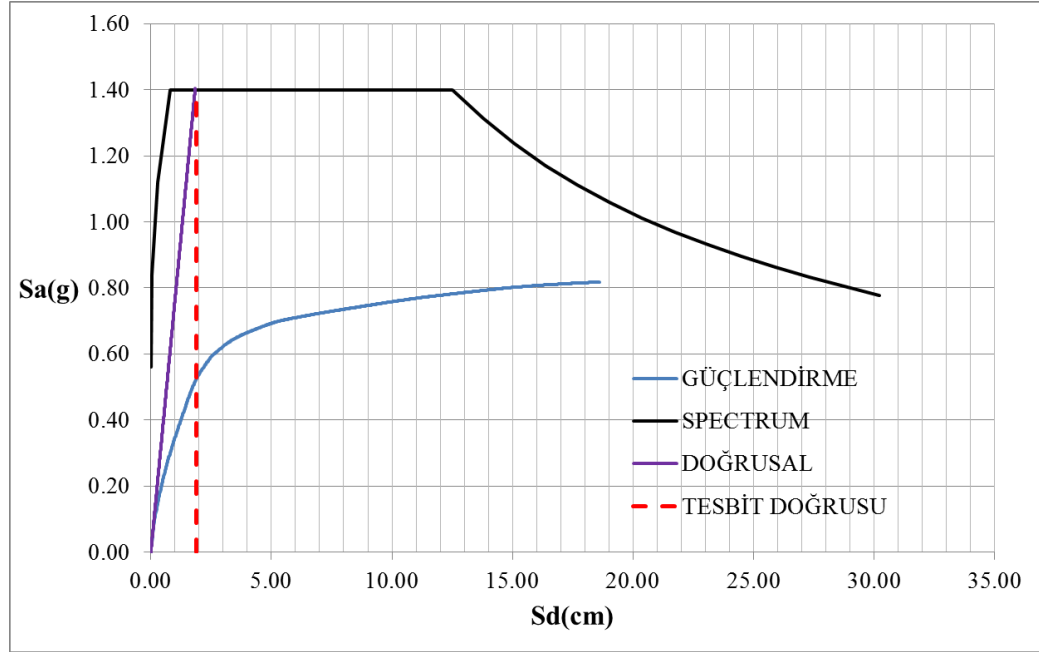
Şekil 5.101 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (1.34 - 1)0.6/0.23}{1.34} = 1.40$$

$$S_{di1} = C_{R1}S_{de1} = 1.4 \times 1.31 = 1.83 \text{ cm}$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.0255 \times 54.72 \times 1.83 = 2.56 \text{ cm}$$

Drift Değeri; $2.56/1280 = 0.002$



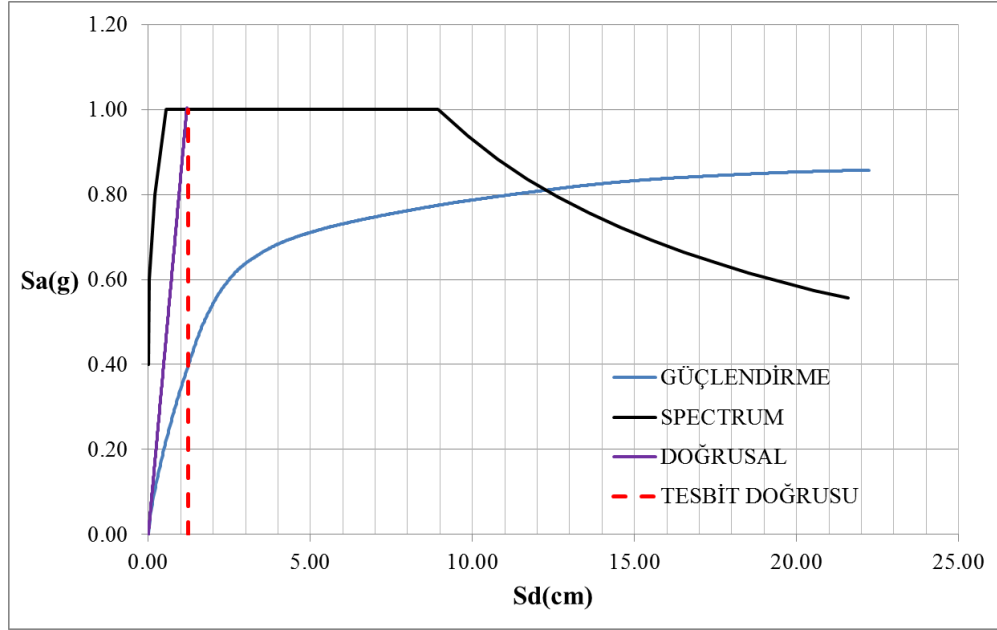
Şekil 5.102 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin X Yönü Performans İtme Noktası.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (1.87 - 1)0.6/0.23}{1.87} = 1.75$$

$$S_{di1} = C_{R1}S_{de1} = 1.75 \times 1.83 = 3.21 \text{ cm}$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.0255 \times 54.72 \times 3.21 = 4.48 \text{ cm}$$

Drift Değeri; $4.48/1280 = 0.0035$



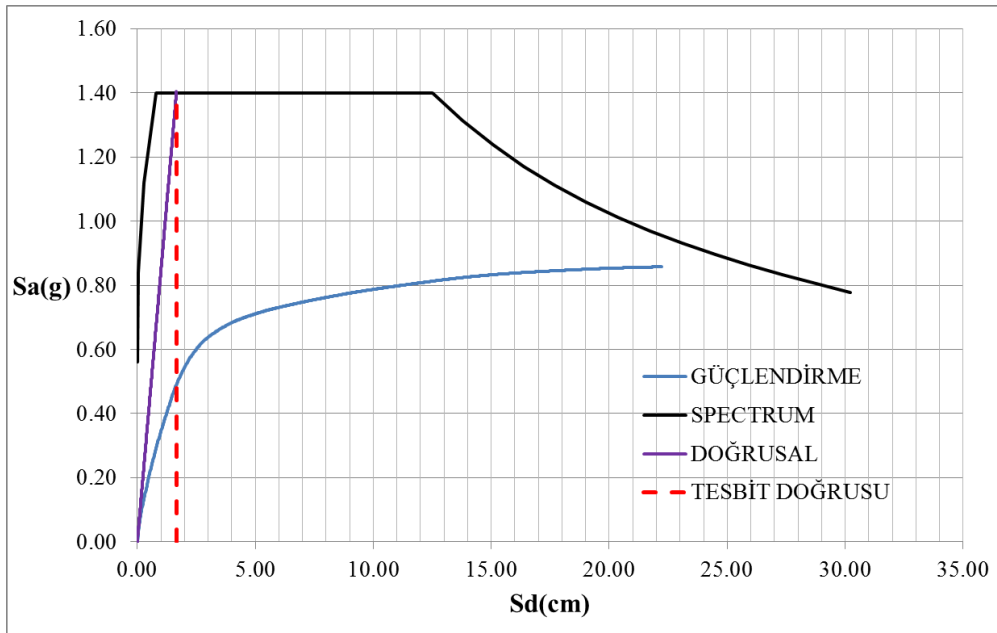
Şekil 5.103 : Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (1.32 - 1)0.6/0.22}{1.32} = 1.41$$

$$S_{di1} = C_{R1}S_{de1} = 1.41 \times 1.18 = 1.66 \text{ cm}$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} = 0.0255 \times 54.32 \times 1.66 = 2.3 \text{ cm}$$

Drift Değeri; $2.3/1280 = 0.0018$



Şekil 5.104 : Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem İçin Y Yönü Performans İtme Noktası.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B/T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (1.84 - 1)0.6/0.22}{1.84} = 1.79$$

$$S_{di1} = C_{R1}S_{de1} = 1.79 \times 1.7 = 3.05 \text{ cm}$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(P)} = 0.0255 \times 54.32 \times 3.05 = 4.22 \text{ cm}$$

$$\text{Drift Değeri; } 4.22/1280 = 0.0033$$

5.6.3 TDY 2007'ye Göre Yapı Performans Değerlendirmesi

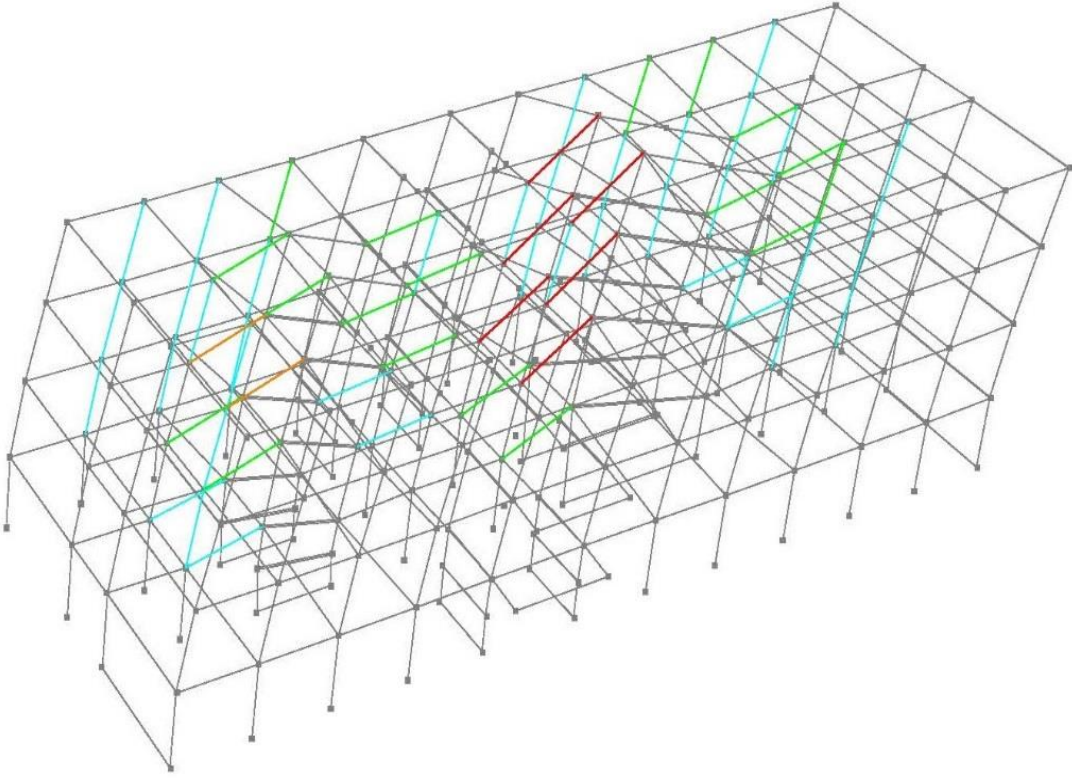
Güçlendirilmiş okul yapısı, bir önceki bölümde belirlenmiş olan performans itme noktalarına itilmiş ve eleman bazında limit kontrolleri takip eden sayfalarda her iki yön için ayrı ayrı sunulmuştur.

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için HK (Hemen Kullanım) performans seviyesi ve %2 olan deprem için CG (Can Güvenliği) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Limit değerlere göre renk kodları oluşturulmuştur. Bu seviyelerde belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir. Limit değerler altında kalan elemanların çalışma oranları ise farklı renklerle tanımlanarak sunulmuştur.

5.6.3.1 X Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi

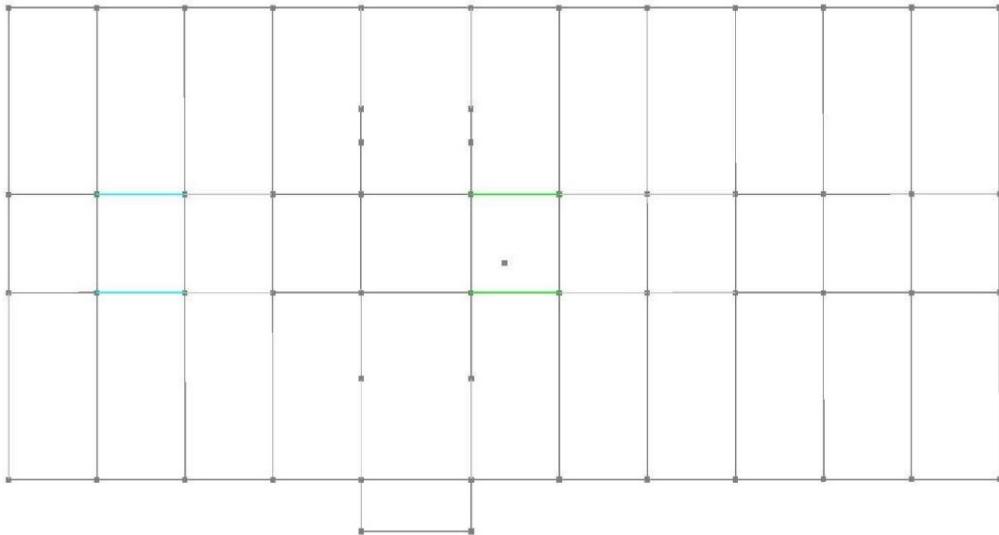
Hemen Kullanım Performans Seviyesi İçin Sonuçlar;

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için HK (Hemen Kullanım) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Şekil 5.105 de X yönü HK limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

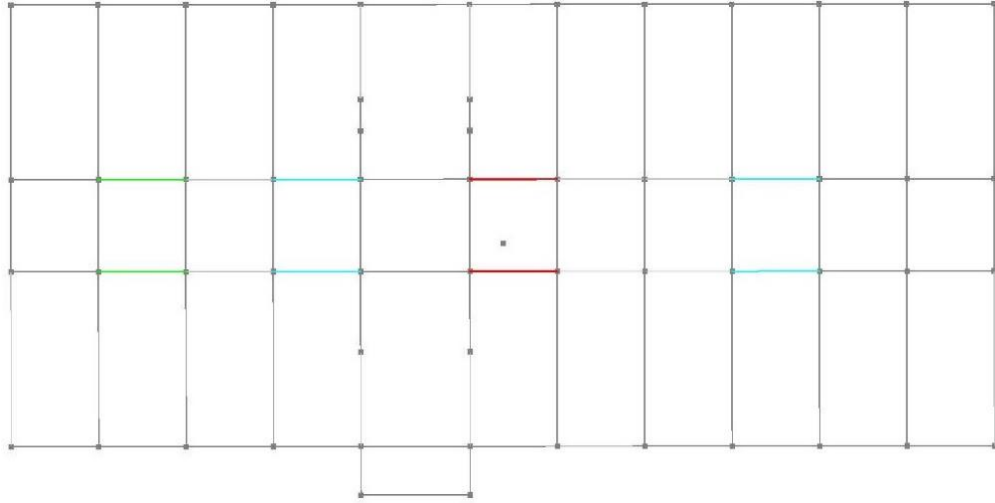


Şekil 5.105 : X Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.

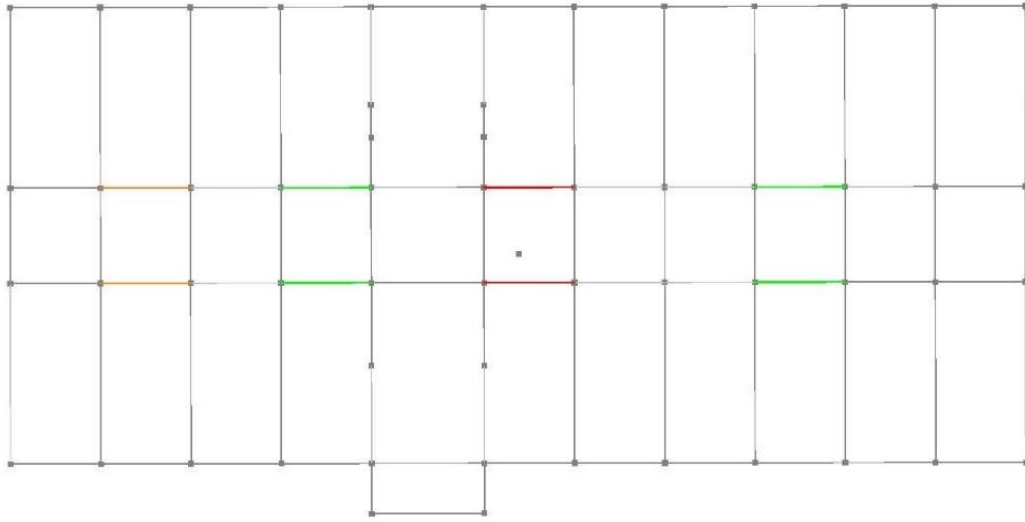
Hemen kullanım performans seviyesi için X yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak Şekil 5.106, Şekil 5.107, Şekil 5.108 ve Şekil 5.109’da gösterilmiştir.



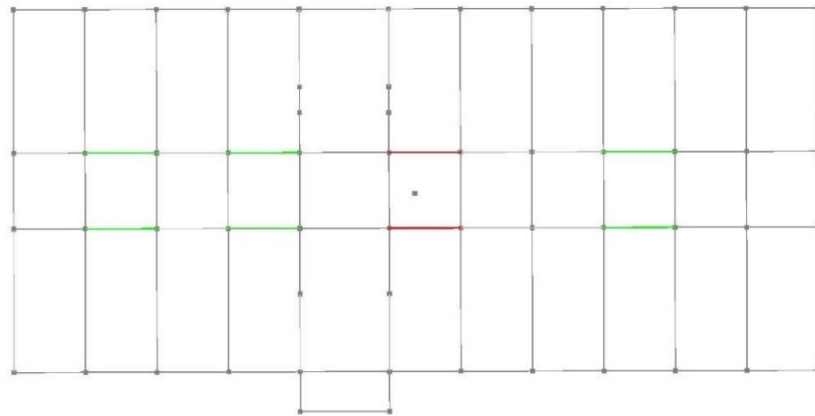
Şekil 5.106 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.107 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

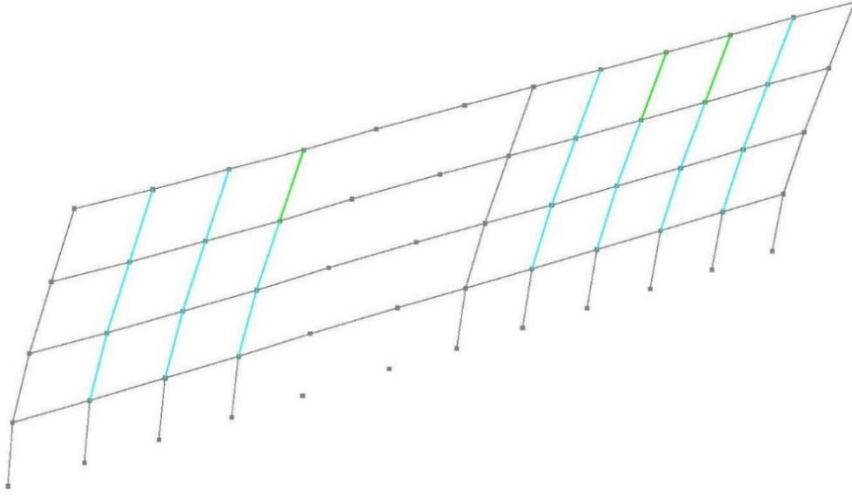


Şekil 5.108 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

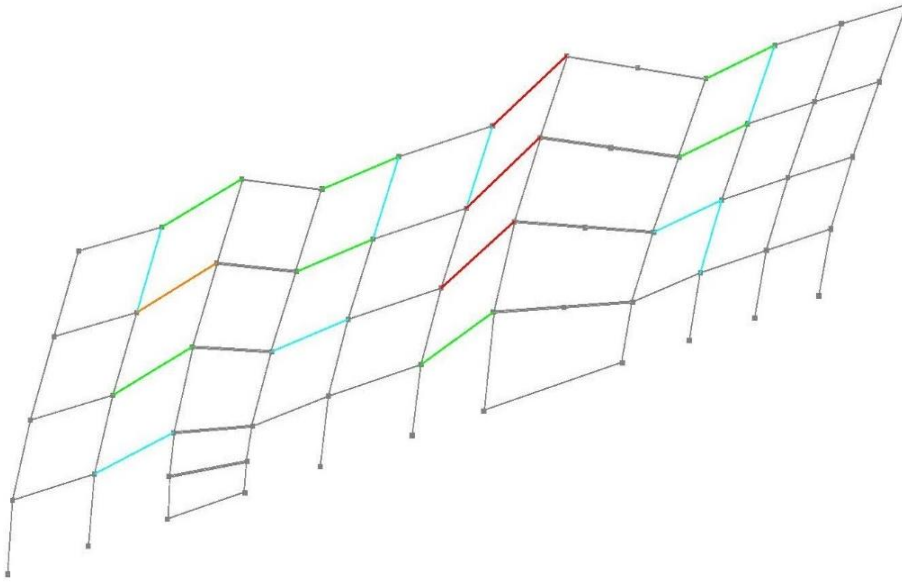


Şekil 5.109 : 4.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

X yönü kolon ve kiriş performans sonuçlarının beraber değerlendirilebilmesi için A ve B aksı analiz sonuçları Şekil 5.110 ve Şekil 5.111’de örnek olarak gösterilmiştir.



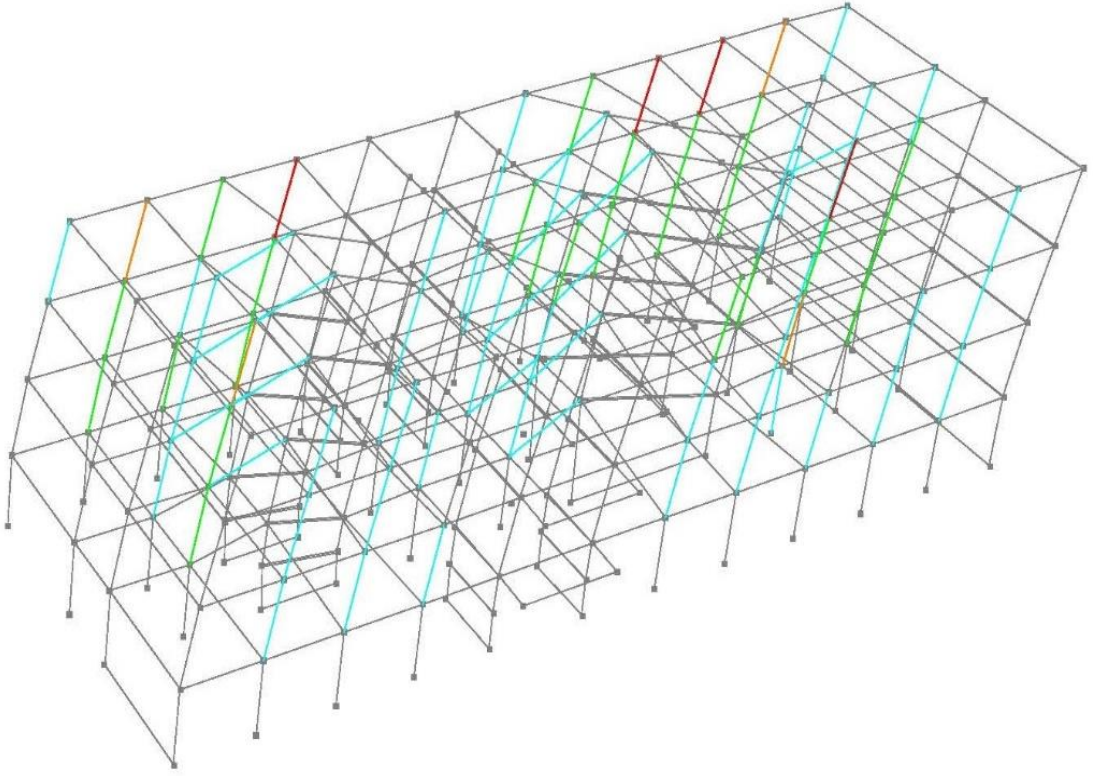
Şekil 5.110 : A Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.111 : B Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

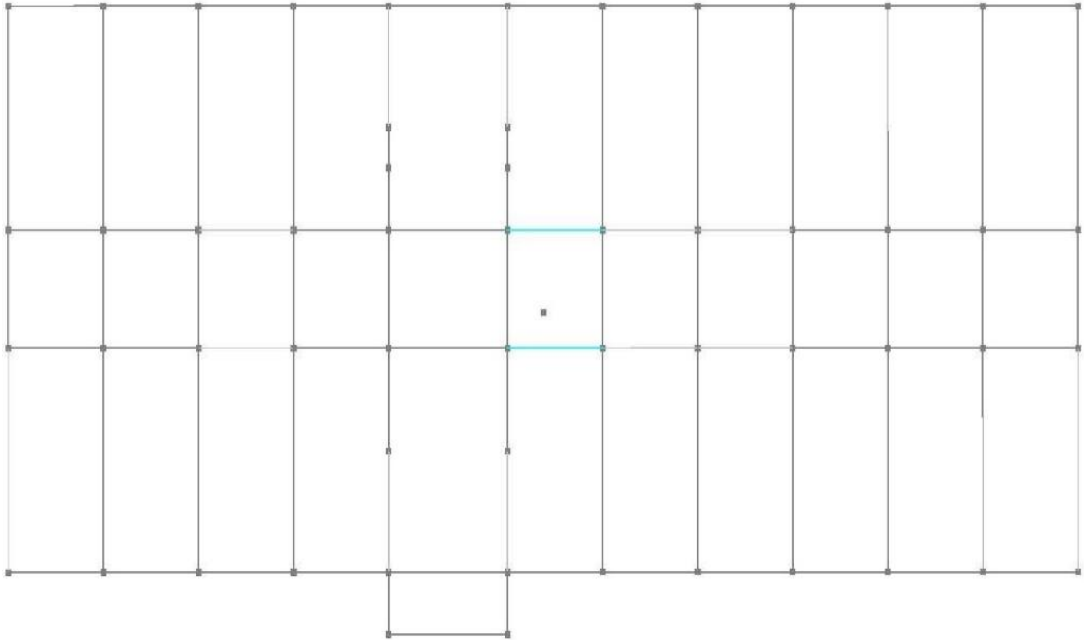
Can Güvenliği Performans Seviyesi İçin Sonuçlar:

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için CG (Can Güvenliği) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Şekil 5.112 de X yönü CG limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

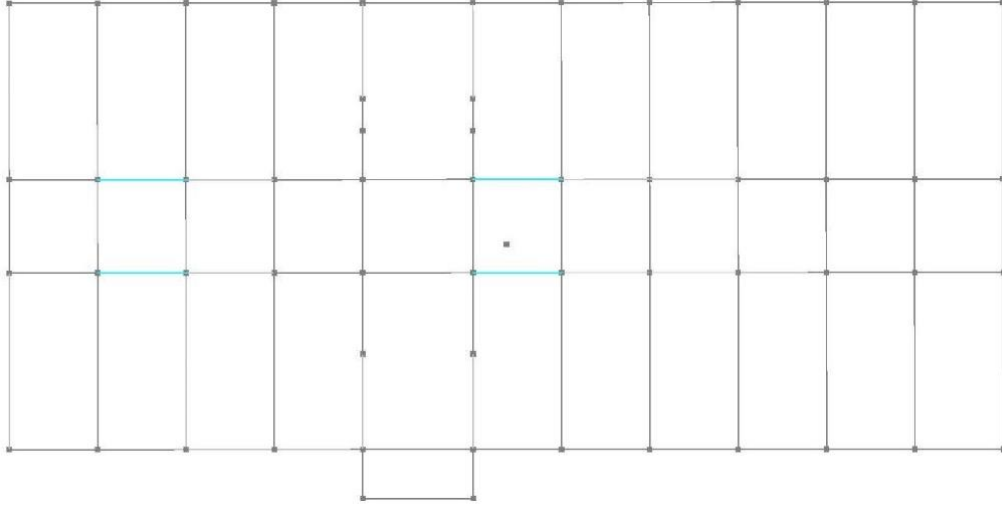


Şekil 5.112 : X Yönü CG Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.

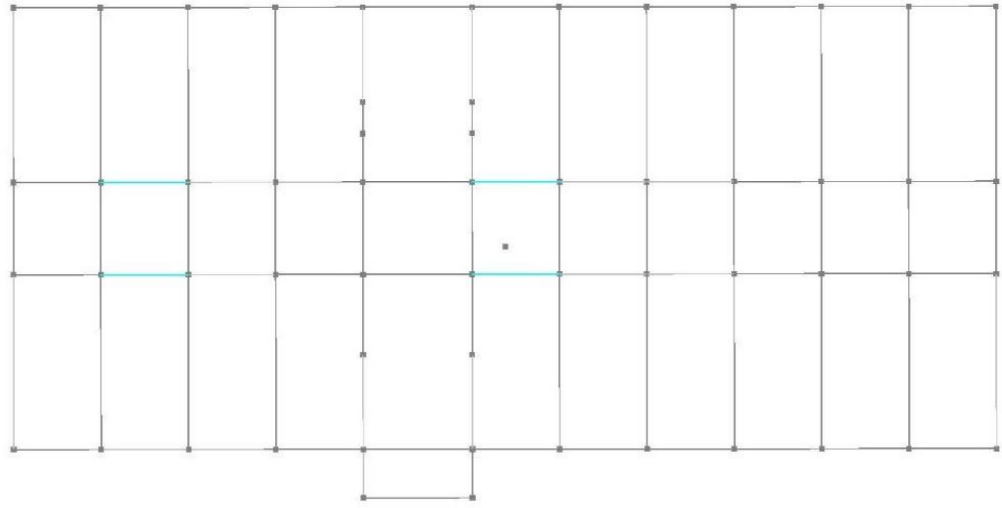
Hemen kullanım performans seviyesi için X yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak Şekil 5.113, Şekil 5.114, Şekil 5.115 ve Şekil 5.116’da gösterilmiştir.



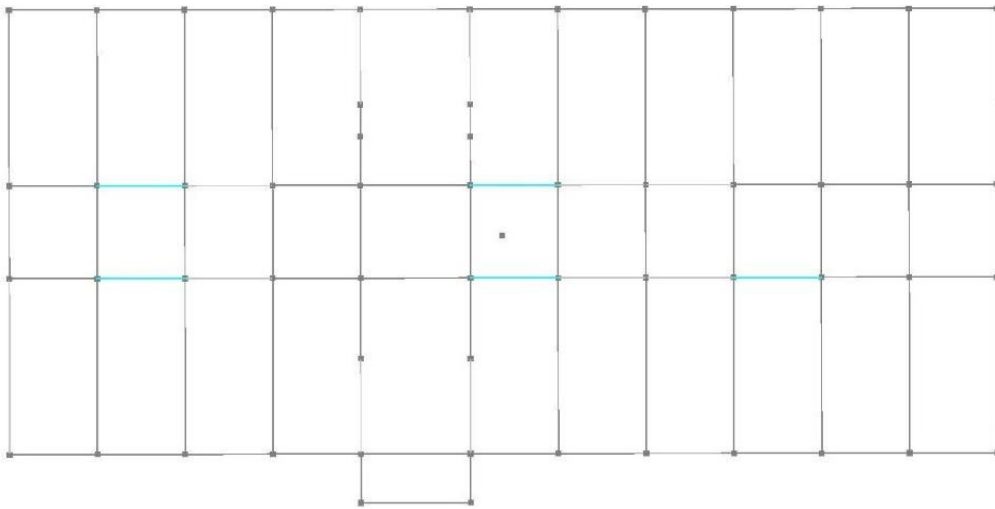
Şekil 5.113 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.114 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

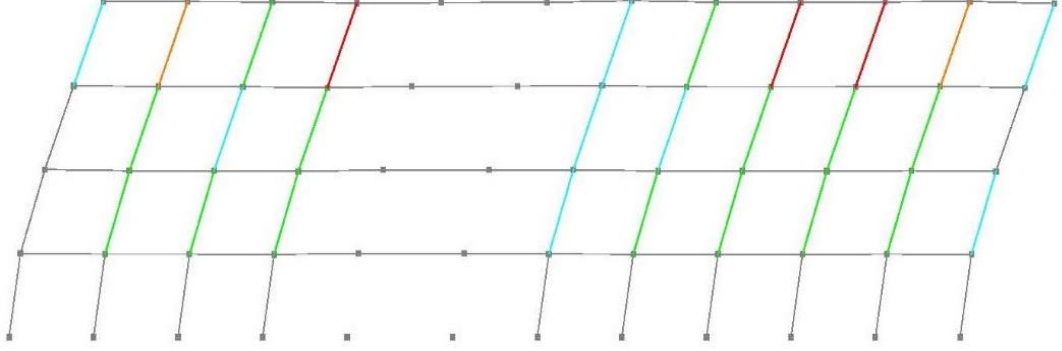


Şekil 5.115 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

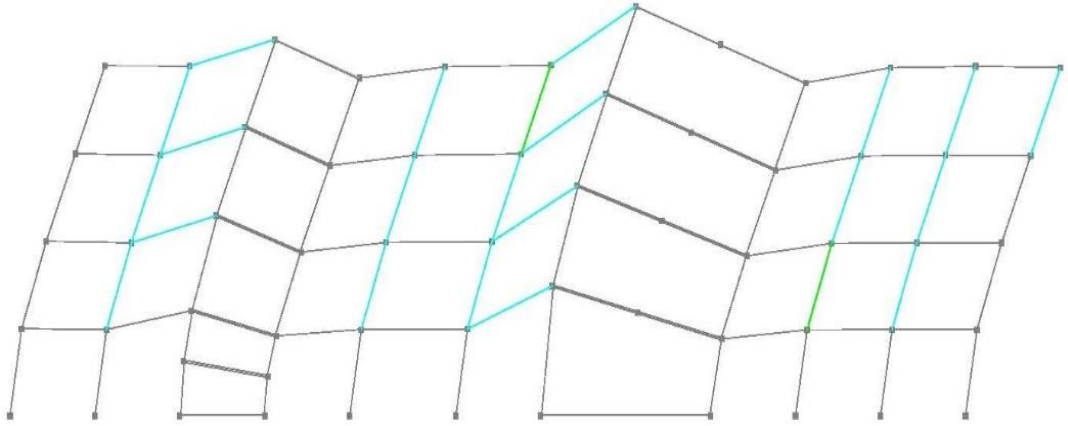


Şekil 5.116 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

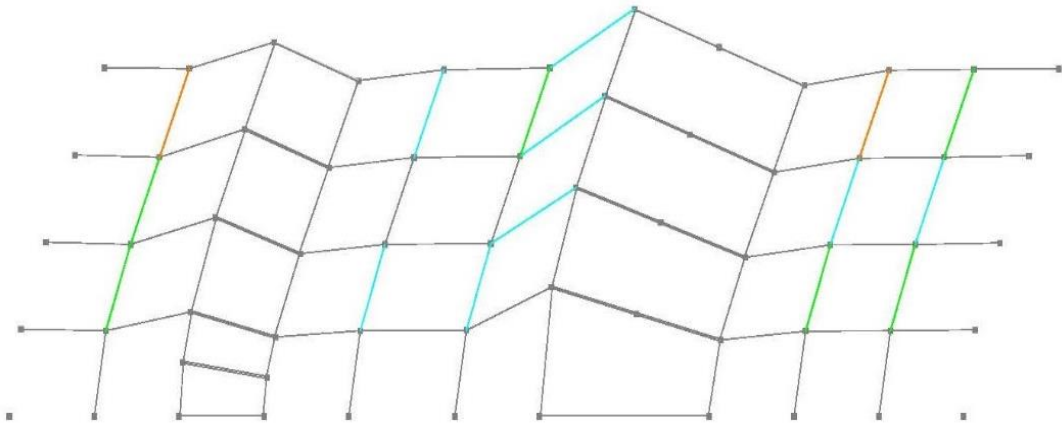
X yönü kolon ve kiriş performans sonuçlarının beraber değerlendirilebilmesi için A ve B aksı analiz sonuçları Şekil 5.117 ve Şekil 5.118’de örnek olarak gösterilmiştir. Kolonların performans limitlerinin göçme bölgesini de geçtiğini gösterebilmek adına için Şekil 5.119’de B aksı göçme bölgesi analiz sonuçları sunulmuştur.



Şekil 5.117 : A Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



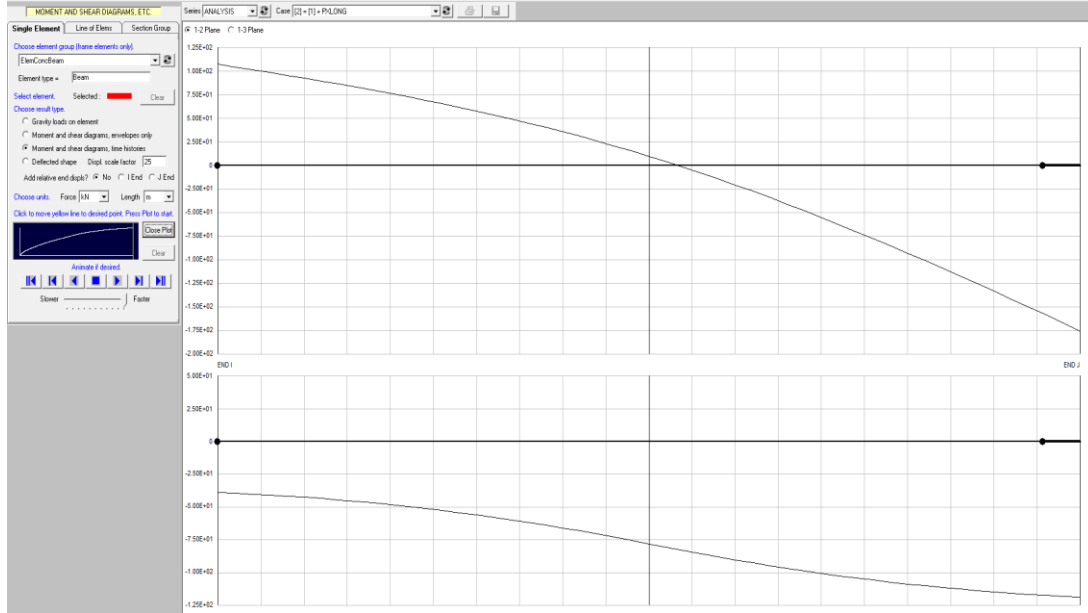
Şekil 5.118 : B Aksı CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.119 : B Aksı GÖ Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

5.6.4 Kirişte Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü

Güçlendirilmiş yapıda X yönünde kirişte oluşan maksimum kesme kuvveti Şekil 5.120’de gösterilmiştir.



Şekil 5.120 : Kiriş Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum kesme kuvveti istemi:

$$V=125 \text{ kN}$$

Kesme kuvveti kapasitesi hesabında betonun ve çeliğin katkısı aşağıdaki hesapla dikkate alınmıştır.

Betonun katkısı:

$$f_{ctm} = 0.35 * \sqrt{f_{cm}}$$

$$V_c = 0.8 * 0.65 * f_{ctm} * b_w * d = 0.8 * 0.65 * 0.35 * \sqrt{12} * 300 * 700 = 132.40 \text{ kN}$$

Enine donatının katkısı:

Enine donatı 2φ8/10 cm

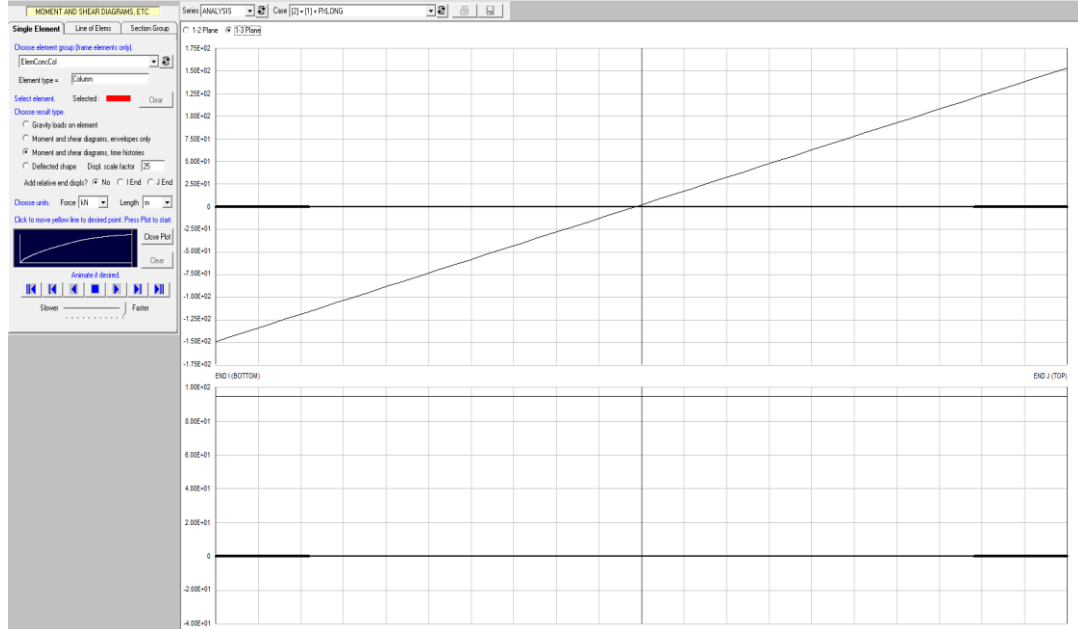
$$V_s = A_s f_{ys} \left(\frac{d}{s} \right) = 100 * 220 * \left(\frac{700 - 35}{100} \right) = 146.30 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_s = 132.40 + 146.30 = 278.70 \text{ kN} > 125 \text{ kN}$$

Kesit kesme kuvveti kapasitesi açısından yeterlidir.

5.6.5 Kolonda Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü

Güçlendirilmiş yapıda X yönünde kolonda oluşan maksimum kesme kuvveti Şekil 5.121’de gösterilmiştir.



Şekil 5.121 : Kolon Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum kesme kuvveti istemi:

$$V=95 \text{ kN}$$

Kesme kuvveti kapasitesi hesabında betonun ve çeliğin katkısı aşağıdaki hesaplara dikkate alınmıştır.

Betonun katkısı:

$$\gamma = 0.07$$

$$N = 1100 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 * 0.65 * f_{ctm} * b_w * d \left(1 + \gamma \frac{N}{A_c} \right)$$

$$= 0.8 * 0.65 * 0.35 * \sqrt{12} * 300 * 600 * \left(1 + 0.07 \frac{1100000}{180000} \right) = 162.03 \text{ kN}$$

Enine donatının katkısı:

Enine donatı 4φ8/10 cm

$$V_s = A_s f_{ys} \left(\frac{d}{s} \right) = 200 * 220 * \left(\frac{600 - 35}{100} \right) = 248.60 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_s = 162.03 + 248.60 = 410.63 \text{ kN} > 95 \text{ kN}$$

Kesit kesme kuvveti kapasitesi açısından yeterlidir.

5.6.6 Perdede Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü

Perde kesitlerinin kesme dayanımı V_r , TDY2007 Denk.(3.17) ile hesaplanacaktır.

$$V_r = A_{ch} (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywd})$$

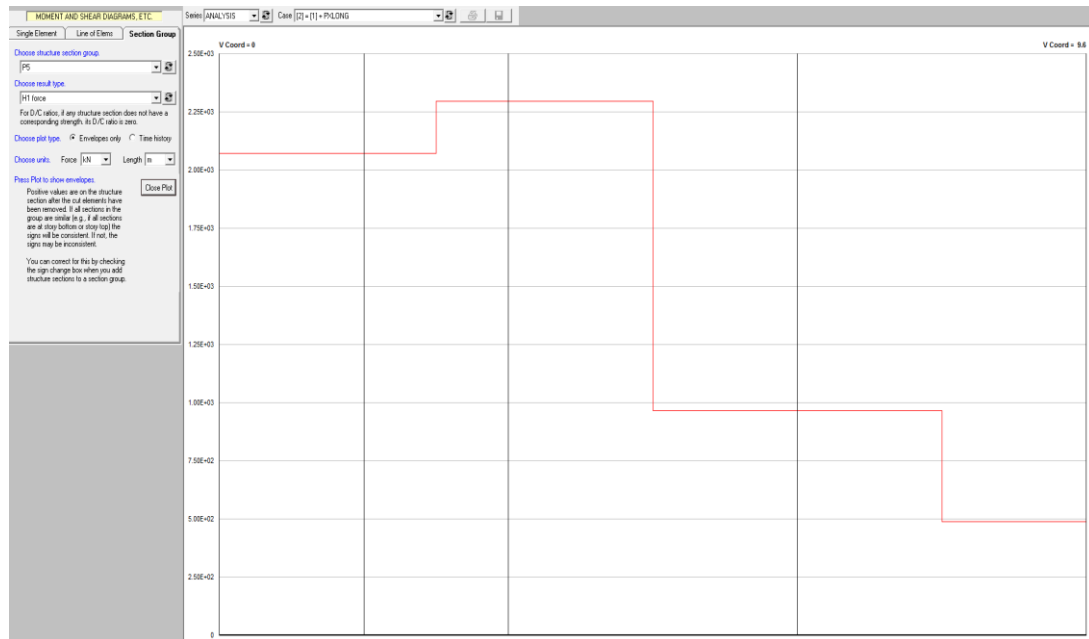
V_e tasarım kesme kuvveti aşağıdaki koşulları sağlayacaktır:

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0.22 A_{ch} f_{cd}$$

30x360 B /3-4 Aksı Perdesi;

Güçlendirilmiş yapıda X yönünde 30x360 tipindeki perdede oluşan maksimum kesme kuvveti Şekil 5.122'de gösterilmiştir.



Şekil 5.122 : 30x360 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum perde kesme kuvveti $V_e = 2250 \text{ kN}$

Perde Boyutu: 30 x360 cm

Perde Göve Boyu: 210 cm Seçilen perde yatay donatısı $\phi 12/15 \text{ cm}$,

$$\rho_{sh} = \frac{(210/15) * 1.13 * 2}{30 * 210} = 0.005$$

$$V_r = A_{ch} (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywd}) = 0.3 * 0.6 (0.65 * 1280 + 0.005 * 365000) = 2869.60 \text{ kN}$$

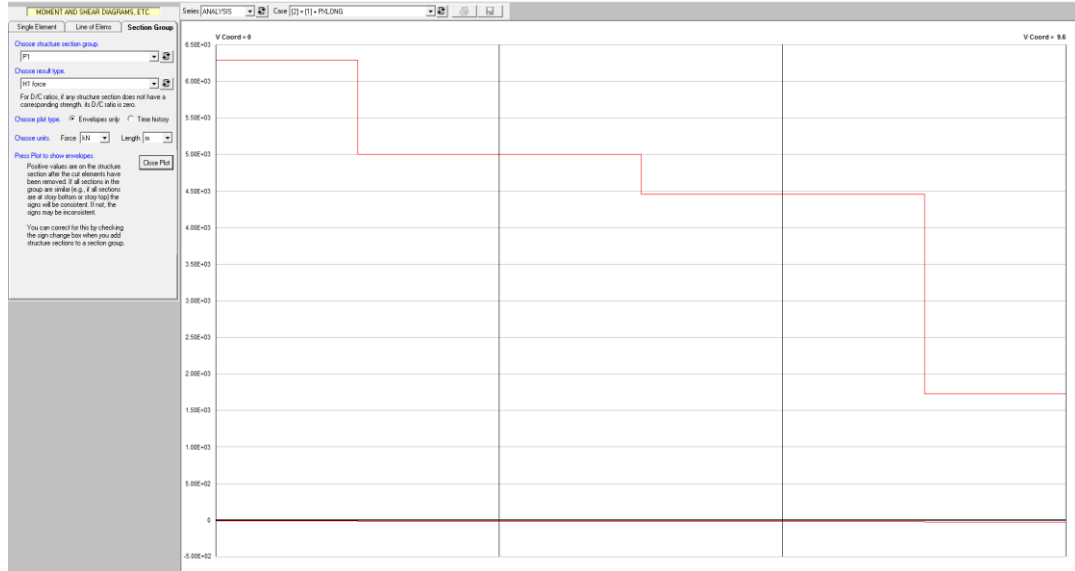
$$V_e = 2250 \text{ kN} \leq V_r = 2869.60 \text{ kN}$$

$$V_e = 2250 \text{ kN} \leq 0.22 * A_{ch} * f_{cd} = 0.22 * 0.3 * 3.6 * \frac{30000}{1.5} = 4752 \text{ kN}$$

30x360 perdesi kesme güvenliği sağlanmıştır.

30x720 B/7-9 Aksı Perdesi;

Güçlendirilmiş yapıda X yönünde 30x720 tipindeki perdede oluşan maksimum kesme kuvveti Şekil 5.123 'de gösterilmiştir.



Şekil 5.123 : 30x720 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum perde kesme kuvveti $V_e = 6500 \text{ kN}$

Perde Boyutu: 30 x 720 cm

Seçilen perde yatay donatısı $\phi 14/15 \text{ cm}$,

$$V_e = 6500 \text{ kN} \leq V_r = 7189 \text{ kN}$$

$$V_e = 6500 \text{ kN} \leq 0.22 * A_{ch} * f_{cd} = 9504 \text{ kN}$$

30x720 perdesi kesme güvenliği sağlanmıştır.

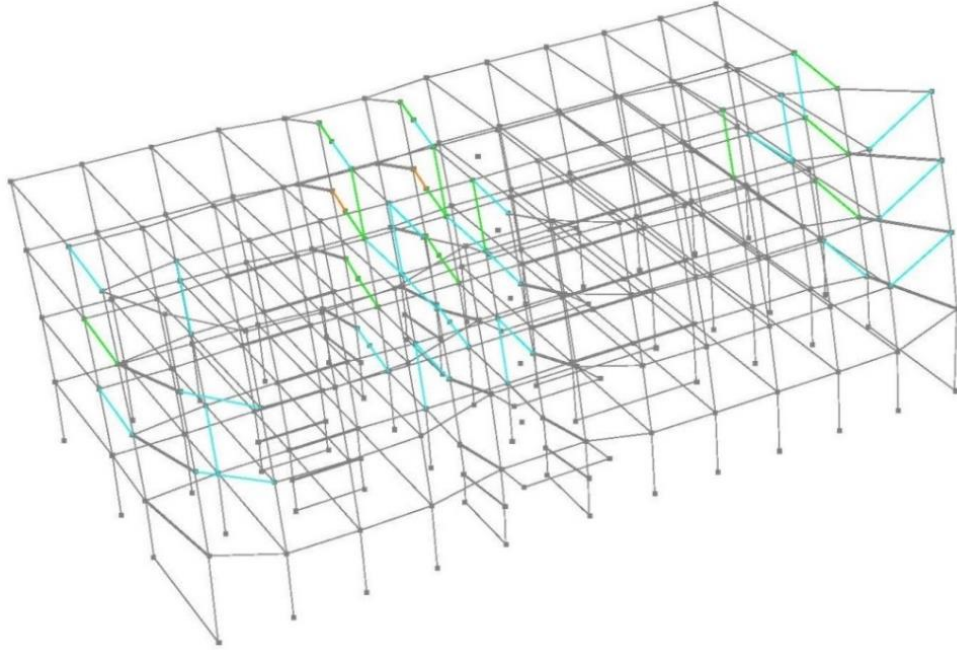
X Yönu İçin Performans Değerlendirmesi;

- Kolonlar ve perdeler için sonuçlar;
 - Yapıdaki kolonların ve perdelerin tümü aşılma olasılığı %10 olan deprem için minimum hasar bölgesindedir.
 - 1.kat,2.kat ve 3.kattaki kolonların tümü aşılma olasılığı %2 olan deprem için belirgin hasar bölgesindedir.
 - 4.kattaki kolonlardan sadece dört tanesi aşılma olasılığı %2 olan deprem için ileri hasar bölgesindedir. Ancak bu kolonların taşıdığı kesme kuvvetlerinin tüm kat kesme kuvveti istemine oranı 0.14'dur.Bu oran TDY 2007 7.7.3 gereğince verilen üst sınır 0.4' ten küçüktür.
 - Yapıdaki perdelerin tümü aşılma olasılığı %2 olan deprem için belirgin hasar bölgesindedir.
- Kirişler için sonuçlar;
 - 1. kattaki kirişlerin tümü aşılma olasılığı %10 olan deprem için minimum hasar bölgesindedir.
 - 2. kat, 3.kat ve 4. kattaki kirişlerin sadece dörter tanesi aşılma olasılığı %10 olan deprem için belirgin hasar bölgesindedir. Bu kirişlerin tüm kat kirişlerine oranı 0.09' dur. Bu oran TDY 2007 7.7.2 gereğince verilen üst sınır 0.1' ten küçüktür.
 - Yapıdaki kirişlerin tümü aşılma olasılığı %2 olan deprem için belirgin hasar bölgesindedir.
- Yapı analizi sonucunda perdelerin X yönü için 18440 kN olan toplam taban kesme kuvvetinin %91 ini karşıladığı görülmüştür.
- Sonuç olarak yapı X doğrultusunda aşılma olasılığı %10 olan deprem için Hemen Kullanım, aşılma olasılığı %2 olan deprem için ise Can Güvenliği performans seviyelerini sağlamaktadır.

5.6.6.1 Y Doğrultusu Analiz Sonucu Performans Değerlendirmesi

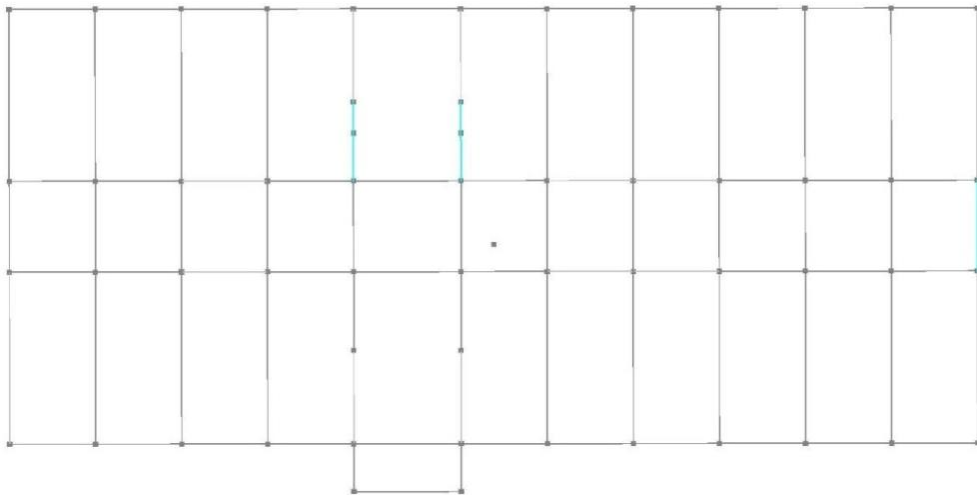
Hemen Kullanım Performans Seviyesi İçin Sonuçlar;

Bu bölümde, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için HK (Hemen Kullanım) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. Şekil 5.124’de Y yönü HK limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri aşan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

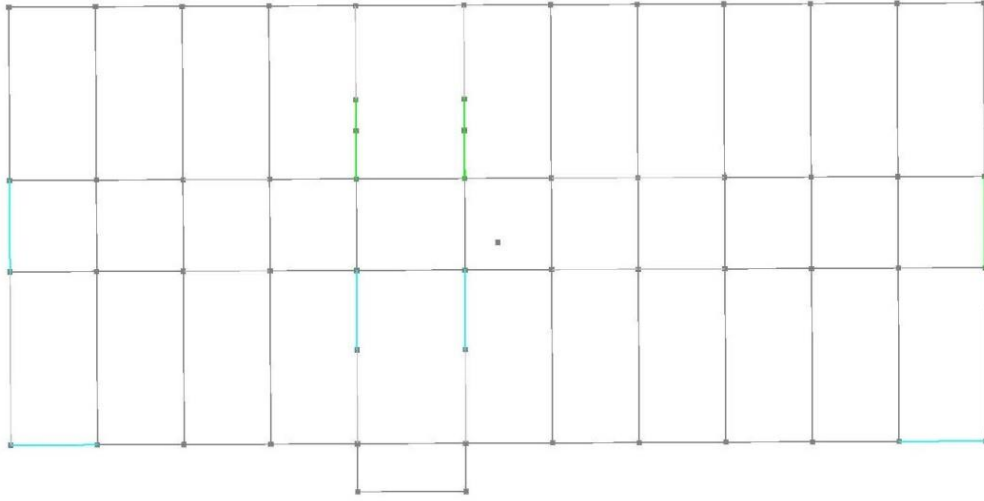


Şekil 5.124 : Y Yönü HK Limitleri için Eleman Çalışma Oranları Genel Görünüm.

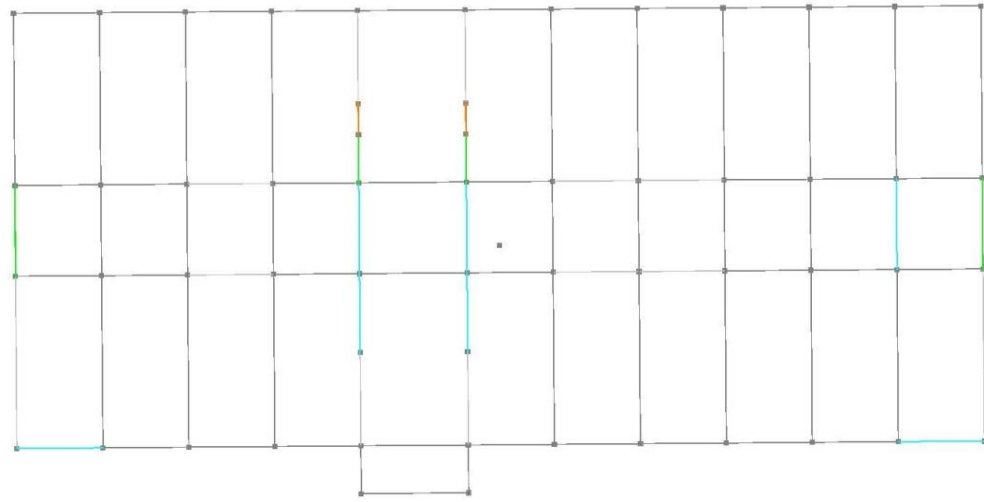
Hemen kullanım performans seviyesi için X yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak Şekil 5.125, Şekil 5.126, Şekil 5.127 ve Şekil 5.128’de gösterilmiştir.



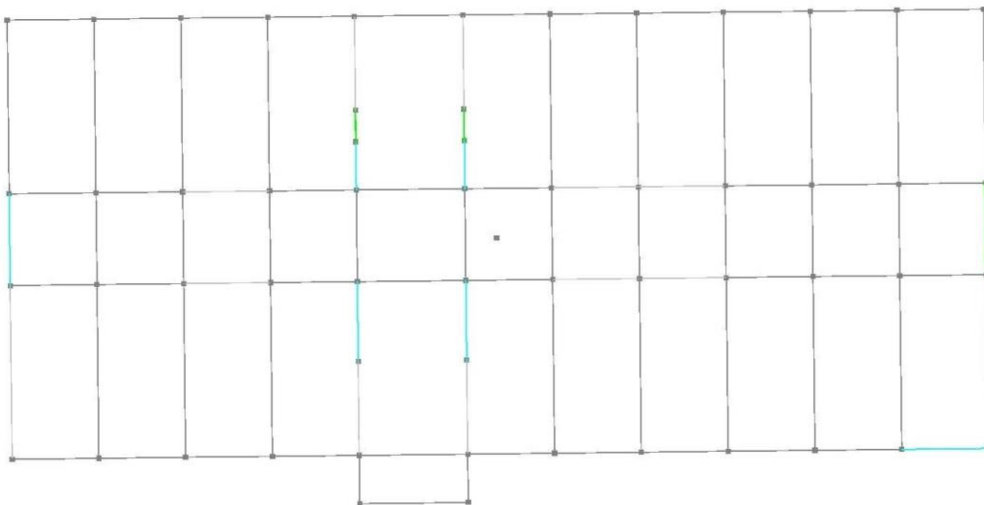
Şekil 5.125 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.126 : 2.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

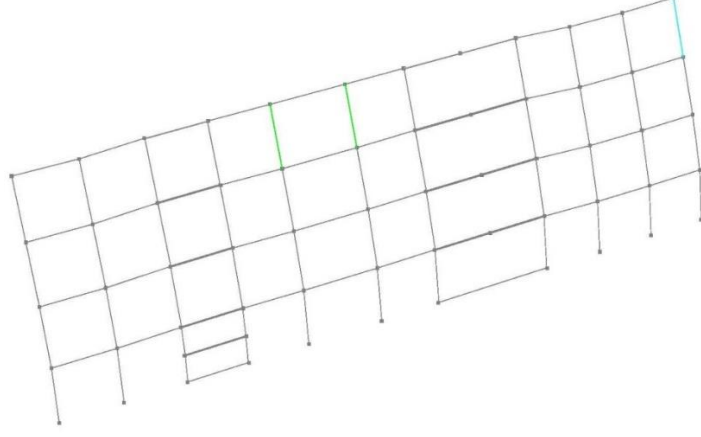


Şekil 5.127 : 3.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

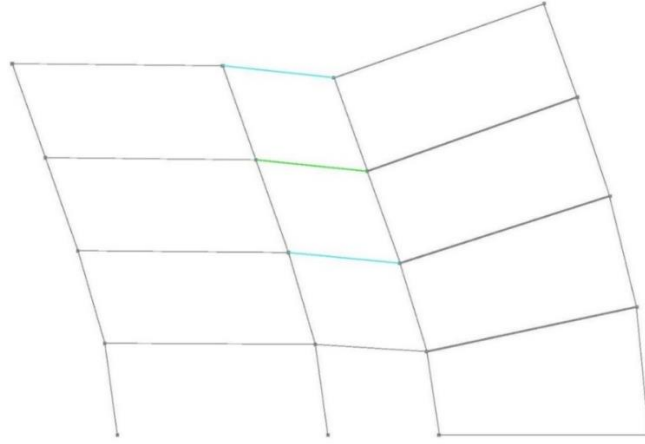


Şekil 5.128 : 1.Kat Kirişlerinin HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

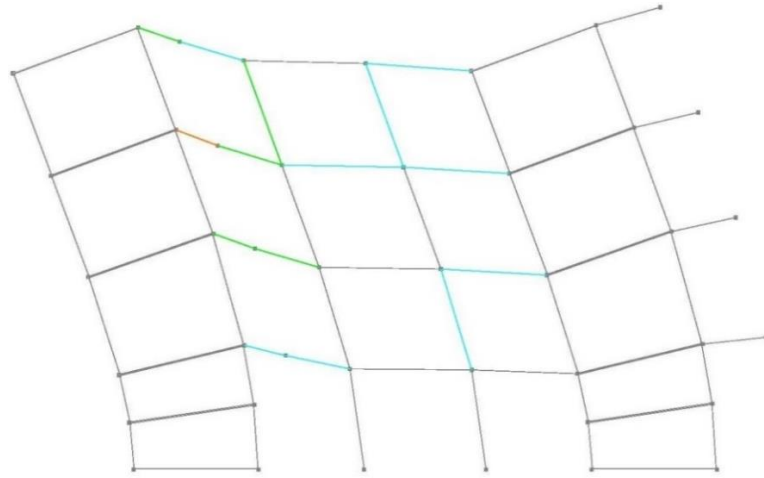
Y yönü kolon ve kiriş performans sonuçlarının beraber değerlendirilebilmesi için sırasıyla B, 1 ve 5 aksı analiz sonuçları Şekil 5.129, Şekil 5.130 ve Şekil 5.131’de örnek olarak gösterilmiştir.



Şekil 5.129 : B Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



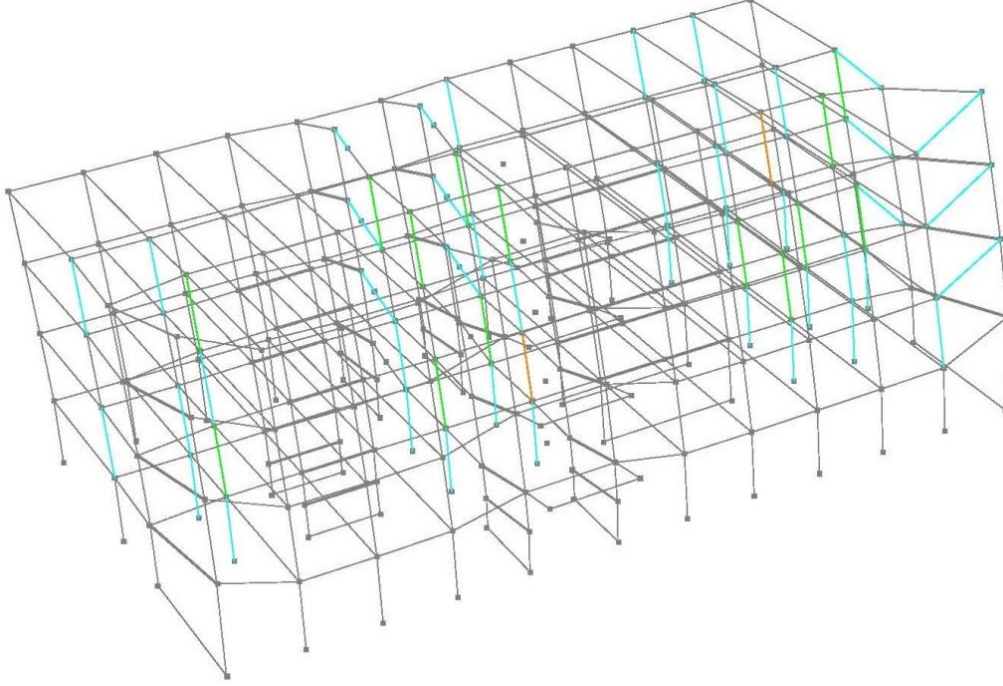
Şekil 5.130 : 1 Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.131 : 5 Aksı HK Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

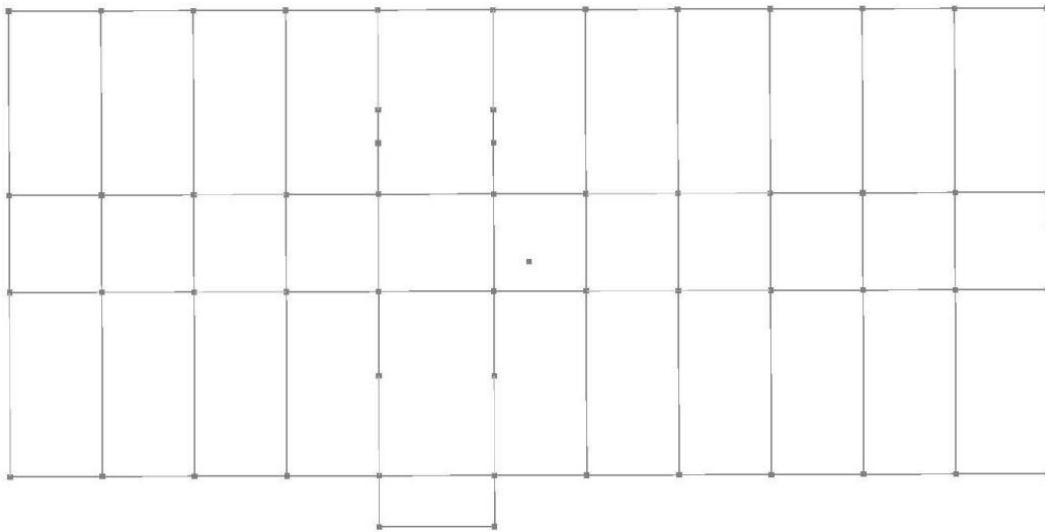
Can Güvenliği Performans Seviyesi İçin Sonuçlar;

Bu bölümde, 50 yılda aşıłma olasılığı %2 olan deprem için CG (Can Güvenliđi) performans seviyesi limitleri kontrol edilmiştir. şekil 5.132 de Y yönü CG limitleri için eleman çalışma oranları genel görünüm olarak sunulmuştur. Bu performans seviyesi için belirlenmiş limit değerleri ařan elemanlar kırmızı olarak görülecektir.

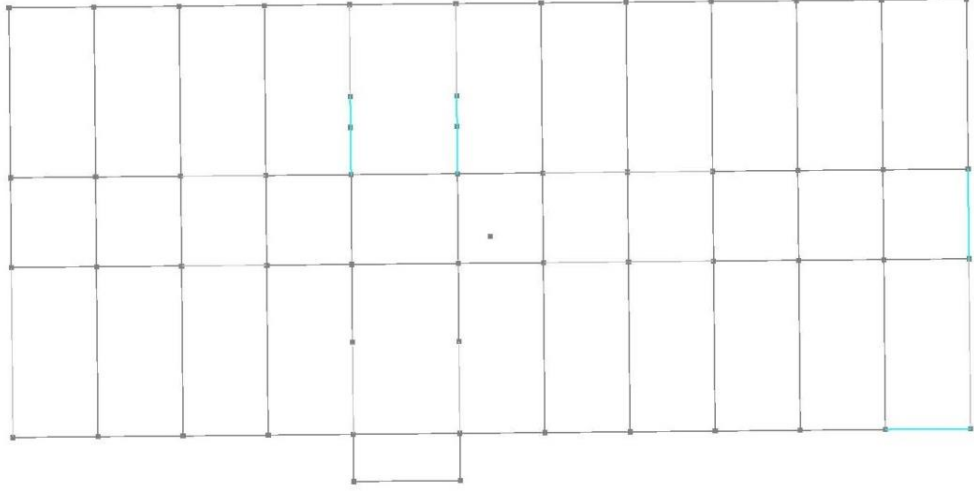


şekil 5.132 : Y Yönü CG Limitleri için Eleman alışma Oranları Genel Görünüm.

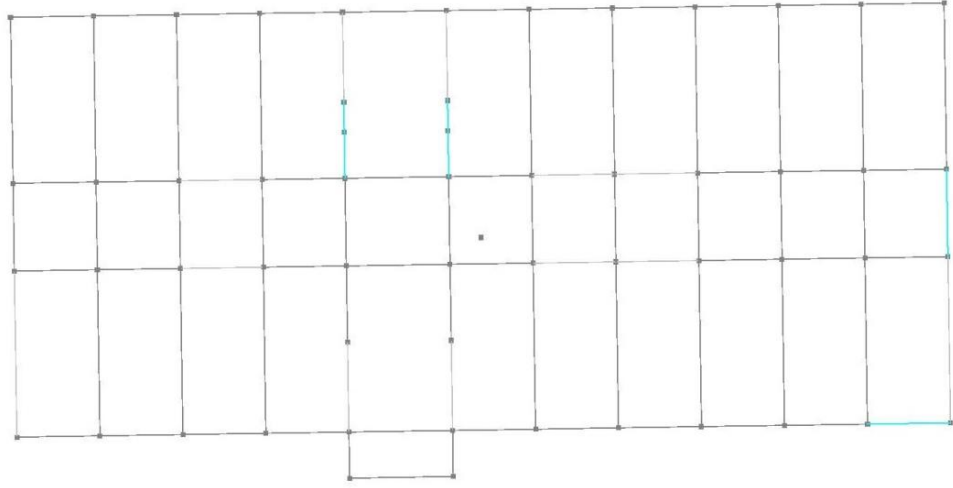
Hemen kullanım performans seviyesi için X yönü kiriş sonuçları kat bazında ayrıntılı olarak şekil 5.133, şekil 5.134, şekil 5.135 ve şekil 5.136’da gösterilmiştir.



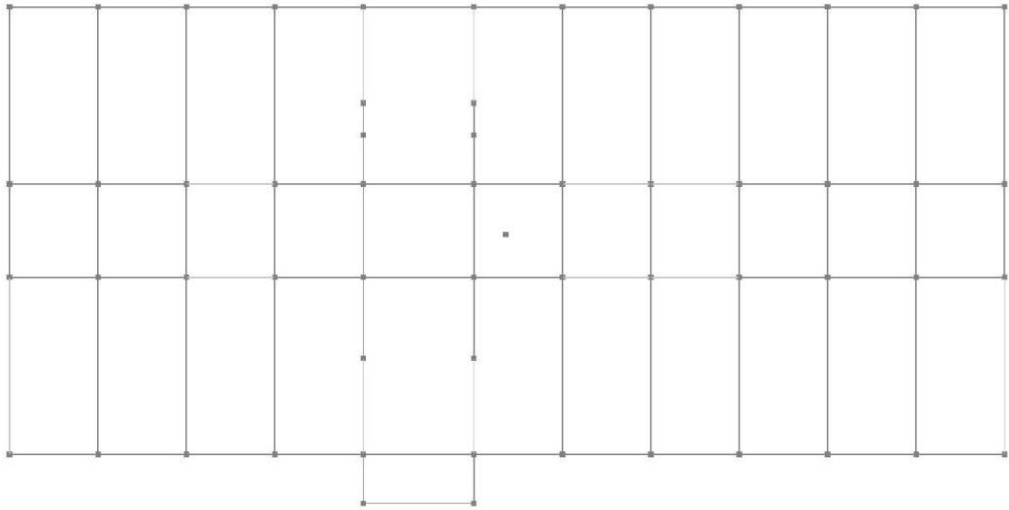
şekil 5.133 : 1.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin alışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.134 : 2.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



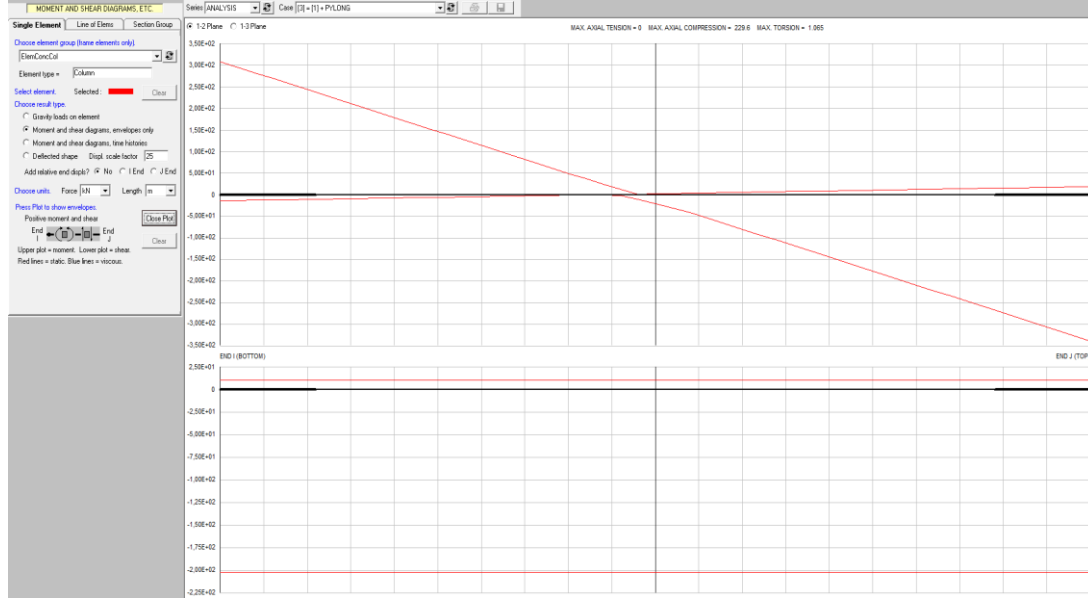
Şekil 5.135 : 3.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.



Şekil 5.136 : 4.Kat Kirişlerinin CG Limitleri İçin Çalışma Oranları Sonuçları.

5.6.7 Kirişte Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü

Güçlendirilmiş yapıda Y yönünde kirişte oluşan maksimum kesme kuvveti Şekil 5.137’de gösterilmiştir.



Şekil 5.137 : Kiriş Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum kesme kuvveti istemi:

$$V=210 \text{ kN}$$

Kesme kuvveti kapasitesi hesabında betonun ve çeliğin katkısı aşağıdaki hesaplara dikkate alınmıştır.

Betonun katkısı:

$$f_{ctm} = 0.35 * \sqrt{f_{cm}}$$

$$V_c = 0.8 * 0.65 * f_{ctm} * b_w * d = 0.8 * 0.65 * 0.35 * \sqrt{12} * 300 * 700 = 132.40 \text{ kN}$$

Enine donatının katkısı:8

Enine donatı 2φ8/10 cm

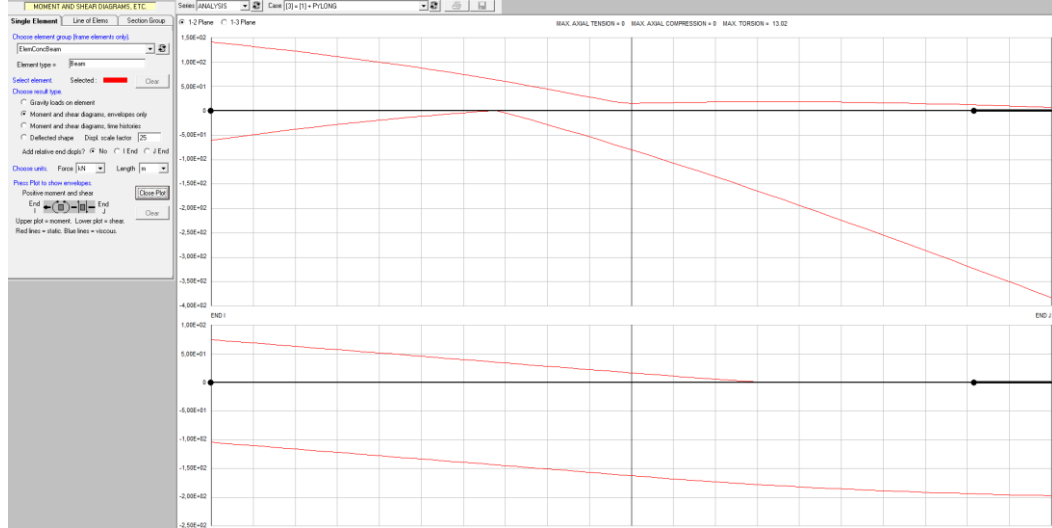
$$V_s = A_s * f_{ys} * \left(\frac{d}{s}\right) = 100 * 220 * \left(\frac{700 - 35}{100}\right) = 146.30 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_s = 132.40 + 146.30 = 278.70 \text{ kN} > 210 \text{ kN}$$

Kesit kesme kuvveti kapasitesi açısından yeterlidir.

5.6.8 Kolonda Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü

Güçlendirilmiş yapıda Y yönünde kolonda oluşan maksimum kesme kuvveti Şekil 5.138’de gösterilmiştir.



Şekil 5.138 : Kolon Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum kesme kuvveti istemi:

$$V=200 \text{ kN}$$

Betonun katkısı:

$$\gamma = 0.07$$

$$N = 900 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.8 * 0.65 * f_{ctm} * b_w * d \left(1 + \gamma \frac{N}{A_c} \right)$$

$$= 0.8 * 0.65 * 0.35 * \sqrt{12} * 300 * 600 * \left(1 + 0.07 \frac{900000}{180000} \right) = 153.20 \text{ kN}$$

Enine donatının katkısı:

Enine donatı 4φ8/10 cm

$$V_s = A_s f_{ys} \left(\frac{d}{s} \right) = 200 * 220 * \left(\frac{600 - 35}{100} \right) = 248.60 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_s = 153.20 + 248.60 = 401.80 \text{ kN} > 200 \text{ kN}$$

Kesit kesme kuvveti kapasitesi açısından yeterlidir.

5.6.9 Perdede Kesme Kuvveti Kapasite Kontrolü

Perde kesitlerinin kesme dayanımı V_r , TDY2007 Denk.(3.17) ile hesaplanacaktır.

$$V_r = A_{ch} (0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywd})$$

V_e tasarım kesme kuvveti aşağıdaki koşulları sağlayacaktır:

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0.22 A_{ch} f_{cd}$$

30x720 1 /C-D Aksı Perdesi;

Güçlendirilmiş yapıda Y yönünde 30x720 tipindeki perdede oluşan maksimum kesme kuvveti Şekil 5.139'da gösterilmiştir.



Şekil 5.139 : 30x720 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum perde kesme kuvveti $V_e = 6500$ kN

Perde Boyutu: 30 x 720 cm

Seçilen perde yatay donatısı $\phi 14/15$ cm,

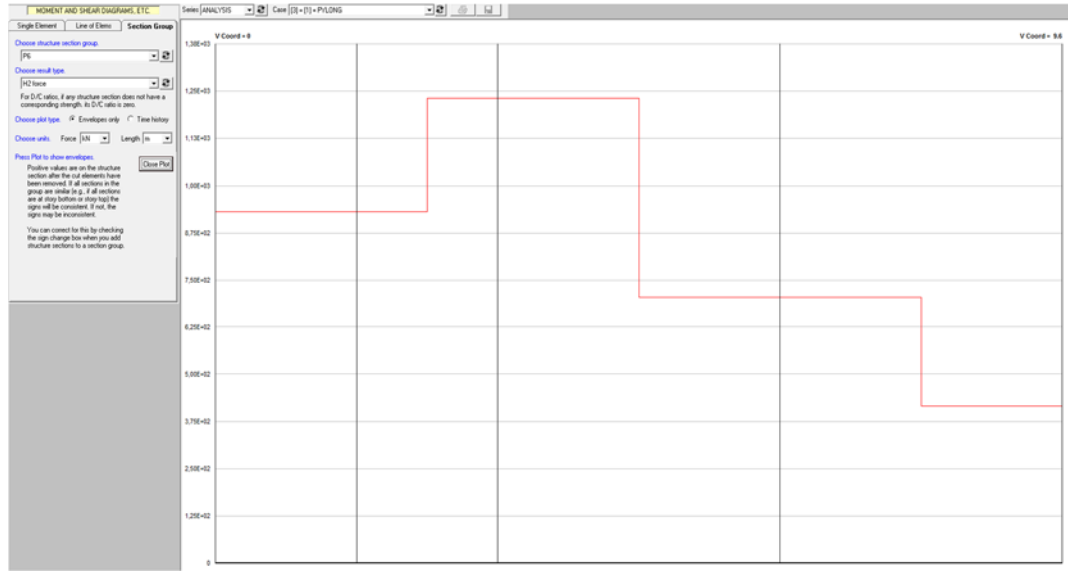
$$V_e = 6500 \text{ kN} \leq V_r = 7189 \text{ kN}$$

$$V_e = 6500 \text{ kN} \leq 0.22 * A_{ch} * f_{cd} = 9504 \text{ kN}$$

30x720 perdesi kesme güvenliği sağlanmıştır.

30x390 5 /C-D aksı perdesi;

Güçlendirilmiş yapıda Y yönünde 30x390 tipindeki perdelerde oluşan maksimum kesme kuvvetleri Şekil 5.140 ve Şekil 5.141'de gösterilmiştir.



Şekil 5.140 : 30x390 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum perde kesme kuvveti $V_e = 1250 \text{ kN}$

Perde Boyutu: 30 x 390 cm

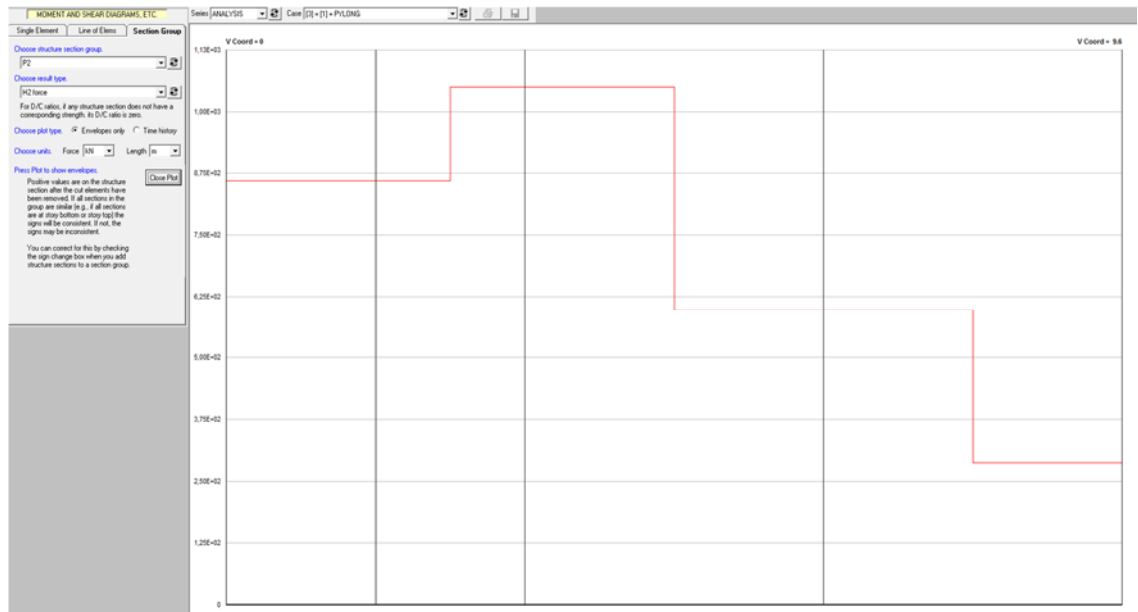
Seçilen perde yatay donatısı $\phi 12/15 \text{ cm}$,

$$V_e = 1250 \text{ kN} \leq V_r = 3120 \text{ kN}$$

$$V_e = 1250 \text{ kN} \leq 0.22 * A_{ch} * f_{cd} = 5148 \text{ kN}$$

30x390 perdesi kesme güvenliği sağlanmıştır.

30x390 5 /A-B Aksı Perdesi:



Şekil 5.141 : 30x390 Perdesi Maksimum Kesme Kuvveti Grafiği

Maksimum perde kesme kuvveti $V_e = 1130$ kN

Perde Boyutu: 30 x390 cm

Mevcut perde yatay donatısı $\phi 10/20$ cm,

$$V_e = 1130 \text{ kN} \leq V_r = 1200 \text{ kN}$$

$$V_e = 1130 \text{ kN} \leq 0.22 * A_{ch} * f_{cd} = 2060 \text{ kN}$$

30x390 perdesi kesme güvenliği sağlanmıştır.

Y Yönü İçin Performans Değerlendirmesi;

- Kolonlar ve perdeler için sonuçlar;
 - Yapıdaki kolonların ve perdelerin tümü aşılma olasılığı %10 olan deprem için minimum hasar bölgesindedir.
 - Yapıdaki kolonların ve perdelerin tümü aşılma olasılığı %2 olan deprem için belirgin hasar bölgesindedir.
- Kirişler için sonuçlar;
 - Yapıdaki kirişlerin tümü aşılma olasılığı %10 olan deprem için minimum hasar bölgesindedir.
 - Yapıdaki kirişlerin tümü aşılma olasılığı %2 olan deprem için belirgin hasar bölgesindedir.
- Yapı analizi sonucunda perdelerin Y yönü için 18420 kN olan toplam taban kesme kuvvetinin %89 unu karşıladığı görülmüştür.
- Sonuç olarak yapı Y doğrultusunda aşılma olasılığı %10 olan deprem için Hemen Kullanım, aşılma olasılığı %2 olan deprem için ise Can Güvenliği performans seviyelerini sağlamaktadır.

6. MEVCUT YAPININ VE TEMEL BAĞLANTISI RİJİT KABUL EDİLEN GÜÇLENDİRİLMİŞ YAPININ KIRILGANLIK EĞRİLERİNİN OLUŞTURULMASI

6.1 Giriş

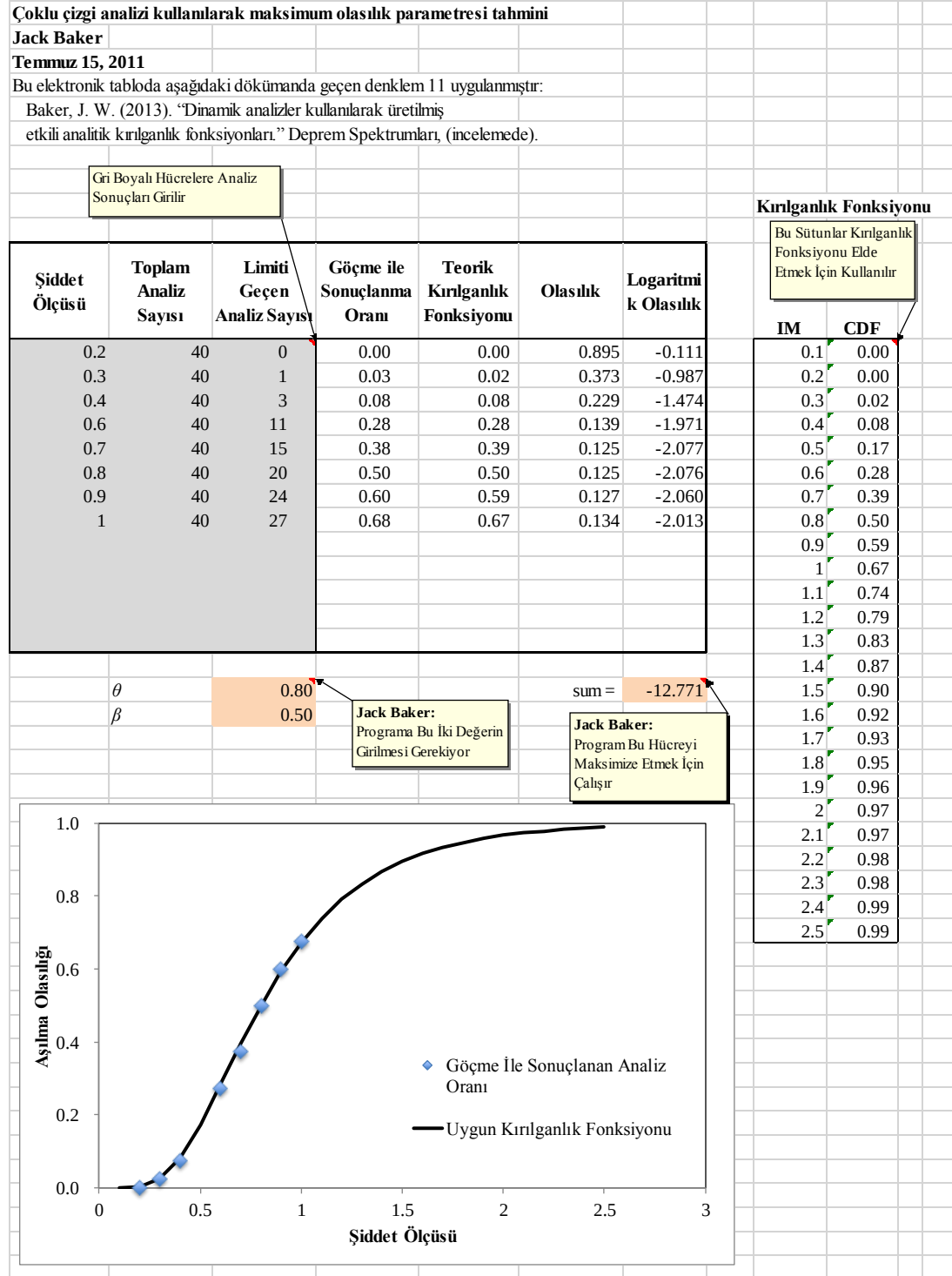
Bu bölümün amacı, güçlendirme ihtiyacı bulunan mevcut yapı ile TDY2007 Bölüm 7'ye göre istenilen performans seviyesi sağlanmış olan yapının kırılkanlık eğrilerini oluşturarak her bir hasar seviyesi için bu eğrileri karşılaştırmaktır. Bu çalışmada hasar olasılık eğrileri analitik yöntemle elde edilmiştir. Eğrilerin elde edilmesi için gerekli olan parametreler 'Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi' kullanılarak yapılan analizler ile oluşturulmuştur. Analizler için FEMA-695'te önerilen deprem kayıtları esas alınmıştır. Kırılkanlık eğrileri oluşturulurken deprem şiddet ölçüsü olarak maksimum zemin ivmesi (PGA) esas alınmıştır. Bu sınıflandırma seçilen deprem kayıtlarındaki maksimum ivme değerlerinin 0.2g ile 1.4g aralığındaki değerlere eşitlenecek şekilde lineer ölçeklendirilmesi ile oluşturulmuştur. Seçilen 22 adet deprem kaydının iki bileşeni yer değiştirilerek analiz edildiğinde 44 deprem, bu kayıtlar 11 farklı çarpan katsayısı ile çoğaltıldığında ise toplamda 484 adet farklı deprem kaydı elde edilmiştir. Hasar durumlarının sınıflandırılmasında görelî kat öteleme oranları kullanılmıştır. Bu hasar durumlarını sınıflandırabilmek için Hazus (1997) çalışmasında Çizelge 6.1'de görülen maksimum görelî kat ötelemesi eşik değerleri kullanılmıştır.

Çizelge 6.1 : Hasar Durumları İçin Görelî Kat Ötelemesi Eşik Değerleri

Görelî Kat Öteleme Oranı (%)			
Minimum Hasar	Orta Hasar	Belirgin Hasar	Göçme
0.465	0.845	1.372	1.955

Mevcut yapıda maksimum görelî kat ötelemesi değerinin, iki yön için de en alt katta, güçlendirilmiş yapıda ise en üst katta olduğu gözlenmiş ve bu değerler esas alınarak kırılkanlık eğrileri oluşturulmuştur. Kırılkanlık eğrilerinin oluşturulabilmesi için Jack

W. Baker'ın 4.Bölümde anlatılmış olan çoklu analiz tipi yöntemine göre hazırlanmış olduğu Şekil 6.1' de görülen excel programı kullanılmıştır. Baker bu programda kırılma eğrilerini oluşturabilmek için normal dağılım fonksiyonu olan birikimli dağılım fonksiyonlarını kullanmıştır.



Şekil 6.1 : Çoklu Analizler Yöntemi İçin Kullanılan Excel Programı.

Bu excel tablosunda ‘Şiddet Ölçüsü’ olarak görülen sütunda deprem şiddeti olarak yerçekimi cinsinden maksimum yer ivmesi değerleri bulunacaktır. “Toplam Analiz Sayısı” yazan bölgeye her bir deprem şiddeti için yapılan toplam analiz sayısı girilecektir. “Limiti Geçen Analiz Sayısı” yazan sütuna yapılan analizleri içerisinde incelenen hasar durumu için Çizelge 6.1’de verilen eşik değerini geçen analiz sayısı yazılacaktır. Hasar ile sonuçlanan analiz oranlarını belirten mavi noktaları temsil eden bir eğri oluşturabilmek için kırılgenlik fonksiyonu tanımlanmıştır. Bu fonksiyonun içerisindeki “ θ ” ve “ β ” değerleri değiştirilerek en uygun eğri oluşturulacaktır. Buradaki “ θ ” birikimli dağılım fonksiyonunun medyan değerini, “ β ” ise bu fonksiyonun standart sapma değerini ifade etmektedir. Şekil 6.1 bu prensip ile oluşturulmuş örnek bir tanımlamayı içermektedir.

6.2 Seçilen Deprem Kayıtları ve Özellikleri

Bu başlık altında zaman tanım alanında dinamik analizler için kullanılmış olan deprem kayıtları tanıtılmıştır. Depremlerin isimleri ve kayıt edildikleri istasyonlar için Çizelge 6.2, kayıt edilen depremlerin bileşenleri ve büyüklüklerini anlatabilecek karakteristik özellikleri Çizelge 6.3, kayıt alınan bölgenin depremin gerçekleştiği bölgeye uzaklığı ile ilgili bilgiler Çizelge 6.4 içerisinde sunulmuştur. Şekil 6.2 ile Şekil 6.4’de bu 22 adet deprem kaydının iki bileşeninin zamana bağlı spektral ivme grafikleri, TDY2007’de tanımlanmış olan tasarım ve maksimum deprem spektrumları ile birlikte sunulmuştur. Deprem kayıtlarını tasarım depremi ve maksimum deprem ile daha iyi karşılaştırmak için Şekil 6.3 ile Şekil 6.5’de bu deprem kayıtlarının iki bileşeni için bir ortalama grafiği çizilerek sunulmuştur. Sunulan bilgilerden de görüleceği üzere seçilen deprem kayıtlarının birinci bileşeninin ortalaması tasarım depremine oldukça yakındır. Depremin ikinci bileşenleri birinci bileşenlerine göre daha zayıf bir ortalama sahiptir fakat analizlerde bu kayıtlar maksimum yer ivme değerleri cinsinden sınıflandırılarak ölçeklendirildiği için bunun bir önemi yoktur. Çizelge 6.2 den görüldüğü üzere FEMA-695’de bulunan depremler arasında ülkemizde yaşadığımız büyük ve sonuçları oldukça üzücü depremlerden 3 tanesi bulunmaktadır. Çizelge 6.3’de ‘Düzce Depremi’nin maksimum yer ivmesi değeri bakımından seçilen kayıtlar arasında maksimum değeri taşıdığı göze çarpmaktadır.

Çizelge 6.2 : Deprem Kayıt Tarihleri ve Yerleri

No.	Deprem			Kayıt İstasyonu	
	M	Yıl	İsim	İsim	Kayıt Sahibi
1	6.7	1994	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	USC
2	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC	USC
3	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu	ERD
4	7.1	1999	Hector Mine	Hector	SCSN
5	6.5	1979	Imperial Valley	Delta	UNAMUCSD
6	6.5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11	USGS
7	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi	CUE
8	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka	CUE
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce	ERD
10	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik	KOERI
11	7.3	1992	Landers	Yermo Fire Station	CDMG
12	7.3	1992	Landers	Coolwater	SCE
13	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola	CDMG
14	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3	CDMG
15	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar	BHRC
16	6.5	1987	Superstition Hills	El Centro Imp. Co.	CDMG
17	6.5	1987	Superstition Hills	Poe Road (temp)	USGS
18	7.0	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	CDMG
19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101	CWB
20	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045	CWB
21	6.6	1971	San Fernando	LA - Hollywood Stor	CDMG
22	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo	--

Çizelge 6.3 : Deprem Kayıtları ve Karakteristik Değerleri

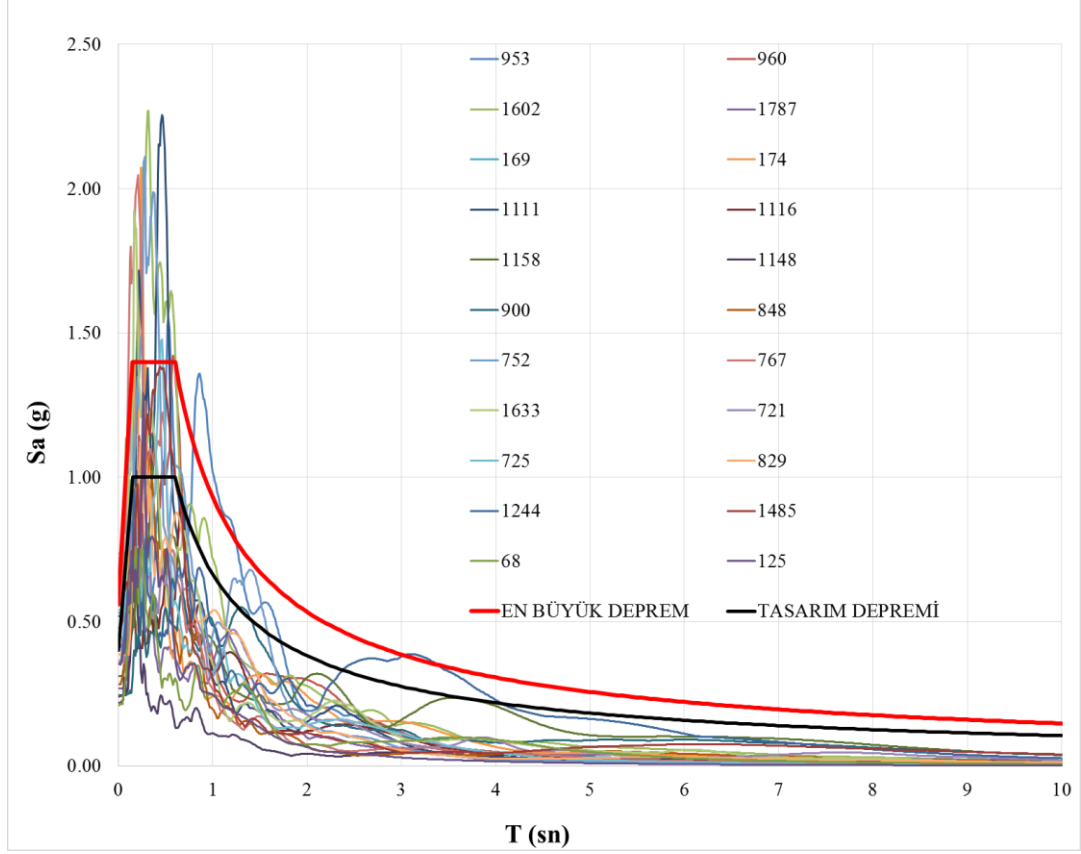
No.	PEER-NGA Kayıt Bilgileri				Kayıt Hareketleri	
	Kayıt Sıra No.	En Düşük Frekans (Hz.)	Kayıt İsmi – Yatay Kayıtlar		PGA _{max} (g)	PGV _{max} (cm/s.)
			Bileşen 1	Bileşen 2		
1	953	0.25	NORTHR/MUL009	NORTHR/MUL279	0.52	63
2	960	0.13	NORTHR/LOS000	NORTHR/LOS270	0.48	45
3	1602	0.06	DUZCE/BOL000	DUZCE/BOL090	0.82	62
4	1787	0.04	HECTOR/HEC000	HECTOR/HEC090	0.34	42
5	169	0.06	IMPVALL/H-DLT262	IMPVALL/H-DLT352	0.35	33
6	174	0.25	IMPVALL/H-E11140	IMPVALL/H-E11230	0.38	42
7	1111	0.13	KOBE/NIS000	KOBE/NIS090	0.51	37
8	1116	0.13	KOBE/SHI000	KOBE/SHI090	0.24	38
9	1158	0.24	KOCAELI/DZC180	KOCAELI/DZC270	0.36	59
10	1148	0.09	KOCAELI/ARC000	KOCAELI/ARC090	0.22	40
11	900	0.07	LANDERS/YER270	LANDERS/YER360	0.24	52
12	848	0.13	LANDERS/CLW-LN	LANDERS/CLW-TR	0.42	42
13	752	0.13	LOMAP/CAP000	LOMAP/CAP090	0.53	35
14	767	0.13	LOMAP/G03000	LOMAP/G03090	0.56	45
15	1633	0.13	MANJIL/ABBAR--L	MANJIL/ABBAR--T	0.51	54
16	721	0.13	SUPERST/B-ICC000	SUPERST/B-ICC090	0.36	46
17	725	0.25	SUPERST/B-POE270	SUPERST/B-POE360	0.45	36
18	829	0.07	CAPEMEND/RIO270	CAPEMEND/RIO360	0.55	44
19	1244	0.05	CHICHI/CHY101-E	CHICHI/CHY101-N	0.44	115
20	1485	0.05	CHICHI/TCU045-E	CHICHI/TCU045-N	0.51	39
21	68	0.25	SFERN/PEL090	SFERN/PEL180	0.21	19
22	125	0.13	FRIULI/A-TMZ000	FRIULI/A-TMZ270	0.35	31

medyan	0.43	42.3
ortalama	0.43	46.3
minimum	0.21	19.0
maksimum	0.82	115.1

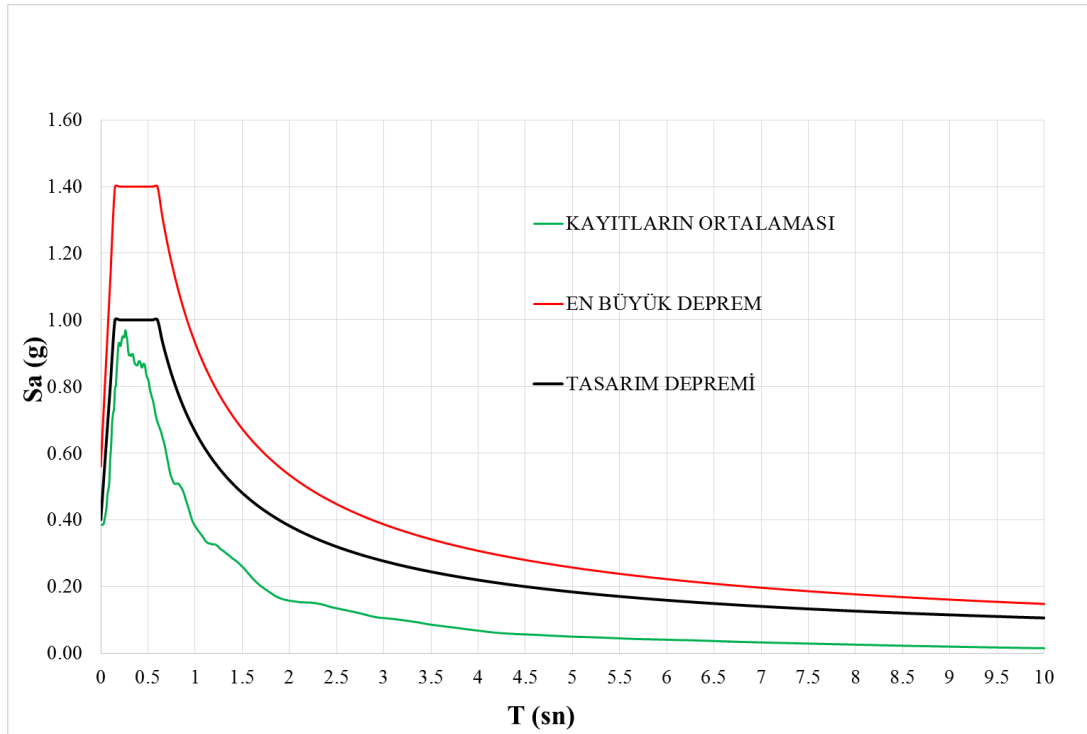
Çizelge 6.4 : Deprem Sınıflaması ve Kayıt Kaynak Uzaklıkları

No.	Bölge Verileri		Kaynak (Fay Tipi)	Bölge-Kaynak Uzaklığı (km)			
	NEHRP Sınıfı	Vs_30 (m/sec)		Episantr	Hiposant r	Campbel l	Joyner- Boore
1	D	356	Thrust	13.3	17.2	17.2	9.4
2	D	309	Thrust	26.5	12.4	12.4	11.4
3	D	326	Strike-slip	41.3	12	12.4	12
4	C	685	Strike-slip	26.5	11.7	12	10.4
5	D	275	Strike-slip	33.7	22	22.5	22
6	D	196	Strike-slip	29.4	12.5	13.5	12.5
7	C	609	Strike-slip	8.7	7.1	25.2	7.1
8	D	256	Strike-slip	46	19.2	28.5	19.1
9	D	276	Strike-slip	98.2	15.4	15.4	13.6
10	C	523	Strike-slip	53.7	13.5	13.5	10.6
11	D	354	Strike-slip	86	23.6	23.8	23.6
12	D	271	Strike-slip	82.1	19.7	20	19.7
13	D	289	Strike-slip	9.8	15.2	35.5	8.7
14	D	350	Strike-slip	31.4	12.8	12.8	12.2
15	C	724	Strike-slip	40.4	12.6	13	12.6
16	D	192	Strike-slip	35.8	18.2	18.5	18.2
17	D	208	Strike-slip	11.2	11.2	11.7	11.2
18	D	312	Thrust	22.7	14.3	14.3	7.9
19	D	259	Thrust	32	10	15.5	10
20	C	705	Thrust	77.5	26	26.8	26
21	D	316	Thrust	39.5	22.8	25.9	22.8
22	C	425	Thrust	20.2	15.8	15.8	15

Deprem Kayıtlarının Birinci Bileşeni :

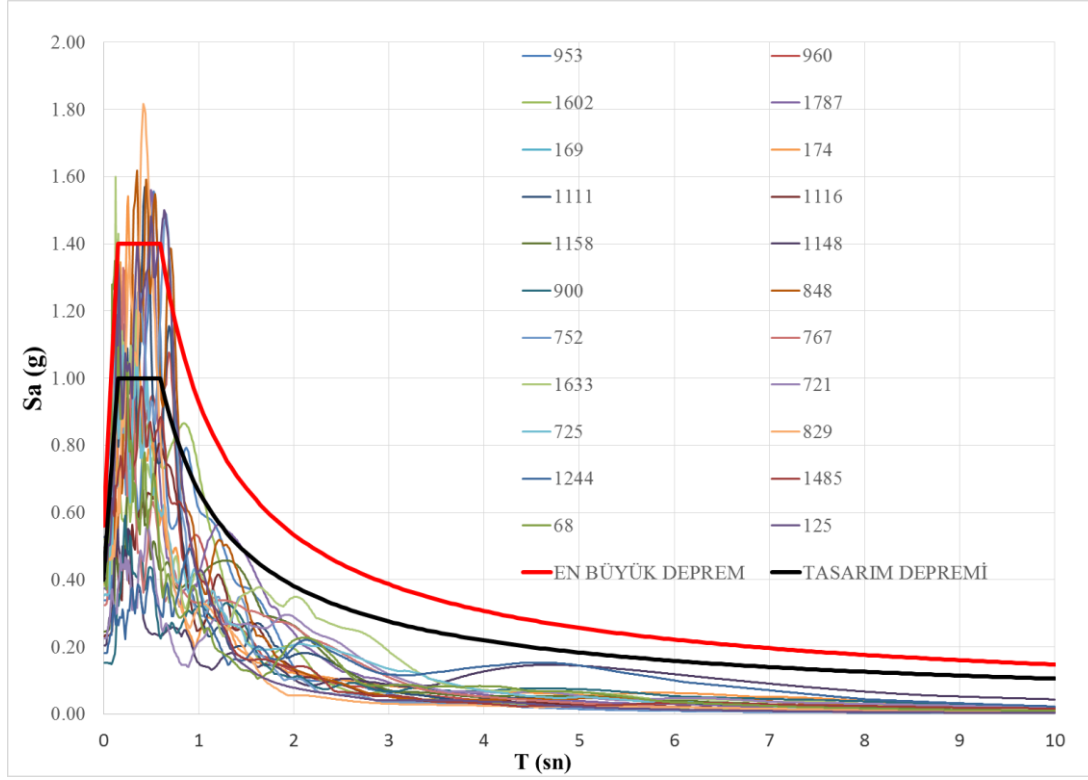


Şekil 6.2 : Hedef Spektrumları ve Deprem Kayıtlarının Spektral ivme-Zaman Grafiği.

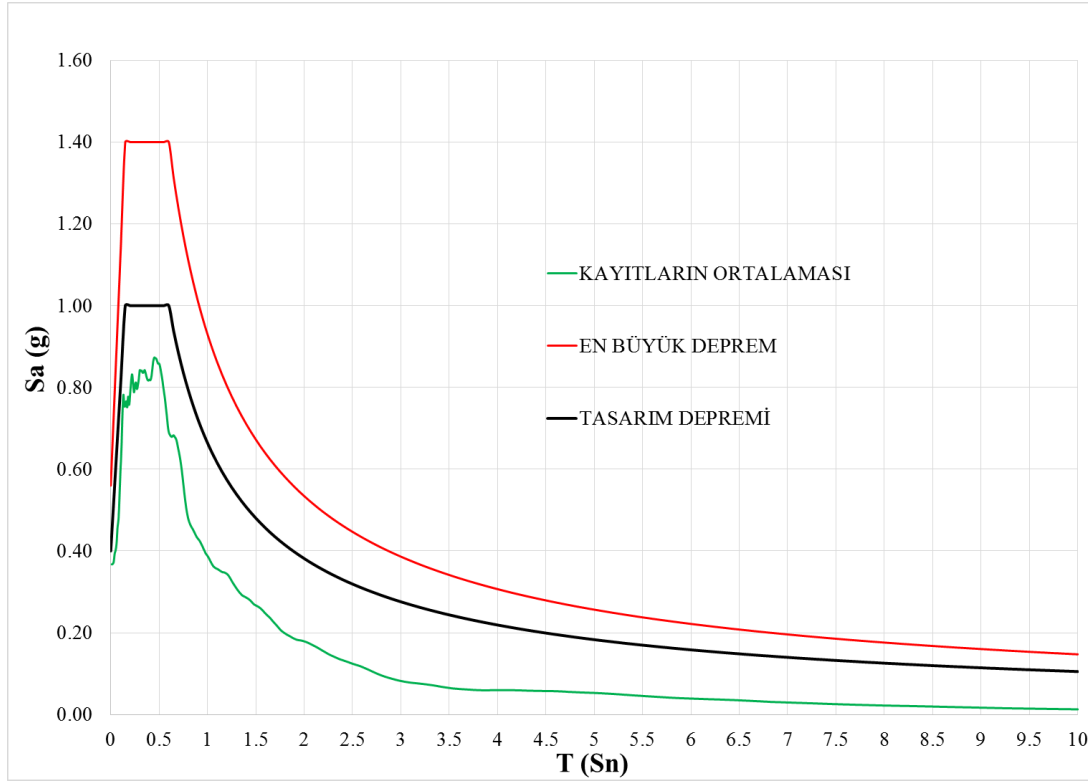


Şekil 6.3 : Hedef Spektrumların ve Deprem Kayıtlarının Ortalamasının Spektral ivme-Zaman Grafiği.

Deprem Kayıtlarının İkinci Bileşeni :



Şekil 6.4 : Hedef Spektrumların ve Deprem Kayıtlarının Spektrel ivme-Zaman Grafiği.



Şekil 6.5 : Hedef Spektrumların ve Deprem Kayıtlarının Ortalamasının Spektrel ivme-Zaman Grafiği.

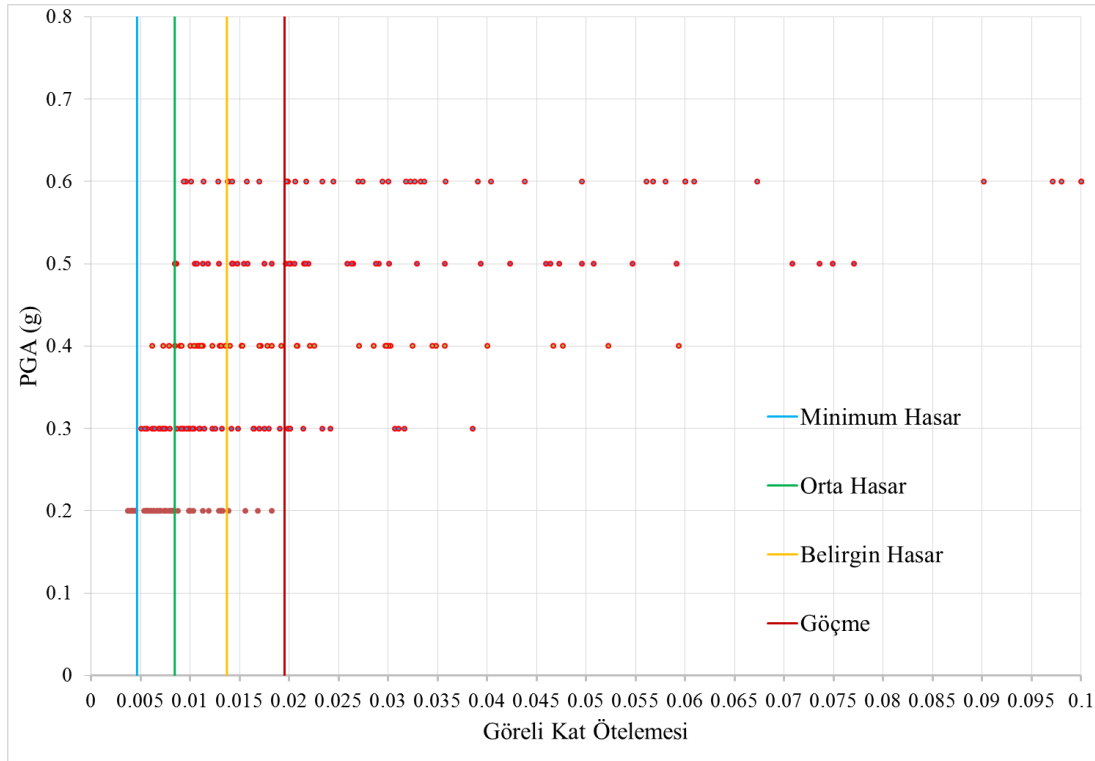
6.3 Mevcut Yapı Analiz Sonuçları ve Kırılabilirlik Eğrileri

6.3.1 Analizler Sonucunda Oluşan Maksimum Görelî Kat Ötelemesi Değerleri

X yazan analizler depremin birinci bileşeninin yapı planında X yönüne uygulanması, Y yazan analizler birinci bileşeninin Y yönüne uygulanması ile elde edilmiştir. Bu analizler sonucunda bulunan maksimum görelî kat ötelemesi değerleri Çizelge 6.5’te sunulmuştur. Hasar dağılımları noktasal olarak Şekil 6.6’da sunulmuştur.

Çizelge 6.5 : Mevcut Yapıda Oluşan Maksimum Görelî Kat Ötelemeleri

DEPREM	DRIFT 0.2g	DRIFT 0.3g	DRIFT 0.4g	DRIFT 0.5g	DRIFT 0.6g
953-X	0.0156	0.0242	0.0349	0.0464	0.0568
953-Y	0.0139	0.0234	0.0325	0.0394	0.0438
960-X	0.0099	0.0142	0.0221	0.0290	0.0294
960-Y	0.0074	0.0114	0.0136	0.0154	0.0198
1602-X	0.0060	0.0099	0.0152	0.0197	0.0244
1602-Y	0.0084	0.0165	0.0192	0.0202	0.0206
1787-X	0.0068	0.0164	0.0183	0.0259	0.0323
1787-Y	0.0076	0.0215	0.0285	0.0329	0.0391
169-X	0.0081	0.0110	0.0140	0.0220	0.0404
169-Y	0.0083	0.0170	0.0303	0.0460	0.0580
174-X	0.0058	0.0087	0.0171	0.0264	0.0358
174-Y	0.0056	0.0098	0.0153	0.0175	0.0198
1111-X	0.0056	0.0068	0.0079	0.0086	0.0096
1111-Y	0.0045	0.0057	0.0090	0.0105	0.0101
1116-X	0.0119	0.0201	0.0358	0.0508	0.0673
1116-Y	0.0080	0.0122	0.0170	0.0206	0.0274
1158-X	0.0070	0.0176	0.0300	0.0423	0.0561
1158-Y	0.0129	0.0307	0.0477	0.0591	0.0609
1148-X	0.0041	0.0051	0.0062	0.0085	0.0114
1148-Y	0.0103	0.0148	0.0225	0.0547	0.0902
900-X	0.0131	0.0385	0.0593	0.0736	0.0980
900-Y	0.0168	0.0317	0.0523	0.0770	0.1000
848-X	0.0060	0.0094	0.0153	0.0200	0.0233
848-Y	0.0079	0.0126	0.0209	0.0264	0.0270
752-X	0.0057	0.0104	0.0130	0.0215	0.0300
752-Y	0.0054	0.0069	0.0091	0.0113	0.0139
767-X	0.0042	0.0054	0.0073	0.0085	0.0094
767-Y	0.0088	0.0199	0.0345	0.0473	0.0600
1633-X	0.0066	0.0091	0.0113	0.0143	0.0170
1633-Y	0.0082	0.0132	0.0178	0.0216	0.0318
721-X	0.0133	0.0201	0.0297	0.0301	0.0333
721-Y	0.0037	0.0062	0.0400	0.0496	0.0600
725-X	0.0037	0.0072	0.0100	0.0118	0.0129
725-Y	0.0063	0.0079	0.0122	0.0183	0.0327
829-X	0.0100	0.0190	0.0271	0.0288	0.0337
829-Y	0.0040	0.0075	0.0107	0.0142	0.0199
1244-X	0.0113	0.0180	0.0298	0.0708	0.0972
1244-Y	0.0183	0.0311	0.0467	0.0749	0.1000
1485-X	0.0044	0.0064	0.0085	0.0107	0.0138
1485-Y	0.0075	0.0103	0.0104	0.0129	0.0143
68-X	0.0070	0.0109	0.0208	0.0357	0.0496
68-Y	0.0042	0.0091	0.0109	0.0158	0.0217
125-X	0.0055	0.0074	0.0111	0.0148	0.0197
125-Y	0.0063	0.0097	0.0131	0.0143	0.0157



Şekil 6.6 : Deprem Büyüklüklerine Göre Mevcut Yapıda Oluşan Maksimum Görelî Kat Öteleme Değerleri.

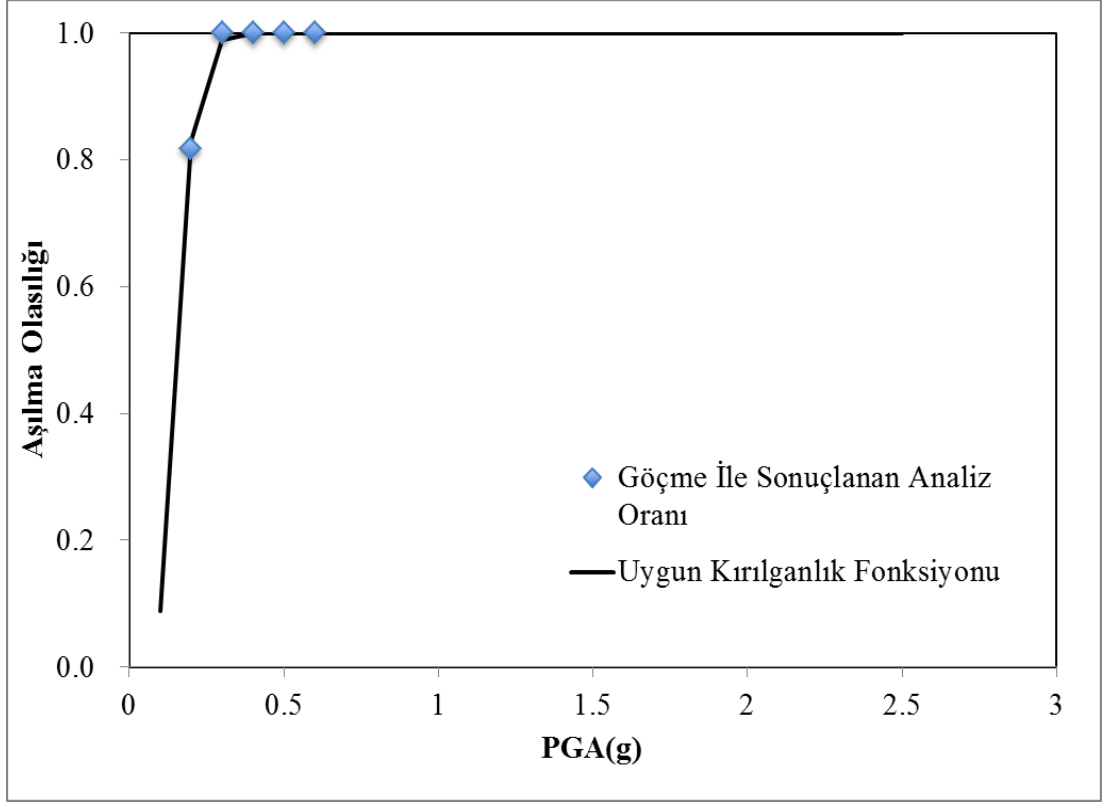
6.3.2 Hasar Sınıflarına Göre Oluşturulmuş Kırılgenlik Eğrileri

6.3.2.1 Minimum Hasar Kırılgenlik Eğrisi

Minimum hasar sınıfı limit drift değeri 0.465%'dir. Şekil 6.7'de kırılgenlik eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 6.8'de ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılgenlik eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılgenlik Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	36	0.82	0.83	0.150	-1.895
0.3	44	44	1.00	0.99	0.630	-0.461
0.4	44	44	1.00	1.00	0.977	-0.024
0.5	44	44	1.00	1.00	0.999	-0.001
0.6	44	44	1.00	1.00	1.000	0.000
θ		0.15	Toplam=			-2.382
β		0.30				

Şekil 6.7 : MH Kırılgenlik Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



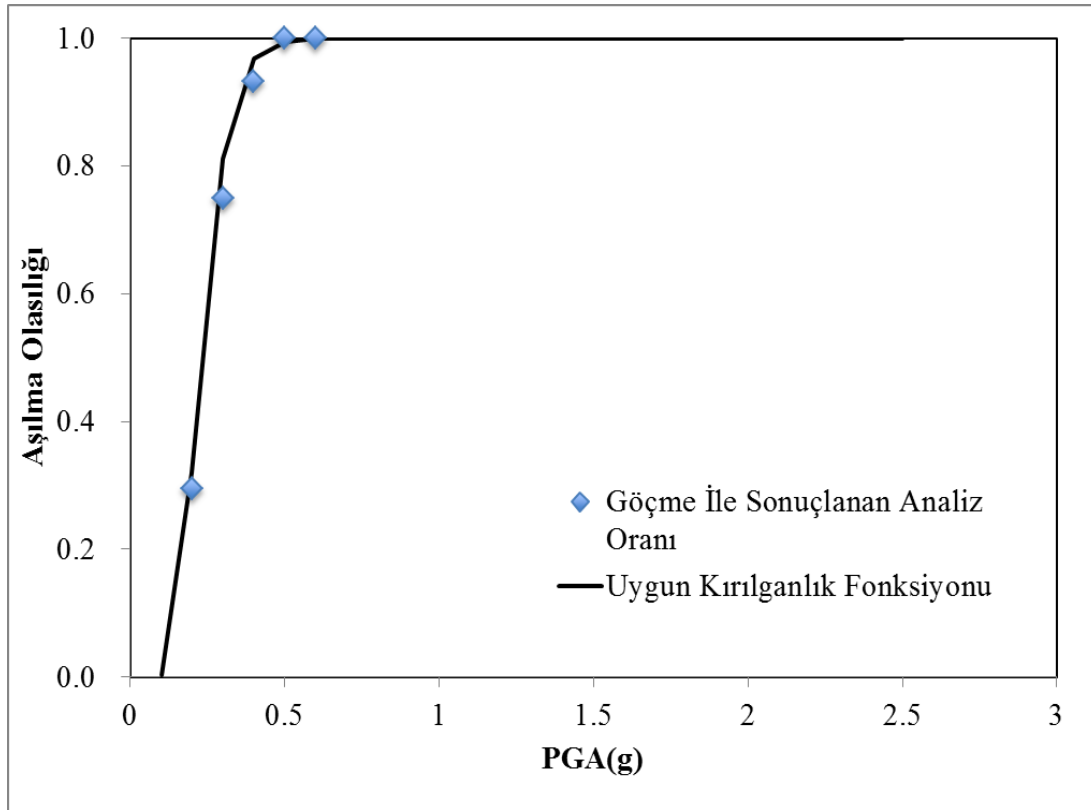
Şekil 6.8 : MH İçin Kırılmalık Eğrisi.

6.3.2.2 Orta Hasar Kırılmalık Eğrisi

Orta hasar sınıfı limit drift değeri 0.845%'dir. Şekil 6.9'da kırılmalık eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 6.10'da ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılmalık eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılmalık Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık	
0.2	44	13	0.30	0.32	0.123	-2.099	
0.3	44	33	0.75	0.81	0.082	-2.498	
0.4	44	41	0.93	0.97	0.118	-2.141	
0.5	44	44	1.00	1.00	0.808	-0.213	
0.6	44	44	1.00	1.00	0.970	-0.031	
θ		0.23	Toplam=				-6.981
β		0.30					

Şekil 6.9 : OH Kırılmalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



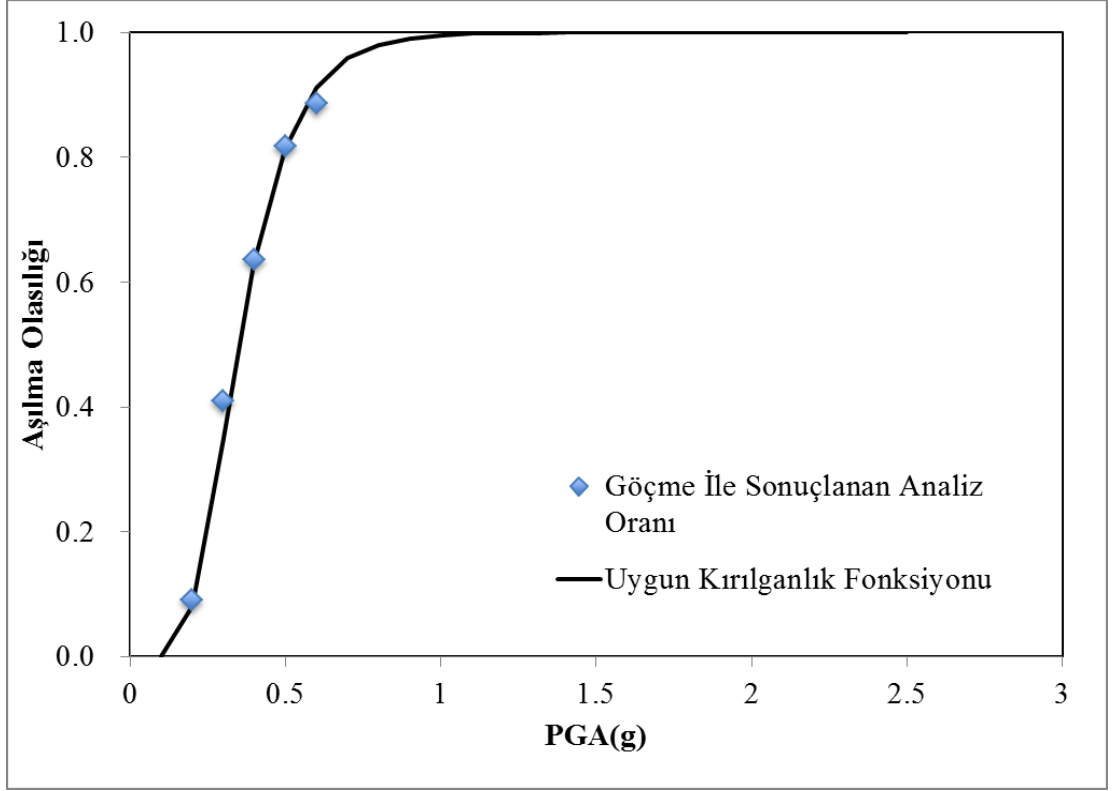
Şekil 6.10 : OH İçin Kırılmalık Eğrisi.

6.3.2.3 Belirgin Hasar Kırılmalık Eğrisi

Belirgin hasar sınıfı limit drift değeri 1.372%'dir. Şekil 6.11'de kırılmalık eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 6.12'de ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılmalık eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılmalık Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	4	0.09	0.08	0.199	-1.614
0.3	44	18	0.41	0.35	0.087	-2.437
0.4	44	28	0.64	0.63	0.124	-2.089
0.5	44	36	0.82	0.81	0.154	-1.872
0.6	44	39	0.89	0.91	0.160	-1.834
θ		0.35	Toplam=			-9.846
β		0.40				

Şekil 6.11 : BH Kırılmalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



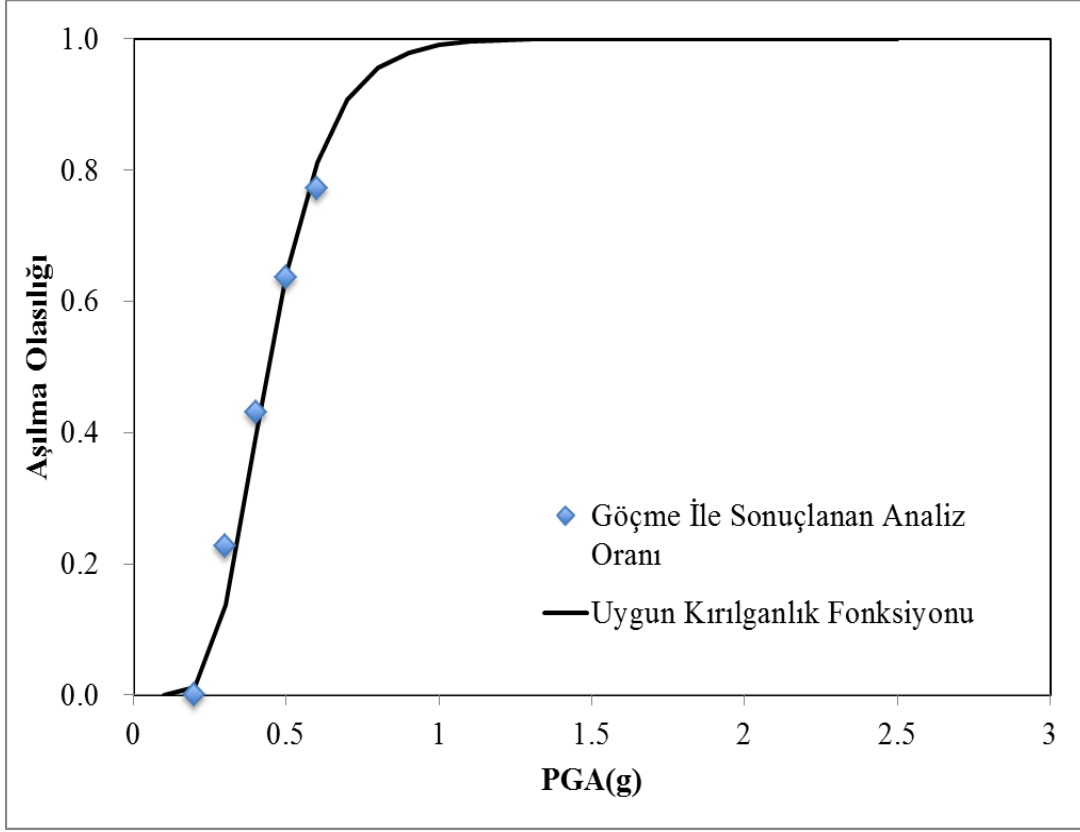
Şekil 6.12 : BH İçin Kırılmalık Eğrisi.

6.3.2.4 Göçme Kırılmalık Eğrisi

Göçme durumu için limit drift değeri 1.955%'dir. Şekil 6.13'de kırılmalık eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 6.14'de ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılmalık eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılmalık Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	0	0.00	0.01	0.584	-0.537
0.3	44	10	0.23	0.14	0.038	-3.258
0.4	44	19	0.43	0.39	0.105	-2.254
0.5	44	28	0.64	0.64	0.124	-2.089
0.6	44	34	0.77	0.81	0.115	-2.164
θ		0.44	Toplam=			
β		0.35	-10.303			

Şekil 6.13 : GH Kırılmalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



Şekil 6.14 : Göçme Durumu İçin Kırılgenlık Eğrisi.

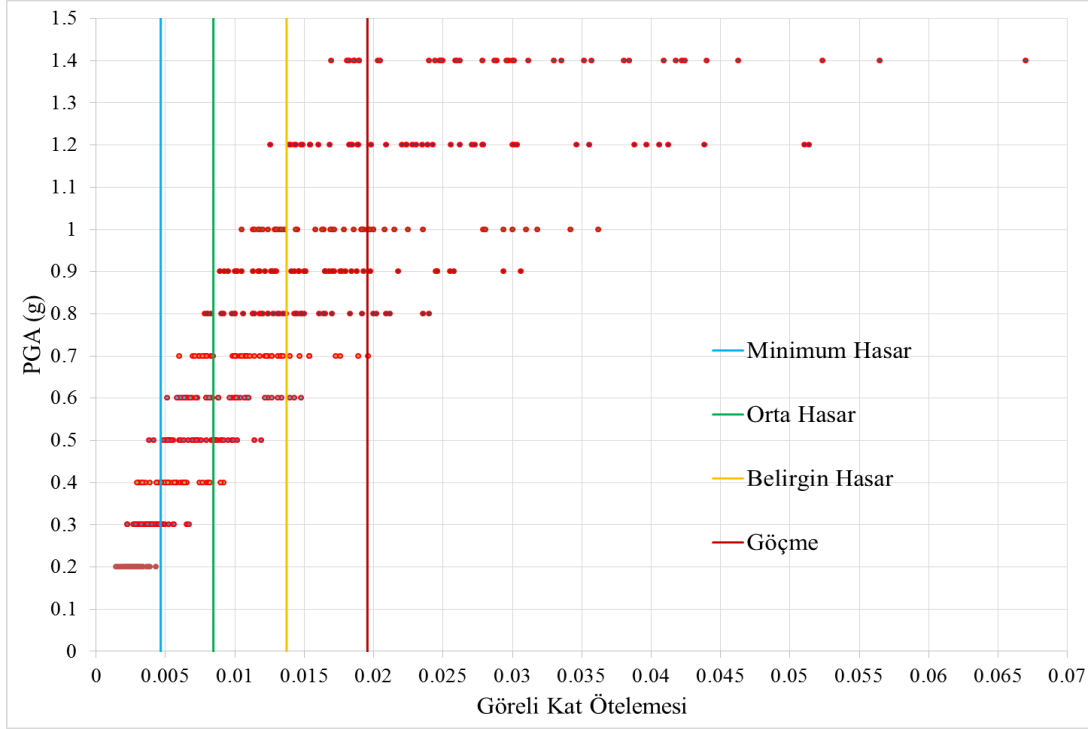
6.4 Güçlendirilmiş Yapı Analiz Sonuçları ve Kırılgenlık Eğrileri

6.4.1 Analizler Sonucunda Oluşan Maksimum Göreli Kat Ötelemesi Değerleri

Analizler iki yöndeki kayıtların aynı anda yapıya uygulanması ile gerçekleştirilmiştir. X olarak belirtilmiş olan analizler depremin birinci bileşeni planda X yönünde aynı anda ikinci bileşeni Y yönünde, Y olarak belirtilmiş olan analizlerde depremin birinci bileşeni Y yönünde aynı zamanda ikinci bileşeni X yönünde uygulanmıştır. Bu şekilde tek bir depremkaydından iki farklı deprem karakteristiği elde edilmiştir. Mevcut modeldeki gibi düşük g değerlerinde limiti aşan analiz sayıları çok az olduğu için bu bölümde deprem maksimum yer ivmesi 1.4g değerlerine kadar büyütülmüş böylelikle kırılgenlık eğrisi oluşturabilmek için daha anlamlı sonuçlar elde edilmiştir. Sonuçlardan elde edilen göreli kat öteleme değerleri ile oluşturulmuş hasar dağılımları Şekil 6.15’de sunulmuştur.

Çizelge 6.6 : Güçlendirilmiş Yapıda Oluşan Maksimum Görelî Kat Ötelemeleri

DEPREM	DRIFT 0.2g	DRIFT 0.3g	DRIFT 0.4g	DRIFT 0.5g	DRIFT 0.6g	DRIFT 0.7g	DRIFT 0.8g	DRIFT 0.9g	DRIFT 1.0g	DRIFT 1.2g	DRIFT 1.4g
953-X	0.0025	0.0028	0.0052	0.0086	0.0124	0.0154	0.0202	0.0258	0.0318	0.0439	0.0565
953-Y	0.0022	0.0030	0.0053	0.0090	0.0127	0.0147	0.0192	0.0246	0.0300	0.0406	0.0524
960-X	0.0020	0.0040	0.0061	0.0084	0.0108	0.0131	0.0148	0.0172	0.0200	0.0279	0.0409
960-Y	0.0028	0.0044	0.0064	0.0085	0.0109	0.0122	0.0148	0.0151	0.0192	0.0300	0.0440
1602-X	0.0023	0.0039	0.0048	0.0053	0.0073	0.0101	0.0124	0.0146	0.0170	0.0228	0.0298
1602-Y	0.0032	0.0039	0.0051	0.0060	0.0072	0.0083	0.0106	0.0130	0.0158	0.0224	0.0296
1787-X	0.0029	0.0043	0.0066	0.0080	0.0088	0.0108	0.0113	0.0127	0.0145	0.0188	0.0262
1787-Y	0.0026	0.0041	0.0048	0.0069	0.0084	0.0098	0.0113	0.0129	0.0144	0.0209	0.0289
169-X	0.0029	0.0038	0.0053	0.0072	0.0100	0.0127	0.0165	0.0193	0.0215	0.0271	0.0300
169-Y	0.0034	0.0041	0.0058	0.0072	0.0098	0.0118	0.0150	0.0176	0.0200	0.0239	0.0288
174-X	0.0039	0.0044	0.0046	0.0061	0.0066	0.0074	0.0100	0.0117	0.0130	0.0161	0.0189
174-Y	0.0034	0.0039	0.0046	0.0050	0.0069	0.0085	0.0100	0.0113	0.0124	0.0154	0.0186
1111-X	0.0018	0.0037	0.0080	0.0091	0.0101	0.0109	0.0118	0.0126	0.0132	0.0143	0.0186
1111-Y	0.0023	0.0032	0.0075	0.0095	0.0100	0.0109	0.0119	0.0127	0.0136	0.0155	0.0203
1116-X	0.0032	0.0050	0.0053	0.0102	0.0148	0.0196	0.0236	0.0294	0.0342	0.0388	0.0422
1116-Y	0.0022	0.0039	0.0063	0.0098	0.0143	0.0189	0.0240	0.0306	0.0362	0.0304	0.0463
1158-X	0.0025	0.0065	0.0081	0.0092	0.0104	0.0124	0.0144	0.0146	0.0191	0.0273	0.0352
1158-Y	0.0027	0.0052	0.0063	0.0085	0.0088	0.0114	0.0145	0.0165	0.0186	0.0256	0.0381
1148-X	0.0019	0.0023	0.0033	0.0042	0.0059	0.0070	0.0081	0.0093	0.0105	0.0148	0.0183
1148-Y	0.0015	0.0023	0.0031	0.0039	0.0052	0.0060	0.0079	0.0095	0.0113	0.0144	0.0181
900-X	0.0031	0.0067	0.0092	0.0114	0.0134	0.0133	0.0183	0.0218	0.0294	0.0511	0.0884
900-Y	0.0024	0.0056	0.0058	0.0088	0.0122	0.0154	0.0200	0.0255	0.0310	0.0514	0.1356
848-X	0.0037	0.0056	0.0090	0.0119	0.0140	0.0173	0.0209	0.0245	0.0279	0.0346	0.0418
848-Y	0.0043	0.0046	0.0063	0.0099	0.0131	0.0176	0.0212	0.0246	0.0281	0.0356	0.0424
752-X	0.0027	0.0048	0.0052	0.0056	0.0063	0.0080	0.0124	0.0168	0.0196	0.0231	0.0250
752-Y	0.0038	0.0048	0.0047	0.0053	0.0066	0.0100	0.0148	0.0177	0.0197	0.0220	0.0247
767-X	0.0029	0.0036	0.0039	0.0051	0.0061	0.0078	0.0091	0.0105	0.0118	0.0126	0.0170
767-Y	0.0025	0.0031	0.0036	0.0054	0.0059	0.0075	0.0098	0.0118	0.0129	0.0149	0.0181
1633-X	0.0026	0.0041	0.0046	0.0051	0.0064	0.0079	0.0092	0.0102	0.0117	0.0140	0.0190
1633-Y	0.0021	0.0036	0.0048	0.0054	0.0067	0.0079	0.0091	0.0102	0.0114	0.0139	0.0205
721-X	0.0016	0.0031	0.0031	0.0073	0.0100	0.0133	0.0164	0.0198	0.0225	0.0279	0.0335
721-Y	0.0023	0.0027	0.0030	0.0048	0.0080	0.0100	0.0132	0.0165	0.0193	0.0243	0.0330
725-X	0.0032	0.0046	0.0058	0.0070	0.0080	0.0104	0.0114	0.0122	0.0134	0.0184	0.0259
725-Y	0.0023	0.0036	0.0050	0.0067	0.0084	0.0100	0.0120	0.0143	0.0164	0.0198	0.0240
829-X	0.0023	0.0043	0.0082	0.0084	0.0100	0.0127	0.0143	0.0165	0.0172	0.0301	0.0384
829-Y	0.0030	0.0047	0.0077	0.0084	0.0107	0.0123	0.0135	0.0146	0.0163	0.0262	0.0357
1244-X	0.0023	0.0029	0.0033	0.0074	0.0102	0.0107	0.0137	0.0170	0.0208	0.0413	0.0901
1244-Y	0.0025	0.0034	0.0047	0.0076	0.0101	0.0109	0.0144	0.0188	0.0236	0.0397	0.0670
1485-X	0.0015	0.0033	0.0052	0.0073	0.0096	0.0111	0.0131	0.0150	0.0169	0.0183	0.0260
1485-Y	0.0024	0.0045	0.0055	0.0073	0.0082	0.0105	0.0128	0.0141	0.0179	0.0235	0.0279
68-X	0.0027	0.0036	0.0044	0.0064	0.0064	0.0072	0.0083	0.0100	0.0130	0.0189	0.0249
68-Y	0.0023	0.0033	0.0044	0.0052	0.0068	0.0077	0.0080	0.0090	0.0120	0.0169	0.0245
125-X	0.0029	0.0046	0.0064	0.0087	0.0110	0.0140	0.0170	0.0184	0.0192	0.0185	0.0311
125-Y	0.0029	0.0037	0.0057	0.0085	0.0110	0.0135	0.0161	0.0180	0.0197	0.0224	0.0302



Şekil 6.15 : Deprem Büyüklüklerine Göre Güçlendirilmiş Yapıda Oluşan Maksimum Göreli Kat Öteleme Değerleri.

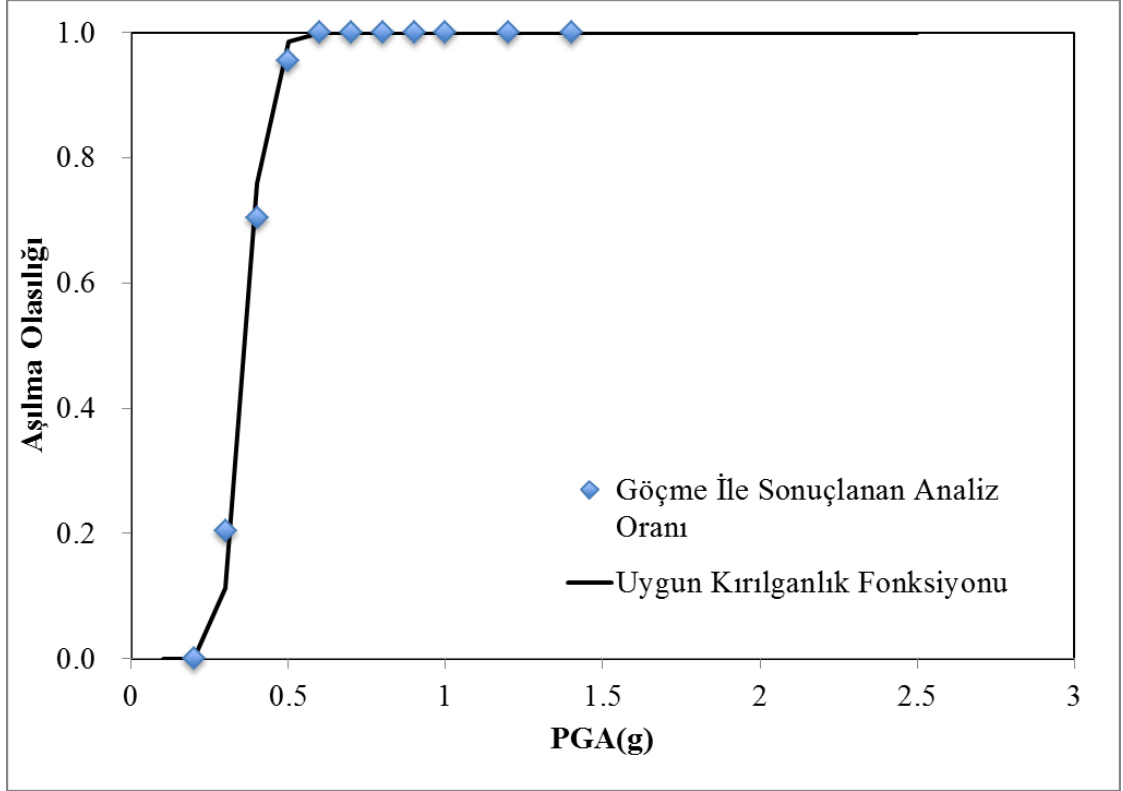
6.4.2 Hasar Sınıflarına Göre Oluşturulmuş Kırılgenlik Eğrileri

6.4.2.1 Minimum Hasar Kırılgenlik Eğrisi

Minimum hasar sınıfı limit drift değeri 0.465%'dir. Şekil 6.16'da kırılgenlik eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 6.17'de ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılgenlik eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılgenlik Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	0	0.00	0.00	0.998	-0.002
0.3	44	9	0.20	0.11	0.031	-3.478
0.4	44	31	0.70	0.76	0.093	-2.371
0.5	44	42	0.95	0.99	0.105	-2.251
0.6	44	44	1.00	1.00	0.986	-0.015
0.7	44	44	1.00	1.00	1.000	0.000
0.8	44	44	1.00	1.00	1.000	0.000
0.9	44	44	1.00	1.00	1.000	0.000
1	44	44	1.00	1.00	1.000	0.000
1.2	44	44	1.00	1.00	1.000	0.000
1.4	44	44	1.00	1.00	1.000	0.000
θ		0.36			Toplam=	-8.117
β		0.15				

Şekil 6.16 : MH Kırılgenlik Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



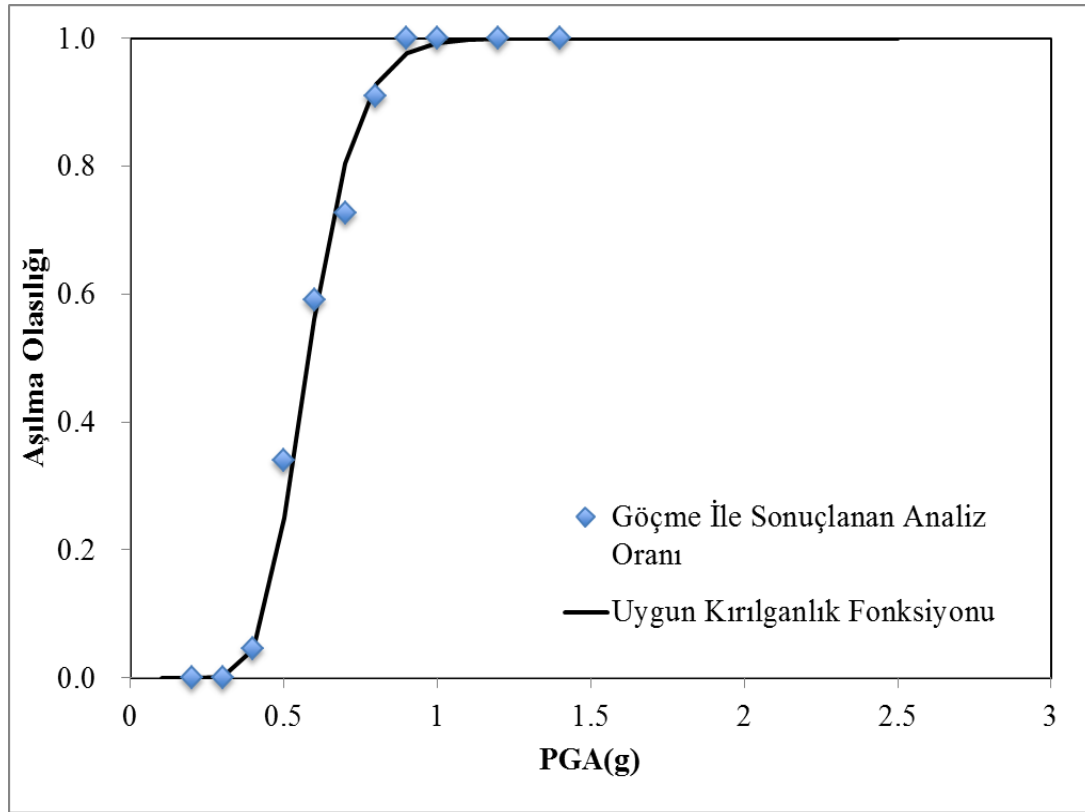
Şekil 6.17 : MH İçin Kırılmalık Eğrisi.

6.4.2.2 Orta Hasar Kırılmalık Eğrisi

Orta hasar sınıfı limit drift değeri 0.845%'dir. Şekil 6.18'de kırılmalık eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 6.19'da ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılmalık eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılmalık Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	0	0.00	0.00	1.000	0.000
0.3	44	0	0.00	0.00	0.942	-0.060
0.4	44	2	0.05	0.05	0.277	-1.284
0.5	44	15	0.34	0.25	0.051	-2.977
0.6	44	26	0.59	0.56	0.112	-2.186
0.7	44	32	0.73	0.80	0.063	-2.757
0.8	44	40	0.91	0.93	0.183	-1.696
0.9	44	44	1.00	0.98	0.361	-1.020
1	44	44	1.00	0.99	0.746	-0.293
1.2	44	44	1.00	1.00	0.979	-0.021
1.4	44	44	1.00	1.00	0.999	-0.001
θ		0.58			Toplam=	-12.296
β		0.22				

Şekil 6.18 : OH Kırılmalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



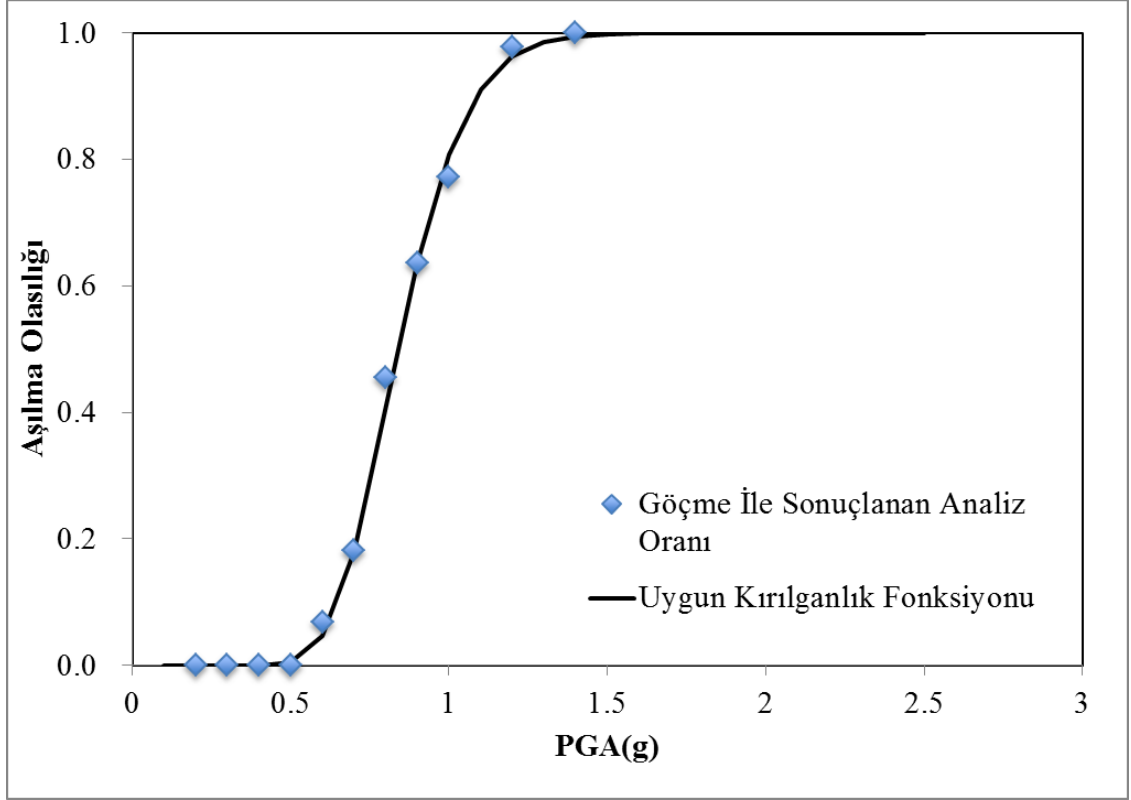
Şekil 6.19 : OH İçin Kırılmalık Eğrisi.

6.4.2.3 Belirgin Hasar Kırılmalık Eğrisi

Belirgin hasar sınıfı limit drift değeri 1.372%'dir. Şekil 6.20'de kırılmalık eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 6.21'de ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılmalık eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılmalık Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	0	0.00	0.00	1.000	0.000
0.3	44	0	0.00	0.00	1.000	0.000
0.4	44	0	0.00	0.00	0.995	-0.005
0.5	44	0	0.00	0.00	0.811	-0.209
0.6	44	3	0.07	0.05	0.188	-1.671
0.7	44	8	0.18	0.18	0.154	-1.869
0.8	44	20	0.45	0.40	0.095	-2.354
0.9	44	28	0.64	0.63	0.124	-2.086
1	44	34	0.77	0.81	0.120	-2.122
1.2	44	43	0.98	0.96	0.320	-1.138
1.4	44	44	1.00	0.99	0.791	-0.235
θ		0.84			Toplam=	-11.689
β		0.20				

Şekil 6.20 : BH Kırılmalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.



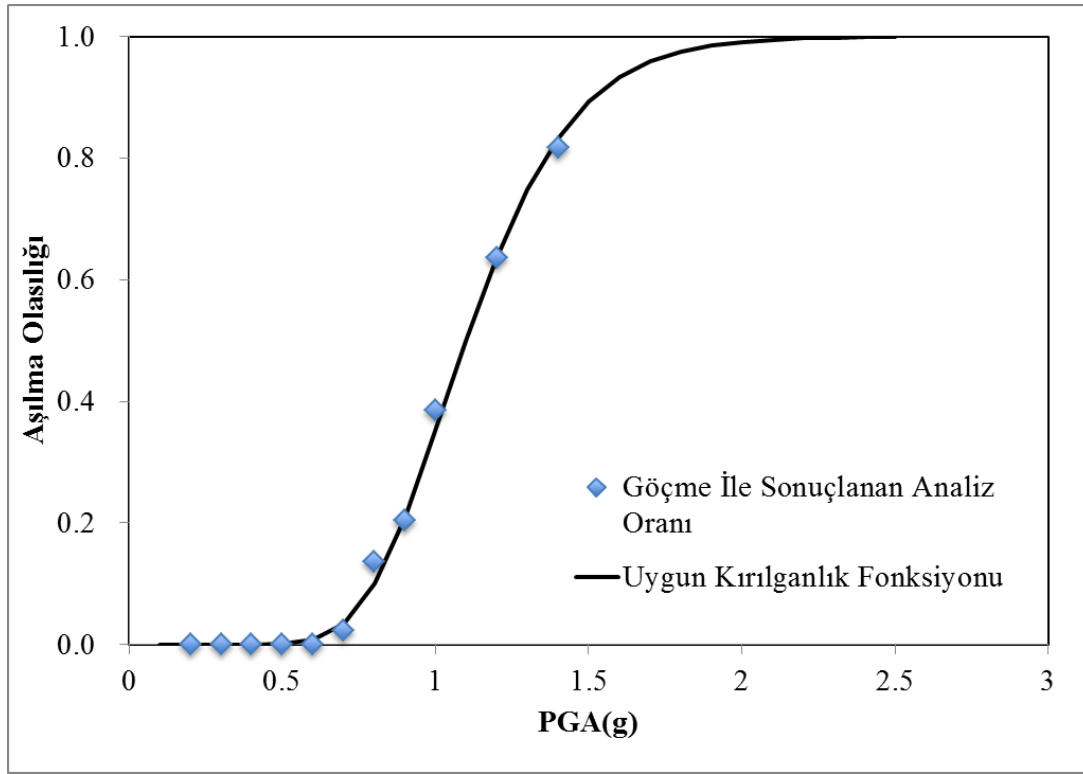
Şekil 6.21 : BH İçin Kırılmalık Eğrisi

6.4.2.4 Göçme Kırılmalık Eğrisi

Göçme durumu için limit drift değeri 1.955%'dir. Şekil 6.22'de kırılmalık eğrisi oluşturabilmek için kullanılan olasılık tablosu, Şekil 6.23'de ise bu tablodaki değerler ile oluşturulan kırılmalık eğrisi sunulmuştur.

Şiddet Ölçüsü	Toplam Analiz Sayısı	Limiti Geçen Analiz Sayısı	Göçme ile Sonuçlanma Oranı	Teorik Kırılmalık Fonksiyonu	Olasılık	Logaritmik Olasılık
0.2	44	0	0.00	0.00	1.000	0.000
0.3	44	0	0.00	0.00	1.000	0.000
0.4	44	0	0.00	0.00	0.999	-0.001
0.5	44	0	0.00	0.00	0.965	-0.035
0.6	44	0	0.00	0.01	0.713	-0.339
0.7	44	1	0.02	0.04	0.331	-1.105
0.8	44	6	0.14	0.10	0.132	-2.026
0.9	44	9	0.20	0.21	0.147	-1.919
1	44	17	0.39	0.35	0.109	-2.213
1.2	44	28	0.64	0.64	0.124	-2.086
1.4	44	36	0.82	0.83	0.149	-1.901
θ		1.10			Toplam=	-11.625
β		0.25				

Şekil 6.22 : GH Kırılmalık Eğrisi Oluşturmak İçin Olasılık Tablosu.

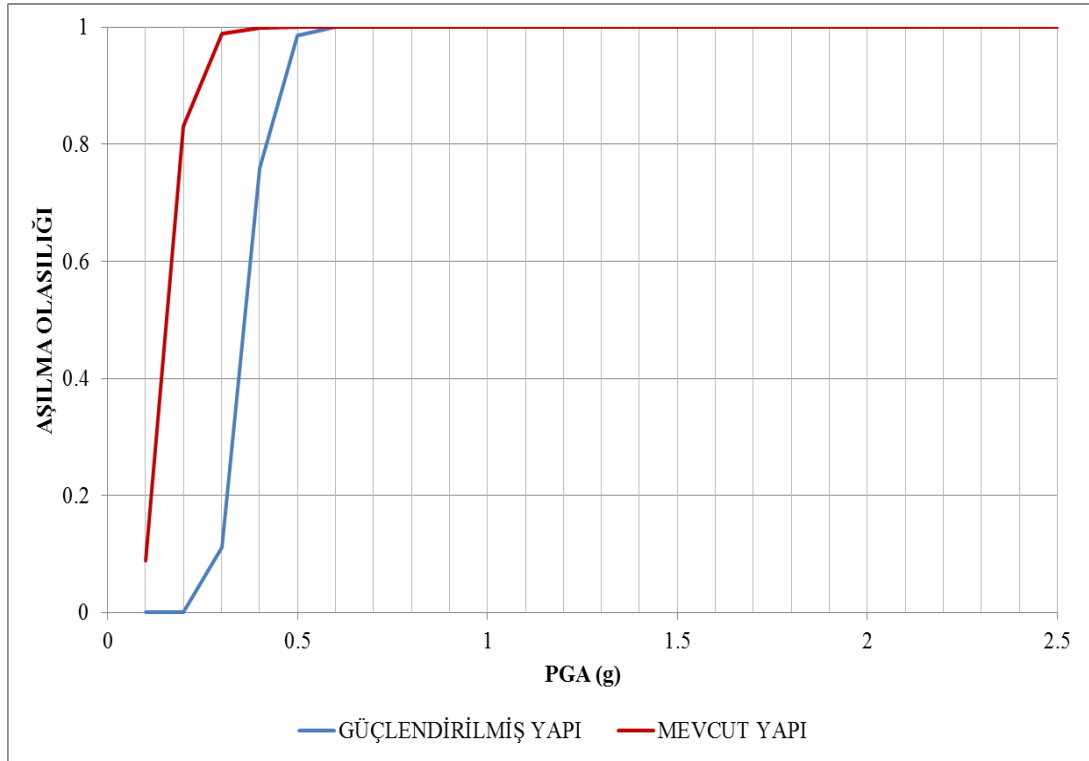


Şekil 6.23 : GH İçin Kırılmalık Eğrisi

7. SONUÇ VE ÖNERİLER

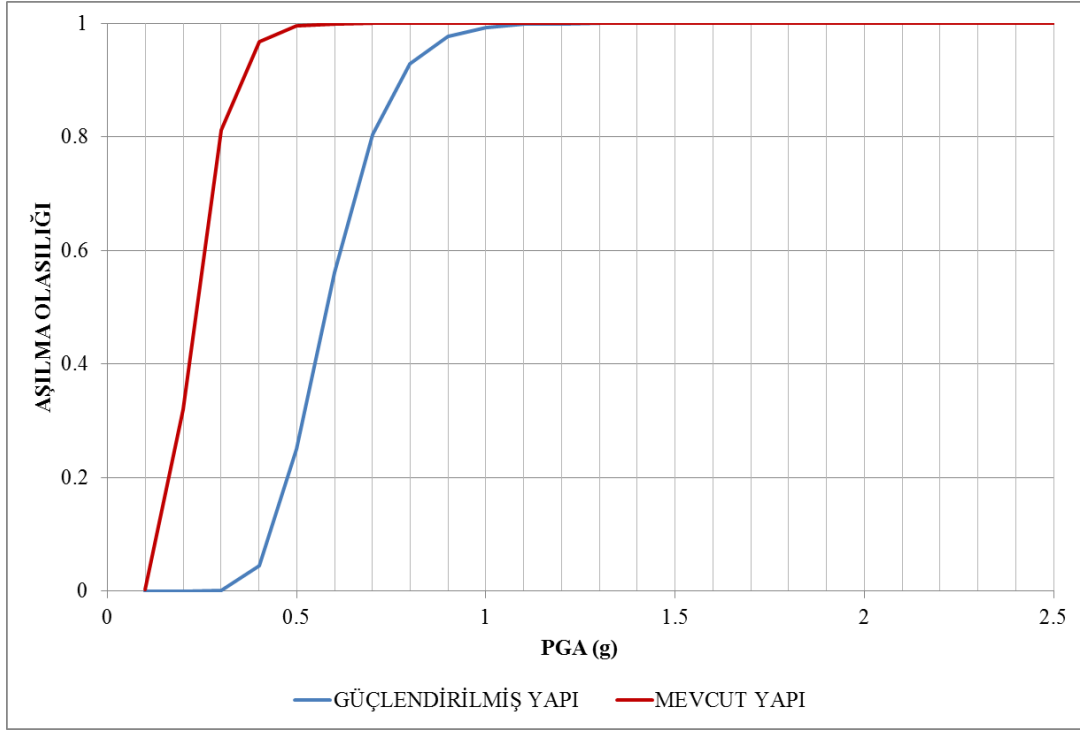
Bu tez çalışmasında genel olarak deprem yönetmeliğinin istemiş olduğu performans seviyesini sağlamayan bir okul yapısı, istenen seviyeyi sağlayacak şekilde güçlendirilmiştir. Bu iki yapıya istatistiksel bir anlam ifade edebilecek sayıda gerçek deprem kaydı ile dinamik analiz uygulanmış ve sonuçlardan elde edilen maksimum göreceli kat öteleme değerleri ile hasar eğrileri oluşturularak olasılıksal bir ifadeye dönüştürülmüştür. Aşağıda sonuçların daha iyi yorumlanabilmesi amacıyla Şekil 7.1, Şekil 7.2, Şekil 7.3 ve Şekil 7.4'te her bir hasar seviyesi için mevcut yapı ile güçlendirilmiş yapının kırılabilirlik eğrileri aynı grafikte gösterilmiştir. Deprem yönetmeliğine göre bu grafikleri daha anlamlı hale getirip yorumlayabilmek için hazırlanmış olan grafikler ise Şekil 7.5 ile Şekil 7.6 olarak sunulmuştur.

Minimum Hasar Durumu İçin Kırılabilirlik Eğrileri;



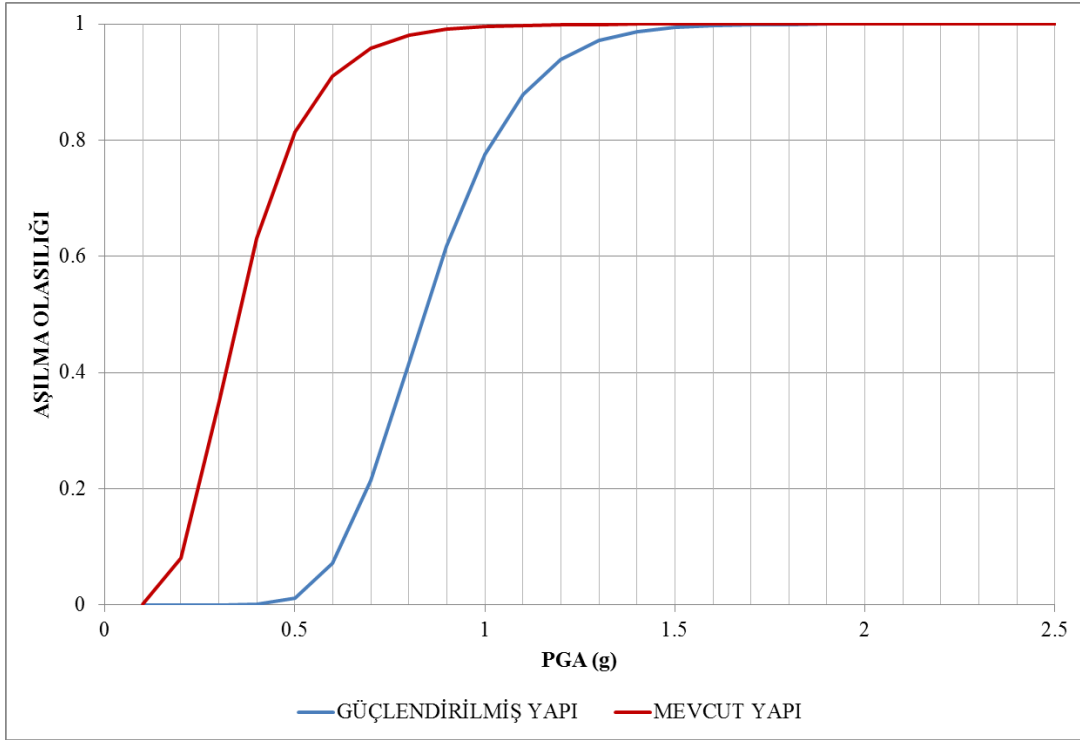
Şekil 7.1 : MH Durumu İçin Kırılabilirlik Eğrisi Karşılaştırma.

Orta Hasar Durumu İçin Kırılabilirlik Eğrileri;



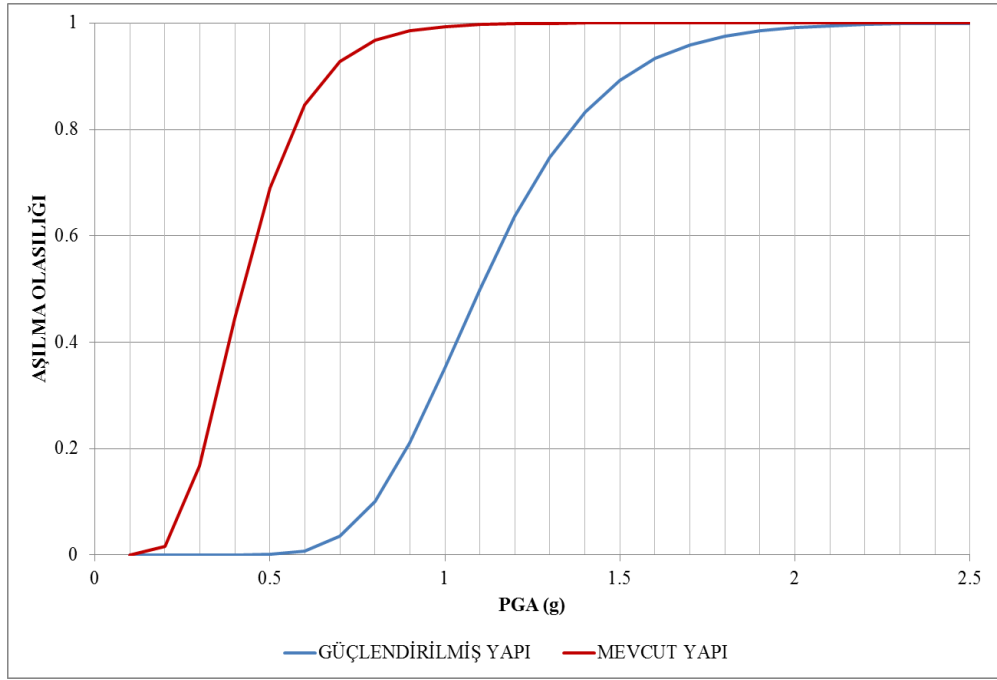
Şekil 7.2 : OH Durumu İçin Kırılabilirlik Eğrisi Karşılaştırma.

Belirgin Hasar Durumu İçin Kırılabilirlik Eğrileri;

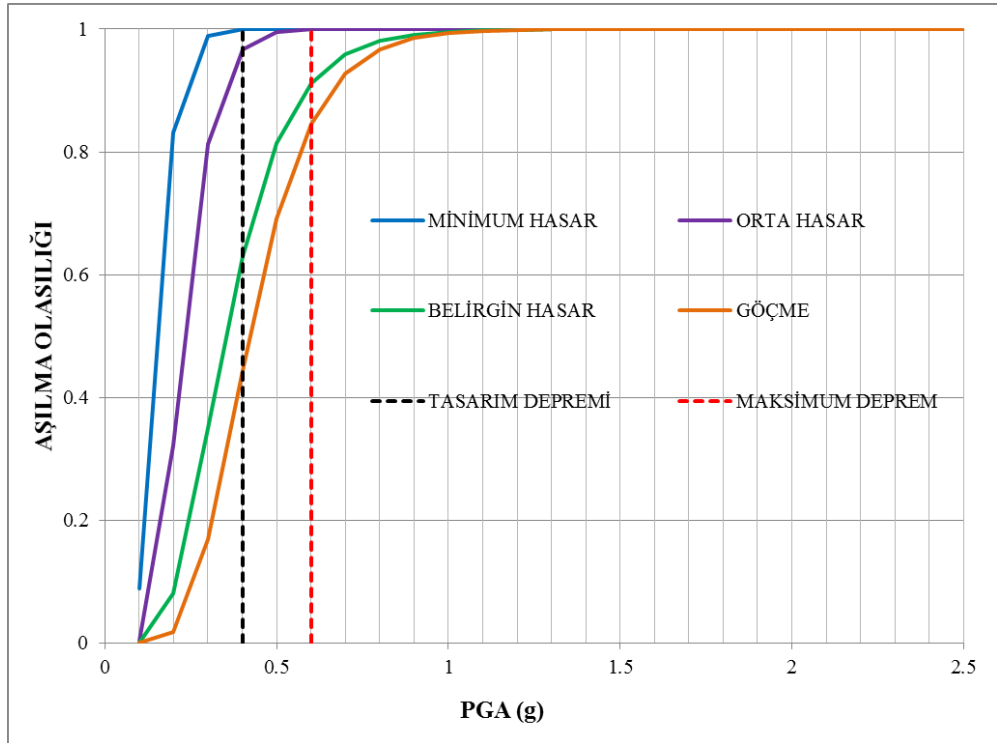


Şekil 7.3 : BH Durumu İçin Kırılabilirlik Eğrisi Karşılaştırma.

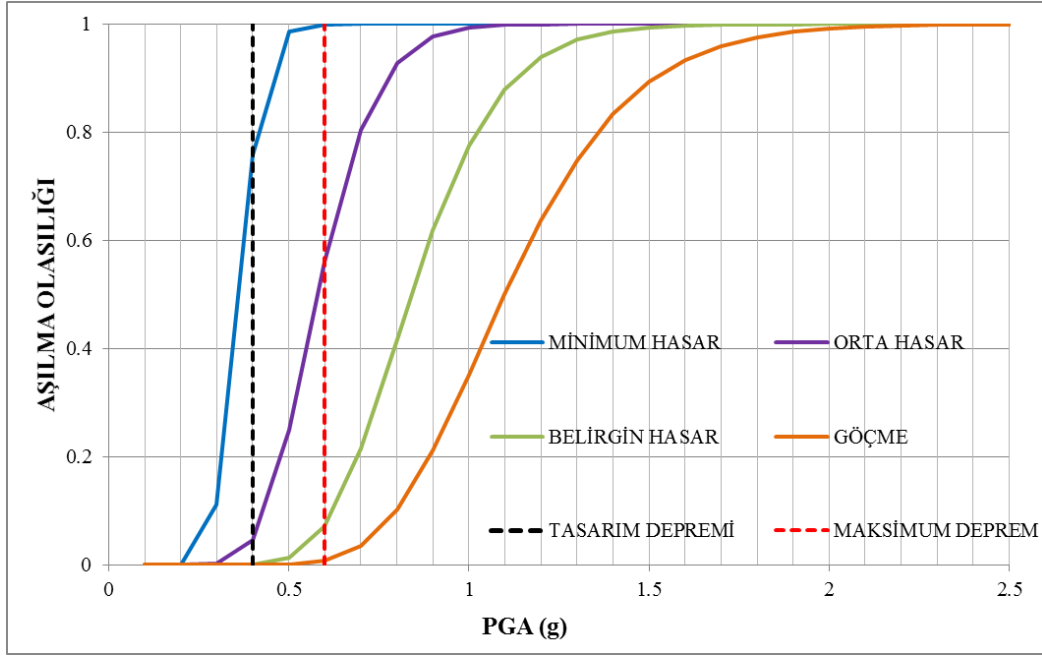
Göçme Durumu İçin Kırılabilirlik Eğrileri;



Şekil 7.4 : GH Durumu İçin Kırılabilirlik Eğrisi Karşılaştırma.



Şekil 7.5 : Mevcut Yapı, Bütün Hasar Durumları İçin Kırılabilirlik Eğrileri.



Şekil 7.6 : Güçlendirilmiş Yapı, Bütün Hasar Durumları İçin Kırılmalık Eğrileri.

Aşılma olasılığı 50 yılda %10 olan depremde maksimum zemin ivme değerinin yaklaşık 0.4g değerine karşılık geldiği düşünülebilir. TDY2007 yönetmeliği gereğince bu deprem düzeyinde okul türü yapılarda hemen kullanım performans düzeyi istenmektedir. Bu kullanım seviyesi için orta hasar durumu kırılmalık eğrileri incelendiğinde mevcut yapıda hasarlılık riski %95 mertebelerinde iken güçlendirilmiş yapıda bu oran yaklaşık %5 değerlerine düşmektedir.

Aşılma olasılığı 50 yılda %2 olan depremde maksimum zemin ivme değerinin olarak yaklaşık 0.6g değerine karşılık geldiği düşünülebilir. TDY2007 yönetmeliği gereğince bu deprem düzeyinde okul türü yapılarda can güvenliği performans düzeyi istenmektedir. Bu kullanım seviyesi için belirgin hasar durumu kırılmalık eğrileri incelendiğinde mevcut yapıda hasarlılık riski %92 mertebelerinde iken güçlendirilmiş yapıda bu oran yaklaşık %7 değerlerine düşmektedir.

Sonuç olarak bu çalışmada performans değerlendirmesine olasılıklı ifadeler dâhil edilerek güçlendirilmiş olan yapının performans seviyesinin ne kadar iyileştirildiği olasılıksal olarak da ifade edilmiştir. Aynı zamanda kırılmalık eğrileri tasarım depremlerinden daha büyük depremler oluşması durumunda da yapıda oluşabilecek hasar durumunu ve performans seviyesini tahmin edilebilme imkânı sağladığından, kırılmalık eğrilerin performans değerlendirme çalışmalarına ilave edilmesi önerilmektedir.

Sunulan sonuçlar yalnızca incelenen tipteki okul yapıları için analizlerin gerçekleştirildiği deprem kayıtları ve parametreleri geçerlidir. Farklı yapılarda ve bulundukları farklı koşullarda sonuçlar değişkenlik gösterecektir. Bu tez çalışmasında incelenen yapıların temele rijit bağlandıkları kabulü yapılmıştır. Yapı zemin etkileşiminin ve yapı temel birleşimlerindeki deformasyonların düşünülmesi durumu bu çalışmanın sonuçlarını daha gerçekçi ve anlamlı hale getirebilir.

KAYNAKLAR

- [1] Url-1 <<http://www.deprem.gov.tr>>, 13.09.2014.
- [2] **Celep, Z.**, 2007. Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [3] **Özer, E.**, 2009. Yapı Sistemlerinin Doğrusal Olmayan Analizi Ders Notları, İstanbul.
- [4] **Çakıroğlu, A. Özer, E.**, 1980. Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler, Matbaa Teknisyenleri Basımevi, İstanbul.
- [5] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 2007. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Maya Basın, Ankara.
- [6] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 2004. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [7] **Mander, J.B., Priestly, M.J.N., Park, R.**, 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering
- [8] **Aydınoğlu, M. N., Celep, Z., Özer, E., Sucuoğlu, H.**, 2008. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik için Eğitim Kitabı
- [9] **Celep, Z.**, 2007. Betonarme Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış: Plastik Mafsal Kabulü ve Çözümleme, Altıncı Ulusal Deprem Konferansı, İstanbul.
- [10] **Celep, Z.**, 2007. Mevcut Betonarme Binaların Deprem Güvenliğinin Değerlendirilmesi (2007 Deprem Yönetmeliği – Bölüm 7), İnşaat Mühendisleri Odası Mesleki Eğitim Kursu, Bakırköy, İstanbul.
- [11] **TS498**, 1987. Yapılar Hesaplarında Kullanılacak Yükler, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [12] **ETABS**, Integrated Analysis, Design and Drafting of Buildings Systems Program, 2009. Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- [13] **SAP2000**, Integrated Software for Structural Analysis and Design Program, 2010. Computers and Structures Inc., Berkeley, California.
- [14] **HAZUS(1997)**, Earthquake loss estimation methodology-Technical Manual, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [15] **FEMA-P695**, Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695/June2009
- [16] **Jack W. Baker**, Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis.

- [17] **Yuchuan Tang, Jian Zhang**, Probabilistic seismic demand analysis of a slender RC shear wall considering soil–structure interaction effects.
- [18] **Orakdöğen E., Girgin K., Boduroğlu M. H., Büyüksişli B., Gökçe T. ,** Performance Evaluation of a Strengthened Building Considering the Soil-Structure Interaction.
- [19] **Papailia A.-Fardis M.N.**, (2011). Seismic fragility curves for reinforced concrete buildings
- [20] **SYNER-G.**, (2011). Systematic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain – D.3.1 Fragility functions for common RC building types in Europe, Project No 244061, Seventh Framework Programme, March 2011
- [21] **SYNER-G.**, (2011). Systematic Seismic Vulnerability and Risk Analysis for Buildings, Lifeline Networks and Infrastructures Safety Gain – D2.12-Efficient Intensity Measures for Components Within a Number of Infrastructures, Project No 244061, Seventh Framework Programme, April 2011
- [22] **E. Dumova-Jovanoska**, (2000). “Fragility curves for reinforced concrete structures in Scopje region” Soil Dynamics and Earthquake Engineering 19(6), 455-466, 2000
- [23] **T. Rossetto and A. Elnashai**, (2005). “A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures” Engineering Structures 27(3), 397-409, 2005
- [24] **M. S. Kırçıl and Z. Polat**, (2006). "Fragility Analysis of Mid-Rise R/C Frame Buildings", Engineering Structures, 2006, 28(9):1335-1345
- [25] **E. Erduran and A. Yakut**, (2007). “Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Moment Resisting Frame Buildings”, ASCE-Journal of Structural Engineering, 133(4):576–586, April (2007)
- [26] **Jeong ve Elnashai**, (2007). “Probabilistic Fragility Analysis Parameterized by Fundamental Response Quantities”, Engineering Structures, 6:1238-1251.
- [27] **Kırçıl, M. S.**, (2005). “Probabilistic Fragility Analysis Parameterized by Fundamental Response Quantities”, Engineering Structures, 6:1238-1251.
- [28] **Shome, N.**, (1999). “Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures. Department of Civil and Environmental Engineering”, Stanford University.
- [29] **Ibarra, L. F., and Krawinkler, H.**, (2005). “Global collapse of frame structures under seismic excitations. John A. Blume Earthquake Engineering Center”, Stanford, CA, 324.
- [30] **Haselton, C. B., and Deierlein, G. G.**, (2007). Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings. Pacific Earthquake Engineering Research Center Technical Report 2007/08, Berkeley, CA.

- [31] **Liel, A. B., and Deierlein, G. G.,** (2008). Assessing the collapse risk of California's existing reinforced concrete frame structures: Metrics for seismic safety decisions. John A Blume Earthquake Engineering Center Report #166, Stanford University, Stanford, CA.
- [32] **Vamvatsikos, D., and Cornell, C. A.,** (2002). "Incremental dynamic analysis." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491–514.
- [33] **Kennedy, R. P., and Ravindra, M. K.,** (1984). "Seismic Fragilities for Nuclear Power Plant Risk Studies." *Nuclear engineering and design: an international journal devoted to the thermal, mechanical and structural problems of nuclear energy*, 79, 47–68.
- [34] **Kim, S.-H., and Shinozuka, M.,** (2004). "Development of fragility curves of bridges retrofitted by column jacketing." *Probabilistic Engineering Mechanics*, 19(1–2), 105–112.
- [35] **Calvi, G. M., Pinho, R., Magenes, G., Bommer, J. J., Restrepo-Vélez, L. F., and Crowley, H.,** (2006). "Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years." *ISET journal of Earthquake Technology*, 43(3), 75–104.
- [36] **Villaverde, R.,** (2007). "Methods to Assess the Seismic Collapse Capacity of Building Structures: State of the Art." *Journal of Structural Engineering*, 133(1), 57–66.
- [37] **Porter, K., Kennedy, R., and Bachman, R.,** (2007). "Creating Fragility Functions for Performance-Based Earthquake Engineering." *Earthquake Spectra*, 23(2), 471–489.
- [38] **Shafei, B., Zareian, F., and Lignos, D. G.,** (2011). "A simplified method for collapse capacity assessment of moment-resisting frame and shear wall structural systems." *Engineering Structures*, 33(4), 1107–1116.
- [39] **Bradley, B. A., and Dhakal, R. P.,** (2008). "Error estimation of closed-form solution for annual rate of structural collapse." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(15), 1721–1737.
- [40] **Ghafory-Ashtiany, M., Mousavi, M., and Azarbakht, A.,** (2010). "Strong ground motion record selection for the reliable prediction of the mean seismic collapse capacity of a structure group." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, n/a–n/a.
- [41] **Eads, L., Miranda, E., Krawinkler, H., and Lignos, D. G.,** (2013). "An efficient method for estimating the collapse risk of structures in seismic regions." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(1), 25–41.
- [42] **Rice, J. A.,** (1995). *Mathematical statistics and data analysis*. Duxbury Press, Belmont, CA.
- [43] **Aslani, H., and Miranda, E.,** (2005). "Fragility assessment of slab-column connections in existing non-ductile reinforced concrete buildings." *Journal of Earthquake Engineering*, 9(6), 777–804.
- [44] **Baker, J. W., and Cornell, C. A.,** (2005a). "A vector-valued ground motion intensity measure consisting of spectral acceleration and epsilon." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(10), 1193–1217.

- [45] **Baker, J. W., and Cornell, C. A.,** (2005b). “Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis.” Report No. 150, John A. Blume Earthquake Engineering Center, Stanford, CA, 321p.
- [46] **Klugman, S. A., Panjer, H. H., and Willmot, G. E.,** (2012). Loss models: from data to decisions. John Wiley & Sons.
- [47] **Bradley, B. A.,** (2010). “A generalized conditional intensity measure approach and holistic ground-motion selection.” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(12), 1321–1342.
- [48] **Iervolino, I., Giorgio, M., Galasso, C., and Manfredi, G.,** (2010). “Conditional Hazard Maps for Secondary Intensity Measures.” *Bulletin of the Seismological Society of America*, 100(6), 3312–3319.
- [49] **Lin, T., Haselton, C. B., and Baker, J. W.,** (2013). “Conditional spectrum-based ground motion selection. Part I: Hazard consistency for risk-based assessments.” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(12), 1847–1865.
- [50] **Shinozuka, M., Feng, M. Q., Lee, J., and Naganuma, T.,** (2000). “Statistical analysis of fragility curves.” *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12), 1224–1231.
- [51] **Agresti, A.,** (2012). Categorical data analysis. Wiley, New York.
- [52] **R Team.,** (2012). “The R project for statistical computing.” <<http://www.r-project.org/>>.
- [53] **The Mathworks.,** (2012). “Matlab 2012b Release, Statistics toolbox.”
- [54] **Basöz, N. I., and Kiremidjian, A. S.,** (1998). “Evaluation of bridge damage data from the Loma Prieta and Northridge, California earthquakes.” Technical Report MCEER, (98-0004).
- [55] **B. Özer AY and M. A. Erberik,** (2008). “Vulnerability of Turkish low-rise and mid-rise reinforced concrete frame structures” *Journal of Earthquake Engineering*, 12(S2):2-11,2008. doi: 10.1080/13632460802012687
- [56] **Börekçi M.,** (2008). “Betonarme Binalarda Yük-Yer Değişitirme ilişkisinin Hasar Olasılığı Üzerine Etkisi,” Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul .
- [57] **Uğur Sümengen,** (2009). “Mevcut yapılarda kullanılan güçlendirme yöntemlerinin hasar olasılığına etkisi.” Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul.

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad : Saygı KOÇAK
Doğum Yeri ve Tarihi : İSTANBUL / 1984
E-Posta : saygikocak@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2007, Çukurova Üniversitesi, İnşaat Müh.