

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETONARME YAPILARIN DEPREM PERFORMANSININ
DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN
YÖNTEMLERLE BELİRLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Özgür TUNCER**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : DEPREM MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2008

**BETONARME YAPILARIN DEPREM PERFORMANSININ
DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN
YÖNTEMLERLE BELİRLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Özgür TUNCER
(501021202)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 5 Mayıs 2008
Tezin Savunulduğu Tarih : 10 Haziran 2008**

**Tez Danışmanı : Prof.Dr. Zekai CELEP
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Erkan ÖZER (İ.T.Ü)
Prof.Dr. Nuray AYDINOĞLU (B.Ü.)**

HAZİRAN 2008

ÖNSÖZ

Yüksek lisans öğrenimim boyunca,engin bilgi ve deneyimleri ile bana yol gösteren, özellikle tez çalışmam esnasında yardımını esirgemeyen değerli danışman hocam Sayın Prof. Dr. Zekai CELEP’e teşekkür eder, saygılarımı sunarım.

Tez çalışmam süresince ve mesleki hayatım boyunca sorularımı içtenlikle yanıtlayan Sayın Prof. Dr. Erkan ÖZER’e, “Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi” konusunda bana yardımcı olan Sayın Prof. Dr. Nuray AYDINOĞLU’na ve bu yöntem hakkında bana açıklayıcı bilgiler sunan Araş. Gör. Göktürk ÖNEM’e teşekkürü borç bilirim.

Ayrıca, tez çalışmamda çizimleri ile bana yardımcı olan eşim Y.Mimar Didem TUNCER’e sonsuz teşekkür ederim.

Mayıs, 2008

Özgür TUNCER

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	vi
TABLO LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	xiii
SEMBOL LİSTESİ	xvi
ÖZET	xx
SUMMARY	xxii
1. GİRİŞ	1
1.1 Konu	1
1.2 Konu ile İlgili Çalışmalar	3
1.3 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	4
2. YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP ESASLARI	5
2.1. Doğrusal Teori	5
2.2. Doğrusal Olmayan Teori	6
3. MALZEME BAKIMINDAN DOĞRUSAL OLMAYAN SİSTEMLER	7
3.1. Malzemelerin Şekildeğiştirme Özellikleri	7
3.1.1. İdeal Malzemeler	8
3.1.2. Yapı Malzemelerinin Gerilme-Şekildeğiştirme Bağıntıları	9
3.1.3 Düzlem Çubuklarda İç kuvvet-Şekildeğiştirme Bağıntıları ve Akma/Kırılma Koşulları	11
3.1.4 Betonarme Çubuklar	13
3.1.4.1 Varsayımlar ve Esaslar	13
3.1.4.2 Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar	14
3.1.4.3 Betonarme Kesitlerin Davranışının İdealleştirilmesi	16
3.2. Plastik Mafsal Hipotezi	18
4. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME	22
4.1 Binalardan Bilgi Toplanması	22
4.2 Bilgi Düzeyleri	23
4.3 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri	24
4.3.1 Kesit Hasar Sınırları	24
4.3.2 Kesit Hasar Bölgeleri	25
4.3.3 Kesit Hasar ve Eleman Hasar Tanımları	25
4.4 Binaların Deprem Performans Seviyeleri	26
4.4.1 Hemen Kullanım Performans Düzeyi	26

4.4.2 Can Güvenliği Performans Düzeyi	26
4.4.3 Göçme Öncesi Performans Düzeyi	27
4.4.4 Göçme Durumu	27
4.5 Deprem hareketi	28
4.6 Performans Hedefi ve Çok Seviyeli Performans Hedefleri	28
4.7 Deprem Yüğü Altında Bina Performansının Belirlenmesi	29
4.7.1 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar	29
4.7.2 Doğrusal Elastik (Linear) Hesap Yöntemleri	31
4.7.2.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	32
4.7.2.2 Mod Birleştirme Yöntemi	34
4.7.2.3 Yapı Elemanlarında Hasar Düzeylerinin Belirlenmesi	35
4.7.3 Doğrusal Elastik Olmayan (Nonlinear) Hesap Yöntemleri	38
4.7.3.1 Doğrusal Elastik Olmayan Davranışın İdealleştirilmesi	38
4.7.3.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	40
4.7.3.3 Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi	47
4.7.3.4 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi	49
4.7.3.5 Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Belirlenmesi	51
4.7.3.6 Betonarme Elemanların Kesit Birim Şekildeğiştirme Kapasiteleri	52
5. DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN DEPREM PERFORMASI DEĞERLENDİRME YÖNTEMLERİNİN DÜZLEM ÇERÇEVE MODELİ ÜZERİNDE DETAYLI İNCELENMESİ	53
5.1 Bina Performansının Doğrusal Hesap Yöntemleri İle Belirlenmesi	55
5.1.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	55
5.1.2 Mod Birleştirme Yöntemi	81
5.2 Bina Performansının Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemleri İle Belirlenmesi	91
5.2.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	91
5.2.2 Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi	123
5.2.3 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi	182
5.3 Elde Edilen Sonuçların Genel Bir Değerlendirmesi	194
6. 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE TASARIMI YAPILAN BETONARME YAPININ DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLERLE DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ	197
6.1 Genel Yapı Bilgileri	197
6.2 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Sistemin Boyutlandırılması	199
6.2.1 Sistem Planları	199
6.3 Okul Yapısı Deprem Performansının Belirlenmesi	202
6.3.1 Sistemin Bilgisayar Modeli	202

6.3.2 Hedeflenen Performans	207
6.3.3 Yapı Mod Şekilleri ve Periyotları	208
6.3.4 Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri İle Yapı Performansının Belirlenmesi	210
6.3.4.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	210
6.3.5 Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemleri İle Yapı Performansının Belirlenmesi	228
6.3.5.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi	228
6.3.5.2 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi	241
7. SONUÇLAR	251
EK A (6. BÖLÜM)	254
KAYNAKLAR	274
ÖZGEÇMİŞ	276

KISALTMALAR

DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
ATC 40	: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
G	: Düşey Sabit Yükler
Q	: Düşey Hareketli Yükler
EX1	: X Doğrultusunda 50 Yılda Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem
EX2	: X Doğrultusunda 50 Yılda Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem
EY1	: Y Doğrultusunda 50 Yılda Aşılma Olasılığı %10 Olan Deprem
EY2	: Y Doğrultusunda 50 Yılda Aşılma Olasılığı %2 Olan Deprem
EDYY	: Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi
AEDYY	: Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi
ZTADOA	: Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz
MN	: Minimum Hasar Sınırı
GV	: Güvenlik Sınırı
GÇ	: Göçme Sınırı
HK	: Hemen Kullanım
CG	: Can Güvenliği
GÖ	: Göçmenin Öncesi
MHB	: Minimum Hasar Bölgesi
BHB	: Belirgin Hasar Bölgesi
IHB	: İleri Hasar Bölgesi
MHB	: Minimum Hasar Bölgesi
TS500	: Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları
SAP	: Integrated Software for Structural Analysis and Design

TABLO LİSTESİ**Sayfa No**

Tablo 4.1	: Binalar İçin Bilgi Düzeyi Katsayıları.....	24
Tablo 4.2	: Farklı Deprem Düzeylerinde Binalar İçin Öngörülen Minimum Performans Hedefleri.....	29
Tablo 4.3	: Betonarme Kirişler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları (r_s)	36
Tablo 4.4	: Betonarme Kolonlar İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları (r_s).....	37
Tablo 4.5	: Betonarme Perdeler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları (r_s).....	37
Tablo 4.6	: Göreli Kat Ötelemesi Sınırları.....	37
Tablo 5.1	: Kiriş Donatıları.....	57
Tablo 5.2	: Kiriş Taşıma Kapasitesi.....	58
Tablo 5.3	: Düşey Yükler Altında Oluşan İç Kuvvetler.....	61
Tablo 5.4	: EX Depremi Altında Oluşan İç Kuvvetler.....	62
Tablo 5.5	: K101 Kirişi Etkili Donatı Oranları.....	66
Tablo 5.6	: Kirişler İçin Hasar Sınırlarını Belirleyen Kapasite Oranları....	68
Tablo 5.7	: K101 Kirişi Kesit Hasar Sınırı.....	69
Tablo 5.8	: Kiriş İç Kuvvetleri ve Donatı Alanları.....	69
Tablo 5.9	: Kiriş Hasar Tablosu.....	70
Tablo 5.10	: Kolon Hasar Sınırını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları.....	74
Tablo 5.11	: + X Depreminde Kolon İç Kuvvetleri.....	76
Tablo 5.12	: +X Depreminde Kolon Hasar Sınırları.....	76
Tablo 5.13	: - X Depreminde Kolon İç Kuvvetleri.....	76
Tablo 5.14	: - X Depreminde Kolon Hasar Sınırları.....	77
Tablo 5.15	: Kiriş Kapasitelerine Göre Hesaplanan Kolon Eksenel Yükleri.	77
Tablo 5.16	: Kiriş Kapasitelerine Göre Hesaplanan Kolon Eksenel Yükleri.	78
Tablo 5.17	: Göreli Kat Ötelemeleri.....	80
Tablo 5.18	: Göreli Kat Ötelemesi Sınırları.....	80
Tablo 5.19	: Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü.....	80
Tablo 5.20	: Sistemin Periyot ve Kütle Katılım Oranları.....	82
Tablo 5.21	: 1. Moddan Oluşan İç Kuvvetler.....	86
Tablo 5.22	: 2. Moddan Oluşan İç Kuvvetler.....	86
Tablo 5.23	: Mod Birleştirme Sonucu Elde Edilen İç Kuvvetler.....	87
Tablo 5.24	: Kiriş Kesit Özellikleri ve Kapasite Kuvvetleri.....	87
Tablo 5.25	: Düşey Yükler ve Modal Analiz Altında Kiriş İç Kuvvetleri....	87
Tablo 5.26	: Kiriş Hasar Sınırları.....	88
Tablo 5.27	: Düşey Yükler ve Modal Analiz Sonucunda Kolon İç Kuvvetleri.....	88
Tablo 5.28	: + X Depremi İçin Kolon Hasar Sınırları.....	89
Tablo 5.29	: Düşey Yükler ve Modal Analiz Sonucunda Kolon İç Kuvvetleri.....	89
Tablo 5.30	: -X Depremi İçin Kolon Hasar Sınırları.....	89

Tablo 5.31	: Göreli Kat Ötelemeleri.....	90
Tablo 5.32	: Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü.....	90
Tablo 5.33	: Kiriş Kesiti Akma Eğriliği ve Plastik Dönme Kapasitesi.....	96
Tablo 5.34	: Normal Kuvvetin Moment- Eğrilik İlişkisine Etkisi.....	99
Tablo 5.35	: Sistemin Periyot ve Kütle Katılım Oranları.....	101
Tablo 5.36	: İtme Analizi Taban Kesme Kuvveti ve Tepe Noktası Yerdeğiştirmesi.....	103
Tablo 5.37	: Modal Kapasite Diyagramının Koordinatları.....	105
Tablo 5.38	: Modal Yerdeğiştirme- Modal İvme Değerleri.....	110
Tablo 5.39	: Modal Yerdeğiştirme- Modal İvme Değerleri.....	110
Tablo 5.40	: Modal Yerdeğiştirme- Modal İvme Değerleri.....	112
Tablo 5.41	: Sistemde Oluşan Plastik Mafsal Dönmeleri.....	116
Tablo 5.42	: Kirişler İçin Toplam Eğrilik İstemleri.....	117
Tablo 5.43	: Toplam Eğrilik İstemlerine Karşılık Gelen Birim Boy Değişim Değerleri.....	118
Tablo 5.44	: Kolonların Toplam Eğrilik İstemleri.....	119
Tablo 5.45	: Toplam Eğrilik İstemlerine Karşılık Gelen Birim Boy Değişim Değerleri.....	120
Tablo 5.46	: İtme Analizi Göreli Kat Ötelemeleri.....	123
Tablo 5.47	: İtme Analizi Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü.....	123
Tablo 5.48	: Düşey Yükler Altında Elemanlarda Oluşan İç Kuvvetler.....	136
Tablo 5.49	: 1. İtme Adımı Sistemin Periyot ve Kütle Katılım Oranları.....	136
Tablo 5.50	: Birinci İtme Adımında 1. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler.....	141
Tablo 5.51	: Birinci İtme Adımında 2. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler.....	141
Tablo 5.52	: Birinci İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmelerden Hesaplanan iç Kuvvetlerin Mod Birleştirme Yöntemi İle Birleştirilmesi	142
Tablo 5.53	: Birinci İtme Adımında Kirişlerde $\Delta F^{(1)}$ değerinin bulunması	142
Tablo 5.54	: Birinci İtme Adımında Kolonlarda $\Delta F^{(1)}$ değerinin bulunması	143
Tablo 5.55	: 1. İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmenin Sistemde Oluşturduğu İç Kuvvetler.....	144
Tablo 5.56	: 1. İtme Adımı Sonunda ÇerçeveElemanlarında Hesaplanan İç Kuvvetler.....	144
Tablo 5.57	: 2. İtme Adımındaki Lineer Sistemin Periyot ve Kütle Katılım Oranları.....	146
Tablo 5.58	: İkinci İtme Adımında 1. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler.....	148
Tablo 5.59	: İkinci İtme Adımında 2. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler.....	148
Tablo 5.60	: İkinci İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmelerden Hesaplanan iç Kuvvetlerin Mod Birleştirme Yöntemi İle Birleştirilmesi	149
Tablo 5.61	: $\Delta F = 1$ Alınarak İkinci İtme Adımında Oluşan Plastik Dönmeler.....	149
Tablo 5.62	: İkinci İtme Adımında Kirişlerde $\Delta F^{(2)}$ değerinin bulunması...	149
Tablo 5.63	: İkinci İtme Adımında Kolonlarda $\Delta F^{(2)}$ değerinin bulunması	150
Tablo 5.64	: 2. İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmenin Sistemde Oluşturduğu İç Kuvvetler.....	151

Tablo 5.65	: İkinci Adımda Oluşan Plastik Dönmeler.....	151
Tablo 5.66	: 2. İtme Adımı Sonunda Çerçeve Elemanlarında Hesaplanan İç Kuvvetler.....	151
Tablo 5.67	: 3. İtme Adımındaki Lineer Sistemin Periyot ve Kütle Katılım Oranları.....	153
Tablo 5.68	: Üçüncü İtme Adımında 1. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler.....	155
Tablo 5.69	: Üçüncü İtme Adımında 2. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler.....	155
Tablo 5.70	: Üçüncü İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmelerden Hesaplanan iç Kuvvetlerin Mod Birleştirme Yöntemi İle Birleştirilmesi	156
Tablo 5.71	: 3. İtme Adımında Sistemde Oluşan Plastik Şekildeğiştirmeler.	156
Tablo 5.72	: Üçüncü İtme Adımında Kirişlerde $\Delta F^{(3)}$ Değerinin Bulunması.....	156
Tablo 5.73	: Üçüncü İtme Adımında Kolonlarda $\Delta F^{(3)}$ Değerinin Bulunması.....	157
Tablo 5.74	: 3. İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmenin Sistemde Oluşturduğu İç Kuvvetler.....	158
Tablo 5.75	: 3. İtme Adımında Oluşan Plastik Şekildeğiştirmeler.....	158
Tablo 5.76	: 3.İtme Adımı Sonunda Çerçeve Elemanlarında Hesaplanan İç Kuvvetler.....	158
Tablo 5.77	: 3. İtme Adımı Sonunda Oluşan Plastik Şekil Değiştirmeler....	160
Tablo 5.78	: Üçüncü Adımda Elde Edilen Artımsal Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri İle Üçüncü Adım Sonunda Elde Edilen Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri.	161
Tablo 5.79	: 4. İtme Adımındaki Linner Sistemin Periyot ve Kütle Katılım Oranları.....	162
Tablo 5.80	: Dördüncü İtme Adımında 1. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler.....	163
Tablo 5.81	: Dördüncü İtme Adımında 2. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler.....	163
Tablo 5.82	: Dördüncü İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmelerden Hesaplanan İç Kuvvetlerin Mod Birleştirme Yöntemi İle Birleştirilmesi.....	164
Tablo 5.83	: 4. İtme Adımında Sistemde Oluşan Birim Plastik Şekildeğiştirmeler.....	164
Tablo 5.84	: Dördüncü İtme Adımında Kirişlerde $\Delta F^{(4)}$ Değerinin Bulunması.....	164
Tablo 5.85	: Dördüncü İtme Adımında Kolonlarda $\Delta F^{(4)}$ Değerinin Bulunması.....	165
Tablo 5.86	: 4. İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmenin Sistemde Oluşturduğu İç Kuvvetler.....	165
Tablo 5.87	: 4. İtme Adımında Sistemde Oluşan Şekildeğiştirmeler.....	166
Tablo 5.88	: 4.İtme Adımı Sonunda Çerçeve Elemanlarında Hesaplanan İç Kuvvetler.....	166
Tablo 5.89	: 4. İtme Adımı Sonunda Oluşan Plastik Şekil Değiştirmeler ...	167

Tablo 5.90	: Dördüncü Adımda Elde Edilen Artımsal Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri İle Üçüncü Adım Sonunda Elde Edilen Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri.....	167
Tablo 5.91	: 5. İtme Adımındaki Lineer Sistemin Periyot ve Kütle Katılım Oranları.....	168
Tablo 5.92	: Beşinci İtme Adımında 1. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler.....	170
Tablo 5.93	: Beşinci İtme Adımında 2. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler.....	170
Tablo 5.94	: Beşinci İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmelerden Hesaplanan iç Kuvvetlerin Mod Birleştirme Yöntemi İle Birleştirilmesi.....	170
Tablo 5.95	: 5. İtme Adımında Oluşan Birim Plastik Şekildeğiştirmeler.....	171
Tablo 5.96	: Beşinci İtme Adımında Kirişlerde $\Delta F^{(5)}$ Değerinin Bulunması.....	171
Tablo 5.97	: Beşinci İtme Adımında Kolonlarda $\Delta F^{(5)}$ Değerinin Bulunması.....	171
Tablo 5.98	: Mod Birleştirme Altında Oluşan İç Kuvvetler.....	175
Tablo 5.99	: 5. İtme Adımında Sistemde Oluşan Plastik Şekildeğiştirmeler.....	175
Tablo 5.100	: 5.İtme Adımı Sonunda Çerçeve Elemanlarında Hesaplanan iç kuvvetler.....	176
Tablo 5.101	: 5. İtme Adımı Sonunda Oluşan Plastik Şekil Değiştirmeler....	176
Tablo 5.102	: Beşinci Adımda Elde Edilen Artımsal Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri İle Beşinci Adım Sonunda Elde Edilen Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri.....	177
Tablo 5.103	: K101 Kirişi İçin Toplam Eğrilik Hesabı.....	177
Tablo 5.104	: K101 Kirişi Hasar Bölgesi.....	178
Tablo 5.105	: Kolonların Toplam Eğrilik Hesabı.....	180
Tablo 5.106	: Kolonların Hasar Seviyeleri.....	180
Tablo 5.107	: İtme Analizi Görelî Kat Ötelemeleri.....	182
Tablo 5.108	: İtme Analizi Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü.....	182
Tablo 5.109	: Zaman Tanım Analizi Sonucunda Oluşan Plastik Şekildeğiştirmeler.....	186
Tablo 5.110	: Kirişler İçin Toplam Eğrilik İstemi.....	188
Tablo 5.111	: Kirişler Hasar Bölgeleri.....	190
Tablo 5.112	: Kolonların Toplam Eğrilik İstemleri.....	193
Tablo 5.113	: Kolon Hasar Seviyeleri.....	193
Tablo 5.114	: Zaman Tanım Analizi Görelî Kat Ötelemeleri.....	194
Tablo 5.115	: Zaman Tanım Analizi Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü....	194
Tablo 5.116	: Doğrusal Olmayan Yöntemlerin Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi.....	196
Tablo 6.1	: 1. Kat Kolonları Etkin Rijitlik Katsayıları.....	205
Tablo 6.2	: 2. Kat Kolonları Etkin Rijitlik Katsayıları.....	205
Tablo 6.3	: 3. Kat Kolonları Etkin Rijitlik Katsayıları.....	206
Tablo 6.4	: 4. Kat Kolonları Etkin Rijitlik Katsayıları.....	206
Tablo 6.5	: 5. Kat Kolonları Etkin Rijitlik Katsayıları.....	207
Tablo 6.6	: Periyotlar ve Kütle Katılım Oranları.....	210
Tablo 6.7	: Eşdeğer Taban Kesme Kuvveti Hesabı.....	210
Tablo 6.8	: Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri.....	211

Tablo 6.9	: X Doğrultusundaki Depremde 1. Kat Kirişlerinde Oluşan İç Kuvvetler.....	213
Tablo 6.10	: X Doğrultusundaki Depremde 1. Kat Kirişlerdeki Hasar Seviyeleri.....	214
Tablo 6.11	: Y Doğrultusundaki Depremde 1. Kat Kirişlerinde Oluşan iç Kuvvetler.....	215
Tablo 6.12	: Y Doğrultusundaki Depremde 1. Kat Kirişlerdeki Hasar Seviyeleri.....	216
Tablo 6.13	: EX1 Depreminde 1. kat Kolonlarında oluşan iç kuvvetler ve Kapasiteleri.....	217
Tablo 6.14	: EX2 Depreminde 1. kat Kolonlarında oluşan iç kuvvetler ve Kapasiteleri.....	218
Tablo 6.15	: EX1 ve EX2 Depremi Sonucu 1. kat Kolonlarındaki Hasar Sınırları.....	219
Tablo 6.16	: EY1 Depreminde 1. kat Kolonlarında oluşan iç kuvvetler ve Kapasiteleri.....	220
Tablo 6.17	: EY2 Depreminde 1. kat Kolonlarında oluşan iç kuvvetler ve Kapasiteleri.....	221
Tablo 6.18	: EY1 ve EY2 Depremi Sonucu 1. kat Kolonlarındaki Hasar Sınırları.....	222
Tablo 6.19	: X Doğrultusundaki Depremde Kiriş Hasar Seviyeleri.....	223
Tablo 6.20	: X Doğrultusundaki Depremde Kolonlarda Oluşan Hasar Dağılımı.....	223
Tablo 6.21	: Y Doğrultusundaki Depremde Kiriş Hasar Seviyeleri.....	225
Tablo 6.22	: Y Doğrultusundaki Depremde Kolonlarda Oluşan Hasar Dağılımı.....	225
Tablo 6.23	: Görelî Kat Ötelemesi Sınırları.....	227
Tablo 6.24	: X Doğrultusu için Görelî Kat Ötelemelerinin İrdelenmesi.....	227
Tablo 6.25	: Y Doğrultusu için Görelî Kat Ötelemelerinin İrdelenmesi.....	227
Tablo 6.26	: Taban Kesme Kuvveti Tepe Noktası Yerdeğiştirmesi.....	229
Tablo 6.27	: X Doğrultusu için Modal Kapasite Değerleri.....	230
Tablo 6.28	: Y Doğrultusu için Modal Kapasite Değerleri.....	231
Tablo 6.29	: X doğrultusundaki Depremde 1. Kat Kiriş Hasar Sınırları.....	235
Tablo 6.30	: Y doğrultusundaki Depremde 1. Kat Kiriş Hasar Sınırları.....	236
Tablo 6.31	: X doğrultusundaki deprem için kiriş hasar dağılımı.....	237
Tablo 6.32	: X doğrultusundaki deprem için kolon hasar dağılımı.....	238
Tablo 6.33	: Y doğrultusundaki deprem için kiriş hasar dağılımı.....	239
Tablo 6.34	: Y doğrultusundaki deprem için kolon hasar dağılımı.....	239
Tablo 6.35	: X Doğrultusu için Görelî Kat Ötelemelerinin İrdelenmesi.....	240
Tablo 6.36	: Y Doğrultusu için Görelî Kat Ötelemelerinin İrdelenmesi.....	240
Tablo 6.37	: X doğrultusundaki Depremde 1. Kat Kiriş Hasar Sınırları.....	244
Tablo 6.38	: Y doğrultusundaki Depremde 1. Kat Kiriş Hasar Sınırları.....	245
Tablo 6.39	: X Doğrultusundaki Deprem İçin Kiriş Hasar Dağılımı.....	246
Tablo 6.40	: X Doğrultusundaki Deprem İçin Kolon Hasar Dağılımı.....	246
Tablo 6.41	: Y Doğrultusundaki Deprem İçin Kiriş Hasar Dağılımı.....	248
Tablo 6.42	: Y doğrultusundaki deprem için kolon hasar dağılımı.....	248
Tablo 6.43	: X Doğrultusu için Görelî Kat Ötelemelerinin İrdelenmesi.....	250
Tablo 6.44	: Y Doğrultusu için Görelî Kat Ötelemelerinin İrdelenmesi.....	250
Tablo 6.45	: Deprem Seviyeleri İçin Tepe Noktası Yerdeğiştirme Değerleri.....	250

Tablo A.1	: Okul Yapısı 1. 2. ve 3. Kat Kiriş Donatıları.....	255
Tablo A.2	: Okul Yapısı 4. Kat Kiriş Donatıları.....	256
Tablo A.3	: Okul Yapısı 5. Kat Kiriş Donatıları.....	257
Tablo A.4	: Okul Yapısı 6. Kat Kiriş Donatıları.....	258
Tablo A.5	: Okul Yapısı 1. Kat Kolon Donatıları.....	259
Tablo A.6	: Okul Yapısı 2. ve 3. Kat Kolon Donatıları.....	260
Tablo A.7	: Okul Yapısı 4. 5. ve 6. Kat Kolon Donatıları.....	261
Tablo A.8	: Okul Yapısı X Doğrultusu 1. 2. 3. Kat İçin Birleşim Bölgesi Kontrolü.....	262
Tablo A.9	: Okul Yapısı X Doğrultusu 4. 5. 6. Kat İçin Birleşim Bölgesi Kontrolü.....	263
Tablo A.10	: Okul Yapısı Y Doğrultusu 1. 2. 3. Kat İçin Birleşim Bölgesi Kontrolü.....	264
Tablo A.11	: Okul Yapısı Y Doğrultusu 4. 5. 6. Kat İçin Birleşim Bölgesi Kontrolü.....	265
Tablo A.12	: Okul Yapısı EX1 Depremi Kiriş Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması.....	266
Tablo A.13	: Okul Yapısı EX2 Depremi Kiriş Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması.....	267
Tablo A.14	: Okul Yapısı EY1 Depremi Kiriş Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması.....	268
Tablo A.15	: Okul Yapısı EY2 Depremi Kiriş Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması.....	269
Tablo A.16	: Okul Yapısı EX1 Depremi Kolon Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması.....	270
Tablo A.17	: Okul Yapısı EX2 Depremi Kolon Hasar Sınırları Karşılaştırılması.....	271
Tablo A.18	: Okul Yapısı EY1 Depremi Kolon Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması.....	272
Tablo A.19	: Okul Yapısı EY2 Depremi Kolon Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması.....	273

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 3.1 : Dış Yükler Etkisindeki Katı Cisim.....	7
Şekil 3.2 : Şematik Yük Parametresi – Şekil Değiştirme Diyagramı.....	8
Şekil 3.3 : İdeal malzemeler	9
Şekil 3.4 : Beton Çeliğinin Gerilme-Şekildeğiştirme Diyagramı.....	10
Şekil 3.5 : Beton Çeliğinin $\sigma - \varepsilon$ Diyagramının İdealleştirilmesi.....	10
Şekil 3.6 : Betonarme Çubuğun Eğilmesinde Dış Basınç Lifindeki $\sigma - \varepsilon$ Diyagramı	11
Şekil 3.7 : Düzlem Çubuk Elemanlarda İç Kuvvetler ve Şekildeğiştirmeler.....	12
Şekil 3.8 : Betonarme Kesitlerde $M - \chi$ Diyagramı	15
Şekil 3.9 : Betonarme Kesitlerde Etkileşim Diyagramı	16
Şekil 3.10 : Betonarme Kesitlerde İdealleştirilmiş ($M - \chi$) diyagramı (Tip:1)	17
Şekil 3.11 : Betonarme Kesitlerde İdealleştirilmiş ($M - \chi$) diyagramı (Tip:2)	17
Şekil 3.12 : Betonarme Kesitlerde İdealleştirilmiş ($N - \varepsilon$) Diyagramı.....	18
Şekil 3.13 : Eğilme Momenti Eğrilik Diyagramı.....	19
Şekil 3.14 : Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmeler.....	20
Şekil 3.15 : İdealleştirilmiş Bünye Bağıntısı.....	20
Şekil 4.1 : Kesit Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri.....	25
Şekil 4.2 : Eğilme Momenti – Plastik Dönme Bağıntıları.....	40
Şekil 4.3 : Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesaplanması.....	43
Şekil 4.4 : Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesaplanması.....	44
Şekil 4.5 : Modal Yerdeğiştirme İsteminin Ardışık Yaklaşımla Hesaplanması.....	45
Şekil 5.1 : Düzlem Çerçeve Modeli.....	53
Şekil 5.2 : Sistem Üzerindeki Sabit ve Hareketli Yükler.....	55
Şekil 5.3 : G+0.3Q Düşey Yükleme Altında Eksenel Yük Diyagramı...	56
Şekil 5.4 : Basit Eğilme Diyagramı.....	57
Şekil 5.5 : Kolon Kesit Detayı.....	58
Şekil 5.6 : Sistem Üzerindeki Deprem Yüğü	60
Şekil 5.7 : Düşey Yükler Altında Oluşan İç Kuvvetler	60
Şekil 5.8 : Deprem Yükleri Altında Oluşan İç Kuvvetler	61
Şekil 5.9 : Düşey Yükler Altında Kirişlerde Oluşan İç Kuvvetler	62
Şekil 5.10 : EX Depremi Altında Kirişlerde Oluşan İç Kuvvetler.....	63
Şekil 5.11 : EX Depremiyle Uyumlu Kiriş Taşıma Kapasiteleri	63
Şekil 5.12 : +X Depremi Altında Kirişte Oluşan İç Kuvvetler	66
Şekil 5.13 : Ara Değerler İçin Sınır Kapasite Oranının İnterpolasyon İle Bulunması	68
Şekil 5.14 : Kolon Etkileşim Diyagramı	70

Şekil 5.15	: Kolon Kapasite Kuvvetinin Bulunması	72
Şekil 5.16	: Kolon Kiriş Birleşim Bölgesi	78
Şekil 5.17	: Birleşim Bölgesi Kiriş Donatıları	79
Şekil 5.18	: Kesit Hasar Sınırları	81
Şekil 5.19	: Sistemin Mod Şekilleri	82
Şekil 5.20	: Spektrum Eğrisi	83
Şekil 5.21	: Birinci ve İkinci Moda Ait Taban Kesme Kuvvetleri	84
Şekil 5.22	: Birinci ve İkinci Moda Ait Moment Değerleri	85
Şekil 5.23	: G+0.3Q Düşey Yükleme Altında Eksenel Yük Diyagramı	92
Şekil 5.24	: İdealleştirilmiş Kiriş Moment-Eğrilik Diyagramı	93
Şekil 5.25	: İdealleştirilmiş Kiriş Moment-Eğrilik Diyagramı	93
Şekil 5.26	: Kiriş Donatı Detayı	94
Şekil 5.27	: Kiriş İç Kuvvet Plastik Şekildeğiştirme Bağıntısı	94
Şekil 5.28	: Pekleşme Etkisinin Gözönüne Alındığı İdealleştirilmiş Pozitif Moment - Eğrilik İlişkisi	95
Şekil 5.29	: Kolon Kesiti Donatı Detayı	96
Şekil 5.30	: Kolon Akma Yüzeyi	97
Şekil 5.31	: Kolon Kesiti İçin İdealleştirilmiş Moment - Eğrilik İlişkisi (N=0)	97
Şekil 5.32	: Kolon Kesiti İçin Pekleşme Etkisinin Gözönüne Alındığı İdealleştirilmiş Moment - Eğrilik İlişkisi (N=0)	98
Şekil 5.33	: Etkileşim Diyagramı ve Moment Eğrilik Diyagramı İlişkisi...	98
Şekil 5.34	: Normal Kuvvetin Moment - Eğrilik İlişkisine Etkisi.....	99
Şekil 5.35	: Sistem Üzerindeki Potansiyel Plastik Mafsallar.....	100
Şekil 5.36	: İtme Analizinde Kullanılacak Yük Dağılımı.....	102
Şekil 5.37	: Statik İtme Eğrisi.....	103
Şekil 5.38	: Modal kapasite Diyagramı	106
Şekil 5.39	: Davranış Spektrumu İle Modal Kapasite Diyagramının Çakıştırılması	107
Şekil 5.40	: Spektral Yerdeğiştirmenin Bulunması.....	108
Şekil 5.41	: İki Doğrulu Hale Getirilmiş Modal Kapasite Eğrisi.....	111
Şekil 5.42	: İki Doğrulu Hale Getirilmiş Modal Kapasite Eğrisi.....	113
Şekil 5.43	: Doğrusal Olmayan Spektral Yerdeğiştirmenin Hesaplanması	115
Şekil 5.44	: İtme Analizi Sonucunda Sistemde Oluşan Plastik Mafsallar..	115
Şekil 5.45	: Kolon Donatı Detayı.....	120
Şekil 5.46	: Kesit Hasar Sınırları İçin Normal Kuvvet- Eğrilik Değişimi..	122
Şekil 5.47	: G+0.3Q Düşey Yükleme Altında Eksenel Yük Diyagramı..	124
Şekil 5.48	: Yatay Kuvvet – Tepe Noktası Yerdeğiştirme Grafiği.....	125
Şekil 5.49	: Davranış Spektrumu ve Modal Kapasite Eğrisi.....	126
Şekil 5.50	: Modal Kapasite Eğrisi.....	127
Şekil 5.51	: Mod Şekilleri.....	129
Şekil 5.52	: Kolon Etkileşim Diyagramı.....	132
Şekil 5.53	: Doğrusallaştırılmış Kolon Etkileşim Diyagramı.....	132
Şekil 5.54	: Doğrusallaştırılmış Kolon Etkileşim Diyagramı.....	133
Şekil 5.55	: 1. İtme Adımı Sitem Modeli.....	136
Şekil 5.56	: 1. İtme Adımı Sitem Mod Şekilleri.....	137
Şekil 5.57	: Spektrum Eğrisi.....	139
Şekil 5.58	: Modlara Ait Modal Yerdeğiştirme İstemleri.....	140
Şekil 5.59	: 2. İtme Adımı Lineer Sistem Modeli.....	145

Şekil 5.60	: Kiriş Ucunda Moment Mafsalı.....	145
Şekil 5.61	: 3. İtme Adımı Lineer Sistem Modeli.....	153
Şekil 5.62	: Doğrusal Hale Getirilmiş Kolon Etkileşim Diyagramı.....	160
Şekil 5.63	: 4. İtme Adımı Lineer Sistem Modeli.....	161
Şekil 5.64	: 5. İtme Adımı Lineer Sistem Modeli.....	168
Şekil 5.65	: 1. ve 2. Mod İçin Modal Kapasite Diyagramı.....	174
Şekil 5.66	: Kesit Hasar Sınırları İçin Normal Kuvvet- Eğrilik Değişimi..	181
Şekil 5.67	: Yer Hareketi Kaydı 1.....	183
Şekil 5.68	: Yer Hareketi Kaydı 2.....	184
Şekil 5.69	: Yer Hareketi Kaydı 3.....	184
Şekil 5.70	: Yer Hareketlerinin Ortalama Spektrum Eğrisi.....	185
Şekil 5.71	: Zaman Tanım Analizi Sonucunda Sistemde Oluşan Plastik Kesitler.....	186
Şekil 5.72	: K101 Kirişi i Ucu Zamana Bağlı Plastik Dönme Grafiği.....	187
Şekil 5.73	: K101 Kirişi j Ucu Zamana Bağlı Plastik Dönme Grafiği.....	187
Şekil 5.74	: K101 Kirişi i Ucu Zamana Moment-Plastik Dönme Döngüsü	188
Şekil 5.75	: K101 Kirişinin Zamana Bağlı Kesme Kuvveti Değişimi.....	189
Şekil 5.76	: S101 Kolonunun i ucunun Zamana Bağlı Plastik Dönme Değişimi.....	190
Şekil 5.77	: Kolonların Hasar Sınırları.....	192
Şekil 5.78	: S101 Kolonunun Zamana Bağlı Kesme Kuvveti Değişimi....	192
Şekil 6.1	: 1, 2 ve 3 Katlara Ait Kalıp Planı.....	200
Şekil 6.2	: 4., 5. ve 6. Katlara Ait Kalıp Planı.....	201
Şekil 6.3	: Üç Boyutlu SAP2000 Modeli (Kuzey Cephesi).....	202
Şekil 6.4	: Tipik Kat Planı.....	203
Şekil 6.5	: Tipik X-Z Kesiti Görünüşü.....	203
Şekil 6.6	: Tipik Y-Z Kesiti Görünüşü.....	204
Şekil 6.7	: Performans Değerlendirmesinde Kullanılacak İvme Spektrumları.....	208
Şekil 6.8	: 1. Mod Şekli ($T_x=1.054$ sn, $M_x=\% 77.1$).....	208
Şekil 6.9	: 2. Mod Şekli ($T_y=0.986$ sn, $M_y=\% 77.4$).....	209
Şekil 6.10	: 3. Mod Şekli ($T_b=0.864$ sn).....	209
Şekil 6.11	: X Doğrultusu İtme Eğrisi.....	229
Şekil 6.12	: Y Doğrultusu İtme Eğrisi.....	230
Şekil 6.13	: X Yönü Modal Yerdeğiştirme İstemi.....	231
Şekil 6.14	: Y Doğrultusu Modal Yerdeğiştirme İstemi.....	232
Şekil 6.15	: X Yönünde İtme Analizi Sonucu Sistemde Oluşan Plastik Mafsallar.....	233
Şekil 6.16	: Y Yönünde İtme Analizi Sonucu Sistemde Oluşan Plastik Mafsallar.....	234
Şekil 6.17	: S109, S110, S116 ve S116 Kolonları Normal Kuvvet-Eğrilik Diyagramı.....	237
Şekil 6.18	: Yer Hareketi Kaydı 1.....	242
Şekil 6.19	: Yer Hareketi Kaydı 2.....	242
Şekil 6.20	: Yer Hareketi Kaydı 3.....	243

SEMBOL LİSTESİ

$A(T_1)$	: T_1 periyot değerindeki spektral ivme katsayısı
A_0	: Etkin yer ivmesi katsayısı
A_c	: Kolonun brüt kesit alanı
A_s	: Boyuna donatı alanı
a	: Modal yerdeğiştirme
$a_n^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda n'inci moda ait modal ivme
a_{yn}	: n'inci moda ait eşdeğer akma ivmesi
b	: Kesit genişliği
b_w	: Kirişin gövde genişliği
C_{R1}	: Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
d	: Kirişin ve kolonun faydalı yüksekliği, modal yerdeğiştirme
d_1	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(p)}$	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
$d_n^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen n'inci moda ait modal yerdeğiştirme
E	: Elastisite modülü, deprem yükü
E_c	: Beton elastisite modülü
E_{I_0}	: Çatlamamış kesit eğilme rijitliği
E_{I_e}	: Çatlamış kesit eğilme rijitliği
f_{ck}	: Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{cm}	: Mevcut beton dayanımı
f_{ctk}	: Beton karakteristik çekme dayanımı
f_{ctm}	: Mevcut betonun çekme dayanımı
f_{yk}	: Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı
F	: Toplam yatay yük
F_c	: Beton basınç kuvveti
F_s	: Çekme donatısı çekme kuvveti
$F_i(M,N,T)$	: Malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı doğrusal olmayan fonksiyonlar
F_i	: Kütlelerin toplandığı varsayılan noktalara etkiyen eşdeğer deprem Yükleri
$\tilde{F}^{(i)}$	: (i)'inci itme adımına ait birikimli spektrum ölçek katsayısı
g	: Sabit yük
h	: Çalışan doğrultudaki kesit boyutu
H_i	: Yapının i'inci katının temel seviyesinden yüksekliği
I	: Kesitin atalet momenti, yapı önem katsayısı
$K_1(M,N,T)$	: Akma (kırılma) eğrisi veya karşılıklı etki diyagramını kesit zorlarına bağlı olarak ifade eden fonksiyon
L_0	: Çatlama
L_1	: Plastik şekildeğiştirmenin başlangıcı

L_2	: Kırılma
L_p	: Plastik mafsalsal boyu
M	: Eğilme momenti
M_{cap}	: Eğilme momenti kapasitesi
$M_{j,x}^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda, (j) plastik kesitinde x eksenini etrafında oluşan eğilme momenti
$\tilde{M}_{j,x}^{(i)}$	: (i)'inci itme adımında $\Delta \tilde{F}^{(i)} = 1$ alınarak yapılan doğrusal mod birleştirme analizi sonucunda, (j) plastik kesitinde x eksenini etrafında hesaplanan eğilme momenti
m_s	: Herhangi bir (s) serbestlik derecesinin kütlesi
M_p	: Kesitin eğilme momenti taşıma gücü (plastik moment)
M_{x1}	: x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle
n	: Hesap yüküne ait boyutsuz normal kuvvet, hareketli yük katılım katsayısı
N	: Normal kuvvet, binanın kat adedi
N_d	: Düşey yükler altında kolonda oluşan aksel basınç kuvveti
$N_j^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda, (j) plastik kesitinde oluşan aksel kuvvet
$\tilde{N}_j^{(i)}$	: (i)'inci itme adımında $\Delta \tilde{F}^{(i)} = 1$ alınarak yapılan doğrusal (lineer) mod birleştirme analizi sonucunda, (j) plastik kesitinde hesaplanan aksel kuvvet
R_{yn}	: n'inci moda ait Dayanım Azaltma Katsayısı
$r_j^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda, herhangi bir (j) noktasında oluşan tipik yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme veya iç kuvvet
$\tilde{r}_j^{(i)}$	: (i)'inci itme adımında $\Delta \tilde{F}^{(i)} = 1$ alınarak yapılan doğrusal (lineer) mod birleştirme analizi sonucunda, (j) noktasında veya kesitinde hesaplanan tipik yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme veya iç kuvvet
$S_{aen}^{(1)}$	: İtme analizinin ilk adımında n'inci moda ait doğrusal elastik spektral ivme
$S_{den}^{(1)}$	: İtme analizinin ilk adımında n'inci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
q	: Hareketli yük
q_i	: Binanın i'inci katındaki toplam hareketli yük
Q	: Hareketli yük
r	: Etki/kapasite oranı
r_s	: Etki/kapasite oranının sınır değeri
R	: Yapı davranış katsayısı
R_a	: Deprem yükü azaltma katsayısı
$R_a(T_1)$	: T_1 periyot değerindeki deprem yükü azaltma katsayısı
R_{y1}	: Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı
S_a	: Spektral ivme
S_{ae1}	: Birinci moda ait elastik spektral ivme
S_d	: Spektral yerdeğiştirme
S_{de1}	: Birinci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
S_{di1}	: Birinci moda ait doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme
$S(T_1)$	: T_1 periyot değerindeki elastik tasarım ivme spektrum değeri
$T_1(1)$	: Başlangıçtaki ($i = 1$) itme adımında birinci (hakim) titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu

T	: Kesme kuvveti
T_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu
T_A	: Spektrum karakteristik periyodu
T_B	: İvme spektrumundaki karakteristik periyod
T_e	: Etkin doğal periyod
u_n	: Tepe noktası yerdeğiştirmesi
$u_{xN1}^{(i)}$	: 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_e	: Kesme kuvveti
V_t	: Taban kesme kuvveti
$V_{x1}^{(i)}$	: x deprem doğrultusunda (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim) ait taban kesme kuvveti
w_i	: Binanın i' inci katının toplam ağırlığı
W	: Binanın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
χ	: Birim dönme (eğrilik)
χ_p	: Kesitin eğilme momentine karşı gelen birim dönme
ΔF_N	: Ek eşdeğer deprem yükü
ϵ	: Birim boy değişmesi
ϵ_c	: Beton birim şekildeğiştirmesi
ϵ_{cg}	: Sargılı bölgenin en dış lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi
ϵ_{cu}	: Beton ezilme birim kısalması
ϵ_y	: Akma şekildeğiştirmesi
ϵ_s	: Donatı çeliği birim şekildeğiştirmesi
ϵ_{su}	: Donatı çeliğinin kopma uzaması
ϕ_y	: Eşdeğer akma eğrililiği
ϕ_p	: Plastik eğrilik istemi
ϕ_t	: Toplam eğrilik istemi
Φ_{xN1}	: Binanın tepesinde (N' inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği
Γ_{x1}	: x deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı
η_{bi}	: i' inci katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısı
λ	: Eşdeğer deprem yükü azaltma katsayısı
θ_p	: Plastik dönme istemi
ρ	: Çekme donatısı oranı
ρ'	: Basınç donatısı oranı
ρ_b	: Dengeli donatı oranı
ρ_{sm}	: Kesitte bulunması gereken enine donatının hacımsal oranı
$\Delta a_n^{(i)}$	: (i)'inci itme adımımda n'inci moda ait modal ivme artımı
$\Delta d_n^{(i)}$	: (i)'inci itme adımımda n'inci moda ait modal yerdeğiştirme artımı
$\Delta \tilde{F}^{(i)}$	: (i)'inci itme adımımda artımsal spektrum ölçek katsayısı
$\Delta f_{sn}^{(i)}$	: (i)'inci itme adımımda n'inci doğal titreşim modu için sistemin

$\Delta u_{sn}^{(i)}$	: herhangi bir (s) serbestlik derecesine etkiyen deprem yükünün artımı
$\Phi_{sn}^{(i)}$	: (i)'inci itme adımında n'inci doğal titreşim modu için sistemin herhangi bir (s) serbestlik derecesine ait yerdeğiştirme artımı
$\Gamma_{xn}^{(i)}$	: (i)'inci itme adımında, o adımdaki plastik kesit konfigürasyonu gözönüne alınarak belirlenen n'inci mod şeklinin (s) serbestlik derecesine ait genliği
ω_B	: İvme spektrumundaki T_B karakteristik periyoduna karşı gelen doğal açısal frekans
$\omega_n^{(i)}$	: (i)'inci itme adımında, o adımdaki plastik kesit konfigürasyonu gözönüne alınarak belirlenen n'inci titreşim moduna ait doğal açısal frekans
$\omega_n^{(1)}$	: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında n'inci titreşim moduna ait doğal açısal frekans
$\omega_n^{(p)}$	: En sondaki (i=p) itme adımında n'inci titreşim moduna ait doğal açısal frekans

BETONARME YAPILARIN DEPREM PERFORMANSININ DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLERLE BELİRLENMESİ

ÖZET

Yapı sistemlerinin deprem etkileri altında yapısal performanslarının belirlenmesinde, doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılabilmektedir. Doğrusal hesap yöntemleri dayanım esaslı, doğrusal olmayan hesap yöntemleri şekil değiştirme esaslıdır. Doğrusal teoriye göre hesapta, malzemenin doğrusal-elastik ve yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu varsayılmakta ve bu kabul ile süperpozisyon ilkesi uygulanabilmektedir. Doğrusal olmayan hesapta ise, malzemelerin doğrusal-elastik sınırın ötesindeki davranışı hesaba katılmakta yani bünye bağıntılarının doğrusal olmadığı gözönünde tutulmaktadır. Bu sebeple doğrusal olmayan teoride süperpozisyon ilkesi uygulanamaktadır.

Yapı mühendisliğindeki gelişmeler, bilgisayar teknolojisindeki ilerleme ve malzeme bilimindeki gelişmeler, mühendislerin deprem hareketini ve depremin yapılar üzerindeki etkilerini daha gerçekçi ve aslına uygun olarak belirlemesine katkıda bulunmaktadır. Bu gelişmeler, yapı sistemlerinin deprem sırasındaki doğrusal olmayan davranışlarının daha yakından izlenmesine ve daha gerçekçi göçme güvenliklerinin belirlenmesine olanak sağlamaktadır.

Bu tez kapsamında, betonarme binaların deprem performanslarının deprem yönetmeliğinde tanımlanan doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle belirlenmesi üzerine düzlem çerçeve modeli ele alınarak ayrıntılı bir çalışma yapılmış ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Çalışmanın devamında 2007 deprem yönetmeliğine göre tasarımı yapılan yapının, tasarım depremi ve en büyük deprem etkisi altında yapısal performansı incelenmiştir.

Yedi bölümden oluşan yüksek lisans tezinin birinci bölümü, konunun açıklanmasına ve konu ile ilgili çalışmaların gözden geçirilmesine ayrılmış, çalışmanın amacı ve kapsamı hakkında bilgi verilmiştir.

İkinci bölümde, doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin genel ilkeleri ve dayandığı kabuller hakkında bilgi verilmiştir.

Üçüncü bölümde, yapı sistemlerinin doğrusal olmayan davranışları incelenmekte ve doğrusal olmayan sistemlerin hesap yöntemleri gözden geçirilmektedir. Malzeme bakımından doğrusal olmayan betonarme sistemlerinin iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları verilmiş, doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin belirli kesitlerde

toplandığı varsayımına dayanan plastik mafsal hipotezi ve bu hipotezi esas alan hesap yöntemi açıklanmıştır.

Dördüncü bölüm, yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde yönetmelikte yer alan genel ilke ve yapılan kabuller ile hesap adımları hakkında bilgi verilmiştir.

Beşinci bölümde, deprem yönetmeliğinde tanımlanan doğrusal ve doğrusal olmayan tüm yöntemlerin düzlem çerçeve modeli üzerinde detaylı incelemesi yapılmıştır.

Altıncı bölümde, Deprem Yönetmeliği'ne (2007) göre tasarımı yapılan betonarme binanın, yönetmelikte tanımlanan ve performans değerlendirme yöntemleri olan “Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi”, “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ve “Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz” yöntemleri ile değerlendirmesi yapılmıştır. Değerlendirme neticesinde elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Yedinci bölüm, bu tez kapsamında varılan sonuçları içermektedir. Çalışma neticesinde elde edilen sonuçların değerlendirilmesi bu bölümde sunulmuştur.

Çalışmanın sayısal incelemelerinde elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir:

- a.) Deprem Yönetmeliği'nde tanımlanan doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri ile belirlenen kesit hasar bölgeleri farklılık gösterebilmektedir.
- b.) Deprem yönetmeliğine göre tasarımı yapılan binanın deprem performansının değerlendirmesi sonucunda, yapının deprem etkisi altında beklenen performans hedefini sağlayamadığı görülmüştür.

EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS WITH LINEAR AND NON-LINEAR METHODS

SUMMARY

The performance of structural systems under earthquake effects can be determined by linear and non-linear evaluation methods. Linear evaluation method depends on strength and the non-linear evaluation method are based on deformation. According to the linear evaluation theory; it is assumed that the material is linear-elastic and the deformations are small in the analysis and the superposition principle can be applied. In the non-linear evaluation the behavior of the material beyond the linear-elastic limit is considered, therefore the relationships are not linear. Consequently, the superposition principle can not be applied in non-linear analysis.

Developments in structural engineering, in computer technology and in the material science help engineers to determine the earthquake motions and the effects of earthquake on the buildings in a more realistic and accurate way. These developments with the observation of the non-linear behavior of the structural system in an earthquake enable determination of the more realistic deformations.

In the scope of this thesis, the seismic performance of a reinforced concrete building is detailedly analyzed according to the plane-frame model by using the linear and non-linear methods given in the seismic code, the structural performance of a building which is designed according to seismic code (2007) is evaluated under the maximum and the design earthquake loading .

The present master thesis is composed of seven chapters and the first part is designated for the brief explanation of the subject and the examination of the works done about the scope. The aim and the scope of the work explained in this part.

In the second chapter, information about the general principles of the linear and the non-linear evaluation methods and the assumptions that the methods are based on are given.

In the third chapter, the seismic behavior of the structural system is evaluated by considering for the non-linear method. The internal force and deformation compatibility of the reinforced concrete systems with non-linear materials is explained. The plastic hinge assumption which is based on the collection of the non-linear deformation in certain cross-sections and the analyzing methods for this theory are explained.

In the fourth chapter, the principle of the evaluation methods given in the seismic code in order to determine the seismic performance of the structures are explained.

In the fifth part, the detailed analyze of the building according to the linear and non-linear methods in the seismic code (2007) is done by following the evaluation of the plane-frame model.

In the sixth part, the reinforced concrete building designed according to the seismic code (2007) is evaluated by following the “Equivalent Seismic Load Method”, “Incremental Equivalent Seismic Load Method” and “Nonlinear Time History Analysis” evaluation methods, which are determined performance evaluation methods in the seismic code (2007). The result of the evaluation methods is compared.

In the seventh part, the conculusion for the thesis is given. A comprehensive summary is presented.

The results obtained numerical calculations of this study can be as follows:

- (a) Different performance regions for the sections are obtained. However, the difference is only a grade.
- (b) As a conclusion of the evaluation, a building that is designed according to seismic code (2007), can not obtain the expected performance under seismic action.

1. GİRİŞ

1.1 Konu

Yapılar genellikle yatay yükler altında taşıma kapasitelerini yitirmektedirler. Günümüzdeki yönetmeliklerde yapıların deprem yüklerine karşı tasarımı, doğrusal elastik hesap yöntemleriyle yapılmaktadır. Bununla beraber yapıların ekonomik olmasının amaçlanması nedeniyle, yapıya gelen elastik deprem yükleri davranış katsayısı diye nitelendirilen bir katsayıya bölünerek, yapının elastik ötesi davranışı ele alınmaya çalışılmaktadır. Bu yaklaşımdaki genel düşünce, yapıya etkiyen elastik deprem yükleri sonucu yapı elemanlarında plastik mafsallar oluşacak, plastik mafsalların oluşmasıyla sistem periyodu büyüyerek yapıya etkiyen yükler azalacak ve yapı eşit ötelenme prensibi ile doğrusal olmayan hesapla elde edilen yerdeğiştirmeyi yapacaktır. Bu nedenle görelî kat ötelemelerinin kontrolünde, davranış katsayısı kullanılarak azaltılan deprem yükleri altında hesaplanan kat yerdeğiştirmeleri, davranış katsayısı ile çarpılarak gerçek elastik yerdeğiştirme göz önüne alınmaktadır.

Bir başka ifade ile yapının elastik ötesi davranışı, bir katsayı kullanarak doğrusal elastik hesap yöntemiyle ele alınıyor. Kullanılan katsayı yapıda oluşacak sistemde oluşacak plastik mafsallardan, eleman özelliklerinden bağımsızdır. Ayrıca yapılan tüm hesaplar dayanım bazlı olduklarından yapının ne kadar yük taşıyabileceği veya ne kadar deplasman yapabileceği hakkında bilgi vermezler.

Yapıların deprem etkileri altındaki davranışlarının belirlenmesinde ana etken olan hasar durumları en gerçekçi olarak şekildeğiştirmelerle ifade edilebilmektedir. Bu nedenle şekildeğiştirme bazlı değerlendirmenin esas alındığı hesap yöntemlerinin kullanımı oldukça önem kazanmaktadır. Doğrusal olmayan teoriyi esas alan hesap yöntemlerinden yararlanarak, yapı sistemlerinin dış yükler ve deprem yükleri altındaki davranışları daha gerçekçi olarak belirlenmektedir. Günümüzde bu tür

hesap yöntemleri ile yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirilmesi giderek önem kazanmaktadır.

Deprem mühendisliği konusunda bilgilerin genişleme ve bilgisayar teknolojisindeki ilerlemelerle, depreme dayanıklı yapı tasarımı ve mevcut yapıların davranışlarının incelenmesinin daha ayrıntılı ve olabildiğince daha gerçekçi yapılması imkanı ortaya çıkmaktadır. Yurdumuzda mevcut binaların deprem güvenliklerinin incelenmesi konusu ilk defa 2007 deprem yönetmeliğinde ayrı bir bölüm olarak ele alınmıştır.

Günümüzde mevcut binaların deprem performanslarının belirlenmesi, yöntemin kapsamlı olması sebebiyle bilgisayar yazılımları yardımı ile gerçekleştirilir. Bilgisayar çok değişik kabulleri içeren çözümleri kısa zamanda yapabilmesi bakımından faydalıdır. Ancak, çözümlerle sonuçların değerlendirilmesi, karşılaştırmaların yapılması ve bir sorunla karşılaşınca çıkış yolu bulunması için, taşıyıcı sistem davranışının, hesap ilkelerinin ve çözüm adımlarının iyice kavranmış olması gerekmektedir. Bu nedenle, günümüzde mevcut yapıların deprem güvenliğini inceleyen ve gerek gördüklerini güçlendiren mühendislerin kullanılan yöntemin ana kavramlarını özümsemiş olmaları beklenir. Ayrıca yönetmelikte bulunan kayıtların temel nedenlerinin bilinmesi, bunların uygulanması sırasında ortaya çıkacak problemlerin sağlıklı biçimde çözülmesine yardım edecektir.

Deprem yönetmeliğine göre yapıların deprem etkileri altında performanslarının değerlendirmesi genel olarak iki farklı yöntem ile yapılmaktadır. Bunlar doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan yöntemlerdir.

Doğrusal elastik değerlendirme yönteminin temelini oluşturan ve dayanım (kuvvet) bazlı değerlendirme adı verilen birinci tür değerlendirmede, yapı elemanlarının taşıma kapasiteleri, sistem üzerindeki yüklerin oluşturduğu iç kuvvetlerle karşılaştırılarak eleman bazında bir tür deprem yükü azaltma katsayısı çerçevesinde yapılan değerlendirmedir.

Doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan, şekildeğiştirme esaslı değerlendirmenin temel alındığı ve genel olarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistem hesabına dayanan yöntemlerde ise, belirli bir deprem etkisi altında oluşan plastik mafsallardaki şekildeğiştirme düzeyinde yapılan değerlendirmedir.

1.2 Konu İle İlgili Çalışmalar:

Yapı sistemlerinin malzeme bakımından doğrusal olmayan kurama göre hesabını amaçlayan yöntemler üzerindeki çalışmalar uzun bir geçmişe dayanmaktadır. Bu amaçla geliştirilen analiz yöntemleri, temel varsayımları bakımından iki grupta incelenebilirler:

a) doğrusal olmayan şekildeğıştirmelerin sistem üzerine sürekli olarak yayıldığı gözönüne alındığı çalışmalar ve yöntemler

b) plastik mafsallı hipotezine dayanan yöntemler

Bu yöntemlerin geliştirilmesine paralel olarak, doğrusal olmayan kurama dayanan pratik ve etkin bilgisayar programları da giderek gelişmekte ve yaygın olarak kullanılmaktadır, [18, 19].

Yerdeğıştirme ve şekildeğıştirmelere bağılı performans kriterlerini esas alan yapısal değerdendirme ve tasarım kavramı, özellikle son yıllarda Amerika Birleşik Devletleri' nin deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin daha gerçekçi olarak belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirilmeleri çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir. Amerika Birleşik Devletleri' nin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin neden olduğu büyük hasar, deprem etkileri altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternatif olarak, yerdeğıştirme ve şekildeğıştirmeye bağılı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya çıkarmıştır.

Bu kapsamda, Applied Technology Council (ATC) tarafından Guidelines and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings - ATC 40 projesi [6] ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings - FEMA 273, 356 yayınları [7, 8] gerçekleştirilmiştir. Daha sonra, bu çalışmaların sonuçlarının irdelenerek geliştirilmesi amacıyla ATC 55 projesi yürütölmüş ve projenin bulgularını içeren FEMA 440 taslak raporu [10] hazırlanmıştır. Bu organizasyonların yanında, Building Seismic Safety Council (BSSC), American Society of Civil Engineers (ASCE) ve Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley

(EERC-UCB) tarafından yürütülen diğ er projeler de bu alandaki araştırmalara katkı sağlamaktadır. Bu projelerden ve yayınlardan yararlanarak, deprem bölgelerinde yer alan mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesi ve yeni inşa edilecek binaların performansa dayalı tasarımı mümkün olmaktadır.

1.3 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu tez kapsamında, betonarme binaların deprem performanslarının deprem yönetmeliğinde tanımlanan doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle belirlenmesi üzerine düzlem  er eve modeli ele alınarak detaylı bir çalışma yapılmış ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Çalışmanın devamında 2007 deprem yönetmeliğine göre tasarımı yapılan yapının, tasarım depremi ve en büyük deprem etkisi altında yapısal performansı incelenmiştir.

2. YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP ESASLARI

Yapı sistemlerinin hesabının amacı, dış etkilerden meydana gelen kesit zorları (iç kuvvetler), şekildeğiştirmeler ve yerdeğiştirmelerin bulunmasıdır. Yapı sistemlerinin hesabı için iki teoriden yararlanılır.

1. Doğrusal (lineer) teori
2. Doğrusal olmayan (nonlinear) teori

2.1 Doğrusal Teori

Mekanik problemlerinin çözümünde izlenen yol üç aşamada özetlenebilir; (a) denge koşullarının sağlanması, (b) uygunluk koşullarının sağlanması ve (c) bünye bağıntıları yani malzeme için gerilme-birim deformasyon $\sigma - \varepsilon$, ilişkisinin belirlenmesidir. İlk iki aşama malzeme özelliklerinden bağımsızdır. Gerilme-birim deformasyon bağıntılarının doğrusal olduğunu esas alan hesap yöntemleri doğrusal teoriyi esas alan hesap yöntemleri olarak nitelendirilir.

Doğrusal teoriyi esas alan analiz yöntemlerinin dayandığı kabuller izleyen şekilde sıralanır:

1. Malzeme doğrusal – elastiktir.
2. Yerdeğiştirmeler, denge ve geometrik süreklilik denklemlerine etkileri terk edilebilecek kadar küçüktür. Diğer bir değişle, birinci mertebe teorisi geçerlidir.
3. Tepki kuvvetleri çift yönlüdür ve sistem boyutları yükleme ile değişmemektedir.

Bu varsayımlar sonucunda süperpozisyon prensibi geçerlidir.

2.2 Doğrusal Olmayan Teori

Genellikle, yapı sistemleri işletme yükleri altında doğrusal davranış gösterirler. Yani hesaplanan yerdeğiştirmeler, şekildeğiştirme ve gerilmeler doğrusal teori için yapılan kabuller çerçevesindedir. Buna karşılık, dış etkiler işletme yükü sınırını aşarak yapının taşıma gücüne yaklaştıkça, şekildeğiştirme ve gerilmeler lineer–elastik sınırı aşmakta, yer değiştirmeler çok küçük kabul edilemeyecek değerler almaktadır. Böyle bir durumda doğrusal teoriden söz etmek doğru olmayacaktır ve bunun yerine lineer elastik sınır ötesindeki davranışı göz önüne alan doğrusal olmayan teori geçerli olacaktır.

Doğrusal olmayan teori üç şekilde ortaya çıkabilir:

1. Malzeme bakımından doğrusal olmayan teori: malzeme davranışı lineer-elastik değildir.
2. Geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan teori: yerdeğiştirmelerin denge denklemlerine etkileri terk edilebilecek kadar küçük değil.
3. Malzeme ve geometri değişimleri bakımdan doğrusal olmayan teori: malzeme lineer-elastik değil ve yerdeğiştirmeler çok küçük değil.

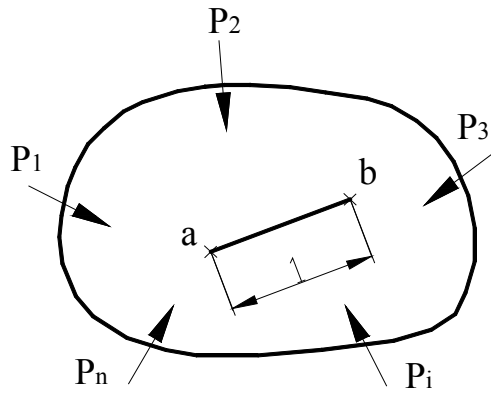
Doğrusal olmayan teoride süperpozisyon prensibi geçerli değildir ve yüklerin aralarındaki oran sabit kalacak şekilde bir yük parametresine bağlı olarak değiştiği göz önünde tutulur.

Bu çalışma çerçevesinde, yapı sistemlerinin malzeme bakımından doğrusal olmayan davranışı ele alınacaktır.

3. MALZEME BAKIMINDAN DOĞRUSAL OLMAYAN SİSTEMLER

3.1 Malzemelerin Şekildeğiştirme Özellikleri

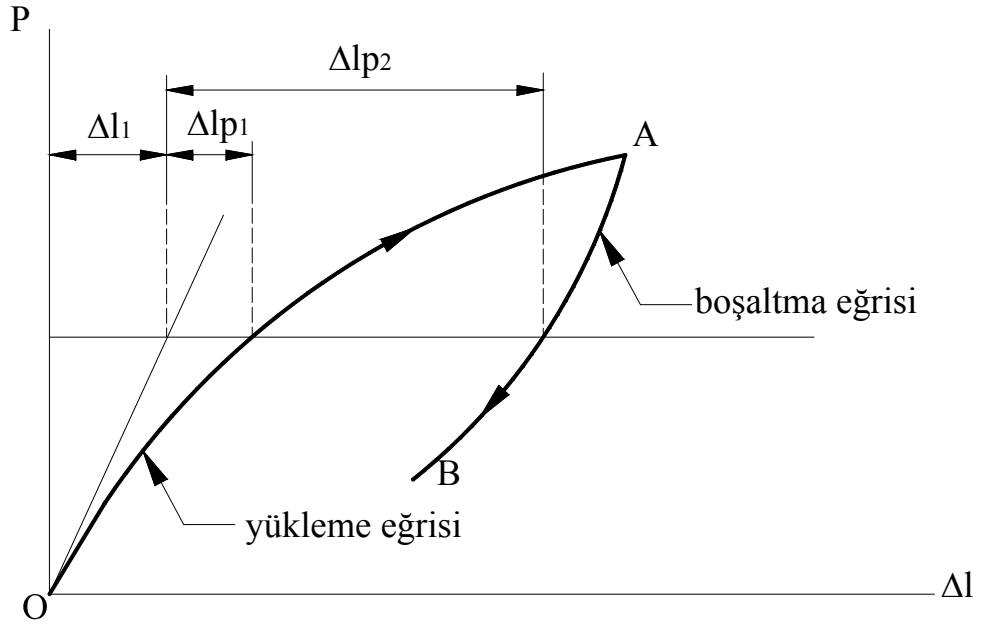
Şekilde verilen katı cisim, üzerine etkiyen P_i ($i = 1, 2, 3 \dots n$) dış kuvvetleri altında dengededir. Yükler, aralarındaki oranlar sabit kalacak şekilde değişmektedir. Şekil 3.1 de verilen katı cismin a ve b noktaları arasındaki l uzunluğunun P yükü altındaki Δl değişimi Şekil 3.2 de şematik olarak gösterilmiştir.



$$P_i = p_i P$$

P : yük parametresi

Şekil 3.1 : Dış Yükler Etkisindeki Katı Cisim



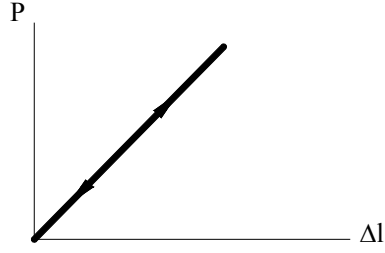
Şekil 3.2 : Şematik Yük Parametresi – Şekil Değişirme Diyagramı

Bu diyagramın, artan yük parametresi için elde edilen OA bölümüne yüklem eğrisi, yüklerin kaldırılması durumuna karşı gelen AB bölümüne boşaltma eğrisi denir. Eğrinin başlangıç teğeti ile ordinat eksenindeki Δl_1 şekil değiştirmeleri doğrusal şekil değiştirmeler, başlangıç teğeti ile yüklem boşaltma eğrileri arasında kalan Δl_{p1} ve Δl_{p2} şekil değiştirmeleri ise doğrusal olmayan şekil değiştirmeler olarak tanımlanır.

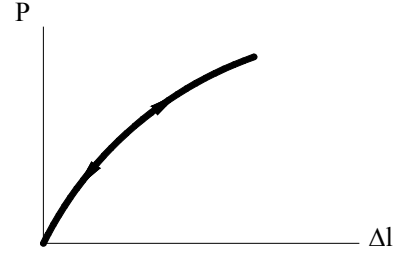
3.1.1 İdeal Malzemeler

Gerçek malzemenin gerilme şekil değiştirmesi doğrusal olmayıp, malzeme özelliğine bağlı olarak karmaşık bir değişim sergiler. Çözümlerde matematik zorluğu önlemek için değişik yaklaşıklık derecelerinde basit malzeme modelleri kabul edilir. Modellerin en basiti doğrusal olan elastik ve plastik malzeme modelleridir.

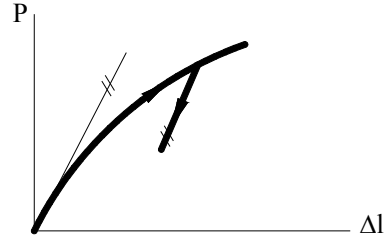
Yapı sistemlerinde kullanılan gerçek malzemelerin şekil değiştirme özellikleri üzerinde bazı idealleştirmeler yapılarak tanımlanan ideal malzemelerin bazıları izleyen şekilde gösterilmiştir.



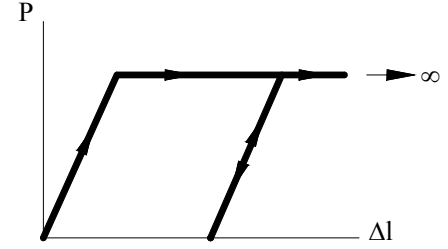
(a) Lineer- elastik malzeme



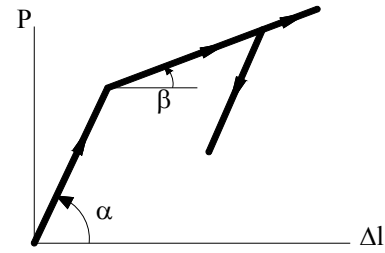
(b) Lineer olmayan elastik malzeme



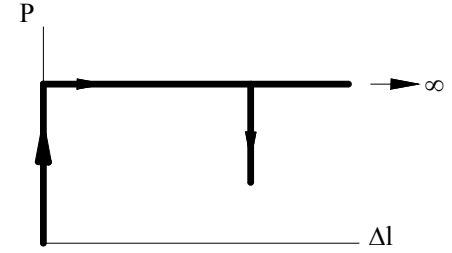
(c) Elastoplastik malzeme



(d) İdeal elastoplastik malzeme



(e) Pekleşen ideal elastoplastik malzeme



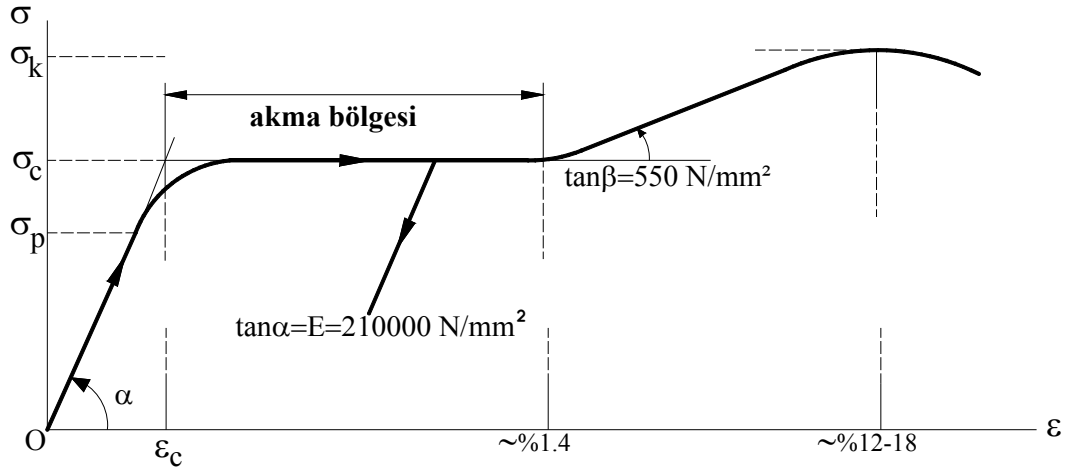
(f) Rijit plastik malzeme

Şekil 3.3 : İdeal Malzemeler

3.1.2 Yapı Malzemelerinin Gerilme-Şekildeğiştirme Bağlılıkları

Betonarme yapı elemanlarını oluşturan beton çeliği ve betonun gerilme-şekildeğiştirme ($\sigma - \epsilon$) diyagramları aşağıda verilmiştir.

a) Beton Çeliği

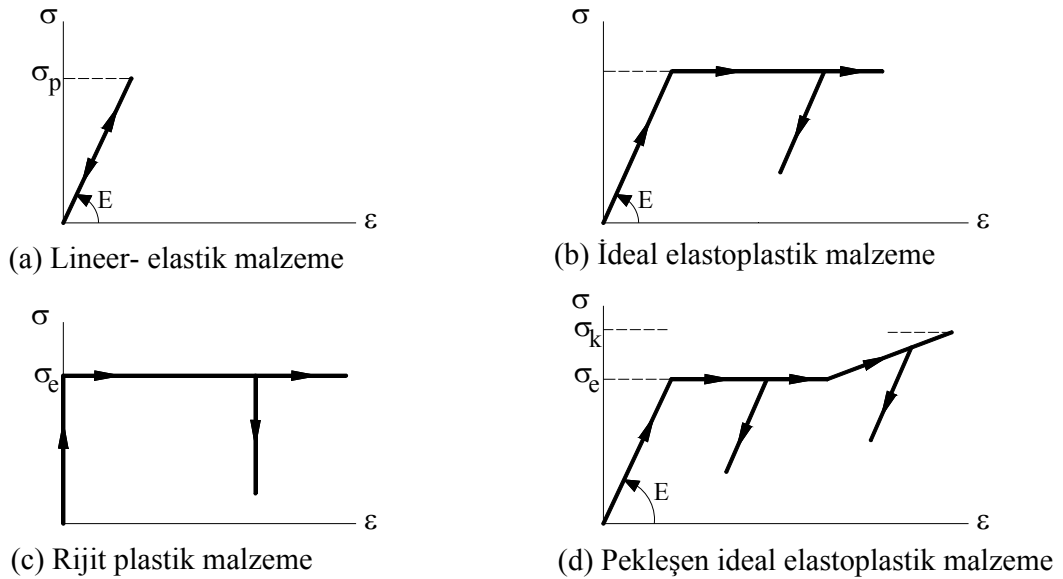


Şekil 3.4 : Beton Çeliğinin Gerilme-Şekildeğiştirme Diyagramı

Bu diyagramı tanımlayan σ_k kopma gerilmesi, σ_e akma gerilmesi ve ϵ_e akma şekil değiştirmesinin S420 beton çeliği için aldığı değerler izleyen şekilde verilir:

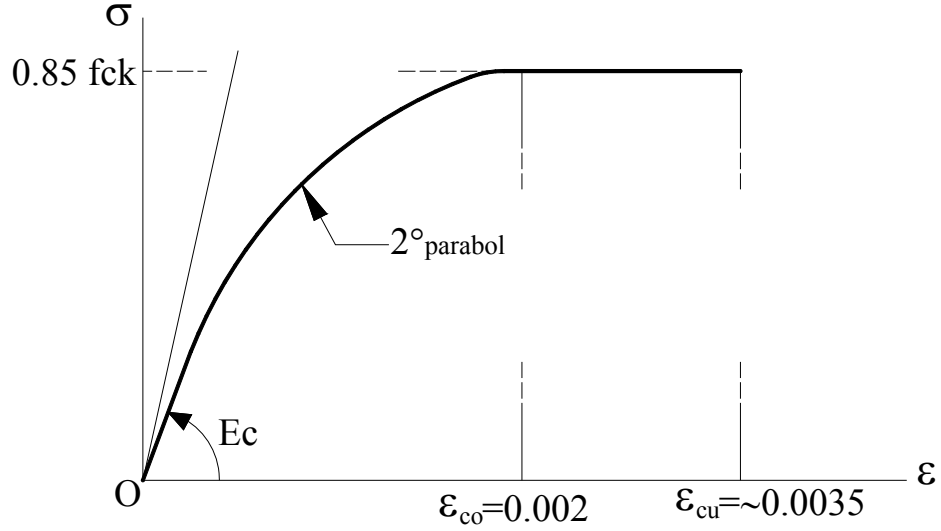
S420 beton çeliği : $\sigma_k = 550 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_e = 420 \text{ N/mm}^2$, $\epsilon_e = 0.0021$

Betonarme yapı elemanlarının iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının elde edilmesinde, uygulanan analiz ve tasarım yaklaşımına bağlı olarak beton çeliğinin $\sigma - \epsilon$ diyagramının bir bölümü veya tümü Şekil 3.5 de verildiği gibi idealleştirilebilir.



Şekil 3.5 : Beton Çeliğinin $\sigma - \epsilon$ Diyagramının İdealleştirilmesi

b) Beton



Şekil 3.6 : Betonarme Çubuğun Eğilmesinde Dış Basınç Lifindeki $\sigma - \epsilon$ Diyagramı

Bu diyagramda f_{ck} karakteristik basınç dayanımını, E_c ise

$$E_c = 14000 + 3250\sqrt{f_{ck}} \quad (N / mm^2) \quad (3.1)$$

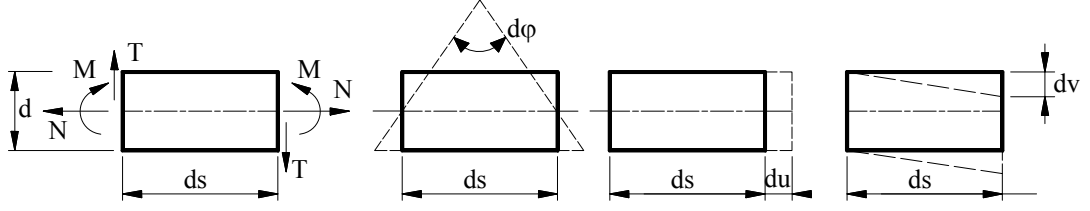
ile hesaplanan beton elastisite modülünü göstermektedir.

Betonun ezilerek kırılmasına neden olan ϵ_{cu} birim kısalması sargısız betonda ~ 0.0035 iken, sargılı betonda ise sargı donatısı (etriye) miktarına bağlı olarak artmaktadır.

3.1.3 Düzlem Çubuk Elemanlarda İç Kuvvet-Şekildeğiştirme Bağlılıları ve Akma/Kırılma Koşulları

Düzlem içindeki kuvvetlerin etkisi altında bulunan düzlem çubuk elemanlarda iç kuvvetler, M eğilme momenti, N normal kuvvet ve T kesme kuvvetidir. ds boyundaki bir çubuk elemanın bir yüzünün diğer yüzüne göre göreceli (rölatif) yerdeğiştirmelerinin kesit zorları doğrultusundaki bileşenleri ds elemanın birim şekil değiştirmeleri olarak tanımlanır. Bunlar kesitin dönmesi ϕ , kesitin normaline dik doğrultudaki yerdeğiştirmesi v , kesitin çubuk eksenine doğrultusundaki yerdeğiştirmesi u olmak üzere izleyen şekilde tariflenir.

$$\chi = \frac{d\phi}{ds} : \text{birim dönme (eğrilik)} \quad \varepsilon = \frac{du}{ds} : \text{birim boy değişmesi} \quad \gamma = \frac{dv}{ds} : \text{birim kayma}$$



Şekil 3.7 : Düzlem Çubuk Elemanlarda İç Kuvvetler ve Şekildeğiştirmeler

Düzlem çubuk sistemlerde iç kuvvetler ile şekil değiştirmeler arasındaki bağıntılar genel olarak izleyen şekilde verilir:

$$\chi = \frac{d\phi}{ds} = F_1(M, N, T) + \frac{\alpha_t \Delta t}{d} \quad (3.2)$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N, T) + \alpha_t t \quad (3.3)$$

$$\gamma = \frac{dv}{ds} = F_3(M, N, T) \quad (3.4)$$

Burada F_1, F_2, F_3 malzeme karakteristiklerine ve enkesit özelliklerine bağlı olarak belirlenen doğrusal olmayan fonksiyonları, t ve Δt kesite etkiyen düzgün ve farklı sıcaklık değişmelerini, α_t sıcaklık genleşme katsayısını göstermektedir.

İç kuvvetlerin artarak, belirli bir sınır durumuna erişmesi halinde kırılma, akma veya büyük yerdeğiştirmeler nedeniyle kesitin taşıma gücü sona erer. Kesitin daha büyük kesit zorlarını taşıyamayacağını ifade eden bu sınır durum kırılma olarak tanımlanır. Bu duruma karşılık gelen iç kuvvetlerde kesitin taşıma gücü adı verilir. Kırılma durumu kesit zorlarına veya şekildeğiştirmelerine bağlı olarak sırasıyla izleyen şekilde verilir:

$$K_1(M, N, T) = 0 \quad (3.5)$$

veya

$$K_2(\chi, \varepsilon, \gamma) = 0 \quad (3.6)$$

Uygulamada genellikle olduğu gibi, kayma şekildeğiştirmeleri eğilme ve uzama şekil değiştirmelerinin yanında terk edilir. Kesme kuvvetinin birim dönme ve birim boy değiştirmesine etkisi ihmal edilirse, bünye bağıntıları izleyen şekilde verilir:

$$\chi = \frac{d\varphi}{ds} = F_1(M, N) + \frac{\alpha_t \Delta_t}{d} \quad (3.7)$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds} = F_2(M, N) + \alpha_t t \quad (3.8)$$

bu durumda kırılma koşulları da izleyen şekilde olur:

$$K_1(M, N) = 0 \quad (3.9)$$

veya

$$K_2(\chi, \varepsilon) = 0 \quad (3.10)$$

3.1.4 Betonarme Çubuklar

Eğilme momenti ve normal kuvvet (bileşik eğilme) etkisindeki betonarme çubuk elemanlarda iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları ile akma (kırılma) koşulları incelenecektir. Ayrıca, bu bağıntı ve koşulların nasıl idealleştirilebileceği açıklanacaktır. Basit eğilme ($M \neq 0, N = 0$) etkisindeki çubuklar, incelenen durumun özel bir halini oluşturmaktadır.

3.1.4.1 Varsayımlar ve Esaslar

Betonarme çubuk elemanların iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının incelenmesinde aşağıda belirtilen varsayımlar ve esaslar göz önünde tutulmaktadır.

- ☐ Dik kesit şekildeğiştirdikten sonra da düzlem kalmaktadır.
- ☐ Beton ve donatı arasında tam aderans bulunmaktadır.
- ☐ Çatlamış betonun çekme dayanımı terk edilmektedir.
- ☐ Betonun $\sigma - \varepsilon$ diyagramı için Şekil 3.6 da verilen parabol + dikdörtgen modeli esas alınmaktadır.
- ☐ Beton çeliğinin $\sigma - \varepsilon$ diyagramı için ideal elastoplastik malzeme varsayımı yapılmaktadır.

3.1.4.2 Eğilme Momenti ve Normal Kuvvet Etkisindeki Çubuklar

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

Sabit normal kuvvet ($N=N_0$) altında, artan eğilme momenti ile zorlanan betonarme bir kesitte M eğilme momenti ile χ birim dönmesi (eğriliği) arasındaki bağıntı üç bölgeden oluşmaktadır (Şekil 3.8). Bu bölgeleri sınırlayan L_0 , L_1 ve L_2 noktalarına karşı gelen durumlar aşağıda açıklanmıştır.

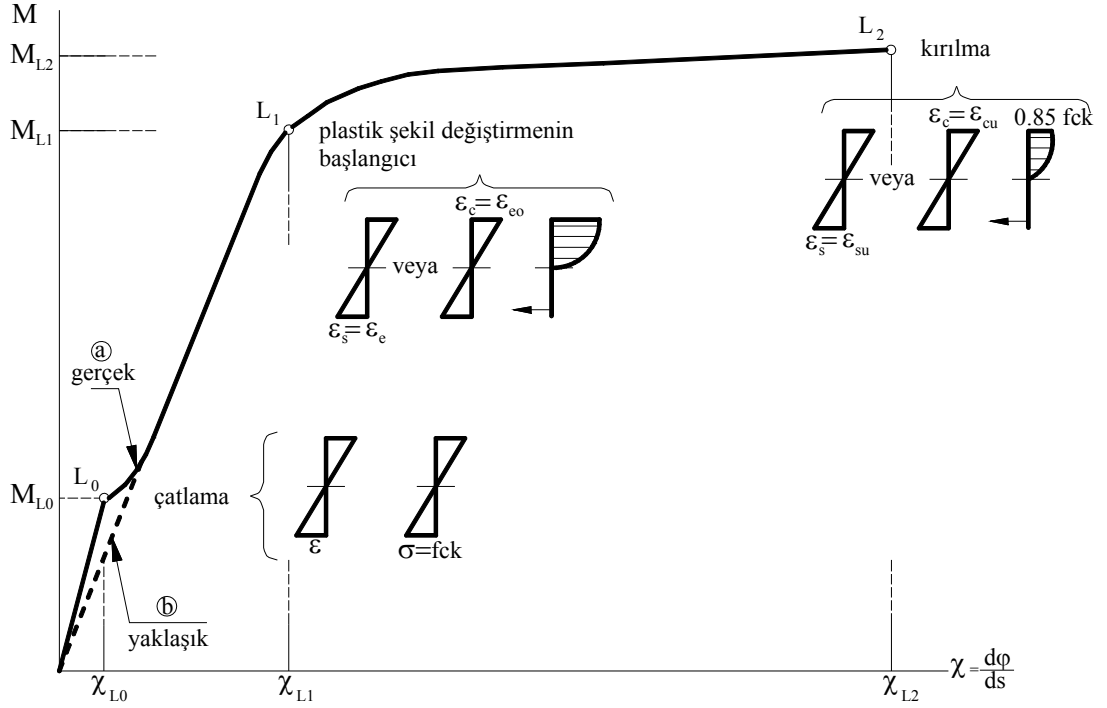
L_0 : Beton kesitin dış çekme lifinde çatlakların başladığı durumdur. Dış çekme lifindeki normal gerilme, eğilmedeki betonun çekme dayanımına eşit olunca betonda çatlakların meydana geldiği varsayılmaktadır. Eğilmedeki betonun çekme dayanımı ise izleyen bağıntı ile hesaplanabilir.

$$f'_{ctk} = 0.70\sqrt{f_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (3.11)$$

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

L_1 : Betonun dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekildeğiştirmelerin başlamasına karşı gelen durumdur. Plastik şekildeğiştirmelerin betonda $\epsilon_{co} = 0.002$ birim kısalmasında, çelikte ise ϵ_e akma sınırında başladığı gözönünde tutulmaktadır. M_{L_1} eğilme momentinin hesabında betonun çekme dayanımı gözönüne alınmaz.

L_2 : Eğilme momenti artarak betonarme kesitin taşıma gücü adı verilen $M_{L_2} = M_p$ değerine eşit olunca basınç bölgesindeki beton ezilerek kırılır veya çekme donatısı kopar. Basınç bölgesindeki betonun ezilerek kırılması birim kısalmanın ϵ_{cu} sınır değerine erişmesi suretiyle meydana gelir. Sargısız betonda kısa süreli yükler için $\epsilon_{cu} \cong 0.0035$ olan bu sınır değer, sargı donatısına bağlı olarak artmaktadır. Betonarme kesitlerin boyutlandırılmasında, çekme donatısının kopması yerine, genellikle çelikteki birim uzamanın $\epsilon_{su} = 0.01$ değeri ile sınırlandırılması esas alınır.



Şekil 3.8 : Betonarme Kesitlerde $M - \chi$ Diyagramı

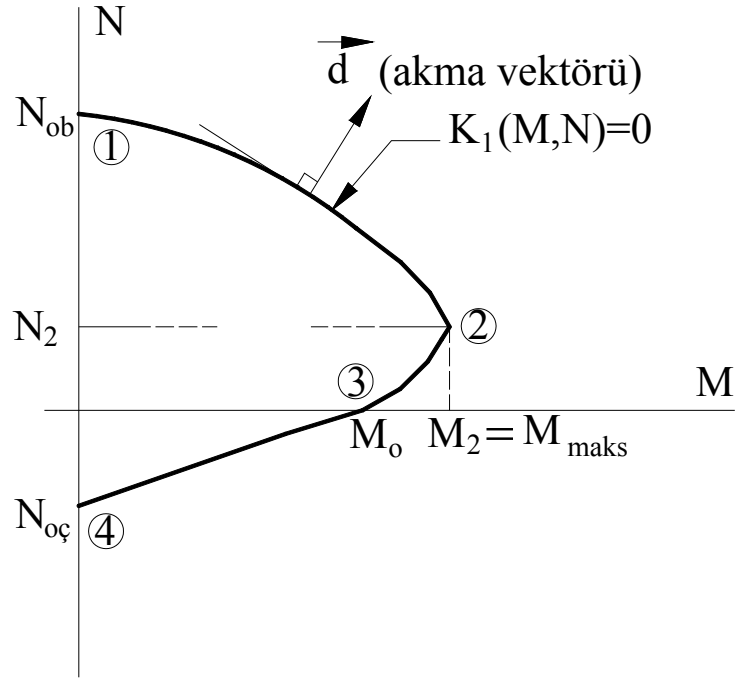
Betonun çekme dayanımının terk edildiği durumlarda, $M - \chi$ bağıntısının çatlamadan önceki bölümü yaklaşık olarak (b) eğrisi ile temsil edilmektedir. Betonarme kesitlerin taşıma gücü esasına göre boyutlandırılmasında, betonarme betonu ve beton çeliğinin karakteristik dayanımları malzeme güvenlik katsayılarına bölünerek küçültülür. Buna karşılık, betonarme sistemlerin dış yükler altındaki davranışlarının incelenmesinde malzeme güvenlik katsayılarının kullanılmasına ve çelikteki birim uzamanın $\varepsilon_{su} = 0.01$ değeri ile sınırlandırılmasına gerek olmamaktadır.

b) Akma Koşulu (Karşılıklı Etki Diyagramı)

Eğilme momenti ve normal kuvvet etkisindeki betonarme bir kesitte taşıma gücünü ifade eden karşılıklı etki diyagramı Şekil 3.9' da şematik olarak gösterilmiştir.

Doğrusal olmayan şekildeğştirmelerin, plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı varsayılan betonarme sistemlerde, iç kuvvet durumunun bu eğri üzerinde bulunması bir plastik kesitin oluştuğunu ve bu kesitte sonlu plastik şekildeğştirmelerin meydana geldiğini (yani kesitin aktığı) ifade etmektedir. Bu nedenle, karşılıklı etki diyagramına akma eğrisi de denilmektedir.

Denklem 3.9'daki bağıntı ile tanımlanan akma eğrisi N normal kuvvetinin çeşitli değerleri için hesaplanan $M_{L2} = M_p$ eğilme momentleri yardımı ile elde edilebilir.



Şekil 3.9 : Betonarme Kesitlerde Etkileşim Diyagramı

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

Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde, plastik şekildeğiştirme bileşenlerini içeren akma vektörünün bazı koşullar altında ve yaklaşık olarak akma eğrisine dik olduğu bilinmektedir.

3.1.4.3 Betonarme Kesitlerin Davranışının İdealleştirilmesi

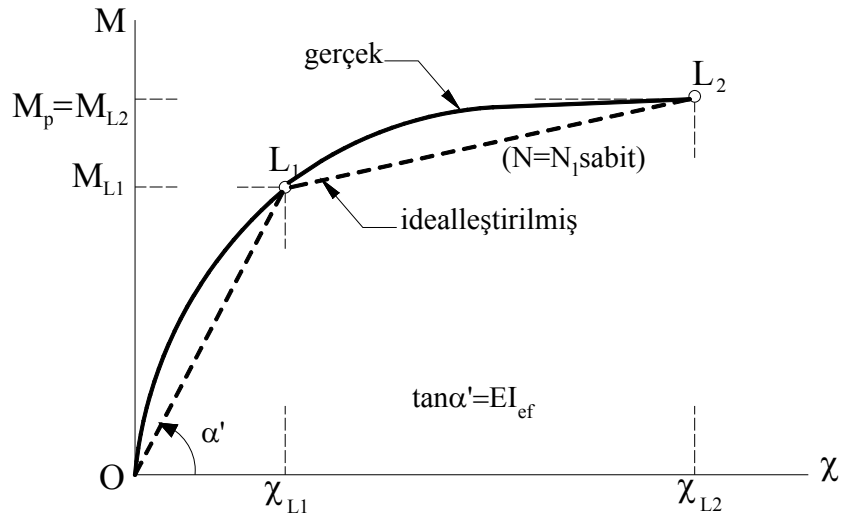
a.) Eğilme Momenti-Eğrilik Bağıntısı ($M - \chi$)

Betonarme kesitlerde eğilme momenti-eğrilik bağıntısının idealleştirilmesi için önerilen iki model aşağıda açıklanmıştır.

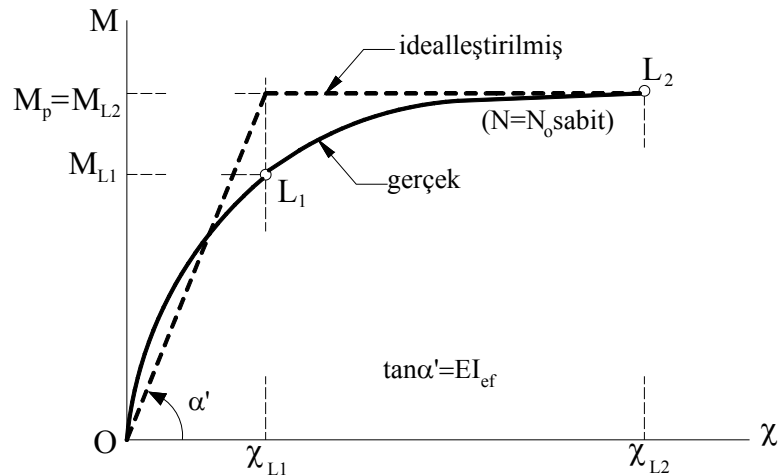
Şekil 3.10' da gösterilen birinci tür idealleştirmede, ($M - \chi$) bağıntısının $O-L_1-L_2$ noktalarını birleştiren iki doğru parçasından oluştuğu varsayımı yapılmaktadır.

Lineer olmayan şekil değiştirmelerin sistem üzerinde sürekli olarak yayıldığıнын gözönüne alındığı hesap yöntemlerinde genellikle bu idealleştirmeden yararlanılır.

İkinci tür idealleştirme Şekil 3.11’de verilen, O başlangıç noktası ile, koordinatları χ_{L1}, M_{L2} olan L_1 noktasını ve L_2 noktasını birleştiren iki doğru parçası yaklaşık $(M - \chi)$ bağıntısını oluşturmaktadır. Bu idealleştirme, lineer olmayan şekildeğiştirmelerin plastik kesit (plastik mafsal) adı verilen belirli noktalarda toplandığı varsayımına dayanan hesap yöntemlerinde esas alınmaktadır.



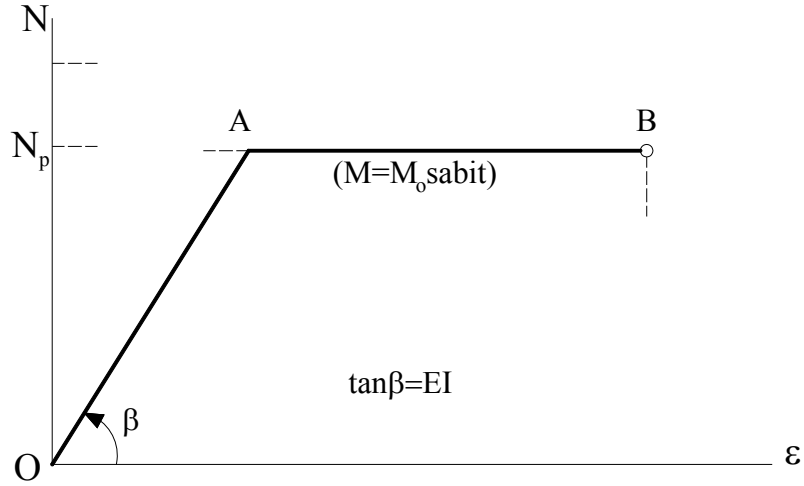
Şekil 3.10 : Betonarme Kesitlerde İdealleştirilmiş $(M - \chi)$ Diyagramı (Tip:1)



Şekil 3.11 : Betonarme Kesitlerde İdealleştirilmiş $(M - \chi)$ Diyagramı (Tip:2)

b.) Normal Kuvvet-Birim Boy Bağıntısı ($N - \epsilon$)

Eğilme momenti – eğrilik bağıntısına benzer olarak, normal kuvvet – birim boy değişmesi diyagramı da iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilebilir.



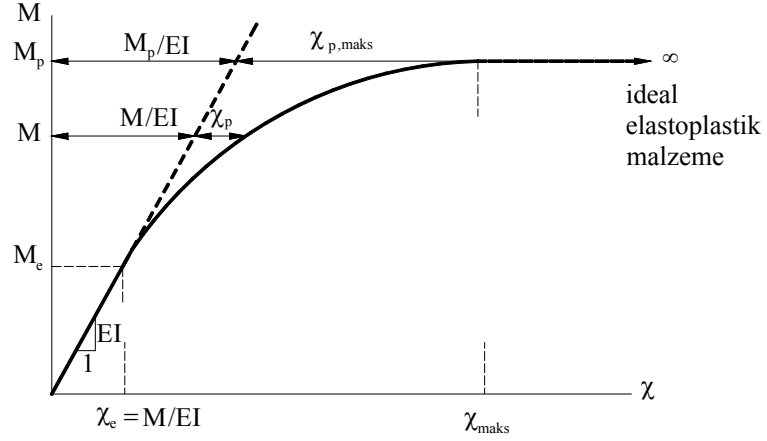
Şekil 3.12 : Betonarme Kesitlerde İdealleştirilmiş ($N - \epsilon$) Diyagramı

Bu diyagramda N_p , sabit $M=M_0$ eğilme momenti altında betonarme kesitin normal kuvvet taşıma gücünü, EI ise uzama rijitliğini göstermektedir.

3.2 Plastik Mafsal Hipotezi

Toplam şekildeğiştirmelerin lineer şekildeğiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekildeğiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan eğilme şekil değiştirmelerinin plastik mafsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal-elastik davrandığı varsayılır. Bu hipoteze, *plastik mafsal hipotezi* adı verilir.

Gerçek eğilme momenti – eğrilik bağıntısı Şekil 3.13 de verilen bir düzlem çubuk elemanının belirli bir bölgesine ait eğilme momenti diyagramı, toplam eğilme şekildeğiştirmeleri ve lineer olmayan şekil değiştirmeler Şekil 3.14 de görülmektedir.



Şekil 3.13 : Eğilme Momenti Eğrilik Diyagramı

Plastik mafsalsal hipotezinde, çubuk elamanı üzerinde l'_p uzunluğundaki bir bölgede sürekli olarak yayılmış olan plastik şekil değiştirmelerin

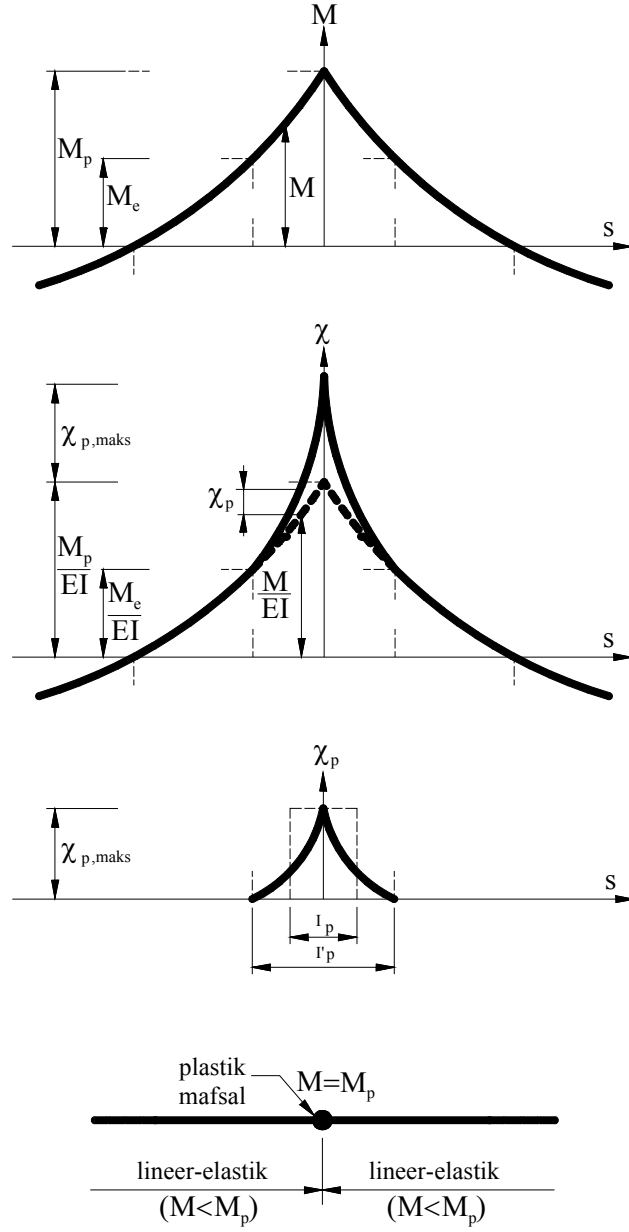
$$\phi_p = \int_{l_p} \chi_p ds \quad (3.12)$$

şeklinde, plastik mafsalsal olarak tanımlanan bir noktada toplandığı varsayılmaktadır. Burada ϕ_p plastik mafsalsalın dönmesini göstermektedir.

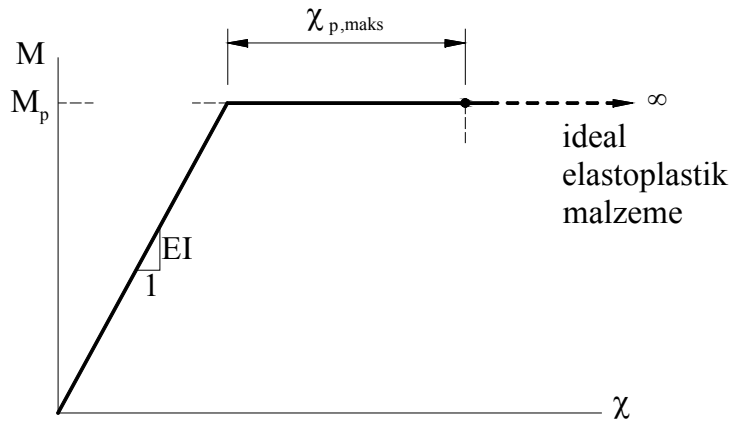
Plastik mafsalsal hipotezinin uygulanması, gerçek eğilme momenti- eğrilik bağıntısının izleyen şekilde iki doğru parçasından oluşacak şekilde idealleştirilmesine karşı gelmektedir(Şekil 3.15).

$$M \leq M_p \quad \text{için} \quad \chi = \frac{M}{EI} \quad (3.13)$$

$$M = M_p \quad \text{için} \quad \chi \rightarrow \chi_{p, maks} \quad (3.14)$$



Şekil 3.14 : Doğrusal Olmayan Şekildeğiştirmeler



Şekil 3.15 : İdealleştirilmiş Bünye Bağıntısı

Artan dış yükler altında, plastik mafsalin dönmesi artarak *dönme kapasitesi* adı verilen bir sınır değere ulaşınca, meydana gelen büyük plastik şekildeğiştirmeler nedeniyle kesit kullanılamaz hale gelir. Yapı sisteminin bir veya daha çok kesitindeki plastik mafsal dönmelerinin kendilerine ait dönme kapasitelerine ulaşması halinde ise, yapı sisteminin kullanım dışı kaldığı varsayılır.

Dönme kapasitesi izleyen şekilde hesaplanır:

$$maks\varphi_p = l_p \chi_{p,maks} \quad (3.15)$$

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

$$l_p \cong 0.5d \quad (d: \text{enkesit yüksekliği}) \quad (3.16)$$

Betonarme yapı sistemlerinde dönme kapasitesi çeşitli etkenlere bağlıdır. Bunların başlıcaları izleyen şekilde verilmiştir.

- a.) betonarme betonu ve beton çeliğinin σ - ϵ diyagramlarını belirleyen ϵ_{cu} ve ϵ_{su} sınır birim boy değişimleri,
- b.) betonarme betonunun ϵ_{cu} birim boy değişmesini etkileyen sargı donatısının miktarı, şekli ve yerleşim düzeni,
- c.) plastik bölge uzunluğunu etkileyen enkesit boyutları,
- d.) eğilme momenti diyagramının şekli ve kesitteki normal kuvvettir.

Yukarıda ayrıntılı olarak açıklanan plastik mafsallık hipotezinin esasları aşağıda özetlenmiştir.

1- Bir kesitteki eğilme momenti artarak M_p plastik moment değerine eşit olunca, o kesitte bir plastik mafsallık oluşur. Daha sonra, kesitteki eğilme momenti sabit olarak kalır ve kesit serbestçe döner. Kesitteki eğilme momentinin değeri M_p değerinde sabit kalır. Plastik mafsaldaki φ_p plastik dönmesi artarak dönme kapasitesine ($maks\varphi_p$) erişince sistem kullanılamaz duruma gelir, yani göçer.

2- Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal-elastik olarak davranır.

3- 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 kullanılır.

4. PERFORMANSA DAYALI TASARIM VE DEĞERLENDİRME

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirme, günümüz inşaat mühendisliğinde yeni ve yaygınlaşmakta olan bir kavramdır. Yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeye bağlı performans kriterini esas alan yapısal değerlendirme ve tasarım kavramı, deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların güçlendirme çalışmaları sırasında ortaya konulmuş ve geliştirilmiştir.

Amerika Birlesik Devletlerinin California eyaletinde, 1989 Loma Prieta ve 1994 Northridge depremlerinin neden olduğu büyük hasar, deprem etkileri altında yeterli bir dayanımı öngören performans kriterlerine alternatif olarak, yerdeğiştirmeye bağlı daha gerçekçi performans kriterlerini esas alan yöntemlerin geliştirilmesi gereksinimini ortaya çıkarmıştır.

Deprem bölgelerinde bulunan mevcut ve güçlendirilecek tüm binaların deprem etkileri altındaki davranışlarının değerlendirilmesinde uygulanacak hesap kuralları, güçlendirme kararlarının alınmasında esas alınacak ilkeler ve güçlendirilmesine karar verilen binaların güçlendirme tasarım ilkeleri 2007 Türk Deprem Yönetmeliği Bölüm 7’de verilmiştir.

Aşağıdaki bölümlerde, söz konusu temel ilkeler ve hesap kuralları ile betonarme binaların deprem performanslarının değerlendirilmesi ve güçlendirme yöntemleri gözden geçirilecektir.

4.1 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 belirlenmesi, 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.

4.2 Bilgi Düzeyleri

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

- ❑ **Sınırlı Bilgi Düzeyi:** Bu bilgi düzeyinde binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcut değildir. Taşıyıcı sistem özellikleri binada yapılacak ölçümlerle belirlenir. Sınırlı bilgi düzeyi Tablo 4.2 de tanımlanan “Deprem Sonrası Hemen Kullanımı Gerektiren Binalar” ile “İnsanların Uzun Süreli Yoğun Bulunduğu Binalar” için uygulanamaz.
- ❑ **Orta Bilgi Düzeyi:** Bu bilgi düzeyinde 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:** Bu bilgi düzeyinde binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcuttur. Proje bilgilerinin doğrulanması amacıyla yeterli düzeyde ölçümler yapılır.

İncelenen binalardan edinilen bilgi düzeylerine göre, eleman kapasitelerine uygulanacak bilgi düzeyi katsayıları Tablo 4.1’de verilmektedir.

Malzeme dayanımları, özellikle belirtilmedikçe ilgili tasarım yönetmeliklerinde verilen malzeme katsayıları ile bölünmeyecektir. Eleman kapasitelerinin hesabında *mevcut malzeme dayanımları* kullanılacaktır.

Tablo 4.1: Binalar İçin Bilgi Düzeyi Katsayıları

Bilgi Düzeyi	Bilgi Düzeyi Katsayısı
Sınırlı	0.75
Orta	0.90
Kapsamlı	1.00

4.3 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

Yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirmesi genel olarak iki farklı kritere göre yapılabilmektedir. Doğrusal elastik değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan ve dayanım (kuvvet) bazlı değerlendirme adı verilen birinci tür değerlendirmede, yapı elemanlarının dayanım kapasiteleri elastik deprem yüklerinden oluşan ve doğrusal teoriye göre hesaplanan etkilerle karşılaştırılmakta ve yapı elemanının sünekliğini göz önüne alan, eleman bazındaki bir tür deprem yükü azaltma katsayıları çerçevesinde, binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

Doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirme bazlı değerlendirmenin esas alındığı ve genel olarak malzeme ve geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistem hesabına dayanan yöntemlerde ise, belirli bir deprem etkisi için binadaki yerdeğiştirme istemine ulaşıldığında, yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir.

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

4.3.1 Kesit Hasar Sınırları

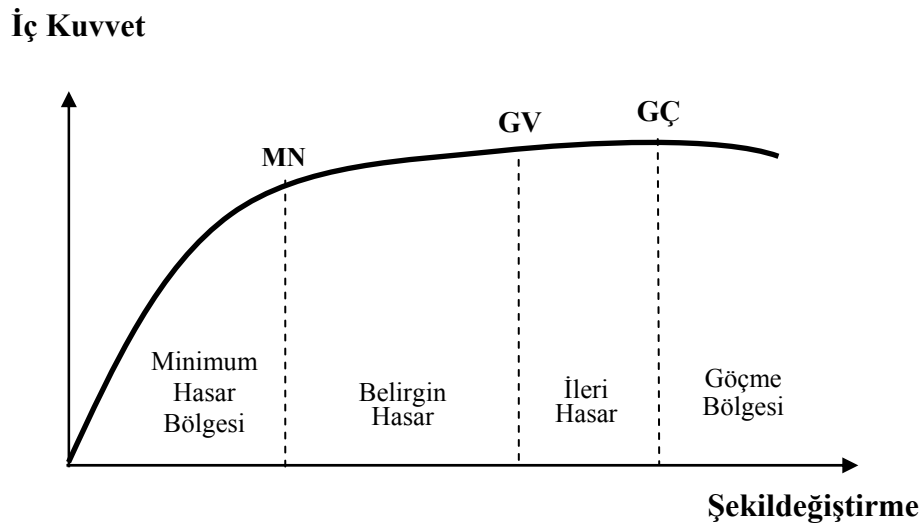
Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı'dır (GÇ)' dir.

Minimum hasar sınırı kritik kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışı, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışını tanımlamaktadır.

Eksenel basınç ve kesme gibi etkiler altında kapasitesine ulaşan gevrek elemanlar için elastik ötesi davranışa izin verilmemektedir.

4.3.2 Kesit Hasar Bölgeleri

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 kabul edilecektir (Şekil 4.1).



Şekil 4.1: Kesit Hasar Sınırları ve Hasar Bölgeleri

4.3.3 Kesit Hasar ve Eleman Hasar Tanımları

Doğrusal veya doğrusal olmayan yöntemlerle hesaplanan iç kuvvetlerin ve/veya şekil değiştirmelerin, yukarıda tanımlanan sınır durumlara karşı gelen sayısal değerler ile karşılaştırılması sonucunda kesitlerin hasar bölgelerine karar verilir. Eleman hasarı, elemanın en fazla hasar gören kesitine göre belirlenir.

4.4 Binaların Deprem Performans Seviyeleri

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

4.4.1 Hemen Kullanım Performans Düzeyi

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

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

4.4.2 Can Güvenliği Performans Düzeyi

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların bir kısmında hasar görülür, ancak bu elemanlar yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü korumaktadırlar. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınması için yeterlidir. Yapısal olmayan elemanlarda hasar bulunmakla birlikte dolgu duvarları yıkılmamıştır. Yapıda az miktarda kalıcı ötelenmeler oluşabilir; ancak gözle fark edilebilir değerlerde değildir.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla % 30' u ve kolonların bir kısmı ileri hasar bölgesine geçebilir. Ancak ileri hasar bölgesindeki kolonların, tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine katkısı % 20' nin altında olmalıdır. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi veya belirgin hasar bölgesindedir. Bu durumda, eğer varsa, gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmesi koşulu ile, bina Can Güvenliği Performans Düzeyi'nde kabul edilir. Can güvenliği performans düzeyinin

kabul edilebilmesi için herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden *Minimum Hasar Sınırı* aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir. En üst katta ileri hasar bölgesindeki kolonların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir. Binanın güçlendirilmesine, güvenlik sınırını aşan elemanların sayısına ve yapı içindeki dağılımına göre karar verilir.

4.4.3 Göçme Öncesi Performans Düzeyi

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

Her hangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla % 20' si göçme bölgesine geçebilir. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi, belirgin hasar bölgesi veya ileri hasar bölgesindedir. Bu durumda bina, eğer varsa gevrek olarak hasar gören elemanların güçlendirilmesi koşulu ile Göçme Öncesi Performans Düzeyi'nde kabul edilir. Ancak göçmenin önlenmesi durumunun kabul edilebilmesi için her hangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden *Minimum Hasar Sınırı* aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kat kesme kuvvetine oranının % 30'u aşmaması gerekir. (Doğrusal elastik yöntemle yapılan hesapta, alt ve üst düğüm noktalarının ikisinde birden kuvvetli kolon koşulunun sağlandığı kolonlar bu hesaba dahil edilmezler) Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır ve bina güçlendirilmelidir. Ancak güçlendirmenin ekonomik verimliliği değerlendirilmelidir.

4.4.4 Göçme Durumu

Yapı uygulanan deprem etkisi altında göçme durumuna ulaşır. Düşey elemanların bir bölümü göçmüştür. Göçmeyenler düşey yükleri taşıyabilmektedir, ancak rijitlikleri ve dayanımları çok azalmıştır. Yapısal olmayan elemanların büyük çoğunluğu

göçmüştür. Yapıda belirgin kalıcı ötelenmeler oluşmuştur. Yapı tamamen göçmüştür veya yıkılmanın eşiğindedir ve daha sonra meydana gelebilecek hafif şiddette bir yer hareketi altında bile yıkılma olasılığı yüksektir.

Bina göçme öncesi performans düzeyini sağlamıyorsa *Göçme Durumu*'ndadır. Binanın güçlendirme uygulanmadan, mevcut durumu ile kullanılması can güvenliği bakımından sakıncalıdır. Bununla beraber, güçlendirme de çok kere ekonomik olmayabilir.

4.5 Deprem Hareketi

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

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

2- *Tasarım depremi* : 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan yer hareketidir. Yaklaşık dönüş periyodu 475 yıldır. Bu deprem 1998 ve 2007 Türk Deprem Yönetmeliklerinde esas alınmaktadır.

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

4.6 Performans Hedefi ve Çok Seviyeli Performans Hedefleri

Belirli bir deprem hareketi altında, bina için öngörülen yapısal performans düzeyi, *performans hedefi* olarak tanımlanır. Bir bina için, birden fazla yer hareketi altında farklı performans hedefleri öngörülebilir. Buna *çok seviyeli performans hedefi* denir.

Mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri Tablo 4.2’de verilmiştir.

Tablo 4.2: Farklı Deprem Düzeylerinde Binalar İçin Öngörülen Minimum Performans Hedefleri

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

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

4.7 Deprem Yüğü Altında Bina Performansının Belirlenmesi

Performansa dayalı tasarım ve değerlendirmenin iki temel parametresi istem (talep) ve kapasitedir. İstem yapıya etkiyen deprem yer hareketini, kapasite ise yapının bu deprem etkisi altındaki davranışını temsil etmektedir.

Mevcut ve güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesi için uygulanan yöntemler dayanım bazlı *doğrusal elastik (lineer)* hesap yöntemleri ile şekildeğiştirme ve yerdeğiştirme bazlı *doğrusal elastik olmayan (nonlinear)* hesap yöntemleridir.

4.7.1 Deprem Hesabına İlişkin Genel İlke ve Kurallar

Binaların deprem performanslarının belirlenmesinde yukarıda belirtilen her iki yöntemde kullanılmaktadır. Ancak teorik olarak farklı yaklaşımları esas alan bu yöntemler sonucu yapılan performans değerlendirilmelerinin birebir aynı sonucu vermeleri beklenmemektedir. Aşağıda tanımlanan kurallar her iki yöntemde de geçerlidirler.

- ❑ Deprem etkisinin tanımında elastik (azaltılmış) ivme spektrumu kullanılacak fakat farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum bölüm 4.5 de anlatıldığı gibi düzenlenecektir. Ayrıca deprem hesabında tanımlanan bina önem katsayısı uygulanmayacaktır. ($I=0$)
- ❑ Binaların deprem performansı, yapıya etkiyen düşey yüklerin ve deprem etkisinin birleşik etkileri altında değerlendirilecektir. Hareketli düşey yükler, deprem hesabında göz önüne alınan kütleler ile uyumlu olacak şekilde tanımlanacaktır. Yani deprem hesabında göz önüne alınan hareketli yük katsayısı (n) düşey yük kombinasyonunda da göz önünde bulundurulacaktır. Dolayısıyla düşey yük kombinasyonu ($G + nQ$) olacaktır.
- ❑ Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etki ettirilecektir.
- ❑ Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yer değiştirme ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik dereceleri göz önüne alınacaktır. Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanacak, ayrıca ek dış merkezlik uygulanmayacaktır.
- ❑ Mevcut binaların taşıyıcı sistemlerindeki belirsizlikler, binadan derlenen verilerin kapsamına göre Tablo 4.1 de tanımlanan bilgi düzeyi katsayıları aracılığı ile hesap yöntemlerine yansıtılacaktır.
- ❑ Kısa kolon olarak belirlenen kolonlar, taşıyıcı sistem modeline gerçek serbest boyları ile tanımlanacaktır.
- ❑ Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanmasında,
 - a) Analizde beton ve donatı çeliğinin bina bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınacak,
 - b) Betonun maksimum basınç birim sekil değiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim sekil değiştirmesi ise 0.01 alınabilir,
 - c) Etkileşim diyagramlarını uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemli diyagramlar olarak modellenebilirler.

- ❑ 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 kullanılabilir:

a) Kirişlerde: $(EI)_e = 0.40 (EI)_o$

b) Kolon ve perdelerde,

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

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

Eksenel basınç kuvveti N_D 'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir. N_D deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin göz önüne alındığı ve çatlamamış kesitlere ait $(EI)_o$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenecektir. Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ise, etkin eğilme rijitliği kullanılarak $(EI)_e$ 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 şekil değiştirmelerin yapı davranışını etkileyebileceği durumlarda zemin özellikleri analiz modeline yansıtılacaktır.

4.7.2 Doğrusal Elastik (Lineer) Hesap Yöntemleri

Dayanım bazlı doğrusal elastik hesap yöntemlerin amacı, verilen bir deprem etkisi altında, deprem yükü azaltma katsayısının $R_a=1$ değeri için hesaplanan iç kuvvetler ile yapı elemanlarının artık kapasiteleri arasındaki *etki / kapasite (r) oranlarının*

hesaplanması ve bu değerlerin ilgili sınır değerler ile karşılaştırılması suretiyle yapı elemanlarının kesit hasar bölgelerinin belirlenmesi ve bunlardan yararlanarak bina düzeyinde performans değerlendirmesinin yapılmasıdır.

Dayanım bazlı doğrusal elastik hesap yöntemleri;

- 1.) *Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi*
- 2.) *Mod Birleştirme Yöntemi*

olmak üzere iki yöntemden oluşur.

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

Betonarme elemanlar, kırılma türü eğilme ise “sünek”, kesme ise “gevrek” olarak sınıflandırılırlar. Sünek eleman olan kiriş, kolon ve perde kesitlerinin *etki/kapasite* (r) oranları, sadece deprem etkisi altında $R_a=1$ değeri için hesaplanan kesit eğilme momentinin kesitin artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilir. Kesitin artık eğilme momenti kapasitesi; kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan eğilme momentinin farkıdır. Etki/kapasite oranının hesaplanmasında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınır. Kiriş mesnetlerinde düşey yükler altında hesaplanan eğilme momenti, yeniden dağılım ilkesi uyarınca, en fazla %15 oranında azaltılabilir.

4.7.2.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

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

Hesap Adımları:

- a) Gerekli çalışmalar yapılarak bina bilgi düzeyi belirlenir.

- b) Analizde elemanların etkin rijitliği kullanılacağından, kolon ve perdedeki normal kuvvet değerlerinin belirlenmesi amacıyla, çatlamamış kesitlerin kullanıldığı model üzerinde deprem hesabında kullanılacak kütlelerle uyumlu düşey yükler altında analiz yapılarak düşey taşıyıcı elemanların normal kuvvet değerleri hesaplanır. Hesaplanan normal kuvvet seviyesine göre düşey taşıyıcıların etkin eğilme rijitliği belirlenir.
- c) Etkin eğilme rijitlerinin kullanıldığı model oluşturulur. Bundan sonra, tüm hesaplar bu model üzerinde yapılır.
- d) Tüm yapı elemanlarının taşıma kapasiteleri hesaplanır. Kapasite hesabında mevcut malzeme dayanımları kullanılır. Bu dayanım değerlerine malzeme güvenlik katsayıları uygulanmaz, buna karşılık mevcut dayanımlar bilgi düzeyi katsayıları ile çarpılır.
- e) Deprem yükü azaltma katsayısı $R_a = 1$ alınarak ve bina önem katsayısı dikkate alınmadan taban kesme kuvveti hesaplanır. Ayrıca denklemin sağ tarafı λ ile çarpılır. Sistem yatay ve düşey yükler altında çözülerek iç kuvvetler hesaplanır.
- f) Uygulanan deprem yükü dikkate alınarak, deprem etkisi altında elde edilen eğilme momenti değerleri artık eğilme momenti kapasitesine bölünerek etki/kapasite oranları hesaplanır. Bu işlemler deprem doğrultusunun diğer yönü içinde yapılarak hesaplanan etki/kapasite değerleri sınır değerlerle karşılaştırılarak eleman kesitlerinin hasar seviyeleri belirlenir.
- g) Birleşim bölgelerinde kesme güvenliği kontrolü yapılır.
- h) Elemanların kesitleri için belirlenen hasar bölgeleri ele alınarak yapı sisteminin deprem performansı değerlendirilir. Ayrıca görel kat ötelemeleri değerlendirilerek bina performans seviyesi kontrol edilir.

4.7.2.2 Mod Birleştirme Yöntemi

Mod Birleştirme Yönteminin kullanılmasında $R_a=1$ alınır, diğer bir deyişle, elastik deprem spektrumları azaltılmadan, aynen kullanılır. Uygulanan deprem doğrultusu ve yönü ile uyumlu eleman iç kuvvetlerinin ve kapasitelerinin hesabında, bu doğrultuda hakim olan modda elde edilen iç kuvvet doğrultuları esas alınır.

Hesap Adımları:

- a) Bina bilgi düzeyi belirlenir.
- b) Analizde elemanların etkin rijitliği kullanılacağından, kolon ve perdedeki normal kuvvet değerlerinin belirlenmesi amacıyla, çatlamamış kesitlerin kullanıldığı model üzerinde deprem hesabında kullanılacak kütlelerle uyumlu düşey yükler altında analiz yapılarak düşey taşıyıcı elemanların normal kuvvet değerleri hesaplanır. Hesaplanan normal kuvvet seviyesine göre düşey taşıyıcıların etkin eğilme rijitliği belirlenir.
- c) Etkin eğilme rijitlerinin kullanıldığı model oluşturulur. Bundan sonra tüm hesaplar bu model üzerinde yapılır.
- d) Tüm yapı elemanlarının taşıma kapasiteleri hesaplanır. Kapasite hesabında mevcut malzeme dayanımları kullanılır. Bu dayanım değerlerine malzeme güvenlik katsayıları uygulanmaz, buna karşılık mevcut dayanımlar bilgi düzeyi katsayıları ile çarpılır.
- e) Sistemin periyot hesabı yapılarak sistemin periyotları, kütle katılım oranları, mod katılım çarpanları hesaplanır. Buradan, deprem yükü azaltma katsayısı ve bina önem katsayısı kullanmadan her bir mod için sisteme etkiyen kuvvetler belirlenir ve mod birleştirme yöntemi kullanılarak taban kesme kuvveti hesaplanır. Hesaplanan taban kesme kuvveti, eşdeğer deprem yükü yöntemi ile hesaplanan taban kesme kuvvetinin β katından az olmayacaktır.
- f) Deprem yönü dikkate alınarak her mod için hesaplanan iç kuvvetler mod birleştirme yöntemiyle birleştirilerek modal analiz sonucunda elemanlarda oluşan iç kuvvetler hesaplanmış olur. Fakat burada karekök içindeki değerler hep pozitif olarak dışarı çıkacağından, elemanların iç kuvvetlerinin işareti

etkin olan modun (kütle katılım oranı yüksek olan mod) iç kuvvet işaretleri ile özdeş alınır.

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

4.7.2.3 Yapı Elemanlarında Hasar Düzeylerinin Belirlenmesi

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

Betonarme elemanlar, kırılma türü eğilme ise sünek, kesme ise gevrek olarak sınıflandırılırlar. Kırılma türü eğilme olan sünek kiriş kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite oranları, sadece deprem etkisi altında hesaplanan kesit eğilme momentinin artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilir. Kesit artık eğilme momenti kapasitesi, kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan eğilme momenti farkıdır. Etki/kapasite oranının hesaplanmasında uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınır.

Kolon, kiriş ve perdelerin sünek eleman olarak sayılabilmeleri için bu elemanların kritik kesitlerinde eğilme kapasitesi ile uyumlu olarak hesaplanan kesme kuvveti V_e 'nin, bilgi düzeyi ile uyumlu mevcut malzeme dayanımı değerleri kullanılarak TS-500'e göre hesaplanan kesme kuvveti kapasitesi V_r 'yi aşmaması gereklidir. V_e 'nin hesabı kolonlar, kirişler ve perdeler için yönetmelikte belirtilen ilgili bölümlere göre yapılır, ancak perdelerde kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı $\beta_v=1$ alınır.

Kolon, kiriş ve perdelerde V_e 'nin hesabında pekleşmeli taşıma gücü momentleri yerine taşıma gücü momentleri kullanılır. Düşey yükler ile birlikte, elastik deprem yükü azaltma katsayısı $R_a = 1$ alınarak depremden hesaplanan toplam kesme kuvvetinin V_e 'den küçük olması durumunda ise, V_e yerine bu kesme kuvveti kullanılır. Ek koşul olarak perdelerin sünek eleman olarak sayılabilmesi için ayrıca $H_w / \ell_w > 2.0$ koşulunu sağlaması gerekir. Bu koşulları sağlamayan betonarme elemanlar *gevrek olarak hasar gören elemanlar* olarak nitelendirilir.

Betonarme kolon kiriş birleşim bölgesinin kontrolü mevcut malzeme dayanımları ve bilgi düzeyi katsayısı kullanılarak yönetmelikte belirtilen ilgili bölümlere göre yapılır. Birleşim bölgesinin kesme güvenliğini sağlamaması durumunda, kolon kiriş birleşim bölgesi *gevrek olarak hasar gören eleman* olarak tanımlanacaktır.

Hesaplanan kiriş, kolon ve perde kesitlerinin etki/kapasite (r) oranları, yönetmelikte verilen ilgili sınır değerler (r_s) ile karşılaştırılarak elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilir.

Kiriş, kolon ve perdelerde etki/kapasite oranlarının sınır değerleri Tablo 4.3 - 4.4 ve 4.5 'te verilmiştir.

Tablo 4.3 : Betonarme Kirişler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları (r_s)

Sünek Kirişler			Hasar Sınırı		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	MN	GV	GÇ
≤ 0.0	Var	≤ 0.65	3	7	10
≤ 0.0	Var	≥ 1.30	2.5	5	8
≥ 0.5	Var	≤ 0.65	3	5	7
≥ 0.5	Var	≥ 1.30	2.5	4	5
≤ 0.0	Yok	≤ 0.65	2.5	4	6
≤ 0.0	Yok	≥ 1.30	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.5	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	4

Tablo 4.4 : Betonarme Kolonlar İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları (r_s)

Sünek Kolonlar			Hasar Sınırı		
$\frac{N}{A_c f_{cm}}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	MN	GV	GÇ
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≤ 0.65	1.5	2	3
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≥ 1.30	1	1.5	2
≥ 0.7	-	-	1	1	1

Tablo 4.5 : Betonarme Perdeler İçin Hasar Sınırlarını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları (r_s)

Sünek Perdeler	Hasar Sınırı		
Perde Uç Bölgesinde Sargılama	MN	GV	GÇ
Var	3	6	8
Yok	2	4	6

Doğrusal elastik yöntemlerle yapılan hesapta her bir deprem doğrultusunda, binanın herhangi bir katındaki kolon veya perdelerin görelî kat ötelemeleri, her bir hasar sınırı için aşağıdaki tabloda verilen değerleri aşmayacaktır. Aksi durumda eleman kesitlerinin etki/kapasite oranlarına göre yapılan değerlendirmeler göz önüne alınmayacaktır. Tabloda δ_{ji} i'nci katta j'inci kolon veya perdenin alt ve üst uçları arasında yerdeğiştirme farkı olarak hesaplanan görelî kat ötelemesini, h_{ji} ise ilgili elemanın yüksekliğini göstermektedir.

Tablo 4.6 : Görelî Kat Ötelemesi Sınırları

Görelî Kat Ötelemesi Oranı	Hasar Sınırı		
	MN	GV	GÇ
δ_{ji} / h_{ji}	0.01	0.03	0.04

4.7.3 Doğrusal Elastik Olmayan (Nonlinear) Hesap Yöntemleri

Bu yöntemde amaç, ele alınan deprem yükü altında eleman kesitlerinde oluşan plastik şekildeğiştirmelerin, eleman kesitlerinin şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit ve bina düzeyinde performans değerlendirmesi yapılmasıdır. Bu kapsamda yer alan doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri;

- 1.) *Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi*
- 2.) *Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi*
- 3.) *Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi*

olmak üzere üç tip yöntemden oluşmaktadır.

Artımsal itme analizinde genel amaç koordinatları “modal yerdeğiştirme – modal ivme” olarak tanımlanan modal kapasite diyagramı elde edilip, buradan modal yerdeğiştirme isteminin belirlenmesidir. Daha sonra sistem yerdeğiştirme istemine kadar itilip elemanlarda oluşan şekildeğiştirmelerin sınır değerlerle karşılaştırılmasıdır.

4.7.3.1 Doğrusal Elastik Olmayan Davranışın İdealleştirilmesi

Malzeme bakımından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeni ile doğrusal elastik olmayan analiz için *yığılı plastik davranış modeli* esas alınmıştır. Basit eğilme durumunda *plastik mafsallı 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 şekildeğiştirmelerin düzgün yayılı biçimde olduğu varsayılmaktadır. Plastik mafsallı boyu olarak adlandırılan *plastik şekildeğiştirme bölgesi*’nin uzunluğu (L_p), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)’nin yarısına eşit alınır.

$$L_p = 0.5 h \quad (4.1)$$

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

Yığılı plastik şekildeğiştirmeyi temsil eden *plastik kesit*'in, teorik olarak plastik şekildeğiştirme bölgesinin tam ortasına yerleştirilmesi gerekir. Ancak pratik uygulamalarda aşağıda belirtilen yaklaşık idealleştirmeler yapılabilir:

- ❑ Kolon ve kirişlerde plastik kesitler, kolon-kiriş birleşim bölgesinin hemen dışına, diğer deyişle kolon veya kirişlerin net açıklıklarının uçlarına konulabilir. Ancak, düşey yüklerin etkisinden ötürü kiriş açıklıklarında da plastik mafsalların oluşabileceği gözönüne alınmalıdır.
- ❑ 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.

Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanması aşağıda belirtilen koşullara göre yapılır:

- ❑ Analizde beton ve donatı çeliğinin bilgi düzeyine göre belirlenen mevcut dayanımları esas alınır.
- ❑ Betonun maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekildeğiştirmesi ise 0.01 alınabilir.

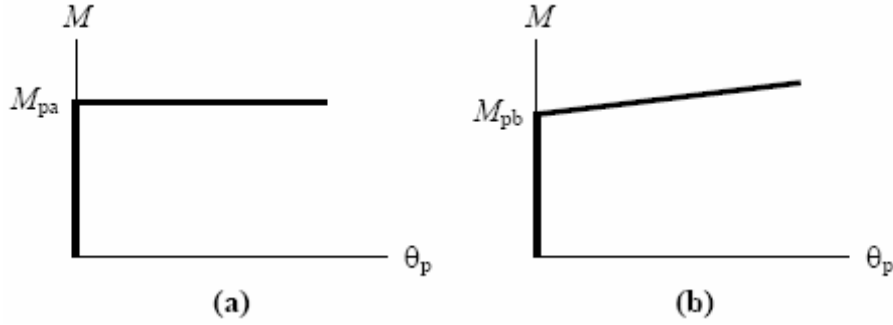
Elde edilen akma yüzeyleri uygun biçimde doğrusallaştırılarak iki boyutlu davranış durumunda akma çizgileri, üç boyutlu davranış durumunda ise akma düzlemleri olarak modellenir.

İtme analizi modelinde kullanılacak plastik kesitlerin iç kuvvet – plastik şekildeğiştirme bağıntıları ile ilgili olarak aşağıda belirtilen idealleştirme dikkate alınır:

(a) İç kuvvet-plastik şekildeğiştirme bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönme artışına bağlı olarak plastik momentin artışı) yaklaşık olarak terk edilebilir (Şekil 4.2a). 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 alınır.

(b) Pekleşme etkisinin gözönüne alınması durumunda (Şekil 4.2b), 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 tanımlanır.



Şekil 4.2: Eğilme Momenti – Plastik Dönme Bağıntıları

4.7.3.2 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminin amacı, deprem doğrultusunda hakim birinci mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal olmayan itme analizinin yapılmasıdır. Düşey yük analizini izleyen itme analizinin her bir adımında taşıyıcı sistemde meydana gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme ve iç kuvvet artımları ile bunlara ait birikimli değerler ve son adımda deprem istemine karşı gelen maksimum değerler hesaplanır.

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

Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumundan bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılabilir. Bu durumda yük dağılımı, analizin başlangıç adımında doğrusal elastik davranış için hesaplanan birinci doğal titreşim mod şekli (genliği) ile kütlelerin çarpımından elde edilen değerle orantılı olacak şekilde tanımlanacaktır.

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

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

Ele alınan yük dağılımına göre yapılan itme analizi ile, koordinatları “tepe yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti” olan itme eğrisi elde edilir. İtme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü ile, koordinatları “modal yerdeğiştirme – modal ivme” olan modal kapasite diyagramı aşağıdaki şekilde elde edilir:

(i) ‘inci itme adımında deprem doğrultusunda hakim birinci moda ait modal ivme $a_1^{(i)}$ izleyen ifade ile hesaplanır:

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (4.2)$$

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

(i) ‘inci itme adımında deprem doğrultusunda hakim birinci moda ait modal yerdeğiştirme $d_1^{(i)}$ izleyen ifade ile hesaplanır:

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (4.3)$$

Birinci moda ait modal katkı çarpanı Γ_{x1} , x deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımıdaki doğrusal elastik davranışı için tanımlanan L_{x1} ve M_1 ' den yararlanılarak aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \quad (4.4)$$

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

Tanım olarak modal yerdeğiştirme istemi, $d_1^{(P)}$, doğrusal olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme S_{di1} ' e eşittir.

$$d_1^{(P)} = S_{di1} \quad (4.5)$$

Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme S_{di1} , itme analizini ilk adımında doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci hakim moda ait $T_1^{(1)}$ başlangıç periyotuna karşılık gelen doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{del} ' e bağlı olarak aşağıdaki ifade ile elde edilir:

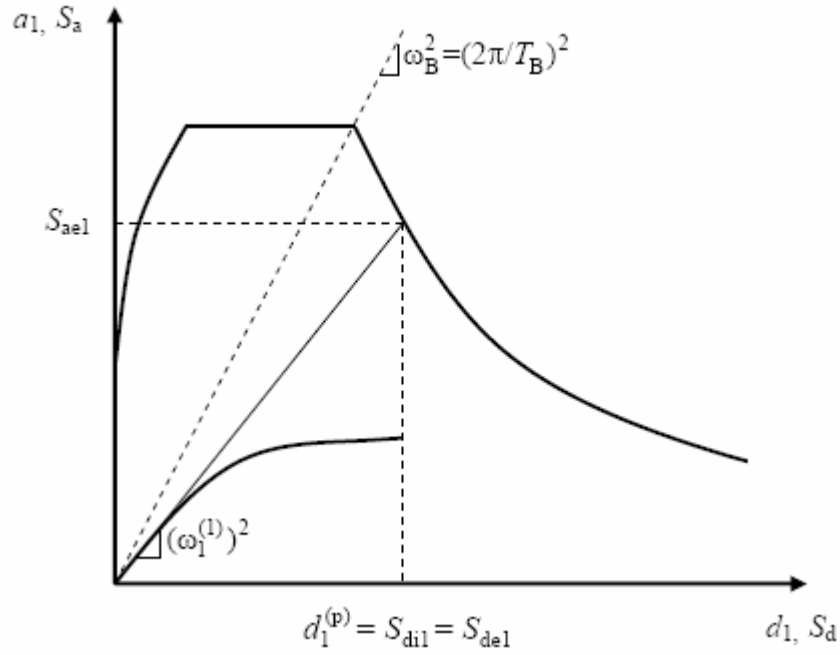
$$S_{di1} = C_{R1} S_{del} \quad (4.6)$$

$$S_{del} = \frac{S_{ael}}{(\omega_1^{(1)})^2} \quad (4.7)$$

$T_1^{(1)}$ başlangıç periyotunun ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B ' ye eşit veya daha büyük olması durumunda, 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_{del} 'e eşit alınır.

Dolayısıyla spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} , $T_1^{(1)}$ başlangıç periyotunun ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B ' ye eşit veya daha büyük olması durumunda $C_{R1} = 1$ olarak ele alınır:

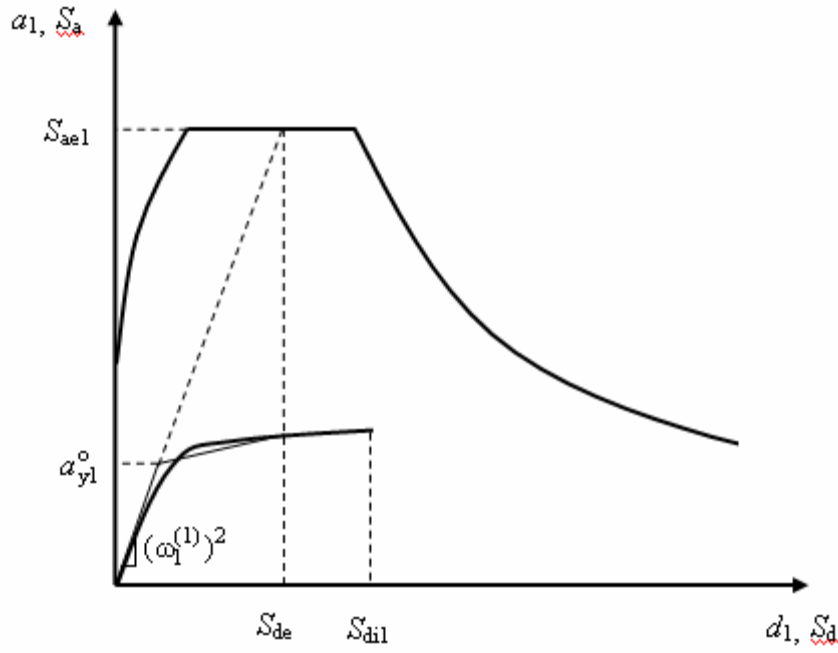
$$C_{R1} = 1 \quad T_1^{(1)} \geq T_B \quad (4.8)$$



Şekil 4.3: Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesaplanması

Spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} , $T_1^{(1)}$ başlangıç periyotunun ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B ' den küçük olması durumunda C_{R1} ardışık yaklaşımla aşağıda tariflendiğı gibi hesaplanır.

a.) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı yaklaşık olarak iki doğrulu (bi-lineer) diyagrama dönüştürölür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki (i=1) doğrunun eğimi olan birinci moda ait özdeğere, $(\omega_1^{(1)})^2$, eşit alınır ($T_1^{(1)} = 2\pi / \omega_1^{(1)}$) (Şekil 4.4)



Şekil 4.4: Modal Yerdeğiştirme İsteminin Hesaplanması

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

Böylelikle a_{y1}^0 değeri ve buna bağlı olarak R_{y1} değeri hesaplanır. Bu değerler denklem (4.9)' de yerine konularak C_{R1} değeri hesaplanır.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \geq 1 \quad T_1^{(1)} < T_B \quad (4.9)$$

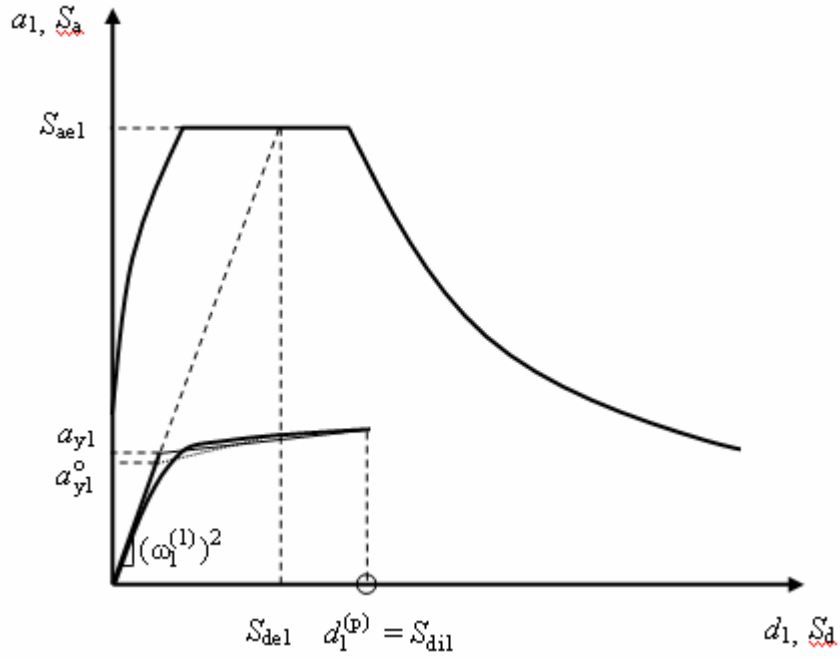
Burada R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir ve izleyen şekildedir:

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (4.10)$$

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

C_{R1} değeri hesaplandığına göre doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme S_{d1} , denklem (4.6) ile hesaplanır.

c.) Hesaplanan S_{d1} esas alınarak eşdeğer akma noktasının koordinatları eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre a_{y1} , R_{y1} , C_{R1} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.



Şekil 4.5: Modal Yerdeğiştirme İsteminin Ardışık Yaklaşımla Hesaplanması

Son itme adımı $i=p$ için denklem (4.5) 'e göre belirlenen modal yerdeğiştirme istemi $d_1^{(p)}$, nin denklem (4.3) de yerine konulması ile, x deprem doğrultusundaki tepe noktası yerdeğiştirmesi istemi izleyen ifade ile elde edilir:

$$u_{xN1}^{(p)} = \phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (4.11)$$

Hesap Adımları:

- a) Gerekli çalışmalar yapılarak bina bilgi düzeyi belirlenir.

- b) Analizde elemanların etkin rijitliği kullanılacağından, kolon ve perdedeki normal kuvvet değerlerinin belirlenmesi amacıyla, çatlamamış kesitlerin kullanıldığı model üzerinde deprem hesabında kullanılacak kütlelerle uyumlu düşey yükler altında analiz yapılarak düşey taşıyıcı elemanların normal kuvvet değerleri hesaplanır. Hesaplanan normal kuvvet seviyesine göre düşey taşıyıcıların etkin eğilme rijitliği belirlenir.
- c) Etkin eğilme rijitlerinin kullanıldığı ve plastik mafsall oluşması beklenen elemanların kesitlerine potansiyel plastik mafsallar tanımlanarak sistem modeli oluşturulur.
- d) İtme analizinde kullanılacak yük dağılımını belirlemek üzere sistemin periyot hesabı yapılır. Sistemin deprem doğrultusundaki hakim periyotunun sistem üzerindeki yük dağılımı belirlenir.
- e) İtme analizinden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı doğrusal olmayan statik analiz yapılır. Bu analizin sonuçları artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınır.
- f) Sistem elde edilen yük dağılımı altında öngörülen herhangi bir yatay yerdeğiştirme değerine kadar itilir. (bina yüksekliğinin %2 si olabilir.)
- g) Yapılan itme analizi ile, koordinatları “tepe yerdeğiştirmesi – taban kesme kuvveti” olan itme eğrisi elde edilir. İtme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü ile, koordinatları “modal yerdeğiştirme – modal ivme” olan modal kapasite diyagramı elde edilir:
- h) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı ile elastik davranış spektrumu göz önüne alınarak birinci moda ait maksimum modal yerdeğiştirme, diğer bir deyişle modal yerdeğiştirme istemi hesaplanır.
- i) Son itme adımı için tepe noktası yerdeğiştirmesi istemi hesaplanır ve yapı sistemi elde edilen bu yerdeğiştirme istemine kadar itilir.
- j) İtme analizi sonucunda tüm kritik kesitlerdeki plastik mafsall dönmeleri plastik mafsall boyuna bölünerek plastik eğrilik istemleri hesaplanır. Hesaplanan plastik eğrilikler akma eğrilikleri ile toplanarak toplam eğrilik istemleri hesaplanır.

- k) Her bir plastik kesitte, uygun beton ve donatı çeliği modeli kullanılarak kesit analizi yapılır ve toplam eğriliklere karşı gelen beton birim kısalması, donatı çeliği birim boy uzaması hesaplanır. Bu işlemler deprem doğrultusunun diğer yönü içinde yapılarak hesaplanan birim boy değişimleri yönetmeliklerdeki sınır değerlerle karşılaştırılarak elaman hasar seviyeleri belirlenir.
- l) Birleşim bölgelerinde ve elemanlarda kesme güvenliği kontrolü yapılır.
- m) Elemanların kesitleri için belirlenen hasar bölgeleri ele alınarak yapı sisteminin deprem performansı değerlendirilir. Ayrıca görelî kat ötelemeleri değerlendirilerek bina performans seviyesi kontrol edilir.

4.7.3.3 Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi

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.

Artımsal mod birleştirme yönteminde; itme hesabında sistem üzerindeki orantılı yük dağılımı yerine modal yerdeğiştirme dağılımı kullanılır. Yani artımsal mod birleştirme yönteminde, itme hesabında kuvvet yerine yerdeğiştirme kullanılır. Ayrıca her adımda, oluşan plastik mafsalların göz önüne alındığı titreşim hesabı yapılarak modal yer değiştirme dağılımı yeniden hesaplanır. Yani her bir adım bir önceki adımın devamı olan yeni bir doğrusal elastik sistem çözümüdür.

Artımsal mod birleştirme yönteminde göz önüne alınacak mod sayısı, 1. adımdaki (başlangıç periyodu göz önüne alınarak) modal büyüklüklerin kullanıldığı ve hesaplanan etkin kütlelerin toplamının hiçbir zaman bina toplam kütlelerinin %90' nından az olmaması kuralına göre belirlenecektir. Her bir itme adımında ele alınan tüm modlar için modal yerdeğiştirmeler hesaplanacak ve bu modal yerdeğiştirmeler altında iç kuvvetler hesaplanarak mod birleştirme kurallarının uygulandığı doğrusal spektrum analizi yapılacaktır. Hesaplanan iç kuvvetler elemanların taşıma kapasiteleri ile karşılaştırılarak plastik kesit belirlenecektir.

Hesap Adımları:

- a) Gerekli çalışmalar yapılarak bina bilgi düzeyi belirlenir.
- b) Analizde elemanların etkin rijitliği kullanılacağından, kolon ve perdedeki normal kuvvet değerlerinin belirlenmesi amacıyla, çatlamamış kesitlerin kullanıldığı model üzerinde deprem hesabında kullanılacak kütlelerle uyumlu düşey yükler altında analiz yapılarak düşey taşıyıcı elemanların normal kuvvet değerleri hesaplanır. Hesaplanan normal kuvvet seviyesine göre düşey taşıyıcıların etkin eğilme rijitliği belirlenir.
- c) Etkin eğilme rijitlerinin kullanıldığı model oluşturulur.
- d) Öncelikle kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı doğrusal olmayan statik analiz yapılır. Bu analizin sonuçları artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınır. Yani düşey yük analizi itme analizinin $i=0$. adımıdır.
- e) Düşey yük analizinden sonra sistem adım adım çözülecektir. Bunun için titreşim hesabı yapılır ve ilgili modal büyüklükler hesaplanarak ele alınan her bir mod için modal yerdeğiştirmeler hesaplanır.
- f) İlgili her bir mod için elde edilen modal yerdeğiştirmeler altında sistem çözülerek iç kuvvetler, yerdeğiştirmeler ve benzeri büyüklükler hesaplanır. Hesaplanan bu büyüklükler mod birleştirme yöntemi ile birleştirilir.
- g) Mod birleştirme sonucunda elde edilen iç kuvvetler elemanın taşıma kapasitesine bölünerek aralarındaki oran elde edilir. Her bir kritik kesit için bu karşılaştırma yapılır ve en küçük orana sahip kesit ilk plastikleşen kesittir. Buda ilk adımın sonunu oluşturur. Hesaplanan tüm büyüklükler en küçük oranla çarpılarak itme adımı sonundaki büyüklükler elde edilmiş olur.
- h) Artık sistemde oluşan ilk plastik kesitin yeri ve sistemdeki büyüklüklerin sayısal değerleri belirlenmiştir. Bundan sonra plastik kesitin olduğu noktaya mafsal tanımlanır ve yeni bir doğrusal sistem oluşturulur. Fakat bu sistemin başlangıç koşullarını bir önceki itme adımı oluşturmaktadır. Yeni sistem bir önceki adımda çözüldüğü gibi çözülür ve yeni sistemin iç kuvvetleri hesaplanır.

Bu değerler bir önceki adım sonunda elde edilen değerlerle toplanarak gerçek sistemin iç kuvvetleri bulunur ve yeni plastik kesitin yeri aranır.

- i) Birikimli spektrum ölçek katsayısı $F=I$ oluncaya kadar işleme devam edilir. Son itme adımından sonra tüm kritik kesitlerdeki plastik mafsallık dönmeleri plastik mafsallık boyuna bölünerek plastik eğrilik istemleri hesaplanır. Hesaplanan plastik eğrilikler akma eğrilikleri ile toplanarak toplam eğrilik istemleri hesaplanır.
- j) Her bir plastik kesitte, uygun beton ve donatı çeliği modeli kullanılarak kesit analizi yapılır ve toplam eğriliklere karşı gelen beton birim kısalması, donatı çeliği birim boy uzaması hesaplanır. Bu işlemler deprem doğrultusunun diğer yönü içinde yapılarak hesaplanan birim boy değişmeleri yönetmeliklerdeki sınır değerlerle karşılaştırılarak eleman hasar seviyeleri belirlenir.
- k) Birleşim bölgelerinde ve elemanlarda kesme güvenliği kontrolü yapılır.
- l) Elemanların kesitleri için belirlenen hasar bölgeleri ele alınarak yapı sisteminin deprem performansı değerlendirilir. Ayrıca görelilik kat ötelemeleri değerlendirilerek bina performans seviyesi kontrol edilir.

Sistemin detaylı açıklaması 5. bölümdeki örnek sayısal uygulamada anlatılmıştır.

4.7.3.4 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yönetmi

Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi'nin amacı, taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış gözönüne alınarak sistemin hareket denkleminin adım adım entegre 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 sistem elemanlarının tekrarlı yükler altındaki dinamik davranışını temsil eden iç kuvvet şekildeğiştirme bağıntıları, teorik ve deneysel geçerlilikleri kanıtlanmış olmak kaydı ile, ilgili literatürden yararlanılarak tanımlanır. Doğrusal veya doğrusal olmayan hesapta, üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi

yer hareketi kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması tasarım ve değerlendirme için esas alınır.

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

- ❑ Kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın birinci doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmamalıdır.
- ❑ Üretilen deprem yer hareketinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması A_{0g} 'den daha küçük olmamalıdır.
- ❑ Yapay olarak üretilen her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, gözönüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyot T_1 'e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyotlar için, yönetmelikte tanımlanan $S_{ae}(T)$ elastik spektral ivmelerinin %90'ından daha az olmamalıdır.

Hesap Adımları:

- a) Gerekli çalışmalar yapılarak bina bilgi düzeyi belirlenir.
- b) Analizde elemanların etkin rijitliği kullanılacağından, kolon ve perdedeki normal kuvvet değerlerinin belirlenmesi amacıyla, çatlamamış kesitlerin kullanıldığı model üzerinde deprem hesabında kullanılacak kütlelerle uyumlu düşey yükler altında analiz yapılarak düşey taşıyıcı elemanların normal kuvvet değerleri hesaplanır. Hesaplanan normal kuvvet seviyesine göre düşey taşıyıcıların etkin eğilme rijitliği belirlenir.
- c) Etkin eğilme rijitlerinin kullanıldığı model oluşturulur. Plastik kesit oluşması muhtemel elemanların kritik kesitlerine plastik mafsallar tanımlanır.
- d) Öncelikle kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı doğrusal olmayan statik analiz yapılır. Bu analizin sonuçları zaman tanım alanındaki analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınır.
- e) Seçilen yer hareketleri için sistem çözümü yapılır ve uygun olan yer hareketi için şekil değiştirme istemleri hesaplanır.

- f) Her bir plastik kesitte, uygun beton ve donatı çeliği modeli kullanılarak kesit analizi yapılır ve toplam eğriliklere karşı gelen beton birim kısalması, donatı çeliği birim boy uzaması hesaplanır. Hesaplanan birim boy değişimleri yönetmeliklerdeki sınır değerlerle karşılaştırılarak elaman hasar seviyeleri belirlenir.
- g) Birleşim bölgelerinde ve elemanlarda kesme güvenliği kontrolü yapılır.
- h) Elemanların kesitleri için belirlenen hasar bölgeleri ele alınarak yapı sisteminin deprem performansı değerlendirilir. Ayrıca görel kat ötelemeleri değerlendirilerek bina performans seviyesi kontrol edilir.

4.7.3.5 Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Belirlenmesi

Doğrusal elastik olmayan yöntemlere göre yapılan itme analizi veya zaman tanım alanında doğrusal olmayan yöntemlere göre yapılan hesap sonucunda çıkış bilgisi olarak herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik dönme istemine bağlı olarak plastik eğrilik istemi aşağıdaki bağıntı ile hesaplanacaktır.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (4.12)$$

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

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (4.13)$$

Betonarme sistemlerde betonun basınç birim şekildeğiştirme istemi ile donatı çeliğindeki birim şekildeğiştirme istemi, Denk.(4.13) ile tanımlanan toplam eğrilik istemine göre moment-eğrilik analizi ile hesaplanır.

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

4.7.3.6 Betonarme Elemanların Kesit Birim şekildeğiştirme Kapasiteleri

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

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

$$(\epsilon_{cu})_{MN} = 0.0035 \quad (\epsilon_s)_{MN} = 0.010 \quad (4.14)$$

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

$$(\epsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135 \quad (\epsilon_s)_{GV} = 0.040 \quad (4.15)$$

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

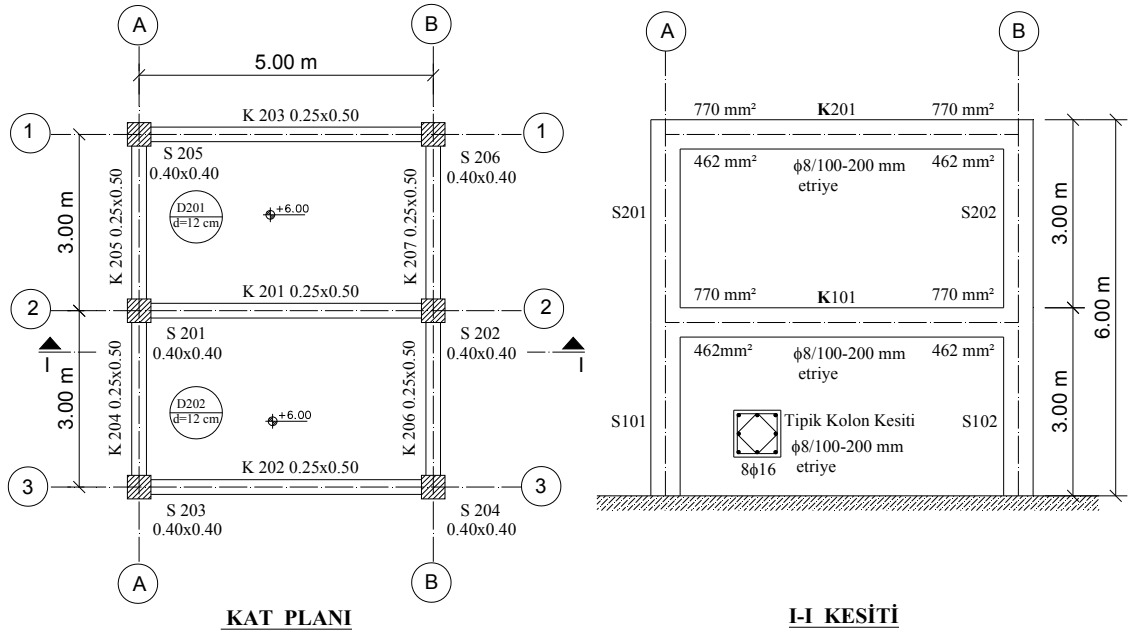
$$(\epsilon_{cg})_{GC} = 0.004 + 0.014(\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.018 \quad (\epsilon_s)_{GC} = 0.060 \quad (4.16)$$

Burada ρ_s ; kesitte mevcut bulunan deprem etriyeleri ve irozları olarak düzenlenmiş enine donatının hacimsel oranı, ρ_{sm} ; deprem yönetmeliğine göre bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı olarak tariflenir.

5. DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN DEPREM PERFORMANSI DEĞERLENDİRME YÖNTEMLERİNİN DÜZLEM ÇERÇEVE MODELİ ÜZERİNDE DETAYLI İNCELENMESİ

Bu bölümde betonarme yapıların deprem etkileri altındaki performansının doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle detaylı olarak incelenmesi yapılmıştır. Örnek sayısal uygulama olarak Şekil 5.1 de verilen yapının, 2 aksı çerçevesi olan tek açıklıklı iki katlı düzlem çerçeve modeli ele alınmıştır.

Ele alınan düzlem çerçeve modeli deprem yönetmeliğinde tanımlanan tüm yöntemler ile çözülerek deprem performans değerlendirmesi yapılmıştır. Bu bölümde amaçlanan çalışma, deprem yönetmeliğinde tanımlanan yöntemleri detaylı şekilde incelemek ve elde edilen sonuçları karşılaştırarak değerlendirmektir.



Şekil 5.1 : Düzlem Çerçeve Modeli

Bina Bilgileri

Kat Adedi	: 2
Bina Kat yüksekliği	: 3.0 – 3.0 m
Toplam Bina Yüksekliği, (H)	: 6.0 m
Bina Oturma Alanı	: 32.81 m ²
Kullanım Amacı	: Konut

Malzeme Bilgileri

Beton Sınıfı	: C20
f_{cm}	: 20 MPa
f_{ctm}	: 1.6 MPa
E_c	: 28 GPa
Donatı Çeliği	: S220
f_{ym}	: 220 MPa
E_s	: 200 GPa

Proje Parametreleri

Deprem Bölgesi	: 1
Etkin Yer İvme Katsayısı (A_0)	: 0.4
Bina Önem Katsayısı (I)	: 1
Zemin Sınıfı	: Z3
Spektrum Karakteristik Periyotları	: $T_A = 0.15 s, T_B = 0.60 s$
Hareketli Yük Katılım Katsayısı	: $n=0.3$

Taşıyıcı Sistem Bilgisi

Kolonlar	: 0.4m x 0.4m $d'=0.04m$
Kirişler	: 0.25m/0.5m $d'=0.04m$
Döşeme	: 0.12 m

Yük Analizi

• +3.00 Kotu Döşemesi	
Plak zati= 0.12(m) x 25 (kN/m ³)	: 3.0 kN/m ²
Kaplama =	: 1.5 kN/m ²
$g =$	: 4.5 kN/m ²
$q =$	: 3.5 kN/m ²
• +6.00 Kotu Döşemesi	
Plak zati= 0.12(m) x 25 (kN/m ³)	: 3.0 kN/m ²
Kaplama =	: 1.5 kN/m ²
$g =$	: 4.5 kN/m ²
$q =$	: 3.5 kN/m ²

5.1 Bina Performansının Doğrusal (Lineer) Hesap Yöntemleri İle Belirlenmesi

5.1.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

- **Bina Bilgi düzeyi**

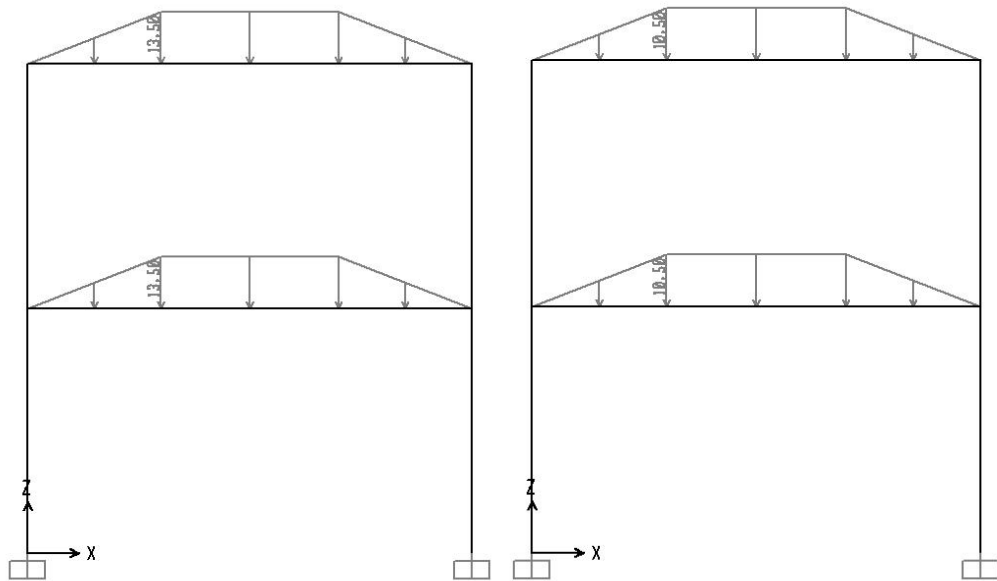
Binanın malzeme özelliklerinin ve betonarme detaylarının projeye tamamen uyduğu kabul edilmiş olup buna göre bina bilgi düzeyi “kapsamlı” olarak belirlenmiş ve bilgi düzeyi kat sayısı 1.0 alınmıştır.

- **Analiz Modelinin Oluşturulması**

Deprem performansı belirlenecek binalarda, eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlama kesite ait etkin eğilme rijitliği kullanılacaktır. Kirişlerde çatlama kesitin etkin eğilme rijitliği, çatlama kesitin eğilme rijitliğinin 0.4 ile çarpılması ile tanımlanabilir. Fakat kolonlarda çatlama kesitin etkin eğilme rijitliğinin tanımlanabilmesi için sistemin öncelikle deprem hesabında kullanılacak düşey yük kombinasyonu ($G + nQ$) altında, çatlama kesitler kullanılarak bir ön düşey yük hesabı yapılması gereklidir. Deprem hesabında kullanılacak bina ağırlığı ve düşey yük kombinasyonu izleyen şekilde tanımlanır:

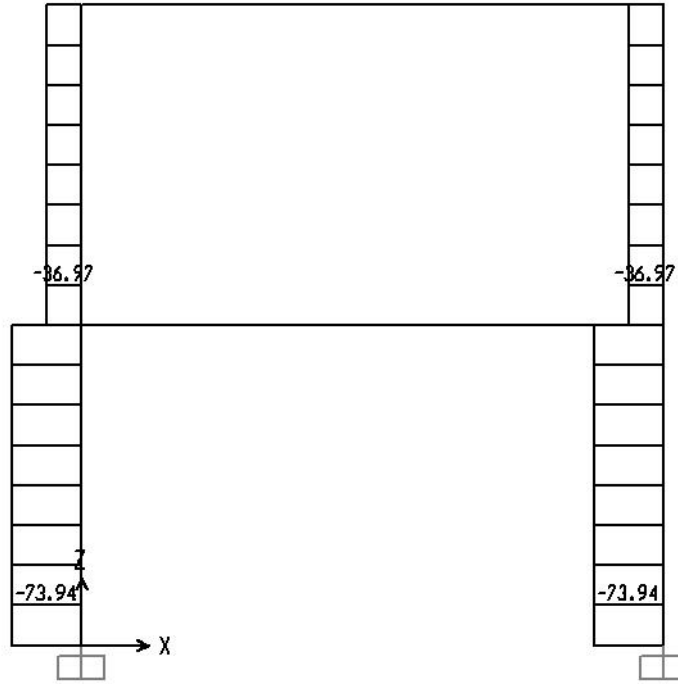
$$W = G + 0.3Q \quad (5.1)$$

Öncelikle yukarıda verilen yükleme altında çatlama kesitler kullanılarak düşey yük hesabı yapılacaktır.



Şekil 5.2 : Sistem Üzerindeki Sabit ve Hareketli Yükler

Yapılan düşey yük analizi sonucunda elastik sistem üzerindeki eksenel yük diyagramı Şekil 5.3’de verilmiştir.



Şekil 5.3 : G+0.3Q Düşey Yüklemesi Altında Eksenel Yük Diyagramı

Şekil 5.3 den de görüldüğü gibi elastik sistemin düşey yük kombinasyonu altında 1. kat kolonlarında normal kuvvet $N_D = -73.94 \text{ kN}$ olarak bulunmuştur.

$$\frac{N_D}{A_c f_{cm}} = \frac{73.94}{40 \times 40 \times 2} = 0.0231 < 0.1 \quad (5.2)$$

Eksenel basınç kuvveti oranı 0.1 den küçük olduğu için kolonlarda da etkin eğilme rijitliği, çatlamamış kesitin eğilme rijitlinin 0.4 katı alınacaktır. Bilgisayar modeline etkin eğilme rijitlikleri, ilgili atalet momentlerinin 0.4 katsayısı ($I_e = 0.4 \times I_0$) ile çarpılarak tanıtılır. Bundan sonraki tüm hesap adımlarında çatlamış kesitlerin oluşturduğu bilgisayar modeli kullanılır.

- **Kirişlerin Taşıma Kapasitelerinin Hesaplanması**

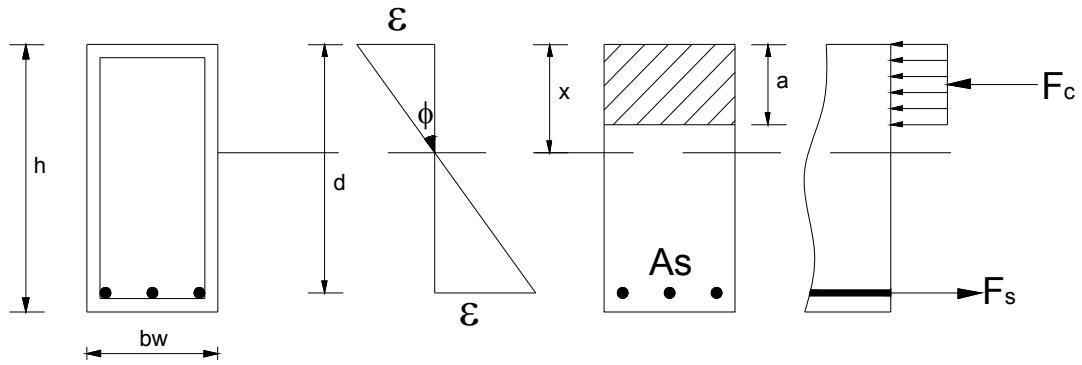
Çerçeveyi oluşturan kirişler aynı kesite ve donatı alanına sahiptirler. Kirişlerin kesit özellikleri ve mevcut donatıları Tablo 5.1’de verilmiştir:

Tablo 5.1: Kiriş Donatıları

Kiriş No	Eleman No	b/h (cm)	Alt Donatı	Montaj Donatısı	Sol Uç Üst Ek Donatı	Sağ Uç Üst Ek Donatı	Sol Uç Kesme Donatısı	Sol Uç Kesme Donatısı
K101	1	25/50	3φ14	3φ14	2φ14	2φ14	φ8/10	φ8/10
K201	2	25/50	3φ14	3φ14	2φ14	2φ14	φ8/10	φ8/10

Kirişlerin moment ve kesme kapasiteleri hesaplanacaktır. Kapasite hesabı için betonarme betonu ve donatı çeliği için mevcut malzeme dayanımları kullanılır. Bu dayanım değerlerine malzeme güvenlik katsayıları uygulanmaz, buna karşılık mevcut dayanımlar bilgi düzeyi katsayıları ile çarpılır.

Basit eğilme etkisi altındaki kirişlerin eğilme kapasitelerin hesabı izleyen şekilde ele alınabilir:

**Şekil 5.4 :** Basit Eğilme Diyagramı

$$F_c = F_s \quad 0.85 \times f_{cm} \times b_w \times a = A_s \times f_{ym} \quad (5.3)$$

$$M_r = A_s f_{ym} (d - 0.5a) \quad (5.4)$$

Kesitin tablalı olması halinde tablanın taşıdığı basınç kuvveti ele alınmalıdır. Kirişlerin kesme dayanımı izleyen şekilde tanımlanır:

$$V_r = 0.8 V_{cr} + V_w \rightarrow V_r = 0.8 \times 0.65 f_{cm} b_w d + A_{sw} f_{ym} d/s \quad (5.5)$$

Kesitin taşıyabileceği maksimum kesme kuvveti izleyen şekilde verilir:

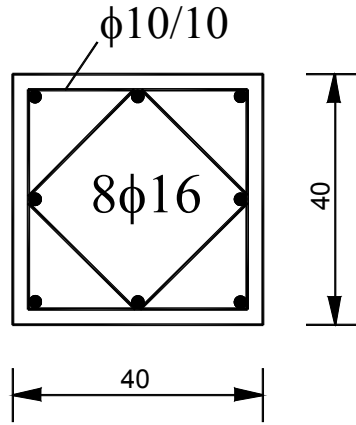
$$V_{rmax} = 0.22 f_{cm} b_w d \quad (5.6)$$

Çerçeve sistemin kirişlerinin taşıma kapasiteleri izleyen tabloda verilir:

Tablo 5.2: Kiriş Taşıma Kapasitesi

Kesit Özellikleri					Donatı Alanları			Kapasite Kuvvetleri		
				Tabla	Sol Mesnet	Sağ Mesnet	Kesme Donatısı	Sol Moment	Sağ Moment	Kesme
Kiriş	Eleman	b _w	h	b _o (cm)	A _{st} (cm2)	A _{st} (cm2)	(A _s /s)	M ⁻ (kNm)	M ⁻ (kNm)	V _r (kN)
No	No	(cm)	(cm)	t (cm)	A _{sb} (cm2)	A _{sb} (cm2)	(cm ² /cm)	M ⁺ (kNm)	M ⁺ (kNm)	V _{rmax} (kN)
K101	1	25	50	125	7.70	7.70	0.05	74.55	74.55	146
				12	4.62	4.62		46.51	46.51	506
K201	2	25	50	125	7.70	7.70	0.05	74.55	74.55	146
				12	4.62	4.62		46.51	46.51	506

- Kolonların Taşıma Kapasitelerinin Hesaplanması**

**Şekil 5.5 :** Kolon Kesit Detayı

Çerçeveyi oluşturan kolonlar aynı kesite ve donatıya sahiptirler. Kolonların normal kuvvet ve kesme kuvveti taşıma kapasitesi izleyen şekilde elde edilir.

$$V_r = 0.8 V_{cr} + V_w \rightarrow V_r = 0.8 \times 0.65 f_{cm} b_w d + A_{sw} f_{ym} d / s \quad (5.5)$$

$$V_r = 0.8 \times 0.65 \times 16 \times 40 \times 36 + (0.5 \times 2 + 2 \times 0.5 / \sqrt{2}) \times 2200 \times 36 / 20 = 147.84 \text{ kN}$$

Normal Kuvvet:

$$N_{rmax} = 0.5 f_{cm} b h \quad (5.7)$$

$$N_{rmax} = 0.5 \times 200 \times 40 \times 40 = 1600 \text{ kN}$$

Sistemi oluşturan elemanların taşıma kapasiteleri hesaplandıktan sonra sistem düşey ve yatay yükler altında çözülür. Bunun için öncelikle sisteme etkiyen yatay yük belirlenmelidir. Eşdeğer deprem yükü metodunda sisteme etkiyen yatay yükün belirlenmesi izleyen şekilde sunulmuştur.

- **Eşdeğer Deprem Yükünün Hesaplanması**

Binanın toplam kat sayısı 8' i aşmadığından ve sistemin düzlem çerçeve olması sebebiyle $\eta_{bi} < 1.4$ koşulunun ortadan kalkmasından dolayı eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılabilir. Taban kesme kuvveti aşağıda verilen denklem ile hesaplanır.

$$V_t = \lambda W A_0 I S(T) / R_a = 1 \times W A_0 I S(T) / R_a \quad (5.8)$$

Denklemdeki ilgili büyüklükler izleyen şekilde verilir:

$$W = 147.86 \text{ kN} \quad A_0 = 0.4 \quad R_a = 1 \quad I = 1 \quad \lambda = 1$$

$$T_1 = 0.226 \text{ s} \quad S(T_1 = 0.226) = 2.5$$

Taban kesme kuvveti izleyen şekilde bulunur:

$$V_t = 1.0 \times 147.86 \times 0.4 \times 1.0 \times 2.5 / 1.0 = 147.86 \text{ kN}$$

Tepe noktası kuvveti ΔF_N izleyen şekilde bulunur:

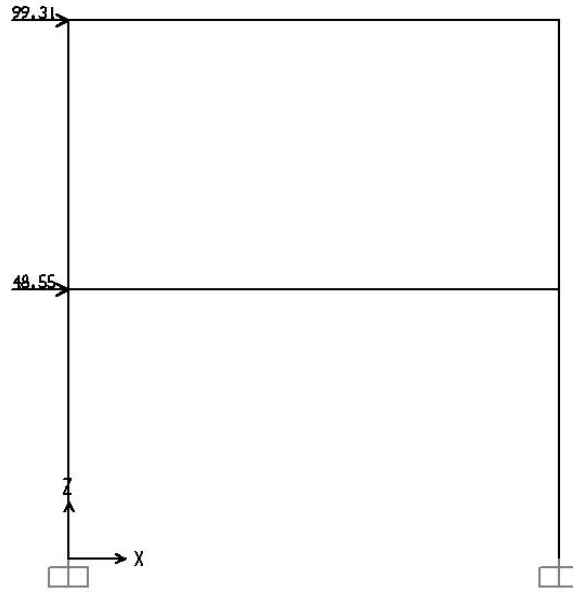
$$\Delta F_N = 0.0075 N V_t \quad (5.9)$$

$$\Delta F_N = 0.0075 \times 2 \times 147.86 = 2.22 \text{ kN} \quad (5.9a)$$

Kat kütleleri ve yükseklikleri eşit olduğu için, kat kuvvetleri izleyen şekilde verilir:

$$F_1 = (V_t - \Delta F_N) / 3 = 48.55 \text{ kN} \quad (5.10a)$$

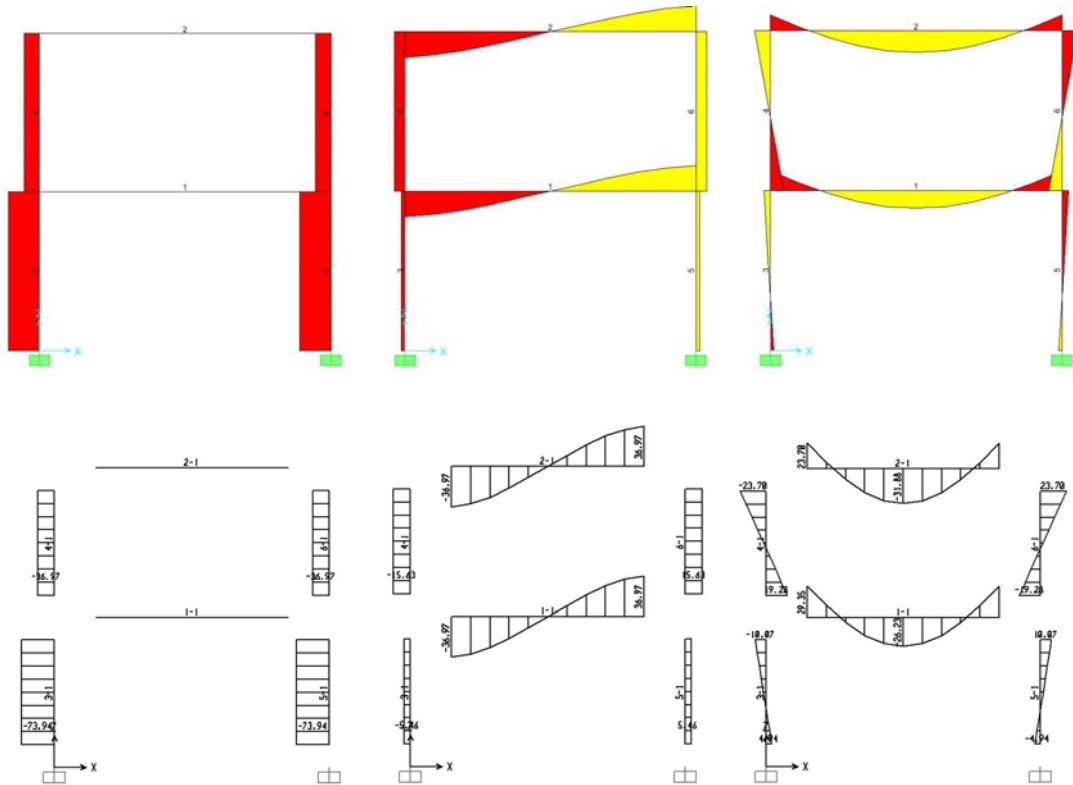
$$F_2 = 2 F_1 + \Delta F_N = 99.31 \text{ kN} \quad (5.10b)$$



Şekil 5.6 : Sistem Üzerindeki Deprem Yüğü

Böylelikle sistem üzerindeki tüm yükler belirlenmiştir. Sistem düşey ve yatay yükler altında çözülmüştür. Elde edilen iç kuvvetler izleyen şekilde verilir:

- Düşey Yükler Altındaki İç Kuvvetler**

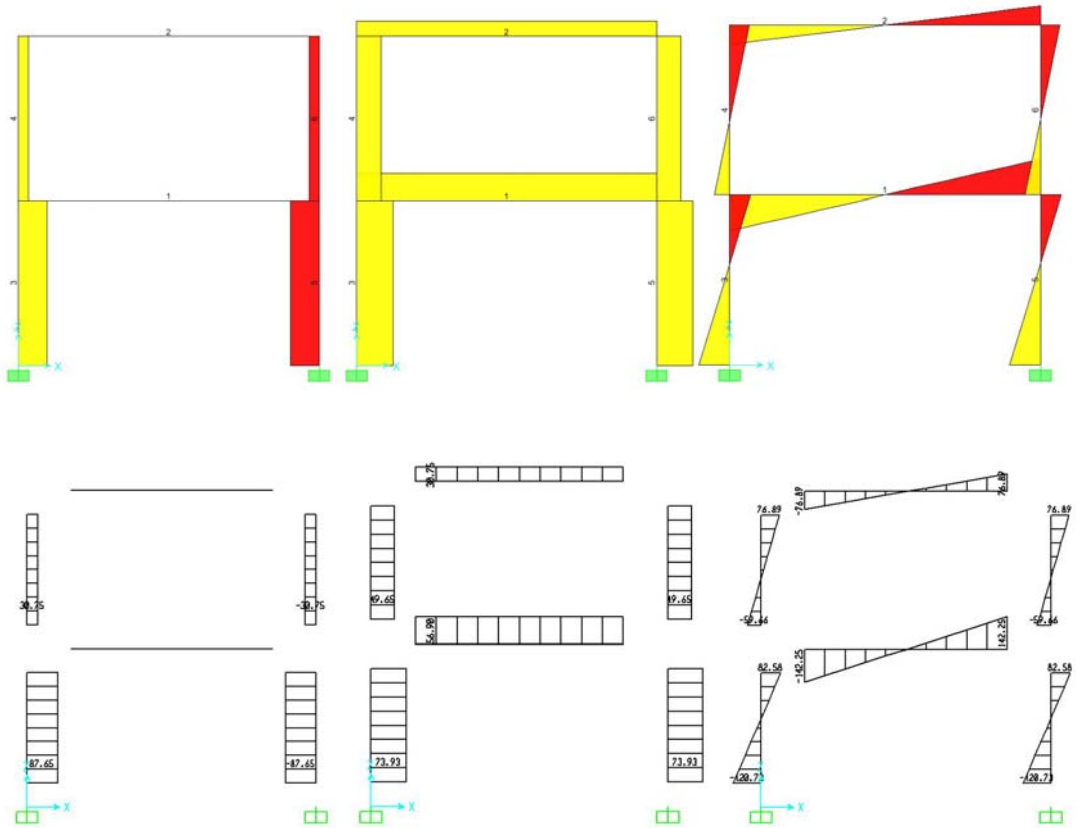


Şekil 5.7: Düşey Yükler Altında Oluşan İç Kuvvetler

Tablo 5.3: Düşey Yükler Altında Oluşan İç Kuvvetler

G+0.3Q Düşey Yük Kombinasyonu Altında İç Kuvvetler							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			-36.97	36.97	-29.35	-29.35
K201	2			-36.97	36.97	-23.70	-23.70
S101	3	-73.94	-73.94	-5.46	-5.46	-4.94	10.07
S201	4	-36.97	-36.97	-15.63	-15.63	-19.28	23.70
S102	5	-73.94	-73.94	5.46	5.46	4.94	-10.07
S202	6	-36.97	-36.97	15.63	15.63	19.28	-23.70

- Yatay Yükler Altındaki İç Kuvvetler**



Şekil 5.8 : Deprem Yükleri Altında Oluşan İç Kuvvetler

Tablo 5.4 : EX Depremi Altında Oluşan İç Kuvvetler

EX Deprem Yüğü Altında İç Kuvvetler							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			56.9	56.9	142.25	-142.25
K201	2			30.76	30.76	76.89	-76.89
S101	3	87.65	87.65	73.93	73.93	120.73	-82.58
S201	4	30.76	30.76	49.66	49.66	59.66	-76.89
S102	5	-87.65	-87.65	73.93	73.93	120.73	-82.58
S202	6	-30.76	-30.76	49.66	49.66	59.66	-76.89

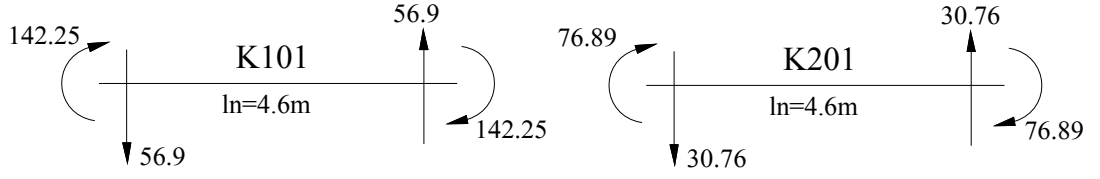
- **Kirişlerin etki/ kapasite (r) oranlarının ve kırılma türünün belirlenmesi**

Kiriş ve kolonların etki kapasite oranları (r), deprem etkisi altında hesaplanan kesit eğilme momentinin, kesitin artık eğilme momenti kapasitesine bölünmesi ile elde edilir. Artık eğilme momenti kapasitesi ise kesitin eğilme momenti kapasitesi ile düşey yükler altında kesitte hesaplanan moment etkisinin farkıdır. Kesitin eğilme momenti kapasitesi ise ele alınan deprem yönüyle uyumlu olmalıdır. Yani ele alınan deprem doğrultusunda kesitte oluşan moment pozitif ise o kesitin pozitif moment taşıma kapasitesi ele alınmalıdır. Kapasite momentinin hesabında pekleşme etkisi ihmal edilecektir.

G + 0.3Q yükleme altında kiriş eğilme momentleri (M_D)

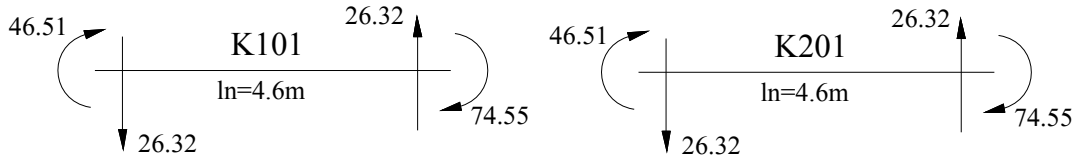
**Şekil 5.9 : Düşey Yükler Altında Kirişlerde Oluşan İç kuvvetler**

+X Depremi altında kiriş eğilme momentleri (M_E)



Şekil 5.10 : EX Depremi Altında Kirişlerde Oluşan İç Kuvvetler

+X Depremi yönünde kiriş taşıma kapasiteleri (M_K)



Şekil 5.11 : EX Depremiyle Uyumlu Kiriş Taşıma Kapasiteleri

K101 kirişinin i ucunda +X yönündeki depremde oluşan moment $M_E = 142.25$ kNm olarak bulunmuştur. Kirişin deprem yönüyle uyumlu moment taşıma kapasitesi ise $M_K = 46.51$ kNm hesaplanmıştır. K101 kirişinin i ucunda ise düşey yüklerden dolayı oluşan moment, deprem momentinin tersi yönünde $M_D = 29.35$ kNm olarak hesaplanmıştır. K101 kirişinin i ucunun artık moment kapasitesi izleyen şekilde elde edilir:

$$M_A = M_K - M_D = 46.51 - (-29.35) = 75.86 \text{ kNm} \quad (5.11)$$

Burada kapasite momenti ile düşey yüklerden oluşan eğilme momentin yönleri terstir. Yani depremden oluşan moment, düşey yüklerden oluşan momentle ters yönlüdür. Bu yüzden artık moment kapasitesi hesaplanırken yönlerden dolayı kapasite momenti ile düşey yük momenti sayısal olarak toplanmıştır. Başka bir deyimle ele aldığımız i ucunda deprem momenti düşey yük momenti ile ters yönde olduğu için, deprem yüklemesinden oluşan moment önce düşey yüklerden oluşan momentini sıfırlayacak sonra kesitin eğilme kapasite momentini yakalayacaktır. Yani bu durumda r değeri küçük çıkacaktır. Fakat depremin tersinir olmasından dolayı bu durumun tersine olacağı unutulmamalıdır.

Bu durumda i ucundaki etki kapasite oranı, r izleyen şekilde hesaplanır:

$$r = \frac{M_E}{M_A} = \frac{142.25}{75.86} = 1.88 \quad (5.12)$$

Aynı şekilde K101 kirişinin j ucunda artık moment kapasitesi izleyen şekilde hesaplanır:

$$M_A = M_K - M_D = 74.55 - 29.35 = 45.2 \text{ kNm} \quad (5.13)$$

Burada artık moment kapasitesi hesaplanırken kapasite momenti ile düşey yük momentinin sayısal olarak farkları alınmıştır. Çünkü j ucunda depremden oluşan moment ile düşey yüklerden oluşan moment aynı yönlüdür. Dolayısıyla r değeri büyük çıkacaktır. Başka bir ifade ile depremden dolayı oluşan moment kapasite momentini yakalamak için düşey yük momentinden başlayacaktır.

j ucundaki etki kapasite değeri r izleyen şekilde bulunur:

$$r = \frac{M_E}{M_A} = \frac{142.25}{45.2} = 3.15 \quad (5.14)$$

Aynı şekilde $-X$ yönündeki depremde K101 kirişinin i ucundaki etki kapasite (r) değeri hesaplanırsa, i ucunda depremden dolayı oluşan moment negatif yönde $M_E = 142.25 \text{ kNm}$, bu yöndeki kapasite momenti $M_K = 74.55 \text{ kNm}$ şeklinde hesaplanmıştır. Artık moment kapasitesi izleyen şekilde verilir.

$$M_A = M_K - M_D = 74.55 - 29.35 = 45.2 \text{ kNm} \quad (5.15)$$

$-X$ yönü depremde ise i ucunda deprem yüklemesinden oluşan moment ile düşey yüklerden oluşan moment aynı yönlüdür. Bu yüzden artık moment kapasitesi, kapasite momenti ile düşey yüklerden oluşan momentin sayısal farkı olarak hesaplanmıştır.

Bu durumda i ucundaki etki kapasite oranı r izleyen şekilde hesaplanır.

$$r = \frac{M_E}{M_A} = \frac{142.25}{45.2} = 3.15 \quad (5.16)$$

Aynı şekilde j ucu için r değeri izleyen şekilde hesaplanır:

$$M_A = M_K - M_D = 46.51 - (-29.35) = 75.86 \text{ kNm} \quad (5.17)$$

$$r = \frac{M_E}{M_A} = \frac{142.25}{75.86} = 1.88 \quad (5.18)$$

Etki kapasite (r) değerleri hesaplandıktan sonra elemanın kırılma türü belirlenir. Elemanın kesme kuvveti taşıma kapasitesi V_r , eğilme kapasitesi ile uyumlu olarak hesaplanan V_e kesme kuvvetinden büyük ise elemanın kırılma tipi sünek, eğer V_r değeri V_e değerinden küçük ise elemanın kırılma tipi gerek olarak ele alınacaktır. Eğer düşey yükler ile deprem kombinasyonundan ($G+nQ+E$) hesaplanan kesme kuvveti V nin V_e den küçük olması durumunda V_e yerine V kullanılacaktır.

K101 kirişinin $\pm X$ yönündeki deprem yüklemesinden dolayı i ucunda oluşan kesme kuvveti $V=56.9 \text{ kN}$ olarak bulunmuştur. Düşey yükler altında i noktasındaki kesme kuvveti $V_{dy}=36.97 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. Düşey yüklerle birlikte deprem kombinasyonundan oluşan moment izleyen şekilde verilir:

$$V = V_{dy} + V_{ex} = 56.9 + 36.97 = 93.87 \text{ kN} \quad (5.19)$$

Eğilme kapasitesi ile uyumlu olarak hesaplanan V_e kesme kuvveti izleyen şekilde verilir:

$$V_e = V_{dy} \pm \frac{M_{pi} + M_{pj}}{l_n} \quad (5.20)$$

$$V_e = 36.97 \pm \frac{46.51 + 74.55}{4.6} = 36.97 + 26.32 = 63.29 \text{ kN} \quad (5.20a)$$

Kesme kuvveti olarak küçük olan V_e değeri ele alınır. K101 kirişinin taşıma kapasitesi $V_r = 146 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. (Tablo 5.2)

$V_r > V_e$ kiriş kırılma sünektir.

- **Kirişlerin boyutsuz kesme kuvveti etkisi ve donatı oranının belirlenmesi**

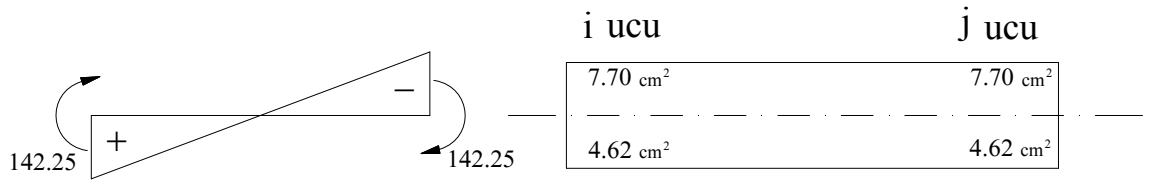
Depremi oluşum yönüne göre kirişler de oluşacak kesme kuvveti etkisi ve donatı oranı farklılık gösterebilir. K101 kirişi ele alınarak ilgili değerler izleyen şekilde hesaplanır.

Dengeli donatı oranı ρ_b izleyen şekilde hesaplanır:

$$\rho_b = 0.85 \frac{f_{cm}}{f_{ym}} k_1 \frac{x}{d} ; \quad \frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_c E_s}{\varepsilon_c E_s + f_{ym}} = \frac{6000}{(6000 + f_{ym})} \quad (5.21)$$

$$\rho_b = 0.85 \times \frac{200}{2200} \times 0.85 \times \frac{6000}{(6000 + 2200)} = 0.04806 \quad (5.21a)$$

+X Depremi altında kiriş eğilme momentleri (M_E)



Şekil 5.12 : +X Depremi Altında Kirişte Oluşan İç Kuvvetler

+X yönündeki depremde K101 kirişinin i ucunda pozitif moment, j ucunda negatif moment oluşmuştur. Bu durumda i ucundaki alt donatı ($A_s = 4.62 \text{ cm}^2$) çekme donatısı, üst donatı ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$) basınç donatısı olmaktadır. +X yönündeki depremde K101 kirişinin j ucunda negatif moment oluşmuştur. Bu durumda j ucundaki üst donatı ($A_s = 7.70 \text{ cm}^2$) çekme donatısı, alt donatı ($A_s = 4.62 \text{ cm}^2$) basınç donatısı olmaktadır. Bu durumda +X yönündeki depremde K101 kirişinin i ve j ucu için çekme, basınç donatı oranları izleyen şekilde verilir.

Tablo 5.5 : K101 Kirişi Etkili Donatı Oranları

+X Depremi		Sol Mesnet	Sağ Mesnet		Sol Mesnet			Sağ Mesnet		
Kiriş	Eleman	Ast (cm2)	Ast (cm2)	ρ_b	ρ	ρ'	$(\rho - \rho')/\rho_b$	ρ	ρ'	$(\rho - \rho')/\rho_b$
No	No	Asb (cm2)	Asb (cm2)	%	%	%		%	%	
K101	1	7.70	7.70	4.806	0.402	0.669	-0.056	0.669	0.402	0.056
		4.62	4.62							

Tablodan da görüldüğü gibi +X yönü depremde K101 kirişinin *i* ucunda donatı oranı etkisi negatif, *j* ucunda ise pozitif çıkmıştır. –X yönü depremde K101 kirişinin uçlarındaki momentler işaret değiştirecektir. Dolayısıyla her bir uçtaki çekme donatıları basınç, basınç donatıları çekme donatısı olacaktır.

Kesme kuvvetinin etkisi deprem yönüne göre önem kazanmaktadır. K101 kirişinin düşey yüklerden dolayı *i* ve *j* uçlarındaki kesme kuvveti $V=36.97\text{ kN}$ dur. Bu kirişin +X yönündeki depremde eğilme kapasitesinden dolayı *i* ve *j* uçlarında oluşan kesme kuvveti $V=26.32\text{ kN}$ dur ve *i* ucunda bu kesme kuvvetleri ters yönlü *j* ucunda ise aynı yönlüdür. Her bir uçta V_e kesme kuvveti hesaplanırsa izleyen değerler bulunur.

$$V_{ie}=36.97-26.32 = 10.65 \text{ kN} \quad (5.22a)$$

$$V_{je}=36.97+26.32 = 63.29 \text{ kN} \quad (5.22b)$$

Her bir uç için boyutsuz kesme kuvveti etkisi izleyen şekilde hesaplanır:

$$\frac{V_{ie}}{b_w d f_{ctm}} = \frac{1065}{25 \times 46 \times 16} = 0.058 \quad (i \text{ ucu}) \quad (5.23a)$$

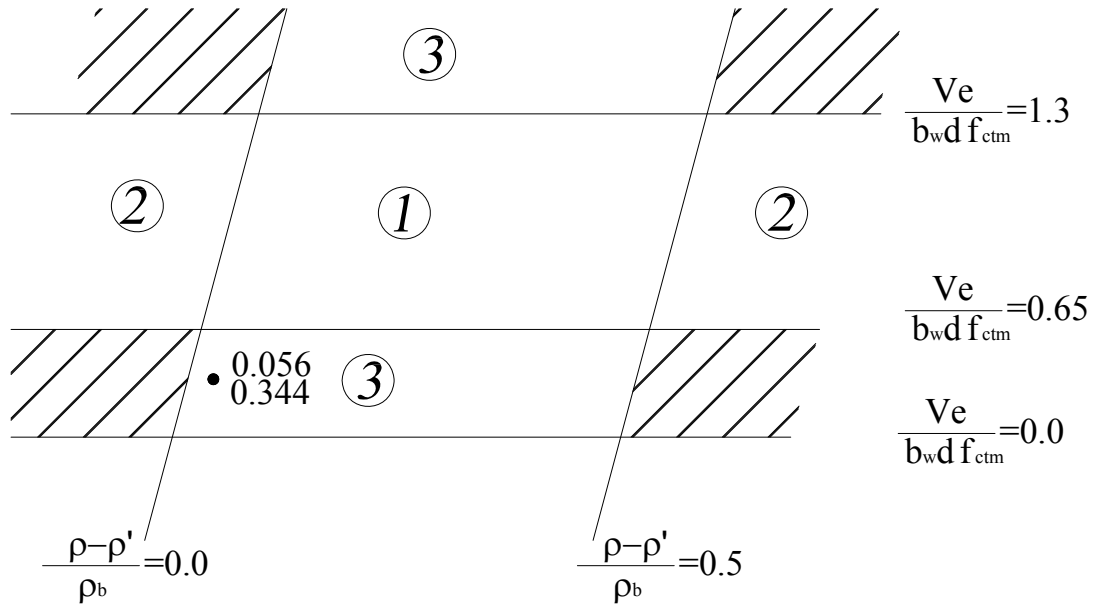
$$\frac{V_{je}}{b_w d f_{ctm}} = \frac{6329}{25 \times 46 \times 16} = 0.344 \quad (j \text{ ucu}) \quad (5.23b)$$

Kirişler için hasar sınırlarını tanımlayan etki kapasite oranı r_s ; boyutsuz kesme kuvveti etkisi ve donatı oranı etkisi kombinasyonu ile belirlenir. +X yönlü depremde K101 kirişinin *i* ucunda donatı oranı etkisi ve boyutsuz kesme kuvveti etkisi sırasıyla -0.056, 0.058 olarak bulunmuştur. Bu değerler *j* ucunda ise 0.056, 0.344 olarak bulunmuştur. Burada görülmektedir ki K101 kirişinin *j* ucu hasar sınırına daha yakın olacaktır. Dikkat edilmesi gereken r_s değerleri hesaplanırken kesme kuvveti etkisi ve donatı oranı etkisidir. Yani bir uçta kesme kuvveti etkisi büyükken diğer uçta donatı oranı etkisi büyük olabilir. Her uç kendi içinde değerlendirilmelidir her bir ucun en büyük değeri alınarak belirlenen r_s değeri doğru olmayacaktır. Kirişler için hasar sınırlarını tanımlayan etki kapasite oranı r_s değerleri Tablo 5.6' da verilmiştir.

Tablo 5.6 : Kirişler İçin Hasar Sınırlarını Belirleyen Kapasite Oranları

Sünek Kirişler			Hasar Sınırı		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	MN	GV	GÇ
≤ 0.0	Var	≤ 0.65	3	7	10
≤ 0.0	Var	≥ 1.30	2.5	5	8
≥ 0.5	Var	≤ 0.65	3	5	7
≥ 0.5	Var	≥ 1.30	2.5	4	5
≤ 0.0	Yok	≤ 0.65	2.5	4	6
≤ 0.0	Yok	≥ 1.30	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.5	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	4

K101 kirişinin j ucunun r_s değerinin hesabı Şekil 5.13’de gösterilmiştir. Şekil üzerindeki taralı bölgeler yukarıdaki tabloda verilen değerleri içermektedir. Ara değerler için interpolasyon yapılacaktır. Şekil 5.13 üzerinde gösterilen 3 numaralı bölgelerde sadece donatı oranı üzerinde interpolasyon, 2 numaralı bölgelerde sadece kesme kuvveti etkisi üzerinde interpolasyon ve 1 numaralı bölge üzerinde hem donatı oranı hem de kesme kuvveti etkisi üzerinde interpolasyon yapılır. K101 kirişinin donatı oranı etkisi 0.056, kesme kuvveti etkisi 0.344 hesaplanmış ve bu değerler şekil üzerinde gösterilmiştir. Sadece donatı oranı üzerinde interpolasyon yapılacaktır.

**Şekil 5.13 : Ara Değerler İçin Sınır Kapasite Oranının İnterpolasyon İle Bulunması**

Tablo 5.6’ da göçme bölgesi (GV) hasar sınırı için r_s değeri, donatı oranı etkisinin sıfıra eşit ve küçük olması durumunda 10, donatı oranı etkisinin 0.5 eşit ve büyük olması durumunda 7 olarak verilmiştir. K101 kirişinin donatı oranı etkisi 0.056 olduğuna göre 7 ile 10 arasında interpolasyon yapılırsa bu değer sargılama durumu için 9.66 olarak bulunur. Kesme kuvveti etkisi eğer 0.65 ile 1.3 arasında olsaydı bu interpolasyonu birde kesme kuvveti etkisi üzerinde yapılacaktı. K101 kirişinin sınır değerler izleyen tabloda verilir:

Tablo 5.7 : K101 Kirişi Kesit Hasar Sınırı

K101			Hasar Sınırı		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	MN	GV	GÇ
0.056	Var	0.344	3	6.77	9.66
0.056	Yok	0.344	2.44	3.89	5.89

K101 kirişinin +X yönlü depremde etki kapasite oranı $r = 3.15$ olarak bulunmuştu. Bu değer sınır değerlerle karşılaştırılırsa K101 kirişinin kesit hasar sınırı (GV)’ nin altında, hasar bölgesi belirgin hasar bölgesinde çıkmaktadır.

$$3 < r = 3.15 < 6.77$$

Kesit hasar sınırı: Güvenlik sınırı (GV)

Kesit hasar bölgesi: Belirgin hasar bölgesi

K101 ve K102 kirişlerinin hesap özetleri Tablo 5.8 ve 5.9’ da sunulmuştur.

Tablo 5.8 : Kiriş İç Kuvvetleri ve Donatı Alanları

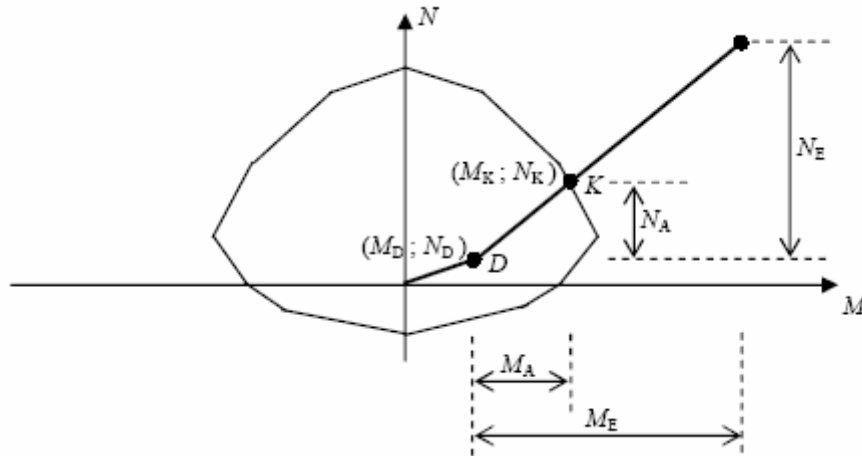
Kesit Özellikleri					$G+0.3Q$		EX			Donatı Alanları	
				Tabla	Sol Mesnet	Sağ Mesnet	Sol Mesnet	Sağ Mesnet	Kesme Donatısı	Sol Mesnet	Sağ Mesnet
Kiriş	b_w	h	b_o (cm)	I_n	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	(A_s/s)	A_{st} (cm ²)	A_{st} (cm ²)
No	(cm)	(cm)	h_f (cm)	(m)	V (kN)	V (kN)	V (kN)	V (kN)	cm ² /cm	A_{sb} (cm ²)	A_{sb} (cm ²)
K101	25	50	125	4.6	-29.35	-29.35	142.25	-142.25	0.05	7.7	7.7
			12		-36.97	36.97	56.9	56.9		4.62	4.62
K201	25	50	125	4.6	-23.70	-23.70	76.89	-76.89	0.05	7.7	7.7
			12		-36.97	36.97	30.76	30.76		4.62	4.62

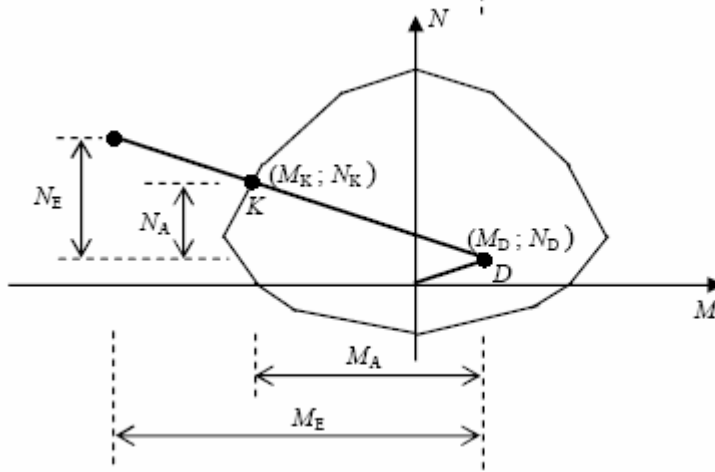
Tablo 5.9 : Kiriş Hasar Tablosu

		$(\rho-\rho'/\rho b)$ sol	$(\rho-\rho'/\rho b)$ sağ	Eleman	sargılama	Sol Mesnet	Sağ Mesnet	Sol Mesnet	Sağ Mesnet	Kesit
Kiriş		M^-	M^-	Kırılma	sol mesnet	r^-	r^-	v	v	Hasar
No	ρb	M^+	M^+	Tipi	sağ mesnet	r^+	r^+	v	v	Sınırı
K101	0.048	0.056	0.056	sünek	var	3.15	3.15	0.344	0.344	GV
		-0.056	-0.056		var	1.88	1.88	0.058	0.058	
K201	0.048	0.056	0.056	sünek	var	1.51	1.51	0.344	0.344	MN
		-0.056	-0.056		var	1.10	1.10	0.034	0.034	

- Kolonların etki/ kapasite (r) oranlarının ve kırılma türünün belirlenmesi**

Kolonların etki kapasite oranlarının hesaplanması kirişlere göre zahmetlidir. Kirişlerde sadece eğilme etkisi olduğundan artık moment kapasiteleri kolaylıkla hesaplanabilir. Fakat kolonlarda moment-eksenel yük etkileşimi durumu zorlaştırır. Aşağıdaki şekilde moment-eksenel kuvvet etkileşim diyagramı görülmektedir. Şekildeki D noktasının koordinatları, düşey yüklerden meydana gelen $M_D - N_D$ çiftine karşı gelmektedir. D noktasından başlayan ve etkileşim diyagramının dışına çıkan ikinci doğru parçasının bitiş noktası düşey yük ve deprem kombinasyonunun koordinatlarını vermektedir. Şekil 5.14a'da düşey yüklerde oluşan moment ile depremden oluşan moment aynı yönlü Şekil 5.14b' de ise ters yönlüdür. Kolon eksenel yük ve moment çifti etkileşim diyagramının dışına çıkamayacağına göre, şekildeki ikinci doğrunun etkileşim diyagramını kestiği K noktasının koordinatları, kolon taşıma kapasitesi olan $M_K - N_K$ çiftini verir.

**Şekil 5.14a: Kolon Etkileşim Diyagramı**



Şekil 5.14b: Kolon Etkileşim Diyagramı

Artık moment kapasitesi ve buna karşı gelen eksenel yük izleyen şekilde tanımlanır:

$$M_A = M_K - M_D \quad (5.24a)$$

$$N_A = N_K - N_D \quad (5.24b)$$

Kolon etki kapasite oranı izleyen şekilde verilir:

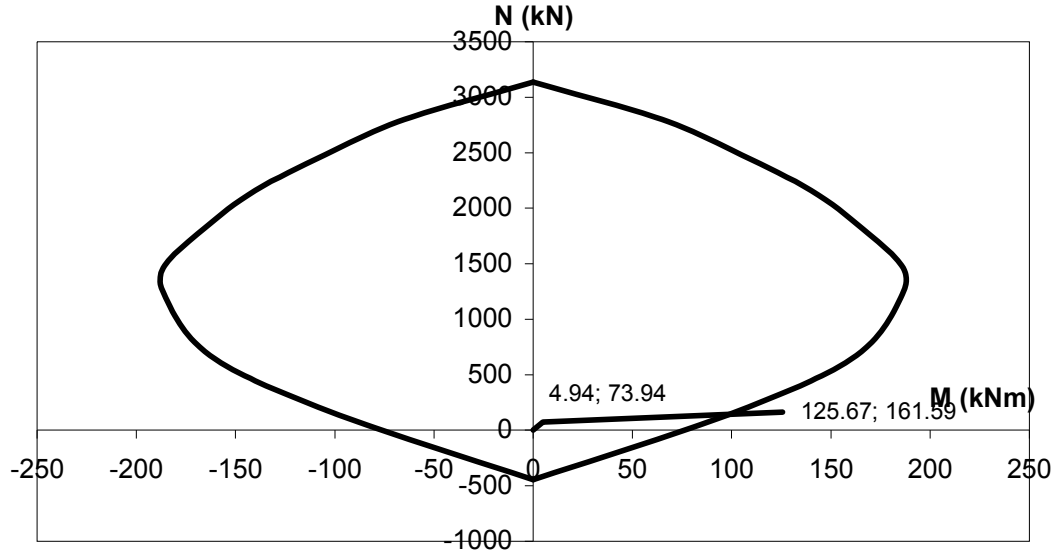
$$r = \frac{M_E}{M_A} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{N_E}{N_A} = \frac{N_E}{N_K - N_D} \quad (5.25)$$

S102 kolonu ele alınırsa, S102 kolonun alt ucunda ve üst ucunda düşey yüklerden ve depremten elde edilen iç kuvvetler Tablo 5.3 ve Tablo 5.4' den alınarak izleyen şekilde verilir:

Alt uç:

$$\begin{array}{lll} N_D = 73.94 \text{ kN} & N_E = 87.65 \text{ kN} & N_{D+E} = 161.59 \text{ kN} \\ M_D = 4.94 \text{ kNm} & M_E = 120.73 \text{ kNm} & M_{D+E} = 125.67 \text{ kNm} \end{array}$$

Moment ve eksenel yük etkileşim diyagramının dışına çıkan ikinci doğrusal çizginin başlangıç değerlerini $M_D - N_D$ çifti, bitiş değerlerini $M_{D+E} - N_{D+E}$ değerleri oluşturacaktır. Bu değerler S102 kolonunu etkileşim grafiği üzerinde izleyen şekilde gösterilmiştir.



Şekil 5.15 : Kolon Kapasite Kuvvetinin Bulunması

Şekil üzerindeki ikinci doğrusal çizginin etkileşim grafiğini kestiği noktanın eksenler üzerindeki iz düşümleri $M_K - N_K$ değerlerini verecektir. S102 kolonun alt (i) ucu için bu değerler izleyen verilir.

$$N_K = 118 \text{ kN} \quad M_K = 66.55 \text{ kNm}$$

Böylelikle S102 kolonun alt ucu (i) için r değerleri izleyen şekilde hesaplanır.

$$r = \frac{M_E}{M_A} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{120.73}{66.55 - 4.94} = 1.96 \quad (5.26)$$

N_k normal kuvvetinin etki kapasite hasar sınırlarının belirlenmesine etkisi izleyen şekilde verilir:

$$n = \frac{N_k}{A_c f_{cm}} = \frac{11800}{40 \times 40 \times 200} = 0.0369 \quad (5.27)$$

Üst uç:

$$\begin{array}{lll} N_D = 73.94 \text{ kN} & N_E = 87.65 \text{ kN} & N_{D+E} = 161.59 \text{ kN} \\ M_D = -10.07 \text{ kNm} & M_E = -82.58 \text{ kNm} & M_{D+E} = -92.65 \text{ kNm} \end{array}$$

S102 kolonunun üst (*j*) ucu için yukarıda anlatıldığı şekilde $M_K - N_K$ değerleri bulunur ve izleyen şekilde verilir:

$$N_K = 137 \text{ kN} \quad M_K = -69.48 \text{ kNm}$$

Görüldüğü gibi kapasite momenti deprem altında oluşan moment ile uyumlu olarak hesaplanmıştır. r değeri izleyen şekilde hesaplanır:

$$r = \frac{M_E}{M_A} = \frac{M_E}{M_K - M_D} = \frac{-82.58}{-69.48 + 10.07} = 1.39 \quad (5.28)$$

N_k normal kuvvetinin etki kapasite hasar sınırlarının belirlenmesine etkisi izleyen şekilde verilir:

$$n = \frac{N_k}{A_c f_{cm}} = \frac{13700}{40 \times 40 \times 200} = 0.0428 \quad (5.29)$$

S102 Kolonunun kesme güvenliğinin belirlenirse $G + nQ + Ex$ yüklemesi altında kolonun alt ve üst ucunda oluşan normal kuvvet $N_{D+E} = 161.59 \text{ kN}$ olarak elde edilmişti. Bu normal kuvvet altında kolonun pekleşmesiz moment taşıma kapasitesi $Ma = Mra = 73.52 \text{ kNm}$ olarak elde edilir. Buradan eğilme kapasitesinden oluşan keme kuvveti izleyen şekilde elde edilir.

$$V_e = \frac{M_{ra} + M_{ru}}{l_n} = \frac{73.52 + 73.52}{2.5} = 58.82 \text{ kN} \quad (5.30)$$

$G + nQ + Ex$ yüklemesinden S102 kolonunda oluşan kesme kuvveti izleyen şekilde verilir:

$$V_{G+nQ} = 15.63 \text{ kN} + V_{Ex} = 49.66 \text{ kN} = V_{G+nQ+Ex} = 65.29 \text{ kN} \quad (5.31)$$

$G + nQ + Ex$ yüklemesinden elde edilen kesme kuvveti V_e den büyük olduğu için ($V_{G+nQ+Ex} > V_e$), V_e küçük olan kesme kuvveti değeri olan 58.82 kN olarak ele alınacaktır.

Kolonların kesme kuvveti taşıma kapasitesi $V_r = 187.4 kN$ olarak bulunmuştur.

$$V_e < V_r$$

Görüldüğü gibi S102 kolonunun kırılma türü sünektir. S102 kolonun etki kapasite sınırlarının belirlenmesinde kesme kuvveti etkisi izleyen şekilde verilir:

$$v = \frac{V_e}{b_w d f_{ctm}} = \frac{5882}{40 \times 36 \times 16} = 0.255 \quad (5.32)$$

• Kolonların Kesit Hasar Seviyelerinin Belirlenmesi

S102 kolonunun alt ve üst uçlarında hesaplanan etki kapasite oranları, normal kuvvet etkisi ve kesme kuvveti etkisine göre S102 kolonunun kesit hasar seviyeleri aşağıda verilen Tablo 5.10 kullanılarak izleyen şekilde belirlenir.

Tablo 5.10 : Kolon Hasar Sınırını Tanımlayan Etki/Kapasite Oranları

Sünek Kolonlar			Hasar Sınırı		
$\frac{N}{A_c f_{cm}}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d f_{ctm}}$	MN	GV	GÇ
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≤ 0.65	1.5	2	3
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≥ 1.30	1	1.5	2
≥ 0.7	-	-	1	1	1

Alt uç:

S102 kolonunun alt ucunda izleyen değerler elde edilmiştir.

$$r = 1.96 \quad n = 0.0369 \quad v = 0.255$$

Elde edilen değerler tabloda verilen değerlerle karşılaştırılırsa normal kuvvet etkisi ve kesme kuvveti etkisi izleyen aralıklardadır.

$$n < 0.1 \quad v < 0.65$$

Buradan r değeri karşılaştırılırsa izleyen sonuç elde edilir:

$$r = 1.96 < r_{MN} = 3$$

Kesit hasar sınırı: Hemen Kullanım (MN) hasar sınırının altında

Kesit hasar bölgesi: Minimum hasar bölgesi

Üst uç:

S102 kolonunun üst ucunda izleyen değerler elde edilmiştir.

$$r = 1.39 \quad n = 0.0428 \quad v = 0.255$$

Elde edilen değerler tabloda verilen değerlerle karşılaştırılırsa normal kuvvet etkisi ve kesme kuvveti etkisi izleyen aralıklardadır.

$$n < 0.1 \quad v < 0.65$$

Buradan r değeri karşılaştırılırsa izleyen sonuç elde edilir:

$$r = 1.39 < r_{MN} = 3$$

Kesit hasar sınırı: Hemen Kullanım (MN) hasar sınırının altında

Kesit hasar bölgesi: Minimum hasar bölgesi

Eğer normal kuvvet etkisi değeri n ve kesme kuvveti etkisi v yukarıda verilen tabloda ara değerler arasında kalsaydı bu değerler için interpolasyon yapılacaktı.

Tablo 5.11’de tüm kolonların kesit özellikleri, iç kuvvetleri ve hasar sınırları verilmiştir. Eleman iç kuvvetlerinin gösteriminde normal kuvvetin negatif değeri basınç olduğundan N_k değerlerinin de negatif değerleri basınç kuvvetini temsil eder. N_k değerlerine karşı gelen moment taşıma kapasiteleri her durumda pozitif olarak yayınlanmıştır. Fakat bu moment değerleri deprem momenti ile uyumlu olarak ele alınmıştır. Deprem ters yönde etkimesi durumu içinde elemanların hasar durumları hesaplanmıştır. Tüm kolonlar depremin iki durumu için de hemen kullanım seviyesinde çıkmıştır.

+ X yönlü Deprem:

Tablo 5.11 : + X Depreminde Kolon İç Kuvvetleri

G+nQ+EX				Donatı Alanları		G+nQ (kN-m)			EX (kN-m)		
Kolon No	h (cm)	b (cm)	ln (m)	Asu1 (cm ²)	Aswu/s (cm ² /cm)	N	Mxu (My)	Vxu	N	Mxx(My)	Vxxu
				Asa1 (cm ²)	Aswa/s (cm ² /cm)	+= çekme	Mxa(My)	Vxa	N	Myy(Mx)	Vxxa
S201	40	40	2.50	6	0.085	-36.97	23.70	-15.63	30.76	-76.89	49.66
				6	0.085	-36.97	-19.28	-15.63	30.76	59.66	49.66
S101	40	40	2.50	6	0.085	-73.94	10.07	-5.46	87.65	-82.58	73.93
				6	0.085	-73.94	-4.94	-5.46	87.65	120.73	73.93
S202	40	40	2.50	6	0.085	-36.97	-23.70	15.63	-30.76	-76.89	49.66
				6	0.085	-36.97	19.28	15.63	-30.76	59.66	49.66
S102	40	40	2.50	6	0.085	-73.94	-10.07	5.46	-87.65	-82.58	73.93
				6	0.085	-73.94	4.94	5.46	-87.65	120.73	73.93

Tablo 5.12 : +X Depreminde Kolon Hasar Sınırları

G+nQ+EX	Nk Mk (kN-m)				Hasar Sınırı				
Kolon No	Nk	Mrxx(My)	Vrxu	Kırılma	ru	Nk/Acfcm	sarılma	V _e /bdf _{ctm}	Hasar
	Nk	Mryy(Mx)	Vrxa	Türü	ra				Sınırı
S201	-8	48.60	67.32	SÜNEK	1.07	0.003	var	0.202	MN
	-6	48.27	67.32		1.00	0.002	var	0.202	MN
S101	-11	49.11	67.32	SÜNEK	1.40	0.004	var	0.255	MN
	-32	52.52	67.32		2.10	0.010	var	0.255	MN
S202	-50	55.35	67.32	SÜNEK	2.45	0.015	var	0.202	MN
	-56	56.41	67.32		1.61	0.018	var	0.202	MN
S102	-137	69.48	187.128	SÜNEK	1.40	0.043	var	0.255	MN
	-118	66.55	187.128		1.97	0.037	var	0.255	MN

- X yönlü Deprem:

Tablo 5.13 : - X Depreminde Kolon İç Kuvvetleri

G+nQ-EX				Donatı Alanları		G+nQ (kN-m)			-EX (kN-m)		
KOLON NO	h (cm)	b (cm)	ln (m)	Asu1 (cm ²)	Aswu/s (cm ² /cm)	N	Mxu (My)	Vxu	N	Mxu(My)	Vxx
				Asa1 (cm ²)	Aswa/s (cm ² /cm)		Mxa(My)	Vxa	N	Mxa(My)	Vyy
S201	40	40	2.50	6	0.085	-36.97	23.70	-15.63	-30.76	76.89	-49.66
				6	0.085	-36.97	-19.28	-15.63	-30.76	-59.66	-49.66
S101	40	40	2.50	6	0.085	-73.94	10.07	-5.46	-87.65	82.58	-73.93
				6	0.085	-73.94	-4.94	-5.46	-87.65	-120.73	-73.93
S202	40	40	2.50	6	0.085	-36.97	-23.70	15.63	30.76	76.89	-49.66
				6	0.085	-36.97	19.28	15.63	30.76	-59.66	-49.66
S102	40	40	2.50	6	0.085	-73.94	-10.07	5.46	87.65	82.58	-73.93
				6	0.085	-73.94	4.94	5.46	87.65	-120.73	-73.93

Tablo 5.14 : - X Depreminde Kolon Hasar Sınırları

G+nQ-EX	Nk Mk (kN-m)				Hasar Sınırı				
KOLON NO	Nk	Mrxu(My)	Vrxu	Kırılma	ru	Nk/Acfcm	sarılma	V_e/bdf_{ctm}	Hasar
	Nk	Mrxa(Mx)	Vrxa	Türü	ra				Sınırı
S201	-56	54.78	67.32	SÜNEK	1.58	0.018	var	0.198	MN
	-65	56.48	67.32		1.09	0.020	var	0.198	MN
S101	-157	74.06	187.128	SÜNEK	1.05	0.049	var	0.260	MN
	-132	69.29	187.128		1.51	0.041	var	0.260	MN
S202	-6	44.92	67.32	SÜNEK	1.00	0.002	var	0.198	MN
	-6	44.92	67.32		1.00	0.002	var	0.198	MN
S102	2	43.24	67.32	SÜNEK	1.15	-0.001	var	0.260	MN
	-22	48.11	67.32		1.70	0.007	var	0.260	MN

Yukarıda açıklandığı şekilde hesaplanan Nk eksenel kuvvetinin basınç veya çekme durumlarındaki üst sınırı, ilgili kolon ve üstündeki kolonlara saplanan tüm kirişlerde pekleşme göz önüne alınmaksızın deprem yönü ile uyumlu olarak hesaplanan V_e kesme kuvvetlerinin kolonlara aktarılması sonucunda ilgili kolonda elde edilen eksenel yük olarak tanımlanır.

Dolayısıyla depremin tersinir durumu için kirişlerin eğilme kapasiteleri kullanılarak kolonlarda oluşabilecek Nk değerleri izleyen tabloda verilir:

Tablo 5.15 : Kiriş Kapasitelerine Göre Hesaplanan Kolon Eksenel Yükleri

+X yönü Deprem				
		S201	S202	
K201	MD	-23.7	-23.7	kNm
	MK	46.51	-74.55	kNm
	MA	70.21	-50.85	kNm
	Ve	26.32	-26.32	kN
	ND	-36.97	-36.97	kN
	NK	-10.65	-63.29	kN

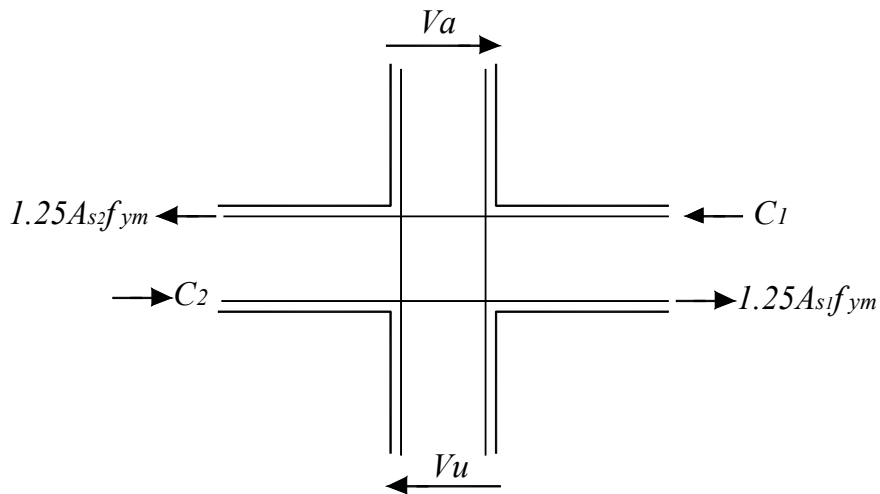
K201 kirişinin artık moment kapasiteleri sonucu kiriş uçlarında oluşabilecek kesme kuvvetleri kolon normal kuvveti ile toplanarak kolonlarda oluşabilecek maksimum eksenel yük değerleri bulunmuş olur. K201 kirişinin sağında ve solunda bulunan S201 ve S202 kolonlarının Nk değerleri sırasıyla -10.65, -63.29 kN dur. Burada eksi (-) işareti basıncı göstermektedir. S201 ve S202 kolonu için bu değer $N_k = -6$ kN ve $N_k = -56$ kN olarak hesaplanmıştı. (Tablo 5.12) Bu değerlerin uygun olduğu görülmektedir.

Tablo 5.16 : Kiriş Kapasitelerine Göre Hesaplanan Kolon Eksenel Yükleri

+X yönü Deprem				
		S101	S102	
K201	MD	-23.7	-23.7	kNm
	MK	46.51	-74.55	kNm
	MA	70.21	-50.85	kNm
	Ve	26.32	-26.32	kN
K101	MD	-29.35	-29.35	kNm
	MK	46.51	-74.55	kNm
	MA	75.86	-45.2	kNm
	Ve	26.32	-26.32	kN
	ND	-73.94	-73.94	kN
	NK	-21.31	-126.57	kN

Tablo 5.16 incelendiğinde görülmektedirki +X yönü depremde S101 ve S102 kolonları için N_k değerinin üst sınırı sırasıyla -21.31 ve -126.57 kN olarak bulunmuştur. Bu değerler Tablo 5.12’de hesaplanan değerler ile karşılaştırılırsa sonuçların birbirine yaklaşık olduğu görülmektedir. Bu değerler arasında önemli farklılık olsaydı, kiriş kapasitelerinden elde edilen normal kuvvet değerlerine karşılık kolonların moment taşıma kapasiteleri hesaplanıp buradan etki/kapasite oranları hesaplanacaktı. Kiriş donatılarının simetrik olmasından dolayı -X yönlü depremde de aynı sayısal değerlerin bulunacağı açıktır.

- Kolon Kiriş Birleşim Bölgelerinde Kesme Güvenliğinin İrdelenmesi**

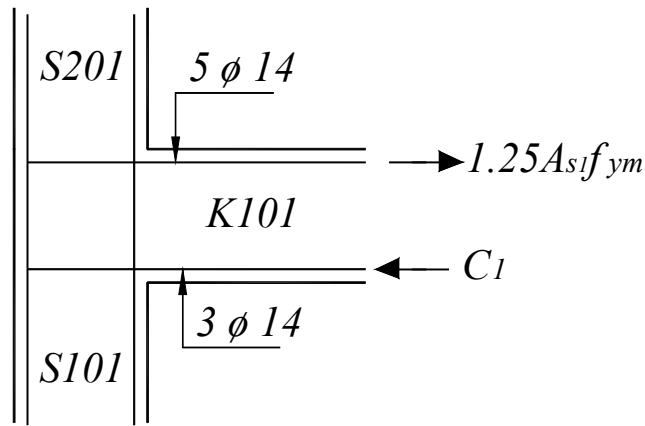
**Şekil 5.16 : Kolon Kiriş Birleşim Bölgesi**

Birleşim bölgesinde kesme güvelliği hesaplanırken göz önüne alınan deprem doğrultusunda kolon kiriş birleşim bölgesindeki kesme kuvveti izleyen şekilde hesaplanır:

$$V_e = 1.25 f_{ym} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad (5.33)$$

Kirişin kolona sadece bir taraftan saplandığı ve öbür tarafa devam etmediği durumlarda $A_{s2} = 0$ olacaktır.

Ele alınan örnekte kiriş donatıları simetrik olduğu için ve kolon kesme kuvveti de ihmal edilirse bir düğüm noktasında hesap yapmak yeterli olacaktır.



Şekil 5.17 : Birleşim Bölgesi Kiriş Donatıları

$$V_e = 1.25 \times 2200 \times 7.7 = 211.75 \text{ kN} \quad (5.34)$$

Birleşim bölgesinde hesaplanan kesme kuvveti hiçbir zaman aşağıda verilen değeri geçemez.

$$V_e < V_r;$$

$$V_r = 0.6 b_j h f_{cm} \quad \text{kuşatılmış birleşimlerde} \quad (5.35a)$$

$$V_r = 0.45 b_j h f_{cm} \quad \text{kuşatılmamış birleşimlerde} \quad (5.35b)$$

$$V_r = 0.45 \times 25 \times 40 \times 200 = 900 \text{ kN} \quad (5.36)$$

Birleşim bölgelerinde kesme güvenliği sağlanmaktadır.

- **Görelî Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması**

Görelî kat ötelemelerinin kontrolünde; herhangi bir kattaki tüm kolon ve perdelerin görelî kat ötelemeleri kontrol edilerek en büyük değere sahip elemanın görelî kat öteleme değeri o katın görelî kat ötelemesi olarak ele alınacaktır.

Sistemin düzlem çerçeve olması sebebiyle kat burulması söz konusu değildir ve aynı zamanda kiriş eksenel şekildeğiştirmesinin ihmal edilmesi (rijit diyafram kabulü) ile kat kolonlarının aynı yatay yerdeğiştirmeyi yapacağı açıktır. Dolayısıyla ilgili kat için o kattaki herhangi bir kolonun yerdeğiştirme değerini ele almak yeterli olacaktır.

X doğrultusundaki deprem altında sistemin görelî kat ötelemeleri Tablo 5.17’de verilmiştir:

Tablo 5.17 : Görelî Kat Ötelemeleri

Kat No	h_i (m)	$d_{i_{max}}$ (cm)	$\delta_{i_{max}}$ (cm)	$\delta_{i_{max}}/h_i$
2	3.00	1.6874	0.8363	0.002788
1	3.00	0.8511	0.8511	0.002837

Binanın her bir katındaki görelî kat ötelemelerinin sınırlandırılması, her bir hasar sınırı için Tablo 5.18’de verilmiştir.

Tablo 5.18: Görelî Kat Ötelemesi Sınırları

Görelî Kat Ötelemesi Oranı	Hasar Sınırı		
	MN	GV	GÇ
δ_{ji} / h_{ji}	0.01	0.03	0.04

Görelî kat ötelemeleri yukarıdaki tabloda verilen hasar sınırını aşmayacaktır. Aksi takdirde etki kapasite oranları (r) değerleri kullanılarak yapılan performans değerlendirilmesi göz önüne alınmayacaktır.

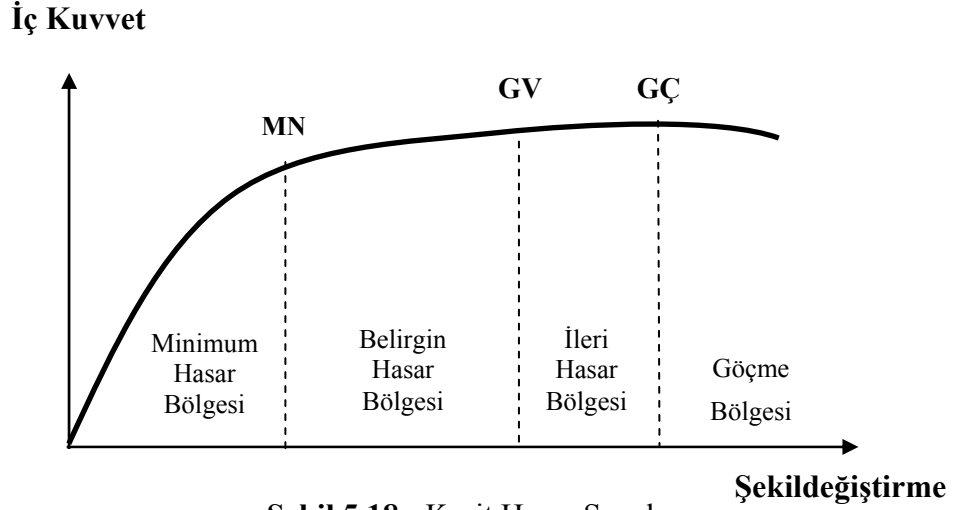
Ele alınan sistem için görelî kat ötelemesi bazında belirlenen hasar sınırı Tablo 5.19’da verilir:

Tablo 5.19 : Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat No	$\delta_{i_{max}}/h_i$		Hasar Sınırı
2	0.002788	<0.01	MN
1	0.002837	<0.01	MN

- **Bina Deprem Performansının Belirlenmesi**

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 kabul edilecektir (Şekil 5.18).



Sistemi oluşturan düzlem çerçeve modeli, performans değerlendirme yöntemlerini ayrıntılı olarak incelemek için ele alınan sembolik bir modeldir. Dolayısıyla bu sembolik model için yapısal performanstan söz etmek doğru olmayacaktır. Bunun yerine analiz sonucunda elemanlarda oluşan hasar seviyeleri özetlenecektir. Yapılan analiz sonucunda sistemdeki 1. kat kirişinin belirgin hasar bölgesinde, diğer tüm elemanların ise minimum hasar bölgesinde yer aldığı görülmüştür.

5.1.2 Mod Birleştirme Yöntemi

- **Bina Bilgi düzeyi**

Binanın malzeme özelliklerinin ve betonarme detaylarının projeye tamamen uyduğu kabul edilmiş olup buna göre bina bilgi düzeyi “kapsamlı” olarak belirlenmiş ve bilgi düzeyi kat sayısı 1.0 alınmıştır.

- **Analiz Modelinin Oluşturulması**

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde analiz modelinin oluşturulması, eleman kapasitelerinin hesaplanması yapılmıştır. Burada yapılmayacaktır.

- **Mod Birleştirme Yöntemi**

Mod birleştirme yöntemi ile yapılan hesapta $R_a=1$ alınarak uygulanan deprem doğrultusu ve yönü ile uyumlu eleman iç kuvvetlerinin ve kapasitelerinin hesabında, bu doğrultuda hakim olan modda elde edilen iç kuvvet doğrultuları esas alınacaktır.

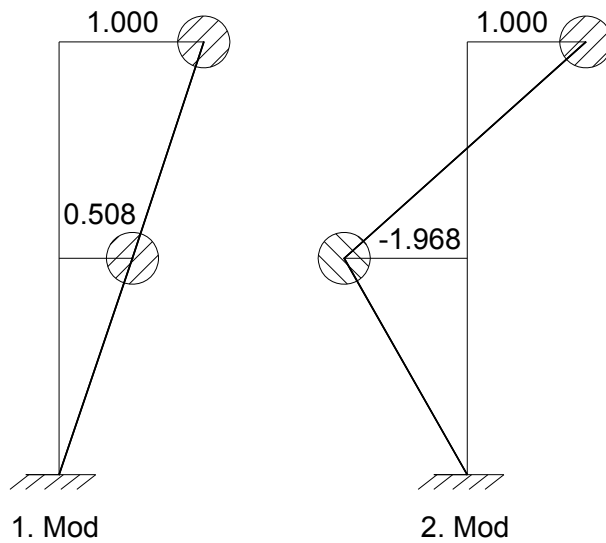
Ele alınan sistemde kirişlerin ve kolonların aksenal şekil değiştirmesi ve düğüm noktalarının dönme titreşimleri ihmal edilirse sistemin dinamik serbestlik derecesi 2 olarak bulunur. Sistemin periyotları ve kütle katılım oranları izleyen şekilde verilir.

Tablo 5.20 : Sistemin Periyot ve Kütle Katılım Oranları

Mod Numarası	Periyot s	Tireşim Doğrultusu Ux Kütle Katılım Oranı	Toplam Kütle
1	0.226	0.903	0.903
2	0.072	0.097	1

Ele alınan sistemin birinci modu etkin mod olup kütle katılım oranı % 90 olarak bulunmuştur. Sistemin ikinci moda katılımı yaklaşık % 10 olup sistem toplamda % 100 lük kütle katılım oranını sağlamıştır. Sistemin birinci ve ikinci moduna ait mod vektörleri, kütle matrisi ve mod şekilleri izleyen şekilde verilir:

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.508 \end{Bmatrix} \quad \phi_2 = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -1.968 \end{Bmatrix} \quad m = \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix}$$



Şekil 5.19: Sistemin Mod Şekilleri

Birinci moda ait katılım çarpanı ve etkin kütle izleyen şekilde verilir:

$$\Gamma_1 = \frac{\{\phi_1\}^T [m] \{1\}}{\{\phi_1\}^T [m] \{\phi_1\}} = \frac{11.37}{9.485} = 1.198 \quad (5.37)$$

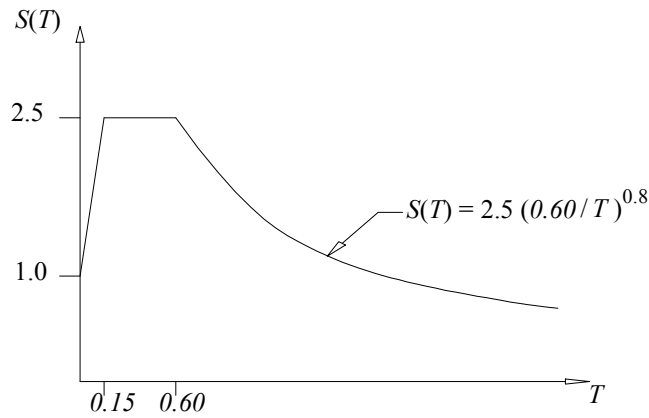
$$M_1^* = \Gamma_1 L_1 = 1.198 \times 11.37 = 13.63 \text{ kN s}^2 / m \quad (5.38)$$

İkinci moda ait katılım çarpanı ve etkin kütle izleyen şekilde verilir:

$$\Gamma_2 = \frac{\{\phi_2\}^T [m] \{1\}}{\{\phi_2\}^T [m] \{\phi_2\}} = \frac{-7.31}{36.8} = -0.198 \quad (5.39)$$

$$M_2^* = \Gamma_2 L_2 = -0.198 \times (-7.31) = 1.45 \text{ kN s}^2 / m \quad (5.40)$$

Birinci ve ikinci modun spektral ivme değerleri izleyen şekilde hesaplanır:



Şekil 5.20 : Spektrum Eğrisi

$$T_1 = 0.226 \text{ s} \quad \frac{Sa_1}{g} = 0.4 \times 2.5 = 1 \Rightarrow Sa_1 = 9.81 \text{ m/s}^2 \quad (5.41a)$$

$$T_2 = 0.072 \text{ s} \quad \frac{Sa_2}{g} = 0.4 \times (1 + 1.5 \times \frac{0.072}{0.15}) = 0.69 \Rightarrow Sa_1 = 6.76 \text{ m/s}^2 \quad (5.41b)$$

Buradan spektral yerdeğiştirmeler izleyen şekilde hesaplanır:

$$\{u_1\} = \frac{\Gamma_1}{\omega_1^2} \{\phi_1\} Sa_1 = \frac{1.198}{775.66} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.508 \end{Bmatrix} \times 9.81 = \begin{Bmatrix} 0.0152 \\ 0.0077 \end{Bmatrix} m \quad (5.42)$$

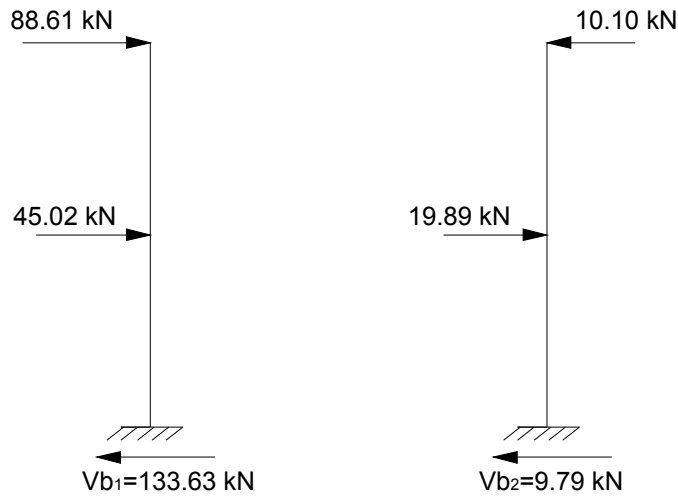
$$\{u_2\} = \frac{\Gamma_2}{\omega_2^2} \{\phi_2\} Sa_2 = \frac{-0.198}{7590.5} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -1.968 \end{Bmatrix} \times 6.76 = \begin{Bmatrix} -0.00018 \\ 0.00035 \end{Bmatrix} m \quad (5.43)$$

Birinci modun kat kuvvetleri izleyen şekilde hesaplanır:

$$\{F_1\} = \Gamma_1 [m] \{\phi_1\} S a_1 = 1.198 \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.508 \end{Bmatrix} \times 9.81 = \begin{Bmatrix} 88.61 \\ 45.02 \end{Bmatrix} kN \quad (5.44)$$

İkinci modun kat kuvvetleri izleyen şekilde hesaplanır:

$$\{F_2\} = \Gamma_2 [m] \{\phi_2\} S a_2 = -0.198 \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -1.968 \end{Bmatrix} \times 6.76 = \begin{Bmatrix} -10.10 \\ 19.89 \end{Bmatrix} kN \quad (5.45)$$



Şekil 5.21: Birinci ve İkinci Moda Ait Taban Kesme Kuvvetleri

Mod birleştirme yöntemine göre toplam taban kesme kuvveti izleyen şekilde hesaplanır:

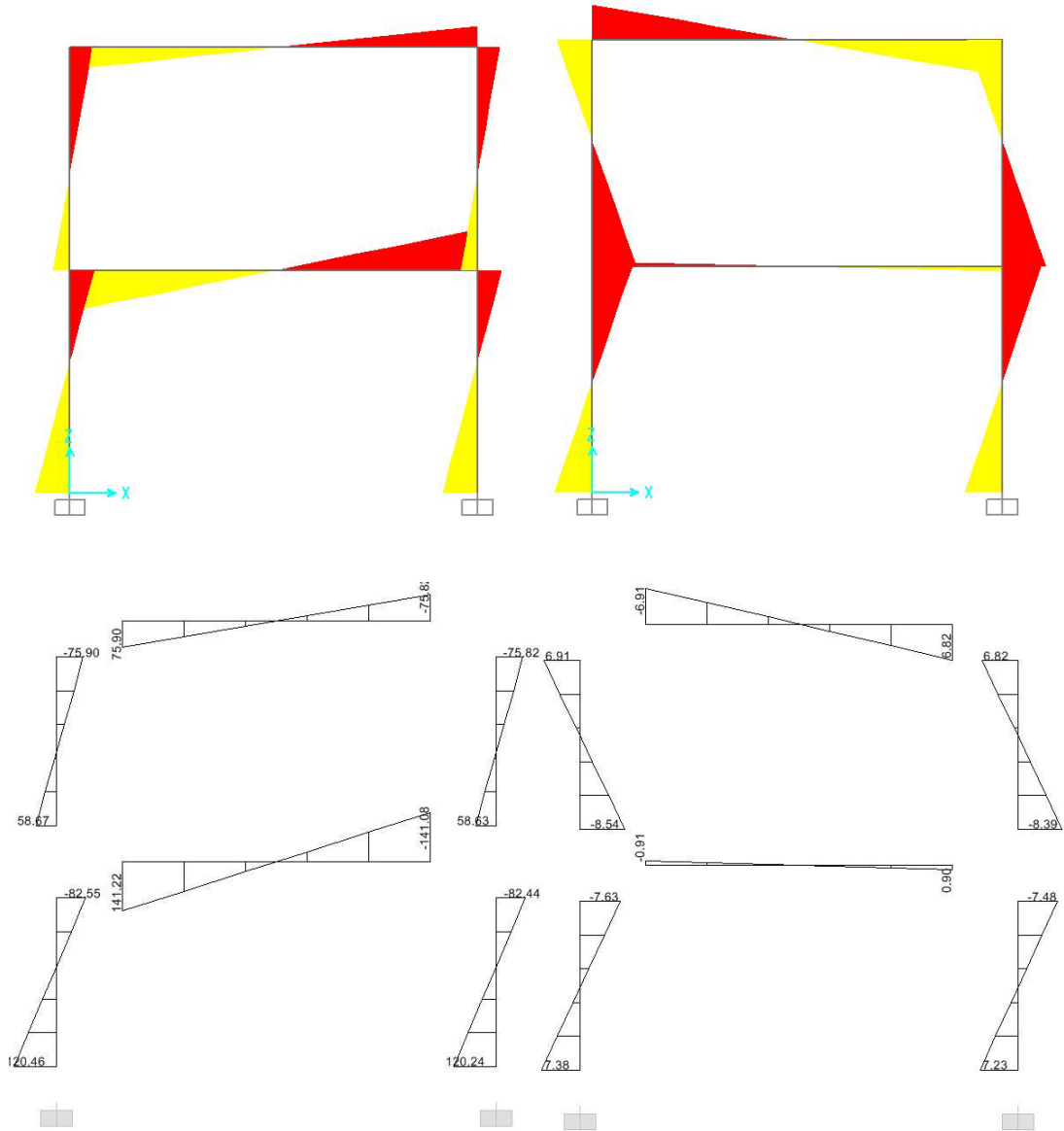
$$V_t = \sqrt{V_{b1}^2 + V_{b2}^2} = \sqrt{133.63^2 + 9.79^2} = 133.99 kN \quad (5.46)$$

Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre taban kesme kuvveti $V_t = 147.86 kN$ olarak hesaplanmıştır. Buna göre mod birleştirme yöntemiyle hesaplanan taban kesme kuvveti α_s katsayısı ile çarpılarak eşdeğer deprem yükü yöntemiyle hesaplanan taban kesme kuvvetine eşitlenir. α_s izleyen şekilde hesaplanır:

$$\alpha_s = \frac{147.86}{133.99} = 1.104 \quad (5.47)$$

Her bir modda oluşan kat kuvvetleri α_s ile çarpılarak iç kuvvetler hesaplanır. Sistemde birinci mod hakim olduğu için birinci modda elde edilen iç kuvvet doğrultuları esas alınacaktır.

+ X yönündeki deprem için birinci ve ikinci modda elemanlarda oluşan iç kuvvetler Şekil 5.22’de grafik olarak verilmiştir. İç kuvvetlerin karelerinin toplamının karekökü alınarak modal analiz sonucunda elemanlarda oluşan iç kuvvetler hesaplanabilir. Elemanların iç kuvvetlerinin ve artık moment kapasitelerinin hesabında etkin mod olan birinci modun iç kuvvet yönleri ele alınır. Yani K201 kirişinin sağ ucunda birinci modda negatif moment, ikinci modda pozitif moment hesaplanmıştır. Modal analiz sonucunda bu uçtaki moment değeri kareleri toplamının karekökü alınarak pozitif değer elde edilecektir. Fakat bu uçta etkin modun işareti negatif olduğu için modal analiz sonucunda hesaplanan moment değeri negatif olarak ele alınacak ve negatif yöndeki moment taşıma kapasitesi hesaplanacaktır.



Şekil 5.22 : Birinci ve İkinci Moda Ait Moment Değerleri

Tablo 5.21 : 1. Moddan Oluşan İç Kuvvetler

+X Yönü Deprem Altında 1. Modda Oluşan İç Kuvvetler							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			56.46	56.46	141.15	-141.15
K201	2			30.34	30.34	75.86	-75.86
S101	3	86.80	86.80	73.76	73.76	120.35	-82.50
S201	4	30.34	30.34	48.91	48.91	58.65	-75.86
S102	5	-86.80	-86.80	73.76	73.76	120.35	-82.50
S202	6	-30.34	-30.34	48.91	48.91	58.65	-75.86

Tablo 5.22 : 2. Moddan Oluşan İç Kuvvetler

+X Yönü Deprem Altında 2. Modda Oluşan İç Kuvvetler							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			-2.75	-2.75	-0.90	0.90
K201	2			-0.36	-0.36	-6.87	6.87
S101	3	-3.11	-3.11	5.41	5.41	7.31	-7.56
S201	4	-2.75	-2.75	-5.58	-5.58	-8.46	6.87
S102	5	3.11	3.11	5.41	5.41	7.31	-7.56
S202	6	2.75	2.75	-5.58	-5.58	-8.46	6.87

Mod birleştirme yöntemine göre iç kuvvetler her bir modun iç kuvvet değerlerinin kareleri toplamının karekökü alınarak elde edilir. Burada artık moment kapasiteleri hesaplanırken moment işareti önemli olduğundan, mod birleştirme yönteminde etkin olan modun işareti ele alınır. K201 kirişinin sağ ucunda birinci modda negatif eğilme momenti, ikinci modda pozitif eğilme momenti elde edilmiştir ve bu iki değer kareleri toplamının karekökü pozitif olacaktır. Fakat etkin mod birinci mod olduğu için buradaki değer negatif olarak ele alınır.

Tablo 5.23 : Mod Birleştirme Sonucu Elde edilen İç Kuvvetler

+X Yönü Deprem Altında Mod Birleştirme Yönteminde Oluşan İç Kuvvetler							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			56.53	56.53	141.15	-141.15
K201	2			30.34	30.34	76.17	-76.17
S101	3	86.86	86.86	73.96	73.96	120.57	-82.85
S201	4	30.46	30.46	49.23	49.23	59.26	-76.17
S102	5	-86.86	-86.86	73.96	73.96	120.57	-82.85
S202	6	-30.46	-30.46	49.23	49.23	59.26	-76.17

- **Kirişlerin etki/ kapasite (r) oranlarının ve kırılma türünün belirlenmesi**

Kirişlerin kesit özellikleri, donatı alanları taşıma kapasiteleri ve yükler altında elde edilen kesit zorları sırasıyla Tablo 5.24 ve Tablo 5.25’de verilmiştir.

Tablo 5.24 : Kiriş Kesit Özellikleri ve Kapasite Kuvvetleri

Kesit Özellikleri					Donatı Alanları			Kapasite Kuvvetleri		
				Tabla	Sol Mesnet	Sağ Mesnet	Kesme Donatısı	Sol Moment	Sağ Moment	Kesme
Kiriş	Eleman	b _w	h	b _o (cm)	As _t (cm ²)	As _t (cm ²)	(As/s)	M ⁻ (kNm)	M ⁺ (kNm)	V _r (kN)
No	No	(cm)	(cm)	hf (cm)	As _b (cm ²)	As _b (cm ²)	(cm ² /cm)	M ⁺ (kNm)	M ⁺ (kNm)	V _{rmax} (kN)
K101	1	25	50	125	7.70	7.70	0.05	74.55	74.55	146
				12	4.62	4.62		46.51	46.51	506
K201	2	25	50	125	7.70	7.70	0.05	74.55	74.55	146
				12	4.62	4.62		46.51	46.51	506

Tablo 5.25 : Düşey Yükler ve Modal Analiz Altında Kiriş İç Kuvvetleri

Kesit Özellikleri					G+nQ		SPECX		Kapasite Kuvvetleri		
			Tabla		Sol Mesnet	Sağ Mesnet	Sol Mesnet	Sağ Mesnet	Kesme	Sol Moment	Sağ Moment
Kiriş	b _w	h	b _o (cm)	I _n	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	M (kNm)	V _r (kN)	M ⁻ (kNm)	M ⁺ (kNm)
No	(cm)	(cm)	hf (cm)	(m)	V (kN)	V (kN)	V (kN)	V (kN)	V _{rmax} (kN)	M ⁺ (kNm)	M ⁺ (kNm)
K101	25	50	125	4.6	-29.35	-29.35	141.15	-141.15	146	74.55	74.55
			12		-36.97	36.97	56.53	56.53	506	46.51	46.51
K201	25	50	125	4.6	-23.70	-23.70	76.17	-76.17	146	74.55	74.55
			12		-36.97	36.97	30.34	30.34	506	46.51	46.51

Deprem yükü tersinir ele alınarak kirişlerin etkili donatı oranları, kırılma tipi, etki kapasite oranları ve kesme kuvveti etkisi Tablo 5.26’da verilmiştir. Ayrıca tüm bu değerlerin neticesinde kiriş hasar durumu belirlenip yine Tablo 5.26’da sunulmuştur.

Tablo 5.26 : Kiriş Hasar Sınırları

		($\rho-\rho'/\rho_b$) sol	($\rho-\rho'/\rho_b$) sağ	Eleman	Sargılama	Sol Mesnet	Sağ Mesnet	Sol Mesnet	Sağ Mesnet	Kiriş
Kiriş		M^-	M^-	Kırılma	sol mesnet	r^-	r^-	v	v	Hasar
No	ρ_b	M^+	M^+	Tipi	sağ mesnet	r^+	r^+	v	v	Sınırı
K101	0.048	0.056	0.056	sünek	var	3.12	3.12	0.344	0.344	GV
		-0.056	-0.056		var	1.86	1.86	0.058	0.058	
K201	0.048	0.056	0.056	sünek	var	1.50	1.50	0.344	0.344	MN
		-0.056	-0.056		var	1.08	1.08	0.036	0.036	

Tablo 5.26’den da görüleceği üzere K101 kirişi belirgin hasar bölgesinde, K201 kirişi minimum hasar bölgesinde çıkmıştır.

- **Kolonların etki/ kapasite (r) oranlarının ve kırılma türünün belirlenmesi**

Aşağıda kolonlar için yapılan değerlendirmeler deprem doğrultusunun her iki yönü için tablolar halinde sunulmuştur.

+ X yönlü Deprem:

Tablo 5.27 : Düşey Yükler ve Modal Analiz Sonucunda Kolon İç Kuvvetleri

G+nQ+SpecX				Donatı Alanları		G+nQ (kN-m)			Specx (kN-m)		
Kolon No	h (cm)	b (cm)	Ln (m)	Asu (cm ²)	Aswu/s (cm ² /cm)	N	Mxu (My)	Vxu	N	Mxx(My)	Vxx
				Asa (cm ²)	Aswa/s (cm ² /cm)	+ çekme	Mxa(My)	Vxa	N	Myy(Mx)	Vyy
S201	40	40	2.50	6	0.085	-36.97	23.70	-15.63	30.46	-76.17	49.23
				6	0.085	-36.97	-19.28	-15.63	30.46	59.26	49.23
S101	40	40	2.50	6	0.085	-73.94	10.07	-5.461	86.86	-82.85	73.96
				6	0.085	-73.94	-4.94	-5.461	86.86	120.57	73.96
S202	40	40	2.50	6	0.085	-36.97	-23.70	15.63	-30.46	-76.17	49.23
				6	0.085	-36.97	19.28	15.63	-30.46	59.26	49.23
S102	40	40	2.50	6	0.085	-73.94	-10.07	5.461	-88.86	-82.85	73.96
				6	0.085	-73.94	4.94	5.461	-88.86	120.57	73.96

Tablo 5.28 : + X Depremi İçin Kolon Hasar Sınırları

G+nQ+EX					G+nQ+SpecX				
Kolon No	Nk	Mrxx(My)	Vru	Kırılma	ru	Nk/Acfcm	sarılma	V_e/bdf_{ctm}	Hasar
	Nk	Mryy(Mx)	Vra	Türü	ra				Sınırı
S201	-9	48.65	67.32	SÜNEK	1.07	0.003	var	0.202	MN
	-7	48.32	67.32		1.00	0.002	var	0.202	MN
S101	-12	49.20	67.32	SÜNEK	1.40	0.004	var	0.255	MN
	-33	52.58	67.32		2.10	0.010	var	0.255	MN
S202	-50	55.35	67.32	SÜNEK	2.42	0.015	var	0.202	MN
	-56	56.40	67.32		1.60	0.018	var	0.202	MN
S102	-137	69.62	187.128	SÜNEK	1.40	0.043	var	0.256	MN
	-119	66.65	187.128		1.97	0.037	var	0.256	MN

-X yönlü Deprem:

Tablo 5.29 : Düşey Yükler ve Modal Analiz Sonucunda Kolon İç Kuvvetleri

G+nQ-EX				Donatı Alanları					G+nQ (kN-m)			-SpecX (kN-m)		
KOLON NO	h (cm)	b (cm)	ln (m)	Asu (cm ²)	Aswu/s (cm ² /cm)	N	Mxu (My)	Vxu	N	Mxu(My)	Vxx	N	Mxu(My)	Vxx
				Asa (cm ²)	Aswa/s (cm ² /cm)	+çekme	Mxa(My)	Vxa	N	Mxa(My)	Vyy	N	Mxa(My)	Vyy
S201	40	40	2.50	6	0.085	-36.97	23.70	-15.63	-30.46	76.17	-49.23	-30.46	76.17	-49.23
				6	0.085	-36.97	-19.28	-15.63	-30.46	-59.26	-49.23	-30.46	-59.26	-49.23
S101	40	40	2.50	6	0.085	-73.94	10.07	-5.46	-86.86	82.85	-73.96	-86.86	82.85	-73.96
				6	0.085	-73.94	-4.94	-5.46	-86.86	-120.57	-73.96	-86.86	-120.57	-73.96
S202	40	40	2.50	6	0.085	-36.97	-23.70	15.63	30.46	76.17	-49.23	30.46	76.17	-49.23
				6	0.085	-36.97	19.28	15.63	30.46	-59.26	-49.23	30.46	-59.26	-49.23
S102	40	40	2.50	6	0.085	-73.94	-10.07	5.46	88.86	82.85	-73.96	88.86	82.85	-73.96
				6	0.085	-73.94	4.94	5.46	88.86	-120.57	-73.96	88.86	-120.57	-73.96

Tablo 5.30 : -X Depremi İçin Kolon Hasar Sınırları

G+nQ-EX				Nk Mk (kN-m)				G+nQ-SpecX				
KOLON NO	Nk	Mrxu(My)	Vru	Kırılma	ru	Nk/Acfcm	sarılma	V_e/bdf_{ctm}	Hasar			
	Nk	Mrxa(Mx)	Vra	Türü	ra				Sınırı			
S201	-56	54.78	67.32	SÜNEK	1.58	0.018	var	0.198	MN			
	-65	56.48	67.32		1.09	0.020	var	0.198	MN			
S101	-157	74.06	187.128	SÜNEK	1.05	0.049	var	0.260	MN			
	-131	69.29	187.128		1.51	0.041	var	0.260	MN			
S202	-7	44.92	67.32	SÜNEK	1.00	0.002	var	0.198	MN			
	-7	44.92	67.32		1.00	0.002	var	0.198	MN			
S102	3	43.24	67.32	SÜNEK	1.15	-0.001	var	0.260	MN			
	-22	48.11	67.32		1.70	0.007	var	0.260	MN			

Kolonların tümü minimum hasar bölgesindedir.

- **Kolon Kiriş Birleşim Bölgelerinde Kesme Güvenliğinin İrdelenmesi**

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemine göre yapılan hesapta birleşim bölgesinin kesme güvenliği detaylı bir şekilde tahkik edilmiştir. Tekrar edilecek olursa ele alınan örnekte kiriş donatıları simetrik olduğu için ve kolon kesme kuvveti ihmal edilirse bir düğüm noktasında hesap yapmak yeterli olacaktır.

$$V_e = 1.25 \times 2200 \times 7.7 = 211.75 \text{ kN} \quad (5.34)$$

$$V_r = 0.45 \times 25 \times 40 \times 200 = 900 \text{ kN} > V_e \quad (5.36)$$

Birleşim bölgelerinde kesme güvenliği sağlanmaktadır.

- **Görelî Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması**

Eşdeğer Deprem Yöntemi ile yapılan hesapta açıklandığı gibi kat kolonlarının hepsi aynı yatay yerdeğiştirmeyi yapmaktadır. Bu durumda X doğrultusundaki deprem altında sistemin görelî kat ötelemeleri Tablo 5.31’de, görelî kat ötelemesi bazında belirlenen hasar sınırı Tablo 5.32’de verilmiştir:

Tablo 5.31 : Görelî Kat Ötelemeleri

Kat No	h _i (m)	d _{i max} (cm)	δ _{i max} (cm)	δ _{i max} /h _i
2	3.00	1.674	0.825	0.00275
1	3.00	0.849	0.849	0.00283

Tablo 5.32 : Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat No	δ _{i max} /h _i		Hasar Sınırı
2	0.00275	<0.01	MN
1	0.00283	<0.01	MN

- **Bina Deprem Performansının Belirlenmesi**

Eşdeğer Deprem Yöntemi ile yapılan hesapta açıklandığı gibi ele alınan model için sadece eleman hasar seviyeleri değerlendirilecektir. Tasarım depremi altında, sistemdeki 1. kat kirişinin belirgin hasar bölgesinde, diğer tüm elemanların ise minimum hasar bölgesinde yer aldığı görülmüştür.

5.2 Bina Performansının Doğrusal Olmayan (Nonlinear) Hesap Yöntemleri İle Belirlenmesi

5.2.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Sistemin ve donatı detaylarının tamamen simetrik olması sebebiyle sadece +X doğrultusunda değerlendirme yapılacaktır. –X doğrultusu için yapılan analiz sonucunda da aynı hasar seviyelerinin bulunacağı açıktır. Bu nedenle +X doğrultusunda yapılan değerlendirme, bina performansının değerlendirilmesi için yeterlidir.

- **Bina Bilgi düzeyi**

Binanın malzeme özelliklerinin ve betonarme detaylarının projeye tamamen uyduğu kabul edilmiş olup buna göre bina bilgi düzeyi “kapsamlı” olarak belirlenmiş ve bilgi düzeyi kat sayısı 1.0 alınmıştır.

- **Elemanlarda Doğrusal Olmayan Davranışın İdealleştirilmesi ve Analiz Modelinin Oluşturulması**

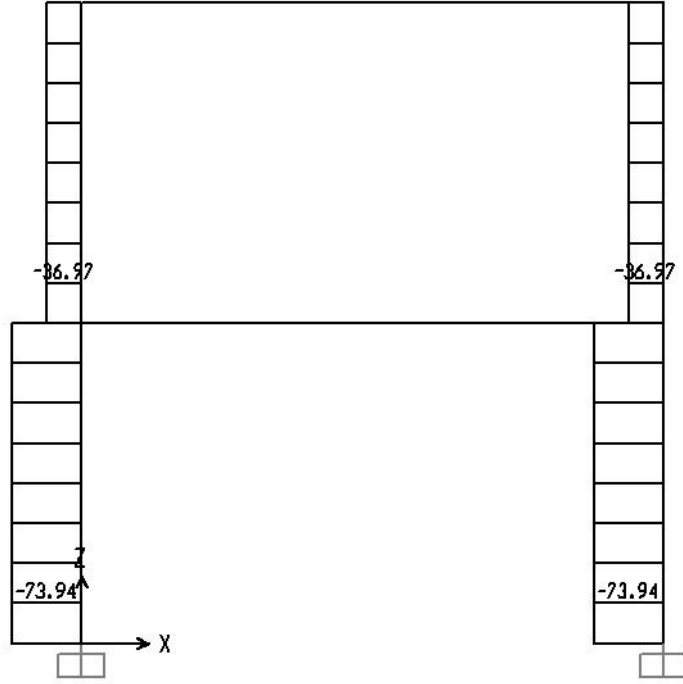
Eğilme etkisindeki betonarme elemanların akma öncesi doğrusal davranışları için çatlamamış kesite ait eğilme rijitlikleri kullanılacaktır. Çatlamış kesite ait eğilme rijitliği izleyen şekilde tanımlanır:

a.) Kirişlerde $0.4EI_0$ alınmıştır.

b.) Kolonlarda ise çatlamamış kesitlerin kullanıldığı ve deprem hesabında kullanılacak düşey yükler ($g+0.3q$) altında analiz yapılmıştır. Kolonlarda oluşan normal kuvvet değerleri Şekil 5.23’de gösterilmiştir. Şekilden de görüldüğü gibi 1. kat kolonlarında normal kuvvet $N_D = -73.94 kN$ olarak bulunmuştur.

$$\frac{N_D}{A_c f_{cm}} = \frac{7394}{40 \times 40 \times 200} = 0.0231 < 0.1 \quad (5.48)$$

Eksenel basınç kuvveti oranı 0.1 den küçük olduğu için kolonlarda da etkin eğilme rijitliği, çatlamamış kesitin eğilme rijitlinin 0.4 katı alınmıştır.



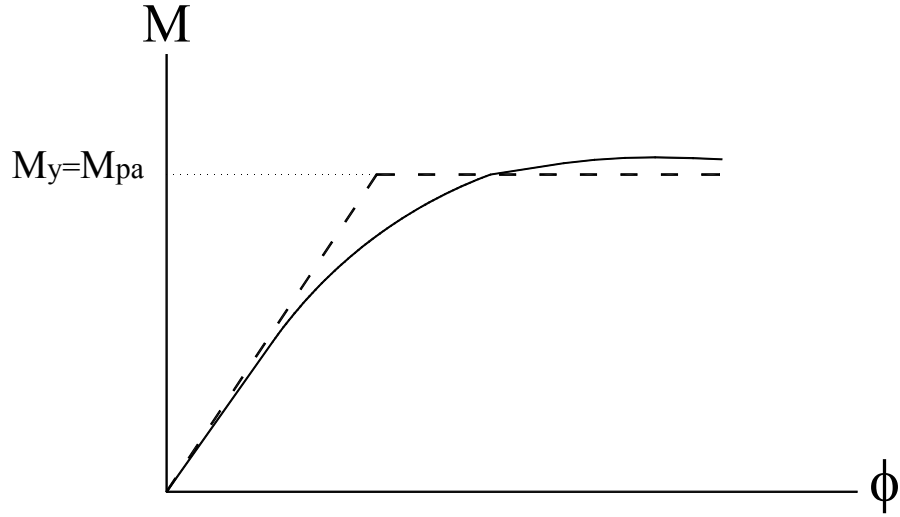
Şekil 5.23 : G+0.3Q Düşey Yüklemesi Altında Eksenel Yük Diyagramı

Kiriş ve kolonlar için eleman uçlarında tanımlanacak olan plastik kesitlerin akma yüzeylerinin belirlenmesi için kuvvet şekil değiştirme analizi yapılır. Akma yüzeylerinin belirlenmesinde mevcut malzeme dayanımları ve maksimum birim şekil değiştirme değerleri aşağıdaki gibi ele alınmıştır.

Beton için : $f_{cm} = 20 \text{ MPa}$, $\varepsilon_c = 0.003$

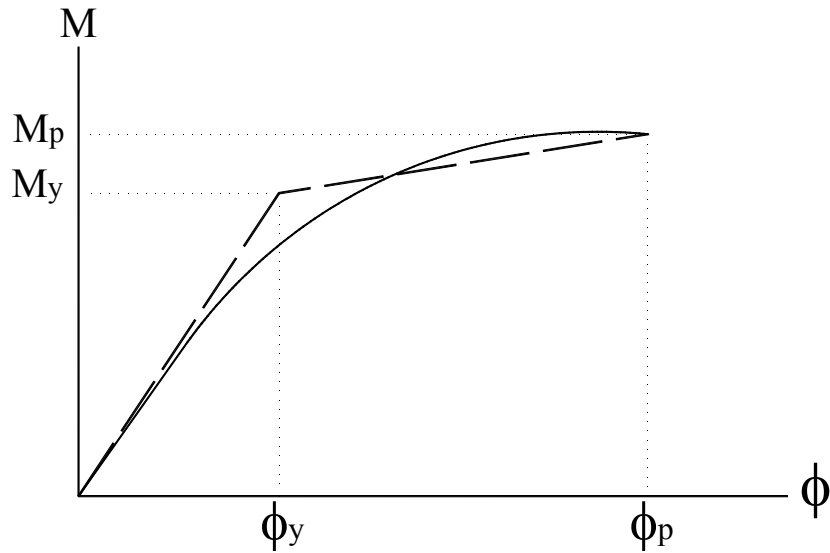
Çelik için : $f_{ym} = 220 \text{ MPa}$, $\varepsilon_s = 0.01$

Burada akma değerlerinin hesaplanmasında maksimum birim şekil değiştirme değerlerinin, kesitin taşıma gücü hesabında alınan değerlere eşit olması düşündürücü olabilir. Kesit davranışı elasto-plastik kabul edildiği için kesitin akma ve plastikleşme moment değeri aynı olacaktır. Dolayısıyla kesitin taşıma kapasitesi aynı zamanda akma değeri olacaktır.



Şekil 5.24: İdealleştirilmiş Kiriş Moment-Eğrilik Diyagramı

Plastik mafsal tanımlanmasında beton ve çelik için malzeme modellerinin kullanılmasıyla donatının pekleşme etkisi ve betonun sargılanma etkisi göz önüne alınabilir. Bu durumda maksimum birim şekildeğiştirme değerleri $\varepsilon_c = 0.003$, $\varepsilon_s = 0.01$ olmayacaktır. Bu değerler yerine malzeme modelindeki değerler kullanılacaktır. Bu durumda kesitin moment eğrilik grafiği izleyen şekilde olacaktır.



Şekil 5.25 : İdealleştirilmiş Kiriş Moment-Eğrilik Diyagramı

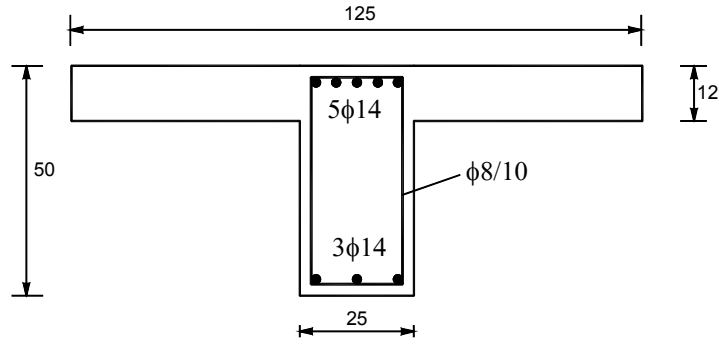
Kesitin plastik dönme kapasitesi izleyen şekilde hesaplanır:

$$\theta_p = (\phi_p - \phi_y) L_p \quad (5.49)$$

- **Kirişler için plastik kesit (plastik mafsall) tanımlanması**

Kirişler için kuvvet şekildeğiştirme bağıntılarını tanımlamak amacıyla bir eksenli eğilme analizi yapıp kesitlere ait plastik moment değerleri hesaplanmıştır.

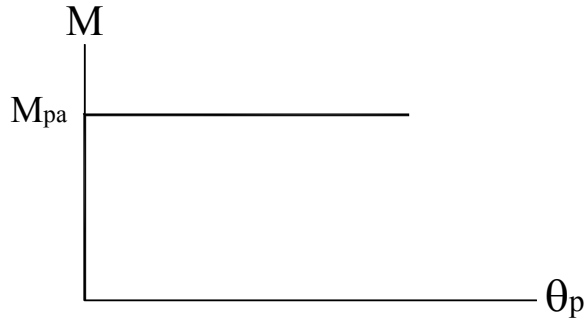
Burada kirişler için iki yaklaşım kullanılmıştır. İlk olarak malzeme davranış modelleri kullanılmadan, beton ve çelik için maksimum birim şekil değiştirmeler sırasıyla $\varepsilon_c = 0.003$, $\varepsilon_s = 0.01$ alınarak taşıma gücü hesabı yapılmış ve kesitin moment değeri hesaplanmıştır.



Şekil 5.26: Kiriş Donatı Detayı

Pozitif eğilme momenti: (+) $M_{pa} = 47.82$ kNm

Negatif eğilme momenti: (-) $M_{pa} = 74.44$ kNm

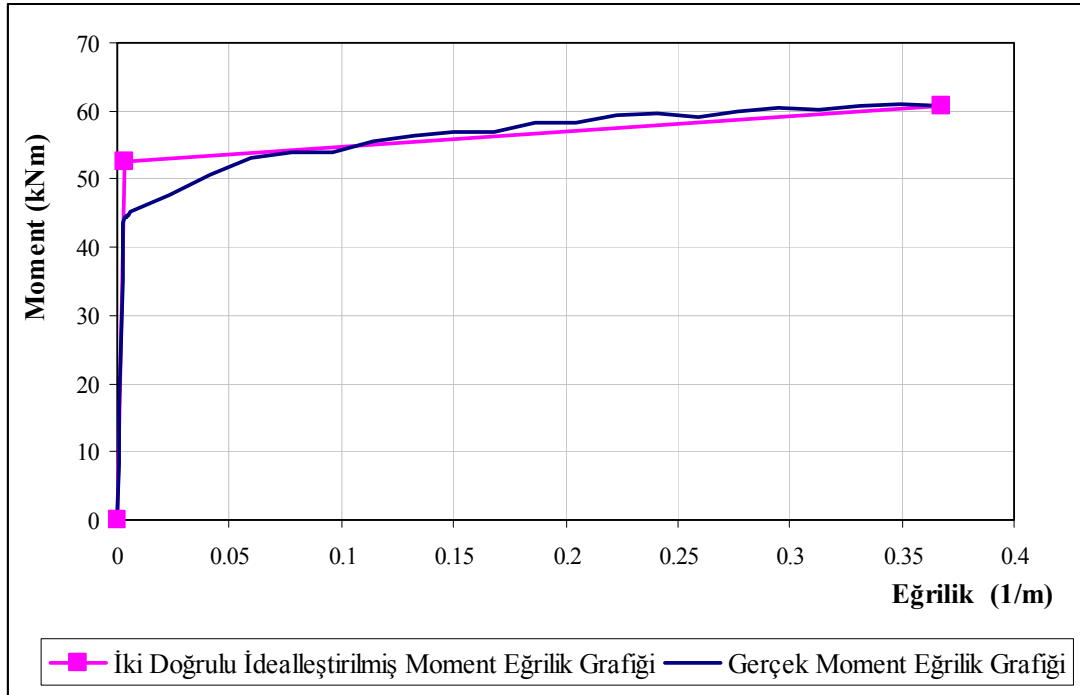


Şekil 5.27 : Kiriş İç Kuvvet Plastik Şekildeğiştirme Bağıntısı

İtme analizinin çözümlenmesinde SAP2000 programı kullanılacaktır. Plastik mafsalların programa tanıtılmasında akma momenti değeri ve plastik dönme kapasitesi tariflenir. Yukarıda maksimum birim şekil değiştirmeler ($\varepsilon_c = 0.003$, $\varepsilon_s = 0.01$) kullanılarak akma moment değeri hesaplanmıştır. Burada eksik olan kesitin dönme kapasitesidir. Deprem yönetmeliğine göre eleman hasar seviyelerinin belirlenmesi; özetle itme analizi sonucunda elde edilen plastik

dönmelerin (elastik eğrilikle beraber) kesitte oluşturduğu birim şekil değiştirmeler cinsinden ifade edilmesiyle yapılmaktadır. Bu durumda programa öyle bir plastik dönme kapasitesi tanımlanmalıdır ki itme analizi sonucunda kesitte oluşan plastik dönme tanımlanan değerden küçük olsun, aksi taktirde program kesitte göçme durumu belirleyecektir. Bir başka yaklaşım olarak malzeme modelleri kullanılarak moment eğrilik analizi yapıp kesitin dönme kapasitesi hesaplanır ve bu kapasite programa tariflenir. Bu durumda itme analizi sonucunda kesitte oluşan plastik dönme bu kapasiteyi aşarsa, program kesitin göçme durumunu belirleyecektir. Buda kullanıcıya yapı hakkında daha hızlı bilgi verecektir.

İkinci olarak malzeme modelleri kullanarak pekleşme etkisi de göz önüne alınıp moment eğrilik analizi yapılmıştır. Analizde beton modeli olarak Mander ‘in sargısız beton modeli, çelik için yönetmelik 7B2’ de verilen çelik modeli kullanılmıştır. Kiriş için elde edilen pozitif moment eğrilik grafiği Şekil 5.28’de verilmiştir.



Şekil 5.28 : Pekleşme Etkisinin Gözönüne Alındığı İdealleştirilmiş Pozitif Moment - Eğrilik İlişkisi

Verilen grafikte pekleşmenin etkisi görülmektedir. Moment eğrilik analizi pozitif ve negatif yönlerde yapılmış, idealleştirilmiş akma momenti değerleri, akma eğrilikleri, plastik moment değerleri, plastik eğrilik değerleri ve dönme kapasiteleri Tablo 5.33’de verilmiştir.

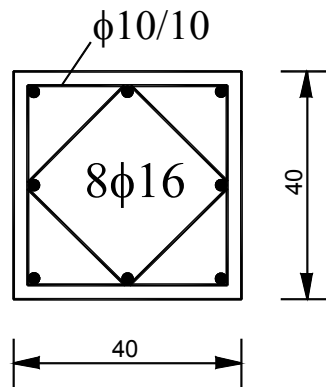
Tablo 5.33 : Kiriş Kesiti Akma Eğriliği ve Plastik Dönme Kapasitesi

Pozitif Moment (M^+) Eğrilik İlişkisi				
M_y (kNm)	ϕ_y (1/m)	M_p (kNm)	ϕ_p (1/m)	θ_p (rad)
52.70	0.0033	60.65	0.3673	0.09
Negatif Moment (M^-) Eğrilik İlişkisi				
M_y (kNm)	ϕ_y (1/m)	M_p (kNm)	ϕ_p (1/m)	θ_p (rad)
74.55	0.0035	81.07	0.1214	0.03

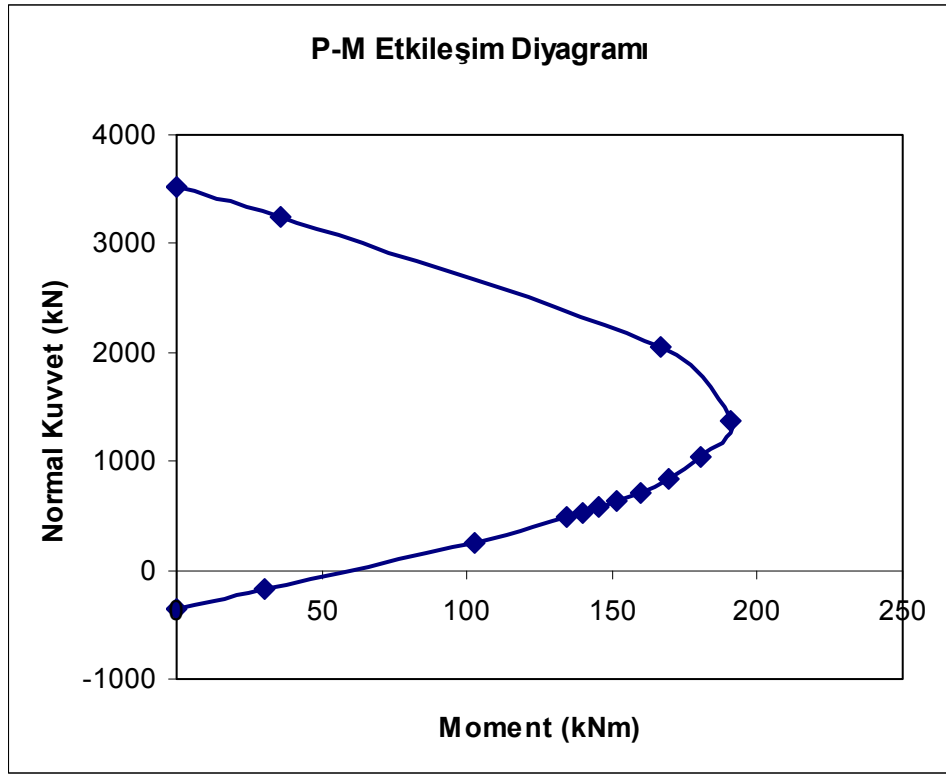
Tablodan da görüleceği üzere kesit pozitif moment doğrultusunda daha sünek davranış göstermektedir.

- Kolonlar için plastik kesit (plastik mafsal) tanımlanması**

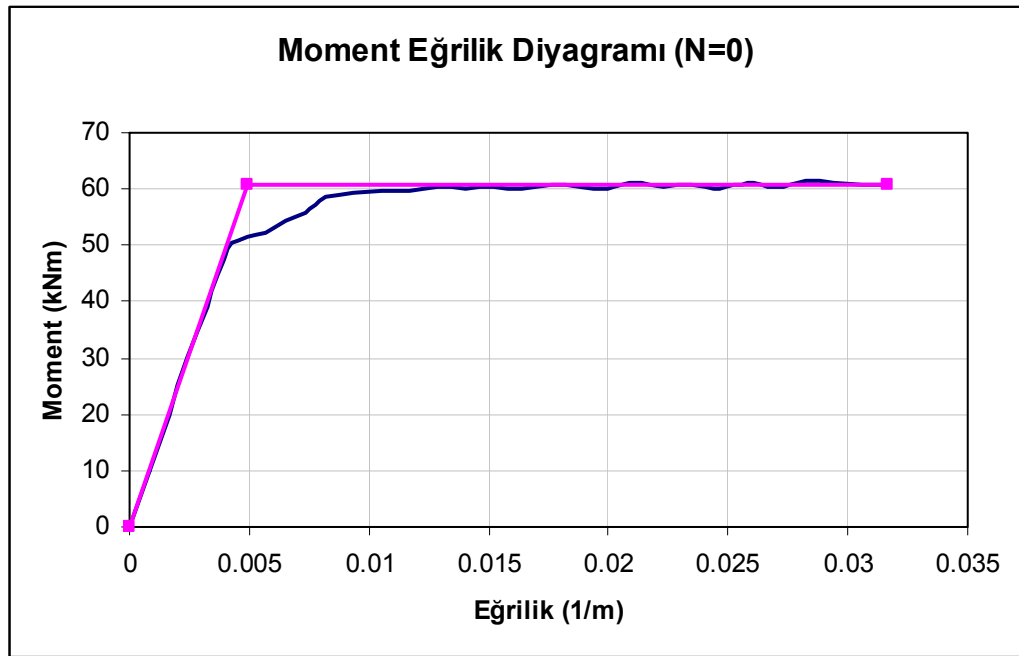
Kolonlar için plastik mafsal, karşılıklı etkileşim diyagramları (akma yüzeyleri) oluşturularak tanımlanır. Ele alınan problem düzlem çerçeve olmasından dolayı sadece bir eksen doğrultusunda akma yüzeyi oluşturulacaktır. Sistemin üç boyutlu olması halinde etkileşim diyagramları üç boyutlu olarak oluşturulacaktır. Bunun için kesitin yatay eksenini (0°) ve yatay eksene göre 22.5° , 45° , 67.5° ve 90° gibi açı yapan eksenlerin etrafındaki momentler için etkileşim diyagramları analizi yapılarak itme analizinin yapıldığı SAP2000 programına etkileşim diyagramları tariflenir. Program otomatik olarak akma yüzeylerini akma düzlemleri olarak modellemektedir.

**Şekil 5.29 : Kolon Kesiti Donatı Detayı**

Akma yüzeylerinin hesaplanmasında beton ve çelik için maksimum birim şekil değiştirmeleri $\epsilon_c = 0.003$, $\epsilon_s = 0.01$ alınarak akma yüzeyi hesaplanır.

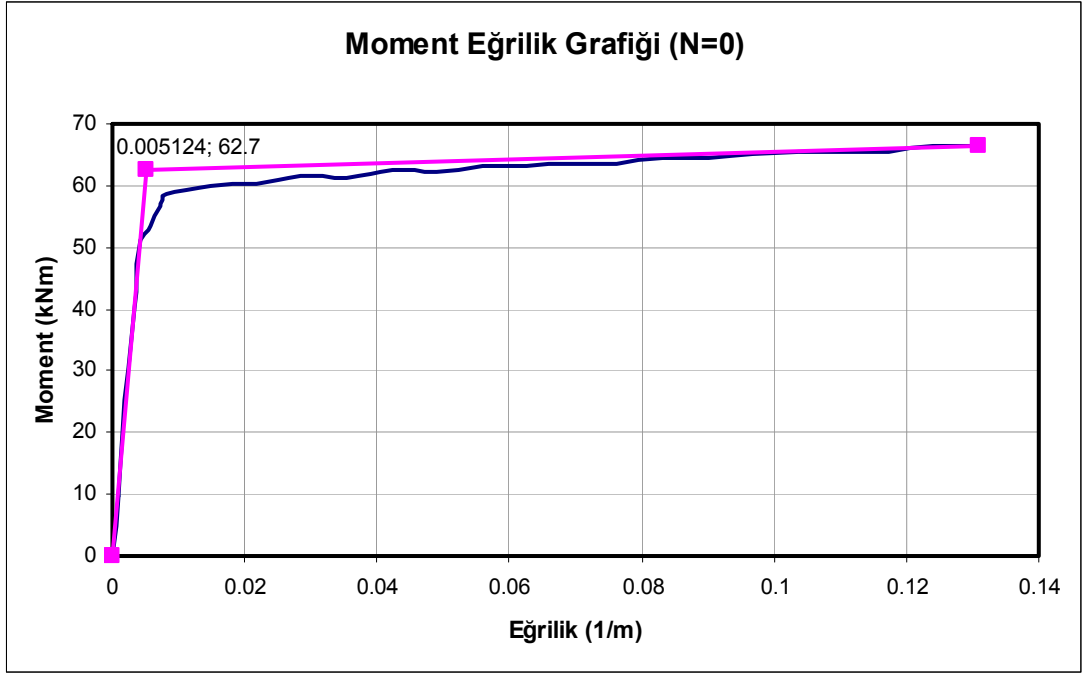


Şekil 5.30 : Kolon Akma Yüzeyi



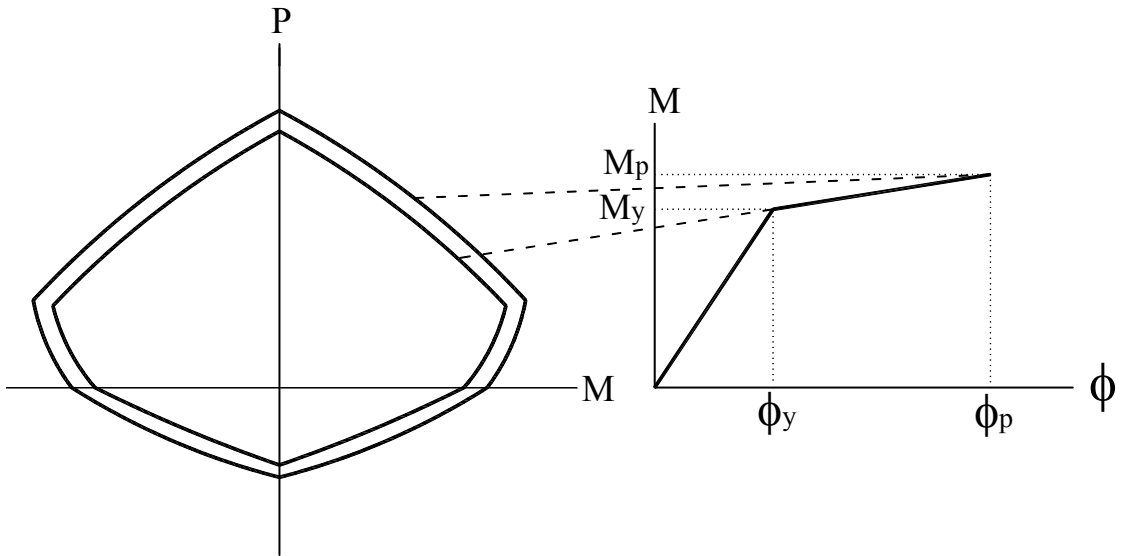
Şekil 5.31 : Kolon Kesiti İçin İdealleştirilmiş Moment - Eğrilik İlişkisi (N=0)

Eğer malzeme modelleri kullanılarak pekleşme etkisi göz önüne alınırsa moment eğrilik diyagramı izleyen şekilde elde edilir.



Şekil 5.32 : Kolon Kesiti İçin Pekleşme Etkisinin Gözönüne Alındığı İdealleştirilmiş Moment - Eğrilik İlişkisi ($N=0$)

Şekil 5.32’den de görüldüğü gibi pekleşmenin etkisiyle moment kapasitesinde bir artış olmuştur. Pekleşmenin ve beton sargılama etkisinin etkileşim diyagramına da etkisi olacaktır. Moment eğrilik grafiği ile etkileşim diyagramı arasındaki ilişki Şekil 5.33’de verilmiştir.



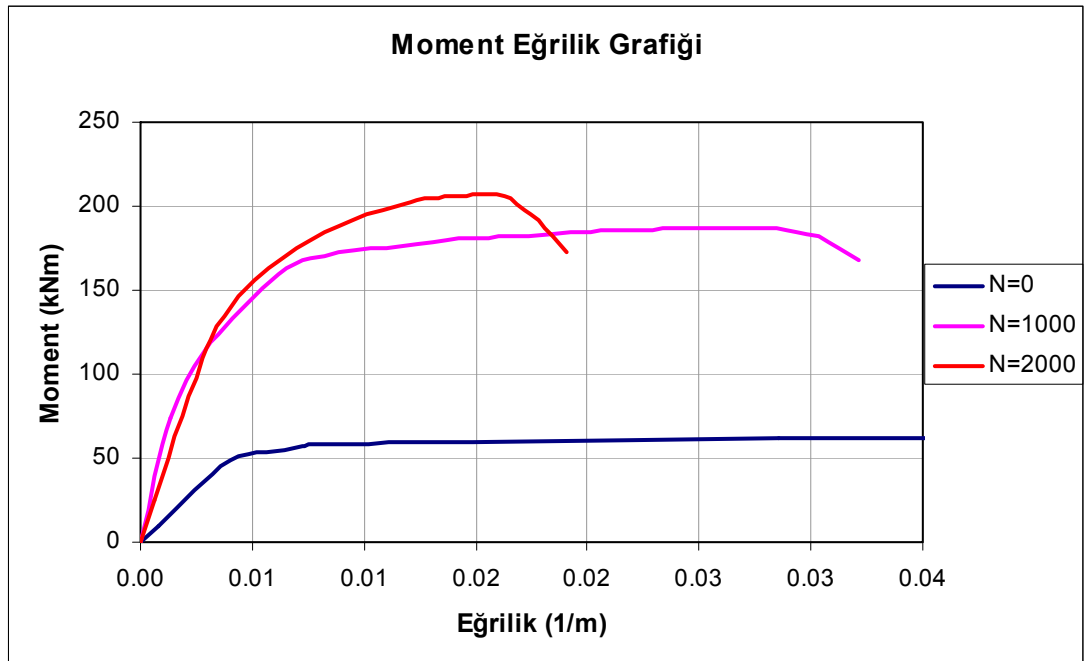
Şekil 5.33 : Etkileşim Diyagramı ve Moment Eğrilik Diyagramı İlişkisi

Bir başka noktada normal kuvvetin kesitin sünekliğine olan etkisidir. Bu amaçla üç farklı normal kuvvet değeri için eğrilik analizi yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar Tablo 5.34’de sunulmuştur.

Tablo 5.34 : Normal Kuvvetin Moment- Eğrilik İlişkisine Etkisi

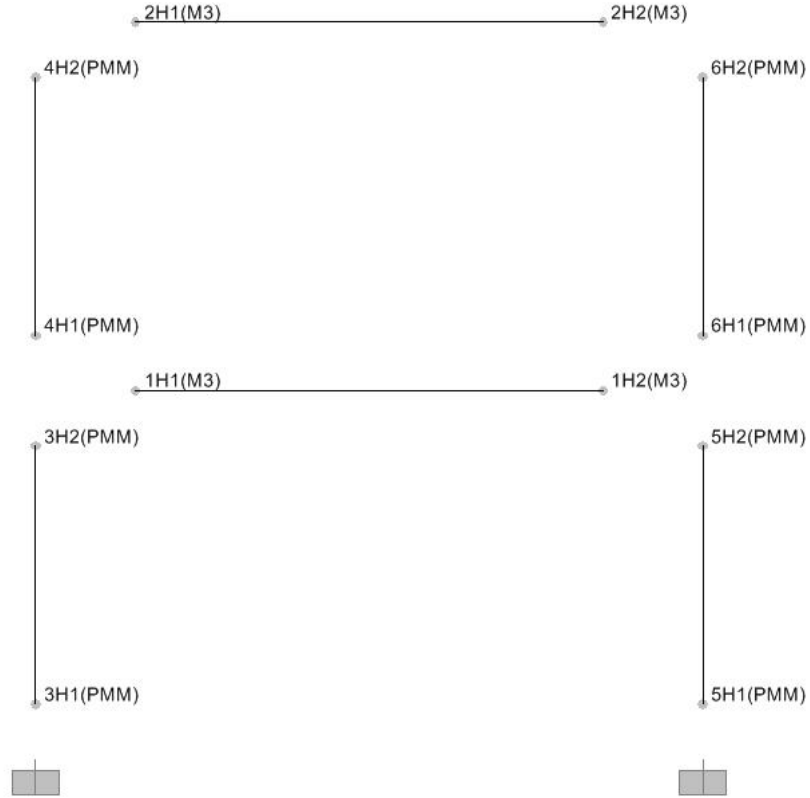
Normal Kuvvet Moment - Eğrilik İlişkisi					
N (kN)	M_y (kNm)	ϕ_y (1/m)	M_p (kNm)	ϕ_p (1/m)	θ_p (rad)
0	62.70	0.0051	66.55	0.130	0.025
1000	170.0	0.0069	186.5	0.028	0.0042
2000	163.0	0.0057	206.4	0.016	0.0021

Tablodan da görüleceği gibi normal kuvvetin artışı kesit sünekliğini önemli ölçüde etkilemektedir. Normal kuvvet değeri $N=0$ için kesitin plastik dönme kapasitesi $\theta_p = 0.025 \text{ rad}$ iken, $N=1000$ kN için kesitin plastik dönme kapasitesi $\theta_p = 0.0042 \text{ rad}$ olarak hesaplanmıştır. Yani kesitin plastik dönme kapasitesi % 80 civarında azalmıştır. Bu durum Şekil 5.34’de grafik olarak sunulmuştur.



Şekil 5.34 : Normal Kuvvetin Moment - Eğrilik İlişkisine Etkisi

Kolon ve kirişler için kesit analizlerinin yapılmasıyla potansiyel plastik mafsalları özellikleri belirlenmiştir. Kolon ve kirişlerin kritik kesitlerine belirlenen plastik mafsalları özellikleri atanmıştır. Elemanların uçlarındaki potansiyel plastik mafsallar ve numaraları Şekil 5.35’de gösterilmiştir.



Şekil 5.35 : Sistem Üzerindeki Potansiyel Plastik mafsallar

- **Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Dağılımının Belirlenmesi**

Artımsal itme analizinden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı doğrusal olmayan bir statik analiz yapılır. Bu analiz kuvvet kontrollüdür ve bu analizin sonuçları, artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınacaktır. Doğrusal olmayan statik analiz hesabında düşey yükler izleyen şekilde dikkate alınır:

Düşey yük kombinasyonu: $G + nQ = G + 0.3Q$

Artımsal itme analizi için öncelikle itme hesabında kullanılacak, sistem üzerindeki orantılı yük dağılımının belirlenmesi gerekir. Artımsal itme analizi yerdeğiştirme

kontrollü olduğu için yükler arasındaki oran önemlidir yükün şiddetinin önemi yoktur. Bunun için çatlamış kesitler kullanılarak oluşturulan sistemin doğrusal elastik yolla periyot hesabı yapılır 1. hakim periyodu hesaplanır. Hakim moda karşı gelen kütle katılım oranı % 70' den fazla olmalıdır. Aksi halde eşdeğer artımsal yöntem uygulanamaz.

İtme analizinde kullanılacak yük dağılımı hakim moddan elde edilir. Yani hakim moddan kat kuvvetleri hesaplanarak itme analizinin yük dağılımı olarak alınır.

Sistemin hakim periyodu ve kütle katılım oranı Tablo 5.35'de verilir:

Tablo 5.35 : Sistemin Periyot ve Kütle Katılım Oranları

Mod	Periyot	Titreşim Doğrultusu Ux	Toplam
Numarası	s	Kütle Katılım Oranı	Kütle
1	0.226	0.903	0.903
2	0.072	0.097	1

Sistemin birinci mod vektörü ve kütle matrisi izleyen şekilde verilir:

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.508 \end{Bmatrix} \quad m = \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix}$$

Tablodan da görüleceği üzere hakim modun kütle katılım oranı yeterlidir ve bu moda göre katlara etkiyen yatay yükler izleyen şekilde hesaplanır.

$$\{F_1\} = \Gamma_1 [m] \{\phi_1\} S a_1 \quad (5.50)$$

Burada Γ_1 ve $S a_1$ çarpımına V_{b1} denilirse hakim modun kat kuvvetleri izleyen şekilde hesaplanabilir:

$$\{F_1\} = \begin{Bmatrix} f_{12} \\ f_{11} \end{Bmatrix} = [m] \{\phi_1\} V_{b1} = \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.508 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 7.54 V_{b1} \\ 3.83 V_{b1} \end{Bmatrix} \quad (5.51)$$

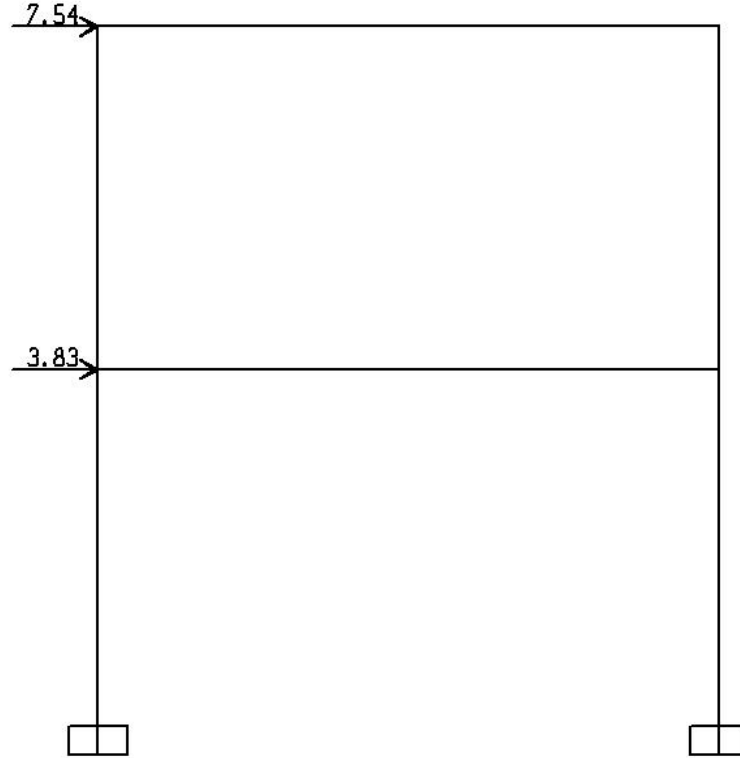
Böylelikle her bir kata gelen birim kuvvet hesaplanmış olur. Burada şöyle bir yolda izlenebilir; öncelikle V_t taban kesme kuvveti hesaplanır yada bu kuvvetin varlığı kabul edilir ve bu kuvvet her kata kütlesi ve genliği ile orantılı olarak (hakim moda ait genlik) izleyen ifade ile dağıtılır:

$$f_{ij} = \frac{\phi_{ij} \times m_j}{\sum \phi_{ij} \times m_j} \times V_t \quad (5.52)$$

$$f_{11} = \frac{\phi_{11} \times m_1}{\phi_{11} \times m_1 + \phi_{12} \times m_2} \times V_t \quad (5.52a)$$

$$f_{12} = \frac{\phi_{12} \times m_2}{\phi_{11} \times m_1 + \phi_{12} \times m_2} \times V_t \quad (5.52b)$$

Katlara yapılan birim yüklemeler Şekil 5.36’da gösterilmiştir.



Şekil 5.36 : İtme Analizinde Kullanılacak Yük Dağılımı

- **Yöntemin Uygulanabilirliği**

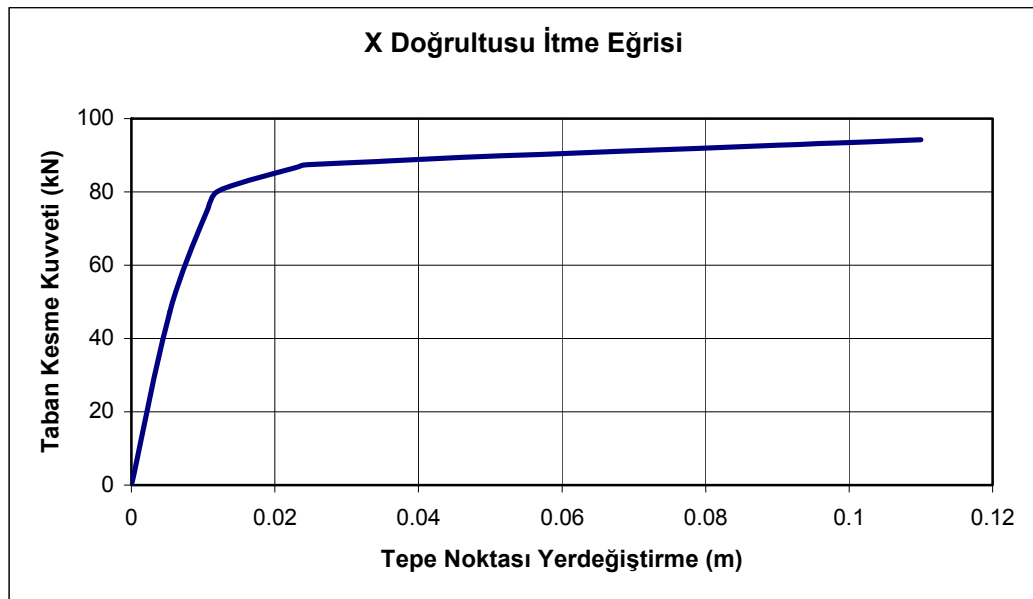
Binanın toplam katsayısı 8’i aşmadığından ve ek dış merkezlik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayıları bütün katlarda $\eta_{bi} < 1.4$ koşulu sağlandığından ve hakim modun kütle katılım oranı % 70 den fazla olduğu için “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ile itme analizi uygulanabilir.

- **İtme Analizi**

Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılmıştır. (Yönetmelik 7.6.5.3). Buna göre hakim titreşim modu ile orantılı olarak katlara gelen yükler altında yapılan itme analizinden elde edilen itme eğrisi Şekil 5.37’de ve bu eğrinin sayısal değerleri Tablo 5.36’da verilmiştir.

Tablo 5.36 : İtme Analizi Taban Kesme Kuvveti ve Tepe Noktası Yerdeğiştirmesi

Adım	Yerdeğiştirme (m)	Taban Kesme Kuvveti (kN)	Plastik Mafsal Sayısı
0	0	0	0
1	0.00536	47.238	1
2	0.010487	74.564	2
3	0.012206	80.364	5
4	0.023206	86.798	5
5	0.024099	87.32	6
6	0.035099	88.368	6
7	0.046099	89.415	7
8	0.057099	90.24	7
9	0.068099	91.064	7
10	0.079099	91.889	7
11	0.090099	92.713	7
12	0.101099	93.538	7
13	0.1100	94.205	7



Şekil 5.37 : Statik İtme Eğrisi

Tablo 5.36 yardımı ile modal yerdeğiştirme ve modal ivme grafiği elde edilir. Bunun için (i)'nci itme adımında (j)' inci moda ait modal ivme ve modal yerdeğiştirme sırasıyla izleyen şekilde verilir:

$$a_j^{(i)} = \frac{V_{xj}^{(i)}}{M_{x(j)}^*} \quad (5.53)$$

$$d_j^{(i)} = \frac{u_{xNj}^{(i)}}{\phi_{xNj} \Gamma_{xj}} \quad (5.54)$$

Burada birinci mod ele alındığı için, (i)'inci itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) moda ait modal ivme $a_1^{(i)}$ ve modal yerdeğiştirme $d_1^{(i)}$ sırasıyla izleyen şekildedir:

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}^*} \quad (5.55)$$

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (5.56)$$

Burada V_x , (i)'inci itme adımındaki taban kesme kuvveti, M_{x1} , birinci moda ait etkili modal kütle ve izleyen şekildedir:

$$M_{x1}^* = \frac{L_1^2}{M_1} = \Gamma_1 L_1 \quad (5.57)$$

Burada M_1 , modal kütle olup izleyen şekilde verilir:

$$M_1 = [\phi_1]^T [M] [\phi_1] \quad (5.58)$$

L_1 , etkili modal kütle olup izleyen şekilde verilir:

$$L_1 = [\phi_1]^T [M] [1] \quad (5.59)$$

Γ_1 , birinci modun katılım çarpanı olup izleyen şekilde verilir:

$$\Gamma_1 = \frac{[\phi_1]^T [M] [1]}{[\phi_1]^T [M] [\phi_1]} \quad (5.60)$$

$\phi_{xN1} = 1$. moda ait tepe noktası yer değıştirme genliği

$u_{xN1} = (i)$ ' inci adımdaki tepe noktası yer değıştirmesi olarak tanımlanır.

Ele alınan sistem için ilgili büyüklükler izleyen şekilde hesaplanır:

$$L_1 = [1.00 \ 0.508] \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} = 11.37 \text{ kN ms}^2 / \text{m}$$

$$\Gamma_1 = \frac{[1.00 \ 0.508] \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix}}{[1.00 \ 0.508] \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1.00 \\ 0.508 \end{bmatrix}} = \frac{11.37}{9.49} = 1.198$$

$$M_{x1}^* = 11.37 \times 1.198 = 13.62 \text{ kN s}^2 / \text{m}$$

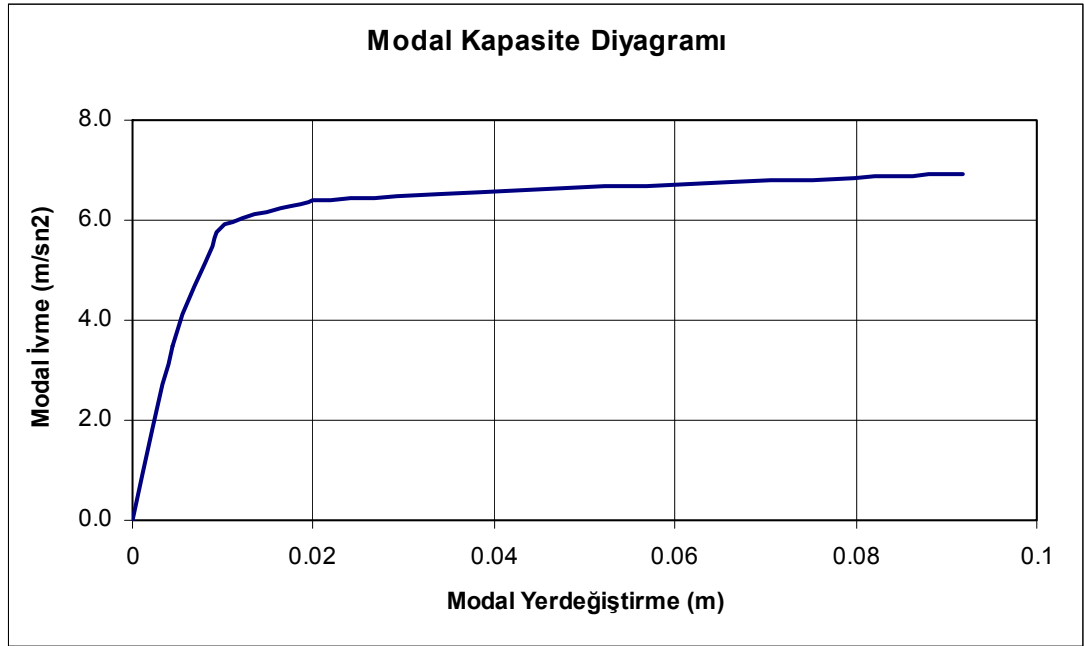
$$\phi_{xN1} = 1.00$$

Her itme adımı için modal yerdeğıştirme ve modal ivme hesaplanır. Tablo 5.37'de her bir adım için modal yerdeğıştirme ve modal ivme değeri verilmiştir.

Tablo 5.37 : Modal Kapasite Diyagramının Koorinatları

Adım	Yerdeğıştirme	Taban Kesme Kuvveti	Etkili Modal Kütle	Tepe Noktası Genliği	1. modun katılım çarpanı	Modal Yerdeğıştirme	Modal İvme
n	$u_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	M_{x1}^*	ϕ_{xN1}	Γ_{x1}	$d_{x1}^{(i)}$ (m)	$a_{x1}^{(i)}$ (m/sn2)
0	0	0	13.62	1.00	1.198	0	0
1	0.00536	47.238	13.62	1.00	1.198	0.004	3.468
2	0.010487	74.564	13.62	1.00	1.198	0.009	5.475
3	0.012206	80.364	13.62	1.00	1.198	0.010	5.900
4	0.023206	86.798	13.62	1.00	1.198	0.019	6.373
5	0.024099	87.32	13.62	1.00	1.198	0.020	6.411
6	0.035099	88.368	13.62	1.00	1.198	0.029	6.488
7	0.046099	89.415	13.62	1.00	1.198	0.038	6.565
8	0.057099	90.24	13.62	1.00	1.198	0.048	6.626
9	0.068099	91.064	13.62	1.00	1.198	0.057	6.686
10	0.079099	91.889	13.62	1.00	1.198	0.066	6.747
11	0.090099	92.713	13.62	1.00	1.198	0.075	6.807
12	0.101099	93.538	13.62	1.00	1.198	0.084	6.868
13	0.1100	94.205	13.62	1.00	1.198	0.092	6.917

Modal kapasite diyagramı grafik olarak Şekil 5.38’de verilmiştir.



Şekil 5.38 : Modal Kapasite Diyagramı

Modal kapasite diyagramı elde edildikten sonra, bu diyagram ile elastik ivme spektrumu aynı eksen takımı üzerinde çakıştırılır. Buradan birinci hakim moda ait maksimum modal yer değıştirme istemi hesaplanır. Tanım olarak modal yerdeğıştirme istemi (d_1), doğrusal olmayan (nonlinear) spektral yerdeğıştirme (S_{d1})’ e eşittir.

Ele alınan problemde etkin yer ivme katsayısı ($A_0 = 0.4$), zemin sınıfı (Z3) olarak verilmiştir. Dolayısıyla Elastik İvme Spektrumunun ordinatı olan elastik spektral ivme izleyen şekilde elde edilir.

$$A(T) = A_0 S(T) \quad (5.61)$$

$$S_a(T) = A(T) g \quad (5.62)$$

$$\begin{aligned} S(T) &= 1 + 1.5 \frac{T}{T_A} & (0 \leq T \leq T_A) \\ S(T) &= 2.5 & (T_A < T \leq T_B) \\ S(T) &= 2.5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} & (T_B < T) \end{aligned} \quad (5.63)$$

Buradan S_a değeri periyota bağlı olarak izleyen şekilde elde edilir:

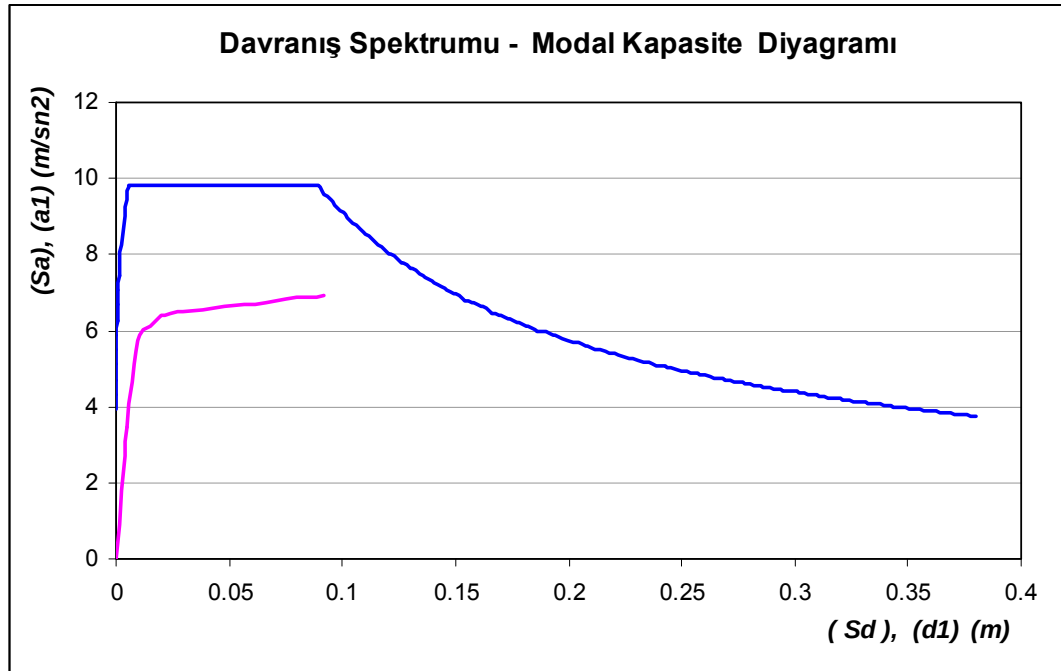
$$\begin{aligned}
 S_a &= A_0 g \left(1 + 1.5 \frac{T}{T_A} \right) & (0 \leq T \leq T_A) \\
 S_a &= 2.5 A_0 g & (T_A < T \leq T_B) \\
 S_a &= 2.5 A_0 g \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0.8} & (T_B < T)
 \end{aligned} \tag{5.64}$$

Burada ele alınan spektrum eğrisi deprem yönetmeliği (2.4)' de tanımlanan spektrum eğrisidir. Bu eğri 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depreme karşı gelmektedir. Dolayısıyla 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için denklem (5.64) 'de tanımlanan ivme değerleri 1.5 ile, 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem için 0.5 ile çarpılır.

Öncelikle spektral ivme - periyot eksen takımından oluşan elastik spektrum eğrisi spektral ivme – spektral yerdeğiştirme eksen takımının oluşturduğu spektrum eğrisine dönüştürülür ve bu eğriye davranış spektrumu denir. Bunun için izleyen ifade kullanılır.

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} = \frac{S_a T^2}{(2\pi)^2} \tag{5.65}$$

Elde edilen Modal Kapasite diyagramı ile Davranış Spektrumu diyagramı aynı eksen takımında Şekil 5.39'da gösterildiği gibi tarifenir.

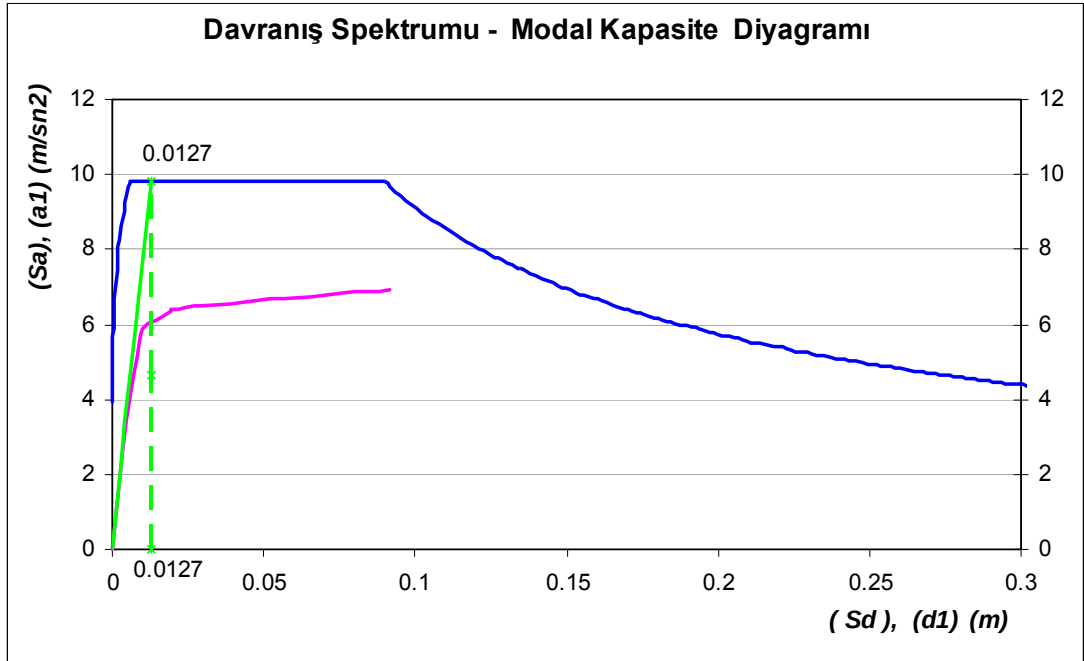


Şekil 5.39 : Davranış Spektrumu İle Modal Kapasite Diyagramının Çakıştırılması

Daha önce tariflendiği gibi modal yerdeğiştirme istemi, doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme (S_{d1})' e eşittir. S_{d1} değeri ise sistemin doğrusal elastik davranışı esas alınarak hesaplanan birinci hakim moda ait T_1 periyotuna karşılık gelen doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{de1} 'in bir katsayı ile çarpımına eşittir. Bu katsayı C_{R1} olarak tariflenir ve spektral yerdeğiştirme oranı olarak adlandırılır.

$$S_{d1} = C_{R1} S_{de1} \quad (5.66)$$

Dolayısıyla öncelikle sistemin T_1 periyotuna karşılık gelen elastik spektral yer değiştirme hesaplanacaktır. Bu ise davranış spektrumundan hesaplanır. Modal kapasite eğrisinin başlangıç teğeti T_1 periyotunu vermektedir. Bu durumda modal kapasite eğrisinin başlangıç teğetinin davranış spektrumunu kestiği noktanın yatay eksen üzerindeki izdüşümü S_{de1} değerini verir.



Şekil 5.40 : Spektral Yerdeğiştirmenin Bulunması

Grafik üzerinde spektral yerdeğiştirme $S_{de1} = 0.0127 m$ olarak bulunmuştur. Bu değer analitik yolla izleyen ifade ile hesaplanabilir:

$$S_{de1} = \frac{S_a}{(\omega_1)^2} = \frac{S_a T_1^2}{(2\pi)^2} \quad (5.67)$$

(5.67) ifadesi daha açık olarak izleyen şekilde hesaplanabilir:

$$S_{de1} = \frac{S_a}{(\omega)^2} = \frac{S_a T^2}{(2\pi)^2} = \frac{2.5 A_0 g T^2}{(2\pi)^2} \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (5.68)$$

$$S_{de1} = \frac{S_a}{(\omega)^2} = \frac{S_a T^2}{(2\pi)^2} = \frac{2.5 A_0 g T_B^{0.8} T^{1.2}}{(2\pi)^2} \quad (T_B < T)$$

Sistemin periyodu $T_1 = 0.226 \text{ s} < T_B = 0.6 \text{ s}$ buradan S_{de1} izleyen şekilde bulunur:

$$S_{de1} = \frac{2.5 A_0 g T^2}{(2\pi)^2} = \frac{2.5 \times 0.4 \times 9.81 \times 0.226^2}{(2\pi)^2} = 0.0127 \text{ m}$$

Böylelikle elastik spektral yer değiştirme, S_{de1} hesaplanmış oldu. Bundan sonra spektral yer değiştirme oranı olan C_{R1} katsayısı hesaplanıp ve bu iki değer çarpılarak doğrusal olmayan spektral yer değiştirme elde edilir. C_{R1} katsayısı başlangıç periyodu T_1 değerine bağlı olarak belirlenir.

Sistemin T_1 başlangıç periyodunun, zemin karakteristik periyodu olan T_B 'ye eşit yada daha büyük olması durumunda spektral yer değiştirme oranı $C_{R1} = 1$ olarak ele alınır. T_1 başlangıç periyodunun, zemin karakteristik periyodu olan T_B 'den küçük olması durumunda spektral yer değiştirme oranı C_{R1} ardışık yaklaşımla hesaplanır.

$$C_{R1} = 1 \quad T_B \leq T \quad (5.69)$$

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1) T_B / T}{R_{y1}} \geq 1 \quad (R_{y1} = \frac{S_{a1}}{a_{y1}}) \quad T < T_B$$

Ele alınan problemde $T_1 = 0.226 \text{ s} < T_B = 0.6 \text{ s}$ olarak hesaplanmıştır. Dolayısıyla C_{R1} katsayısı ardışık yaklaşımla hesaplanacaktır.

Öncelikle $C_{R1} = 1$ kabulü yapılarak yani doğrusal olmayan spektral yer değiştirme elastik spektral yerdeğiştirmeye eşit alınarak ($S_{d1} = S_{de1}$) modal kapasite eğrisi iki doğrulu (bi-lineer) bir diyagrama dönüştürülür.

$$S_{d1} = 1 \times S_{de1} = 0.0127 \text{ m}$$

Bu modal yerdeğiştirmeye karşı gelen modal ivme modal kapasite eğrisini niteleyen Tablo 5.38’den bulunur. Ara değer için interpolasyon yapılır. $d_1 = 0.0127 m$ değeri 3. ve 4. adımlardaki modal yerdeğiştirme değerinin arasındadır. Bu durumda $d_1 = 0.0127 m$ değerine karşılık gelen modal ivme interpolasyon yapılarak bulunur.

Tablo 5.38 : Modal Yerdeğiştirme- Modal İvme Değerleri

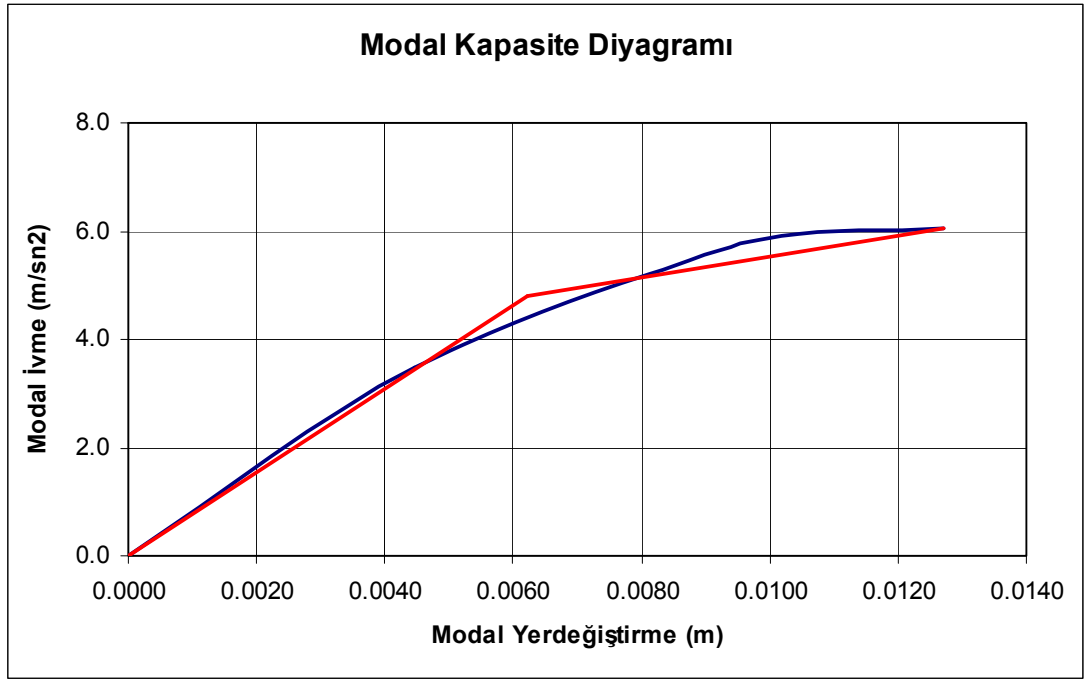
Adım	Modal Yerdeğiştirme	Modal İvme
n	$d_1^{(i)} (m)$	$a_1^{(i)} (m/sn^2)$
0	0	0
1	0.004	3.468
2	0.009	5.475
3	0.010	5.900
4	0.019	6.373
5	0.020	6.411
6	0.029	6.488
7	0.038	6.565
8	0.048	6.626
9	0.057	6.686
10	0.066	6.747
11	0.075	6.807
12	0.084	6.868
13	0.092	6.917

$d_1 = 0.0127 m$ değerine karşılık modal ivme $a_1 = 6.042 m/s^2$ olarak bulunur.

Bu sayısal değerleri modal kapasite eğrisinin son değerleri olarak ele alıp modal kapasite eğrisi eşit alanlar kuralı ile yaklaşık olarak bilineer diyagrama dnştrlr.

Tablo 5.39 : Modal Yerdeğiştirme- Modal İvme Değerleri

Adım	Modal Yerdeğiştirme	Modal İvme
n	$d_1^{(i)} (m)$	$a_1^{(i)} (m/sn^2)$
0	0	0
1	0.004	3.468
2	0.009	5.475
3	0.010	5.900
4	0.0127	6.042



Şekil 5.41 : İki Doğrulu Hale Getirilmiş Modal Kapasite Eğrisi

İki doğrulu hale getirilen modal kapasite eğrisinin eşdeğer akma noktasının koordinatları $a_{y1} = 4.82 \text{ m/s}^2$, $d_{y1} = 0.0063 \text{ m}$ olarak bulunur. Buradan birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı izleyen şekilde hesaplanır.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} = \frac{9.81}{4.82} = 2.04$$

Spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} izleyen şekilde hesaplanır:

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B / T}{R_{y1}} = \frac{1 + (2.04 - 1) \times 0.6 / 0.226}{2.04} = 1.84$$

Buradan lineer olmayan spektral yerdeğiştirme C_{R1} katsayısı kullanılarak izleyen şekilde bulunur:

$$S_{d1} = C_{R1} S_{de1} = 1.84 \times 0.0127 = 0.0234 \text{ m}$$

Ardışık yaklaşımın ikinci adımında $S_{d1} = 0.0234 \text{ m}$ değeri esas alınarak eşdeğer akma noktasının koordinatları yeniden belirlenir ve bunlara göre R_{y1}, C_{R1} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımında elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.

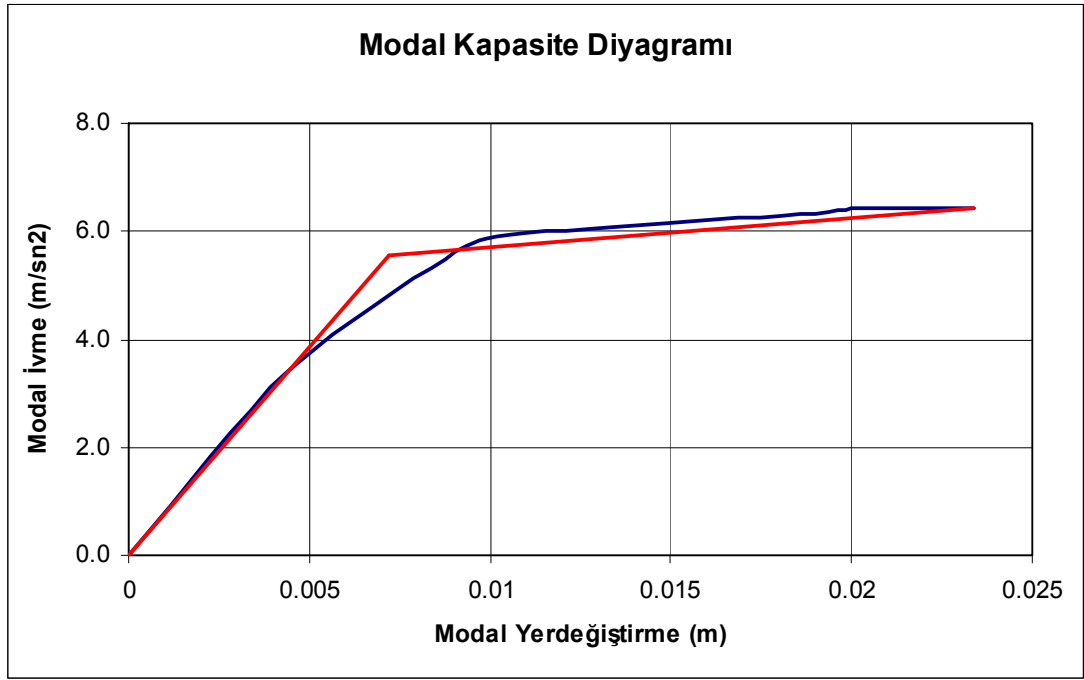
Modal kapasite eğrisinin son değeri $d_1 = 0.0234 \text{ m}$ kabul edilerek, eğri tekrar bilineer diyagrama dönüştürülür ve eşdeğer akma noktasının koordinatları bulunur. Bunun için öncelikle modal kapasite eğrisini niteleyen tablodan $d_1 = 0.0234 \text{ m}$ değerine karşılık modal ivme değeri bulunur. $d_1 = 0.0234 \text{ m}$ değeri 5. ve 6. adımdaki değerler arasında kalmaktadır. Bu ara değer için interpolasyon yapılırsa $d_1 = 0.0234 \text{ m}$ değerine karşılık gelen modal ivme izleyen şekilde hesaplanır:

$$d_1 = 0.0234 \text{ m}, a_1 = 6.44 \text{ m/s}^2$$

Tablo 5.40 : Modal Yerdeğiştirme- Modal İvme Değerleri

Adım	Modal Yerdeğiştirme	Modal İvme
n	$d_1^{(i)} \text{ (m)}$	$a_1^{(i)} \text{ (m/sn}^2\text{)}$
0	0	0
1	0.004	3.468
2	0.009	5.475
3	0.010	5.900
4	0.019	6.373
5	0.020	6.411
6	0.0234	6.44

Bu modal kapasite eğrisi eşit alanlar kuralı kullanılarak iki doğrulu diyagrama dönüştürülür. Eşdeğer akma noktasının koordinatları $a_{y1} = 5.57 \text{ m/s}^2$, $d_{y1} = 0.0072 \text{ m}$ olarak bulunur. (Şekil 5.42)



Şekil 5.42 : İki Doğrulu Hale Getirilmiş Modal Kapasite Eğrisi

Bulunan yeni $a_{y1} = 5.57 \text{ m/s}^2$ değeri kullanılarak birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı izleyen şekilde hesaplanır.

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} = \frac{9.81}{5.57} = 1.76$$

Spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} izleyen şekilde hesaplanır:

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B / T}{R_{y1}} = \frac{1 + (1.76 - 1) \times 0.6 / 0.226}{1.76} = 1.72$$

İkinci ardışık yaklaşımda bulunan C_{R1} değeri birinci yaklaşımda bulunan değere yeterince yaklaşık ise ardışık yaklaşıma son verilir. Burada ardışık yaklaşım bir adım daha devam ettirilecektir. Yeni $C_{R1} = 1.72$ kullanılarak doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme izleyen şekilde hesaplanır.

$$S_{d1} = C_{R1} S_{de1} = 1.72 \times 0.0127 = 0.0218 \text{ m}$$

Bu değer modal kapasite eğrisinde son değer kabul edilerek yeniden modal kapasite eğrisi iki doğrulu diyagrama dnştrlr ve eğdeğer akma noktasının koordinatları (d_{y1}, a_{y1}) hesaplanır.

Modal kapasite eğrisini niteleyen tablodan $d_1 = 0.0218 \text{ m}$ karşılık gelen modal ivme izleyen şekilde bulunur:

$$d_1 = 0.0218 \text{ m}, \quad a_1 = 6.43 \text{ m/s}^2$$

Bu modal kapasite eğrisi eğit alanlar kuralı kullanılarak izleyen şekilde iki doğrulu diyagrama dnştrlr. Eğdeğer akma noktasının koordinatları $a_{y1} = 5.48 \text{ m/s}^2$, $d_{y1} = 0.0071 \text{ m}$ olarak bulunur.

Bulunan yeni $a_{y1} = 5.48 \text{ m/s}^2$ değeri kullanılarak birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı izleyen şekilde hesaplanır.

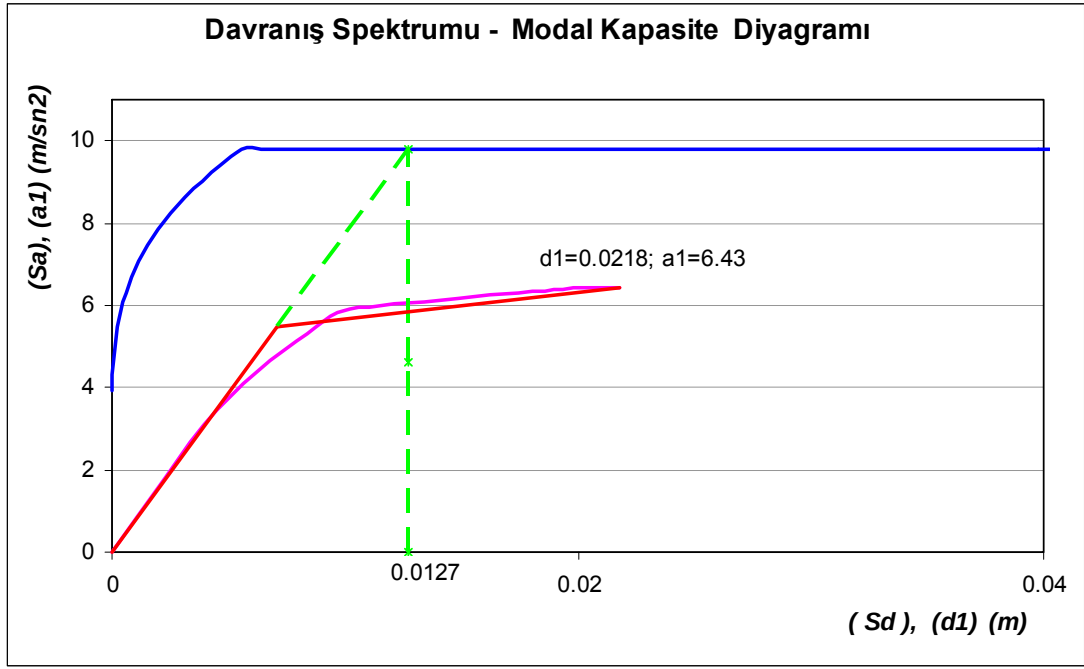
$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} = \frac{9.81}{5.48} = 1.79$$

Spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1} izleyen şekilde hesaplanır:

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B / T}{R_{y1}} = \frac{1 + (1.79 - 1) \times 0.6 / 0.226}{1.79} = 1.73$$

nc ardışık yaklaşım adımımda hesaplanan C_{R1} ve R_{y1} değerleri bir önceki adımda hesaplanan değerlere yeterince yaklaşıktır ve ardışık yaklaşıma son verilir. nc ardışık yaklaşım adımımda hesaplanan $C_{R1} = 1.73$ değeri kullanılarak doğrusal olmayan yerdeğiştirme izleyen şekilde hesaplanır:

$$S_{d1} = C_{R1} S_{de1} = 1.73 \times 0.0127 = 0.0219 = 0.022 \text{ m}$$

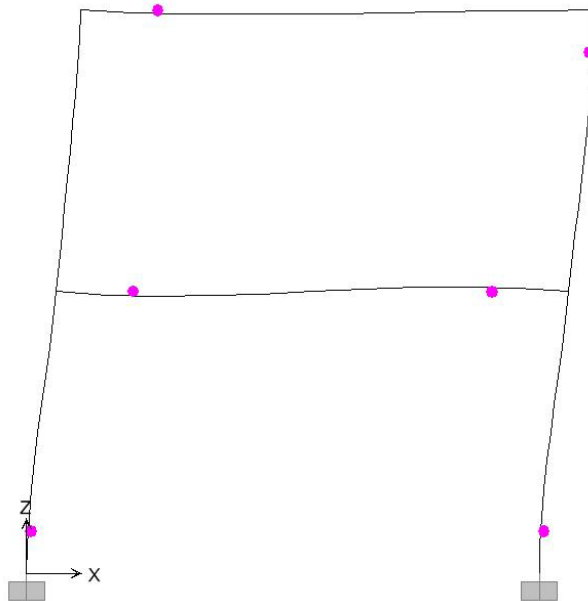


Şekil 5.43 : Doğrusal Olmayan Spektral Yerdeğiştirmenin Hesaplanması

Böylelikle modal yerdeğiştirme istemi $d_1 = 0.022 \text{ m}$ olarak hesaplanmıştır. Sistemin x doğrultusundaki tepe noktası yer değiştirme istemi u_{xN1} , izleyen şekilde hesaplanır:

$$u_{xN1} = \phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1 = 1 \times 1.198 \times 0.022 = 0.0264 \text{ m} \quad (5.70)$$

Yapı bu yerdeğiştirme istemine kadar itilir. Bu itme analizi sonucu sistemde oluşan plastik mafsallar Şekil 5.44’de verilmiştir.



Şekil 5.44 : İtme Analizi Sonucunda Sistemde Oluşan Plastik Mafsallar

Tablo 5.41 : Sistemde Oluşan Plastik Mafsal Dönmeleri

Eleman	Eleman	Uç	Mafsal	Mafsal	P	M3	U1Plastic	R3Plastic
No	No	Bölgesi	Tipi	No	KN	KN-m	m	Radians
K101	1	i ucu	M3	1H1	0	52.2476	0	0.002825
	1	j ucu	M3	1H2	0	-75.089	0	-0.004905
K201	2	i ucu	M3	2H1	0	52.7379	0	0.000434
	2	j ucu	M3	2H2	0	-71.5842	0	0
S101	3	i ucu	PMM	3H1	-23.608	66.7003	0.000506	0.003443
	3	j ucu	PMM	3H2	-73.94	-40.9734	0	0
S201	4	i ucu	PMM	4H1	-12.105	15.6911	0	0
	4	j ucu	PMM	4H2	-36.97	-52.7379	0	0
S102	5	i ucu	PMM	5H1	-73.94	81.2646	0.000453	0.003077
	5	j ucu	PMM	5H2	-124.271	-51.3431	0	0
S202	6	i ucu	PMM	6H1	-36.97	37.7823	0	0
	6	j ucu	PMM	6H2	-61.834	-71.5842	0	-0.002328

Yapılan itme analizi sonucunda herhangi bir kesitte elde edilen θ_p plastik dönme istemine bağlı olarak plastik eğrilik istemi, daha önce verildiği gibi aşağıdaki bağıntı ile hesaplanacaktır.

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} \quad (5.71)$$

Plastik mafsal boyu L_p , kirişler için $L_p = h/2 = 0.5/2 = 0.25\text{ m}$ olarak, kolonlar için ise $L_p = h/2 = 0.4/2 = 0.2\text{ m}$ olarak hesaplanır.

Her bir plastik kesit için ϕ_y eşdeğer akma eğriliği hesaplanıp plastik eğrilik istemi ϕ_p ile toplanarak kesitteki toplam eğrilik istemi ϕ_t elde edilecektir.

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p \quad (5.72)$$

Bununla birlikte her bir plastik kesit için uygun bir beton modeli ile pekleşmeyi de göz önüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak kesit analizinden elde edilen moment eğrilik ilişkisine gidilerek toplam eğrilik istemine karşı gelen beton ve donatı çeliğine ait birim şekil değiştirmeler hesaplanacaktır.

- **Kirişler İçin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı**

Tablo 5.33’ de kiriş kesitleri için bir eksenli eğilme analizi yapılarak kiriş kesitine ait eşdeğer akma eğriliği hesaplanmıştır. İzleyen tabloda kiriş uçlarındaki her bir plastik mafsal için eşdeğer akma eğriliği, plastik eğrilik ve toplam eğrilik verilir.

Tablo 5.42 : Kirişler İçin Toplam Eğrilik İstemleri

Kiriş	Eleman	Mafsal	Uç	θ_p (rad)	L_p (m)	ϕ_p (rad/m)	ϕ_y (rad/m)	ϕ_t (rad/m)
No	No	No	Bölgesi	P. Dönme	M. Boyu	P. Eğrilik	A. Eğriliği	T. Eğrilik
K101	1	1H1	sol	0.002825	0.25	0.0113	0.0033	0.0146
		1H2	sağ	-0.004905	0.25	-0.01962	-0.0035	-0.02312
K201	2	2H1	sol	0.000434	0.25	0.001736	0.0033	0.00504
		2H2	sağ	-	-	-	-	-

Böylelikle toplam eğrilikler elde edilmiş oldu. Buradaki (-) işareti negatif yöndeki moment eğrilik analizini temsil eder. Uygun olarak seçilen bir beton modeli ile pekleşmeyi de göz önüne alan donatı çeliği modeli kullanılarak moment eğrilik analizi yapıp yukarıda tabloda belirtilen toplam eğrilik istemlerine karşılık gelen birim şekil değıştirme istemleri hesaplanır.

K101 kirişinin sol ucunda bulunan 1H1 plastik mafsalının toplam eğriliği $\phi_t = 0.0146 \text{ rad/m}$ için tek eksenli eğrilik analizi yapılmış ve bu değere karşılık gelen beton basınç birim şekil değıştirmesi ile donatı çeliğinin birim şekil değıştirmesi

$$\varepsilon_c = 0.00041$$

$$\varepsilon_s = 0.0063$$

olarak hesaplanmıştır. Bu değerler yönetmelikteki sınır değerler ile karşılaştırılırsa izleyen sonuçlar elde edilir.

$$\varepsilon_c = 0.00041 < (\varepsilon_c)_{MN} = 0.0035$$

$$\varepsilon_s = 0.0063 < (\varepsilon_s)_{MN} = 0.010$$

Kesitteki hasar durumu, minimum hasar sınırının altındadır dolayısıyla kesit minimum hasar bölgesindedir.

Bu sonuçtan sonra kirişin kesme güvenliği kontrol edilir. Analiz sonucunda kiriş ucunda oluşan maksimum kesme kuvveti $V_d = 63.47 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. Etriyelerin taşıdığı kesme kuvveti izleyen şekilde hesaplanır.

$$V_s = A_{sw} f_{ys} \frac{d}{s} = 1 \times 2200 \times \frac{56}{10} = 123.2 \text{ kN} > V_d$$

Kesit kesme kuvveti açısından yeterlidir.

Kiriş uçlarında oluşan her bir plastik mafsalsal için yapılan değerlendirmeler Tablo 5.43'de sunulmuştur:

Tablo 5.43 :Toplam Eğrilik İstemlerine Karşılık Gelen Birim Boy Değişim Değerleri

Kiriş	Eleman	Mafsalsal	Uç	ϕ_t (rad/m)	ϵ_c	ϵ_s	Hasar	Kesme
No	No	No	Bölgesi	T. Eğrilik			Bölgesi	Güvenliği
K101	1	1H1	sol	0.0146	0.00041	0.0063	MHB	✓
		1H2	sağ	-0.02312	0.00133	0.0093	MHB	✓
K201	2	2H1	sol	0.00036	0.00022	0.0021	MHB	✓
		2H2	sağ	---	---	---	---	

• Kolonlar İçin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı

Kesitte eşdeğer akma eğriliği, eksenel kuvvet altında yapılan kesit analizi sonucunda elde edilen moment eğrilik ilişkisi yardımıyla hesaplanacaktır. Kolon uç bölgelerindeki her bir plastik mafsalsalın itme analizi sonucunda oluşan normal kuvvet değerine karşılık olan akma eğriliği ϕ_y hesaplanır.

Tablo 5.41'den de görüleceği üzere itme analizi sonucunda S101 kolonunun *i* ucunda plastik mafsalsal oluşmuştur. Bu plastik mafsalsaldaki (3H1) normal kuvvet, moment ve plastik dönme değeri izleyen şekildedir.

$$N = -23.608 \text{ kN} \quad M = 66.7003 \text{ kNm} \quad \theta_p = 0.003443 \text{ rad}$$

Yönetmelik 7B de verilen beton ve çelik modelleri kullanılarak normal kuvvet değeri $N = 23.608 \text{ kN}$ altında tek eksenli eğrilik analizi yapılmıştır. Bu analiz sonucunda kesitin akma eğriliği $\phi_y = 0.0052 \text{ rad/m}$ olarak bulunmuştur. Kesitin plastik eğrilik istemi izleyen şekilde hesaplanır:

$$\phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{0.003443}{0.2} = 0.01722 \text{ rad / m}$$

Buradan toplam eğrilik istemi ϕ_t izleyen şekilde hesaplanır:

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p = 0.0052 + 0.01722 = 0.0225 \text{ rad / m}$$

Bundan sonra kesitteki normal kuvvet $N = 23.608 \text{ kN}$ altında toplam eğrilik istemi $\phi_t = 0.0225 \text{ rad / m}$ değerine karşı gelen betondaki basınç birim şekil değiştirmesi ε_c ve donatıdaki uzama şekil değiştirmesi ε_s değerleri hesaplanır. Eğrilik analizinden elde edilen değerler izleyen şekildedir.

$$\varepsilon_c = 0.0012 \quad \varepsilon_s = 0.0071$$

Bu değerler yönetmelikteki sınır değerler ile karşılaştırılırsa izleyen sonuçlar elde edilir.

$$\varepsilon_c = 0.0012 < (\varepsilon_c)_{MN} = 0.0035$$

$$\varepsilon_s = 0.0071 < (\varepsilon_s)_{MN} = 0.010$$

Kesitteki hasar durumu, minimum hasar sınırının altındadır dolayısıyla kesit minimum hasar bölgesindedir.

Bu sonuçtan sonra kolonun kesme güvenliği kontrol edilir. Analiz sonucunda kolon ucunda oluşan maksimum kesme kuvveti $V_d = 39.15 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. Etriyelerin taşıdığı kesme kuvveti izleyen şekilde hesaplanır ve kesit yeterlidir.

$$V_s = A_{sw} f_{ys} \frac{d}{s} = 1 \times 2200 \times \frac{56}{10} = 123.2 \text{ kN} > V_d$$

Kolon uçlarında oluşan her bir plastik mafsallık için hesaplanan eğrilik değerleri Tablo 5.44'de sunulmuştur:

Tablo 5.44 : Kolonların Toplam Eğrilik İstemleri

Marka	Eleman	Uç	Mafsallık	θ_p (rad)	L_p (m)	ϕ_p (rad/m)	P	ϕ_y (rad/m)	ϕ_t (rad/m)
No	No	Bölgesi	No	P. Dönme	M. boyu	P. Eğrilik	KN	Akma Eğr.	T. Eğrilik
S101	3	i ucu	3H1	0.003443	0.2	0.01722	-23.608	0.0052	0.0225
S102	5	i ucu	5H1	0.003077	0.2	0.01539	-73.94	0.0053	0.0207
S202	6	j ucu	6H2	-0.002328	0.2	-0.01164	-61.834	-0.0052	-0.0169

Her bir plastik kesitteki toplam eğrilik istemi ve normal kuvvet altında yapılan analiz sonucunda her bir kesitteki birim şekil değiştirme istemleri ve bu istemlere karşılık gelen hasar seviyeleri Tablo 5.45’de sunulmuştur:

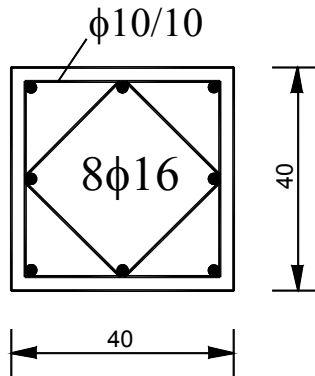
Tablo 5.45 :Toplam Eğrilik İstemlerine Karşılık Gelen Birim Boy Değişim Değerleri

Marka	Eleman	Uç	Mafsal	ϕ_t (rad/m)	ε_c	ε_s	Hasar	Kesme
No	No	Bölgesi	No	T. Eğrilik			Bölgesi	Güvenliği
S101	3	i ucu	3H1	0.0225	0.0012	0.0071	MHB	✓
S102	5	i ucu	5H1	0.0207	0.0013	0.0064	MHB	✓
S202	6	j ucu	6H2	-0.0169	0.0011	0.0052	MHB	✓

Tablolardan da görüleceği üzere itme analizi sonucunda elemanlar üzerinde oluşan plastik kesitlerin tümü “*minimum hasar bölgesi*” seviyesindedir.

Kolonlardaki hasar seviyelerini belirlemek için ikinci bir yol olarak da normal kuvvet – eğrilik diyagramı kullanılabilir. Bunun için öncelikle her bir hasar sınırı için kesitin normal kuvvet – eğrilik diyagramı çizilir. Daha sonra plastik kesitin normal kuvvet ve toplam eğrilik isteminin bu diyagramda hangi hasar bölgesine düştüğüne bakılarak kesitin hasar seviyesi belirlenir.

Kesit hasar sınırlarını belirleyen betonun birim kısalma değeri ise kesitte bulunan hacimsel donatı oranının değerine bağlı olarak değişir. ρ_s ; kesitte mevcut bulunan deprem etriyeleri ve çirozları olarak düzenlenmiş enine donatının hacimsel oranı, ρ_{sm} ; deprem yönetmeliğine göre bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı olmak üzere aşağıda verilen kolon kesiti için ρ_s ve ρ_{sm} değerleri yönetmelik (3.3.4)’e göre izleyen şekilde hesaplanır:



Şekil 5.45 : Kolon Donatı Detayı

ρ_s , kesitte bulunan donatı oranı:

$$\rho_s = \frac{\Sigma A_0 \sin \alpha}{s b_k} = \frac{0.5 \times 2 + 0.5 \times \sin 45 \times 2}{10 \times 35} = \frac{1.707}{350} = 0.00488 \quad (5.73)$$

ρ_{sm} , kesitte bulunması gereken donatı oranı:

$$(1) \rho_{sm} = \frac{A_{sh}}{s b_k} = 0.3 \left[(A_c / A_{ck}) - 1 \right] (f_{ck} / f_{ywk}) = 0.3 \times \left[\frac{40 \times 40}{35 \times 35} - 1 \right] \times \frac{200}{2200} = 0.00835 \quad (5.74)$$

$$(2) \rho_{sm} = \frac{A_{sh}}{s b_k} = 0.075 (f_{ck} / f_{ywk}) = 0.075 \times \frac{200}{2200} = 0.00682 \quad (5.75)$$

ρ_{sm} , hesaplanan iki değerden büyük olandır.

$$\rho_{sm} = 0.00835$$

Buradan güvenlik ve göçme sınırı için çekirdek betonunun en dış lifindeki birim kısalma değerleri izleyen şekilde elde edilir:

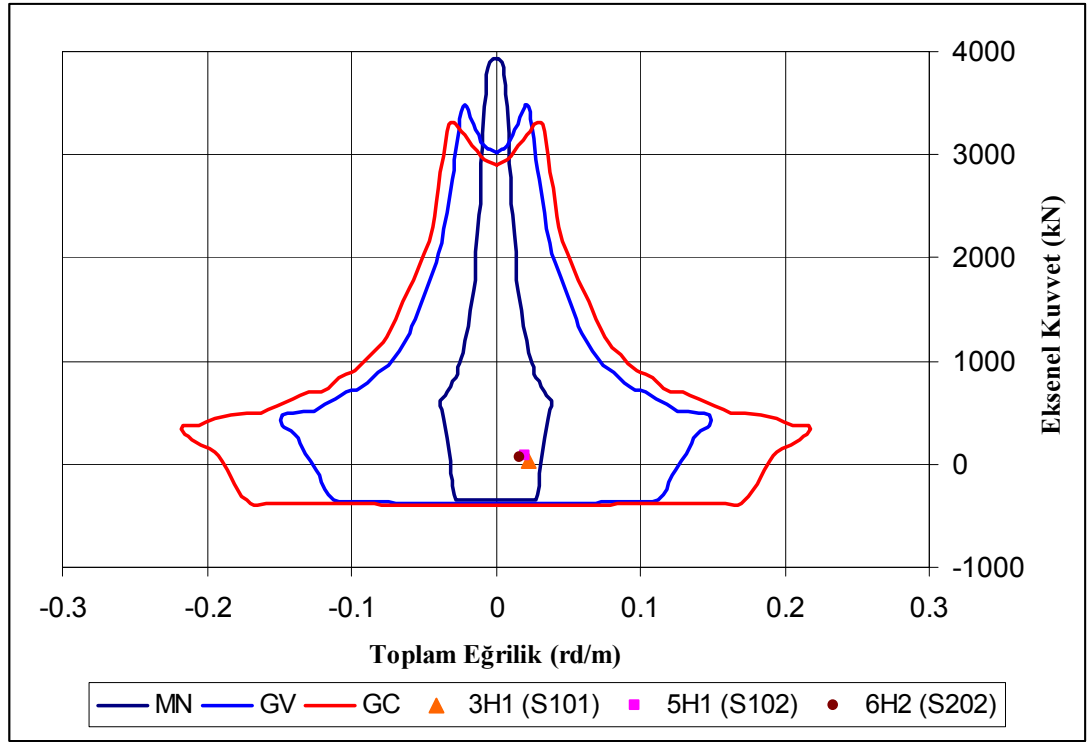
Kesit güvenlik sınırı (GV) için şekil değiştirme sınır değerleri;

$$(\epsilon_{cg})_{GV} = 0.0035 + 0.01 \times \left(\frac{0.00488}{0.00835} \right) = 0.0094 \quad (\epsilon_s)_{GV} = 0.040$$

Kesit göçme sınırı (GÇ) için şekil değiştirme sınır değerleri;

$$(\epsilon_{cg})_{GC} = 0.004 + 0.014 \times \left(\frac{488}{835} \right) = 0.012 \quad (\epsilon_s)_{GC} = 0.060$$

Kesit hasar bölgesini belirleyen bu üç sınır durumu için normal kuvvet- eğrilik diyagramı çizilir. Aşağıda verilen diyagramda basınç kuvveti pozitif işaret ile gösterilmiştir.



Şekil 5.46 : Kesit Hasar Sınırları İçin Normal Kuvvet- Eğrilik Değişimi

Yukarıda verilen grafikte her bir hasar sınırına ait eksenel yük- eğrilik eğrileri görülmektedir. Kolonlarda meydana gelen plastik dönme istemlerine karşılık elde edilen toplam eğrilik ve normal kuvvet değerleri kullanılarak kesit hasar bölgeleri grafik üzerinden de kolaylıkla belirlenebilir. Grafikten de görüleceği üzere kolon uçlarında oluşan plastik kesitlerin tümü “*minimum hasar seviyesi*” bölgesindedir.

Kesme kuvveti kapasitesi hesabında betonun ve çeliğin katkısı izleyen şekilde dikkate alınır:

$$V_c = 0.8 \times 0.65 \times f_{ctm} b_w d \left(1 + \gamma \frac{N}{A_c} \right) \quad (5.76)$$

$$V_s = A_s f_{ys} \left(\frac{d}{s} \right) \quad (5.77)$$

Kolonlarda oluşan maksimum kesme kuvveti istemi ; $V_d = 48.22 \text{ kN}$ dur. Etriyelerin taşıdığı kesme kuvveti ise izleyen şekilde verilir:

$$V_s = (0.5 \times 2 + 0.5 \times \sin 45^\circ \times 2) \times 2200 \times \left(\frac{36}{20} \right) = 67.6 \text{ kN} > V_d$$

Kesit kesme kuvveti kapasitesi açısından yeterlidir.

- **Kolon Kiriş Birleşim Bölgelerinde Kesme Güvenliğinin İrdelenmesi**

Doğrusal Yöntemle yapılan değerlendirmede detaylı olarak incelenen birleşim bölgesi kesme güvenliği sağlanmaktadır.

$$V_e = 1.25 \times 2200 \times 7.7 = 211.75 \text{ kN}$$

$$V_r = 0.45 \times 25 \times 40 \times 200 = 900 \text{ kN} \quad V_r > V_e$$

- **Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü**

Her bir kattaki kolonlar aynı yatay yerdeğiştirmeyi yapmıştır. Bu doğrultuda itme analizi sonucundaki görelî kat ötelemeleri Tablo 5.46’da, görelî kat ötelemesi bazında belirlenen hasar sınırı Tablo 5.47’de verilmiştir.

Tablo 5.46 : İtme Analizi Görelî Kat Ötelemeleri

Kat No	h _i (m)	d _{i max} (cm)	δ _{i max} (cm)	δ _{i max} /h _i
2	3.00	2.640	1.199	0.004
1	3.00	1.441	1.441	0.0048

Tablo 5.47 : İtme Analizi Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat No	δ _{i max} /h _i		Hasar Sınırı
2	0.004	<0.01	MN
1	0.0048	<0.01	MN

- **Bina Performans Değerlendirmesi**

Doğrusal hesap yöntemlerine göre yapılan değerlendirmede belirtildiği gibi ele alınan sembolik model için bina performansından söz etmek doğru olmayacaktır. Bunun yerine elemanların hasar seviyeleri özetlenecektir.

□ 1.ve 2. kattaki tüm kiriş ve kolonların hasar seviyesi “*minimum hasar bölgesindedir.*”

5.2.2 Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi

Sistemin ve donatı detaylarının tamamen simetrik olması sebebiyle sadece +X doğrultusunda değerlendirme yapılacaktır. –X doğrultusu için yapılan analiz sonucunda da aynı hasar seviyelerinin bulunacağı açıktır. Bu nedenle +X doğrultusunda yapılan değerlendirme, bina performansının değerlendirilmesi için yeterlidir.

- **Bina Bilgi düzeyi**

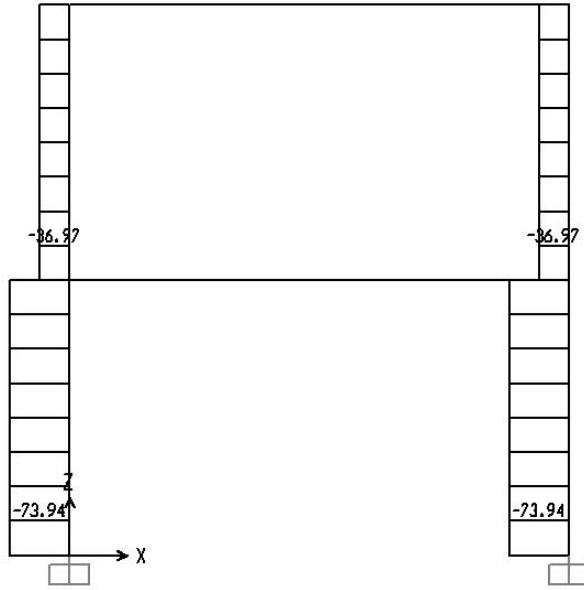
Binanın malzeme özelliklerinin ve betonarme detaylarının projeye tamamen uyduğu kabul edilmiş olup buna göre bina bilgi düzeyi “kapsamlı” olarak belirlenmiş ve bilgi düzeyi kat sayısı 1.0 alınmıştır.

- **Analiz Modelinin Oluşturulması**

Yapı sistemini oluşturan elemanların çatlamamış kesite ait eğilme rijitlikleri kullanılacaktır. Çatlamış kesite ait eğilme rijitliği izleyen şekilde tanımlanır:

a.) Kirişlerde $0.4EI_0$ alınır.

b.) $W = G + 0.3Q$ alınarak yapılan düşey yük analizi sonucunda elastik sistem üzerindeki eksenel yük diyagramı Şekil 5.47’de verilmiştir.



Şekil 5.47 : G+0.3Q Düşey Yükleme Altında Eksenel Yük Diyagramı

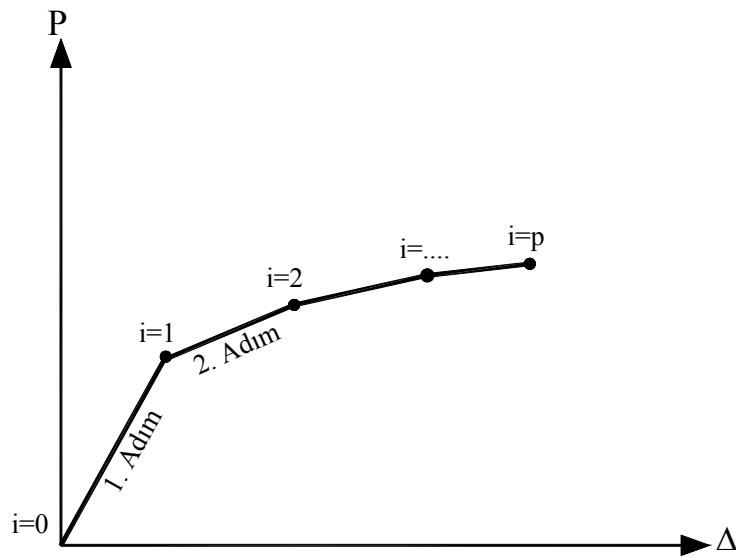
Şekil 5.47’den de görüldüğü gibi elastik sistemin düşey yük kombinasyonu altında 1. kat kolonlarında normal kuvvet $N_D = -73.94 \text{ kN}$ olarak bulunmuştur.

$$\frac{N_D}{A_c f_{cm}} = \frac{73.94}{40 \times 40 \times 2} = 0.0231 < 0.1 \quad (5.78)$$

Eksenel basınç kuvveti oranı 0.1 den küçük olduğu için kolonlarda da etkin eğilme rijitliği, çatlamamış kesitin eğilme rijitlinin 0.4 katı alınacaktır.

- **Artımsal Mod Birleştirme**

Artımsal Mod Birleştirme yöntemi ile itme analizinde, ardışık iki plastik kesit oluşumu arasındaki her bir itme adımında “doğrusal elastik” davranış esas alınır. Artımsal Mod Birleştirme Yönteminin başlangıcını düşey yük analizinin sonuçları oluşturur. Yani öncelikle deprem hesabına esas alınan kütlelerle uyumlu doğrusal elastik düşey yük analizi yapılır. Bu analizin sonuçları artımsal mod birleştirme yönteminin başlangıç koşulları olarak dikkate alınır. Düşey yük analizi itme analizinin 0. (sıfırıncı) adımını oluşturur. [5]



Şekil 5.48 : Yatay Kuvvet – Tepe Noktası Yerdeğiştirme Grafiği

Yukarıda şekilde gösterildiği gibi $i=0$ artımsal mod birleştirme yönteminin başlangıç adımını göstermektedir. $i=1$ ilk plastik mafsallın olduğu andaki, tepe noktasının yerdeğiştirmesinin ve yatay yükün koordinatıdır. Yada n . mod için modal yerdeğiştirme ve modal ivmenin koordinatı olarak da düşünülebilir.

Artımsal mod birleştirme yönteminde; itme hesabında sistem üzerindeki orantılı yük dağılımı yerine modal yerdeğiştirme dağılımı kullanılır. Yani itme hesabında kuvvet yerine yerdeğiştirme kullanılır. Bunun nedeni modal ivme ile modal yerdeğiştirme arasındaki ilişkinin doğrusal olmamasıdır. Bu durumda yapılacak itme analizinde herhangi bir n .mod için sisteme öyle bir kuvvet yükleme yapılmalı ki, bu sistemin doğrusal elastik olarak çözülmesi sonucunda elde edilen yerdeğiştirme değerleri n . mod için hesaplanan modal yerdeğiştirme değerleri ile aynı olsun. Yada bunun yerine

herhangi bir n. mod için hesaplanan modal yerdeğiştirme değerleri sisteme mesnet çökmesi (kat diyaframlarının yatay doğrultuda hareketi) olarak tariflenebilir. Burada önemli olan, istenilen modal yerdeğiştirme değerleri için sistemin iç kuvvetlerini hesaplamaktır. Ayrıca her adımda, oluşan plastik mafsalların gözönüne alındığı titreşim hesabı yapılarak modal yer değiştirme dağılımı yeniden hesaplanır. Yani her bir adım bir önceki adımın devamı olan yeni bir doğrusal elastik sistem çözüdür.

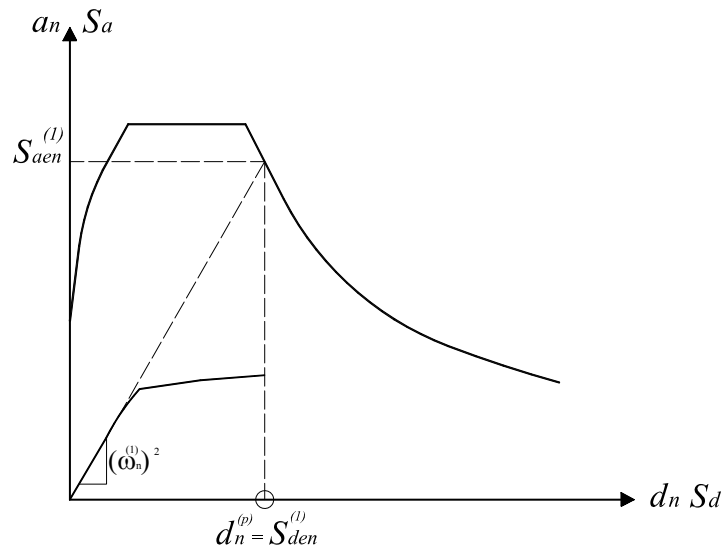
Artımsal mod birleştirme yönteminde gözönüne alınacak mod sayısı, 1. adımdaki (başlangıç periyotu göz önüne alınarak) modal büyüklüklerin kullanıldığı ve hesaplanan etkin kütlelerin toplamının hiçbir zaman bina toplam kütlelerinin %90'ından az olmaması kuralına göre belirlenecektir. Her bir itme adımında ele alınan tüm modlar için modal yerdeğiştirmeler hesaplanacak ve bu modal yerdeğiştirmeler altında iç kuvvetler hesaplanarak mod birleştirme kurallarının uygulandığı doğrusal spektrum analizi yapılacaktır. Hesaplanan iç kuvvetler elemanların taşıma kapasiteleri ile karşılaştırılarak plastik kesit belirlenecektir.

Spektral analizde n. mod için spektral elastik yerdeğiştirme izleyen şekilde verilir;

$$S_{den} = \frac{S_{aen}}{\omega_n^2} \quad (5.79)$$

Eşit ötelenme kuralınca lineer spektral yerdeğiştirme nonlinear spektral yerdeğiştirmeye eşit alınır.

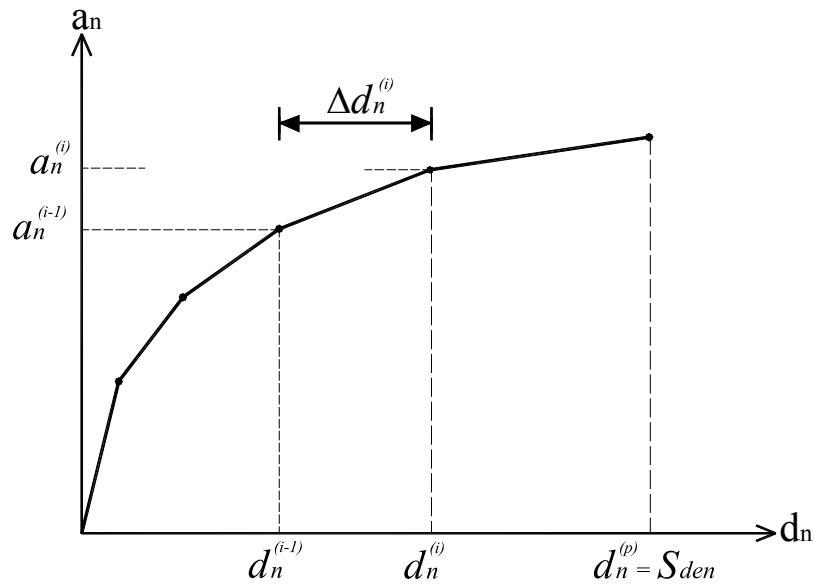
$$S_{den} = S_{dn} = d_n \quad (5.80)$$



Şekil 5.49 : Davranış Spektrumu ve Modal Kapasite Eğrisi

İtme analizi sonucunda sistemde oluşan plastik kesit sayısı p olsun, bu durumda sistemin çözümü (itme analizi) p adet lineer sistemin ardışık çözümünden oluşacaktır. Böylelikle her bir itme adımında plastik mafsalların göz önüne alındığı titreşim hesabı yapılacak ve periyotun değişmesinden dolayı spektral yerdeğiştirme $S_{dn}^{(i)}$ değeride değişecektir. Fakat eşit yerdeğiştirme kuralına göre son adımdaki ($i=p$) (birikimli) modal yerdeğiştirme $d_n^{(p)}$; birinci adımdaki elastik spektral yerdeğiştirmeye eşit alınır.

$$d_n^{(p)} = S_{dn}^{(1)} \quad (5.81)$$



Şekil 5.50 : Modal Kapasite Eğrisi

Herhangi bir (i)' inci itme adımındaki n . moda ait birikimli modal yerdeğiştirme $d_n^{(i)}$, kendinden önceki modal yerdeğiştirmelerin toplamından oluşmaktadır.

$$d_n^{(i)} = d_n^{(i-1)} + \Delta d_n^{(i)} \quad (5.82)$$

Burada Δd_n ; her bir itme adımında ele alınan doğrusal sistemin n . moduna ait modal yerdeğiştirmeyi, sistemin geneli için modal yerdeğiştirme artımını göstermektedir.

(i)' inci itme adımındaki modal yerdeğiştirme $d_n^{(i)}$, birinci adımdaki n . moda ait elastik spektral yerdeğiştirme cinsinden izleyen şekilde yazılır:

$$d_n^{(i)} = S_{den}^{(1)} F^{(i)} \quad (5.83)$$

Burada $F^{(i)}$ (i) inci itme adımında bütün modlar için sabit olduğu varsayılan birikimli spektrum ölçek katsayısıdır ve izleyen şekilde elde edilir:

$$F^{(i)} = F^{(i-1)} + \Delta F^{(i)} \quad (5.84)$$

Böylelikle her bir itme adımında n. moda ait modal yerdeğiştirme artımı Δd_n , birinci adımdaki elastik spektral yerdeğiştirme $S_{den}^{(1)}$, cinsinden izleyen şekilde yazılır:

$$\Delta d_n^{(i)} = S_{den}^{(1)} \Delta F^{(i)} \quad (5.85)$$

Burada $\Delta F^{(i)}$ (i)' ninci adımda bütün modlar için sabit atımsal spektrum ölçek katsayısı olarak tariflenir.

(i) 'ninci adımda tüm modlara ait modal ivme artımları izleyen bağıntı ile hesaplanır:

$$\Delta a_n^{(i)} = (\omega_n^{(i)})^2 \Delta d_n^{(i)} \quad (5.86)$$

Artımsal mod birleştirme yönteminin burada açıklanan formülasyonda doğrudan kullanılmamakla birlikte, tanım olarak n'ninci modda (s) serbestlik derecesine etkileyen modal deprem yükü artımı $\Delta f_{sn}^{(i)}$, modal ivme artımı $\Delta a_n^{(i)}$, ye bağlı olarak aşağıda verilmiştir:

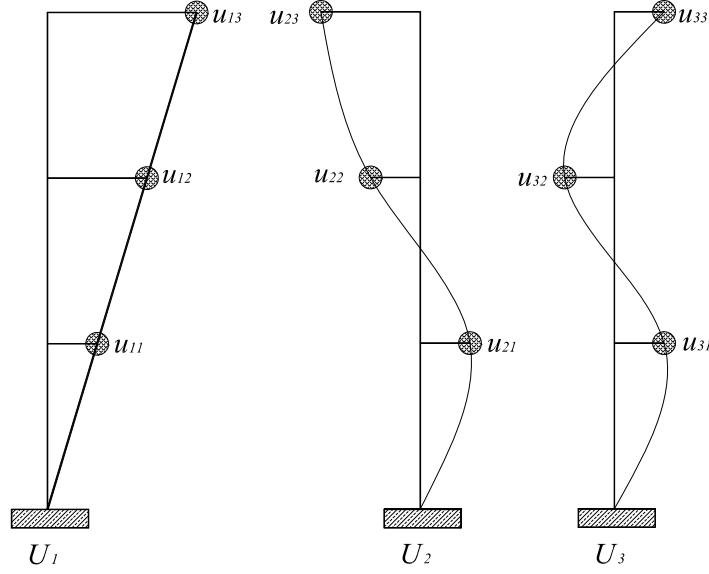
$$\Delta f_{sn}^{(i)} = m_s \Phi_{sn}^{(i)} \Gamma_n^{(i)} \Delta a_n^{(i)} \quad (5.87)$$

(i)' ninci itme adımının sonundaki birikimli modal ivme değerleri ise izleyen şekilde elde edilir:

$$a_n^{(i)} = a_n^{(i-1)} + \Delta a_n^{(i)} \quad (5.88)$$

Eşlenik tek serbestlik dereceli sistemin n. mod için hesaplanan modal yerdeğiştirme değerlerinden, çok serbestlik dereceli sistemin yerdeğiştirme vektörü izleyen şekilde elde edilir:

$$U_n = \phi_n \Gamma_n d_n \quad (5.89)$$



Şekil 5.51 : Mod Şekilleri

Bu durumda ardışık iki plastik mafsall oluşumu arasındaki her hangi bir itme adımında n. moda ait modal yer değıştirme vektörü (yerdeğıştirme artımı) izleyen şekilde tariflenir.

$$\Delta u_n = \phi_n \Gamma_n \Delta d_n \quad (5.90)$$

(5.85) eşitliğı kullanarak (5.90) ifadesi izleyen şekilde yazılır.

$$\Delta u_n = \phi_n \Gamma_n S_{den}^{(1)} \Delta F \quad (5.91)$$

İzleyen tanımlama yapılırsa

$$\bar{u}_n = \phi_n \Gamma_n S_{den}^{(1)} \quad (5.92)$$

(5.91) ifadesi izleyen şekli alır:

$$\Delta u_n = \bar{u}_n \Delta F \quad (5.93)$$

Bu denklemde bilinmeyen ΔF terimidir. Her bir itme adımının başlangıcında $\Delta F^{(i)} = 1$ kabul edilerek her bir mod için modal yerdeğıştirme vektörü elde edilir. (Şekil 5.51). Daha sonra sistem her bir mod için elde edilen modal yerdeğıştirmeler altında lineer olarak çözölür. Elde edilen iç kuvvetler veya ilgili büyüklükler mod birleştirme yöntemi ile birleştirilir. Her bir itme adımının sonunu oluşturan yeni plastik

kesit belirler. Dolayısıyla her bir itme adımı sonunda elde edilen iç kuvvetler kesit kapasiteleri ile karşılaştırılarak plastik kesit ve neticesinde ΔF değeri bulunmuş olur. Daha açıklayıcı olması açısından bir kiriş kesiti ve itme analizinin birinci adımı ($i=1$) ele alınsın ve kiriş kesitinin moment taşıma kapasitesi M_C olarak düşünölsün. Bu durumda ($i=0$)' ıncı adım sonunda yani düşey yük analizinin sonunda kiriş kesitinde hesaplanan moment M_D olsun, bu adımdaki $\Delta F^{(i)} = 1$ kabul edilerek yapılan mod birleştirme analizi sonunda elde edilen kesitteki moment de $\bar{M}$ olarak gösterilse izleyen denklem elde edilir:

$$M_C = M_D + \bar{M} \Delta F^{(1)} \quad (5.94)$$

Bu denklem tüm kiriş kritik kesitleri için uygulanır ve denklemden $\Delta F^{(1)}$ değeri hesaplanır. En küçük $\Delta F^{(1)}$ değeri plastik mafsallın yerini belirlemiş olur. Dolayısıyla her bir itme adımı başlangıcında bilinmeyen ve bir kabul edilerek analize başlanan ΔF değeri hesaplanmış olur. Artık ΔF değeri bilindiğine göre elde edilen tüm büyüklükler ΔF ile çarpılarak yeniden hesaplanır ve bir sonraki adıma geçilir.

Kiriş ve birinci itme adımı kullanılarak verilen bu örnek açıklamanın genelleştirilmesi amacıyla izleyen tanımlamalar yapılır.

Ardışık iki plastik mafsall oluşumu arasındaki herhangi bir (i)'ninci itme adımı sonunda, taşıyıcı sistemin herhangi bir (j) noktasında veya kesitinde oluşan herhangi bir yerdeğiştirmeyi, plastik şekil değıştirmeyi veya iç kuvveti temsil eden tipik büyüklük $r_j^{(i)}$, bilinmeyen olarak sadece (i)'inci adıma ait artımsal ölçek katsayısı $\Delta F^{(i)}$ cinsinden izleyen şekilde ifade edilir:

$$r_j^{(i)} = r_j^{(i-1)} + \tilde{r}_j^{(i)} \Delta F^{(i)} \quad (5.95)$$

Burada $\tilde{r}_j^{(i)}$, $\Delta F^{(i)} = 1$ alınarak (i)'inci itme adımında yapılan lineer mod birleştirme analizi sonucunda, (j) noktasında veya kesitinde hesaplanan bir yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme veya iç kuvveti temsil etmektedir. Mod birleştirme sonucunda ilgili büyüklüğün işareti kaybolduğundan; mutlak değerce en büyük değeri veren modun işareti esas alınır.

$r_j^{(i)}$, (i)' ninci itme adımı sonunda $\Delta F^{(i)}$ 'in belirlenmesinden sonra elde edilecek olan ilgili büyüklükleri (iç kuvvet, yerdeğiştirme gibi) temsil eder. $r_j^{(i-1)}$ ise bir önceki (i-1)' inci itme adımı sonunda elde edilmiş olan ilgili büyüklüğü göstermektedir.

Kirişlerde artımsal ölçek katsayısı $\Delta F^{(i)}$ 'in belirlenmesi:

Kirişlerde sadece moment etkisi olduğundan $\Delta F^{(i)}$ ' in belirlenmesi daha basittir ve herhangi bir j kesitinde izleyen şekildedir.

$$M_j^{(i)} = M_j^{(i-1)} + \tilde{M}_j^{(i)} \Delta F^{(i)} \quad (5.96)$$

$$(\Delta F^{(i)})_j = \frac{M_{Rj} - M_j^{(i-1)}}{\tilde{M}_j^{(i)}} \quad (5.97)$$

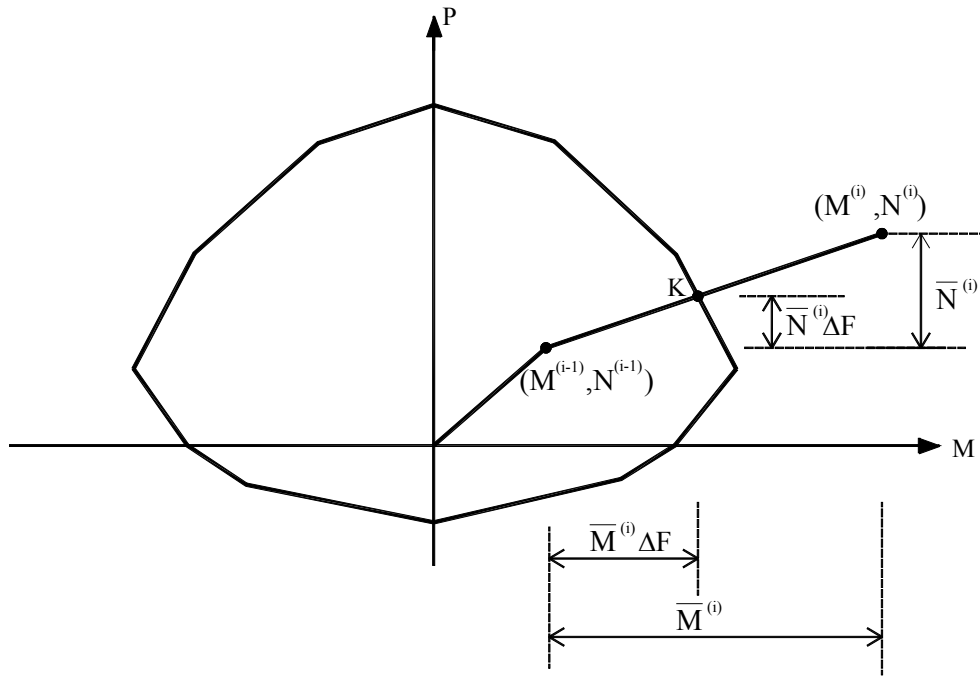
Kolonlarda artımsal ölçek katsayısı $\Delta F^{(i)}$ 'in belirlenmesi:

Kolonlarda moment ve normal kuvvet etkileşimi olduğundan $\Delta F^{(i)}$ değerinin belirlenmesi daha zordur. Her hangi bir itme adımı sonunda kolon j kesitindeki normal kuvvet ve moment ifadesi izleyen şekildedir:

$$N_j^{(i)} = N_j^{(i-1)} + \tilde{N}_j^{(i)} \Delta F^{(i)} \quad (5.98)$$

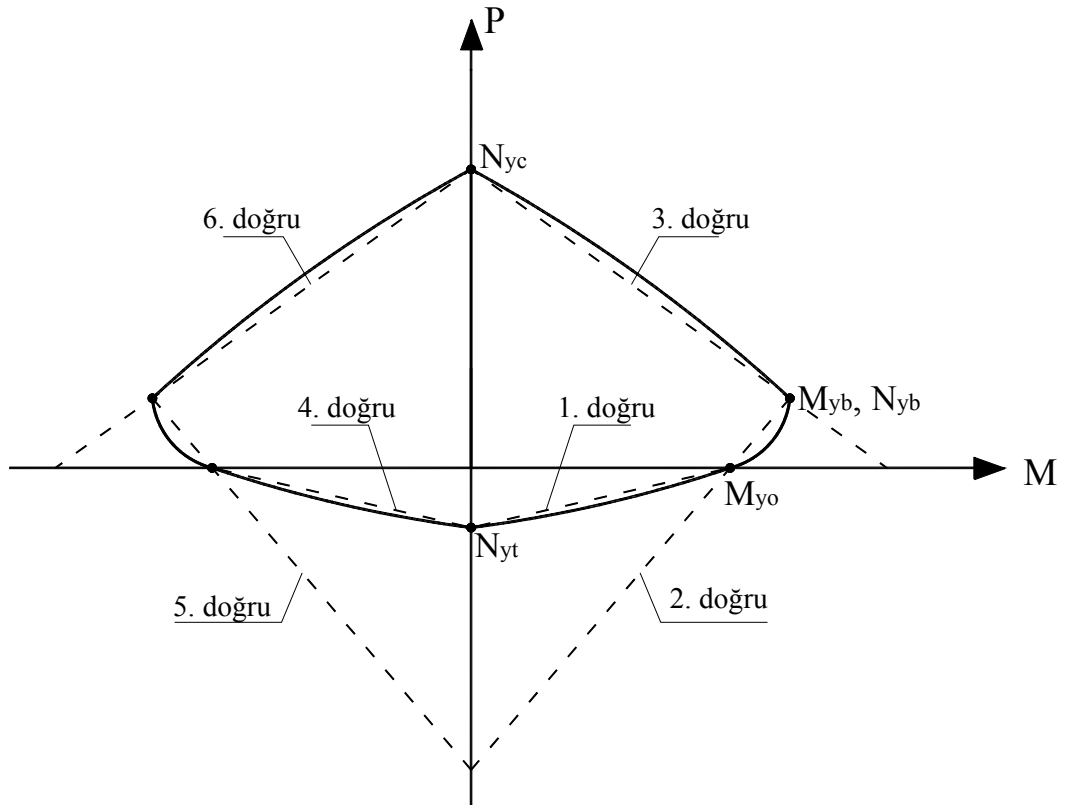
$$M_j^{(i)} = M_j^{(i-1)} + \tilde{M}_j^{(i)} \Delta F^{(i)} \quad (5.99)$$

Herhangi bir (i)' ninci itme adımda $\Delta F^{(i)} = 1$ alınarak hesaplanan normal kuvvet ve moment değeri $(\bar{M}, \bar{N})$, kolon için verilen akma diyagramının dışında kalıyorsa kesit plastikleşmiştir. Şekil 5.52' den görüldüğü üzere K kesişim noktasının bulunması ile $\Delta F^{(i)}$ değeri bulunmuş olacaktır. Bunun için öncelikle akma diyagramı Şekil 5.53' de gösterildiği gibi kritik değerler arasında doğrusallaştırılacaktır.



Şekil 5.52 : Kolon Etkileşim Diyagramı

Akma diyagramı 6 noktadaki kritik değerler kullanılarak, 6 doğrudan oluşan diyagram haline getirilir.



Şekil 5.53 : Doğrusallaştırılmış Kolon Etkileşim Diyagramı

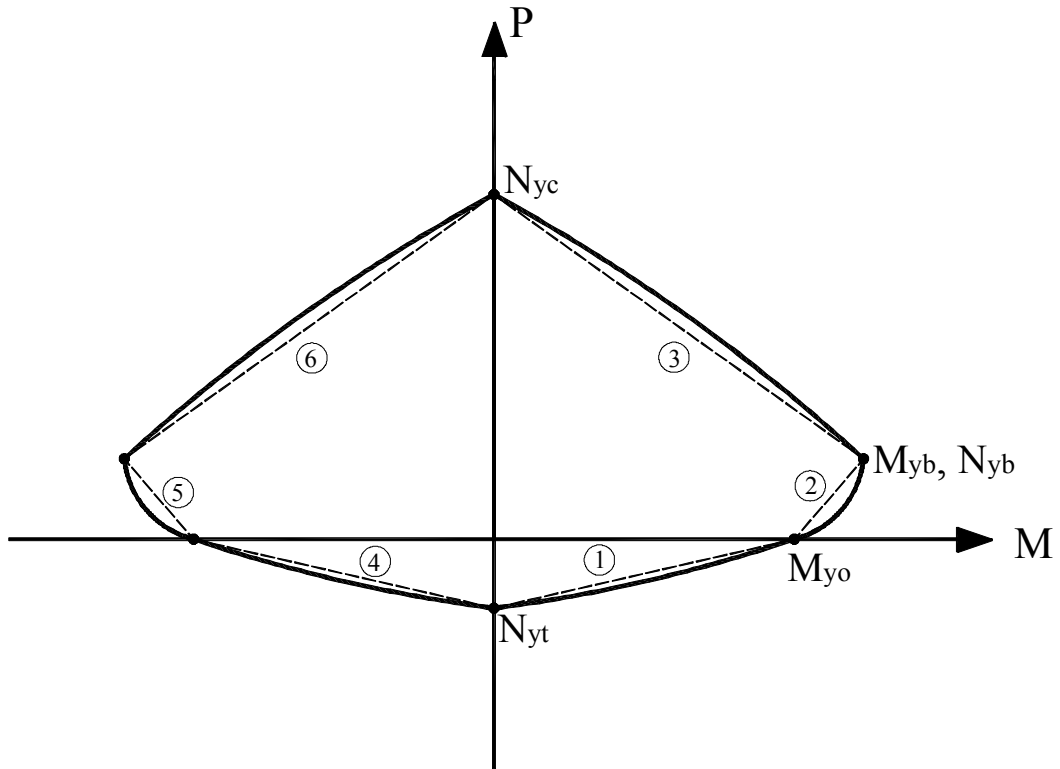
Bu 6 doğru denklemi, bir denklem üzerinde izleyen şekilde tariflenir:

$$\alpha \frac{M}{M_{yo}} + \beta \frac{N}{N_{yc}} = 1 \quad (5.100)$$

Buradaki α ve β katsayıları aşağıda verilen (5.101) ifadesi kullanılarak her bir doğru için hesaplanır:

$$\xi = \frac{M_{yb}}{M_{yo}} \quad \eta = \frac{N_{yb}}{N_{yc}} \quad \kappa = \frac{N_{yt}}{N_{yc}} \quad (5.101)$$

$$\begin{aligned} 1. \text{ doğru: } \alpha &= 1 \quad \beta = \frac{1}{\kappa} & 4. \text{ doğru: } \alpha &= -1 \quad \beta = -\frac{1}{\kappa} \\ 2. \text{ doğru: } \alpha &= 1 \quad \beta = \frac{1-\xi}{\eta} & 5. \text{ doğru: } \alpha &= -1 \quad \beta = \frac{1-\xi}{\eta} \\ 3. \text{ doğru: } \alpha &= \frac{1-\eta}{\xi} \quad \beta = 1 & 6. \text{ doğru: } \alpha &= \frac{\eta-1}{\xi} \quad \beta = 1 \end{aligned} \quad (5.102)$$



Şekil 5.54 : Doğrusallaştırılmış Kolon Etkileşim Diyagramı

(5.100) denkleminde, (i)'nin adım sonundaki moment ve normal kuvvet değerleri yazılırsa izleyen eşitlik elde edilir.

$$\frac{\alpha}{M_{yo}}(M^{i-1} + \bar{M}^{(i)}\Delta F^{(i)}) + \frac{\beta}{N_{yc}}(N^{i-1} + \bar{N}^{(i)}\Delta F^{(i)}) = 1 \quad (5.103)$$

Bu denklemden $\Delta F^{(i)}$ değeri çekilirse izleyen eşitlik elde edilir:

$$\Delta F^{(i)} = \frac{\left(1 - \alpha \frac{M^{(i-1)}}{M_{yo}} - \beta \frac{N^{(i-1)}}{N_{yc}}\right)}{\left(\alpha \frac{\bar{M}^{(i)}}{M_{yo}} + \beta \frac{\bar{N}^{(i)}}{N_{yc}}\right)} \quad (5.104)$$

Kolon ve kirişler için hesaplanan ΔF değerinin en küçük olanı ilgili itme adımındaki plastik kesitin yerini belirler.

ΔF değerinin bulunmasından sonra, taşıyıcı sistemin herhangi bir noktasında veya kesitinde oluşan herhangi bir yerdeğiştirme, plastik şekil değiştirme veya iç kuvvet büyüklüğü denklem (5.95)'e göre elde edilir.

Birikimli spektrum ölçek katsayısı, $F^{(i)}$, denklem (5.84)' den hesaplanır. Göz önüne alınan tüm modlara ait modal yerdğiştirme artımları hesaplanır.

Her bir itme adımının tamamlanmasından sonra, o adım sonunda oluşan plastik mafsallar gözününe alınarak sistem rijitlik matrisinde gerekli değişiklikler yapılır ve yeni itme adımı için işleme başlanır. [5]

İstem büyüklüklerinin belirlenmesi:

Artımsal mod birleştirme yönteminde modal yerdeğiştirmeler maksimum değerlerine bütün modlarla birlikte ulaşırlar. Her itme adımı sonunda birikimli spektrum ölçek katsayısının $F^{(i)}$, maksimum değer olan birim değeri aşıp aşmadığı ($F \leq 1$) kontrol edilir. Aşmaması durumunda, analize yukarıda açıklandığı üzere devam edilir. Aşması durumunda ise;

a) varılan itme adımı son itme adımı olarak tanımlanarak (p) üst indisi ile temsil edilir. $i=p$ alınarak ve $F^{(p)}=1$ olduğu göz önünde tutularak, son itme adımına ait artımsal spektrum ölçek katsayısı $\Delta F^{(p)}$ izleyen şekilde hesaplanır:

$$\Delta F^{(p)} = 1 - F^{(p-1)} \quad (5.105)$$

b.) Ancak (5.85) ifadesi ile tanımlanan n. moddaki modal yerdeğiştirmelerin, son itme adımında izleyen şekilde yeniden tanımlanması gereklidir.

$$\Delta d_n^{(p)} = C_{Rn} S_{den}^{(1)} \Delta F^{(p)} \quad (5.106)$$

Buradaki C_{Rn} değeri sistemin başlangıç periyotuna bağlı olarak hesaplanır:

$$T_n^{(1)} > T_B \left[\text{veya } (\omega_n^{(1)})^2 < \omega_B^2 \right] \text{ ise } C_{Rn} = 1 \quad (5.107)$$

$$T_n^{(1)} < T_B \left[\text{veya } (\omega_n^{(1)})^2 > \omega_B^2 \right] \text{ ise} \quad (5.108)$$

C_{Rn} izleyen şekilde hesaplanır:

$$\lambda_n^{(p)} = \frac{(\omega_n^{(p)})^2}{(\omega_n^{(1)})^2} \text{ olmak üzere;} \quad (5.109)$$

$$C_{Rn} = \frac{1 + (R_{yn} - 1) T_B / T_n^{(1)}}{R_{yn}} \geq 1 \quad (\lambda_n^{(p)} \leq 0.1) \quad (5.110)$$

$$C_{Rn} = \frac{1 + (R_{yn} - 1) T_B / T_n^{(1)}}{10 \lambda_n^{(p)} R_{yn}} \geq 1 \quad (\lambda_n^{(p)} > 0.1) \quad (5.111)$$

Burada R_{yn} , n. mod için çizilen iki doğrulu modal kapasite diyagramından elde edilen dayanım azaltma katsayısını göstermektedir.

$$R_{yn} = \frac{S_{aen}^{(1)}}{a_{yn}} \quad (5.112)$$

C_{Rn} 'nin hesabında ardışık yaklaşımdan yararlanılır. C_{Rn} 'nin bulunmasından sonra $\Delta d_n^{(p)}$ değeri belirlenir ve itme analizi tamamlanır.

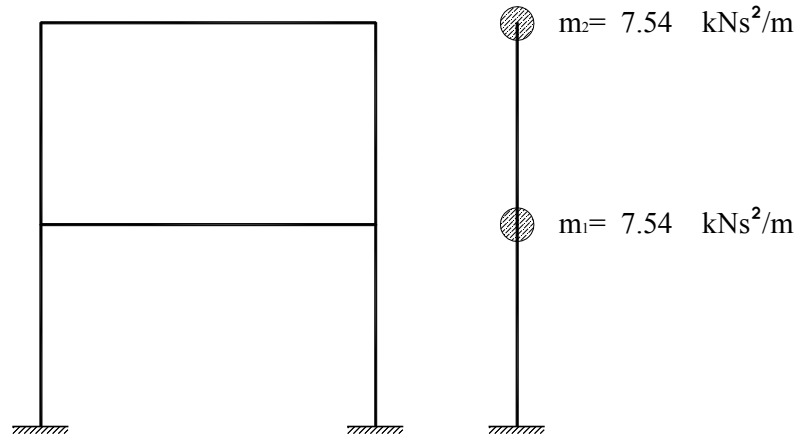
- **Düşey yükler altında analiz (0. İtme Adımı)**

Düşey yük analizi sonucunda elde edilen iç kuvvetler Tablo 5.48’de verilmiştir.

Tablo 5.48 : Düşey Yükler Altında Elemanlarda Oluşan İç Kuvvetler

G+0.3Q Düşey Yük Kombinasyonu Altında İç Kuvvetler							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			-36.97	36.97	-29.35	-29.35
K201	2			-36.97	36.97	-23.70	-23.70
S101	3	-73.94	-73.94	-5.461	-5.461	-4.94	10.07
S201	4	-36.97	-36.97	-15.63	-15.63	-19.28	23.70
S102	5	-73.94	-73.94	5.461	5.461	4.94	-10.07
S202	6	-36.97	-36.97	15.63	15.63	19.28	-23.70

- **1. İtme Adımı**



Şekil 5.55 : 1. İtme Adımı Sitem Modeli

Öncelikle sistemin titreşim analizi yapılarak sisteme ait mod şekilleri, periyotu ve kütle katılım oranı hesaplanır. Hesap sonucunda elde edilen periyot ve kütle katılım oranları izleyen tabloda verilir:

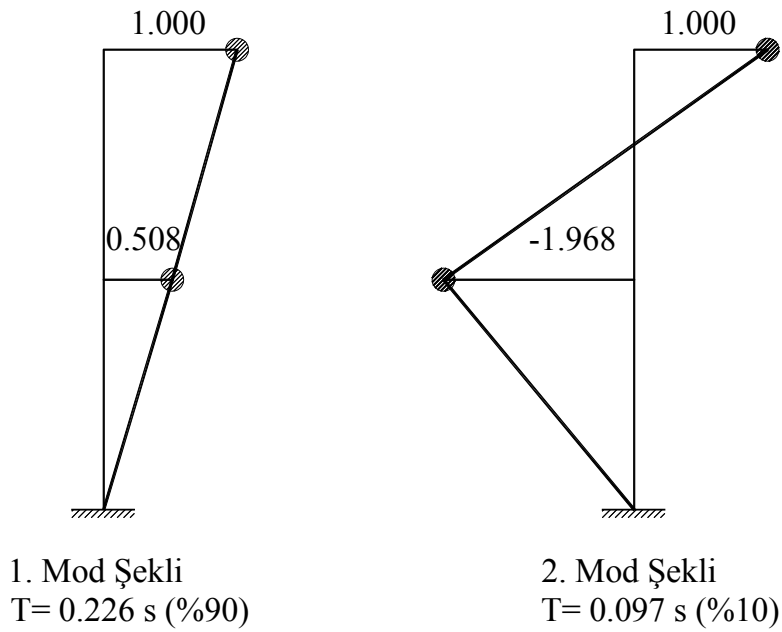
Tablo5.49 : 1. İtme Adımı Sistemin Periyot ve Kütle Katılım Oranları

Mod	Periyot	Titreşim Doğrultusu Ux	Toplam
Numarası	s	Kütle Katılım Oranı	Kütle
1	0.226	0.903	0.903
2	0.072	0.097	1

Tablo 5.49'dan da görüldüğü üzere sistem 2 modda % 100 lük bir kütle katılım oranı sağlamış ve sınır değer olan % 90' lık değeri aşmıştır. Kütle katılım oranlarından da anlaşılacağı gibi 2. modun sistem üzerinde etkisi çok düşüktür.

Sisteme ait 1.mod vektörü, 2. mod vektörü ve kütle matrisi sırasıyla izleyen şekilde verilir.

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{11} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.508 \end{Bmatrix} \quad \phi_2 = \begin{Bmatrix} \phi_{22} \\ \phi_{21} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -1.968 \end{Bmatrix} \quad m = \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix}$$



Şekil 5.56 : 1. İtme Adımı Sitem Mod Şekilleri

Bu değerlerin hesaplanmasından sonra sisteme ait ilgili modal büyüklükler izleyen şekilde sırası ile hesaplanır:

1. ve 2. moda ait modal kütle değerleri izleyen şekilde hesaplanır:

$$M_1 = \{\phi_1\}^T [m] \{\phi_1\} = \{1.000 \ 0.508\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.508 \end{Bmatrix} = 9.485 \text{ kNs}^2 / m$$

$$M_2 = \{\phi_2\}^T [m] \{\phi_2\} = \{1.000 \ -1.968\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -1.968 \end{Bmatrix} = 36.8 \text{ kNs}^2 / m$$

$$L_1 = \{\phi_1\}^T [m] \{1\} = \{1.000 \ 0.508\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.00 \end{Bmatrix} = 11.37 \text{ kNs}^2 / m$$

$$L_2 = \{\phi_2\}^T [m] \{1\} = \{1.000 \ -1.968\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.00 \end{Bmatrix} = -7.31 \text{ kNs}^2 / m$$

1. ve 2. moda ait katılım çarpanı değerleri izleyen şekilde hesaplanır:

$$\Gamma_1 = \frac{L_1}{M_1} = \frac{\{\phi_1\}^T [m] \{1\}}{\{\phi_1\}^T [m] \{\phi_1\}} = \frac{11.37}{9.485} = 1.198$$

$$\Gamma_2 = \frac{L_2}{M_2} = \frac{\{\phi_2\}^T [m] \{1\}}{\{\phi_2\}^T [m] \{\phi_2\}} = \frac{-7.31}{36.8} = -0.198$$

1. ve 2. moda ait etkili modal kütle değerleri izleyen şekilde hesaplanır:

$$M_1^* = \frac{L_1^2}{M_1} = \Gamma_1 L_1 = 1.198 \times 11.37 = 13.63 \text{ kNs}^2 / m$$

$$M_2^* = \frac{L_2^2}{M_2} = \Gamma_2 L_2 = -0.198 \times (-7.31) = 1.45 \text{ kNs}^2 / m$$

İlgili modal büyükyükler hesaplandıktan sonra her mod için modal yer değiştirme artımı olan Δu_n değerleri hesaplanır. Daha önce verildiği üzere Δu_n değeri izleyen şekilde hesaplanır:

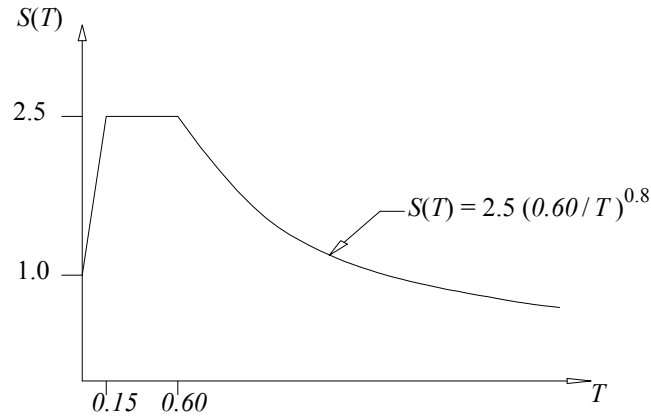
$$\Delta u_n = \bar{u}_n \Delta F = \phi_n \Gamma_n S_{den}^{(1)} \Delta F \quad (5.113)$$

$$\bar{u}_n = \phi_n \Gamma_n S_{den}^{(1)} \quad (5.92)$$

$\bar{u}_n$ ifadesi için öncelikle elastik spektral yerdeğiştirmelerin elde edilmesi gerekmektedir. Bu değerler aşağıda verilen ifade kullanılarak deprem yönetmeliğinde verilen spektrum eğrisinden elde edilir:

$$Sd_n = Sa_n / \omega_n^2 \quad (5.114)$$

Elastik ivme spektrumu eğrisinden her bir mod için spektral ivme izleyen şekilde hesaplanır.



Şekil 5.57 : Spektrum Eğrisi

Ele alınan problemde etkin yer ivme katsayısı ($A_0 = 0.4$), zemin sınıfı (Z3) olarak verilmiştir. Birinci moda ait spektral ivme ve spektral yerdeğiştirme değerleri sırasıyla izleyen şekilde hesaplanır:

$$T_1 = 0.226 s \quad Sa_1 / g = 0.4 \times 2.5 = 1 \quad Sa_1 = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$Sd_{e1} = \frac{Sa_1}{\omega_1^2} = \frac{9.81}{775.66} = 0.0127 \text{ m}$$

İkinci moda ait spektral ivme ve spektral yerdeğiştirme değerleri sırasıyla izleyen şekilde hesaplanır:

$$T_2 = 0.072 s \quad Sa_2 / g = 0.4 \times (1 + 1.5 \times \frac{0.072}{0.15}) = 0.69 \quad Sa_2 = 6.76 \text{ m/s}^2$$

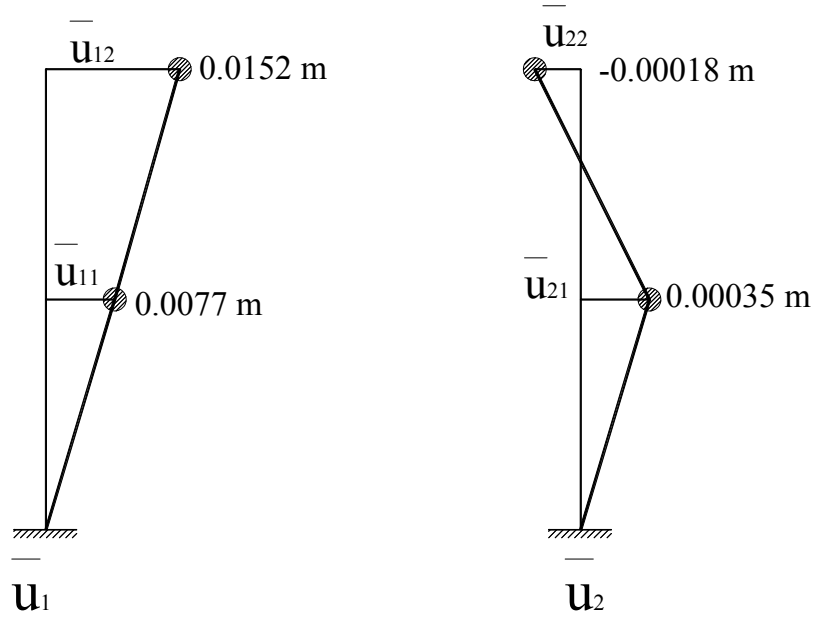
$$Sd_{e2} = \frac{Sa_2}{\omega_2^2} = \frac{6.76}{7590.5} = 0.00089 \text{ m}$$

Buradan birinci ve ikinci moda ait birim modal yer değiştirmeler $\bar{u}_n$, izleyen şekilde hesaplanır:

$$\{\bar{u}_1\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_{12} \\ \bar{u}_{11} \end{Bmatrix} = \Gamma_1 \{\phi_1\} Sd_{e1} = 1.198 \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.508 \end{Bmatrix} \times 0.0127 = \begin{Bmatrix} 0.0152 \\ 0.0077 \end{Bmatrix} m$$

$$\{\bar{u}_2\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_{22} \\ \bar{u}_{21} \end{Bmatrix} = \Gamma_2 \{\phi_2\} Sd_{e2} = -0.198 \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -1.968 \end{Bmatrix} \times 0.00089 = \begin{Bmatrix} -0.00018 \\ 0.00035 \end{Bmatrix} m$$

Δu_1 ve Δu_2 değerlerinin hesaplanabilmesi için ΔF değerinin bilinmesi gerekir. Başlangıç olarak her bir itme adımında öncelikle $\Delta F = 1$ kabul edilerek, $\Delta_{un} = \bar{u}_n$ yerdeğiştirme değerleri altında iç kuvvetler ve ilgili büyüklükler elde edilir.



Şekil 5.58 : Modlara Ait Modal Yerdeğiştirme İstemleri

Ele alınan iki mod için hesaplanan modal yerdeğiştirmeler Şekil 5.58’de gösterilmiştir. Bu modal yerdeğiştirmeler altında sistem her bir mod için ayrı ayrı çözülür ve elde edilen iç kuvvetler (veya diğer büyüklükler) mod birleştirme yöntemi ile birleştirilir. Fakat her mod için, hesaplanan modal yerdeğiştirme değerini verecek yük dağılımını bulmak oldukça zahmetlidir. Bunun yerine hesaplanan modal yerdeğiştirmeler sistemin düğüm noktalarına mesnet çökmesi olarak tariflenebilir. Yada kullanılan paket programın yeteneği çerçevesinde farklı bir yöntemde kullanılabilir. Örneğin bu çalışmada SAP2000 programı kullanılmıştır ve mod şeklini esas alan yerdeğiştirme analizi yapılabilir.

Bu doğrultuda 1. ve 2. mod için elde edilen iç kuvvetler Tablo 5.50 ve Tablo 5.51’de sırasıyla verilmiştir.

Tablo 5.50 : Birinci İtme Adımında 1. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler

1.Modu Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Oluşan İç Kuvvetler							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			51.29	51.29	128.23	-128.23
K201	2			27.39	27.39	68.47	-68.47
S101	3	78.68	78.68	67.41	67.41	109.89	-75.51
S201	4	27.39	27.39	44.07	44.07	52.72	-68.47
S102	5	-78.68	-78.68	67.41	67.41	109.89	-75.51
S202	6	-27.39	-27.39	44.07	44.07	52.72	-68.47

Tablo 5.51 : Birinci İtme Adımında 2. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler

2. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Oluşan İç Kuvvetler							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			-0.32	-0.32	-0.81	0.81
K201	2			-2.51	-2.51	-6.27	6.27
S101	3	-2.83	-2.83	4.95	4.95	6.69	-6.92
S201	4	-2.51	-2.51	-5.09	-5.09	-7.73	6.27
S102	5	2.83	2.83	4.95	4.95	6.69	-6.92
S202	6	2.51	2.51	-5.09	-5.09	-7.73	6.27

İki mod için elde edilen iç kuvvetler yönetmelikte belirtilen mod birleştirme yöntemi ile birleştirilir. Bu çalışmada karelerin karakökü yöntemi kullanılacaktır. Dolayısıyla her bir kesit için her bir modun iç kuvvet değerlerinin kareleri toplamının karakökü, ilgili kesitteki iç kuvvet değerini verir. Karakök dışına ifadeler pozitif çıkacağı için ilgili kesitteki iç kuvvetin işareti etkin modun işareti olarak alınır. Mod birleştirme sonucunda elde edilen iç kuvvetler Tablo 5.52’de verilmiştir.

Tablo 5.52 : Birinci İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmelerden Hesaplanan İç Kuvvetlerin Mod Birleştirme Yöntemi İle Birleştirilmesi

Mod Birleştirme Sonucunda Hesaplanan İç Kuvvetler ($\bar{P}\Delta F, \bar{M}\Delta F, \bar{V}\Delta F \Rightarrow \Delta F = 1$)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			51.29	51.29	128.23	-128.23
K201	2			27.51	27.51	68.76	-68.76
S101	3	78.73	78.73	67.59	67.69	110.09	-75.83
S201	4	27.51	27.51	44.36	44.36	53.28	-68.76
S102	5	-78.73	-78.73	67.59	67.59	110.09	-75.83
S202	6	27.51	27.51	44.36	44.36	53.28	-68.76

İtme analizinin sıfırncı adımı düşey yük analizi olduğundan, her hangi bir j kesitindeki moment değeri izleyen şekildedir.

$$M_j^{(1)} = M_j^{(0)} + \bar{M}_j^{(1)} \Delta F^{(1)} \quad (5.115)$$

Kirişler için aşağıda verilen eşitlik kullanılarak her bir kritik kesit için ΔF değeri hesaplanır:

$$M_R = M_D + \bar{M} \Delta F \quad (5.116)$$

Kirişler için yapılan hesap sonucunda elde edilen değeri Tablo 5.53’de verilmiştir:

Tablo 5.53 : Birinci İtme Adımında Kirişlerde $\Delta F^{(1)}$ Değeri Bulunması

1. İtme Adımı			Moment Kapasitesi		M_D	$\Delta F = 1$		
Marka	Eleman	Kesit	M_R^+	M_R^-	$M^{(0)}$	$\bar{M}^{(1)} \Delta F$	$\Delta F^{(1)}$	
No	No	No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)		
K101	1	1H1	52.7	-74.55	-29.35	128.24	0.6398	
		1H2	52.7	-74.55	-29.35	-128.24	0.3525	1. mafsal
K201	2	2H1	52.7	-74.55	-23.7	70.48	1.0840	
		2H2	52.7	-74.55	-23.7	-70.48	0.7215	

Kolonlar için ise denklem (5.104) de verilen denklem ile her bir kritik kesit için ΔF değeri hesaplanır. Hesap sonucunda elde edilen değeri Tablo 5.54’de verilmiştir.

Tablo 5.54 : Birinci İtme Adımında Kolonlarda $\Delta F^{(1)}$ Değerinin Bulunması

1. İtme Adımı			Düşey Yük Sonuç		$\Delta F = 1$				$\Delta F^{(1)}$
Marka	Eleman	Kesit	$P^{(0)}$	$M^{(0)}$	$\bar{P}^{(1)}\Delta F$	$\bar{M}^{(1)}\Delta F$	$P^{(1)}$	$M^{(1)}$	
No	No	No	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
S101	3	3H1	-73.94	-4.95	79.04	111.34	5.10	106.39	0.60
		3H2	-73.94	10.07	79.04	-77.73	5.10	-67.66	0.90
S201	4	4H1	-36.97	-19.28	28.19	56.60	-8.78	37.32	1.40
		4H2	-36.97	23.7	28.19	-70.48	-8.78	-46.78	1.19
S102	5	5H1	-73.94	4.95	-79.04	111.34	-152.98	116.29	0.58
		5H2	-73.94	-10.07	-79.04	-77.73	-152.98	-87.80	0.79
S202	6	6H1	-36.97	19.28	-28.19	56.60	-65.16	75.88	0.81
		6H2	-36.97	-23.7	-28.19	-70.48	-65.16	-94.18	0.58

Verilen iki tablodan da görüleceği üzere en küçük artımsal ölçek katsayısı ΔF değeri, K101 kirişinin sol ucunda $\Delta F = 0.3525$ olarak elde edilmiştir. İlk plastik mafsallık bu uçta oluşacaktır. Bu itme adımının sonundaki tüm kesitlerdeki iç kuvvetler $\Delta F = 0.3525$ alınarak hesaplanır ve saklanır.

Birinci adımdaki modal yerdeğiştirme artımı ve modal ivme artımı her iki mod için izleyen şekilde hesaplanır:

$$\Delta d_1^{(1)} = Sd_{e1}^{(1)} \Delta F^{(1)} = 0.0127 \times 0.3525 = 0.00448 \text{ m}$$

$$\Delta a_1^{(1)} = (\omega_1^{(1)})^2 \Delta d_1^{(1)} = (27.78)^2 \times 0.00448 = 3.4602 \text{ m/s}^2$$

$$\Delta d_2^{(1)} = Sd_{e2}^{(1)} \Delta F^{(1)} = 0.00089 \times 0.3525 = 0.00031 \text{ m}$$

$$\Delta a_2^{(1)} = (\omega_2^{(1)})^2 \Delta d_2^{(1)} = (87.222)^2 \times 0.00031 = 2.3892 \text{ m/s}^2$$

Buradan artımsal modal yer değiştirmeler izleyen şekilde hesaplanır.

$$\Delta u_1^{(1)} = \phi_1^{(1)} \Gamma_1^{(1)} Sd_{e1}^{(1)} \Delta F^{(1)} = \bar{u}_1^{(1)} \Delta F^{(1)} = \begin{Bmatrix} 0.0152 \\ 0.0077 \end{Bmatrix} \times 0.3525 = \begin{Bmatrix} 0.005358 \\ 0.002714 \end{Bmatrix} \text{ m}$$

$$\Delta u_2^{(1)} = \phi_2^{(1)} \Gamma_2^{(1)} Sd_{e2}^{(1)} \Delta F^{(1)} = \bar{u}_2^{(1)} \Delta F^{(1)} = \begin{Bmatrix} -0.00018 \\ 0.00035 \end{Bmatrix} \times 0.3525 = \begin{Bmatrix} -0.000064 \\ 0.000124 \end{Bmatrix} \text{ m}$$

Birinci itme adımında yerdeğiştirme artımından dolayı elde edilen iç kuvvetler Tablo 5.55’de verilmiştir.

Tablo 5.55 : 1. İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmenin Sistemde Oluşturduğu İç Kuvvetler

1. İtme Adımında Yerdeğiştirme Artımından Oluşan İç Kuvvetler ($\bar{P}\Delta F^{(1)}, \bar{M}\Delta F^{(1)}, \bar{V}\Delta F^{(1)} \Rightarrow \Delta F^{(1)} = 0.3525$)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			18.08	18.08	45.20	-45.20
K201	2			9.70	9.70	24.24	-24.24
S101	3	27.75	27.75	23.82	23.86	-38.81	-26.73
S201	4	9.7	9.7	15.64	15.64	18.78	-24.24
S102	5	-27.75	-27.75	23.83	23.83	38.81	-26.73
S202	6	9.7	9.7	15.64	15.64	18.78	-24.24

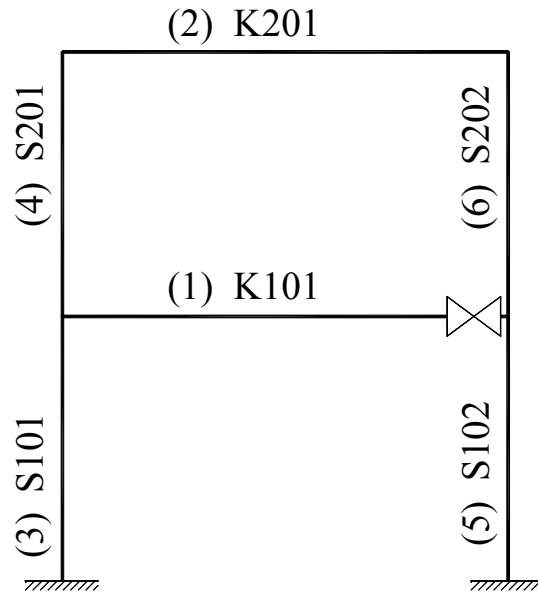
Birinci itme adımı sonunda kolon ve kirişlerde hesaplanan iç kuvvetler Tablo 5.56’da verilmiştir.

Tablo 5.56: 1. İtme Adımı Sonunda ÇerçeveElemanlarında Hesaplanan İç Kuvvetler

1. İtme Adımı Sonunda Oluşan İç Kuvvetler ($r^{(1)} = r^{(0)} + \bar{r}^{(1)}\Delta F^{(1)}$)											
Çubuk	Eleman	Kesit	Düşey yük analizi ($r^{(0)}$)			$(\bar{r}^{(1)}\Delta F^{(1)})$			1. İtme Adımı Sonu ($r^{(1)}$)		
No	No		P (kN)	V (kN)	M (kNm)	P (kN)	V (kN)	M (kNm)	P (kN)	V (kN)	M (kNm)
K101	1	(i)		-36.97	-29.35		18.08	45.20	0	-18.89	15.85
		(j)		36.97	-29.35		18.08	-45.20	0	55.05	-74.55
K201	2	(i)		-36.97	-23.70		9.70	24.24	0	-27.27	0.54
		(j)		36.97	-23.70		9.70	-24.24	0	46.67	-47.94
S101	3	(i)	-73.94	-5.461	-4.94	27.75	23.82	38.81	-46.19	18.359	33.87
		(j)	-73.94	-5.461	10.07	27.75	23.86	-26.73	-46.19	18.399	-16.66
S201	4	(i)	-36.97	-15.63	-19.28	9.7	15.64	18.78	-27.27	0.01	-0.5
		(j)	-36.97	-15.63	23.70	9.7	15.64	-24.24	-27.27	0.01	-0.54
S102	5	(i)	-73.94	-5.461	4.94	-27.75	23.83	38.81	-101.7	18.369	43.75
		(j)	-73.94	-5.461	-10.07	-27.75	23.83	-26.73	-101.7	18.369	-36.8
S202	6	(i)	-36.97	15.63	19.28	9.7	15.64	18.78	-27.27	31.27	38.06
		(j)	-36.97	15.63	-23.70	9.7	15.64	-24.24	-27.27	31.27	-47.94

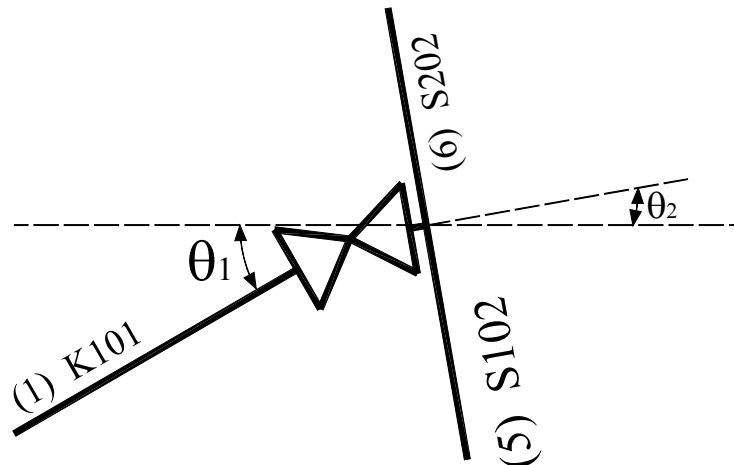
- **2. İtme Adımı**

Birinci adım sonunda K101 kirişinin j ucunda plastik mafsal oluşmuştur fakat herhangi bir plastik şekil değiştirme olmamıştır. İkinci adımında , başlangıç değerleri birinci adımın sonuçları olan yeni bir lineer sistem vardır. Bu yeni sistem Şekil 5.59'da gösterilmiştir. Kullanılan bilgisayar programında sistem farklı kaydedilip, K101 kirişinin j ucuna mafsal tanımlanarak ikinci adımda kullanılacak lineer sistem elde edilmiş olur.



Şekil 5.59 : 2. İtme Adımı Lineer Sistem Modeli

K101 kirişinin j ucunda plastik mafsall oluşmasından sonra, K101 kirişinin j ucunun dönmesi ile bağlandığı düğüm noktasının dönmesi farklı olacaktır. Bu noktadaki plastik mafsallın dönmesi, $\theta = \theta_2 - \theta_1$ olarak verilir:



Şekil 5.60 : Kiriş Ucunda Moment Mafsalı

SAP2000 programında mafsallı bağlantı, eleman rijitlik matrisi değiştirilerek göz önüne alınabilmektedir. Buna karşılık ise düğüm noktasındaki farklı dönmeler ayrıştırılmaktadır. Dolayısıyla yukarıda belirtildiği gibi K101 kirişinin j ucuna mafsal tanımlanarak elde edilen lineer sistemin çözümü sonucunda plastik mafsalın yapacağı yerdeğişirmeler hesaplanamayacaktır.

Bunun yerine eleman ucundaki plastik mafsal link eleman ile tariflenerek, düğüm noktasındaki farklı dönmeler hesaplanabilir. Böylelikle plastik mafsalın yaptığı şekildeğişirmede elde edilmiş olur.

Bir başka yöntem olarak ise; plastik kesitin oluştuğu noktaya taşıma kapasitesi $M_R \approx 0$ olan bir plastik mafsal atanır ve sistem doğrusal olmayan tipte (nonlinear) çözülür. Sistemin herhangi başka bir noktasına potansiyel plastik kesit tanımlanmadığı için sadece kullanıcının istediği noktada ve $M_R \approx 0$ değerinde plastik mafsal oluşacaktır. Böylelikle plastik mafsalın yaptığı yerdeğiştirme değeri doğrudan elde edilecektir. Bu yöntem konunun başında anlatılan yöntemle tamamen özdeştir.

Birinci adımda yapılan tüm hesap adımları, ikinci adımda yeni sitem için aynı düzende yapılır. Bu durumda yeni sistemin periyotları ve kütle katılım oranları izleyen tabloda verilir:

Tablo 5.57 : 2. İtme Adımındaki Lineer Sistemin Periyot ve Kütle Katılım Oranları

Mod	Periyot	Titreşim Doğrultusu Ux	Toplam
Numarası	s	Kütle Katılım Oranı	Kütle
1	0.290	0.896	0.896
2	0.072	0.104	1

Sisteme ait 1.mod vektörü, 2. mod vektörü ve kütle matrisi sırasıyla izleyen şekilde verilir.

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{11} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.492 \end{Bmatrix} \quad \phi_2 = \begin{Bmatrix} \phi_{22} \\ \phi_{21} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -2.034 \end{Bmatrix} \quad m = \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix}$$

1. ve 2. moda ait modal kütle değerleri izleyen şekilde hesaplanır:

$$M_1 = \{\phi_1\}^T [m] \{\phi_1\} = \{1.000 \ 0.492\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.492 \end{Bmatrix} = 9.365 \text{ } kNs^2 / m$$

$$M_2 = \{\phi_2\}^T [m] \{\phi_2\} = \{1.000 \ -2.034\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -2.034 \end{Bmatrix} = 38.73 \text{ } kNs^2 / m$$

$$L_1 = \{\phi_1\}^T [m] \{1\} = \{1.000 \ 0.492\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.00 \end{Bmatrix} = 11.25 \text{ } kNs^2 / m$$

$$L_2 = \{\phi_2\}^T [m] \{1\} = \{1.000 \ -2.034\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.00 \end{Bmatrix} = -7.80 \text{ } kNs^2 / m$$

$$\Gamma_1 = \frac{L_1}{M_1} = \frac{\{\phi_1\}^T [m] \{1\}}{\{\phi_1\}^T [m] \{\phi_1\}} = \frac{11.25}{9.365} = 1.201$$

$$\Gamma_2 = \frac{L_2}{M_2} = \frac{\{\phi_2\}^T [m] \{1\}}{\{\phi_2\}^T [m] \{\phi_2\}} = \frac{-7.80}{38.73} = -0.201$$

Birinci itme adımında hesaplanan elastik spektral yerdeğiştirme değeri tüm itme adımları için de kullanılacaktır. Dolayısıyla birinci itme adımında hesaplanan, 1. ve 2.mod için spektral ivme izleyen şekilde tekrar verilir:

$$T_1^{(1)} = 0.226 \text{ s} \quad Sa_1^{(1)} / g = 0.4 \times 2.5 = 1 \quad Sa_1^{(1)} = 9.81 \text{ } m / s^2$$

$$Sd_{el}^{(1)} = \frac{Sa_1}{\omega_1^2} = \frac{9.81}{775.66} = 0.0127 \text{ } m$$

2. mod için;

$$T_2 = 0.072 \text{ s} \quad Sa_2 / g = 0.4 \times (1 + 1.5 \times 0.072 / 0.15) = 0.69 \quad Sa_2 = 6.76 \text{ } m / s^2$$

$$Sd_{e2}^{(1)} = \frac{Sa_2}{\omega_2^2} = \frac{6.76}{7590.5} = 0.00089 \text{ } m$$

Buradan birinci ve ikinci moda ait birim modal yer değıştirmeler $\bar{u}_n$ izleyen şekilde hesaplanır:

$$\{\bar{u}_1\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_{12} \\ \bar{u}_{11} \end{Bmatrix} = \Gamma_1 \{\phi_1\} Sd_{e1}^{(1)} = 1.201 \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.492 \end{Bmatrix} \times 0.0127 = \begin{Bmatrix} 0.0153 \\ 0.0075 \end{Bmatrix} m$$

$$\{\bar{u}_2\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_{22} \\ \bar{u}_{21} \end{Bmatrix} = \Gamma_2 \{\phi_2\} Sd_{e2}^{(1)} = -0.201 \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -2.034 \end{Bmatrix} \times 0.00089 = \begin{Bmatrix} -0.00018 \\ 0.00036 \end{Bmatrix} m$$

Yine başlangıç olarak $\Delta F = 1$ kabul edilerek, $\Delta_{um} = \bar{u}_n$ yerdeğiştirme değerleri altında iç kuvvetler ve ilgili büyüklükler elde edilir.

Bu doğrultuda 1. ve 2. mod için elde edilen iç kuvvetler sırasıyla Tablo 5.58 ve Tablo 5.59'da verilmiştir.

Tablo 5.58 : İkinci İtme Adımında 1. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler

1. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Oluşan İç Kuvvetler (2. Adım)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			12.25	12.25	86.28	0
K201	2			23.30	23.30	62.75	-53.75
S101	3	40.55	40.55	52.61	52.61	95.03	-49.65
S201	4	23.30	23.30	36.14	36.14	36.63	-62.75
S102	5	-40.55	-40.55	27.38	27.38	72.18	-3.11
S202	6	-23.30	-23.30	18.41	18.41	-3.11	-53.75

Tablo5.59 : İkinci İtme Adımında 2. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler

2.Modu Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Oluşan İç Kuvvetler (2. Adım)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			-0.11	-0.11	-0.53	0
K201	2			-2.52	-2.52	-6.33	6.28
S101	3	-2.63	-2.63	5.15	5.15	6.94	-7.23
S201	4	-2.52	-2.52	-5.12	-5.12	-7.76	6.33
S102	5	2.63	2.63	5.31	5.31	7.08	-7.52
S202	6	2.52	2.52	-5.02	-5.02	-7.52	6.28

Mod birleştirme sonucunda elde edilen iç kuvvetler Tablo 5.60'da verilmiştir:

Tablo 5.60 : İkinci İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmelerden Hesaplanan İç Kuvvetlerin Mod Birleştirme Yöntemi İle Birleştirilmesi

Mod birleştirme Altında Oluşan İç Kuvvetler ($\bar{P}\Delta F, \bar{M}\Delta F, \bar{V}\Delta F \Rightarrow \Delta F = 1$)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			12.25	12.25	86.28	0
K201	2			23.44	23.44	63.07	-54.11
S101	3	40.64	40.64	52.86	52.86	95.28	-50.17
S201	4	23.44	23.44	36.50	36.50	37.44	-63.07
S102	5	-40.64	-40.64	27.89	27.89	72.53	-8.14
S202	6	-23.44	-23.44	19.08	19.08	-8.14	-54.11

İkinci itme adımında öncelikle $\Delta F = 1$ kabul edilerek yapılan hesap sonucunda, K101 kirişinin j ucunda her bir mod için hesaplanan birim plastik dönme değerleri ve mod birleştirme sonucunda elde edilen birim plastik dönme değeri Tablo 5.61'de verilmiştir.

Tablo 5.61 : $\Delta F = 1$ Alınarak İkinci İtme Adımında Oluşan Plastik Dönmeler

İkinci Adımda Plastik Mafsallarda Oluşan Şekildeğiştirmeler ($\bar{\theta}\Delta F \Rightarrow \Delta F = 1$)									
Çubuk	Eleman	Kesit	Mafsalsal	1. Mod		2. Mod		Mod Birleştirme	
No	No		No	$\bar{U}$ (m)	$\bar{\theta}$ (rad)	$\bar{U}$ (m)	$\bar{\theta}$ (rad)	$\bar{U}$ (m)	$\bar{\theta}$ (rad)
K101	1	(j)	1H2		-0.005248		0.000032		-0.005248

Tablo 5.62 : İkinci İtme Adımında Kirişlerde $\Delta F^{(2)}$ Değerinin Bulunması

2. İtme Adımı			Moment Kapasitesi		1. İtme sonuçları	$\Delta F = 1$	
Çubuk	Eleman	Kesit	M_R^+	M_R^-	$M^{(1)}$	$\bar{M}^{(2)}\Delta F$	$\Delta F^{(2)}$
No	No	No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
K101	1	1H1	52.7	-74.55	15.85	86.28	0.4271
		1H2	52.7	-74.55	-74.55	0	
K201	2	2H1	52.7	-74.55	0.54	63.07	0.8270
		2H2	52.7	-74.55	-47.94	-54.11	0.4918

Tablo 5.63 : İkinci İtme Adımında Kolonlarda $\Delta F^{(2)}$ Değerinin Bulunması

2. İtme Adımı			1. İtme Sonuçları		$\Delta F = 1$				
Marka	Eleman	Kesit	$P^{(1)}$	$M^{(1)}$	$\bar{P}^{(2)} \Delta F$	$\bar{M}^{(2)} \Delta F$	$P^{(2)}$	$M^{(2)}$	$\Delta F^{(2)}$
No	No	No	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
S101	3	3H1	-46.19	33.87	40.64	95.28	-5.55	129.15	0.3290
		3H2	-46.19	-16.66	40.64	-50.17	-5.55	-66.83	0.9305
S201	4	4H1	-27.27	-0.5	23.44	37.44	-3.83	36.94	1.7543
		4H2	-27.27	-0.54	23.44	-63.07	-3.83	-63.61	0.9967
S102	5	5H1	-101.69	43.75	-40.64	72.53	-142.33	116.28	0.3857
		5H2	-101.69	-36.8	-40.64	-8.14	-142.33	-44.94	6.7254
S202	6	6H1	-27.27	38.06	-23.44	-8.14	-50.71	29.92	16.2311
		6H2	-27.27	-47.94	-23.44	-54.11	-50.71	-102.05	0.3223

Tablo 5.62 ve Tablo 5.63'den görüleceği üzere en küçük ΔF değeri, S202 kolonunun sağ ucunda (j) $\Delta F = 0.3223$ olarak elde edilmiştir. İkinci plastik mafsallık bu uçta oluşacaktır. Fakat S101 kolonunun sol ucu (i) için hesaplanan ΔF değerine bakılırsa bu değer $\Delta F = 0.3290$ olduğu görülür ve S202 kolonu için hesaplanan değere çok yakındır. Dolayısıyla S202 kolonunun (j) ucu ile S101 kolonunun (i) ucunda aynı anda plastik mafsallık oluştuğunu kabul etmek yanlış olmayacaktır. Bu itme adımında $\Delta F = 0.3223$ hesaplanarak iki kesitte birden plastik mafsallık oluştuğu kabul edilmiştir. İkinci itme adımında, tüm kesitlerde oluşan iç kuvvetler, $\Delta F = 0.3223$ alınarak hesaplanır ve saklanır.

Bu durumda artımsal modal yer değiştirmeler izleyen şekilde hesaplanır.

$$\Delta u_1^{(2)} = \phi_1^{(2)} \Gamma_1^{(2)} S d_{e1}^{(1)} \Delta F^{(2)} = \bar{u}_1^{(2)} \Delta F^{(2)} = \begin{Bmatrix} 0.0153 \\ 0.0075 \end{Bmatrix} \times 0.3223 = \begin{Bmatrix} 0.004931 \\ 0.002417 \end{Bmatrix} m$$

$$\Delta u_2^{(2)} = \phi_2^{(2)} \Gamma_2^{(2)} S d_{e2}^{(1)} \Delta F^{(2)} = \bar{u}_2^{(2)} \Delta F^{(2)} = \begin{Bmatrix} -0.00018 \\ 0.00036 \end{Bmatrix} \times 0.3223 = \begin{Bmatrix} -0.000058 \\ 0.000116 \end{Bmatrix} m$$

Bu artımsal yer değiştirmelerin oluşturduğu iç kuvvetlerin mod birleştirme sonucu hesaplanan değerleri izleyen tabloda verilir:

Tablo 5.64 : 2. İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmenin Sistemde Oluşturduğu İç Kuvvetler

2. İtme Adımında Yerdeğiştirme Artımından Oluşan İç Kuvvetler ($\bar{P}\Delta F^{(2)}, \bar{M}\Delta F^{(2)}, \bar{V}\Delta F^{(2)} \Rightarrow \Delta F^{(2)} = 0.3223$)							
Eleman	ubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			3.95	3.95	27.80	0
K201	2			7.56	7.56	20.33	-17.44
S101	3	13.10	13.10	16.09	17.04	30.71	-16.16
S201	4	7.56	7.56	11.76	11.76	12.07	-20.33
S102	5	-13.10	-13.10	8.99	8.99	23.34	-2.63
S202	6	-7.56	-7.56	6.15	6.15	-2.63	-17.44

Tablo 5.65 : İkinci Adımda Oluşan Plastik Dönmeler

İkinci Adımda Plastik Mafsallarda Oluşan şekildeğiştirmeler ($\bar{\theta}\Delta F^{(2)} \Rightarrow \Delta F^{(2)} = 0.3223$)					
ubuk	Eleman	Kesit	Mafsal	Mod Birleştirme	
No	No		No	U (m)	θ (rd)
K101	1	(j)	1H2		-0.001850

Tablo 5.66: 2.İtme Adımı Sonunda ereve Elemanlarında Hesaplanan İç Kuvvetler

2. İtme Adımı Sonunda Oluşan İç Kuvvetler ($r^{(2)} = r^{(1)} + \bar{r}^{(2)}\Delta F^{(2)}$)											
ubuk	Eleman	Kesit	1.İtme adımı sonu ($r^{(1)}$)			$(\bar{r}^{(2)}\Delta F^{(2)})$			2. İtme Adımı Sonu ($r^{(2)}$)		
No	No		P (kN)	V (kN)	M (kNm)	P (kN)	V (kN)	M (kNm)	P (kN)	V (kN)	M (kNm)
K101	1	(i)	0	-18.89	15.85		3.95	27.85	0	-14.94	43.70
		(j)	0	55.05	-74.55		3.95	0.00	0	59.00	-74.55
K201	2	(i)	0	-27.27	0.54		7.56	20.33	0	-19.71	20.87
		(j)	0	46.67	-47.94		7.56	-17.47	0	54.23	-65.41
S101	3	(i)	-46.19	18.35	33.87	13.10	17.04	30.71	-33.09	35.40	64.58
		(j)	-46.19	18.39	-16.66	13.10	17.04	-16.20	-33.09	35.44	-32.86
S201	4	(i)	-27.27	0.01	-0.5	7.56	11.76	12.07	-19.71	11.77	11.57
		(j)	-27.27	0.01	-0.54	7.56	11.76	-20.33	-19.71	11.77	-20.87
S102	5	(i)	-101.7	18.36	43.75	-13.10	8.99	23.38	-114.80	27.36	67.13
		(j)	-101.7	18.36	-36.8	-13.10	8.99	-2.63	-114.80	27.36	-39.43
S202	6	(i)	-27.27	31.27	38.06	-7.56	6.15	-2.63	-34.83	37.42	35.43
		(j)	-27.27	31.27	-47.94	-7.56	6.15	-17.44	-34.83	37.42	-65.38

İkinci itme adımı sonunda birikimli spektrum ölçek katsayısı izleyen şekilde hesaplanır:

$$F^{(2)} = F^{(1)} + \Delta F^{(2)} = 0.3525 + 0.3223 = 0.6748 < 1$$

İkinci adımdaki modal yerdeğiştirme artımı ve modal ivme artımı her iki mod için izleyen şekilde hesaplanır:

$$\Delta d_1^{(2)} = Sd_{e1}^{(1)} \Delta F^{(2)} = 0.0127 \times 0.3223 = 0.00409 \text{ m}$$

$$\Delta a_1^{(2)} = (\omega_1^{(2)})^2 \Delta d_1^{(2)} = (21.65)^2 \times 0.00409 = 1.9214 \text{ m/s}^2$$

$$\Delta d_2^{(2)} = Sd_{e2}^{(1)} \Delta F^{(2)} = 0.00089 \times 0.3223 = 0.00029 \text{ m}$$

$$\Delta a_2^{(2)} = (\omega_2^{(2)})^2 \Delta d_2^{(2)} = (87.222)^2 \times 0.00029 = 2.1845 \text{ m/s}^2$$

İkinci adımın sonundaki modal yerdeğiştirme artımı ve modal ivme artımı ise izleyen şekilde elde edilir:

$$d_1^{(2)} = d_1^{(2-1)} + \Delta d_1^{(2)} = 0.00448 + 0.00409 = 0.0086 \text{ m}$$

veya

$$d_1^{(2)} = Sd_{e1}^{(1)} F^{(2)} = 0.0127 \times 0.6748 = 0.0086 \text{ m}$$

$$a_1^{(2)} = a_1^{(2-1)} + \Delta a_1^{(2)} = 3.4602 + 1.9214 = 5.3817 \text{ m/s}^2$$

$$d_2^{(2)} = d_2^{(2-1)} + \Delta d_2^{(2)} = 0.00031 + 0.00029 = 0.0006 \text{ m}$$

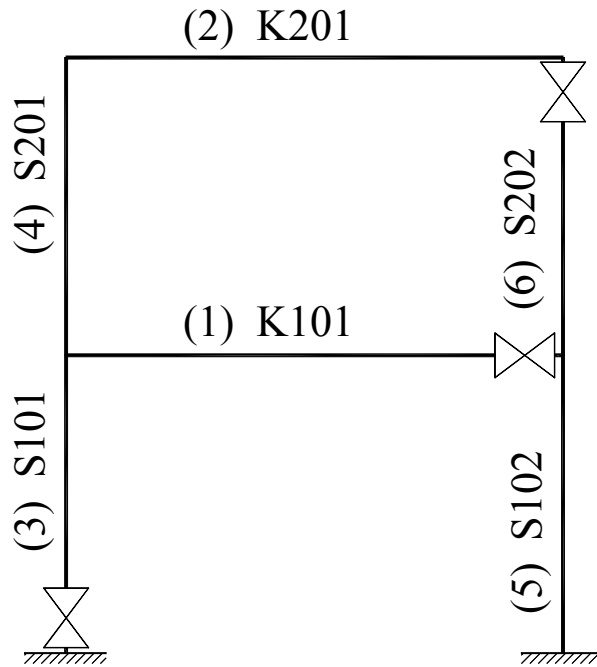
veya

$$d_2^{(2)} = Sd_{e2}^{(1)} F^{(2)} = 0.00089 \times 0.6748 = 0.0006 \text{ m}$$

$$a_2^{(2)} = a_2^{(2-1)} + \Delta a_2^{(2)} = 2.3892 + 2.1845 = 4.5736 \text{ m/s}^2$$

- **3. İtme Adımı**

İkinci adım sonunda S101 kolonunun i ucunda ve S202 kolonunun j ucunda plastik mafsall oluşmuştur. Üçüncü adımda kullanılacak lineer sistemde artık üç mafsal olacaktır. Üçüncü adım sonunda bu mafsallarda oluşan dönme değerleri, plastik kesitlerde oluşan plastik şekildeğiştirmelerdir. Üçüncü adımda çözülecek lineer sistem Şekil 5.63’de verilmiştir. Kullanılan bilgisayar programında sistem farklı kaydedilip, S101 kolonunun i ucuna ve S202 kolonunun j ucuna dönme mafsalı atanmıştır. Böylelikle sistemde biri K101 kirişinin j ucunda diğer ikisi S101 kolonunun i ucunda ve S202 kolonunun j ucunda olmak üzere üç mafsal tanımlanmıştır.



Şekil 5.61 : 3. İtme Adımı Lineer Sistem Modeli

Yapılan dinamik analiz sonucunda izleyen periyot ve kütle katılım değerleri elde edilmiştir.

Tablo 5.67 : 3. İtme Adımındaki Lineer Sistemin Periyot ve Kütle Katılım Oranları

Mod	Periyot	Titreşim Doğrultusu Ux	Toplam
Numarası	s	Kütle Katılım Oranı	Kütle
1	0.394	0.899	0.899
2	0.095	0.101	1.000

Sisteme ait 1.mod vektörü, 2. mod vektörü ve kütle matrisi sırasıyla izleyen şekilde verilir.

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{11} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.497 \end{Bmatrix} \quad \phi_2 = \begin{Bmatrix} \phi_{22} \\ \phi_{21} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -2.011 \end{Bmatrix} \quad m = \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix}$$

1. ve 2. moda ait modal kütle değerleri izleyen şekilde hesaplanır:

$$M_1 = \{\phi_1\}^T [m] \{\phi_1\} = \{1.000 \ 0.497\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.497 \end{Bmatrix} = 9.402 \text{ } kNs^2 / m$$

$$M_2 = \{\phi_2\}^T [m] \{\phi_2\} = \{1.000 \ -2.011\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -2.011 \end{Bmatrix} = 38.033 \text{ } kNs^2 / m$$

$$L_1 = \{\phi_1\}^T [m] \{1\} = \{1.000 \ 0.497\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.00 \end{Bmatrix} = 11.287 \text{ } kNs^2 / m$$

$$L_2 = \{\phi_2\}^T [m] \{1\} = \{1.000 \ -2.011\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.00 \end{Bmatrix} = -7.623 \text{ } kNs^2 / m$$

$$\Gamma_1 = \frac{L_1}{M_1} = \frac{\{\phi_1\}^T [m] \{1\}}{\{\phi_1\}^T [m] \{\phi_1\}} = \frac{11.287}{9.402} = 1.2$$

$$\Gamma_2 = \frac{L_2}{M_2} = \frac{\{\phi_2\}^T [m] \{1\}}{\{\phi_2\}^T [m] \{\phi_2\}} = \frac{-7.623}{38.033} = -0.2$$

Başlangıç periyotlarına bağlı olarak hesaplanan elastik spektral yerdeğiştirme değerleri önceki itme adımlarında hesaplandığı üzere 1. ve 2.mod için izleyen şekildedir:

$$Sd_{e1}^{(1)} = 0.0127 \text{ } m, \quad Sd_{e2}^{(1)} = 0.00089 \text{ } m$$

Buradan birinci ve ikinci moda ait birim modal yer değiştirmeler $\bar{u}_n$ izleyen şekilde hesaplanır:

$$\{\bar{u}_1\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_{12} \\ \bar{u}_{11} \end{Bmatrix} = \Gamma_1 \{\phi_1\} Sd_{e1}^{(1)} = 1.2 \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.497 \end{Bmatrix} \times 0.0127 = \begin{Bmatrix} 0.01524 \\ 0.00757 \end{Bmatrix} m$$

$$\{\bar{u}_2\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_{22} \\ \bar{u}_{21} \end{Bmatrix} = \Gamma_2 \{\phi_2\} Sd_{e2}^{(1)} = -0.2 \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -2.011 \end{Bmatrix} \times 0.00089 = \begin{Bmatrix} -0.00018 \\ 0.00036 \end{Bmatrix} m$$

Yine başlangıç olarak $\Delta F = 1$ kabul edilerek, $\Delta_{un} = \bar{u}_n$ yerdeğiştirme değerleri altında iç kuvvetler ve ilgili büyüklükler elde edilir.

Bu doğrultuda 1. mod, 2. mod ve mod birleştirme sonucunda elde edilen iç kuvvetler sırasıyla Tablo 5.68, Tablo 5.69 ve Tablo 5.70’ de verilmiştir.

Tablo 5.68 : Üçüncü İtme Adımında 1. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler

1. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Oluşan İç Kuvvetler (3. Adım)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			13.26	13.26	66.13	0
K201	2			10.66	10.66	53.30	0
S101	3	23.88	23.88	7.10	7.10	0	-19.51
S201	4	10.66	10.66	36.33	36.33	46.62	-53.30
S102	5	-23.88	-23.88	36.43	36.43	80.82	-19.37
S202	6	-10.66	-10.66	-7.04	-7.04	-19.37	0

Tablo 5.69 : Üçüncü İtme Adımında 2. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler

2. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Oluşan İç Kuvvetler (3. Adım)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			-0.31	-0.31	-1.52	0
K201	2			-0.91	-0.91	-4.54	0
S101	3	-1.21	-1.21	1.67	1.67	0	-4.60
S201	4	-0.91	-0.91	-3.87	-3.87	-6.11	4.53
S102	5	1.21	1.21	4.36	4.36	6.22	-5.77
S202	6	0.91	0.91	-2.10	-2.10	-5.77	0

Tablo 5.70 : Üçüncü İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmelerden Hesaplanan İç Kuvvetlerin Mod Birleştirme Yöntemi İle Birleştirilmesi

Mod birleştirme Altında Oluşan İç Kuvvetler ($\bar{P}\Delta F, \bar{M}\Delta F, \bar{V}\Delta F \Rightarrow \Delta F = 1$)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1	0	0	13.26	13.26	66.15	0
K201	2	0	0	10.70	10.70	53.49	0
S101	3	23.91	23.91	7.29	7.29	0.00	-20.04
S201	4	10.70	10.70	36.54	36.54	47.02	-53.49
S102	5	-23.91	-23.91	36.69	36.69	81.06	-20.21
S202	6	-10.70	-10.70	-7.35	-7.35	-20.21	0.00

$\Delta F = 1$ kabul edilerek 3. itme adımında her bir mod için hesaplanan plastik şekildeğiştirmeler ve mod birleştirme sonucu elde edilen değerler Tablo 5.71’de verilmiştir:

Tablo 5.71 : 3. İtme Adımında Sistemde Oluşan Plastik şekildeğiştirmeler

Üçüncü Adımda Plastik Mafsallarda Oluşan şekildeğiştirmeler ($\bar{U}\Delta F, \bar{\theta}\Delta F \Rightarrow \Delta F = 1$)									
Çubuk	Eleman	Kesit	Mafsal	1. Mod		2. Mod		Mod Birleştirme	
No	No		No	$\bar{U}$ (m)	$\bar{\theta}$ (rad)	$\bar{U}$ (m)	$\bar{\theta}$ (rad)	$\bar{U}$ (m)	$\bar{\theta}$ (rad)
K101	1	(j)	1H2		-0.0045		-0.000004		-0.00450
S101	3	(i)	3H1	0.00032	0.0032	-0.000022	0.00022	0.000321	0.00321
S202	6	(j)	6H2	-0.00031	-0.0032	0.000037	0.000371	-0.000312	-0.00322

Tablo 5.72 : Üçüncü İtme Adımında Kirişlerde $\Delta F^{(3)}$ Değerinin Bulunması

3. İtme Adımı			Moment Kapasitesi		2. İtme sonuçları	$\Delta F = 1$	
Çubuk	Eleman	Kesit	M_R^+	M_R^-	$M^{(2)}$	$\bar{M}^{(3)}\Delta F$	$\Delta F^{(3)}$
No	No	No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
K101	1	1H1	52.7	-74.55	43.70	66.15	0.1361
		1H2	52.7	-74.55	-74.55	0	
K201	2	2H1	52.7	-74.55	20.87	53.49	0.5951
		2H2	52.7	-74.55	-65.41	0	118.2

Tablo 5.73 : Üçüncü İtme Adımında Kolonlarda $\Delta F^{(3)}$ Değerinin Bulunması

3. İtme Adımı			2. İtme Sonuçları		$\Delta F = 1$				
Marka	Eleman	Kesit	$P^{(2)}$	$M^{(2)}$	$\bar{P}^{(3)} \Delta F$	$\bar{M}^{(3)} \Delta F$	$P^{(3)}$	$M^{(3)}$	$\Delta F^{(3)}$
No	No	No	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
S101	3	3H1	-33.09	64.58	23.91	0.00	-9.18	64.58	
		3H2	-33.09	-32.86	23.91	-20.04	-9.18	-52.90	1.4802
S201	4	4H1	-19.71	11.57	10.70	47.02	-9.01	58.59	1.1004
		4H2	-19.71	-20.87	10.70	-53.49	-9.01	-74.36	0.7981
S102	5	5H1	-114.8	67.13	-23.91	81.06	-138.71	148.19	0.0555
		5H2	-114.8	-39.43	-23.91	-20.04	-138.71	-59.47	1.7637
S202	6	6H1	-34.83	35.43	-10.70	-20.21	-45.53	15.22	5.1998
		6H2	-34.83	-65.38	-10.70	0.00	-45.53	-65.38	

Kolon ve kirişler için yapılan ΔF hesabında minimum değer S102 kolonunun i ucunda $\Delta F^{(3)} = 0.0555$ olarak bulunmuştur. Sistemde 4. plastik mafsalları bu noktada oluşmuş olacaktır. Artık 3. adımda da ΔF hesaplandığına göre üçüncü adım sonunda sistemde oluşan iç kuvvetler, plastik şekil değiştirmeler izleyen şekilde hesaplanır.

Öncelikle üçüncü adımdaki yerdeğiştirme artımı izleyen şekilde verilir:

$$\Delta u_1^{(3)} = \phi_1^{(3)} \Gamma_1^{(3)} Sd_{e1}^{(1)} \Delta F^{(3)} = \bar{u}_1^{(3)} \Delta F^{(3)} = \begin{Bmatrix} 0.01524 \\ 0.00757 \end{Bmatrix} \times 0.0555 = \begin{Bmatrix} 0.000846 \\ 0.000420 \end{Bmatrix} m$$

$$\Delta u_2^{(3)} = \phi_2^{(3)} \Gamma_2^{(3)} Sd_{e2}^{(1)} \Delta F^{(3)} = \bar{u}_2^{(3)} \Delta F^{(3)} = \begin{Bmatrix} -0.00018 \\ 0.00036 \end{Bmatrix} \times 0.0555 = \begin{Bmatrix} -0.000010 \\ 0.000020 \end{Bmatrix} m$$

Bu artımsal yerdeğiştirmelerin oluşturduğu iç kuvvetlerin mod birleştirme sonucu hesaplanan değerleri Tablo 5.74’de verilmiştir:

Tablo 5.74 : 3. İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmenin Sistemde Oluşturduğu İç Kuvvetler

3. İtme Adımında Yerdeğiştirme Artımından Oluşan İç Kuvvetler ($\bar{P}\Delta F^{(3)}, \bar{M}\Delta F^{(3)}, \bar{V}\Delta F^{(3)} \Rightarrow \Delta F^{(3)} = 0.0555$)							
Eleman	ubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1	0	0	0.74	0.74	3.67	0
K201	2	0	0	0.59	0.59	2.97	0
S101	3	1.33	1.33	0.40	0.40	0	-1.11
S201	4	0.59	0.59	2.03	2.03	2.61	-2.97
S102	5	-1.33	-1.33	2.04	2.04	4.50	-1.12
S202	6	-0.59	-0.59	-0.41	-0.41	-1.12	0

Tablo 5.75 : 3. İtme Adımında Oluşan Plastik şekildeğiştirmeler

nc Adımda Plastik Mafsallarda Oluşan şekildeğiştirmeler ($\bar{U}\Delta F^{(3)}, \bar{\theta}\Delta F^{(3)} \Rightarrow \Delta F^{(3)} = 0.0555$)					
ubuk	Eleman	Kesit	Mafsall	Mod Birleştirme	
No	No		No	$\bar{U}\Delta F^{(3)}$ (m)	$\bar{\theta}\Delta F^{(3)}$ (rad)
K101	1	(j)	1H2		-0.00025
S101	3	(i)	3H1	0.000018	0.00018
S202	6	(j)	6H2	-0.000017	-0.00018

Tablo 5.76: 3.İtme Adımı Sonunda ereve Elemanlarında Hesaplanan İç Kuvvetler

3. İtme Adımı Sonunda Oluşan İç Kuvvetler ($r^{(3)} = r^{(2)} + \bar{r}^{(3)}\Delta F^{(3)}$)											
ubuk	Eleman	Kesit	2. İtme Adımı Sonu ($r^{(2)}$)			$(\bar{r}^{(3)}\Delta F^{(3)})$			3. İtme Adımı Sonu ($r^{(3)}$)		
No	No		P (kN)	V (kN)	M (kNm)	P (kN)	V (kN)	M (kNm)	P (kN)	V (kN)	M (kNm)
K101	1	(i)	0	-14.94	43.70	0	0.74	3.67	0	-14.2	47.37
		(j)	0	59.00	-74.55	0	0.74	0	0	59.74	-74.55
K201	2	(i)	0	-19.71	20.87	0	0.59	2.97	0	-19.12	23.84
		(j)	0	54.23	-65.41	0	0.59	0	0	54.82	-65.41
S101	3	(i)	-33.09	35.40	64.58	1.33	0.40	0	-31.76	35.8	65.14
		(j)	-33.09	35.44	-32.86	1.33	0.40	-1.11	-31.76	35.84	-33.97
S201	4	(i)	-19.71	11.77	11.57	0.59	2.03	2.61	-19.12	13.8	14.18
		(j)	-19.71	11.77	-20.87	0.59	2.03	-2.97	-19.12	13.8	-23.84
S102	5	(i)	-114.80	27.36	67.13	-1.33	2.04	4.50	-116.13	29.4	71.63
		(j)	-114.80	27.36	-39.43	-1.33	2.04	-1.12	-116.13	29.4	-40.55
S202	6	(i)	-34.83	37.42	35.43	-0.59	-0.41	-1.12	-35.42	37.01	34.31
		(j)	-34.83	37.42	-65.38	-0.59	-0.41	0	-35.42	37.01	-65.42

Tablodaki moment değerlerine dikkat edilecek olursa; S101 kolonunun i ucundaki ve S202 kolonunun j ucundaki moment değerlerinin değişmemesi gerekirken bu değerler değişmiştir. Yani;

$$M_{S101i}^{(3)} = M_{S101i}^{(2)} + \bar{M}_{S101i}^{(2)} \Delta F^{(3)} \Rightarrow 65.14 = 64.58 + 0$$

$$M_{S202j}^{(3)} = M_{S202j}^{(2)} + \bar{M}_{S202j}^{(2)} \Delta F^{(3)} \Rightarrow -65.42 = 65.38 + 0$$

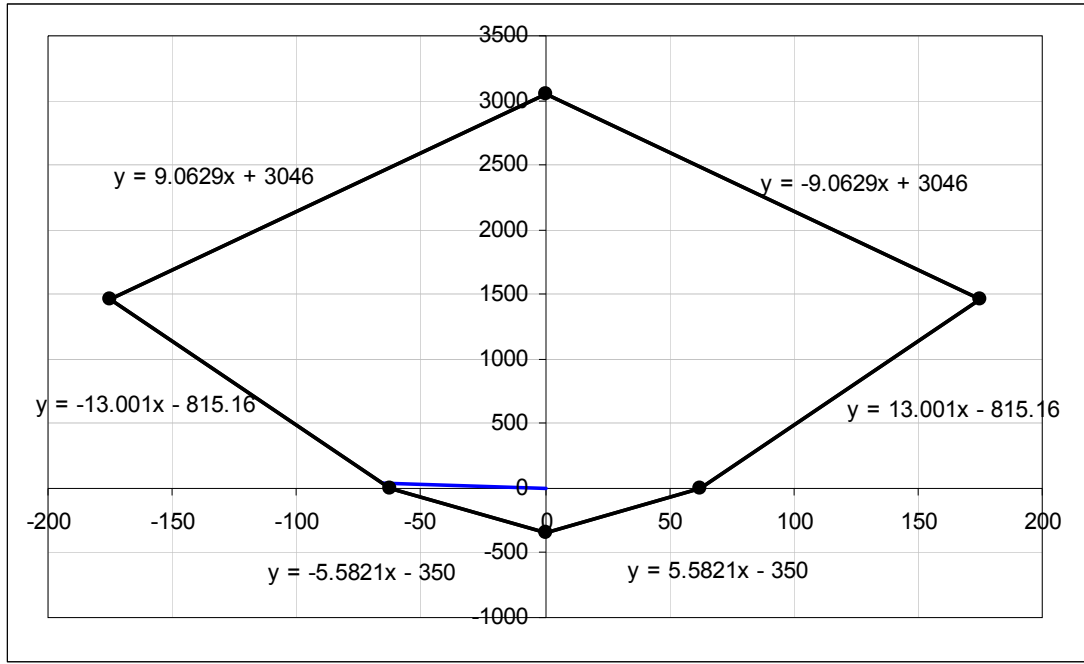
şeklinde bir durum mevcuttur.

Burada unutulmaması gereken nokta; ikinci adımda S101 ve S202 kolonlarında plastik kesitler oluşmuştur ve ikinci adım sonunda bu plastik kesitlerdeki normal kuvvet- moment değerleri sırasıyla, $P = -33.09 \text{ kN}$ $M = 64.58 \text{ kNm}$, $P = -34.83 \text{ kN}$ $M = -65.38 \text{ kNm}$ olarak hesaplanmıştır. Bu değerler Tablo 5.76' da görülmektedir.

Üçüncü adıma geçildiğinde oluşan plastik kesitlere moment mafsalı atanarak üçüncü adımda kullanılacak lineer sistem oluşturulmuştur. Üçüncü adımda yapılan hesapta bu kesitlerdeki moment değerleri beklendiği gibi sıfır olarak hesaplanmıştır. Buna karşılık ise normal kuvvet değerleri sıfırdan farklı olarak hesaplanmıştır ve ikinci adımda hesaplanan normal kuvvet değerleri değişmiştir. Üçüncü adım sonunda S101 ve S202 kolonlarındaki plastik mafsallardaki normal kuvvet değerleri sırasıyla $P_{S101} = -31.76 \text{ kN}$, $P_{S202} = -35.42 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır.

Herhangi bir kesitin normal kuvvet – moment çifti, akma eğrisinin (etkileşim diyagramının) dışına çıkamaz. Dolayısıyla bir kesit plastikleştikten sonra kesit zorlanmaya devam etse dahi P-M değerleri akma eğrisi üzerinde gezecektir. Bu durumda plastik kesitlerdeki normal kuvvet değişimine karşılık moment değerinin de değişmesi gerekir. Bu moment değerleri etkileşim diyagramının doğrusallaştırılması yöntemi ile kolayca bulunabilir.

Bu bölümün başında anlatılan, etkileşim diyagramının doğrusallaştırılması hatırlanacak olursa etkileşim diyagramı 6 doğru ile temsil edilebilmektedir. Aşağıda verilen Şekil 5.62'de gösterildiği gibi her bir doğrunun denklemi bilindiğine göre her bir plastik kesit için (S101 i ucu ve S202 j ucu) hesaplanan normal kuvvet değerleri doğru denkleminde yerine konarak plastik kesitteki moment değeri kolayca bulunabilir.



Şekil 5.62 : Doğrusal Hale Getirilmiş Kolon Etkileşim Diyagramı

S101 kolonunun i ucundaki plastik kesitin P-M değerleri $p = 13.001m - 815.16$ doğrusunu kesmektedir. ($P_{S101} = -31.76 kN$) Dolayısıyla izleyen eşitlik moment değerini verir.

$$31.76 = 13.001m - 815.16 \Rightarrow m = 65.14 kNm$$

S202 kolonunun j ucundaki plastik kesitin P-M değerleri $p = -13.001m - 815.16$ doğrusunu kesmektedir. ($P_{S202} = -35.42 kN$) Bu durumda izleyen eşitlik moment değerini verir.

$$35.42 = -13.001m - 815.16 \Rightarrow m = -65.42 kNm$$

(Etkileşim diyagramında normal kuvvetin basınç değerinin pozitif olarak ele alındığı unutulmamalıdır.)

Tablo 5.77 : 3. İtme Adımı Sonunda Oluşan Plastik Şekildeğişiklikler

Adım	Çubuk	Eleman	Kesit	Mafsals	$\Delta F^{(i)}$	Plastik Eksenel YD		Plastik Dönme	
Sayı (i)	No	No		No		ΔU (m)	U (m)	$\Delta \theta$ (rad)	θ (rad)
1					0.3525				
2	K101	1	(j)	1H2	0.3223			-0.00185	-0.00185
3	K101	1	(j)	1H2	0.0555			-0.00025	-0.00210
	S101	3	(i)	3H1		0.000018	0.000018	0.00018	0.00018
	S102	6	(j)	6H2		-0.000017	-0.000017	-0.00018	-0.00018

Üçüncü itme adımı sonunda birikimli spektrum ölçek katsayısı izleyen şekilde hesaplanır:

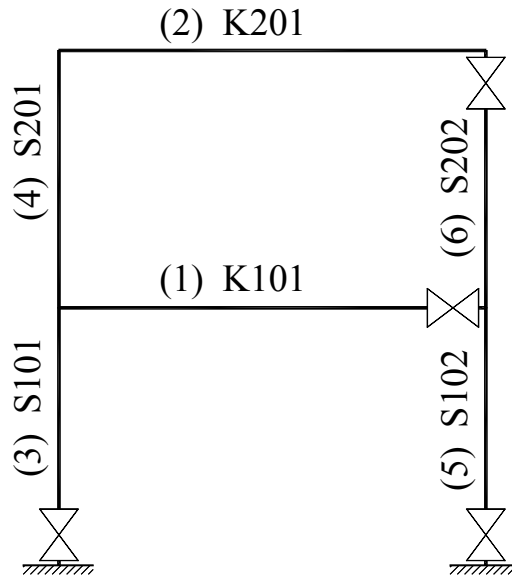
$$F^{(3)} = F^{(2)} + \Delta F^{(3)} = 0.6648 + 0.0555 = 0.7203 < 1$$

Tablo 5.78 : Üçüncü Adımda Elde Edilen Artımsal Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri İle Üçüncü Adım Sonunda Elde Edilen Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri

1. mod								
Adım	$\Delta F^{(i)}$	$F^{(i)}$	T_1	$Sd_{e1}^{(1)}$	$\Delta d_1^{(i)}$	$d_1^{(i)}$	$\Delta a_1^{(i)}$	$a_1^{(i)}$
Sayı			s	m	m	m	m/s ²	m/s ²
1	0.3525	0.3525	0.226	0.0127	0.00448	0.0045	3.4602	3.4602
2	0.3223	0.6748	0.29	0.0127	0.00409	0.0086	1.9214	5.3817
3	0.0555	0.7303	0.394	0.0127	0.00070	0.0093	0.1793	5.5609
2. mod								
Adım	$\Delta F^{(i)}$	$F^{(i)}$	T_2	$Sd_{e2}^{(1)}$	$\Delta d_2^{(i)}$	$d_2^{(i)}$	$\Delta a_2^{(i)}$	$a_2^{(i)}$
Sayı			s	m	m	m	m/s ²	m/s ²
1	0.3525	0.3525	0.0720	0.00089	0.00031	0.00031	2.3892	2.3892
2	0.3223	0.6748	0.0720	0.00089	0.00029	0.00060	2.1845	4.5736
3	0.0555	0.7303	0.0950	0.00089	0.00005	0.00065	0.2161	4.7897

• 4. İtme Adımı

Üçüncü adım sonunda S102 kolonunun i ucunda plastik mafsall oluşmuştur. Dördüncü adımda çözülecek lineer sistem Şekil 5.63’de verilmiştir. Sistem farklı kaydedilip, S102 kolonunun i ucuna mafsall tanımlanmıştır.



Şekil 5.63 : 4. İtme Adımı Lineer Sistem Modeli

Yapılan dinamik analiz sonucunda elde edilen sonuçlar Tablo 5.79’da verilmiştir.

Tablo 5.79 : 4. İtme Adımındaki Linner Sistemin Periyot ve Kütle Katılım Oranları

Mod	Periyot	Titreşim Doğrultusu Ux	Toplam
Numarası	s	Kütle Katılım Oranı	Kütle
1	0.579	0.952	0.952
2	0.108	0.048	1.000

Sisteme ait 1.mod vektörü, 2. mod vektörü ve kütle matrisi sırasıyla izleyen şekilde verilir.

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{11} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.633 \end{Bmatrix} \quad \phi_2 = \begin{Bmatrix} \phi_{22} \\ \phi_{21} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -1.581 \end{Bmatrix} \quad m = \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix}$$

1. ve 2. moda ait modal kütle değerleri izleyen şekilde hesaplanır:

$$M_1 = \{\phi_1\}^T [m] \{\phi_1\} = \{1.000 \ 0.633\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.633 \end{Bmatrix} = 10.561 \text{ kNs}^2 / m$$

$$M_2 = \{\phi_2\}^T [m] \{\phi_2\} = \{1.000 \ -1.581\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -1.581 \end{Bmatrix} = 26.387 \text{ kNs}^2 / m$$

$$L_1 = \{\phi_1\}^T [m] \{1\} = \{1.000 \ 0.633\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.00 \end{Bmatrix} = 12.313 \text{ kNs}^2 / m$$

$$L_2 = \{\phi_2\}^T [m] \{1\} = \{1.000 \ -1.581\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.00 \end{Bmatrix} = -4.381 \text{ kNs}^2 / m$$

$$\Gamma_1 = \frac{L_1}{M_1} = \frac{\{\phi_1\}^T [m] \{1\}}{\{\phi_1\}^T [m] \{\phi_1\}} = \frac{12.313}{10.561} = 1.166$$

$$\Gamma_2 = \frac{L_2}{M_2} = \frac{\{\phi_2\}^T [m] \{1\}}{\{\phi_2\}^T [m] \{\phi_2\}} = \frac{-4.381}{26.387} = -0.166$$

Buradan birinci ve ikinci moda ait birim modal yer değiştirmeler $\bar{u}_n$ izleyen şekilde hesaplanır:

$$\{\bar{u}_1\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_{12} \\ \bar{u}_{11} \end{Bmatrix} = \Gamma_1 \{\phi_1\} Sd_{e1}^{(1)} = 1.166 \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.633 \end{Bmatrix} \times 0.0127 = \begin{Bmatrix} 0.01481 \\ 0.00937 \end{Bmatrix} m$$

$$\{\bar{u}_2\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_{22} \\ \bar{u}_{21} \end{Bmatrix} = \Gamma_2 \{\phi_2\} Sd_{e2}^{(1)} = -0.166 \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -1.581 \end{Bmatrix} \times 0.00089 = \begin{Bmatrix} -0.00015 \\ 0.00024 \end{Bmatrix} m$$

Yine başlangıç olarak $\Delta F = 1$ kabul edilerek, $\Delta_{um} = \bar{u}_n$ yerdeğiştirme değerleri altında iç kuvvetler ve ilgili büyüklükler elde edilir.

Bu doğrultuda 1. ve 2. mod için elde edilen iç kuvvetler izleyen tabloda sırasıyla verilmiştir.

Tablo 5.80 : Dördüncü İtme Adımında 1. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler

1. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Oluşan İç Kuvvetler (4. Adım)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			12.19	12.19	60.93	0
K201	2			6.86	6.86	34.30	0
S101	3	19.05	19.05	14.75	14.75	0	-40.56
S201	4	6.86	6.86	19.88	19.88	20.37	-34.30
S102	5	-19.05	-19.05	6.73	6.73	0	-18.52
S202	6	-6.86	-6.86	-6.73	-6.73	-18.52	0

Tablo 5.81 : Dördüncü İtme Adımında 2. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler

2. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Oluşan İç Kuvvetler (4. Adım)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			-0.23	-0.23	-1.17	0
K201	2			-0.65	-0.65	-3.26	0
S101	3	-0.89	-0.89	1.16	1.16	0	-3.18
S201	4	-0.65	-0.65	-2.77	-2.77	-4.35	3.26
S102	5	0.89	0.89	1.08	1.08	0	-2.97
S202	6	0.65	0.65	-1.08	-1.08	-2.97	0

Tablo 5.82 : Dördüncü İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmelerden Hesaplanan iç Kuvvetlerin Mod Birleştirme Yöntemi İle Birleştirilmesi

Mod birleştirme Altında Oluşan İç Kuvvetler ($\bar{P}\Delta F, \bar{M}\Delta F, \bar{V}\Delta F \Rightarrow \Delta F = 1$)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1	0.00	0.00	12.19	12.19	60.94	0.00
K201	2	0.00	0.00	6.89	6.89	34.45	0.00
S101	3	19.07	19.07	14.80	14.80	0.00	-40.68
S201	4	6.89	6.89	20.07	20.07	20.83	-34.45
S102	5	-19.07	-19.07	6.82	6.82	0.00	-18.76
S202	6	-6.89	-6.89	-6.82	-6.82	-18.76	0.00

$\Delta F = 1$ alınarak 4. itme adımında hesaplanan plastik şekildeğiştirmeler Tablo 5.83’de verilmiştir.

Tablo 5.83 : 4. İtme Adımında Sistemde Oluşan Birim Plastik şekildeğiştirmeler

Dördüncü Adımda Plastik Mafsallarda Oluşan şekildeğiştirmeler ($\bar{U}\Delta F, \bar{\theta}\Delta F \Rightarrow \Delta F = 1$)									
Çubuk	Eleman	Kesit	Mafsal	1. Mod		2. Mod		Mod Birleştirme	
No	No		No	$\bar{U}$ (m)	$\bar{\theta}$ (rad)	$\bar{U}$ (m)	$\bar{\theta}$ (rad)	$\bar{U}$ (m)	$\bar{\theta}$ (rad)
K101	1	(j)	1H2		-0.00357		0.000044		-0.00357
S101	3	(i)	3H1	0.00042	0.00418	-0.000015	0.00015	0.00042	0.00418
S202	6	(j)	6H2	-0.00019	-0.0021	0.000024	0.000245	-0.00019	-0.00213
S102	5	(i)	5H1	-0.00038	0.00377	0.000015	0.000146	-0.00038	0.00377

Kiriş ve kolonlarda hesaplanan ΔF değerleri Tablo 5.84 ve Tablo 5.85’de verilmiştir.

Tablo 5.84 : Dördüncü İtme Adımında Kirişlerde $\Delta F^{(4)}$ Değerinin Bulunması

4. İtme Adımı			Moment Kapasitesi		3. İtme sonuçları	$\Delta F = 1$	
Çubuk	Eleman	Kesit	M_R^+	M_R^-	$M^{(3)}$	$\bar{M}^{(4)}\Delta F$	$\Delta F^{(4)}$
No	No	No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
K101	1	1H1	52.7	-74.55	47.37	60.94	0.0875
		1H2	52.7	-74.55	-74.55	0	
K201	2	2H1	52.7	-74.55	23.84	34.45	0.8377
		2H2	52.7	-74.55	-65.41	0	118.2

Tablo 5.85 : Dördüncü İtme Adımında Kolonlarda $\Delta F^{(4)}$ Değerinin Bulunması

4. İtme Adımı			3. İtme Sonuçları		$\Delta F = 1$				
Marka	Eleman	Kesit	$P^{(3)}$	$M^{(3)}$	$\bar{P}^{(4)}\Delta F$	$\bar{M}^{(4)}\Delta F$	$P^{(4)}$	$M^{(4)}$	$\Delta F^{(4)}$
No	No	No	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
S101	3	3H1	-31.76	65.14	19.07	0.00	-12.69	65.14	
		3H2	-31.76	-33.97	19.07	-40.68	-12.69	-74.65	0.7396
S201	4	4H1	-19.12	14.18	6.89	20.83	-12.23	35.01	2.3404
		4H2	-19.12	-23.84	6.89	-34.35	-12.23	-58.19	1.1563
S102	5	5H1	-116.13	71.63	-19.07	0.00	-135.20	71.63	
		5H2	-116.13	-40.55	-19.07	-18.76	-135.20	-59.31	1.7974
S202	6	6H1	-35.42	34.31	-6.89	-18.76	-42.31	15.55	5.4709
		6H2	-35.42	-65.42	-6.89	0.00	-42.31	-65.42	

Kiriş ve kolon için verilen tablolara bakıldığında en küçük ΔF değerinin K101 kirişinin (i) ucunda olduğu görülür. $\Delta F = 0.0875$ alınarak ilgili büyüklükler yeniden hesaplanır. Dördüncü adımdaki yerdeğiştirme artımı izleyen şekilde verilir:

$$\Delta u_1^{(4)} = \phi_1^{(4)} \Gamma_1^{(4)} Sd_{e1}^{(1)} \Delta F^{(4)} = \bar{u}_1^{(4)} \Delta F^{(4)} = \begin{Bmatrix} 0.01481 \\ 0.00937 \end{Bmatrix} \times 0.0875 = \begin{Bmatrix} 0.001296 \\ 0.000820 \end{Bmatrix} m$$

$$\Delta u_2^{(4)} = \phi_2^{(4)} \Gamma_2^{(4)} Sd_{e2}^{(1)} \Delta F^{(4)} = \bar{u}_2^{(4)} \Delta F^{(4)} = \begin{Bmatrix} -0.00015 \\ 0.00024 \end{Bmatrix} \times 0.0875 = \begin{Bmatrix} -0.000013 \\ 0.000021 \end{Bmatrix} m$$

Bu artımsal yerdeğiştirmelerin oluşturduğu iç kuvvetlerin mod birleştirme sonucu hesaplanan değerleri izleyen tabloda verilir:

Tablo 5.86 : 4. İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmenin Sistemde Oluşturduğu İç Kuvvetler

4. İtme Adımında Yerdeğiştirme Artımından Oluşan İç Kuvvetler ($\bar{P}\Delta F^{(4)}, \bar{M}\Delta F^{(4)}, \bar{V}\Delta F^{(4)} \Rightarrow \Delta F^{(4)} = 0.0875$)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1	0	0	1.07	1.07	5.33	0
K201	2	0	0	0.60	0.60	3.01	0
S101	3	1.67	1.67	1.30	1.30	0.00	-3.56
S201	4	0.60	0.60	1.76	1.76	1.82	-3.01
S102	5	-1.67	-1.67	0.60	0.60	0.00	-1.64
S202	6	-0.60	-0.60	-0.60	-0.60	-1.64	0

Tablo 5.87 : 4. İtme Adımında Sistemde Oluşan Şekildeğiş-tirmeler

Dördüncü Adımda Plastik Mafsallarda Oluşan Şekildeğiş-tirmeler ($\bar{U}\Delta F^{(4)}, \bar{\theta}\Delta F^{(4)} \Rightarrow \Delta F^{(4)} = 0.0875$)					
Çubuk	Eleman	Kesit	Mafsal	Mod Birleştirme	
No	No		No	$\bar{U}\Delta F^{(4)} (m)$	$\bar{\theta}\Delta F^{(4)} (rad)$
K101	1	(j)	1H2		-0.000312
S101	3	(i)	3H1	0.000037	0.000366
S202	6	(j)	6H2	-0.000017	-0.000186
S102	5	(i)	5H1	-0.000033	0.000330

Tablo 5.88: 4.İtme Adımı Sonunda Çerçeve Elemanlarında Hesaplanan İç Kuvvetler

4. İtme Adımı Sonunda Oluşan İç Kuvvetler ($r^{(4)} = r^{(3)} + \bar{r}^{(4)}\Delta F^{(4)}$)											
Çubuk	Eleman	Kesit	3.İtme Adımı Sonu ($r^{(3)}$)			$(\bar{r}^{(3)}\Delta F^{(3)})$			4. İtme Adımı Sonu ($r^{(4)}$)		
No	No		P (kN)	V (kN)	M (kNm)	P (kN)	V (kN)	M (kNm)	P (kN)	V (kN)	M (kNm)
K101	1	(i)	0	-14.2	47.37	0	1.07	5.33	0	-13.13	52.7
		(j)	0	59.74	-74.55	0	1.07	0.00	0	60.81	-74.55
K201	2	(i)	0	-19.12	23.84	0	0.6	3.01	0	-18.52	26.85
		(j)	0	54.82	-65.41	0	0.6	0	0	55.42	-65.41
S101	3	(i)	-31.76	35.80	65.14	1.67	1.3	0	-30.09	37.10	65.14
		(j)	-31.76	35.84	-33.97	1.67	1.3	-3.56	-30.09	37.14	-37.53
S201	4	(i)	-19.12	13.8	14.18	0.6	1.76	1.82	-18.52	15.56	16
		(j)	-19.12	13.8	-23.84	0.6	1.76	-3.01	-18.52	15.56	-26.85
S102	5	(i)	-116.12	29.40	71.63	-1.67	0.6	0	-117.79	30.00	71.75
		(j)	-116.12	29.40	-40.55	-1.67	0.6	-1.64	-117.79	30.00	-42.19
S202	6	(i)	-35.42	37.01	34.31	-0.6	-0.6	-1.64	-36.02	36.41	32.67
		(j)	-35.42	37.01	-65.42	-0.6	-0.6	0	-36.02	36.41	-65.47

S101 kolonunun i ucundaki moment izleyen şekilde yenilenir;

$$p = 13.001m - 815.16$$

$$30.09 = 13.001m - 815.16 \Rightarrow M = 65.14$$

S102 kolonunun i ucundaki moment izleyen şekilde yenilenir;

$$p = 13.001m - 815.16$$

$$117.79 = 13.001m - 815.16 \Rightarrow M = 71.75$$

S202 kolonunun j ucundaki moment izleyen şekilde yenilenir;

$$p = -13.001m - 815.16$$

$$36.02 = -13.001m - 815.16 \Rightarrow M = -65.47$$

Tablo 5.89 : 4. İtme Adımı Sonunda Oluşan Plastik Şekildeğiştirmeler

Adım	Çubuk	Eleman	Kesit	Mafsals	$\Delta F^{(i)}$	Plastik Eksenel YD		Plastik Dönme	
Sayısı (i)	No	No		No		ΔU (m)	U (m)	$\Delta \theta$ (rad)	θ (rad)
1					0.3525				
2	K101	1	(j)	1H2	0.3223			-0.00185	-0.00185
3	K101	1	(j)	1H2	0.0555			-0.00025	-0.00210
	S101	3	(i)	3H1		0.000018	0.000018	0.00018	0.00018
	S202	6	(j)	6H2		-0.000017	-0.000017	-0.00018	-0.00018
4	K101	1	(j)	1H2	0.0875			-0.00031	-0.00241
	S101	3	(i)	3H1		0.000037	0.000055	0.00037	0.00054
	S202	6	(j)	6H2		-0.000017	-0.000034	-0.00019	-0.00037
	S102	5	(j)	5H1		-0.000033	-0.000033	0.00033	0.00033

Dördüncü itme adımı sonunda birikimli spektrum ölçek katsayısı izleyen şekilde hesaplanır:

$$F^{(4)} = F^{(3)} + \Delta F^{(4)} = 0.7203 + 0.0875 = 0.8078 < 1$$

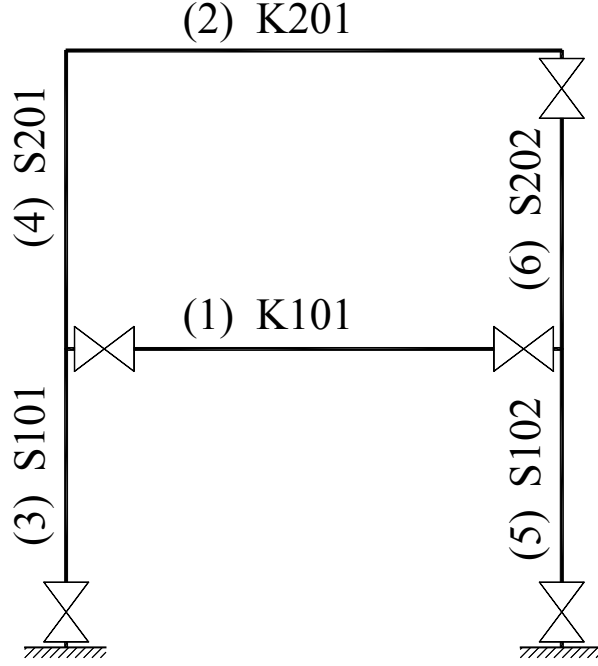
Tablo 5.90: Dördüncü Adımda Elde Edilen Artımsal Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri İle Üçüncü Adım Sonunda Elde Edilen Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri

1. mod								
Adım	$\Delta F^{(i)}$	$F^{(i)}$	T_1	$Sd_{e1}^{(1)}$	$\Delta d_1^{(i)}$	$d_1^{(i)}$	$\Delta a_1^{(i)}$	$a_1^{(i)}$
Sayısı			s	m	m	m	m/s ²	m/s ²
1	0.3525	0.3525	0.226	0.0127	0.00448	0.0045	3.4602	3.4602
2	0.3223	0.6748	0.29	0.0127	0.00409	0.0086	1.9214	5.3817
3	0.0555	0.7303	0.394	0.0127	0.00070	0.0093	0.1793	5.5609
4	0.0875	0.8178	0.579	0.0127	0.00111	0.0104	0.1309	5.6918

2. mod								
Adım	$\Delta F^{(i)}$	$F^{(i)}$	T_2	$Sd_{e2}^{(1)}$	$\Delta d_2^{(i)}$	$d_2^{(i)}$	$\Delta a_2^{(i)}$	$a_2^{(i)}$
Sayısı			s	m	m	m	m/s ²	m/s ²
1	0.3525	0.3525	0.0720	0.00089	0.00031	0.00031	2.3892	2.3892
2	0.3223	0.6748	0.0720	0.00089	0.00029	0.00060	2.1845	4.5736
3	0.0555	0.7303	0.0950	0.00089	0.00005	0.00065	0.2161	4.7897
4	0.0875	0.8178	0.1080	0.00089	0.00008	0.00073	0.2636	5.0533

- **5. İtme Adımı**

Dördüncü adım sonunda K101kirişinin i ucunda plastik mafsall oluşmuştur. Beşinci adımda çözülecek lineer sistem izleyen şekilde gösterilmiştir. Kullanılan bilgisayar programında sitem farklı kaydedilip, K101 kirişinin i ucuna mafsall tanımlanmıştır.



Şekil 5.64 : 5. İtme Adımı Lineer Sistem Modeli

Yapılan dinamik analiz sonucunda izleyen periyot ve kütle katılım değerleri elde edilmiştir.

Tablo 5.91 : 5. İtme Adımındaki Lineer Sistemin Periyot ve Kütle Katılım Oranları

Mod Numarası	Periyot s	Titreşim Doğrultusu Ux Kütle Katılım Oranı	Toplam Kütle
1	1.019	0.939	0.952
2	0.109	0.061	1.000

Sisteme ait 1.mod vektörü, 2. mod vektörü ve kütle matrisi sırasıyla izleyen şekilde verilir.

$$\phi_1 = \begin{Bmatrix} \phi_{12} \\ \phi_{11} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.593 \end{Bmatrix} \quad \phi_2 = \begin{Bmatrix} \phi_{22} \\ \phi_{21} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -1.686 \end{Bmatrix} \quad m = \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix}$$

1. ve 2. moda ait modal kütle değerleri izleyen şekilde hesaplanır:

$$M_1 = \{\phi_1\}^T [m] \{\phi_1\} = \{1.000 \ 0.593\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.593 \end{Bmatrix} = 10.191 \text{ kNs}^2 / m$$

$$M_2 = \{\phi_2\}^T [m] \{\phi_2\} = \{1.000 \ -1.686\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -1.686 \end{Bmatrix} = 28.973 \text{ kNs}^2 / m$$

$$L_1 = \{\phi_1\}^T [m] \{1\} = \{1.000 \ 0.593\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.00 \end{Bmatrix} = 12.011 \text{ kNs}^2 / m$$

$$L_2 = \{\phi_2\}^T [m] \{1\} = \{1.000 \ -1.686\} \times \begin{bmatrix} 7.54 & 0 \\ 0 & 7.54 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} 1.00 \\ 1.00 \end{Bmatrix} = -5.172 \text{ kNs}^2 / m$$

$$\Gamma_1 = \frac{L_1}{M_1} = \frac{\{\phi_1\}^T [m] \{1\}}{\{\phi_1\}^T [m] \{\phi_1\}} = \frac{12.011}{10.191} = 1.179$$

$$\Gamma_2 = \frac{L_2}{M_2} = \frac{\{\phi_2\}^T [m] \{1\}}{\{\phi_2\}^T [m] \{\phi_2\}} = \frac{-5.172}{28.973} = -0.179$$

Buradan birinci ve ikinci moda ait birim modal yer değıştirmeler $\bar{u}_n$ izleyen şekilde hesaplanır:

$$\{\bar{u}_1\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_{12} \\ \bar{u}_{11} \end{Bmatrix} = \Gamma_1 \{\phi_1\} Sd_{e1}^{(1)} = 1.179 \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 0.593 \end{Bmatrix} \times 0.0127 = \begin{Bmatrix} 0.01497 \\ 0.00888 \end{Bmatrix} m$$

$$\{\bar{u}_2\} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_{22} \\ \bar{u}_{21} \end{Bmatrix} = \Gamma_2 \{\phi_2\} Sd_{e2}^{(1)} = -0.179 \times \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -1.686 \end{Bmatrix} \times 0.00089 = \begin{Bmatrix} -0.00016 \\ 0.00027 \end{Bmatrix} m$$

Yine başlangıç olarak $\Delta F = 1$ kabul edilerek, $\Delta_{un} = \bar{u}_n$ yerdeğıştirme değeri altında iç kuvvetler ve ilgili büyüklükler elde edilir.

Bu doğrultuda 1. ve 2. mod için elde edilen iç kuvvetler sırasıyla Tablo 5.92 ve Tablo 5.93'de, mod birleştirmeye sonucu elde edilen iç kuvvetler ise Tablo 5.94'de verilmiştir.

Tablo 5.92 : Beşinci İtme Adımında 1. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler

1. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Oluşan İç Kuvvetler (5. Adım)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			0	0	0	0
K201	2			6.12	6.12	30.62	0
S101	3	6.12	6.12	2.05	2.05	0	-5.63
S201	4	6.12	6.12	9.09	9.09	-5.63	-30.62
S102	5	-6.12	-6.12	4.78	4.78	0	-13.14
S202	6	-6.12	-6.12	-4.78	-4.78	-13.14	0

Tablo 5.93 : Beşinci İtme Adımında 2. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Çerçeve Elemanlarında Oluşan İç Kuvvetler

2. Moda Ait Modal Yerdeğiştirmeler Altında Oluşan İç Kuvvetler (5. Adım)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1			0	0	0	0
K201	2			-0.68	-0.68	-3.41	0
S101	3	-0.68	-0.68	1.50	1.50	0	-4.14
S201	4	-0.68	-0.68	-2.74	-2.74	-4.14	3.41
S102	5	0.68	0.68	1.20	1.20	0	-3.30
S202	6	0.68	0.68	-1.20	-1.20	-3.30	0

Tablo 5.94 : Beşinci İtme Adımında Artımsal Yerdeğiştirmelerden Hesaplanan iç Kuvvetlerin Mod Birleştirme Yöntemi İle Birleştirilmesi

Mod birleştirme Altında Oluşan İç Kuvvetler ($\bar{P}\Delta F, \bar{M}\Delta F, \bar{V}\Delta F \Rightarrow \Delta F = 1$)							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1	0	0	0	0	0	0
K201	2	0	0	6.16	6.16	30.81	0
S101	3	6.16	6.16	2.54	2.54	0	-6.99
S201	4	6.16	6.16	9.49	9.49	-6.99	-30.81
S102	5	-6.16	-6.16	4.93	4.93	0.00	-13.55
S202	6	-6.16	-6.16	-4.93	-4.93	-13.55	0

Tablo 5.95 : 5. İtme Adımında Oluşan Birim Plastik Şekildeğiştirmeler

Beşinci Adımda Plastik Mafsallarda Oluşan Şekildeğiştirmeler ($\bar{U}\Delta F, \bar{\theta}\Delta F \Rightarrow \Delta F = 1$)									
Çubuk	Eleman	Kesit	Mafsalsal	1. Mod		2. Mod		Mod Birleştirme	
No	No		No	$\bar{U}$ (m)	$\bar{\theta}$ (rad)	$\bar{U}$ (m)	$\bar{\theta}$ (rad)	$\bar{U}$ (m)	$\bar{\theta}$ (rad)
K101	1	(j)	1H2		-0.00272		0.000029		-0.00272
S101	3	(i)	3H1	0.00033	0.00334	-0.00018	0.000177	0.000376	0.00334
S202	6	(j)	6H2	-0.00022	-0.00242	0.000026	0.000269	-0.000222	-0.00243
S102	5	(i)	5H1	-0.00035	0.00348	0.000016	0.000161	-0.000346	0.00348
K101	1	(i)	1H1		0.00300		-0.000061		0.00301

Tablo 5.96 : Beşinci İtme Adımında Kirişlerde $\Delta F^{(5)}$ Değerinin Bulunması

4. İtme Adımı			Moment Kapasitesi		3. İtme sonuçları	$\Delta F = 1$	
Çubuk	Eleman	Kesit	M_R^+	M_R^-	$M^{(4)}$	$\bar{M}^{(5)}\Delta F$	$\Delta F^{(5)}$
No	No	No	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	
K101	1	1H1	52.7	-74.55	52.7	0	
		1H2	52.7	-74.55	-74.55	0	
K201	2	2H1	52.7	-74.55	26.85	30.81	0.8390
		2H2	52.7	-74.55	-65.41	0	118.2

Tablo 5.97 : Beşinci İtme Adımında Kolonlarda $\Delta F^{(5)}$ Değerinin Bulunması

5. İtme Adımı			4. İtme Sonuçları		$\Delta F = 1$				
Marka	Eleman	Kesit	$P^{(4)}$	$M^{(4)}$	$\bar{P}^{(5)}\Delta F$	$\bar{M}^{(5)}\Delta F$	$P^{(5)}$	$M^{(5)}$	$\Delta F^{(5)}$
No	No	No	kN	kNm	kN	kNm	kN	kNm	
S101	3	3H1	-30.09	65.14	6.16	0	-23.93	65.14	
		3H2	-30.09	-37.53	6.16	-6.99	-23.93	-44.52	3.6823
S201	4	4H1	-18.52	16	6.16	-6.99	-12.36	9.01	10.7350
		4H2	-18.52	-26.85	6.16	-30.81	-12.36	-57.66	1.1914
S102	5	5H1	-117.79	71.75	-6.16	0	-123.95	71.75	
		5H2	-117.79	-42.19	-6.16	-13.55	-123.95	-55.74	2.2613
S202	6	6H1	-36.02	32.67	-6.16	-13.55	-42.18	19.12	7.5052
		6H2	-36.02	-65.47	-6.16	0	-42.18	-65.47	

Kiriş ve kolon için verilen tablolara bakıldığında en küçük ΔF değerinin K201 kirişinin (i) ucunda olduğu görülür ve $\Delta F = 0.8390$ olarak hesaplanmıştır.

Beşinci adımda hesaplanan ΔF değeri büyük çıkmıştır. Spektrum ölçek katsayısının birim değeri aşıp aşmadığı kontrol edilir.

Beşinci itme adımı sonunda birikimli spektrum ölçek katsayısı izleyen şekilde hesaplanır:

$$F^{(5)} = F^{(4)} + \Delta F^{(5)} = 0.8178 + 0.8390 = 1.6568 > 1$$

Birikimli spektrum ölçek katsayısı birim değeri geçmiştir. Dolayısıyla beşinci adım son adımdır ve son adımdaki artımsal spektrum ölçek katsayısı izleyen şekilde hesaplanır.

$$\Delta F^{(p)} = 1 - F^{(p-1)} \quad (5.117)$$

$$\Delta F^{(5)} = 1 - F^{(4)} = 1 - 0.8178 = 0.1822$$

Son adımdaki modal yer değiştirme artımı önceki adımlardan farklı olarak izleyen şekilde hesaplanır.

$$\begin{aligned} \Delta d_n^{(p)} &= C_{Rn} S_{den}^{(1)} \Delta F^{(p)} \\ \Delta d_1^{(5)} &= C_{R1} S_{de1}^{(1)} \Delta F^{(5)} \\ \Delta d_2^{(5)} &= C_{R2} S_{de2}^{(1)} \Delta F^{(5)} \end{aligned} \quad (5.118)$$

Buradaki C_{Rn} sistem başlangıç periyotuna göre izleyen şekilde hesaplanır:

$$\begin{aligned} T_n^{(1)} &\geq T_B \rightarrow C_{R1} = 1 \\ T_n^{(1)} &< T_B \rightarrow C_{R1} \geq 1 \text{ (Hesaplanır)} \end{aligned}$$

1. Mod ve 2.Mod için bu karşılaştırmalar izleyen şekilde verilir:

$$\begin{aligned} T_1^{(1)} &= 0.226 \text{ sn} < T_B = 0.6 \text{ sn} \rightarrow C_{R1} > 1 \\ T_2^{(1)} &= 0.072 \text{ sn} < T_B = 0.6 \text{ sn} \rightarrow C_{R2} > 1 \end{aligned} \quad (5.119)$$

Her iki modun başlangıç periyotları, T_B zemin periyotundan küçük olduğu için C_{Rn} değeri her iki mod içinde hesaplanacaktır.

1. Mod için C_{Rn} sayısının hesabı;

C_{Rn} katsayısının hesaplanması $\lambda_n^{(p)}$ değerine göre değişmektedir:

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} \quad (\lambda_1^{(5)} \leq 0.1) \quad (5.120a)$$

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B / T_1^{(1)}}{10 \lambda_1^{(5)} R_{y1}} \quad (\lambda_1^{(5)} > 0.1) \quad (5.120b)$$

$\lambda_1^{(5)}$ izleyen şekilde hesaplanır:

$$\lambda_1^{(5)} = \frac{(\omega_1^{(5)})^2}{(\omega_1^{(1)})^2} = \frac{(6.163)^2}{(27.787)^2} = 0.049 \quad (5.121)$$

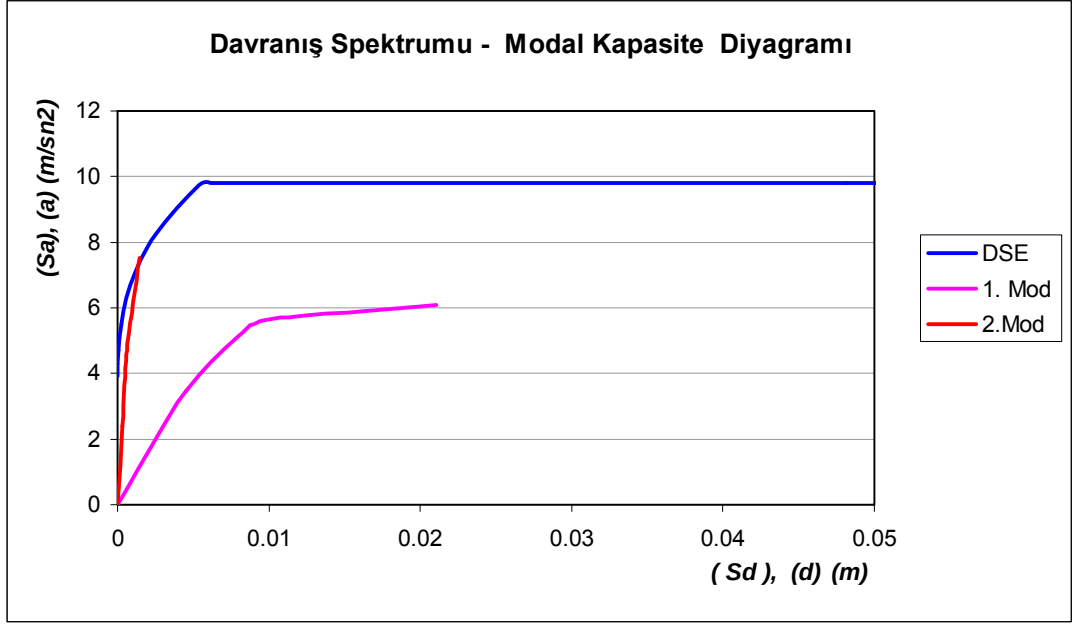
Bu durumda C_{R1} değeri (5.120a) ifadesi ile hesaplanacaktır. Bu ifadedeki R_{y1} değeri önceki bölümlerde izleyen şekilde verilmiştir:

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \quad (5.112)$$

Dolayısıyla burada a_{y1} değerinin hesaplanması gerekmektedir. Bunun için ise 1. Mod için elde edilen modal kapasite eğrisi eşit alanlar yöntemiyle iki doğrulu diyagrama dönüştürülür ve a_{y1} değeri hesaplanır. Aynı işlemler 2. mod içinde yapılacaktır.

1. mod için d_{y1} ve a_{y1} değeri $d_{y1} = 0.0073 m$, $a_{y1} = 5.46 m/s^2$ olarak hesaplanmıştır. Buradan dayanım azaltma katsayısı $R_{y1} = 9.81/5.46 = 1.8$ olarak bulunur ve C_{R1} izleyen şekilde elde edilir.

$$C_{R1} = \frac{1 + (R_{y1} - 1)T_B / T_1^{(1)}}{R_{y1}} = \frac{1 + (1.8 - 1) \times 0.6 / 0.226}{1.8} = 1.74$$



Şekil 5.65 : 1. ve 2. Mod İçin Modal Kapasite Diyagramı

2. Mod için C_{Rn} sayısının hesabı;

Öncelikle $\lambda_2^{(5)}$ değeri hesaplanacaktır ve izleyen şekilde hesaplanır:

$$\lambda_2^{(5)} = \frac{(\omega_2^{(5)})^2}{(\omega_2^{(1)})^2} = \frac{(57.615)^2}{(87.222)^2} = 0.436 \quad (5.122)$$

$\lambda_2^{(5)} > 0.1$ olması sebebiyle C_{R2} izleyen ifade ile hesaplanır (5.120b):

$$C_{R2} = \frac{1 + (R_{y2} - 1)T_B / T_2^{(1)}}{10 \lambda_2^{(5)} R_{y2}} \quad (\lambda_2^{(5)} > 0.1) \quad (5.123)$$

2. mod için elde edilen modal kapasite diyagramının iki doğrulu hale getirilmesi ile

2. mod için d_{y2} ve a_{y2} değeri $d_{y2} = 0.00058m$, $a_{y2} = 4.47 m/s^2$ olarak bulunur.

Buradan dayanım azaltma katsayısı, $R_{y1} = S_{ae2} / a_{y2} = 6.76 / 4.47 = 1.51$ olarak bulunur ve C_{R2} izleyen şekilde hesaplanır:

$$C_{R2} = \frac{1 + (R_{y2} - 1)T_B / T_2^{(1)}}{10 \lambda_2^{(5)} R_{y2}} = \frac{1 + (1.51 - 1) \times 0.6 / 0.097}{10 \times 0.436 \times 1.51} = 0.63 \rightarrow C_{R2} = 1$$

Her iki mod içinde C_{Rn} değerlerinin hesaplamasıyla son itme adımındaki modal yerdeğiştirme artımları izleyen şekilde hesaplanır:

$$\Delta d_1^{(5)} = C_{R1} S_{de1}^{(1)} \Delta F^{(5)} = 1.74 \times 0.0127 \times 0.1822 = 0.00403 \text{ m}$$

$$\Delta d_2^{(5)} = C_{R2} S_{de2}^{(1)} \Delta F^{(5)} = 1 \times 0.00089 \times 0.1822 = 0.00016 \text{ m}$$

Bu durumda beşinci itme adımı için yerdeğiştirme artımı izleyen şekilde hesaplanır:

$$\Delta u_1^{(5)} = C_{R1} \phi_1^{(5)} \Gamma_1^{(5)} S d_{e1}^{(1)} \Delta F^{(5)} = C_{R1} \bar{u}_1^{(5)} \Delta F^{(5)} = 1.74 \times \begin{Bmatrix} 0.01497 \\ 0.00888 \end{Bmatrix} \times 0.1822 = \begin{Bmatrix} 0.00475 \\ 0.00282 \end{Bmatrix} \text{ m}$$

$$\Delta u_2^{(5)} = C_{R2} \phi_2^{(5)} \Gamma_2^{(5)} S d_{e2}^{(1)} \Delta F^{(5)} = C_{R2} \bar{u}_2^{(5)} \Delta F^{(5)} = 1 \times \begin{Bmatrix} -0.00016 \\ 0.00027 \end{Bmatrix} \times 0.1822 = \begin{Bmatrix} -0.00003 \\ 0.00005 \end{Bmatrix} \text{ m}$$

Bu değerlere göre hesaplanan iç kuvvetlerin mod birleştirme sonucunda elde edilen değerleri Tablo 5.98’de verilmiştir.

Tablo 5.98 : Mod Birleştirme Altında Oluşan İç Kuvvetler

Mod birleştirme Altında Oluşan İç Kuvvetler $(\bar{P}\Delta F, \bar{M}\Delta F, \bar{V}\Delta F \Rightarrow \Delta F = 0.1822 \text{ } C_{R1} = 1.74, C_{R2} = 1)$							
Eleman	Çubuk	Normal Kuvvet P (kN)		Kesme Kuvveti V (kN)		Eğilme Momenti M (kNm)	
No	No	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç	Sol Uç	Sağ Uç
K101	1	0	0	0	0	0	0
K201	2	0	0	1.94	1.94	9.73	0
S101	3	1.94	1.94	0.71	0.71	0	-1.94
S201	4	1.94	1.94	2.92	2.92	-1.94	-9.73
S102	5	-1.94	-1.94	1.53	1.53	0	-4.21
S202	6	-1.94	-1.94	-1.53	-1.53	-4.21	0

Tablo 5.99 : 5. İtme Adımında Sistemde Oluşan Plastik Şekildeğiştirmeler

Beşinci Adımda Plastik Mafsallarda Oluşan Şekildeğiştirmeler $(\bar{U}\Delta F, \bar{\theta}\Delta F \Rightarrow \Delta F = 0.1822 \text{ } C_{R1} = 1.74, C_{R2} = 1)$									
Çubuk	Eleman	Kesit	Mafsal	1. Mod		2. Mod		Mod Birleştirme	
No	No		No	$\bar{U} \text{ (m)} \times 10^{-3}$	$\bar{\theta} \text{ (rad)} \times 10^{-3}$	$\bar{U} \text{ (m)} \times 10^{-3}$	$\bar{\theta} \text{ (rad)} \times 10^{-3}$	$\bar{U} \text{ (m)} \times 10^{-3}$	$\bar{\theta} \text{ (rad)} \times 10^{-3}$
K101	1	(j)	1H2		-0.862		0.005		-0.86
S101	3	(i)	3H1	0.10	1.06	-0.033	0.032	0.11	1.06
S202	6	(j)	6H2	-0.07	-0.77	0.005	0.049	-0.07	-0.77
S102	5	(i)	5H1	0.11	1.10	0.003	0.029	-0.11	1.10
K101	1	(i)	1H1		0.95		-0.011		0.95

Tablo 5.100: 5.İtme Adımı Sonunda Çerçeve Elemanlarında Hesaplanan iç kuvvetler

5. İtme Adımı Sonunda Oluşan İç Kuvvetler ($r^{(5)} = r^{(4)} + \bar{F}^{(5)} \Delta F^{(5)}$)											
Çubuk	Eleman	Kesit	3. İtme Adımı Sonu ($r^{(4)}$)			$(\bar{F}^{(5)} \Delta F^{(5)})$			5. İtme Adımı Sonu ($r^{(5)}$)		
No	No		P (kN)	V (kN)	M (kNm)	P (kN)	V (kN)	M (kNm)	P (kN)	V (kN)	M (kNm)
K101	1	(i)	0	-13.13	52.7	0	0	0	0	-13.13	52.7
		(j)	0	60.81	-74.55	0	0	0	0	60.81	-74.55
K201	2	(i)	0	-18.52	26.85	0	1.94	9.73	0	-16.58	36.58
		(j)	0	55.42	-65.41	0	1.94	0	0	57.36	-65.41
S101	3	(i)	-30.09	37.10	65.14	1.94	0.71	0	-28.15	37.81	64.87
		(j)	-30.09	37.10	-37.53	1.94	0.71	-1.94	-28.15	27.81	-39.47
S201	4	(i)	-18.52	15.56	16	1.94	2.92	-1.94	-16.58	18.48	-14.06
		(j)	-18.52	15.56	-26.85	1.94	2.92	-9.73	-16.58	18.48	-36.58
S102	5	(i)	-117.79	30.00	71.75	-1.94	1.53	0	-119.73	31.53	74.22
		(j)	-117.79	30.00	-42.19	-1.94	1.53	-4.21	-119.73	31.53	-46.40
S202	6	(i)	-36.02	36.41	32.67	-1.94	-1.53	-4.21	-37.96	34.88	28.46
		(j)	-36.02	36.41	-65.47	-1.94	-1.53	0	-37.96	34.88	-65.62

Tablo 5.101 : 5. İtme Adımı Sonunda Oluşan Plastik Şekildeğişmeler

Adım	Çubuk	Eleman	Kesit	Mafsals	$\Delta F^{(i)}$	Plastik Eksenel YD		Plastik Dönme	
Sayısı (i)	No	No		No		$\Delta U(m) \times 10^{-3}$	$U(m) \times 10^{-3}$	$\Delta \theta$ (rad)	θ (rad)
1					0.3525				
2	K101	1	(j)	1H2	0.3223			-0.00185	-0.00185
3	K101	1	(j)	1H2	0.0555			-0.00025	-0.00210
	S101	3	(i)	3H1		0.018	0.018	0.00018	0.00018
	S202	6	(j)	6H2		-0.017	-0.017	-0.00018	-0.00018
4	K101	1	(j)	1H2	0.0875			-0.00031	-0.00241
	S101	3	(i)	3H1		0.037	0.055	0.00037	0.00054
	S202	6	(j)	6H2		-0.017	-0.034	-0.00019	-0.00037
	S102	5	(j)	5H1		-0.033	-0.033	0.00033	0.00033
5	K101	1	(j)	1H2	0.1822			-0.00086	-0.00327
	S101	3	(i)	3H1		0.11	0.165	0.00106	0.00160
	S202	6	(j)	6H2		-0.07	-0.104	-0.00077	-0.00113
	S102	5	(j)	5H1		-0.11	-0.143	0.00110	0.00143
	K101	1	(j)	1H1				0.00095	0.00095

Tablo 5.102 : Beşinci Adımda Elde Edilen Artımsal Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri İle Beşinci Adım Sonunda Elde Edilen Modal Yerdeğiştirme ve Modal İvme Değerleri

1. mod								
Adım	$\Delta F^{(i)}$	$F^{(i)}$	$T^{(i)}$	$S_{del}^{(1)}$	$\Delta d_1^{(i)}$	$d_1^{(i)}$	$\Delta a_1^{(i)}$	$a_1^{(i)}$
Sayı			s	m	m	m	m/s ²	m/s ²
1	0.3525	0.3525	0.226	0.0127	0.00448	0.0045	3.4602	3.4602
2	0.3223	0.6748	0.29	0.0127	0.00409	0.0086	1.9214	5.3817
3	0.0555	0.7303	0.394	0.0127	0.00070	0.0093	0.1793	5.5609
4	0.0875	0.8178	0.579	0.0127	0.00111	0.0104	0.1309	5.6918
5	0.1822	1	1.019	0.0127	0.00403	0.0144	0.1532	5.8450
2. mod								
Adım	$\Delta F^{(i)}$	$F^{(i)}$	$T^{(i)}$	$S_{de2}^{(1)}$	$\Delta d_2^{(i)}$	$d_2^{(i)}$	$\Delta a_2^{(i)}$	$a_2^{(i)}$
Sayı			s	m	m	m	m/s ²	m/s ²
1	0.3525	0.3525	0.0720	0.00089	0.00031	0.00031	2.3892	2.3892
2	0.3223	0.6748	0.0720	0.00089	0.00029	0.00060	2.1845	4.5736
3	0.0555	0.7303	0.0950	0.00089	0.00005	0.00065	0.2161	4.7897
4	0.0875	0.8178	0.1080	0.00089	0.00008	0.00073	0.2636	5.0533
5	0.1822	1	0.1090	0.00089	0.00016	0.00089	0.5388	5.5921

- Kirişler İçin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı**

Eşdeğer Deprem Yüğü yönteminde kiriş kesitleri için bir eksenli eğilme analizi yapılarak kiriş kesitine ait eşdeğer akma eğriliği hesaplanmıştır. Tablo 5.103’de kiriş uçlarındaki her bir plastik mafsallık için eşdeğer akma eğriliği, plastik eğrilik ve toplam eğrilik verilmiştir.

Tablo 5.103 : K101 Kirişi İçin Toplam Eğrilik Hesabı

Kiriş	Eleman	Mafsallık	Uç	θ_p (rad)	L_p (m)	ϕ_p (rad/m)	ϕ_y (rad/m)	ϕ_t (rad/m)
No	No	No	Bölgesi	P. Dönme	M. Boyu	P. Eğrilik	A. Eğrilik	T. Eğrilik
K101	1	1H1	sol	0.00095	0.25	0.0038	0.0033	0.0071
		1H2	sağ	-0.00327	0.25	-0.01308	-0.0035	-0.01658

Böylelikle toplam eğrilikler elde edilmiştir. Buradaki (-) işareti negatif yöndeki moment eğrilik analizini temsil eder. Uygun olarak seçilen bir beton modeli ile pekleşmeyi de göz önüne alan donatı çeliği kullanılarak moment eğrilik analizi yapılarak Tablo 103’de verilen toplam eğrilik istemlerine karşılık gelen birim şekil değiştirme istemleri hesaplanır.

K101 kirişinin sağ ucunda bulunan 1H2 plastik mafsalsının toplam eğriliği $\phi_t = -0.01658 \text{ rad/m}$ için tek eksenli eğrilik analizi yapılmış ve bu değere karşılık gelen beton basınç birim şekildeğiştirmesi ile donatı çeliğinin birim şekil değiştirme izleyen şekilde elde edilmiştir.

$$\varepsilon_c = 0.001084 \quad \varepsilon_s = 0.00655$$

Bu değerler yönetmelikteki sınır değerler ile karşılaştırılırsa izleyen sonuçlar elde edilir.

$$\varepsilon_c = 0.001084 < (\varepsilon_c)_{MN} = 0.0035$$

$$\varepsilon_s = 0.00655 < (\varepsilon_s)_{MN} = 0.010$$

Kesitteki hasar durumu, minimum hasar sınırının altındadır dolayısıyla kesit minimum hasar bölgesindedir. Bu sonuçtan sonra kirişin kesme güvenliği kontrol edilir. Analiz sonucunda kiriş ucunda oluşan maksimum kesme kuvveti $V_d = 60.81 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. Etriyelerin taşıdığı kesme kuvveti izleyen şekilde verilir:

$$V_s = A_{sw} f_{ys} \frac{d}{s} = 1 \times 2200 \times \frac{56}{10} = 123.2 \text{ kN} > V_d$$

Kesit kesme kuvveti açısından yeterlidir.

Kiriş uçlarında oluşan her bir plastik mafsals için yapılan değerlendirmeler izleyen tabloda sunulmuştur:

Tablo 5.104 : K101 Kirişi Hasar Bölgesi

Kiriş	Eleman	Mafsals	Uç	ϕ_t (rad/m)	ε_c	ε_s	Hasar	Kesme
No	No	No	Bölgesi	T. Eğrilik			Bölgesi	Güvenliği
K101	1	1H1	sol	0.0071	0.00026	0.0031	MHB	√
		1H2	sağ	-0.01658	0.0011	0.0066	MHB	√

- **Kolonlar İçin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı**

Daha önce belirtildiği gibi L_p boyu olarak, ilgili kolonun itme analizi doğrultusundaki boyutunun yarısı alınmıştır. Kesitte eşdeğer akma eğriliği, eksenel kuvvet altında yapılan kesit analizi sonucunda elde edilen moment eğrilik ilişkisi yardımıyla hesaplanacaktır. Kolon uç bölgelerindeki her bir plastik mafsalsın itme analizi sonucunda oluşan normal kuvvet değerine karşılık olan akma eğriliği ϕ_y hesaplanır.

Tablo 5.100' den de görüleceği üzere analiz sonucunda S101 kolonunun i ucunda plastik mafsals oluşmuştur. Bu plastik mafsalsdaki (3H1) normal kuvvet ve moment değeri izleyen şekildedir.

$$N = -28.15 \text{ kN} \quad M = 64.87 \text{ kNm}$$

Yönetmelik 7B'de verilen beton ve çelik modelleri kullanılarak normal kuvvet $N = 28.15 \text{ kN}$ altında tek eksenli eğrilik analizi yapılmıştır. Bu analiz sonucunda kesitin akma eğriliği $\phi_y = 0.0052 \text{ rad/m}$ olarak bulunmuştur. Kesitin plastik eğrilik istemi Tablo 5.100' den izleyen şekilde hesaplanır:

$$L_p = \frac{h}{2} = \frac{0.4}{2} = 0.2 \text{ m} \quad \theta_p = 0.0016 \text{ rad} \quad \phi_p = \frac{\theta_p}{L_p} = \frac{0.0016}{0.2} = 0.008 \text{ rad/m}$$

Buradan toplam eğrilik istemi ϕ_t izleyen şekilde elde edilir:

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p = 0.0052 + 0.008 = 0.0132 \text{ rad/m}$$

Bundan sonra kesitteki normal kuvvet $N = 28.15 \text{ kN}$ altında toplam eğrilik istemi $\phi_t = 0.0132 \text{ rad/m}$ değerine karşı gelen betondaki basınç birim şekildeğiştirmesi ϵ_c ve donatıdaki uzama şekildeğiştirmesi ϵ_s değerleri hesaplanır. Eğrilik analizinden bu değerler $\epsilon_c = 0.0009$, $\epsilon_s = 0.0040$ olarak elde edilmiştir.

Bu değerler yönetmelikteki sınır değerler ile karşılaştırılırsa, kesit hasar durumunun minimum hasar bölgesinde olduğu görülmektedir.

$$\epsilon_c = 0.0009 < (\epsilon_c)_{MN} = 0.0035 \quad \epsilon_s = 0.0040 < (\epsilon_s)_{MN} = 0.010$$

Bu sonuçtan sonra kolonun kesme güvenliği kontrol edilir. Analiz sonucunda kolon ucunda oluşan maksimum kesme kuvveti $V_d = 37.81 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. Etriyelerin taşıdığı kesme kuvveti izleyen şekilde hesaplanır:

$$V_s = (0.5 \times 2 + 0.5 \times \sin 45^\circ \times 2) \times 2200 \times \left(\frac{36}{20} \right) = 67.6 \text{ kN} > V_d$$

Kesit kesme kuvveti açısından yeterlidir. Kolon uçlarında oluşan her bir plastik mafsalsal için yapılan değerlendirmeler izleyen tabloda sunulmuştur:

Tablo 5.105 : Kolonların Toplam Eğrilik Hesabı

Marka	Eleman	Uç	Mafsalsal	θ_p (rad)	L_p (m)	ϕ_p (rad/m)	P	ϕ_y (rad/m)	ϕ_t (rad/m)
No	No	Bölgesi	No	P. Dönme	M. boyu	P. Eğrilik	KN	Akma Eğr.	T. Eğrilik
S101	3	i ucu	3H1	0.0016	0.2	0.008	-28.15	0.0052	0.0132
S102	5	i ucu	5H1	0.00143	0.2	0.0072	-119.73	0.0054	0.0126
S202	6	j ucu	6H2	-0.00113	0.2	-0.0057	-37.96	-0.0051	-0.0108

Her bir plastik kesitteki toplam eğrilik istemi ve normal kuvvet altında yapılan analiz sonucunda her bir kesitteki birim şekildeğiştirme istemleri ve bu istemlere karşılık gelen hasar seviyeleri izleyen tabloda sunulmuştur:

Tablo 5.106 : Kolonların Hasar Seviyeleri

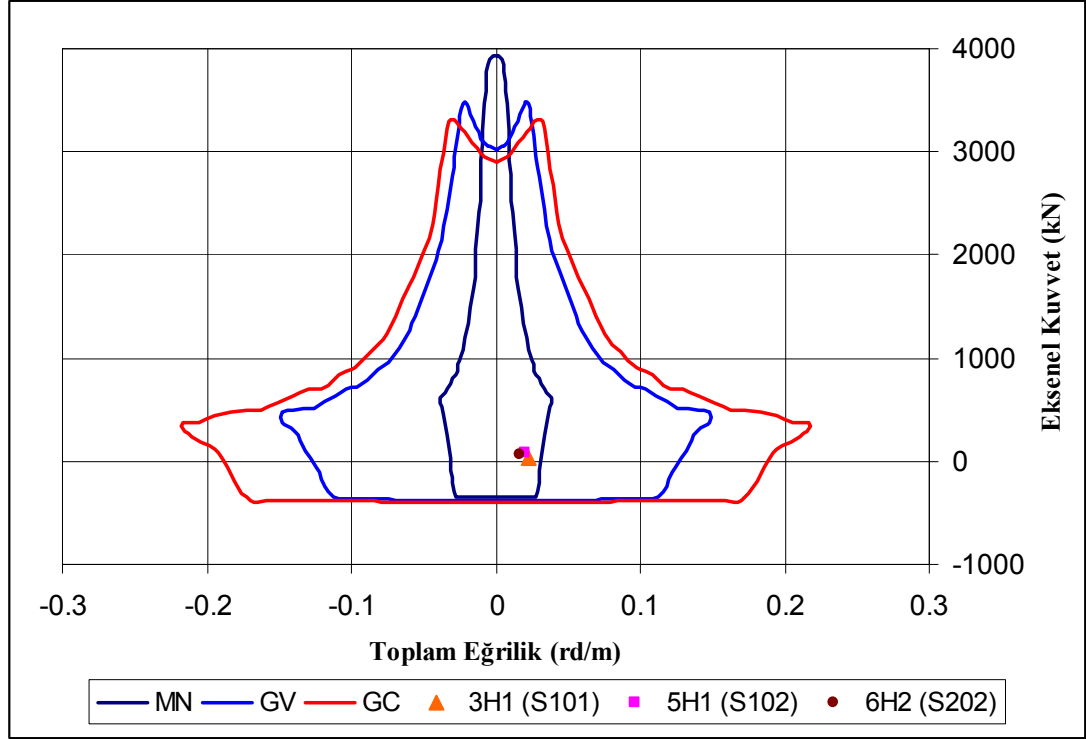
Marka	Eleman	Uç	Mafsalsal	P	ϕ_t (rad/m)	ϵ_c	ϵ_s	Hasar	Kesme
No	No	Bölgesi	No	KN	T. Eğrilik			Bölgesi	Güvenliği
S101	3	i ucu	3H1	-28.15	0.0132	0.0009	0.0040	MHB	√
S102	5	i ucu	5H1	-119.73	0.0126	0.0011	0.0036	MHB	√
S202	6	j ucu	6H2	-37.96	-0.0108	0.0008	0.0032	MHB	√

Tablolardan da görüleceği üzere artımsal mod birleştirme analizi sonucunda elemanlar üzerinde oluşan plastik kesitlerin tümü “*minimum hasar seviyesi*” bölgesindedir.

Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü yönteminde anlatıldığı gibi ikinci bir yol olarak normal kuvvet – eğrilik diyagramı kullanılabilir. Bunun için her bir hasar sınırı için kesitin normal kuvvet – eğrilik diyagramı çizilir ve plastik kesitin normal kuvvet ve toplam eğrilik isteminin bu diyagramda hangi hasar bölgesine düştüğüne bakılarak kesitin hasar seviyesi belirlenir.

Kesit hasar sınır değerleri, artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde hesaplanmıştır. Burada tekrar hesaplanmayacaktır.

Kesit hasar bölgesini belirleyen bu üç sınır durumu için normal kuvvet- eğrilik diyagramı çizilir. Aşağıda verilen diyagramda basınç kuvveti pozitif işaret ile gösterilmiştir.



Şekil 5.66 : Kesit Hasar Sınırları İçin Normal Kuvvet- Eğrilik Değişimi

Grafikten de görüleceği üzere kolon uçlarında oluşan plastik kesitlerin tümü “*minimum hasar seviyesi*” bölgesindedir.

- Kolon Kiriş Birleşim Bölgelerinde Kesme Güvenliğinin İrdelenmesi**

Doğrusal hesap yöntemleriyle yapılan değerlendirmede, detaylı olarak incelenen birleşim bölgesi kesme güvenliği sağlanmaktadır.

$$V_e = 1.25 \times 2200 \times 7.7 = 211.75 \text{ kN}$$

$$V_r = 0.45 \times 25 \times 40 \times 200 = 900 \text{ kN} > V_e$$

- **Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü**

Eleman bazında değerlendirme sonucunda görelî kat ötelemeleri Tablo 5.107’de, görelî kat ötelemesi bazında belirlenen hasar sınırı değerlendirmesi Tablo 5.108’de verilmiştir.

Tablo 5.107 : İtme Analizi Görelî Kat Ötelemeleri

Kat No	h_i (m)	$d_{i_{max}}$ (cm)	$\delta_{i_{max}}$ (cm)	$\delta_{i_{max}}/h_i$
2	3.00	1.718	0.797	0.0027
1	3.00	0.921	0.921	0.0031

Tablo 5.108 : İtme Analizi Görelî Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat No	$\delta_{i_{max}}/h_i$		Hasar Sınırı
2	0.0027	<0.01	MN
1	0.0031	<0.01	MN

- **Bina Performans Değerlendirmesi**

Daha öncede belirtildiği gibi ele alınan tek açıklıklı düzlem çerçeve modeli için sadece hasar seviyelerinin özetlenmesi yapılacaktır. Ayrıca –X yönünde yapılan değerlendime içinde aynı sonuçların elde edileceği, sistemin ve donatı detaylarının simetrik olması sebebiyle açıkça görülmektedir. Kiriş ve kolonlarda kesit hasar durumları izleyen şekilde özetlenmiştir:

- 1.ve 2. kattaki tüm kiriş ve kolonların hasar seviyesi “*minimum hasar bölgesindedir.*”

5.2.3 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi

- **Bina Bilgi düzeyi**

Binanın malzeme özelliklerinin ve betonarme detaylarının projeye tamamen uyduğu kabul edilmiş olup buna göre bina bilgi düzeyi “kapsamlı” olarak belirlenmiş ve bilgi düzeyi kat sayısı 1.0 alınmıştır.

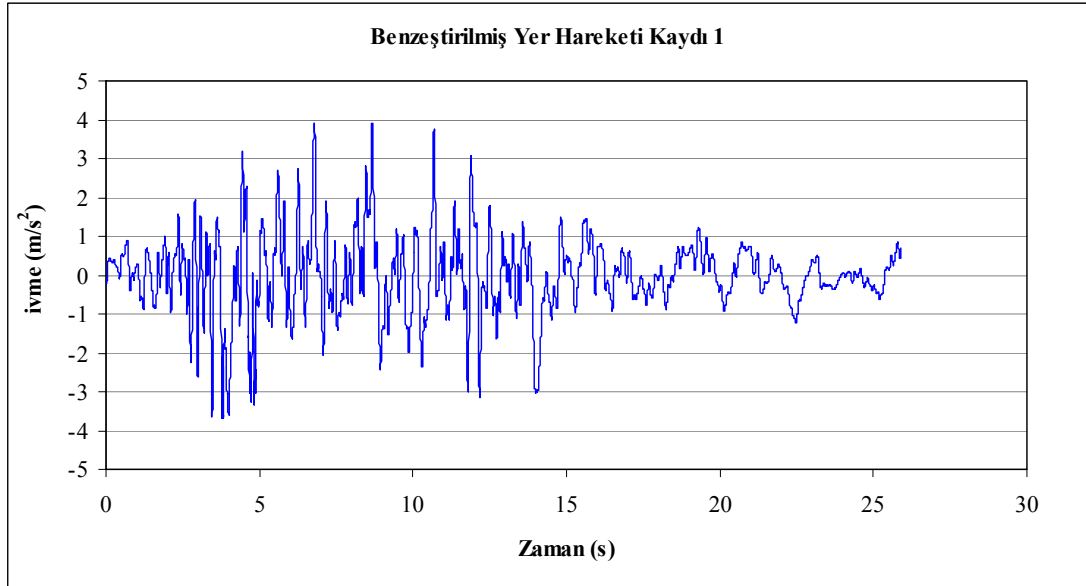
- **Analiz Modelinin Oluşturulması**

Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yönteminde, analiz modelinin oluşturulması, Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminde izlenen yolun aynısıdır.

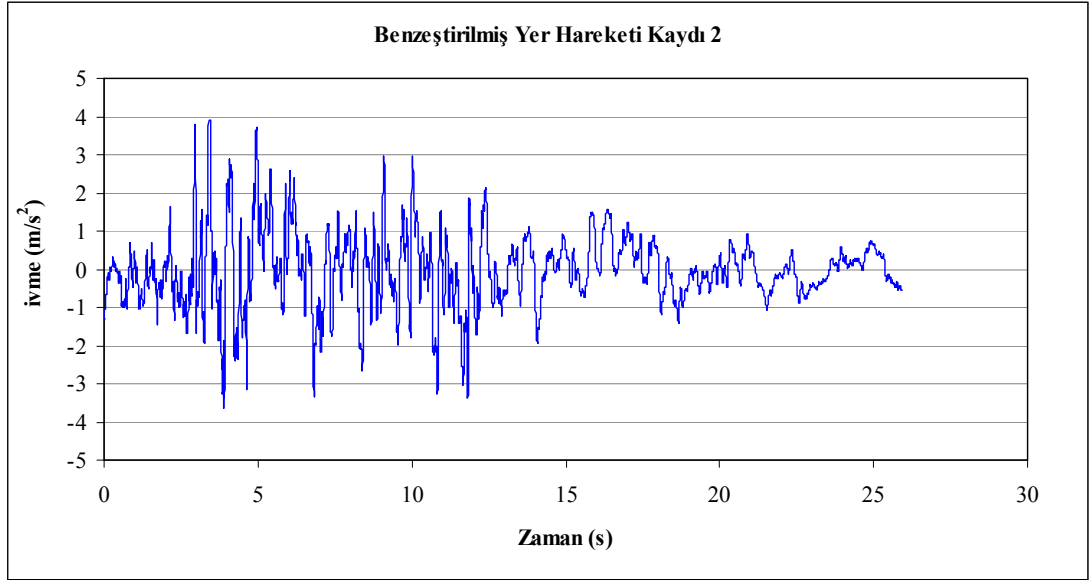
Kısaca özetlenecek olursa, etkin eğilme rijitlikleri için düşey yükler altında ön hesap yapılır, kesit analizleri yapılarak potansiyel plastik mafsallar tanımlanır ve model oluşturulur. Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yönteminde analiz modelinin oluşturulması ayrıntılı bir şekilde anlatılmıştır burada tekrarlanmayacaktır.

- **Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi**

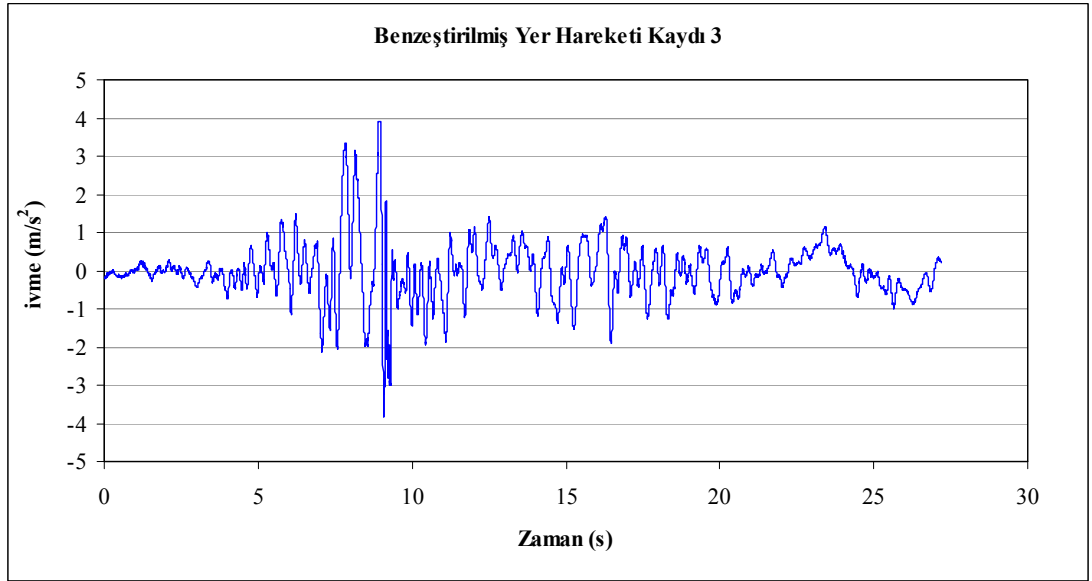
Zaman Tanım Alanında Hesap Yönteminde yapay yolla üretilen yada daha önce kaydedilmiş veya benzetilmiş deprem yer hareketleri kullanılır. Bu çalışmada üç adet yapay deprem hareketi kullanılacaktır. Tez kapsamında yer alan doğrusal ve doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden elde edilen sonuçların sağlıklı şekilde karşılaştırılması amacıyla, yapay deprem hareketleri zemin sınıfına ait ivme spektrum eğrisinden üretilmiştir. Spektrumla uyumlu yapay deprem hareketlerinin oluşturulması için Oasys Sigrath programı kullanılmıştır. Bunun için öncelikle üç adet var olan deprem kaydı ve yönetmelikteki tasarım ivme spektrumu Oasys Sigrath programına tanıtılmıştır. Oasys Sigrath programı var olan ivme kayıtlarını kullanarak verilen ivme spektrumuna uygun yeni ivme kayıtları oluşturur. Bunlarda benzeştirilmiş ivme kayıtlarıdır. Benzeştirilmiş ivme kayıtlarının da yönetmelikteki spektrum eğrisine uygunluğu gösterilmelidir.



Şekil 5.67 : Yer Hareketi Kaydı 1

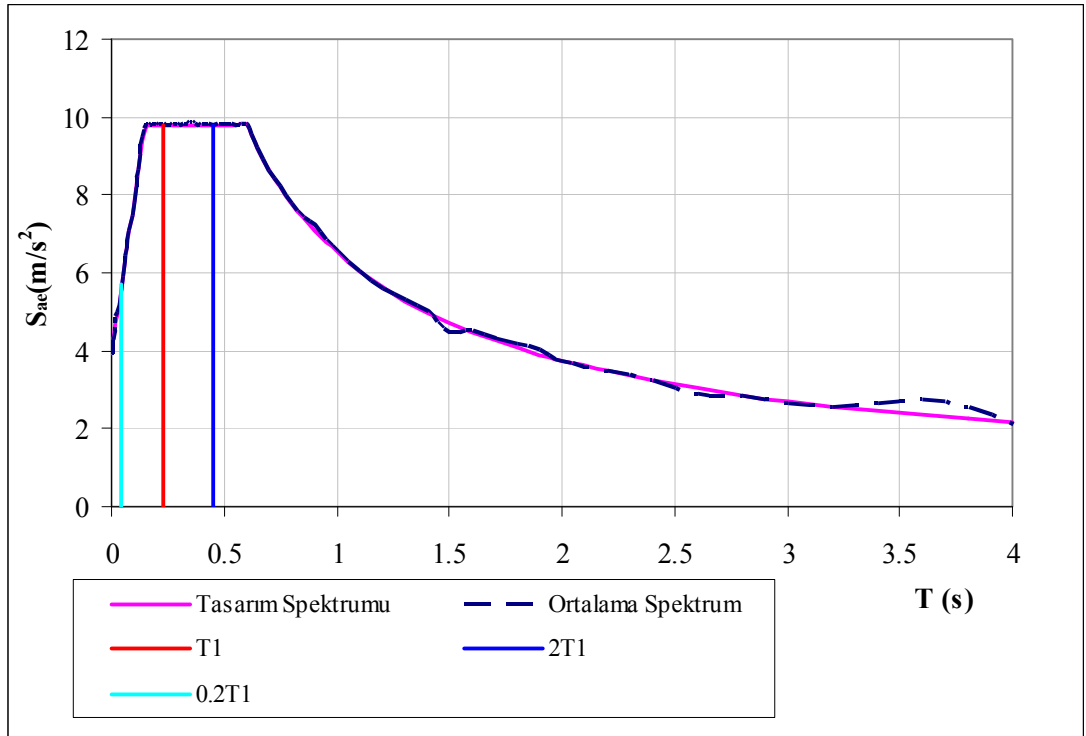


Şekil 5.68 : Yer Hareketi Kaydı 2



Şekil 5.69 : Yer Hareketi Kaydı 3

Seçilen bu yer hareketlerinin %5 sönüm oranı için yeniden bulunacak spektral ivme değerlerinin ortalaması, göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci hakim periyot T_1 'e göre $0.2T_1$ ile $2T_1$ arasındaki periyotlar için yönetmelikte tanımlanan $S_{ae}(T)$ elastik spektral ivmelerin %90'ından daha az olmaması koşulunu sağladığı Şekil 5.70'de gösterilmiştir.



Şekil 5.70 : Yer Hareketlerinin Ortalama Spektrum Eğrisi

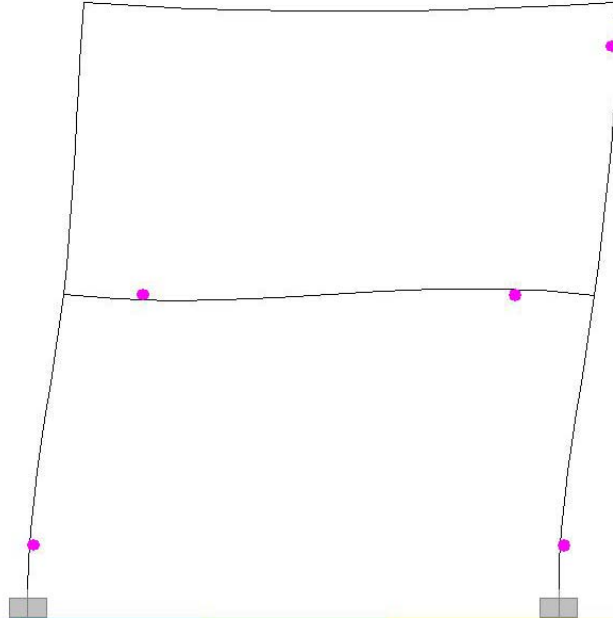
Potansiyel plastik kesitlerin akma yüzeylerinin oluşturulması, artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde anlatılmıştır. Aynı yol zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminde de uygulanır. Zaman tanım alanında hesap yapılan analiz modelinde plastik kesitlerin histerik moment- plastik dönme bağıntıları statik itme analiz modeline benzer şekilde ideal-rijit plastik davranış esas alınarak tanımlanabilir.

- **Düşey Yükler Altında Doğrusal Olmayan Statik Analiz**

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılır. Bu analizin sonuçları, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizin başlangıç koşulları olarak dikkate alınmıştır.

- **Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz**

Analizde, yukarıda şekillerle verilen üç adet benzeştirilmiş yer hareketi kullanılmıştır ve değerlendirmede sonuçların maksimumu esas alınmıştır. Buna göre tepe noktasının maksimum yer değiştirme istemi 0.01679 m olarak (yer hareketi kaydı 2' den) bulunmuştur.



Şekil 5.71 : Zaman Tanım Analizi Sonucunda Sistemde Oluşan Plastik Kesitler

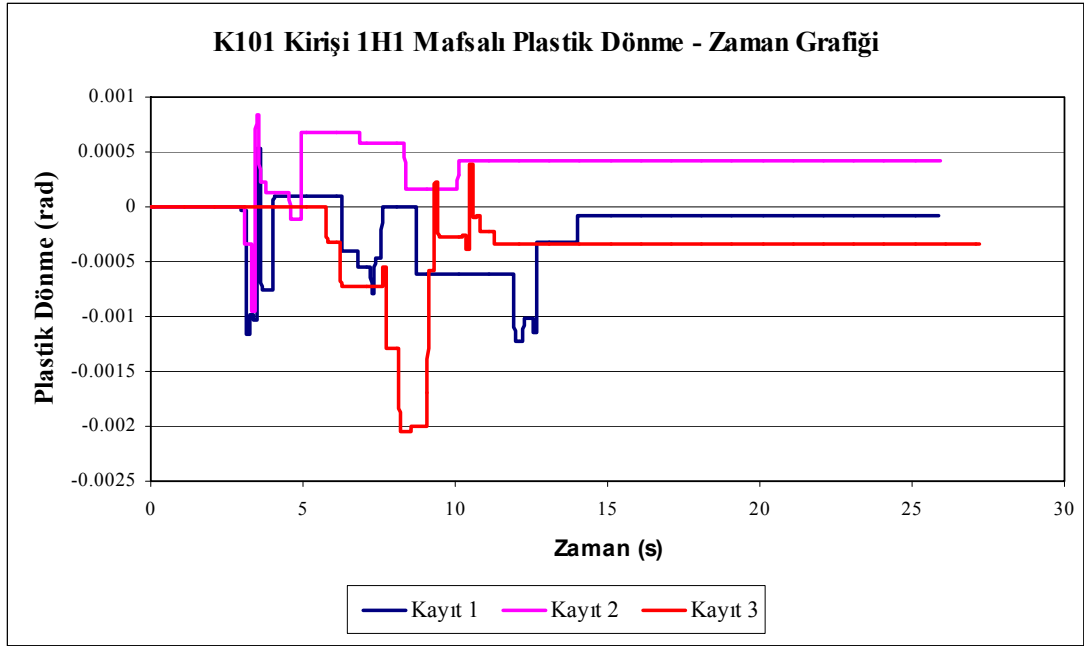
Bu doğrultuda yer hareketi kaydı 2 den elde edilen plastik yerdeğiştirmeler Tablo 5.109’ da verilmiştir.

Tablo 5.109 : Zaman Tanım Analizi Sonucunda Oluşan Plastik Şekildeğiştirmeler

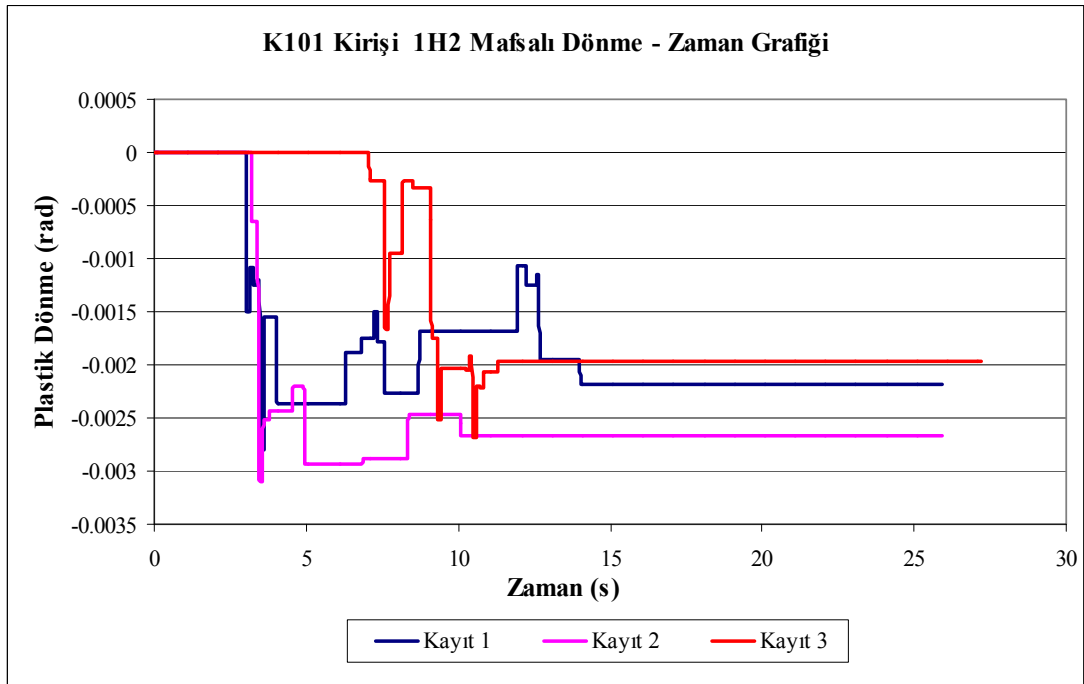
Marka	Eleman	Uç	Mafsal	Mafsal	Max	U1Plastic	R3Plastic
No	No	Bölgesi	Tipi	No	Min	m	Radians
K101	1	i	M3	1H1	Max	0	0.000845
			M3	1H1	Min	0	-0.000955
		j	M3	1H2	Max	0	0
			M3	1H2	Min	0	-0.003107
K201	2	i	M3	2H1	Max	0	0
			M3	2H1	Min	0	0
		j	M3	2H2	Max	0	0
			M3	2H2	Min	0	0
S101	3	i	PMM	3H1	Max	0.000262	0.001783
			PMM	3H1	Min	0	0
		j	PMM	3H2	Max	0	0
			PMM	3H2	Min	0	0
S201	4	i	PMM	4H1	Max	0	0
			PMM	4H1	Min	0	0
		j	PMM	4H2	Max	0	0
			PMM	4H2	Min	0	0
S102	5	i	PMM	5H1	Max	0.000201	0.001364
			PMM	5H1	Min	0	0
		j	PMM	5H2	Max	0	0
			PMM	5H2	Min	0	0
S202	6	i	PMM	6H1	Max	0	0
			PMM	6H1	Min	0	0
		j	PMM	6H2	Max	0.000069	0
			PMM	6H2	Min	0	-0.00047

- **Kirişler İçin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı**

Yapılan analiz sonucunda kirişlerde plastikleşen kesitlere ait plastik dönme istemleri ve bunlara karşılık gelen plastik eğrilik istemleri hesaplanır. K101 kirişinin i ve j uçlarındaki 1H1 ve 1H2 mafsallarının dönme zaman grafikleri üç deprem kaydı için sırasıyla Şekil 5.72 ve Şekil 5.73’de verilmiştir.

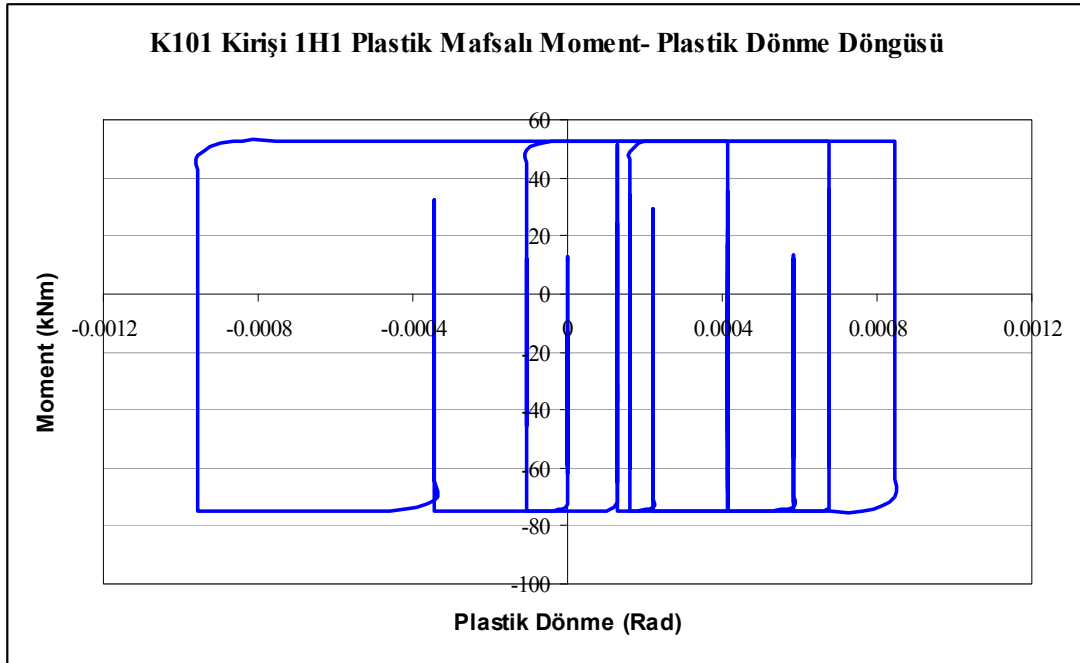


Şekil 5.72 : K101 Kirişi i Ucu Zamana Bağlı Plastik Dönme Grafiği



Şekil 5.73 : K101 Kirişi j Ucu Zamana Bağlı Plastik Dönme Grafiği

K101 kirişinin i ucundaki 1H1 plastik kesitinin yer hareketi kaydı 2 altında moment-plastik dönme çevrimi Şekil 5.74’de verilmiştir.



Şekil 5.74 : K101 Kirişi i Ucu Zamana Moment-Plastik Dönme Döngüsü

Analizi yapılan binada bütün kirişler 50cm yüksekliğindedir, bu nedenle plastik mafsal boyu $L_p = 0.5/2 = 0.25m$ olarak elde edilir. Kesitte eşdeğer akma eğrilği kesit analizi sonucu elde edilen iki doğrulu moment- eğrilik ilişkisi yardımı ile bulunur. Kesit analizi Artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminde ayrıntılı olarak yapılmıştır. Kirişler için elde edilen toplam eğrilik istemleri izleyen şekilde verilir.

Tablo 5.110 : Kirişler İçin Toplam Eğrilik İstemi

Kiriş	Eleman	Mafsal	Uç	Max	θ_p (rad)	L_p (m)	ϕ_p (rad/m)	ϕ_y (rad/m)	ϕ_t (rad/m)
No	No	No	Bölgesi	Min	P. Dönme	M. Boyu	P. Eğrilik	A. Eğriligi	T. Eğrilik
K101	1	1H1	i	Max	0.00085	0.25	0.0034	0.0033	0.0067
		1H1	i	Min	-0.00096	0.25	-0.0038	-0.0035	-0.0073
K101	1	1H2	j	Max	0	-	-	-	-
		1H2	j	Min	-0.00311	0.25	-0.0124	-0.0035	-0.0159

Böylelikle toplam eğrilikler elde edilmiş oldu. Buradaki (-) işareti negatif yöndeki moment eğrilik analizini temsil eder. Uygun olarak seçilen bir beton modeli ile pekleşmeyi de göz önüne alan donatı çeliği kullanılarak moment eğrilik analizi

yapılarak Tablo 5.110’da belirtilen toplam eğrilik istemlerine karşılık gelen birim şekil değiştirme istemleri hesaplanır.

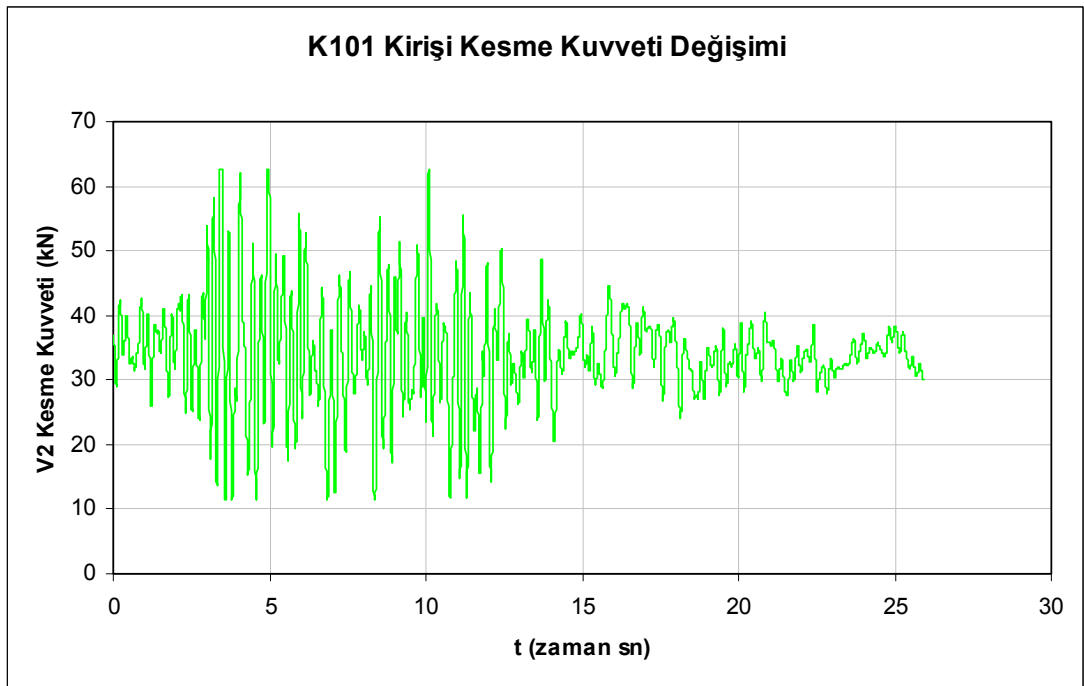
K101 kirişinin sağ (j) ucunda bulunan 1H2 plastik mafsalının toplam eğriliği $\phi_t = -0.0159 \text{ rad/m}$ için tek eksenli eğrilik analizi yapılmış ve bu değere karşılık gelen beton basınç birim şekil değiştirmesi ile donatı çeliğinin birim şekil değiştirmesi $\varepsilon_c = 0.001059$, $\varepsilon_s = 0.00625$ olarak bulunmuştur.

Bu değerler yönetmelikteki sınır değerler ile karşılaştırılırsa; kesitteki hasar durumu, minimum hasar sınırının altındadır dolayısıyla kesitin minimum hasar bölgesinde olduğu görülmektedir.

$$\varepsilon_c = 0.001059 < (\varepsilon_c)_{MN} = 0.0035$$

$$\varepsilon_s = 0.00625 < (\varepsilon_s)_{MN} = 0.010$$

Bu sonuçtan sonra kirişin kesme güvenliği kontrol edilir. Kiriş uç bölgelerinde oluşan kesme kuvvetinin zamana bağlı değişimi Şekil 5.75’de verilmiştir.



Şekil 5.75 : K101 Kirişinin Zamana Bağlı Kesme Kuvveti Değişimi

Kirişte oluşan maksimum kesme kuvveti $t=10.11s$ de $V_d = 62.59 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. Etriyelerin taşıdığı kesme kuvveti izleyen şekilde hesaplanır.

$$V_s = A_{sw} f_{ys} \frac{d}{s} = 1 \times 2200 \times \frac{56}{10} = 123.2 \text{ kN} > Vd$$

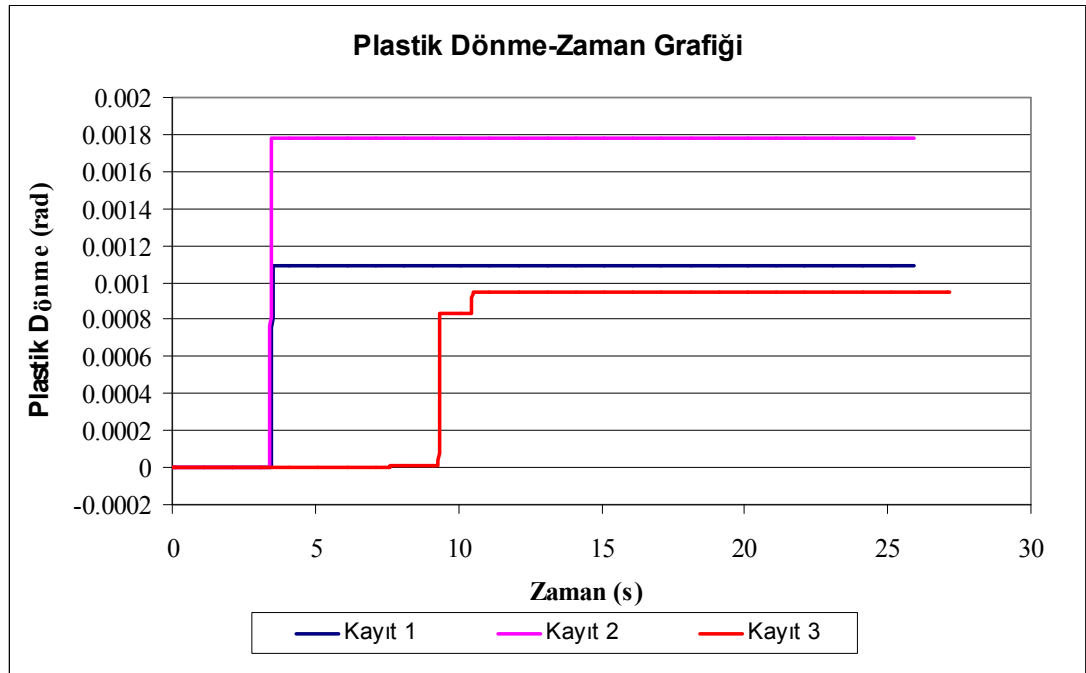
Kiriş uçlarında oluşan her bir plastik mafsallık için yapılan değerlendirmeler Tablo 5.111’de sunulmuştur.

Tablo 5.111 : Kirişler Hasar Bölgeleri

Kiriş	Eleman	Mafsallık	Uç	Max	ϕ_t (rad/m)	ε_c	ε_s	Hasar	Kesme
No	No	No	Bölgesi	Min	T. Eğrilik			Bölgesi	Güvenliği
K101	1	1H1	i	Max	0.0067	0.00025	0.0029	MHB	√
		1H1	i	Min	-0.0073	0.00069	0.0026	MHB	√
K101	1	1H2	j	Max	-	-	-	-	-
		1H2	j	Min	-0.0159	0.00106	-0.00625	MHB	√

• Kolonlar İçin Birim Şekildeğiştirme İstemlerinin Hesabı

Zaman tanım alanında yapılan analiz sonucunda kolonlarda oluşan plastik kesitlere ait plastik dönme istemleri ve bunlara karşılık gelen plastik eğrilik istemleri daha önceki bölümlerde anlatıldığı gibi hesaplanır. Örnek olarak S101 kolonunun 1H1 plastik kesitinin her bir deprem kaydı altında zamana bağlı dönme grafiği Şekil 5.76’da verilmiştir.



Şekil 5.76 : S101 Kolonunun i Ucunun Zamana Bağlı Plastik Dönme Değişimi

Şekil 5.76'dan da görüleceği üzere S101 kolonunun 1H1 plastik kesitindeki maksimum plastik dönme $\theta_{pmax}=0.0018$ rad olarak bulunmuştur. Buna karşılık eksenel kuvvet $N=-109.92$ kN olarak hesaplanmıştır.

Plastik Eğrilik izleyen $\phi_p=\theta_p/L_p=0.0018/(0.4/2)=0.009$ rad/m olarak bulunmuştur. Plastik kesitteki normal kuvvet değerine karşılık eşdeğer akma eğriliği kesit analizinden $\phi_y=0.0054$ rad/m olarak elde edilmiştir. Buradan toplam eğrilik istemi ϕ_t izleyen şekilde hesaplanır:

$$\phi_t = \phi_y + \phi_p = 0.0054 + 0.009 = 0.0144 \text{ rad/m}$$

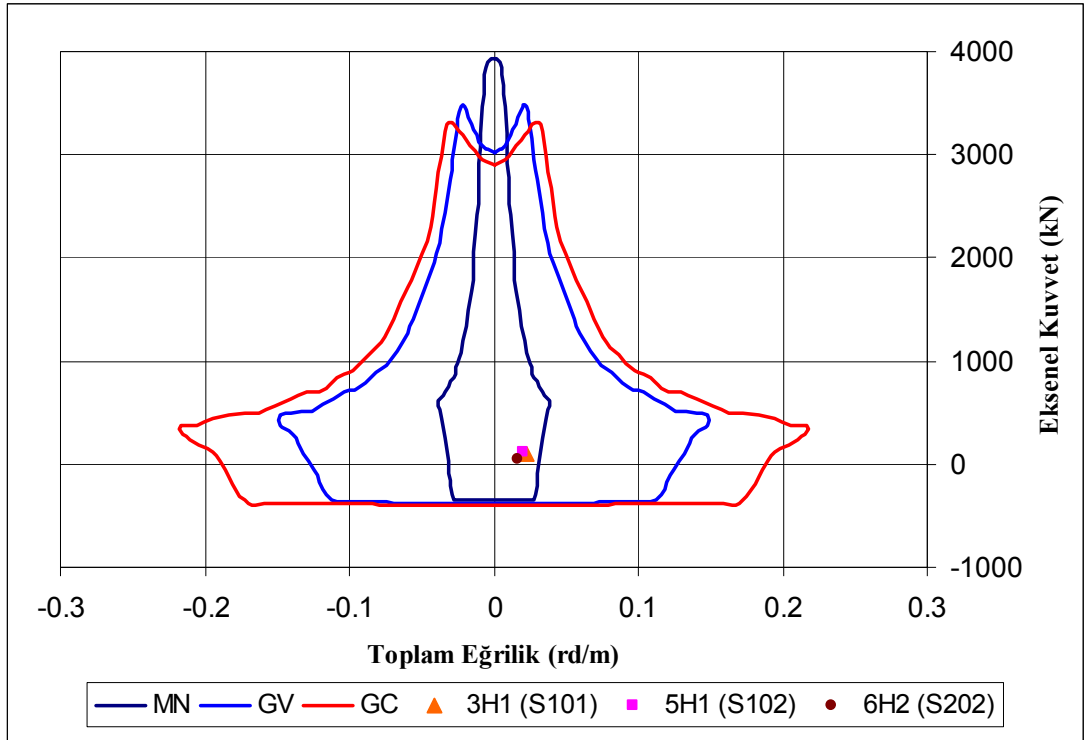
Bundan sonra kesitteki normal kuvvet $N = -109.92$ kN altında toplam eğrilik istemi $\phi_t = 0.0144$ rad/m değerine karşı gelen betondaki basınç birim şekil değiştirmesi ϵ_c ve donatıdaki uzama şekil değiştirmesi ϵ_s değerleri hesaplanır. Eğrilik analizinden bu değerler $\epsilon_c = 0.0011$, $\epsilon_s = 0.0042$ olarak hesaplanmıştır.

Bu değerler yönetmelikteki sınır değerler ile karşılaştırılırsa; kesitteki hasar durumunun minimum hasar sınırının altında dolayısıyla hasar seviyesinin minimum hasar bölgesinde olduğu görülmektedir.

$$\epsilon_c = 0.0011 < (\epsilon_c)_{MN} = 0.0035$$

$$\epsilon_s = 0.0042 < (\epsilon_s)_{MN} = 0.010$$

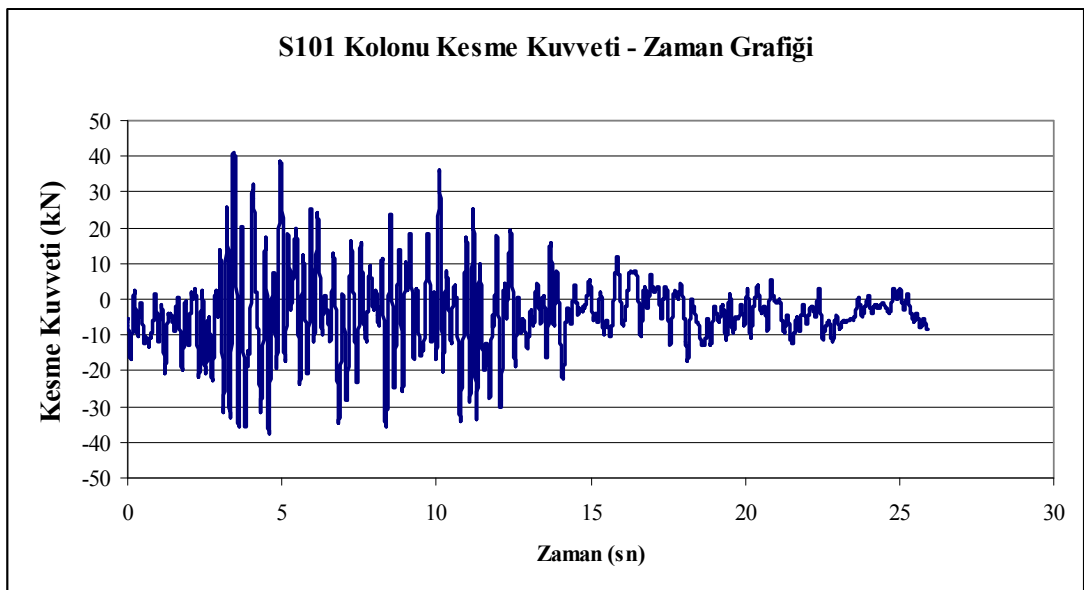
Kesitte hasar durumunun pratik yolla belirlenmesi için daha önceki bölümlerde bahsedilen, yönetmelikte tanımlanan kesit birim şekil değiştirme kapasitelerine karşı gelen normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramları kullanılabilir. Şekil 5.77'de verilen grafikte kolonlarda oluşan plastik mafsallardaki normal kuvvet değerine karşılık hasar seviyeleri gösterilmiştir.



Şekil 5.77 : Kolonların Hasar Sınırları

Şekil 5.77’deki grafikte görüleceği üzere kolon uçlarında oluşan plastik kesitlerin tümü “*minimum hasar seviyesi*” bölgesindedir.

Bu sonuçtan sonra kolonun kesme güvenliği kontrol edilir. Şekil 5.78’de S101 kolonunun kesme kuvvetinin zamana bağlı değişimi verilmiştir. Analiz sonucunda kolonda oluşan maksimum kesme kuvveti $V_d = 40.84 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır.



Şekil 5.78 : S101 Kolonunun Zamana Bağlı Kesme Kuvveti Değişimi

Etriyelerin taşıdığı kesme kuvveti, kesitte oluşan maksimum kesme kuvvetinden büyüktür ve kesit kesme güvenliği açısından yeterlidir.

$$V_s = (0.5 \times 2 + 0.5 \times \sin 45^\circ \times 2) \times 2200 \times \left(\frac{36}{20} \right) = 67.6 \text{ kN} > V_d$$

Kolon uçlarında oluşan her bir plastik mafsallık için yapılan hesap sonucunda elde edilen toplam eğrilik istemleri Tablo 5.112’de sunulmuştur.

Tablo 5.112: Kolonların Toplam Eğrilik İstemleri

Marka	Eleman	Uç	Mafsallık	θ_p (rad)	L_p (m)	ϕ_p (rad/m)	P	ϕ_v (rad/m)	ϕ_t (rad/m)
No	No	Bölgesi	No	P. Dönme	M. boyu	P. Eğrilik	KN	Akma Eğr.	T. Eğrilik
S101	3	i ucu	3H1	0.0018	0.2	0.009	-109.92	0.0054	0.0144
S102	5	i ucu	5H1	0.0014	0.2	0.007	-119.58	0.0054	0.0124
S202	6	j ucu	6H2	-0.0005	0.2	-0.0025	-57.03	-0.0052	-0.0077

Her bir plastik kesitteki toplam eğrilik istemi ve normal kuvvet altında yapılan analiz sonucunda her bir kesitteki birim şekil değiştirme istemleri ve bu istemlere karşılık gelen hasar seviyeleri Tablo 5.113’de sunulmuştur.

Tablo 5.113 : Kolon Hasar Seviyeleri

Marka	Eleman	Uç	Mafsallık	P	ϕ_t (rad/m)	ϵ_c	ϵ_s	Hasar	Kesme
No	No	Bölgesi	No	KN	T. Eğrilik			Bölgesi	Güvenliği
S101	3	i ucu	3H1	-109.92	0.0144	0.0011	0.0042	MHB	√
S102	5	i ucu	5H1	-119.58	0.0124	0.0010	0.0032	MHB	√
S202	6	j ucu	6H2	-57.03	-0.0077	0.0008	0.0022	MHB	√

Tablolardan da görüleceği üzere zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz sonucunda elemanlar üzerinde oluşan plastik kesitlerin tümü “*minimum hasar seviyesi*” bölgesindedir.

- Kolon Kiriş Birleşim Bölgelerinde Kesme Güvenliğinin İrdelenmesi**

Doğrusal Yöntemle yapılan değerlendirmede detaylı olarak incelenen birleşim bölgesi kesme güvenliği sağlanmaktadır.

$$V_e = 1.25 \times 2200 \times 7.7 = 211.75 \text{ kN}$$

$$V_r = 0.45 \times 25 \times 40 \times 200 = 900 \text{ kN} > V_e$$

- **Görel Kat Ötelemelerinin Kontrolü**

En büyük görel kat ötelenme değerleri ikinci deprem ivme kaydında, depremin 3.47 saniyesinde meydana gelmiştir. Her bir düşey eleman için, programda genelleştirilmiş deplasman tanımlamasıyla maksimum görel kat ötelemesi görülebilmektedir. Bu doğrultuda yapılan değerlendirme sonucunda görel kat ötelemeleri değerleri Tablo 5.114’de verilmiştir.

Tablo 5.114 : Zaman Tanım Analizi Görel Kat Ötelemeleri

Kat No	hi (m)	di _{max} (cm)	δi _{max} (cm)	δi _{max} /hi
2	3.00	1.673	0.732	0.0024
1	3.00	0.941	0.941	0.0031

Görel kat ötelemelerinin hasar sınırları Tablo 5.115’de verilmiştir.

Tablo 5.115 : Zaman Tanım Analizi Görel Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat No	δi _{max} /hi		Hasar Sınırı
2	0.0024	<0.01	MN
1	0.0031	<0.01	MN

- **Bina Performans Değerlendirmesi**

Kiriş ve kolonlarda kesit hasar durumları izleyen şekilde özetlenmiştir:

- ❑ 1.ve 2. kattaki tüm kiriş ve kolonların hasar seviyesi “*minimum hasar bölgesindedir.*”

5.3 Elde Edilen Sonuçların Genel Bir Değerlendirilmesi

Tek açıklıklı iki katlı düzlem çerçeve modelinin tasarım depremi altında, deprem yönetmeliğinde tanımlanan doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle yapısal performans değerlendirmesi yapılmıştır.

Doğrusal analiz yöntemleri olan “*Eşdeğer Deprem Yüğü*” ve “*Modal Birleştirme*” yöntemleriyle yapılan değerlendirme sonuçlarının her ikisinde de, 1. kat kirişinin “*Belirgin Hasar Bölgesi’nde*”, 2. kat kirişinin ve tüm kolonların “*Minimum Hasar Bölgesi’nde*” olduğu belirlenmiştir.

Her iki yöntem ile yapılan analizler sonucunda elde edilen iç kuvvetler, etki kapasite oranları, kat deplasmanları hemen hemen birbirinin aynıdır. Bunun nedeni sistem üzerindeki 1. modun etkisidir. 1. modun kütle katılım oranı %90 iken, ikinci modun kütle katılım oranı %10 dur. Yani 2. modun sistem davranışına etkisi yok denecek kadar azdır. 1. mod ise sistem davranışına hemen hemen tümüyle hakimdir. Eşdeğer deprem yükünün esası da 1 modlu analiz olduğu için, eşdeğer deprem yükü yöntemi analiz sonuçları ile modal analiz sonuçları hemen hemen aynıdır.

Doğrusal olmayan analiz yöntemleri olan “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü”, “Artımsal Mod Birleştirme” ve “Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz” yöntemleriyle yapılan değerlendirme sonucunda, her üç yöntemde de tüm kolon ve kirişlerin hasar seviyeleri “*Minimum Hasar Bölgesi*” olarak belirlenmiştir.

Doğrusal olmayan yöntemlerle yapılan analizler sonuçları karşılaştırıldığında, “Artımsal Mod Birleştirme” ve “Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz” yöntemleriyle yapılan analiz sonuçları birbirleriyle uyumluluk gösterirken, “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” analiz sonuçları diğer iki yöntemle göre farklılık göstermiştir. Örneğin “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ile analiz sonucunda sistemde 6 adet plastik mafsall oluşmuştur. Fakat diğer iki yöntemle göre yapılan analiz sonucunda da 5 adet plastik mafsall oluşmuştur. Tablo 5.101’ de verilen “Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi” analiz sonucunda elde edilen plastik mafsall dönme değerleri ile Tablo 5.109 da verilen “Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz” sonucunda elde edilen plastik mafsall dönme değerleri karşılaştırılırsa veya bu analizler sonucu elde edilen kat deplasmanları karşılaştırılırsa sonuçların birbirlerine yakın oldukları gözükmemektedir. Buna karşılık “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü” analizi sonuçları, diğer iki yöntemin sonuçlarına göre daha büyüktür. Bunun sebebi Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü yönteminde, itme analizi sırasında eşdeğer deprem yükü dağılımının taşıyıcı sistemdeki plastik mafsall oluşumundan bağımsız bir biçimde sabit kaldığı varsayımının yapılmış olması gösterilebilir. Bu nedenle sistemin yerdeğiştirme istemi daha büyük çıkmaktadır. Sözü edilen analiz sonuçlarının karşılaştırılması izleyen tabloda verilmiştir.

Tablo 5.116 :Doğrusal Olmayan Yöntemlerin Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Doğrusal Olmayan Yöntemler	Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü	Artımsal Mod Birleştirme	Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz
Sistemde Oluşan Plastik Mafsal Sayısı	6	5	5
2. Kat Deplasmanı	2.640 cm	1.718 cm	1.679 cm
1. Kat Deplasmanı	1.441 cm	0.921 cm	0.941 cm

Sonuç olarak ele alınan düzlem çerçeve modeli için, doğrusal yöntemlerle yapılan analizler sonucunda yapının hasar seviyesi, doğrusal olmayan yöntemlerle yapılan analiz sonuçlarına göre daha elverişsiz düzeydedir.

6. 2007 DEPREM YÖNETMELİĞİNE GÖRE TASARIMI YAPILAN BETONARME YAPININ DOĞRUSAL VE DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLERLE DEPREM PERFORMANSININ BELİRLENMESİ

Bu bölümde 2007 deprem yönetmeliğine göre tasarımı yapılan betonarme binanın, doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle deprem performansının belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu doğrultuda ele alınan yapı STA4-CAD programı ile 2007 deprem yönetmeliği esas alınarak boyutlandırılmıştır.

6.1 Genel Yapı Bilgileri

Bina planda boyutları 36.1m x 16.6 m olan, zemin kat ve 5 normal kat olmak üzere toplam 6 kattan oluşan bir okul yapısıdır. Zemin kat yüksekliği 4.2m normal kat yüksekliği 3.6m olmak üzere bina yüksekliği 22.2 m dir.

Binanın taşıyıcı sistemi betonarme çerçevelerden oluşmaktadır. Kolon boyutları ilk üç katta 60x100 cm², son üç katta 50x80 cm²'dir. Kiriş boyutları ise ilk üç katta 60x70 cm², son üç katta 50x60 cm² olarak düzenlenmiştir. Döşeme sistemi ise 20 cm kalınlığında kirişli plaktan oluşmaktadır.

Bina Bilgileri

Kat Adedi	: 6
Bina Kat yüksekliği	: 4.2 – 3.6 m
Toplam Bina Yüksekliği, (H)	: 22.2 m
Bina Oturma Alanı	: 600 m ²
Kullanım Amacı	: Okul

Malzeme Bilgileri

Beton Sınıfı	: C30
f_{ck}	: 30 MPa
f_{ctk}	: 1.9 MPa
E_c	: 32 GPa
Donatı Çeliği	: S420
f_{ym}	: 420 MPa
E_s	: 220 GPa

Proje Parametreleri

Deprem Bölgesi	: 1
Etkin Yer İvme Katsayısı (A_0)	: 0.4
Bina Önem Katsayısı (I)	: 1.4
Zemin Sınıfı	: Z3
Spektrum Karakteristik Periyotları	: $T_A=0.15\text{ s} - T_B=0.60\text{ s}$
Hareketli Yük Katılım Katsayısı	: $n=0.6$

Taşıyıcı Sistem Bilgisi

Kolonlar	(1. 2. ve 3. katlar)	: 0.6m x 1.0m $d'=0.04\text{m}$
	(4. 5. ve 6. katlar)	: 0.5m x 0.8m $d'=0.04\text{m}$
Kirişler	(1. 2. ve 3. katlar)	: 0.6m/0.7m $d'=0.04\text{m}$
	(4. 5. ve 6. katlar)	: 0.5m/0.6m $d'=0.04\text{m}$
Döşeme		: 0.20 m

Yük Analizi

- Normal Kat Döşemesi

$$\begin{aligned} \text{Plak zati} &= 0.20(\text{m}) \times 25 (\text{kN/m}^3) & : 5 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Kaplama + Sıva} &= & : \underline{2.0 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

$$g = : 7.0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Sınıflarda} \quad q = : 3.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Koridorda} \quad q = : 5.0 \text{ kN/m}^2$$

- Çatı Katı Döşemesi

$$\begin{aligned} \text{Plak zati} &= 0.20(\text{m}) \times 25 (\text{kN/m}^3) & : 5 \text{ kN/m}^2 \\ 10 \text{ eğim betonu + ızalasyon} &= & : \underline{2.2 \text{ kN/m}^2} \\ 10\text{cm çakıl} &= 0.10(\text{m}) \times 18(\text{kN/m}^3) & : \underline{1.8 \text{ kN/m}^2} \end{aligned}$$

$$g = : 9.0 \text{ kN/m}^2$$

$$q = : 2.0 \text{ kN/m}^2$$

- Duvar Yükleri

$$19 \text{ cm Bölme Duvar Gazbeton} = (0.19 \times 7 + 0.04 \times 22) \times 2.9 : 6.4 \text{ kN/m}$$

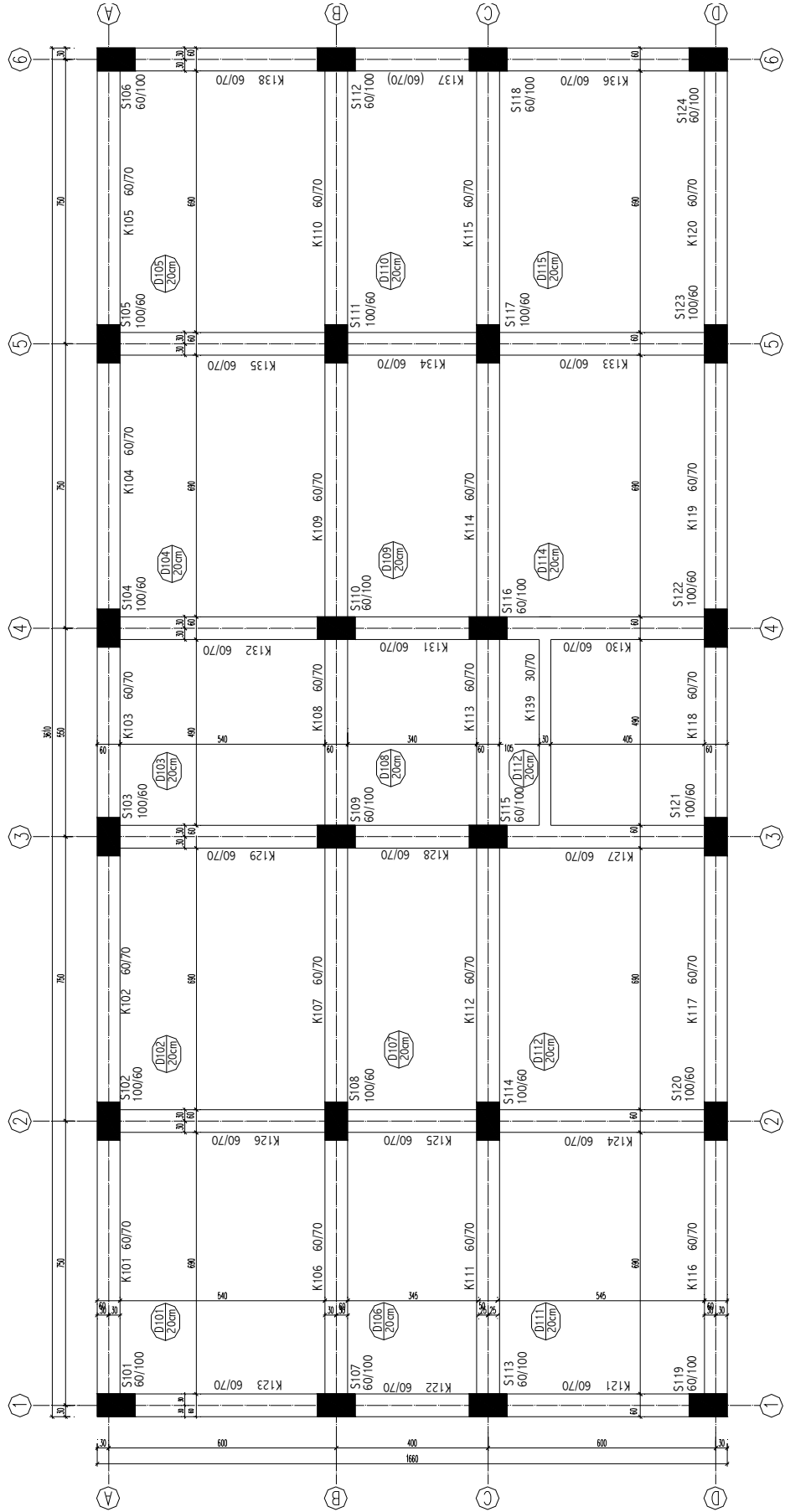
$$19 \text{ cm Dış Duvar Pencere} : 3.5 \text{ kN/m}$$

6.2 2007 Deprem Yönetmeliğine Göre Sistemin Boyutlandırılması

6.2.1 Sistem Planları

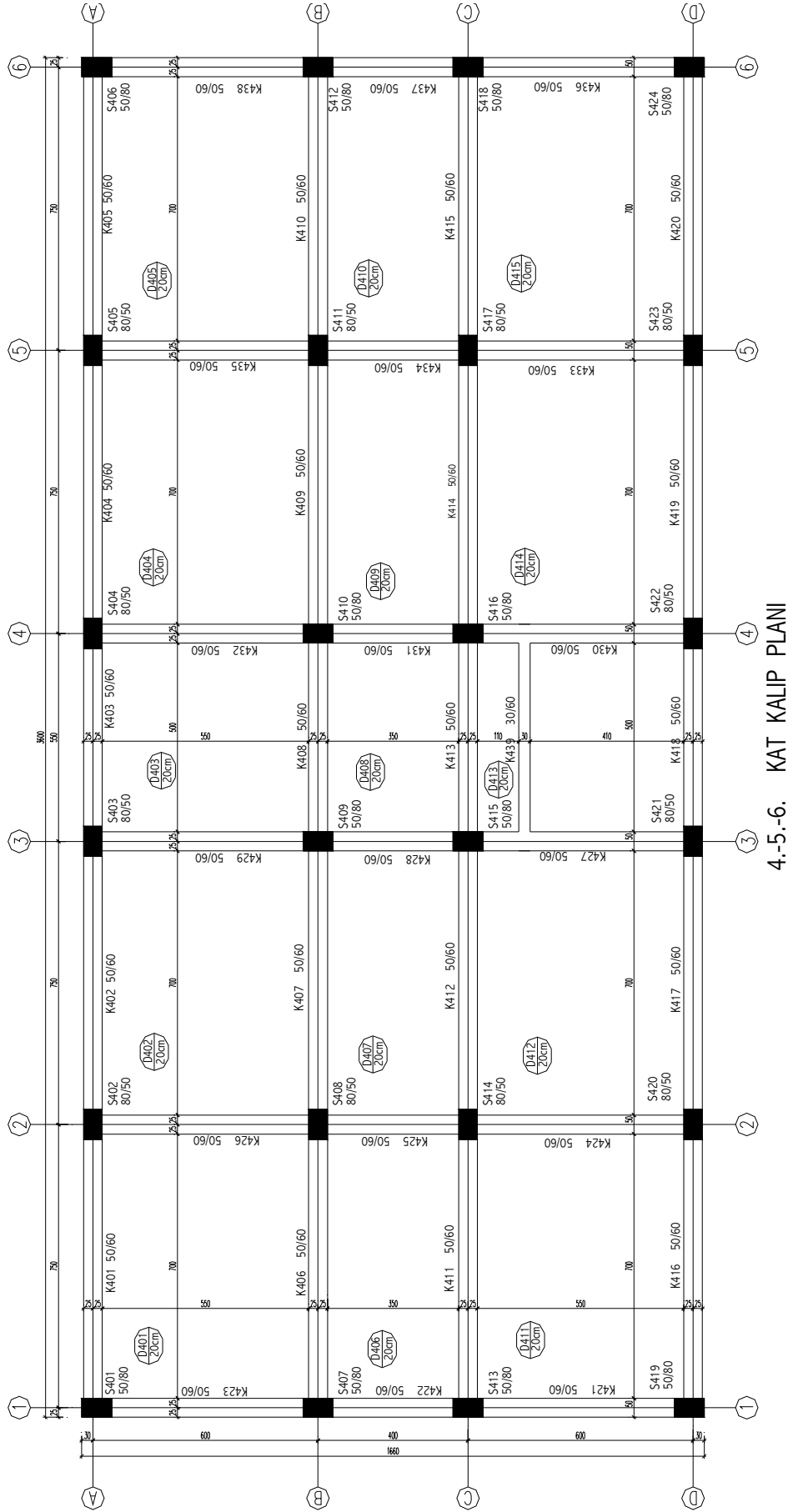
Kalıp planları aşağıda verilen okul yapısının düşey ve yatay yükler altında analizi ve 2007 deprem yönetmeliğine göre süneklik kontrolleri yapılmıştır.

Yapılan analizler doğrultusunda hesaplanan kolon ve kirişlerin gerekli donatı miktarlarına göre seçilen donatı adet ve çapları Ek A' da sunulmuştur.



1.-2.-3. KAT KALIP PLANI

Şekil 6.1 : 1, 2 ve 3 Katlara Ait Kalıp Planı



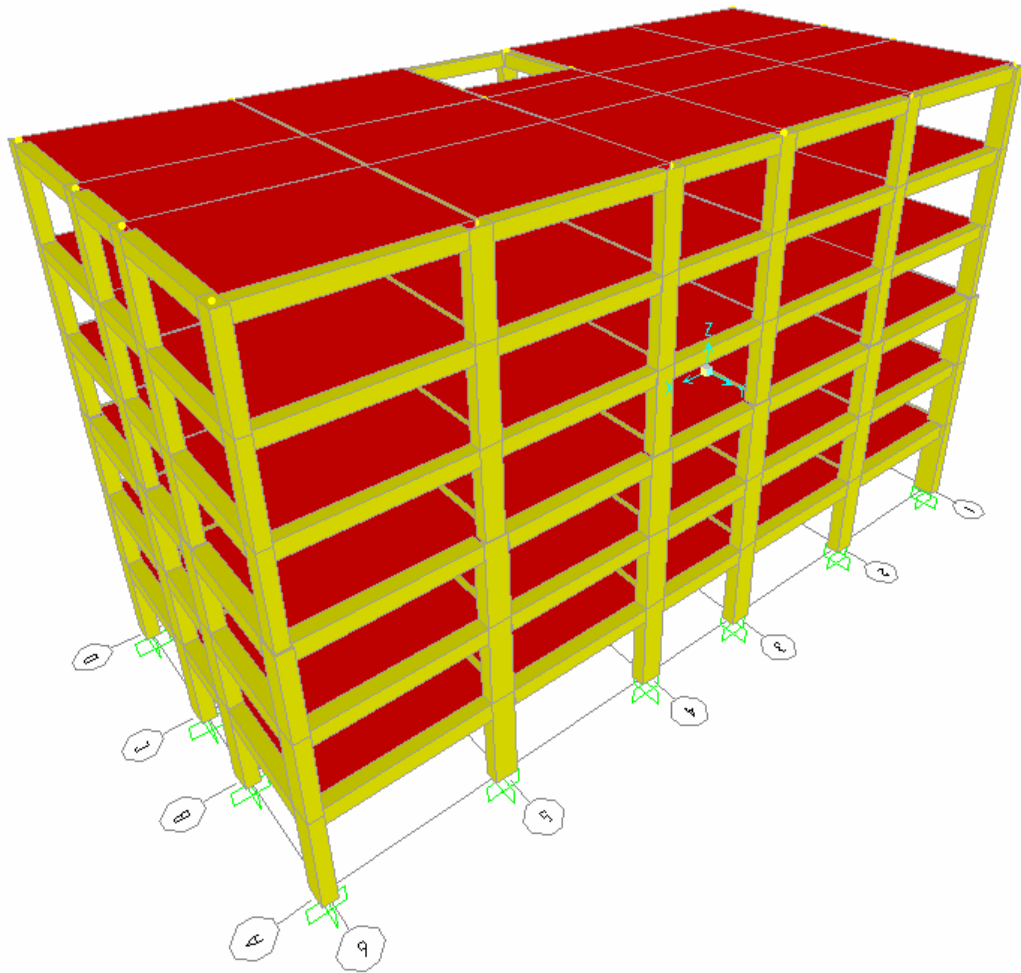
Şekil 6.2 : 4., 5. ve 6. Katlara Ait Kalıp Planı

6.3 Okul Yapısı Deprem Performansının Belirlenmesi

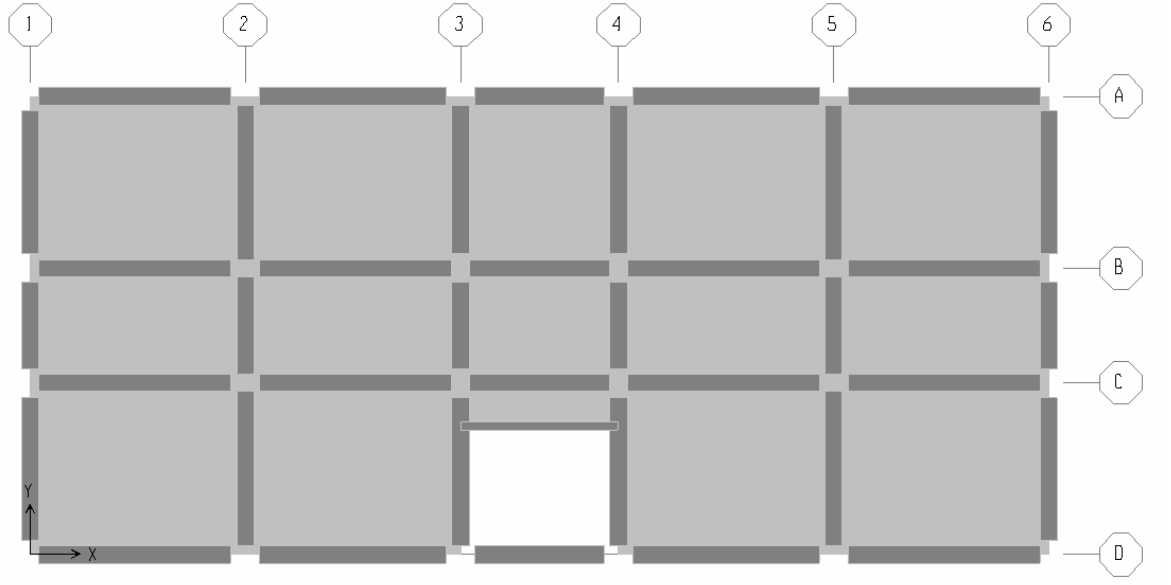
Binanın yeni olarak 2007 deprem yönetmeliğine göre tasarlanmış olması nedeni ile projeleri mevcuttur. Malzeme özelliklerinin ve betonarme detaylarının projeye tamamen uyduğu kabul edilmiştir. Bu durumda yönetmeliğe göre bina bilgi düzeyi “kapsamlı” olarak belirlenmiş ve Bilgi Katsayısı 1.00 alınmıştır.

6.3.1 Sistemin Bilgisayar Modeli

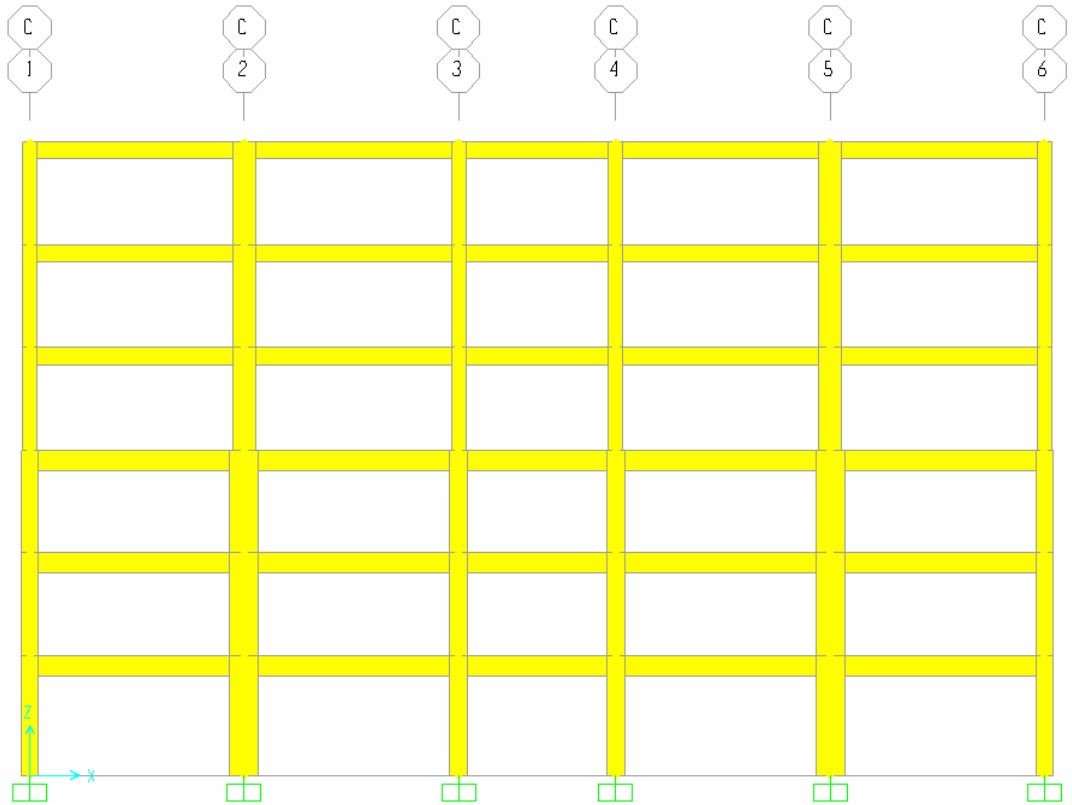
Sistemin bilgisayar modeli; üç boyutlu SAP2000 modeli, plan ve kesitleri sırasıyla izleyen şekillerde verilmiştir.



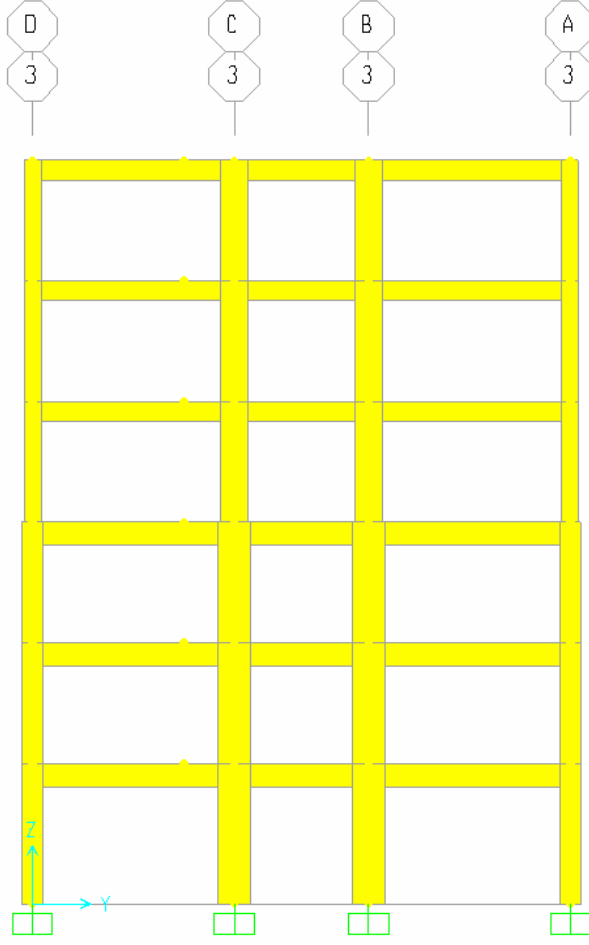
Şekil 6.3 : Üç Boyutlu SAP2000 Modeli (Kuzey Cephesi)



Şekil 6.4 : Tipik Kat Planı



Şekil 6.5 : Tipik X-Z Kesiti Görünüşü



Şekil 6.6 : Tipik Y-Z Kesiti Görünüşü

Kirişler için çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitliğinin çatlamamış kesitin rijitliğe oranı 0.4 olarak ele alınacaktır. Kolonlar için ise öncelikle çatlamış kesite ait eğilme rijitliklerinin belirlenmesi için deprem hesabında kullanılacak kütlelerle uyumlu düşey yük analizi yapılacaktır. Yapılan analiz sonucunda kolonlarda oluşan normal kuvvet değerine bağlı olarak çatlamış kesite ait olan eğilme rijitlikleri belirlenir. Okul yapısı için deprem hesabında kullanılacak kütlelerle uyumlu düşey yük kombinasyonu izleyen şekilde verilir:

$$W = g + nq = g + 0.6 \times q \quad (6.1)$$

Düşey yükler altında yapılan analiz sonucunda kolonlarda elde edilen eksenel kuvvetler ve hesaplanan etkin rijitlik katsayıları izleyen tablolarda sırasıyla verilir. Yapı tasarımında beton sınıfı C30 olarak ele alınmıştır, tasarımı yapılan binanın deprem performansı değerlendirildiğinden f_{cm} mevcut beton dayanımı $f_{cm} = 30 \text{ MPa}$ olarak ele alınır.

Tablo 6.1 : 1. Kat Kolonları Etkin Rijitlik Katsayıları

1. Kat (+4.20 Kotu) Kolonları Etkin Rijitlik Katsayısı								
Kolon No	Eleman	Aks No	bx (cm)	by (cm)	Combo	Nd (kN)	$N_d/(A_c f_{cm})$	$(EI)_e/(EI)_o$
S101	1	A/1	60	100	G06Q	-1450.78	0.081	0.40
S102	2	A/2	100	60	G06Q	-2368.12	0.132	0.44
S103	3	A/3	100	60	G06Q	-2105.76	0.117	0.42
S104	4	A/4	100	60	G06Q	-2105.76	0.117	0.42
S105	5	A/5	100	60	G06Q	-2368.12	0.132	0.44
S106	6	A/6	60	100	G06Q	-1450.78	0.081	0.40
S107	7	B/1	60	100	G06Q	-2043.69	0.114	0.42
S108	8	B/2	100	60	G06Q	-3443.27	0.191	0.52
S109	9	B/3	60	100	G06Q	-3036.78	0.169	0.49
S110	10	B/4	60	100	G06Q	-3036.78	0.169	0.49
S111	11	B/5	100	60	G06Q	-3443.27	0.191	0.52
S112	12	B/6	60	100	G06Q	-2043.69	0.114	0.42
S113	13	C/1	60	100	G06Q	-2043.91	0.114	0.42
S114	14	C/2	100	60	G06Q	-3440.79	0.191	0.52
S115	15	C/3	60	100	G06Q	-2931.06	0.163	0.48
S116	16	C/4	60	100	G06Q	-2931.06	0.163	0.48
S117	17	C/5	100	60	G06Q	-3440.79	0.191	0.52
S118	18	C/6	60	100	G06Q	-2043.91	0.114	0.42
S119	19	D/1	60	100	G06Q	-1451.33	0.081	0.40
S120	20	D/2	100	60	G06Q	-2360.08	0.131	0.44
S121	21	D/3	100	60	G06Q	-1735.01	0.096	0.40
S122	22	D/4	100	60	G06Q	-1735.01	0.096	0.40
S123	23	D/5	100	60	G06Q	-2360.08	0.131	0.44
S124	24	D/6	60	100	G06Q	-1451.33	0.081	0.40

Tablo 6.2 : 2. Kat Kolonları Etkin Rijitlik Katsayıları

2. Kat (+7.80 Kotu) Kolonları Etkin Rijitlik Katsayısı								
Kolon No	Eleman	Aks No	bx (cm)	by (cm)	Combo	Nd (kN)	$N_d/(A_c f_{cm})$	$(EI)_e/(EI)_o$
S201	64	A/1	60	100	G06Q	-1450.78	0.066	0.40
S202	65	A/2	100	60	G06Q	-2368.12	0.108	0.41
S203	66	A/3	100	60	G06Q	-2105.76	0.096	0.40
S204	67	A/4	100	60	G06Q	-2105.76	0.096	0.40
S205	68	A/5	100	60	G06Q	-2368.12	0.108	0.41
S206	69	A/6	60	100	G06Q	-1450.78	0.066	0.40
S207	70	B/1	60	100	G06Q	-2043.69	0.093	0.40
S208	71	B/2	100	60	G06Q	-3443.27	0.157	0.48
S209	72	B/3	60	100	G06Q	-3036.78	0.138	0.45
S210	73	B/4	60	100	G06Q	-3036.78	0.138	0.45
S211	74	B/5	100	60	G06Q	-3443.27	0.157	0.48
S212	75	B/6	60	100	G06Q	-2043.69	0.093	0.40
S213	76	C/1	60	100	G06Q	-2043.91	0.093	0.40
S214	77	C/2	100	60	G06Q	-3440.79	0.157	0.48
S215	78	C/3	60	100	G06Q	-2931.06	0.133	0.44
S216	79	C/4	60	100	G06Q	-2931.06	0.133	0.44
S217	80	C/5	100	60	G06Q	-3440.79	0.157	0.48
S218	81	C/6	60	100	G06Q	-2043.91	0.093	0.40
S219	82	D/1	60	100	G06Q	-1451.33	0.066	0.40
S220	83	D/2	100	60	G06Q	-2360.08	0.107	0.41
S221	84	D/3	100	60	G06Q	-1735.01	0.079	0.40
S222	85	D/4	100	60	G06Q	-1735.01	0.079	0.40
S223	86	D/5	100	60	G06Q	-2360.08	0.107	0.41
S224	87	D/6	60	100	G06Q	-1451.33	0.066	0.40

Tablo 6.3 : 3. Kat Kolonları Etkin Rijitlik Katsayıları

3. Kat (+11.40 Kotu) Kolonları Etkin Rijitlik Katsayısı								
Kolon No	Eleman	Aks No	bx (cm)	by (cm)	Combo	Nd (kN)	$N_d/(A_c f_{cm})$	$(EI)_e/(EI)_o$
S301	127	A/1	60	100	G06Q	-917.436	0.051	0.40
S302	128	A/2	100	60	G06Q	-1517.65	0.084	0.40
S303	129	A/3	100	60	G06Q	-1345.98	0.075	0.40
S304	130	A/4	100	60	G06Q	-1345.98	0.075	0.40
S305	131	A/5	100	60	G06Q	-1517.65	0.084	0.40
S306	132	A/6	60	100	G06Q	-917.436	0.051	0.40
S307	133	B/1	60	100	G06Q	-1298.62	0.072	0.40
S308	134	B/2	100	60	G06Q	-2218.99	0.123	0.43
S309	135	B/3	60	100	G06Q	-1952.07	0.108	0.41
S310	136	B/4	60	100	G06Q	-1952.07	0.108	0.41
S311	137	B/5	100	60	G06Q	-2218.99	0.123	0.43
S312	138	B/6	60	100	G06Q	-1298.62	0.072	0.40
S313	139	C/1	60	100	G06Q	-1298.73	0.072	0.40
S314	140	C/2	100	60	G06Q	-2217.01	0.123	0.43
S315	141	C/3	60	100	G06Q	-1884.28	0.105	0.41
S316	142	C/4	60	100	G06Q	-1884.28	0.105	0.41
S317	143	C/5	100	60	G06Q	-2217.01	0.123	0.43
S318	144	C/6	60	100	G06Q	-1298.73	0.072	0.40
S319	145	D/1	60	100	G06Q	-917.81	0.051	0.40
S320	146	D/2	100	60	G06Q	-1511.71	0.084	0.40
S321	147	D/3	100	60	G06Q	-1097.13	0.061	0.40
S322	148	D/4	100	60	G06Q	-1097.13	0.061	0.40
S323	149	D/5	100	60	G06Q	-1511.71	0.084	0.40
S324	150	D/6	60	100	G06Q	-917.81	0.051	0.40

Tablo 6.4 : 4. Kat Kolonları Etkin Rijitlik Katsayıları

4. Kat (+15.00 Kotu) Kolonları Etkin Rijitlik Katsayısı								
Kolon No	Eleman	Aks No	bx (cm)	by (cm)	Combo	Nd (kN)	$N_d/(A_c f_{cm})$	$(EI)_e/(EI)_o$
S401	190	A/1	50	80	G06Q	-651.696	0.054	0.40
S402	191	A/2	80	50	G06Q	-1095.24	0.091	0.40
S403	192	A/3	80	50	G06Q	-966.91	0.081	0.40
S404	193	A/4	80	50	G06Q	-966.91	0.081	0.40
S405	194	A/5	80	50	G06Q	-1095.24	0.091	0.40
S406	195	A/6	50	80	G06Q	-651.696	0.054	0.40
S407	196	B/1	50	80	G06Q	-931.023	0.078	0.40
S408	197	B/2	80	50	G06Q	-1617.2	0.135	0.45
S409	198	B/3	50	80	G06Q	-1417.5	0.118	0.42
S410	199	B/4	50	80	G06Q	-1417.5	0.118	0.42
S411	200	B/5	80	50	G06Q	-1617.2	0.135	0.45
S412	201	B/6	50	80	G06Q	-931.023	0.078	0.40
S413	202	C/1	50	80	G06Q	-931.078	0.078	0.40
S414	203	C/2	80	50	G06Q	-1615.81	0.135	0.45
S415	204	C/3	50	80	G06Q	-1367.67	0.114	0.42
S416	205	C/4	50	80	G06Q	-1367.67	0.114	0.42
S417	206	C/5	80	50	G06Q	-1615.81	0.135	0.45
S418	207	C/6	50	80	G06Q	-931.078	0.078	0.40
S419	208	D/1	50	80	G06Q	-651.942	0.054	0.40
S420	209	D/2	80	50	G06Q	-1091.35	0.091	0.40
S421	210	D/3	80	50	G06Q	-777.412	0.065	0.40
S422	211	D/4	80	50	G06Q	-777.412	0.065	0.40
S423	212	D/5	80	50	G06Q	-1091.35	0.091	0.40
S424	213	D/6	50	80	G06Q	-651.942	0.054	0.40

Tablo 6.5 : 5. Kat Kolonları Etkin Rijitlik Katsayıları

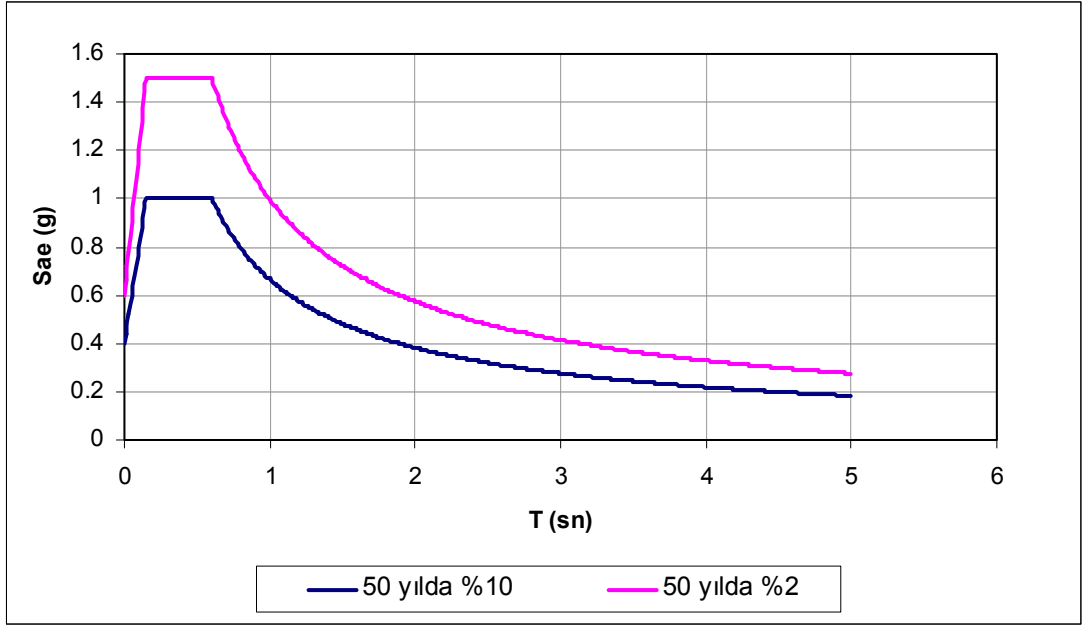
5. Kat (+18.60 Kotu) Kolonları Etkin Rijitlik Katsayısı								
Kolon No	Eleman	Aks No	bx (cm)	by (cm)	Combo	Nd (kN)	$N_d/(A_c f_{cm})$	$(EI)_e/(EI)_o$
S501	253	A/1	50	80	G06Q	-426.245	0.036	0.40
S502	254	A/2	80	50	G06Q	-723.743	0.060	0.40
S503	255	A/3	80	50	G06Q	-637.156	0.053	0.40
S504	256	A/4	80	50	G06Q	-637.156	0.053	0.40
S505	257	A/5	80	50	G06Q	-723.743	0.060	0.40
S506	258	A/6	50	80	G06Q	-426.245	0.036	0.40
S507	259	B/1	50	80	G06Q	-606.832	0.051	0.40
S508	260	B/2	80	50	G06Q	-1066.85	0.089	0.40
S509	261	B/3	50	80	G06Q	-933.364	0.078	0.40
S510	262	B/4	50	80	G06Q	-933.364	0.078	0.40
S511	263	B/5	80	50	G06Q	-1066.85	0.089	0.40
S512	264	B/6	50	80	G06Q	-606.832	0.051	0.40
S513	265	C/1	50	80	G06Q	-606.883	0.051	0.40
S514	266	C/2	80	50	G06Q	-1065.69	0.089	0.40
S515	267	C/3	50	80	G06Q	-902.66	0.075	0.40
S516	268	C/4	50	80	G06Q	-902.66	0.075	0.40
S517	269	C/5	80	50	G06Q	-1065.69	0.089	0.40
S518	270	C/6	50	80	G06Q	-606.883	0.051	0.40
S519	271	D/1	50	80	G06Q	-426.479	0.036	0.40
S520	272	D/2	80	50	G06Q	-721.083	0.060	0.40
S521	273	D/3	80	50	G06Q	-508.246	0.042	0.40
S522	274	D/4	80	50	G06Q	-508.246	0.042	0.40
S523	275	D/5	80	50	G06Q	-721.083	0.060	0.40
S524	276	D/6	50	80	G06Q	-426.479	0.036	0.40

Tablo 6.5’den de görüleceği üzere beşinci katta tüm kolonlar için etkin eğilme rijitliği katsayısı 0.4 olarak elde edilmiştir. Buradan bu katsayının 6. kat içinde geçerli olacağı açıktır. Bilgisayar modeline etkin eğilme rijitlikleri, elde edilen katsayıların ilgili atalet momentleri ile çarpımı ile tanıtılır. Böylelikle performans değerlemesinde kullanılacak bilgisayar modeli tamamlanır.

6.3.2 Hedeflenen Performans

Yeni yapılacak binalar da deprem yüklerinin hesabı için tanımlanan ivme spektrumu 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım depremini esas almaktadır. Fakat bu deprem düzeyine ek olarak mevcut binaların performansının değerlendirilmesinde ve güçlendirme tasarımında kullanılmak üzere farklı deprem düzeyleri tanımlanmıştır.

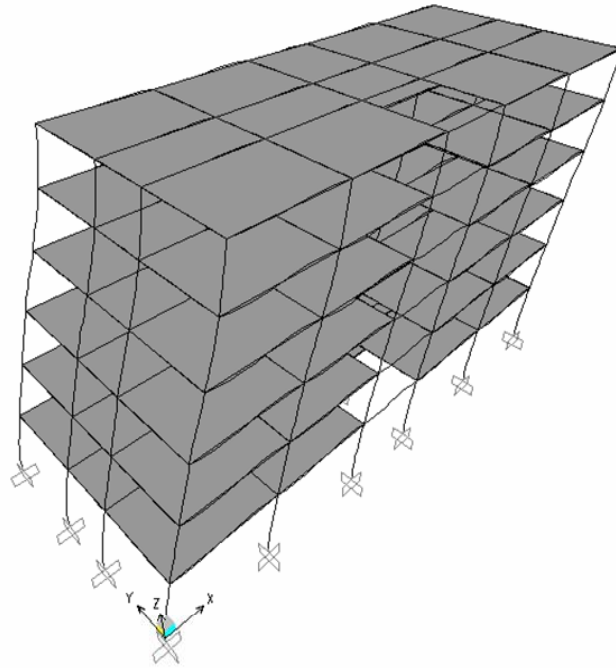
İncelenen yapı okul binası olduğu için minimum performans hedefi 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan deprem de “*Hemen Kullanım*” performans hedefini ve 50 yılda aşılma olasılığı % 2 olan deprem de ise “*Can Güvenliği*” performans hedefini sağlaması istenmektedir. Ele alınan yapı için kullanılacak ivme spektrumu Şekil 6.7’de verilmiştir.



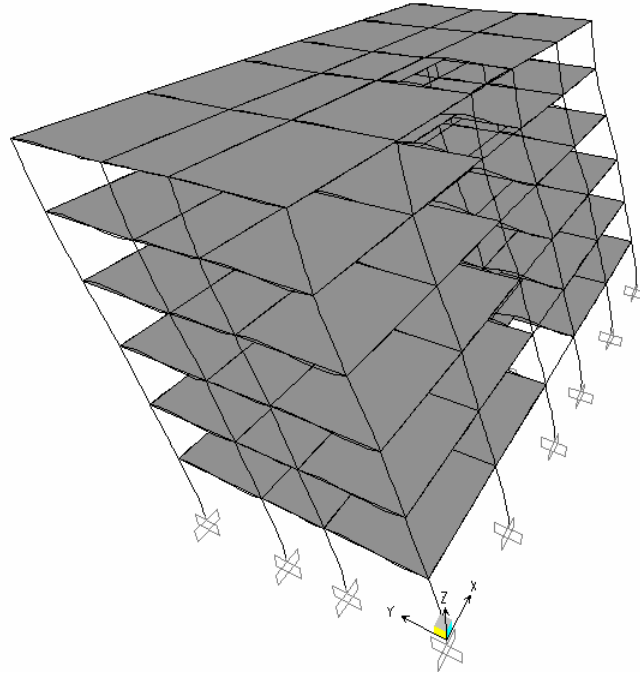
Şekil 6.7 : Performans Değerlendirmesinde Kullanılacak İvme Spektrumları

6.3.3 Yapı Mod Şekilleri ve Periyotları

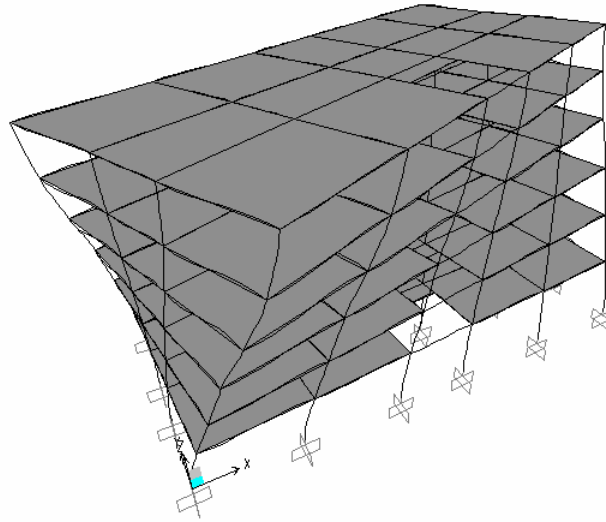
Çatlamış kesit rijitliklerine sahip bina taşıyıcı sistem modeline ait mod şekilleri ve modlara karşı gelen periyotları ile kütle katılım oranları ilk üç mod için Şekil 6.8, Şekil 6.9 ve Şekil 6.10' da, periyotlar ve kütle katılım oranları da Tablo 6.6'da verilmiştir.



Şekil 6.8 : 1. Mod Şekli ($T_x=1.054$ s, $M_x=\% 77.1$)



Şekil 6.9 : 2. Mod Şekli ($T_y=0.986$ s, $M_y=\% 77.4$)



Şekil 6.10 : 3. Mod Şekli ($T_b=0.864$ s)

Tablo 6. 6: Periyotlar ve Kütle Katılım Oranları

Mod	Period	UX	UY	TopUX	TopUY	RX	RY	RZ	TopRX	TopRY	TopRZ
No	s	%	%	%	%	%	%	%	%	%	%
1	1.054	77.14	0	77.14	0	0	31.10	10.39	0	31.10	10.39
2	0.986	0	77.39	77.14	77.39	68.04	0	45.89	68.04	31.10	56.28
3	0.864	0.06	0	77.20	77.39	0	0	21.06	68.04	31.12	77.34
4	0.384	14.62	0	91.82	77.39	0	0	1.97	68.04	31.16	79.31
5	0.363	0	14.92	91.82	92.31	0.08	0	8.85	68.12	31.16	88.16
6	0.318	0	0	91.83	92.31	0	0	4.04	68.12	31.16	92.20
7	0.201	4.06	0	95.89	92.31	0	0.07	0.55	68.12	31.23	92.75
8	0.192	0	3.81	95.89	96.12	0.13	0	2.26	68.25	31.23	95.00
9	0.167	0	0	95.89	96.12	0	0	1.07	68.25	31.23	96.07
10	0.130	2.55	0	98.44	96.12	0	0	0.34	68.25	31.23	96.41
11	0.127	0	2.43	98.44	98.55	0	0	1.44	68.26	31.23	97.85
12	0.110	0	0	98.44	98.55	0	0	0.68	68.26	31.23	98.53
13	0.095	0.86	0	99.30	98.55	0	0	0.12	68.26	31.23	98.65
14	0.094	0	0.80	99.30	99.34	0	0	0.47	68.26	31.23	99.12
15	0.089	0	0	99.30	99.34	6.63	15.25	0	74.89	46.49	99.12
16	0.089	0	0	99.30	99.34	0	4.20	0	74.89	50.68	99.12
17	0.086	0	0	99.30	99.34	1.80	5.73	0	76.69	56.41	99.12
18	0.082	0	0	99.30	99.34	0	0	0	76.69	56.42	99.12

6.3.4 Doğrusal Elastik Hesap Yöntemleri İle Yapı Performansının Belirlenmesi

6.3.4.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Binanın toplam kat sayısı 8'i aşmadığından, toplam bina yüksekliği $H=22.2 \text{ m} < 25\text{m}$ ve sistemin burulma katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olmasından dolayı eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanabilir. Eşdeğer deprem yükü yönteminde taban kesme kuvveti hesaplanırken deprem yükü azaltma kat sayısı ve bina önem katsayısı da uygulanmayacaktır. Ayrıca denklemin sağ tarafı λ ile çarpılacaktır ve söz konusu bina 6 katlı oldu için $\lambda=0.85$ alınacaktır. İlgili denklem izleyen şekilde verilir:

$$V_t = 0.85 \times W A_0 S(T) \quad (6.2)$$

Tablo 6.7 : Eşdeğer Taban Kesme Kuvveti Hesabı

Deprem	Periyot	Periyot	50 Yılda %10	50 Yılda %2
Yönü	s	s	$S(T)_{\%10}$	$S(T)_{\%2}$
X	T_x	1.051	1.60	2.40
Y	T_y	0.961	1.69	2.54
W=56821.15 kN				
$V_{tx} =$	$0.85 \times 0.4 \times 56821.15 \times S(T) =$		30910.7 kN	46366 kN
$V_{ty} =$	$0.85 \times 0.4 \times 56821.15 \times S(T) =$		32650 kN	48975 kN
	$\Delta F_{Nx} = 0.0075 N V_{tx}$		1391 kN	2086 kN
	$\Delta F_{Ny} = 0.0075 N V_{ty}$		1470 kN	2205 kN

Taban kesme kuvvetinin katlara göre dağılımı Tablo 6.8'de verilmiştir.

Tablo 6.8 : Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

X Yönlü Depremde Katlara Gelen Kuvvetler			50 Yılda %10	50 Yılda %2
Kat No	h(i) m	H(i) m	$F_{x(i)} \text{ kN}$	$F_{x(i)} \text{ kN}$
6. K (+22.20)	3.6	22.2	8620	12930
5. K (+18.60)	3.6	18.6	6938	10407
4. K (+15.00)	3.6	15	5595	8393
3. K (+11.40)	3.6	11.4	4692	7038
2. K (+7.80)	3.6	7.8	3280	4920
1. K (+4.20)	4.2	4.2	1786	2679
		ΣV_{tx}	30911 kN	46367 kN
Y Yönlü Depremde Katlara Gelen Kuvvetler			50 Yılda %10	50 Yılda %2
Kat No	h(i) m	H(i) m	$F_{y(i)} \text{ kN}$	$F_{y(i)} \text{ kN}$
6. K (+22.20)	3.6	22.2	9105	13657
5. K (+18.60)	3.6	18.6	7328	10992
4. K (+15.00)	3.6	15	5910	8865
3. K (+11.40)	3.6	11.4	4956	7434
2. K (+7.80)	3.6	7.8	3466	5198
1. K (+4.20)	4.2	4.2	1887	2830
		ΣV_{ty}	32652 kN	48976 kN

Böylelikle katlara etkiyen deprem kuvvetleri belirlenmiştir. Bundan sonra 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem EX1/EY1, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem EX2/EY2 olarak adlandırılacaktır. Her iki deprem içinde elde edilen kuvvetler doğrultusunda yapı analizi yapılmıştır. Hesaplanan iç kuvvetler ve elemanların hasar seviyeleri aşağıda sunulmuştur.

Kiriş İç Kuvvetleri ve Hasar Seviyeleri:

Yapı geometrisinin ve yapı elemanlarının eksenlerinin genel eksenlerle çakışmasından dolayı x yönündeki depremde bu yöne paralel kirişlerde zorlanmalar olmuş, x yönüne dik kirişlerde ise iç kuvvetler çok değerlerde hesaplanmıştır. Bu durumun tersi y yönündeki deprem için oluşmaktadır. Dolayısıyla ele alınan deprem doğrultusuna paralel çerçevelerin deprem yüklerini taşıdığı düşünülmüştür.

Tezin metnini kısa tutmak amacıyla sadece 1. Kat kirişlerinin iç kuvvetleri ve hasar seviyeleri tablolar halinde sunulacaktır. Diğer katların hasar seviyeleri, değerlendirme kısmında özet tabloda verilecektir. Her bir elemanın hasar seviyesi ise Ek A'da verilmiştir.

Tablo 6.9'da +4.20 kotu 1. Kat x yönüne paralel (1-6 aksları arası) kirişlerin, düşey yükler altında, x doğrultusundaki her iki deprem (EX1/EX2) altında oluşan iç kuvvetleri ve bu kirişlerin taşıma kapasiteleri verilmiştir.

Tablo 6.10'da +4.20 kotu 1. Kat x yönüne paralel kirişlerin, x doğrultusundaki her iki deprem seviyesi (EX1/EX2) için hasar sınırları verilmiştir.

Tablo 6.11'de +4.20 kotu 1. Kat y yönüne paralel (A-D aksları arası) kirişlerin, düşey yükler altında, y doğrultusundaki her iki deprem (EY1/EY2) altında oluşan iç kuvvetleri ve bu kirişlerin taşıma kapasiteleri verilmiştir.

Tablo 6.12'de +4.20 kotu 1. Kat y yönüne paralel kirişlerin, y doğrultusundaki her iki deprem seviyesi (EX1/EX2) için hasar sınırları verilmiştir.

Tablo 6.9 : X Doğrultusundaki Depremde 1. Kat Kirişlerinde Oluşan İç Kuvvetler

KIRIŞ NO	Eleman No	b (cm)	h (cm)	ln (m)	G+0.6Q		EX1		EX2		Kapasite Kuvvetleri		
					SOL MESNET	SAĞ MESNET	SOL MESNET	SAĞ MESNET	SOL MESNET	SAĞ MESNET	KESME	SOL MOMENT	SAĞ MOMENT
					M (kN.m)	M (kN.m)	M (kN.m)	M (kN.m)	M (kN.m)	M (kN.m)	V _r (kN)	M' (kN.m)	M' (kN.m)
					V (kN)	V (kN)	V (kN)	V (kN)	V (kN)	V (kN)	V _{max} (kN)	M' (kN.m)	M' (kN.m)
K101	25	60	70	6.7	-109.25	-126.54	1857.95	-1841.74	2786.95	-2762.64	697	932.63	932.63
					-103.52	111.58	552.19	552.19	828.30	828.30	2613.6	614.58	614.58
K102	26	60	70	6.5	-118.28	-111.82	1916.56	-1878.59	2874.87	-2817.92	697	932.63	932.63
					-106.78	104.79	583.87	583.87	875.81	875.81	2613.6	614.58	774.86
K103	27	60	70	4.5	-50.81	-50.81	2477.23	-2477.23	3715.88	-3715.88	697	932.63	932.63
					-64.77	64.77	1100.99	1100.99	1651.50	1651.50	2613.6	774.86	774.86
K104	28	60	70	6.5	-111.82	-118.28	1878.59	-1916.56	2817.92	-2874.87	697	932.63	932.63
					-104.79	106.78	583.87	583.87	875.81	875.81	2613.6	774.86	614.58
K105	29	60	70	6.7	-126.54	-109.25	1841.74	-1857.95	2762.64	-2786.95	697	932.63	932.63
					-111.58	103.52	552.19	552.19	828.30	828.30	2613.6	614.58	614.58
K106	30	60	70	6.7	-177.66	-202.10	1892.56	-1894.27	2838.87	-2841.43	697	1072.38	1072.38
					-165.44	178.06	565.20	565.20	847.81	847.81	2613.6	581.94	581.94
K107	31	60	70	6.7	-197.50	-194.69	1806.93	-1683.92	2710.43	-2525.91	697	1072.38	1072.38
					-174.84	168.67	521.02	521.02	781.54	781.54	2613.6	581.94	581.94
K108	32	60	70	4.9	-104.88	-104.88	1969.12	-1969.12	2953.71	-2953.71	697	1072.38	1072.38
					-110.20	110.20	803.72	803.72	1205.60	1205.60	2613.6	581.94	581.94
K109	33	60	70	6.7	-194.69	-197.50	1683.92	-1806.93	2525.91	-2710.43	697	1072.38	1072.38
					-168.67	174.84	521.02	521.02	781.54	781.54	2613.6	581.94	581.94
K110	34	60	70	6.7	-202.10	-177.66	1894.27	-1892.56	2841.43	-2838.87	697	1072.38	1072.38
					-178.06	165.44	565.20	565.20	847.81	847.81	2613.6	581.94	581.94
K111	35	60	70	6.7	-177.65	-202.10	1901.97	-1904.29	2852.99	-2856.46	697	1072.38	1072.38
					-165.44	178.07	568.10	568.10	852.16	852.16	2613.6	581.94	581.94
K112	36	60	70	6.7	-197.15	-194.88	1797.97	-1648.67	2696.98	-2473.04	697	1072.38	1072.38
					-174.76	168.75	514.42	514.42	771.64	771.64	2613.6	581.94	581.94
K113	37	60	70	4.9	-75.60	-75.60	1865.99	-1865.99	2799.02	-2799.02	697	1072.38	1072.38
					-77.64	77.64	761.63	761.63	1142.46	1142.46	2613.6	581.94	581.94
K114	38	60	70	6.7	-194.88	-197.15	1648.67	-1797.97	2473.04	-2696.98	697	1072.38	1072.38
					-168.75	174.76	514.42	514.42	771.64	771.64	2613.6	581.94	581.94
K115	39	60	70	6.7	-202.10	-177.65	1904.29	-1901.97	2856.46	-2852.99	697	1072.38	1072.38
					-178.07	165.44	568.10	568.10	852.16	852.16	2613.6	581.94	581.94
K116	40	60	70	6.7	-109.25	-126.51	1891.50	-1875.71	2837.28	-2813.60	697	932.63	932.63
					-103.53	111.58	562.27	562.27	843.42	843.42	2613.6	614.58	614.58
K117	41	60	70	6.5	-117.25	-111.86	1945.01	-1898.02	2917.55	-2847.06	697	932.63	932.63
					-106.62	104.96	591.24	591.24	886.86	886.86	2613.6	614.58	774.86
K118	42	60	70	4.5	-26.31	-26.31	2487.21	-2487.21	3730.86	-3730.86	697	932.63	932.63
					-31.50	31.50	1105.43	1105.43	1658.16	1658.16	2613.6	774.86	774.86
K119	43	60	70	6.5	-111.86	-117.25	1898.02	-1945.01	2847.06	-2917.55	697	932.63	932.63
					-104.96	106.62	591.24	591.24	886.86	886.86	2613.6	774.86	614.58
K120	44	60	70	6.7	-126.51	-109.25	1875.71	-1891.50	2813.60	-2837.28	697	932.63	932.63
					-111.58	103.53	562.27	562.27	843.42	843.42	2613.6	614.58	614.58

Bu kuvvetler altında hesaplanan etki kapasite oranları ve eleman hasar seviyeleri Tablo 6.10'da verilmiştir.

Tablo 6.10 : X Doğrultusundaki Depremde 1. Kat Kirişlerdeki Hasar Seviyeleri

KIRIŞ NO	Eleman No	Donatı Alanları			r = Me/(Mr-Md)				EX1 (50 Yılda %10)			EX2 (50 Yılda %2)		
		Kesme Donatısı (A _v /S)	SOL MESNET A _{st} (cm ²)	SAG MESNET A _{st} (cm ²)		(p-p'/p _b) sol	(p-p'/p _b) sağ	Eleman	sargılama	SOL MESNET	SAG MESNET	Eleman	SOL MESNET	SAG MESNET
		(cm ² /cm)	Asb (cm ²)	Asb (cm ²)	ρ _b	M ⁻	M ⁺	Kırılma	sol mesn	r ⁻	r ⁺	Hasar	r ⁻	r ⁺
								Tipi	sağ mesn	r ⁺	r ⁺	Sınırı	r ⁺	r ⁺
K101	25	0.157	36.40	36.40	0.030	0.109	0.109	sünek	var	2.26	2.28	MN	3.38	3.43
			23.30	23.30		-0.109	-0.109		var	2.57	2.49		3.85	3.73
K102	26	0.157	36.40	36.40	0.030	0.109	0.055	sünek	var	2.35	2.29	MN	3.53	3.43
			23.30	29.80		-0.109	-0.055		var	2.62	2.12		3.92	3.18
K103	27	0.157	36.40	36.40	0.030	0.055	0.055	sünek	var	2.81	2.81	GV	4.21	4.21
			29.80	29.80		-0.055	-0.055		var	3.00	3.00		4.50	4.50
K104	28	0.157	36.40	36.40	0.030	0.055	0.109	sünek	var	2.29	2.35	MN	3.43	3.53
			29.80	23.30		-0.055	-0.109		var	2.12	2.62		3.18	3.92
K105	29	0.157	36.40	36.40	0.030	0.109	0.109	sünek	var	2.28	2.26	MN	3.43	3.38
			23.30	23.30		-0.109	-0.109		var	2.49	2.57		3.73	3.85
K106	30	0.157	42.43	42.43	0.030	0.170	0.170	sünek	var	2.12	2.18	MN	3.17	3.26
			22.00	22.00		-0.170	-0.170		var	2.49	2.42		3.74	3.62
K107	31	0.157	42.43	42.43	0.030	0.170	0.170	sünek	var	2.07	1.92	MN	3.10	2.88
			22.00	22.00		-0.170	-0.170		var	2.32	2.17		3.48	3.25
K108	32	0.157	42.43	42.43	0.030	0.170	0.170	sünek	var	2.04	2.04	MN	3.05	3.05
			22.00	22.00		-0.170	-0.170		var	2.87	2.87		4.30	4.30
K109	33	0.157	42.43	42.43	0.030	0.170	0.170	sünek	var	1.92	2.07	MN	2.88	3.10
			22.00	22.00		-0.170	-0.170		var	2.17	2.32		3.25	3.48
K110	34	0.157	42.43	42.43	0.030	0.170	0.170	sünek	var	2.18	2.12	MN	3.26	3.17
			22.00	22.00		-0.170	-0.170		var	2.42	2.49		3.62	3.74
K111	35	0.157	42.43	42.43	0.030	0.170	0.170	sünek	var	2.13	2.19	MN	3.19	3.28
			22.00	22.00		-0.170	-0.170		var	2.50	2.43		3.76	3.64
K112	36	0.157	42.43	42.43	0.030	0.170	0.170	sünek	var	2.05	1.88	MN	3.08	2.82
			22.00	22.00		-0.170	-0.170		var	2.31	2.12		3.46	3.18
K113	37	0.157	42.43	42.43	0.030	0.170	0.170	sünek	var	1.87	1.87	MN	2.81	2.81
			22.00	22.00		-0.170	-0.170		var	2.84	2.84		4.26	4.26
K114	38	0.157	42.43	42.43	0.030	0.170	0.170	sünek	var	1.88	2.05	MN	2.82	3.08
			22.00	22.00		-0.170	-0.170		var	2.12	2.31		3.18	3.46
K115	39	0.157	42.43	42.43	0.030	0.170	0.170	sünek	var	2.19	2.13	MN	3.28	3.19
			22.00	22.00		-0.170	-0.170		var	2.43	2.50		3.64	3.76
K116	40	0.157	36.40	36.40	0.030	0.109	0.109	sünek	var	2.30	2.33	MN	3.45	3.49
			23.30	23.30		-0.109	-0.109		var	2.61	2.53		3.92	3.80
K117	41	0.157	36.40	36.40	0.030	0.109	0.055	sünek	var	2.39	2.31	MN	3.58	3.47
			23.30	29.80		-0.109	-0.055		var	2.66	2.14		3.99	3.21
K118	42	0.157	36.40	36.40	0.030	0.055	0.055	sünek	var	2.74	2.74	GV	4.12	4.12
			29.80	29.80		-0.055	-0.055		var	3.10	3.10		4.66	4.66
K119	43	0.157	36.40	36.40	0.030	0.055	0.109	sünek	var	2.31	2.39	MN	3.47	3.58
			29.80	23.30		-0.055	-0.109		var	2.14	2.66		3.21	3.99
K120	44	0.157	36.40	36.40	0.030	0.109	0.109	sünek	var	2.33	2.30	MN	3.49	3.45
			23.30	23.30		-0.109	-0.109		var	2.53	2.61		3.80	3.92

Tablo incelendiğinde görülmektedir ki EX1 (50 yılda %10) depreminde K103 ve K118 kirişleri minimum hasar sınırını (MN) aşmış ve hasar sınırı GV (Güvenlik sınırı) olarak belirlenmiştir. Yani sadece iki kiriş “Belirgin Hasar” bölgesindedir. X yönünde 20 çerçeve kirişi bulunmaktadır. Bu iki kirişin x yönündeki toplam kiriş sayısına oranı % 10 dur.

EX2 (50 yılda %2) depreminde ise x yönündeki kirişlerin tamamı belirgin hasar bölgesindedir.

Aynı şekilde +4.20 Kotu 1. Kat y yönüne paralel kirişlerin, düşey yükler altında, y doğrultusundaki her iki deprem altında oluşan iç kuvvetleri ve bu kirişlerin taşıma kapasiteleri Tablo 6.11’de verilmiştir.

Tablo 6.11: Y Doğrultusundaki Depremde 1. Kat Kirişlerinde Oluşan İç Kuvvetler

KIRIŞ NO	Eleman No	b (cm)	h (cm)	ln (m)	G+0.6Q		EY1		EY2		Kapasite Kuvvetleri		
					SOL MESNET	SAG MESNET	SOL MESNET	SAG MESNET	SOL MESNET	SAG MESNET	KESME	SOL MOMENT	SAG MOMENT
					M (kN.m)	M (kN.m)	M (kN.m)	M (kN.m)	M (kN.m)	M (kN.m)	V _r (kN)	M ⁺ (kN.m)	M ⁺ (kN.m)
					V (kN)	V (kN)	V (kN)	V (kN)	V (kN)	V (kN)	V _{max} (kN)	M ⁺ (kN.m)	M ⁺ (kN.m)
K121	45	60	70	4.8	-65.43	-60.36	2303.44	-2149.36	3455.04	-3223.92	697	1071.69	1071.69
					-83.33	81.30	890.56	890.56	1335.79	1335.79	2613.6	950.71	950.71
K122	46	60	70	3	-22.71	-21.01	2862.99	-2862.99	4294.33	-4294.34	888	1071.69	1071.69
					-40.32	39.18	1908.66	1908.66	2862.89	2862.89	2613.6	950.71	950.71
K123	47	60	70	4.8	-61.66	-64.03	2149.37	-2303.46	3223.94	-3455.06	697	1071.69	1071.69
					-81.84	82.79	890.57	890.57	1335.80	1335.80	2613.6	950.71	950.71
K124	48	60	70	5.4	-110.26	-111.32	1927.02	-1752.17	2890.43	-2628.17	697	1035.47	870.12
					-126.79	127.18	681.33	681.33	1021.96	1021.96	2613.6	689.66	689.66
K125	49	60	70	3.4	-45.41	-44.04	2276.38	-2276.55	3414.45	-3414.71	697	870.12	870.12
					-57.35	56.55	1339.10	1339.10	2008.58	2008.58	2613.6	689.66	689.66
K126	50	60	70	5.4	-112.48	-108.85	1752.65	-1927.64	2628.88	-2891.36	697	870.12	1035.47
					-127.65	126.31	681.53	681.53	1022.27	1022.27	2613.6	689.66	689.66
K127	51	60	70	5.2	-80.80	-93.76	2081.03	-2013.92	3121.43	-3020.78	697	1072.38	1072.38
					-92.24	139.27	787.49	787.49	1181.19	1181.19	2613.6	950.71	950.71
K128	52	60	70	3	-33.60	-28.39	2975.82	-2981.97	4463.57	-4472.79	888	1072.38	1072.38
					-54.99	51.51	1985.93	1985.93	2978.79	2978.79	2613.6	950.71	950.71
K129	53	60	70	5.2	-103.64	-99.43	2025.85	-2094.50	3038.67	-3141.64	697	1072.38	1072.38
					-127.43	121.11	792.38	792.38	1188.52	1188.52	2613.6	950.71	950.71
K130	54	60	70	5.2	-80.80	-93.76	2081.03	-2013.92	3121.43	-3020.78	697	1072.38	1072.38
					-92.24	139.27	787.49	787.49	1181.19	1181.19	2613.6	950.71	950.71
K131	55	60	70	3	-33.60	-28.39	2975.82	-2981.97	4463.57	-4472.79	888	1072.38	1072.38
					-54.99	51.51	1985.93	1985.93	2978.79	2978.79	2613.6	950.71	950.71
K132	56	60	70	5.2	-103.64	-99.43	2025.85	-2094.50	3038.67	-3141.64	697	1072.38	1072.38
					-127.43	121.11	792.38	792.38	1188.52	1188.52	2613.6	950.71	950.71
K133	57	60	70	5.4	-110.26	-111.32	1927.02	-1752.17	2890.43	-2628.17	697	1035.47	870.12
					-126.79	127.18	681.33	681.33	1021.96	1021.96	2613.6	689.66	689.66
K134	58	60	70	3.4	-45.41	-44.04	2276.38	-2276.55	3414.45	-3414.71	697	870.12	870.12
					-57.35	56.55	1339.10	1339.10	2008.58	2008.58	2613.6	689.66	689.66
K135	59	60	70	5.4	-112.48	-108.85	1752.65	-1927.64	2628.88	-2891.36	697	870.12	1035.47
					-127.65	126.31	681.53	681.53	1022.27	1022.27	2613.6	689.66	689.66
K136	60	60	70	4.8	-65.43	-60.36	2303.44	-2149.36	3455.04	-3223.92	697	1072.38	1072.38
					-83.33	81.30	890.56	890.56	1335.79	1335.79	2613.6	950.71	950.71
K137	61	60	70	3	-22.71	-21.01	2862.99	-2862.99	4294.33	-4294.34	888	1072.38	1072.38
					-40.32	39.18	1908.66	1908.66	2862.89	2862.89	2613.6	950.71	950.71
K138	62	60	70	4.8	-61.66	-64.03	2149.37	-2303.46	3223.94	-3455.06	697	1072.38	1072.38
					-81.84	82.79	890.57	890.57	1335.80	1335.80	2613.6	950.71	950.71

Bu kuvvetler altında hesaplanan etki kapasite oranları ve eleman hasar seviyeleri Tablo 6.12’de verilmiştir.

Tablo 6.12: Y Doğrultusundaki Depremde 1. Kat Kirişlerdeki Hasar Seviyeleri

		Donatı Alanları			r = Me/(Mr-Md)					EY1 (50 Yılda %10)			EY2 (50 Yılda %2)		
KIRIŞ NO	Eleman No	Kesme Donatısı	SOL MESNET	SAĞ MESNET		(p-p'/pb) sol	(p-p'/pb) sağ	Eleman	sargılama	SOL MESNET	SAĞ MESNET	Eleman	SOL MESNET	SAĞ MESNET	Eleman
		(A _s /S)	As _t (cm ²)	As _t (cm ²)		M ⁻	M ⁻	Kırılma	sol mesn	r ⁻	r ⁻	Hasar	r ⁻	r ⁻	Hasar
		(cm ² /cm)	Asb (cm ²)	Asb (cm ²)	ρ _b	M ⁺	M ⁺	Tipi	sağ mesn	r ⁺	r ⁺	Sınırı	r ⁺	r ⁺	Sınırı
K121	45	0.157	42.40 37.17	42.40 37.17	0.030	0.044 -0.044	0.044 -0.044	sünek	var var	2.29 2.27	2.13 2.13	MN	3.43 3.40	3.19 3.19	GV
K122	46	0.226	42.40 37.17	42.40 37.17	0.030	0.044 -0.044	0.044 -0.044	sünek	var var	2.73 2.94	2.72 2.95	GV	4.09 4.41	4.09 4.42	GV
K123	47	0.157	42.40 37.17	42.40 37.17	0.030	0.044 -0.044	0.044 -0.044	sünek	var var	2.13 2.12	2.29 2.27	MN	3.19 3.18	3.43 3.40	GV
K124	48	0.157	40.82 26.32	33.76 26.32	0.030	0.121 -0.121	0.062 -0.062	sünek	var var	2.08 2.41	2.31 2.19	MN	3.12 3.61	3.46 3.28	GV
K125	49	0.157	33.76 26.32	33.76 26.32	0.030	0.062 -0.062	0.062 -0.062	sünek	var var	2.76 3.10	2.76 3.10	GV	4.14 4.65	4.13 4.65	GV
K126	50	0.157	33.76 26.32	40.82 26.32	0.030	0.062 -0.062	0.121 -0.121	sünek	var var	2.31 2.18	2.08 2.41	MN	3.47 3.28	3.12 3.62	GV
K127	51	0.157	42.43 37.17	42.43 37.17	0.030	0.044 -0.044	0.044 -0.044	sünek	var var	2.10 2.02	2.06 1.93	MN	3.15 3.03	3.09 2.89	GV
K128	52	0.226	42.43 37.17	42.43 37.17	0.030	0.044 -0.044	0.044 -0.044	sünek	var var	2.86 3.02	2.86 3.05	GV	4.30 4.53	4.28 4.57	GV
K129	53	0.157	42.43 37.17	42.43 37.17	0.030	0.044 -0.044	0.044 -0.044	sünek	var var	2.09 1.92	2.15 1.99	MN	3.14 2.88	3.23 2.99	GV
K130	54	0.157	42.43 37.17	42.43 37.17	0.030	0.044 -0.044	0.044 -0.044	sünek	var var	2.10 2.02	2.06 1.93	MN	3.15 3.03	3.09 2.89	GV
K131	55	0.226	42.43 37.17	42.43 37.17	0.030	0.044 -0.044	0.044 -0.044	sünek	var var	2.86 3.02	2.86 3.05	GV	4.30 4.53	4.28 4.57	GV
K132	56	0.157	42.43 37.17	42.43 37.17	0.030	0.044 -0.044	0.044 -0.044	sünek	var var	2.09 1.92	2.15 1.99	MN	3.14 2.88	3.23 2.99	GV
K133	57	0.157	40.82 26.32	33.76 26.32	0.030	0.121 -0.121	0.062 -0.062	sünek	var var	2.08 2.41	2.31 2.19	MN	3.12 3.61	3.46 3.28	GV
K134	58	0.157	33.76 26.32	33.76 26.32	0.030	0.062 -0.062	0.062 -0.062	sünek	var var	2.76 3.10	2.76 3.10	GV	4.14 4.65	4.13 4.65	GV
K135	59	0.157	33.76 26.32	40.82 26.32	0.030	0.062 -0.062	0.121 -0.121	sünek	var var	2.31 2.18	2.08 2.41	MN	3.47 3.28	3.12 3.62	GV
K136	60	0.157	42.43 37.17	42.43 37.17	0.030	0.044 -0.044	0.044 -0.044	sünek	var var	2.29 2.27	2.12 2.13	MN	3.43 3.40	3.19 3.19	GV
K137	61	0.226	42.43 37.17	42.43 37.17	0.030	0.044 -0.044	0.044 -0.044	sünek	var var	2.73 2.94	2.72 2.95	GV	4.09 4.41	4.08 4.42	GV
K138	62	0.157	42.43 37.17	42.43 37.17	0.030	0.044 -0.044	0.044 -0.044	sünek	var var	2.13 2.12	2.28 2.27	MN	3.19 3.18	3.43 3.40	GV

Tablo incelendiğinde görülmektedir ki EY1 (50 yılda %10) depreminde 6 adet kiriş belirgin hasar bölgesindedir ve Y yönünde toplam 18 kiriş bulunmaktadır. Belirgin hasar bölgesindeki kirişlerin y yönündeki toplam kiriş sayısına oranı %30 dur.

EY2 (50 yılda %2) depreminde ise y yönündeki kirişlerin tamamı belirgin hasar bölgesindedir.

Kolon İç Kuvvetleri ve Hasar Seviyeleri:

Tez metnini kısa tutmak amacıyla yine sadece 1. kat kolonlarında, düşey yükler altında oluşan iç kuvvetler, deprem yüklemesi altında oluşan iç kuvvetler ve kolonların yük birleşimi altındaki taşıma kapasiteleri hasar seviyeleri izleyen tablolarda verilmiştir.

Tablo 6.13’de +4.20 kotu 1. kat kolonlarının, düşey yükler altında, x yönündeki 50/%10 (EX1) depremi altında oluşan iç kuvvetleri ve bu kolonların taşıma kapasiteleri verilmiştir.

Tablo 6.13: EX1 Depreminde 1. kat Kolonlarında oluşan iç kuvvetler ve Kapasiteleri

Eleman Bilgileri						G+0.6Q (kN-m)			EX1 (kN-m)			G+0.6Q+EX1 Kapasitesi			G+0.6Q-EX1 Kapasitesi		
Kolon	Eleman	Aks	bx	by	In	N	Mxa (My)	Vxx _{alt}	N _{alt}	Mxx(My)	Vxx _{alt}	Nk _{alt}	Mrxx(My)	Vrx _a	Nk _{alt}	Mrxx(My)	Vrx _a
No	No	No	(cm)	(cm)	(m)	+ çekme	Mxu(My)	Vxx _{üst}	N _{üst}	Mxx(My)	Vxx _{üst}	Nk _{üst}	Mrxx(My)	Vrx _u	Nk _{üst}	Mrxx(My)	Vrx _u
S101	1	A/1	60	100	3.50	-1419.0	-31.17	-22.8	2569.7	1836.21	647.18	75	1043.33	1595.62	-3914	1845.00	1869.02
						-1366.5	48.64	-22.8	2569.7	-428.93	647.18	1203	750.93	1283.52	-3936	1847.45	1870.46
S102	2	A/2	100	60	3.50	-2364.8	2.63	1.968	183.8	5147.48	1676.97	-2290	2109.87	2087.96	-2442	2159.18	2098.05
						-2312.3	-4.26	1.968	183.8	-721.90	1676.97	-2128	2055.87	2077.25	-2496	2176.47	2101.66
S103	3	A/3	100	60	3.50	-2068.4	18.23	13.629	2232.5	5165.25	1786.40	-1317	1757.76	2023.36	-3088	2351.98	2140.94
						-2015.9	-29.47	13.629	2232.5	-1087.15	1786.40	152	1116.53	1892.81	-4248	2602.97	2218.00
S104	4	A/4	100	60	3.50	-2068.4	-18.23	-13.63	-2232.5	5165.25	1786.40	-3088	2351.98	2140.94	-1317	1757.76	2023.36
						-2015.9	29.47	-13.63	-2232.5	-1087.15	1786.40	-4248	2602.97	2218.00	152	1116.53	1892.81
S105	5	A/5	100	60	3.50	-2364.8	-2.63	-1.968	-183.8	5147.48	1676.97	-2442	2159.18	2098.05	-2290	2109.87	2087.96
						-2312.3	4.26	-1.968	-183.8	-721.90	1676.97	-2496	2176.47	2101.66	-2128	2055.87	2077.25
S106	6	A/6	60	100	3.50	-1419.0	31.17	22.804	-2569.7	1836.21	647.18	-3938	1847.68	1870.60	75	1043.33	1595.62
						-1366.5	-48.64	22.804	-2569.7	-428.93	647.18	-3936	1847.45	1870.46	1203	750.93	1283.52
S107	7	B/1	60	100	3.50	-2032.0	-48.12	-35.23	2610.4	1937.55	681.49	-400	1163.71	1642.23	-4518	1907.69	1898.02
						-1979.5	75.17	-35.23	2610.4	-447.67	681.49	631	900.06	1441.84	-4590	1914.61	1912.66
S108	8	B/2	100	60	3.50	-3506.3	1.84	1.387	-154.9	5918.13	1850.83	-3571	2470.06	2173.02	-3443	2443.14	2164.50
						-3453.8	-3.01	1.387	-154.9	-559.76	1850.83	-3609	2477.90	2175.53	-3299	2409.09	2154.97
S109	9	B/3	60	100	3.50	-3054.6	22.27	16.331	1308.1	2589.69	1038.08	-2394	1332.72	1770.91	-3852	1563.61	1865.04
						-3002.1	-34.89	16.331	1308.1	-1043.60	1038.08	-1694	1181.88	1725.73	-4310	1615.78	1894.61
S110	10	B/4	60	100	3.50	-3054.6	-22.27	-16.33	-1308.1	2589.69	1038.08	-3852	1563.61	1865.04	-2394	1332.72	1770.91
						-3002.1	34.89	-16.33	-1308.1	-1043.60	1038.08	-4310	1615.78	1894.61	-1694	1181.88	1725.73
S111	11	B/5	100	60	3.50	-3506.3	-1.84	-1.387	154.9	5918.13	1850.83	-3443	2443.14	2164.50	-3571	2470.06	2173.02
						-3453.8	3.01	-1.387	154.9	-559.76	1850.83	-3299	2409.09	2154.97	-3609	2477.90	2175.53
S112	12	B/6	60	100	3.50	-2032.0	48.12	35.227	-2610.4	1937.55	681.49	-4518	1907.69	1908.02	-400	1163.71	1642.23
						-1979.5	-75.17	35.227	-2610.4	-447.67	681.49	-4590	1914.61	1912.66	631	900.06	1441.84
S113	13	C/1	60	100	3.50	-2035.5	-48.12	-35.23	2459.8	1947.75	685.35	-479	1183.24	1647.28	-4334	1889.44	1896.16
						-1983.0	75.17	-35.23	2459.8	-450.99	685.35	477	939.99	1484.49	-4443	1900.30	1903.16
S114	14	C/2	100	60	3.50	-3506.6	1.91	1.436	-242.9	5944.58	1858.00	-3607	2477.64	2175.45	-3407	2435.59	2162.14
						-3454.1	-3.12	1.436	-242.9	-558.43	1858.00	-3697	2496.05	2181.40	-3211	2385.71	2149.14
S115	15	C/3	60	100	3.50	-2952.3	22.34	16.383	2077.9	2619.55	1073.14	-1981	1245.59	1744.27	-4243	1608.42	1890.26
						-2899.8	-35.00	16.383	2077.9	-1136.43	1073.14	-1108	1045.04	1687.94	-4978	1682.36	1937.69
S116	16	C/4	60	100	3.50	-2952.3	-22.34	-16.38	-2077.9	2619.55	1073.14	-4235	1607.54	1889.74	-1977	1244.60	1743.98
						-2899.8	35.00	-16.38	-2077.9	-1136.43	1073.14	-4978	1682.36	1937.69	-1028	1025.53	1682.73
S117	17	C/5	100	60	3.50	-3506.6	-1.91	-1.436	242.9	5944.58	1858.00	-3407	2435.59	2162.14	-3607	2477.64	2175.45
						-3454.1	3.12	-1.436	242.9	-558.43	1858.00	-3211	2385.71	2149.14	-3697	2496.05	2181.40
S118	18	C/6	60	100	3.50	-2035.5	48.12	35.226	-2459.8	1947.75	685.35	-4334	1889.44	1896.16	-479	1183.24	1647.28
						-1983.0	-75.17	35.226	-2459.8	-450.99	685.35	-4443	1900.30	1903.16	477	939.99	1484.49
S119	19	D/1	60	100	3.50	-1422.6	-31.17	-22.8	2456.9	1875.67	662.34	14	1058.86	1612.45	-3719	1823.24	1856.43
						-1370.1	48.64	-22.8	2456.9	-442.52	662.34	1087	781.35	1315.72	-3827	1835.40	1863.41
S120	20	D/2	100	60	3.50	-2364.3	2.78	2.078	108.8	5253.83	1713.71	-2321	2119.98	2090.01	-2409	2148.59	2095.86
						-2311.8	-4.50	2.078	108.8	-744.13	1713.71	-2203	2081.01	2082.20	-2421	2152.42	2096.65
S121	21	D/3	100	60	3.50	-1684.2	23.63	17.637	2379.8	5083.04	1782.01	-945	1602.90	1998.69	-2747	2253.58	2118.30
						-1631.7	-38.10	17.637	2379.8	-1153.99	1782.01	657	884.86	1749.13	-4012	2558.43	2202.28
S122	22	D/4	100	60	3.50	-1684.2	-23.63	-17.64	-2379.8	5083.04	1782.01	-2751	2255.00	2118.61	-945	1602.90	1998.69
						-1631.7	38.10	-17.64	-2379.8	-1153.99	1782.01	-4012	2558.43	2202.28	592	914.41	1767.39
S123	23	D/5	100	60	3.50	-2364.3	-2.78	-2.078	-108.8	5253.83	1713.71	-2409	2148.59	2095.86	-2321	2119.98	2090.01
						-2311.8	4.50	-2.078	-108.8	-744.13	1713.71	-2421	2152.42	2096.65	-2203	2081.01	2082.20
S124	24	D/6	60	100	3.50	-1422.6	31.17	22.804	-2456.9	1875.67	662.34	-3762	1828.18	1859.25	-2	1063.10	1616.54
						-1370.1	-48.64	22.804	-2456.9	-442.52	662.34	-3827	1835.40	1863.41	1087	781.35	1315.72

Tablo 6.14’de +4.20 kotu 1. Kat kolonlarının, düşey yükler altında, x yönündeki 50 / %2 (EX2) depremi altında oluşan iç kuvvetleri ve bu kolonların taşıma kapasiteleri verilmiştir.

Tablo 6.14: EX2 Depreminde 1. kat Kolonlarında oluşan iç kuvvetler ve Kapasiteleri

Eleman Bilgileri						G+0.6Q (kN-m)			EX2 (kN-m)			G+0.6Q+EX2 Kapasitesi			G+0.6Q-EX2 Kapasitesi		
Kolon	Eleman	Aks	bx	by	In	N	M _{xa} (My)	V _{xx_{alt}}	N _{alt}	M _{xx} (My)	V _{xx_{alt}}	N _{k_{alt}}	M _{rx} (My)	V _{rx}	N _{k_{alt}}	M _{rx} (My)	V _{rx}
No	No	No	(cm)	(cm)	(m)	= çekme	M _{xu} (My)	V _{xx_{üst}}	N _{üst}	M _{xx} (My)	V _{xx_{üst}}	N _{k_{üst}}	M _{rx} (My)	V _{rxu}	N _{k_{üst}}	M _{rx} (My)	V _{rxu}
S101	1	A/1	60	100	3.50	-1419.0	-31.17	-22.8	3854.6	2754.34	970.78	64	1046.26	1598.79	-3938	1847.68	1870.60
						-1366.5	48.64	-22.8	3854.6	-643.40	970.78	1985	546.03	1067.15	-5221	1970.03	1953.40
S102	2	A/2	100	60	3.50	-2364.8	2.63	1.968	275.8	7721.31	2515.48	-2290	2110.03	2088.00	-2441	2159.08	2098.03
						-2312.3	-4.26	1.968	275.8	-1082.86	2515.48	-2037	2024.34	2071.15	-2588	2205.24	2107.77
S103	3	A/3	100	60	3.50	-2068.4	18.23	13.629	3348.7	7747.96	2679.63	-1324	1760.83	2023.86	-3115	2359.47	2142.74
						-2015.9	-29.47	13.629	3348.7	-1630.75	2679.63	-253	1299.87	1952.76	-5365	2779.98	2292.11
S104	4	A/4	100	60	3.50	-2068.4	-18.23	-13.63	-3348.7	7747.96	2679.63	-3115	2359.47	2142.74	-1332	1764.16	2024.40
						-2015.9	29.47	-13.63	-3348.7	-1630.75	2679.63	-5365	2779.98	2292.11	560	929.26	1776.57
S105	5	A/5	100	60	3.50	-2364.8	-2.63	-1.968	-275.8	7721.31	2515.48	-2444	2159.78	2098.17	-2290	2110.03	2088.00
						-2312.3	4.26	-1.968	-275.8	-1082.86	2515.48	-2588	2205.24	2107.77	-2037	2024.34	2071.15
S106	6	A/6	60	100	3.50	-1419.0	31.17	22.804	-3854.6	2754.34	970.78	-3972	1851.32	1872.75	75	1043.32	1595.61
						-1366.5	-48.64	22.804	-3854.6	-643.40	970.78	-5221	1970.03	1953.40	1956	929.26	1075.14
S107	7	B/1	60	100	3.50	-2032.0	-48.12	-35.23	3915.7	2906.35	1022.25	-434	1172.03	1644.38	-4479	1903.89	1905.52
						-1979.5	75.17	-35.23	3915.7	-671.51	1022.25	1750	607.83	1132.34	-5895	2017.38	1996.91
S108	8	B/2	100	60	3.50	-3506.3	1.84	1.387	-232.3	8877.29	2776.27	-3571	2470.06	2173.02	-3442	2442.97	2164.45
						-3453.8	-3.01	1.387	-232.3	-839.65	2776.27	-3686	2493.82	2180.67	-3222	2388.49	2149.83
S109	9	B/3	60	100	3.50	-3054.6	22.27	16.331	1962.2	3884.58	1557.14	-2392	1332.26	1770.77	-3840	1562.09	1864.22
						-3002.1	-34.89	16.331	1962.2	-1565.42	1557.14	-1601	1160.64	1719.70	-4964	1681.15	1936.83
S110	10	B/4	60	100	3.50	-3054.6	-22.27	-16.33	-1962.2	3884.58	1557.14	-3856	1563.99	1865.26	-2401	1334.07	1771.34
						-3002.1	34.89	-16.33	-1962.2	-1565.42	1557.14	-4964	1681.15	1936.83	-1601	1160.64	1719.70
S111	11	B/5	100	60	3.50	-3506.3	-1.84	-1.387	232.3	8877.29	2776.27	-3442	2442.97	2164.45	-3571	2470.06	2173.02
						-3453.8	3.01	-1.387	232.3	-839.65	2776.27	-3222	2388.49	2149.83	-3686	2493.82	2180.67
S112	12	B/6	60	100	3.50	-2032.0	48.12	35.227	-3915.7	2906.35	1022.25	-4542	1910.01	1909.57	-434	1172.03	1644.38
						-1979.5	-75.17	35.227	-3915.7	-671.51	1022.25	-5895	2017.38	1996.91	1786	598.43	1122.42
S113	13	C/1	60	100	3.50	-2035.5	-48.12	-35.23	3689.7	2921.65	1028.04	-498	1188.08	1648.54	-4342	1890.17	1896.63
						-1983.0	75.17	-35.23	3689.7	-676.50	1028.04	1707	619.11	1144.24	-5673	2003.19	1982.55
S114	14	C/2	100	60	3.50	-3506.6	1.91	1.436	-364.4	8916.96	2787.03	-3608	2477.73	2175.47	-3408	2435.82	2162.21
						-3454.1	-3.12	1.436	-364.4	-837.65	2787.03	-3819	2520.56	2189.46	-3090	2352.53	2141.07
S115	15	C/3	60	100	3.50	-2952.3	22.34	16.383	3116.9	3929.37	1609.73	-1978	1244.93	1744.08	-4199	1603.56	1887.43
						-2899.8	-35.00	16.383	3116.9	-1704.67	1609.73	-889	991.63	1673.76	-6017	1760.27	2004.75
S116	16	C/4	60	100	3.50	-2952.3	-22.34	-16.38	-3116.9	3929.37	1609.73	-4251	1609.31	1890.78	-1978	1244.93	1744.08
						-2899.8	35.00	-16.38	-3116.9	-1704.67	1609.73	-6017	1760.27	2004.75	-1168	1059.38	1691.79
S117	17	C/5	100	60	3.50	-3506.6	-1.91	-1.436	364.4	8916.96	2787.03	-3407	2435.53	2162.13	-3608	2477.73	2175.47
						-3454.1	3.12	-1.436	364.4	-837.65	2787.03	-3090	2352.53	2141.07	-3819	2520.56	2189.46
S118	18	C/6	60	100	3.50	-2035.5	48.12	35.226	-3689.7	2921.65	1028.04	-4342	1890.17	1896.63	-498	1188.08	1648.54
						-1983.0	-75.17	35.226	-3689.7	-676.50	1028.04	-5673	2003.19	1982.55	1707	619.11	1144.24
S119	19	D/1	60	100	3.50	-1422.6	-31.17	-22.8	3685.4	2813.54	993.52	-5	1063.79	1616.71	-3726	1824.06	1856.89
						-1370.1	48.64	-22.8	3685.4	-663.78	993.52	1465	682.48	1211.15	-5055	1956.47	1942.71
S120	20	D/2	100	60	3.50	-2364.3	2.78	2.078	163.3	7880.84	2570.58	-2320	2119.93	2090.00	-2409	2148.61	2095.86
						-2311.8	-4.50	2.078	163.3	-1116.21	2570.58	-2149	2062.68	2078.58	-2475	2169.79	2100.26
S121	21	D/3	100	60	3.50	-1684.2	23.63	17.637	3569.7	7624.65	2673.04	-941	1600.93	1998.38	-2763	2258.38	2119.36
						-1631.7	-38.10	17.637	3569.7	-1731.00	2673.04	468	971.56	1802.75	-5201	2757.78	2281.28
S122	22	D/4	100	60	3.50	-1684.2	-23.63	-17.64	-3569.7	7624.65	2673.04	-2756	2256.44	2118.93	-948	1604.19	1998.89
						-1631.7	38.10	-17.64	-3569.7	-1731.00	2673.04	-5201	2757.78	2281.28	468	971.56	1802.75
S123	23	D/5	100	60	3.50	-2364.3	-2.78	-2.078	-163.3	7880.84	2570.58	-2409	2148.65	2095.87	-2321	2120.23	2090.06
						-2311.8	4.50	-2.078	-163.3	-1116.21	2570.58	-2475	2169.79	2100.26	-2149	2062.68	2078.58
S124	24	D/6	60	100	3.50	-1422.6	31.17	22.804	-3685.4	2813.54	993.52	-3785	1830.71	1860.70	-5	1063.79	1616.71
						-1370.1	-48.64	22.804	-3685.4	-663.78	993.52	-5055	1956.47	1942.71	1980	547.36	1068.55

X doğrultusundaki her iki deprem seviyesi için hesaplanan iç kuvvetler altında elemanlardaki etki/kapasite değerleri, eleman hasar sınırları ve kesme güvenliğine bağlı olarak belirlenen kırılma türleri Tablo 6.15’de verilmiştir.

Tablo 6.15: EX1 ve EX2 Depremi Sonucu 1. Kat Kolonlarındaki Hasar Sınırları

1. Kat Kolonları Hasar Sınırları					G+0.6Q+EX1		G+0.6Q-EX1		Eleman	G+0.6Q+EX2		G+0.6Q-EX2		Eleman
Kolon No	Elem No	Aks No	Kırılma Türü	Sargılama	r _{alt}	hasar	r _{alt}	hasar	Hasar Sınırı	r _{alt}	hasar	r _{alt}	hasar	Hasar Sınırı
					r _{üst}	sınırı	r _{üst}	sınırı		r _{üst}	sınırı	r _{üst}	sınırı	
S101	1	A/1	SÜNEK	var	1.72	MN	1.03	MN	MN	2.60	MN	1.53	MN	MN
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.15	MN	1.00	MN	
S102	2	A/2	SÜNEK	var	2.45	MN	2.39	MN	MN	3.70	GV	3.60	GV	GV
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.00	MN	
S103	3	A/3	SÜNEK	var	2.97	GV	2.19	MN	GV	4.50	GV	3.20	GV	GV
				var	1.03	MN	1.00	MN		1.90	MN	1.00	MN	
S104	4	A/4	SÜNEK	var	2.19	MN	2.97	GV	GV	3.20	GV	4.55	GV	GV
				var	1.00	MN	1.03	MN		1.00	MN	1.30	MN	
S105	5	A/5	SÜNEK	var	2.39	MN	2.45	MN	MN	3.50	GV	3.70	GV	GV
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.00	MN	
S106	6	A/6	SÜNEK	var	1.02	MN	1.72	MN	MN	1.51	MN	2.58	MN	MN
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.16	MN	
S107	7	B/1	SÜNEK	var	1.60	MN	1.05	MN	MN	2.45	MN	1.60	MN	MN
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.05	MN	1.00	MN	
S108	8	B/2	SÜNEK	var	2.40	GV	2.43	GV	GV	3.60	GV	3.60	GV	GV
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.00	MN	
S109	9	B/3	SÜNEK	var	1.98	MN	1.64	MN	MN	2.96	GV	2.50	GV	GV
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.40	MN	1.00	MN	
S110	10	B/4	SÜNEK	var	1.64	MN	1.98	MN	MN	2.45	GV	3.00	GV	GV
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.40	MN	
S111	11	B/5	SÜNEK	var	2.43	GV	2.40	GV	GV	3.60	GV	3.60	GV	GV
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.00	MN	
S112	12	B/6	SÜNEK	var	1.05	MN	1.60	MN	MN	1.56	MN	2.45	MN	MN
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.04	MN	
S113	13	C/1	SÜNEK	var	1.58	MN	1.07	MN	MN	2.40	MN	1.60	MN	MN
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.00	MN	
S114	14	C/2	SÜNEK	var	2.41	GV	2.44	GV	GV	3.60	GV	3.70	GV	GV
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.00	MN	
S115	15	C/3	SÜNEK	var	2.14	MN	1.61	MN	MN	3.20	GV	2.50	GV	GV
				var	1.16	MN	1.00	MN		1.55	MN	1.00	MN	
S116	16	C/4	SÜNEK	var	1.62	MN	2.13	MN	MN	2.40	GV	3.20	GV	GV
				var	1.00	MN	1.11	MN		1.00	MN	1.80	MN	
S117	17	C/5	SÜNEK	var	2.44	GV	2.41	GV	GV	3.65	GV	3.60	GV	GV
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.00	MN	
S118	18	C/6	SÜNEK	var	1.07	MN	1.58	MN	MN	1.60	MN	2.40	MN	MN
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.00	MN	
S119	19	D/1	SÜNEK	var	1.71	MN	1.07	MN	MN	2.60	MN	1.60	MN	MN
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.30	MN	1.00	MN	
S120	20	D/2	SÜNEK	var	2.49	MN	2.45	MN	MN	3.72	GV	3.67	GV	GV
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.00	MN	
S121	21	D/3	SÜNEK	var	3.22	GV	2.24	MN	GV	4.80	GV	3.31	GV	GV
				var	1.04	MN	1.00	MN		1.70	MN	1.00	MN	
S122	22	D/4	SÜNEK	var	2.23	MN	3.22	GV	GV	3.33	GV	4.85	GV	GV
				var	1.00	MN	1.07	MN		1.00	MN	1.70	MN	
S123	23	D/5	SÜNEK	var	2.45	MN	2.49	MN	MN	3.66	GV	3.80	GV	GV
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.00	MN	
S124	24	D/6	SÜNEK	var	1.05	MN	1.73	MN	MN	1.56	MN	2.60	MN	MN
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.10	MN	

Tablo incelendiğinde görülmektedir ki EX1 (50/%10) depreminde 1. kat kolonlarının 8'inin hasar sınırı GV (Güvenlik Sınırı) olarak belirlenmiştir. Bu sayıyı toplam kat kolonlarına oranlarsak; 1. kat kolonlarının %30'u "Belirgin Hasar Bölgesi" 'inde, %70'i "Minimum Hasar Bölgesi" 'indedir. EX2 (50/%2) depreminde ise kolonların

%70'i “Belirgin Hasar Bölgesi” ’inde, %30 ise “Minimum Hasar Bölgesi” inde yer almaktadır.

Tablo 6.16’da +4.20 kotu 1. Kat kolonlarının, düşey yükler altında, y yönündeki 50 / %10 (EY1) depremi altında oluşan iç kuvvetleri ve bu kolonların taşıma kapasiteleri verilmiştir.

Tablo 6.16: EY1 Depreminde 1. kat Kolonlarında oluşan iç kuvvetler ve Kapasiteleri

Eleman Bilgileri						G+0.6Q (kN-m)			EY1 (kN-m)			G+0.6Q+EY1 Kapasitesi			G+0.6Q-EY1 Kapasitesi		
Kolon	Eleman	Aks	by=h	bx=b	ln	N	Mxa (My)	Vxx _{alt}	N _{alt}	Mxx(My)	Vxx _{alt}	Nk _{alt}	Mrxx(My)	Vrx _a	Nk _{alt}	Mrxx(My)	Vrx _a
No	No	No	(cm)	(cm)	(m)	+= çekme	Mxu(My)	Vxx _{üst}	N _{üst}	Mxx(My)	Vxx _{üst}	Nk _{üst}	Mrxx(My)	Vrx _u	Nk _{üst}	Mrxx(My)	Vrx _u
S101	1	A/1	100	60	3.50	-1419.0	23.03	17.719	-3944.8	4403.91	1380.37	-4067	2992.45	2205.93	53	1625.63	1920.85
						-1366.5	-38.98	17.719	-3944.8	-427.39	1380.37	-5311	3185.13	2288.57	2578	465.06	1202.27
S102	2	A/2	60	100	3.50	-2364.8	30.43	22.494	-3044.8	1990.23	716.80	-4861	1671.55	1930.13	-842	980.21	1670.76
						-2312.3	-48.30	22.494	-3044.8	-518.58	716.80	-5357	1714.63	1962.18	732	576.29	1413.75
S103	3	A/3	60	100	3.50	-2068.4	29.09	21.491	-3530.0	1965.99	732.32	-5035	1687.49	1941.38	-499	894.68	1648.63
						-2015.9	-46.13	21.491	-3530.0	-597.13	732.32	-5546	1729.09	1974.37	506	635.69	1476.52
S104	4	A/4	60	100	3.50	-2068.4	29.09	21.491	-3530.0	1965.99	732.32	-5035	1687.49	1941.38	-499	894.68	1648.63
						-2015.9	-46.13	21.491	-3530.0	-597.13	732.32	-5546	1729.09	1974.37	1193	455.26	1286.29
S105	5	A/5	60	100	3.50	-2364.8	30.43	22.494	-3044.8	1990.23	716.80	-4861	1671.55	1930.13	-842	980.21	1670.76
						-2312.3	-48.30	22.494	-3044.8	-518.58	716.80	-5357	1714.63	1962.18	732	576.29	1413.75
S106	6	A/6	100	60	3.50	-1419.0	23.03	17.719	-3944.8	4403.91	1380.37	-4067	2992.45	2205.93	42	1630.54	1923.96
						-1366.5	-38.98	17.719	-3944.8	-427.39	1380.37	-5311	3185.13	2288.57	2578	465.06	1202.27
S107	7	B/1	100	60	3.50	-2032.0	-15.20	-10.81	-4140.4	5381.59	2017.92	-4384	3047.39	2227.04	-652	1937.96	1979.21
						-1979.5	22.63	-10.81	-4140.4	-1681.13	2017.92	-6120	3273.67	2342.26	608	1373.09	1762.85
S108	8	B/2	60	100	3.50	-3506.3	-19.26	-13.9	-2714.7	2771.19	1156.67	-5182	1700.27	1950.88	-2272	1307.61	1763.06
						-3453.8	29.37	-13.9	-2714.7	-1277.14	1156.67	-6169	1768.82	2014.56	-1366	1106.20	1704.53
S109	9	B/3	100	60	3.50	-3054.6	-26.48	-19.25	-4661.7	6035.15	2184.37	-5203	2757.98	2281.38	-1642	1882.72	2044.95
						-3002.1	40.90	-19.25	-4661.7	-1610.14	2184.37	-7664	2876.91	2444.77	-89	1225.62	1941.82
S110	10	B/4	100	60	3.50	-3054.6	-26.48	-19.25	-4661.7	6035.15	2184.37	-5203	2757.98	2281.38	-1642	1882.72	2044.95
						-3002.1	40.90	-19.25	-4661.7	-1610.14	2184.37	-7664	2876.91	2444.77	-89	1225.62	1941.82
S111	11	B/5	60	100	3.50	-3506.3	-19.26	-13.9	-2714.7	2771.19	1156.67	-5182	1700.27	1950.88	-2272	1307.61	1763.06
						-3453.8	29.37	-13.9	-2714.7	-1277.14	1156.67	-6169	1768.82	2014.56	-1366	1106.20	1704.53
S112	12	B/6	100	60	3.50	-2032.0	-15.20	-10.81	-4140.4	5381.59	2017.92	-4384	3047.39	2227.04	-604	1917.30	1976.05
						-1979.5	22.63	-10.81	-4140.4	-1681.13	2017.92	-6120	3273.67	2342.26	978	1203.42	1657.66
S113	13	C/1	100	60	3.50	-2035.5	12.40	9.825	4140.4	5381.60	2017.93	-583	1907.93	1974.62	-4471	3061.72	2232.78
						-1983.0	-21.99	9.825	4140.4	-1681.15	2017.93	912	1233.56	1676.32	-6123	3273.99	2342.49
S114	14	C/2	60	100	3.50	-3506.6	17.76	13.28	2714.9	2771.48	1156.87	-2250	1302.87	1761.60	-5104	1693.54	1945.82
						-3454.1	-28.72	13.28	2714.9	-1277.58	1156.87	-1229	1073.85	1695.70	-6169	1768.85	2014.59
S115	15	C/3	100	60	3.50	-2952.3	22.09	17.232	4666.8	5941.23	2160.06	-1529	1840.46	2037.48	-5074	2739.45	2272.79
						-2899.8	-38.22	17.232	4666.8	-1618.99	2160.06	1267	602.99	1575.41	-7567	2887.03	2438.31
S116	16	C/4	100	60	3.50	-2952.3	22.09	17.232	4666.8	5941.23	2160.06	-1529	1840.46	2037.48	-5074	2739.45	2272.79
						-2899.8	-38.22	17.232	4666.8	-1618.99	2160.06	1545	474.57	1496.37	-7567	2887.03	2438.31
S117	17	C/5	60	100	3.50	-3506.6	17.76	13.28	2714.9	2771.48	1156.87	-2250	1302.87	1761.60	-5203	1702.08	1952.26
						-3454.1	-28.72	13.28	2714.9	-1277.58	1156.87	-1229	1073.85	1695.70	-6169	1768.85	2014.59
S118	18	C/6	100	60	3.50	-2035.5	12.40	9.825	4140.4	5381.60	2017.93	-583	1907.93	1974.62	-4215	3018.49	2215.76
						-1983.0	-21.99	9.825	4140.4	-1681.15	2017.93	996	1195.25	1652.61	-6123	3273.99	2342.49
S119	19	D/1	100	60	3.50	-1422.6	-25.26	-18.32	3944.8	4403.94	1380.40	44	1629.72	1923.44	-3888	2960.15	2194.08
						-1370.1	38.87	-18.32	3944.8	-427.45	1380.40	2575	466.73	1203.30	-5315	3185.59	2288.81
S120	20	D/2	60	100	3.50	-2364.3	-31.20	-22.65	3044.6	1990.76	717.20	-842	980.10	1670.73	-4901	1675.37	1932.77
						-2311.8	48.06	-22.65	3044.6	-519.42	717.20	733	576.20	1413.66	-5356	1714.57	1962.13
S121	21	D/3	60	100	3.50	-1684.2	-23.65	-17.11	3524.9	1883.36	705.10	-145	804.43	1625.74	-4504	1636.35	1907.13
						-1631.7	36.25	-17.11	3524.9	-584.48	705.10	214	711.75	1557.25	-5157	1698.11	1949.24
S122	22	D/4	60	100	3.50	-1684.2	-23.65	-17.11	3524.9	1883.36	705.10	-131	800.95	1624.87	-4622	1648.33	1914.71
						-1631.7	36.25	-17.11	3524.9	-584.48	705.10	223	709.22	1554.56	-5157	1698.11	1949.24
S123	23	D/5	60	100	3.50	-2364.3	-31.20	-22.65	3044.6	1990.76	717.20	-827	976.31	1669.74	-4901	1675.37	1932.77
						-2311.8	48.06	-22.65	3044.6	-519.42	717.20	733	576.20	1413.66	-5356	1714.57	1962.13
S124	24	D/6	100	60	3.50	-1422.6	-25.26	-18.32	3944.8	4403.94	1380.40	49	1627.26	1921.88	-3888	2960.15	2194.08
						-1370.1	38.87	-18.32	3944.8	-427.45	1380.40	2575	466.73	1203.30	-5315	3185.59	2288.81

Tablo 6.17’de +4.20 kotu 1. Kat kolonlarının, düşey yükler altında, y yönündeki 50 / %2 (EY2) depremi altında oluşan iç kuvvetleri ve bu kolonların taşıma kapasiteleri verilmiştir.

Tablo 6.17: EY2 Depreminde 1. kat Kolonlarında oluşan iç kuvvetler ve Kapasiteleri

Eleman Bilgileri						G+0.6Q (kN-m)			EY2 (KN-m)			G+0.6Q+EY2 Kapasitesi			G+0.6Q-EY2 Kapasitesi		
Kolon	Eleman	Aks	by=h	bx=b	ln	N	Mxa(My)	Vxx _{alt}	N _{alt}	Mxx(My)	Vxx _{alt}	N _{alt}	Mxx(My)	Vrx _a	N _{alt}	Mxx(My)	Vrx _a
No	No	No	(cm)	(cm)	(m)	+= çekme	Mxu(My)	Vxx _{üst}	N _{üst}	Mxx(My)	Vxx _{üst}	N _{üst}	Mxx(My)	Vrx _u	N _{üst}	Mxx(My)	Vrx _u
S101	1	A/1	100	60	3.50	-1419.0	23.03	17.719	-5917.1	6605.60	2070.47	-4072	2993.49	2206.32	57	1623.99	1919.82
						-1366.5	-38.98	17.719	-5917.1	-641.04	2070.47	-7284	3321.94	2419.52	2714	402.30	1163.59
S102	2	A/2	60	100	3.50	-2364.8	30.43	22.494	-4567.0	2985.22	1075.16	-4874	1672.83	1931.01	-827	976.43	1669.77
						-2312.3	-48.30	22.494	-4567.0	-777.83	1075.16	-6879	1798.62	2060.44	904	531.29	1366.32
S103	3	A/3	60	100	3.50	-2068.4	29.09	21.491	-5294.9	2948.87	1098.44	-5043	1688.22	1941.91	-444	880.71	1645.06
						-2015.9	-46.13	21.491	-5294.9	-895.65	1098.44	-7311	1777.52	2088.29	1045	494.29	1327.36
S104	4	A/4	60	100	3.50	-2068.4	29.09	21.491	-5294.9	2948.87	1098.44	-5043	1688.22	1941.91	-439	879.44	1644.73
						-2015.9	-46.13	21.491	-5294.9	-895.65	1098.44	-7311	1777.52	2088.29	1045	494.29	1327.36
S105	5	A/5	60	100	3.50	-2364.8	30.43	22.494	-4567.0	2985.22	1075.16	-4874	1672.83	1931.01	-827	976.43	1669.77
						-2312.3	-48.30	22.494	-4567.0	-777.83	1075.16	-6879	1798.62	2060.44	692	586.81	1424.86
S106	6	A/6	100	60	3.50	-1419.0	23.03	17.719	-5917.1	6605.60	2070.47	-4072	2993.49	2206.32	57	1623.99	1919.82
						-1366.5	-38.98	17.719	-5917.1	-641.04	2070.47	-7284	3321.94	2419.52	2714	402.30	1163.59
S107	7	B/1	100	60	3.50	-2032.0	-15.20	-10.81	-6210.5	8072.07	3026.76	-4384	3047.38	2227.03	-581	1907.15	1974.51
						-1979.5	22.63	-10.81	-6210.5	-2521.58	3026.76	-8190	3199.66	2479.70	909	1235.07	1677.25
S108	8	B/2	60	100	3.50	-3506.3	-19.26	-13.9	-4071.9	4156.63	1734.93	-5189	1700.85	1951.33	-2250	1302.84	1761.59
						-3453.8	29.37	-13.9	-4071.9	-1915.63	1734.93	-7295	1778.46	2087.29	-1229	1073.84	1695.70
S109	9	B/3	100	60	3.50	-3054.6	-26.48	-19.25	-6992.4	9052.36	3276.42	-5200	2757.51	2281.15	-1625	1876.28	2043.81
						-3002.1	40.90	-19.25	-6992.4	-2415.09	3276.42	-9995	2570.66	2599.51	106	1137.48	1905.89
S110	10	B/4	100	60	3.50	-3054.6	-26.48	-19.25	-6992.4	9052.36	3276.42	-5200	2757.51	2281.15	-1625	1876.28	2043.81
						-3002.1	40.90	-19.25	-6992.4	-2415.09	3276.42	-9995	2570.66	2599.51	106	1137.48	1905.89
S111	11	B/5	60	100	3.50	-3506.3	-19.26	-13.9	-4071.9	4156.63	1734.93	-5189	1700.85	1951.33	-2246	1302.03	1761.34
						-3453.8	29.37	-13.9	-4071.9	-1915.63	1734.93	-7295	1778.46	2087.29	-1241	1076.72	1696.48
S112	12	B/6	100	60	3.50	-2032.0	-15.20	-10.81	-6210.5	8072.07	3026.76	-4384	3047.38	2227.03	-581	1907.15	1974.51
						-1979.5	22.63	-10.81	-6210.5	-2521.58	3026.76	-8190	3199.66	2479.70	909	1235.07	1677.25
S113	13	C/1	100	60	3.50	-2035.5	12.40	9.825	6210.5	8072.09	3026.77	-605	1917.41	1976.07	-4388	3047.97	2227.27
						-1983.0	-21.99	9.825	6210.5	-2521.60	3026.77	946	1217.90	1666.62	-8193	3199.17	2479.93
S114	14	C/2	60	100	3.50	-3506.6	17.76	13.28	4072.3	4157.05	1735.24	-2250	1302.88	1761.60	-5189	1700.89	1951.36
						-3454.1	-28.72	13.28	4072.3	-1916.29	1735.24	-1276	1085.17	1698.78	-7296	1778.42	2087.33
S115	15	C/3	100	60	3.50	-2952.3	22.09	17.232	7000.0	8911.50	3239.96	-1527	1839.38	2037.29	-5126	2747.09	2276.28
						-2899.8	-38.22	17.232	7000.0	-2428.37	3239.96	144	1120.10	1895.04	-9900	2586.06	2593.22
S116	16	C/4	100	60	3.50	-2952.3	22.09	17.232	7000.0	8911.50	3239.96	-1527	1839.38	2037.29	-5126	2747.09	2276.28
						-2899.8	-38.22	17.232	7000.0	-2428.37	3239.96	144	1120.10	1895.04	-9900	2586.06	2593.22
S117	17	C/5	60	100	3.50	-3506.6	17.76	13.28	4072.3	4157.05	1735.24	-2250	1302.88	1761.60	-5189	1700.89	1951.36
						-3454.1	-28.72	13.28	4072.3	-1916.29	1735.24	-1288	1087.91	1699.52	-7296	1778.42	2087.33
S118	18	C/6	100	60	3.50	-2035.5	12.40	9.825	6210.5	8072.09	3026.77	-605	1917.41	1976.07	-4397	3049.46	2227.86
						-1983.0	-21.99	9.825	6210.5	-2521.60	3026.77	933	1224.22	1670.54	-8193	3199.17	2479.93
S119	19	D/1	100	60	3.50	-1422.6	-25.26	-18.32	5917.1	6605.66	2070.51	21	1640.22	1930.07	-4088	2996.26	2207.35
						-1370.1	38.87	-18.32	5917.1	-641.13	2070.51	2575	466.77	1203.33	-7287	3321.47	2419.76
S120	20	D/2	60	100	3.50	-2364.3	-31.20	-22.65	4566.8	2986.03	1075.75	-827	976.32	1669.74	-4873	1672.77	1930.96
						-2311.8	48.06	-22.65	4566.8	-779.10	1075.75	733	576.22	1413.69	-6879	1798.59	2060.39
S121	21	D/3	60	100	3.50	-1684.2	-23.65	-17.11	5287.2	2824.92	1057.60	-161	808.42	1626.75	-4740	1660.08	1922.38
						-1631.7	36.25	-17.11	5287.2	-876.68	1057.60	1151	466.36	1297.97	-6919	1799.77	2063.00
S122	22	D/4	60	100	3.50	-1684.2	-23.65	-17.11	5287.2	2824.92	1057.60	-161	808.42	1626.75	-4740	1660.08	1922.38
						-1631.7	36.25	-17.11	5287.2	-876.68	1057.60	1151	466.36	1297.97	-6919	1799.77	2063.00
S123	23	D/5	60	100	3.50	-2364.3	-31.20	-22.65	4566.8	2986.03	1075.75	-827	976.32	1669.74	-4873	1672.77	1930.96
						-2311.8	48.06	-22.65	4566.8	-779.10	1075.75	2255	175.93	992.57	-6879	1798.59	2060.39
S124	24	D/6	100	60	3.50	-1422.6	-25.26	-18.32	5917.1	6605.66	2070.51	21	1640.22	1930.07	-4088	2996.26	2207.35
						-1370.1	38.87	-18.32	5917.1	-641.13	2070.51	2711	403.97	1164.62	-7287	3321.47	2419.76

Y doğrultusundaki her iki deprem seviyesi için hesaplanan iç kuvvetler altında elemanlardaki etki / kapasite değerleri, eleman hasar sınırları ve kesme güvenliğine bağlı olarak belirlenen kırılma türleri Tablo 6.18’de verilmiştir.

Tablo 6.18: EY1 ve EY2 Depremi Sonucu 1. kat Kolonlarındaki Hasar Sınırları

1. Kat Kolonları Hasar Sınırları					G+0.6Q+EY1		G+0.6Q-EY1		Eleman	G+0.6Q+EY2		G+0.6Q-EY2		Eleman
Kolon No	Elem No	Aks No	Kırılma Türü	Sargılama	r _{alt}	hasar	r _{alt}	hasar	Hasar Sınırı	r _{alt}	hasar	r _{alt}	hasar	Hasar Sınırı
					r _{üst}	sınırı	r _{üst}	sınırı		r _{üst}	sınırı	r _{üst}	sınırı	
S101	1	A/1	SÜNEK	var	1.49	MN	2.68	MN	MN	2.23	GV	4.01	GV	GV
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.45	MN	
S102	2	A/2	SÜNEK	var	1.22	MN	2.00	MN	MN	1.82	MN	2.97	MN	MN
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.42	MN	
S103	3	A/3	SÜNEK	var	1.19	MN	2.25	MN	MN	1.78	MN	3.26	GV	GV
				var	1.00	MN	1.40	MN		1.00	MN	1.73	MN	
S104	4	A/4	SÜNEK	var	1.19	MN	2.25	MN	MN	1.78	MN	3.25	GV	GV
				var	1.00	MN	1.10	MN		1.00	MN	1.73	MN	
S105	5	A/5	SÜNEK	var	1.22	MN	2.00	MN	MN	1.82	MN	2.97	MN	MN
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.52	MN	
S106	6	A/6	SÜNEK	var	1.49	MN	2.70	MN	MN	2.23	GV	4.01	GV	GV
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.45	MN	
S107	7	B/1	SÜNEK	var	1.76	MN	3.00	GV	GV	2.64	GV	4.28	GV	GV
				var	1.00	MN	1.60	MN		1.00	MN	2.15	MN	
S108	8	B/2	SÜNEK	var	1.62	MN	2.20	MN	MN	2.42	GV	3.24	GV	GV
				var	1.00	MN	1.30	MN		1.06	MN	1.83	MN	
S109	9	B/3	SÜNEK	var	2.17	GV	3.30	GV	GV	3.26	GV	4.89	GV	GV
				var	1.00	MN	1.60	MN		1.00	MN	2.25	MN	
S110	10	B/4	SÜNEK	var	2.17	GV	3.30	GV	GV	3.26	GV	4.89	GV	GV
				var	1.00	MN	1.60	MN		1.00	MN	2.25	MN	
S111	11	B/5	SÜNEK	var	1.62	MN	2.20	MN	MN	2.42	GV	3.23	GV	GV
				var	1.00	MN	1.30	MN		1.06	MN	1.84	MN	
S112	12	B/6	SÜNEK	var	1.76	MN	2.90	GV	GV	2.64	GV	4.28	GV	GV
				var	1.00	MN	1.40	MN		1.00	MN	2.15	MN	
S113	13	C/1	SÜNEK	var	2.85	MN	1.70	MN	MN	4.34	GV	2.64	GV	GV
				var	1.43	MN	1.00	MN		2.12	MN	1.00	MN	
S114	14	C/2	SÜNEK	var	2.16	MN	1.70	MN	MN	3.24	GV	2.42	GV	GV
				var	1.22	MN	1.00	MN		1.87	MN	1.06	MN	
S115	15	C/3	SÜNEK	var	3.28	GV	2.20	GV	GV	4.91	GV	3.22	GV	GV
				var	1.12	MN	1.00	MN		2.30	MN	1.00	MN	
S116	16	C/4	SÜNEK	var	3.28	GV	2.20	GV	GV	4.91	GV	3.22	GV	GV
				var	1.05	MN	1.00	MN		2.30	MN	1.00	MN	
S117	17	C/5	SÜNEK	var	2.16	MN	1.60	MN	MN	3.24	GV	2.42	GV	GV
				var	1.22	MN	1.00	MN		1.88	MN	1.06	MN	
S118	18	C/6	SÜNEK	var	2.85	MN	1.90	MN	MN	4.34	GV	2.63	GV	GV
				var	1.39	MN	1.00	MN		2.13	MN	1.00	MN	
S119	19	D/1	SÜNEK	var	2.69	MN	1.60	MN	MN	4.10	GV	2.22	GV	GV
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.50	MN	1.00	MN	
S120	20	D/2	SÜNEK	var	2.00	MN	1.20	MN	MN	2.97	MN	1.82	MN	MN
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.50	MN	1.00	MN	
S121	21	D/3	SÜNEK	var	2.29	MN	1.25	MN	MN	3.47	GV	1.73	MN	GV
				var	1.91	MN	1.00	MN		1.90	MN	1.00	MN	
S122	22	D/4	SÜNEK	var	2.27	MN	1.20	MN	MN	3.47	GV	1.73	MN	GV
				var	1.90	MN	1.00	MN		1.90	MN	1.00	MN	
S123	23	D/5	SÜNEK	var	1.98	MN	1.20	MN	MN	2.97	MN	1.82	MN	MN
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.00	MN	1.00	MN	
S124	24	D/6	SÜNEK	var	2.68	MN	1.60	MN	MN	4.10	GV	2.22	GV	GV
				var	1.00	MN	1.00	MN		1.45	MN	1.00	MN	

Tablo incelendiğinde görülmektedir ki EY1 (50/%10) depreminde 1. kat kolonlarının 6'sının hasar sınırı GV (Güvenlik Sınırı) olarak belirlenmiştir. Bu sayıyı toplam kat kolonlarına oranlarsak; 1. kat kolonlarının %25'i "Belirgin Hasar Bölgesi" 'inde, %75'i ise "Minimum Hasar Bölgesi" indedir. EY2 (50/%2) depreminde ise

kolonların %83'ü “Belirgin Hasar Bölgesi” ’inde, %17’si ise “Minimum Hasar Bölgesi” inde yer almaktadır.

- **Kolon Kiriş Birleşim Bölgelerinde Kesme Güvenliğinin İrdelenmesi**

Okul yapısının ilk üç katında tüm kiriş ve kolonların boyutları aynıdır. Çalışmanın başında verildiği (EkA’da tüm donatı detayları verilmiştir) üzere ilk üç kattaki kiriş donatıları kat bazında aynıdır. Dolayısıyla birleşim bölgesindeki kolon kesme kuvveti ihmal edilip ilk üç katın birden birleşim bölgesindeki kesme güvenliği irdelenebilir. Bu doğrultuda yapılan irdeleme sonucunda tüm birleşim bölgelerinin kesme güvenliğini sağladığı görülmüştür. Hesap detayları Ek A’da sunulmuştur.

- **Bina Performansının Değerlendirilmesi**

Ele alınan okul yapısı deprem performansının 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremde “hemen kullanım”, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremde “Can güvenliği” performansını sağlaması gerekir.

Tablo 6.19 : X Doğrultusundaki Depremde Kiriş Hasar Seviyeleri (EDYY)

EDYY		EX1 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %10)								EX2 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %2)							
KAT NO	Kattaki Kiriş Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
6.K (+22.20)	20	20				100%				11	9			55%	45%		
5.K (+18.60)	20	18	2			90%	10%			8	12			40%	60%		
4.K (+15.00)	20	20				100%					20			100%			
3.K (+11.40)	20	18	2			90%	10%				20			100%			
2.K (+7.80)	20	16	4			80%	20%				20			100%			
1.K (+4.20)	20	18	2			90%	10%				20			100%			
TOPLAM	120	110	10	0	0	92%	8%	0%	0%	19	101	0	0	16%	84%	0%	0%

Tablo 6.20 : X Doğrultusundaki Deprem İçin Kolon Hasar Dağılımı (EDYY)

EDYY		EX1 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %10)								EX2 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %2)							
KAT NO	Kattaki Kolon Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
6.K (+22.20)	24	24				100%				24				100%			
5.K (+18.60)	24	24				100%				22	2			92%	8%		
4.K (+15.00)	24	24				100%				8	16			33%	67%		
3.K (+11.40)	24	24				100%				19	5			79%	21%		
2.K (+7.80)	24	24				100%				16	8			67%	33%		
1.K (+4.20)	24	16	8			67%	33%			8	16			33%	67%		
TOPLAM	144	136	8	0	0	94%	6%	0%	0%	97	47	0	0	67%	33%	0%	0%

50 / %10 Olan Deprem İçin X Doğrultusunda Performans Değerlendirmesi

- ☐ 6. ve 4. katlarda kiriş ve kolonların tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 5. ve 3. katlarda ise kirişlerin %10 nu belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 2. katta kirişlerin %20 belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 1. katta kirişlerin %10 belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise %67'si minimum hasar bölgesinde(MHB), %33' ü belirgin hasar bölgesindedir(BHB).

Sonuç olarak bina X doğrultusunda 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için hedeflenen “hemen kullanım” performans seviyesini sağlayamamaktadır. Binanın yapısal performansı “Can Güvenliği” düzeyindedir.

50 / %2 Olan Deprem İçin X Doğrultusunda Performans Değerlendirmesi

- ☐ 6. katta kirişlerin %55'i minimum hasar bölgesinde(MHB), %45'i belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 5. katta kirişlerin %40'ı minimum hasar bölgesinde(MHB), %60'ı belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise %92'si minimum hasar bölgesinde(MHB), %8'i belirgin hasar bölgesindedir(BHB).
- ☐ 4. katta kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise %33'ü minimum hasar bölgesinde(MHB), %67'i belirgin hasar bölgesindedir(BHB).
- ☐ 3. katta kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise %79'u minimum hasar bölgesinde(MHB), %21'i belirgin hasar bölgesindedir(BHB).
- ☐ 2. katta kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların %67'si minimum hasar bölgesinde(MHB), %33'ü belirgin hasar bölgesindedir(BHB).
- ☐ 1. katta kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise %33'ü minimum hasar bölgesinde(MHB), %67'si belirgin hasar bölgesindedir(BHB).

Binanın yapısal performansı “Can Güvenliği” düzeyindedir. Bina X doğrultusunda 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için hedeflenen “Can Güvenliği” performans seviyesini sağlamaktadır.

Tablo 6.21 : Y Doğrultusundaki Depremde Kiriş Hasar Seviyeleri (EDYY)

EDYY		EY1 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %10)								EY2 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %2)							
KAT NO	Kattaki Kiriş Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
6.K (+22.20)	18	18				100%				16	2			89%	11%		
5.K (+18.60)	18	14	4			78%	22%				18				100%		
4.K (+15.00)	18	12	6			67%	33%				18				100%		
3.K (+11.40)	18	14	4			78%	22%				18				100%		
2.K (+7.80)	18	12	6			67%	33%				18				100%		
1.K (+4.20)	18	12	6			67%	33%				18				100%		
TOPLAM	108	82	26	0	0	76%	24%	0%	0%	16	92	0	0	15%	85%	0%	0%

Tablo 6.22 : Y Doğrultusundaki Deprem İçin Kolon Hasar Dağılımı (EDYY)

EDYY		EY1 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %10)								EY2 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %2)							
KAT NO	Kattaki Kolon Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
6.K (+22.20)	24	24				100%				24				100%			
5.K (+18.60)	24	24				100%				20	4			83%	17%		
4.K (+15.00)	24	24				100%				8	16			33%	67%		
3.K (+11.40)	24	24				100%				12	12			50%	50%		
2.K (+7.80)	24	24				100%				12	12			50%	50%		
1.K (+4.20)	24	18	6			75%	25%			4	20			17%	83%		
TOPLAM	144	138	6	0	0	96%	4%	0%	0%	80	64	0	0	56%	44%	0%	0%

50 / %10 Olan Deprem İçin Y Doğrultusunda Performans Değerlendirmesi

- ☐ 6. katta kiriş ve kolonların tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 5. ve 3. katlarda kirişlerin %78'i minimum hasar bölgesinde(MHB), %22'si belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 4. ve 2. katlarda kirişlerin %67'si minimum hasar bölgesinde(MHB), %33'ü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 1. katta kirişlerin %67'si minimum hasar bölgesinde(MHB), %33'ü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise %75'i minimum hasar bölgesinde(MHB), %25'i belirgin hasar bölgesindedir(BHB).

Sonuç olarak bina Y doğrultusunda 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için hedeflenen “hemen kullanım” performans seviyesini sağlayamamaktadır. Binanın yapısal performansı “Can Güvenliği” düzeyindedir.

50 / %2 Olan Deprem İçin Y Doğrultusunda Performans Değerlendirmesi

- ❑ 6. katta kirişlerin %89’i minimum hasar bölgesinde(MHB), %11’i belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ❑ 5. katta kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların %83’ü minimum hasar bölgesinde(MHB), %17’si belirgin hasar bölgesindedir(BHB).
- ❑ 4. katta kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise %33’ü minimum hasar bölgesinde(MHB), %67’i belirgin hasar bölgesindedir(BHB).
- ❑ 3. ve 2. katlarda kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise %50’si minimum hasar bölgesinde(MHB), %50’si belirgin hasar bölgesindedir(BHB).
- ❑ 1. katta kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise %17’si minimum hasar bölgesinde(MHB), %83’ü belirgin hasar bölgesindedir(BHB).

Binanın yapısal performansı “Can Güvenliği” düzeyindedir. Bina Y doğrultusunda 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için hedeflenen “Can Güvenliği” performans seviyesini sağlamaktadır.

Yukarıda verilen sonuçlar neticesinde X ve Y doğrultuları için, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için bina performansının “Can Güvenliği” seviyesinde olduğu görülmüştür. 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için ise hedeflenen performansın sağlandığı ve bina performansının “Can Güvenliği” seviyesinde olduğu görülmüştür.

- **Görelî Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması**

Herhangi bir kattaki her bir düşey eleman için görelî kat ötelemesinin hasar sınırları Tablo 6.23’de verilmiştir.

Tablo 6.23 : Göreli Kat Ötelemesi Sınırları

Görelî Kat Ötelemesi Oranı	Hasar Sınırı		
	MN	GV	GÇ
δ_{ji} / h_{ji}	0.01	0.03	0.04

Görelî kat ötelemeleri yukarıdaki tabloda verilen hasar sınırını aşmayacaktır. Aksi takdirde etki kapasite oranları (r) değerleri kullanılarak yapılan performans değerlendirilmesi göz önüne alınmayacaktır. Görelî kat ötelemelerinin belirlenmesinde izlenen yol şu şekildedir; ilgili kattaki tüm kolonların görelî yerdeğiştirmelerine bakılarak en büyük değere sahip kolonun görelî yerdeğiştirmesi o katın görelî kat ötelemesi olarak ele alınmıştır. Bu doğrultuda yapılan hesap sonucunda elde edilen görelî kat ötelemeleri Tablo 6.24 ve Tablo 6.25’de verilmiştir.

Tablo 6.24: X Doğrultusu İçin Görelî Kat Ötelemelerinin İrdelenmesi

EDYY		EX1 (50 Yılda %10)					EX2 (50 Yılda %2)				
KAT	$h_{(i)}$	$d_{(i),max}$	$\delta_{(i),max}$	$\delta_{(i),max} / h_{(i)}$		Hasar	$d_{(i),max}$	$\delta_{(i),max}$	$\delta_{(i),max} / h_{(i)}$		Hasar
NO	(m)	(cm)	(cm)			Sınırı	(cm)	(cm)			Sınırı
6.K (+22.20)	3.6	27.3	3.3	0.0092	< 0.01	MN	40.9	4.9	0.0136	> 0.01, <0.03	GV
5.K (+18.60)	3.6	24	5.2	0.0144	> 0.01, <0.03	GV	36	7.8	0.0217	> 0.01, <0.03	GV
4.K (+15.00)	3.6	18.8	5.7	0.0158	> 0.01, <0.03	GV	28.2	8.6	0.0239	> 0.01, <0.03	GV
3.K (+11.40)	3.6	13.1	4.7	0.0131	> 0.01, <0.03	GV	19.6	7	0.0194	> 0.01, <0.03	GV
2.K (+7.80)	3.6	8.4	4.7	0.0131	> 0.01, <0.03	GV	12.6	7	0.0194	> 0.01, <0.03	GV
1.K (+4.20)	4.2	3.7	3.7	0.0088	< 0.01	MN	5.6	5.6	0.0133	> 0.01, <0.03	GV

Tablo 6.25: Y Doğrultusu İçin Görelî Kat Ötelemelerinin İrdelenmesi

EDYY		EY1 (50 Yılda %10)					EY2 (50 Yılda %2)				
KAT	$h_{(i)}$	$d_{(i),max}$	$\delta_{(i),max}$	$\delta_{(i),max} / h_{(i)}$		Hasar	$d_{(i),max}$	$\delta_{(i),max}$	$\delta_{(i),max} / h_{(i)}$		Hasar
NO	(m)	(cm)	(cm)			Sınırı	(cm)	(cm)			Sınırı
6.K (+22.20)	3.6	25.1	3.1	0.0086	< 0.01	MN	37.6	4.6	0.0128	> 0.01, <0.03	GV
5.K (+18.60)	3.6	22	4.8	0.0133	> 0.01, <0.03	GV	33	7.2	0.0200	> 0.01, <0.03	GV
4.K (+15.00)	3.6	17.2	5.3	0.0147	> 0.01, <0.03	GV	25.8	7.9	0.0219	> 0.01, <0.03	GV
3.K (+11.40)	3.6	11.9	4.1	0.0114	> 0.01, <0.03	GV	17.9	6.3	0.0175	> 0.01, <0.03	GV
2.K (+7.80)	3.6	7.8	4.3	0.0119	> 0.01, <0.03	GV	11.6	6.3	0.0175	> 0.01, <0.03	GV
1.K (+4.20)	4.2	3.5	3.5	0.0083	< 0.01	MN	5.3	5.3	0.0126	> 0.01, <0.03	GV

Tablolar incelendiğinde görülmektedir ki X ve Y doğrultuları için, 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan deprem için bina performansının hedeflenen “Hemen Kullanım” seviyesini sağlamadığı ve bina performansının “Can Güvenliği” seviyesinde olduğu görülmüştür. 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için ise hedeflenen “Can Güvenliği” performans düzeyinin sağlandığı görülmüştür.

Görelî kat ötelemesi sonucu elde edilen performans seviyeleri etki/kapasite oranları değerlendirilerek elde edilen sonuçlarla aynı çıkmıştır. Dolayısıyla etki/kapasite oranları değerlendirilerek yapılan performans değerlendirmesi geçerlidir.

6.3.5 Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemleri İle Yapı Performansının Belirlenmesi

6.3.5.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Bu bölümde 2007 deprem yönetmeliğine göre tasarımı yapılan okul yapısının deprem performansı doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinden “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ile irdelenecektir. Sistemde kullanılacak elemanların çatlamış kesitlerine ait eğilme rijitlikleri bölümün başında irdelenmişti.

Binanın toplam katsayısı 8’i aşmadığından ve ek dış merkezlik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayıları bütün katlarda $\eta_{bi} < 1.4$ koşulu sağlandığından ve hakim modun kütle katılım oranı % 70 den fazla olduğu için “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ile itme analizi uygulanabilir.

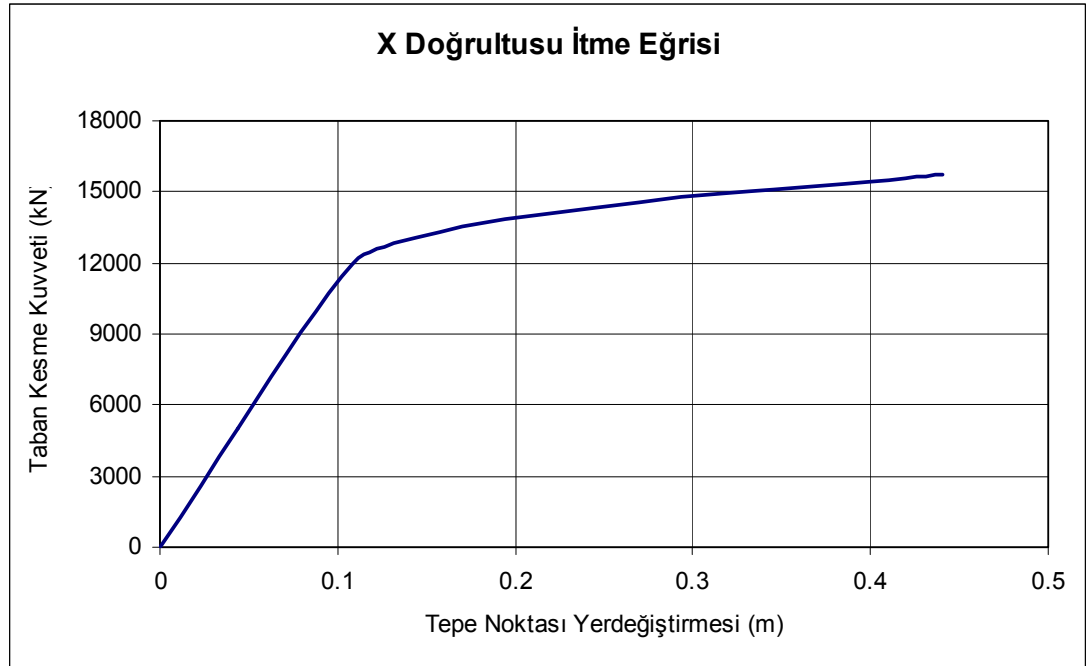
Artımsal itme analizinden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı doğrusal olmayan bir statik analiz yapılır. Bu analiz kuvvet kontrollüdür ve bu analizin sonuçları, artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınacaktır. Doğrusal olmayan statik analiz hesabında düşey yükler izleyen şekilde dikkate alınır:

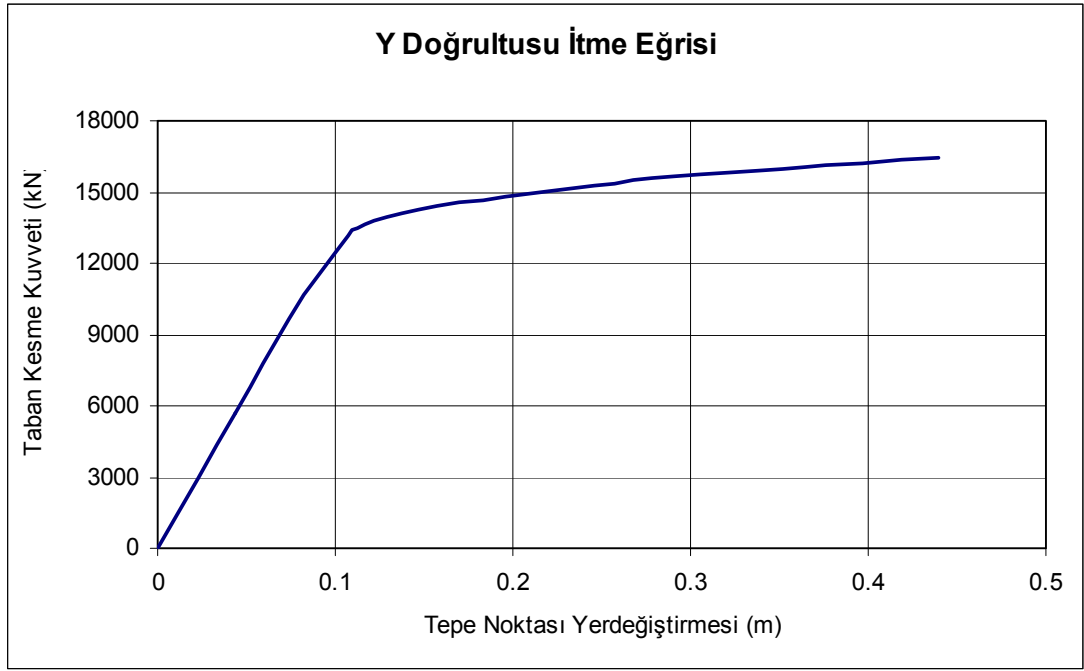
Düşey yük kombinasyonu: $G + nQ = G + 0.6Q$

Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yüğü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılmıştır. Buna göre, her iki doğrultuda birinci doğal titreşim modu ile orantılı olarak katlara gelen yükler altında yapılan itme analizinden elde edilen itme eğrileri aşağıdaki grafiklerde sunulmuştur.

Tablo 6.26 : Taban Kesme Kuvveti Tepe Noktası Yerdeğiştirmesi

Adım Sayısı	Tepe Noktası Yerdeğiştirme	Taban Kesme Kuvveti	Tepe Noktası Yerdeğiştirme	Taban Kesme Kuvveti
n	u_x (m)	V_x (kN)	u_y (m)	V_y (kN)
0	0	0	0	0
1	0.0440	5013.0	0.0439	5721.3
2	0.0794	9046.0	0.0742	9668.1
3	0.1090	11936.3	0.1077	13150.3
4	0.1225	12592.4	0.1165	13630.7
5	0.1704	13529.4	0.1467	14292.7
6	0.2191	14090.1	0.1953	14839.3
7	0.2693	14536.6	0.2458	15286.4
8	0.3186	14915.3	0.2901	15629.6
9	0.3726	15282.3	0.3519	16004.9
10	0.4199	15598.9	0.3973	16244.7
11	0.44	15729.5	0.44	16449.6

**Şekil 6.11 : X Yönü İtme Eğrisi**



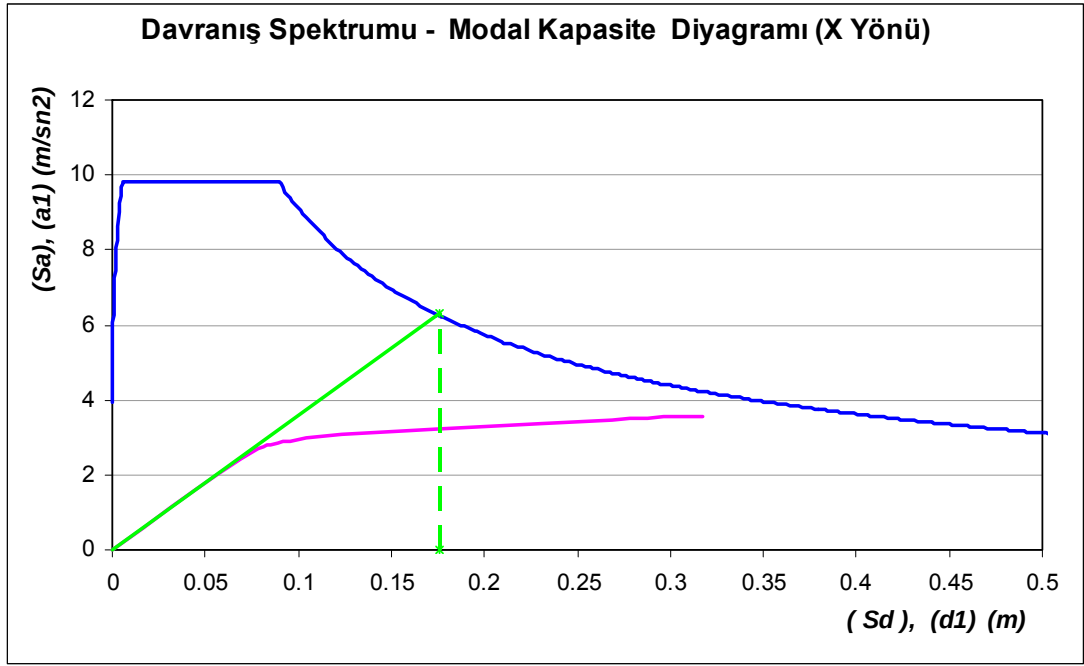
Şekil 6.12 : Y Yönü İtme Eğrisi

- **Modal Kapasite Diyagramlarının Elde Edilmesi**

Her iki yön içinde elde edilen itme eğrileri Bölüm 5’de anlatıldığı gibi modal kapasite diyagramlarına dönüştürülmüştür. Elde edilen modal kapasite diyagramları ile elastik ivme spektrumu aynı eksen takımı üzerinde çakıştırılıp izleyen şekilde verilir.

Tablo 6.27: X Doğrultusu İçin Modal Kapasite Değerleri

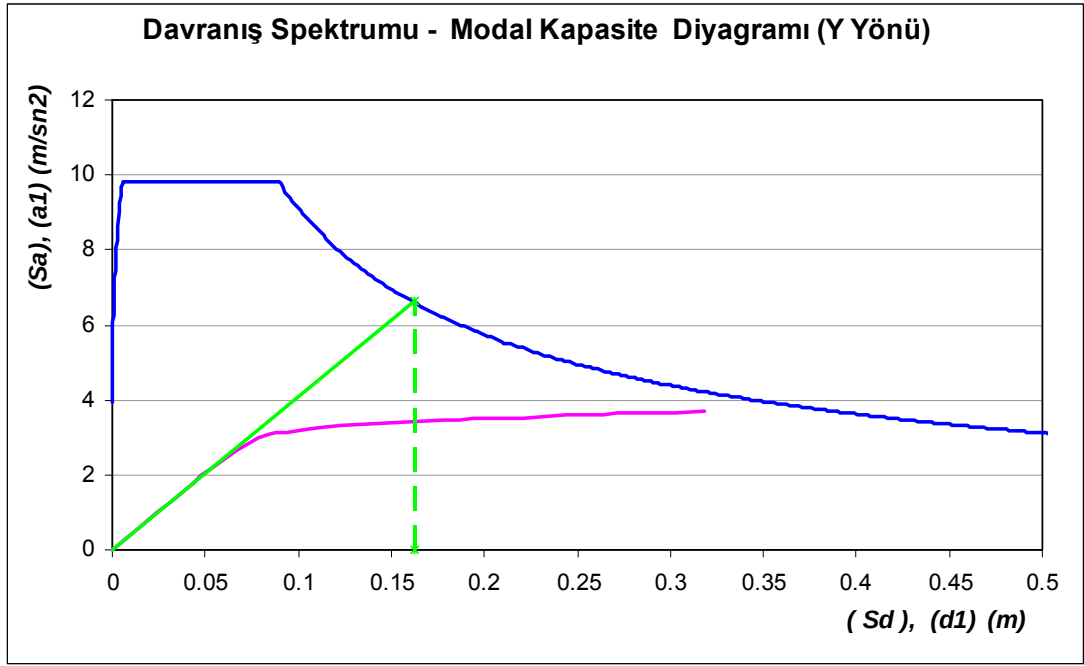
Adım	Yerdeğiştirme	Taban Kesme Kuvveti	Etkili Modal Kütle	Tepe Noktası Genliği	1. modun katılım çarpanı	Modal Yerdeğiştirme	Modal İvme
n	$u_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	M_{x1}	ϕ_{xN1}	Γ_{x1}	$d_{11}^{(i)}$ (m)	$a_{11}^{(i)}$ (m/s ²)
0	0	0	4410	1.00	1.385	0	0
1	0.044	5013	4410	1.00	1.385	0.032	1.137
2	0.079399	9046	4410	1.00	1.385	0.057	2.051
3	0.109001	11936	4410	1.00	1.385	0.079	2.707
4	0.122528	12592	4410	1.00	1.385	0.088	2.855
5	0.170414	13529	4410	1.00	1.385	0.123	3.068
6	0.219086	14090	4410	1.00	1.385	0.158	3.195
7	0.269328	14537	4410	1.00	1.385	0.194	3.296
8	0.318578	14915	4410	1.00	1.385	0.230	3.382
9	0.372588	15282	4410	1.00	1.385	0.269	3.465
10	0.41987	15599	4410	1.00	1.385	0.303	3.537
11	0.4400	15729	4410	1.00	1.385	0.318	3.567



Şekil 6.13 : X Yönü Modal Yerdeğiştirme İstemi

Tablo 6.28: Y Doğrultusu İçin Modal Kapasite Değerleri

Adım	Yerdeğiştirme	Taban Kesme Kuvveti	Etkili Modal Kütle	Tepe Noktası Genliği	1. modun katılım çarpanı	Modal Yerdeğiştirme	Modal İvme
n	$u_{yN1}^{(i)}$ (m)	$V_{y1}^{(i)}$ (kN)	M_{y1}	ϕ_{yN1}	Γ_{y1}	$d_{1}^{(i)}$ (m)	$a_{1}^{(i)}$ (m/s ²)
0	0	0	4424	1.00	1.382	0	0
1	0.043883	5721	4424	1.00	1.382	0.032	1.293
2	0.074236	9668	4424	1.00	1.382	0.054	2.185
3	0.107722	13150	4424	1.00	1.382	0.078	2.972
4	0.116534	13631	4424	1.00	1.382	0.084	3.081
5	0.146658	14293	4424	1.00	1.382	0.106	3.230
6	0.19534	14839	4424	1.00	1.382	0.141	3.354
7	0.245756	15286	4424	1.00	1.382	0.178	3.455
8	0.290147	15630	4424	1.00	1.382	0.210	3.533
9	0.351918	16005	4424	1.00	1.382	0.255	3.617
10	0.39729	16245	4424	1.00	1.382	0.287	3.672
11	0.4400	16450	4424	1.00	1.382	0.318	3.718



Şekil 6.14 : Y Yönü Modal Yerdeğiştirme İstemi

Buradaki elastik ivme spektrumu 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremi temsil etmektedir. 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için spektrum değerleri 1.5 ile çarpılır.

Her iki yön içinde spektral yerdeğiştirme S_{del} izleyen şekilde hesaplanır:

$$T_B < T_{1x}, T_{1y} \rightarrow S_{del} = \frac{S_a}{(\omega)^2} = \frac{2.5A_0gT_B^{0.8}T^{1.2}}{(2\pi)^2} \quad (50 \text{ yılda \%10})$$

$$S_{del} = \frac{S_a}{(\omega)^2} = \frac{1.5 \times 2.5A_0gT_B^{0.8}T^{1.2}}{(2\pi)^2} \quad (50 \text{ yılda \%2})$$

doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme S_{d1} izleyen şekildedir:

$$S_{d1} = C_{R1}S_{del} \quad T_B < T_{1x}, T_{1y} \rightarrow C_{R1} = 1$$

$$T_{1x} = 1.054s \rightarrow S_{del} = S_{d1} = d_1 = 0.176m \quad (50 \text{ yılda \%10})$$

$$S_{del} = S_{d1} = d_1 = 0.264m \quad (50 \text{ yılda \%2})$$

$$T_{1y} = 0.986s \rightarrow S_{del} = S_{d1} = d_1 = 0.163m \quad (50 \text{ yılda \%10})$$

$$S_{del} = S_{d1} = d_1 = 0.244m \quad (50 \text{ yılda \%2})$$

Böylelikle her iki yön için modal yerdeğiştirme istemi d_1 değerleri hesaplanmıştır. Sistemin X ve Y doğrultusundaki yerğiştirme istemi u_{xN1} , u_{yN1} izleyen şekilde hesaplanır.

$$u_{xN1} = \phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1 = 1 \times 1.385 \times 0.176 = 0.244 \text{ m} \quad (50 \text{ yılda \%10})$$

$$= 1 \times 1.385 \times 0.264 = 0.366 \text{ m} \quad (50 \text{ yılda \%2})$$

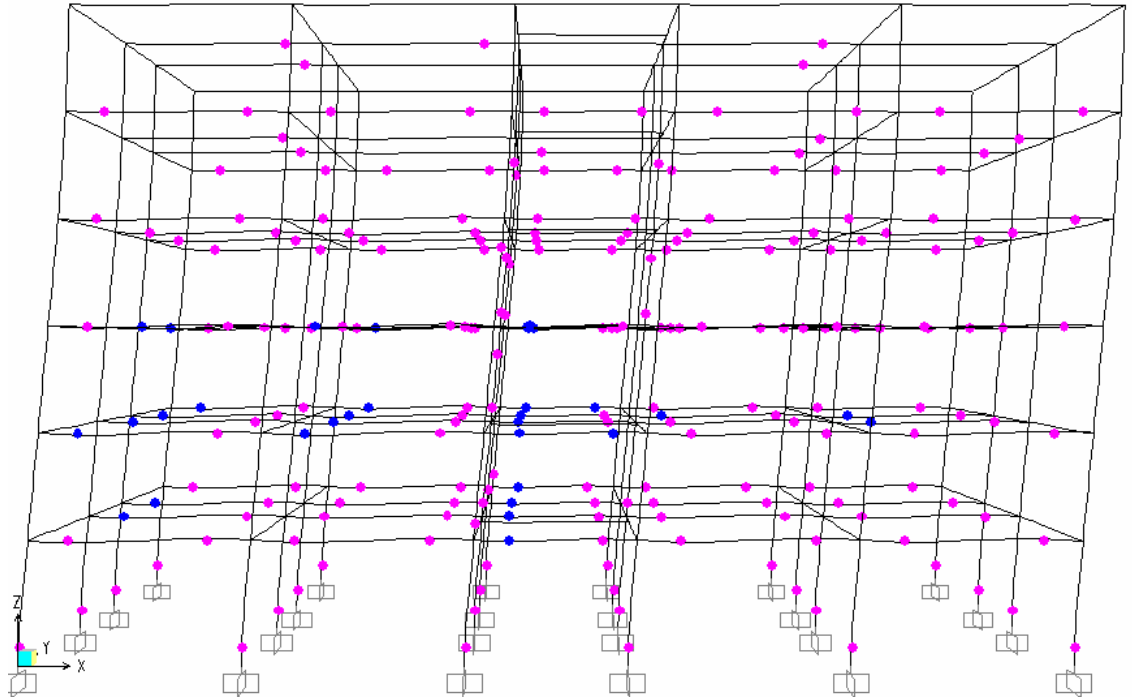
$$u_{yN1} = \phi_{yN1} \Gamma_{y1} d_1 = 1 \times 1.382 \times 0.163 = 0.225 \text{ m} \quad (50 \text{ yılda \%10})$$

$$= 1 \times 1.385 \times 0.244 = 0.337 \text{ m} \quad (50 \text{ yılda \%2})$$

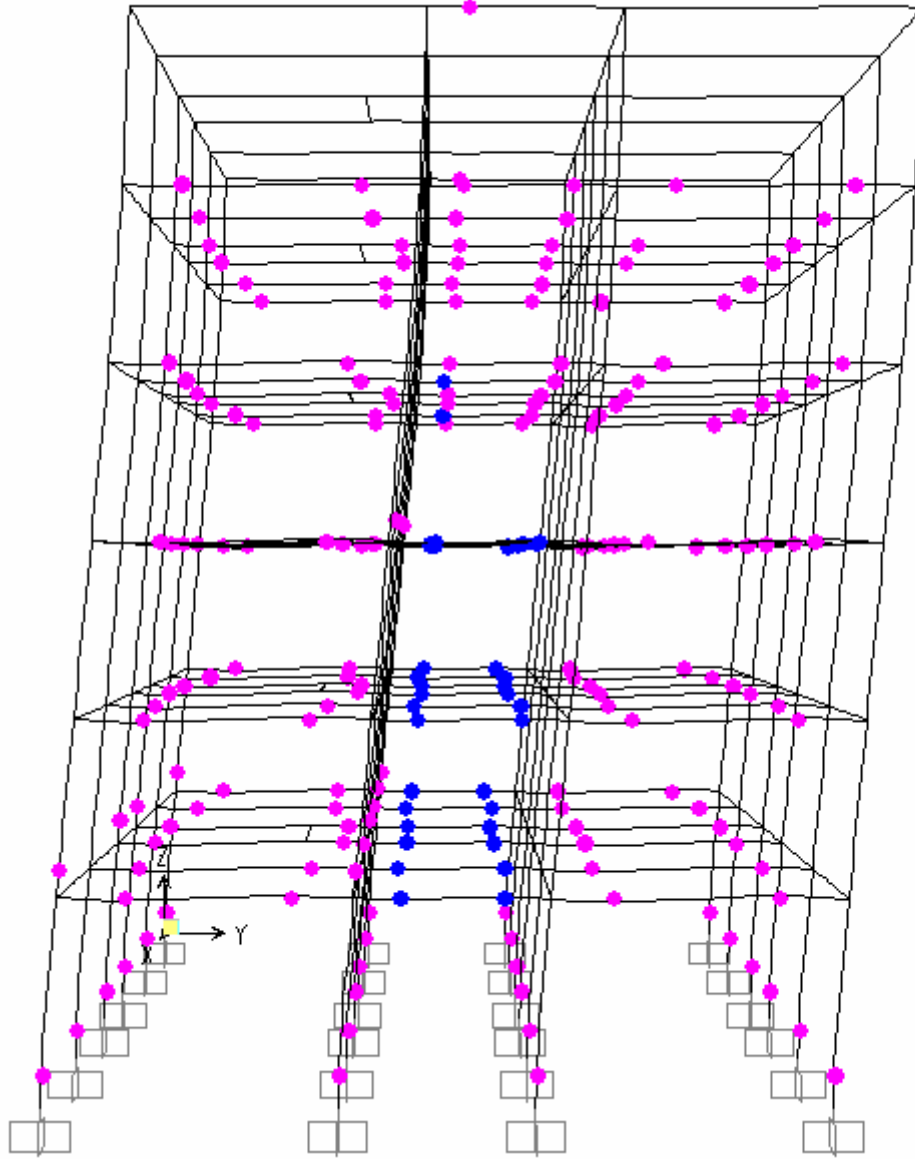
Her iki doğrultunun pozitif ve negatif yönleri için sistem yukarıda hesaplanan yerdeğiştirme değerleri kadar itilerek itme analizine son verilir.

Burada şunu söylemek gerekir sistemin simetrik olması sebebiyle (aynı zamanda simetrik kolon ve kirişlerin özdeş donatıya sahip olması sebebiyle) +x ve +y yönünde itme analizi yapılarak modal kapasite diyagramı çıkarılmıştır. Sistemin simetrik olmaması durumunda her bir yön için modal kapasite diyagramının çıkarılarak tepe noktası yerdeğiştirme isteminin hesaplanması daha doğru olacaktır.

50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem (EX1-EY1) altında +x ve +y yönleri için yapılan itme analizi sonucunda sistemde oluşan plastik mafsallar sırasıyla Şekil 6.15 ve Şekil 6.16'da gösterilmiştir.



Şekil 6.15 : X Yönünde İtme Analizi Sonucu Sistemde Oluşan Plastik Mafsallar



Şekil 6.16 :Y Yönünde İtme Analizi Sonucu Sistemde Oluşan Plastik Mafsallar

Kiriş Hasar Seviyeleri:

Kirişler için eğrilik analizi yapılarak eşdeğer akma eğrilikleri hesaplanmış ve plastik eğrilik istemleri ile toplanarak toplam eğrilik istemleri elde edilmiştir. Sadece 1. kat kirişleri için toplam eğrilik istemleri ile kesit hasar sınırları aşağıda verilen tablolarda sunulmuştur. Diğer katlarda oluşan hasar durumları Tablo 6.31, Tablo 6.33’de ve her bir elemanın hasar sınırı Ek A’da sunulmuştur. Ayrıca yapılan hesap doğrultusunda tüm kirişlerin kesme güvenliğinin sağlandığı görülmüştür.

Tablo 6.29 : X doğrultusundaki Depremde 1. Kat Kiriş Hasar Sınırları

1. Kat X yönü Kirişleri				+EX1	-EX1				+EX2	-EX2			
Kiriş	Eleman	Mafsals	Uç	ϕ_t	ϕ_t	Hasar Sınırı			ϕ_t	ϕ_t	Hasar Sınırı		
No	No	No	Bölgesi	rd/m	rd/m	50 yılda %10			rd/m	rd/m	50 yılda %2		
K101	25	25H1	i ucu	0.03181	-0.02810	GV	GV	GV	0.05305	-0.04876	GV	GV	GV
		25H2	j ucu	-0.02668	0.02875	GV	GV		-0.04829	0.04941	GV	GV	
K102	26	26H1	i ucu	0.03079	-0.02986	GV	GV	GV	0.05288	-0.05189	GV	GV	GV
		26H2	j ucu	-0.02613	0.02540	GV	GV		-0.04736	0.04731	GV	GV	
K103	27	27H1	i ucu	0.03171	-0.03105	GV	GV	GV	0.05353	-0.05335	GV	GV	GV
		27H2	j ucu	-0.03105	0.03171	GV	GV		-0.05335	0.05353	GV	GV	
K104	28	28H1	i ucu	0.02550	-0.02613	GV	GV	GV	0.04741	-0.04736	GV	GV	GV
		28H2	j ucu	-0.02986	0.03089	GV	GV		-0.05189	0.05298	GV	GV	
K105	29	29H1	i ucu	0.02875	-0.02668	GV	GV	GV	0.04941	-0.04829	GV	GV	GV
		29H2	j ucu	-0.02810	0.03181	GV	GV		-0.04876	0.05305	GV	GV	
K106	30	30H1	i ucu	0.03143	-0.02706	GV	GV	GV	0.05239	-0.04822	GV	GV	GV
		30H2	j ucu	-0.02538	0.02853	GV	GV		-0.04643	0.04944	GV	GV	
K107	31	31H1	i ucu	0.02866	-0.02499	GV	GV	GV	0.04966	-0.04621	GV	GV	GV
		31H2	j ucu	-0.02165	0.02725	GV	GV		-0.04135	0.04816	GV	GV	
K108	32	32H1	i ucu	0.03020	-0.02313	GV	GV	GV	0.04961	-0.04354	GV	GV	GV
		32H2	j ucu	-0.02313	0.03020	GV	GV		-0.04354	0.04961	GV	GV	
K109	33	33H1	i ucu	0.02725	-0.02165	GV	GV	GV	0.04816	-0.04135	GV	GV	GV
		33H2	j ucu	-0.02499	0.02866	GV	GV		-0.04621	0.04966	GV	GV	
K110	34	34H1	i ucu	0.02853	-0.02538	GV	GV	GV	0.04944	-0.04643	GV	GV	GV
		34H2	j ucu	-0.02707	0.03143	GV	GV		-0.04822	0.05239	GV	GV	
K111	35	35H1	i ucu	0.03189	-0.02702	GV	GV	GV	0.05293	-0.04817	GV	GV	GV
		35H2	j ucu	-0.02534	0.02889	GV	GV		-0.04633	0.04999	GV	GV	
K112	36	36H1	i ucu	0.02862	-0.02543	GV	GV	GV	0.04946	-0.04676	GV	GV	GV
		36H2	j ucu	-0.01775	0.02561	MN	GV		-0.03485	0.04513	GV	GV	
K113	37	37H1	i ucu	0.02662	-0.01962	GV	GV	GV	0.04294	-0.03803	GV	GV	GV
		37H2	j ucu	-0.01962	0.02662	GV	GV		-0.03803	0.04294	GV	GV	
K114	38	38H1	i ucu	0.02561	-0.01775	GV	MN	GV	0.04513	-0.03485	GV	GV	GV
		38H2	j ucu	-0.02543	0.02862	GV	GV		-0.04676	0.04946	GV	GV	
K115	39	39H1	i ucu	0.02889	-0.02534	GV	GV	GV	0.04999	-0.04633	GV	GV	GV
		39H2	j ucu	-0.02702	0.03189	GV	GV		-0.04817	0.05293	GV	GV	
K116	40	40H1	i ucu	0.03251	-0.02849	GV	GV	GV	0.05367	-0.04915	GV	GV	GV
		40H2	j ucu	-0.02683	0.02912	GV	GV		-0.04820	0.05010	GV	GV	
K117	41	41H1	i ucu	0.03115	-0.03014	GV	GV	GV	0.05318	-0.05216	GV	GV	GV
		41H2	j ucu	-0.02437	0.02545	GV	GV		-0.04496	0.04717	GV	GV	
K118	42	42H1	i ucu	0.03059	-0.03039	GV	GV	GV	0.05137	-0.05250	GV	GV	GV
		42H2	j ucu	-0.03039	0.03059	GV	GV		-0.05250	0.05137	GV	GV	
K119	43	43H1	i ucu	0.02555	-0.02437	GV	GV	GV	0.04727	-0.04496	GV	GV	GV
		43H2	j ucu	-0.03014	0.03125	GV	GV		-0.05216	0.05328	GV	GV	
K120	44	44H1	i ucu	0.02913	-0.02683	GV	GV	GV	0.05010	-0.04820	GV	GV	GV
		44H2	j ucu	-0.02849	0.03251	GV	GV		-0.04915	0.05367	GV	GV	

Tablo 6.29 incelendiğinde görülmektedir ki X doğrultusundaki 50/%10 depremi ve 50/%2 depremi altında tüm 1. kat kirişlerinin kesit hasar sınırı GV (Güvenlik Sınırı) olarak belirlenmiştir. Her iki deprem içinde deprem doğrultusundaki 1. kat kirişlerinin tümü “Belirgin Hasar Bölgesi” indedir. Aynı durum Y doğrultusundaki deprem içinde ortaya çıkmaktadır (Tablo 6.30).

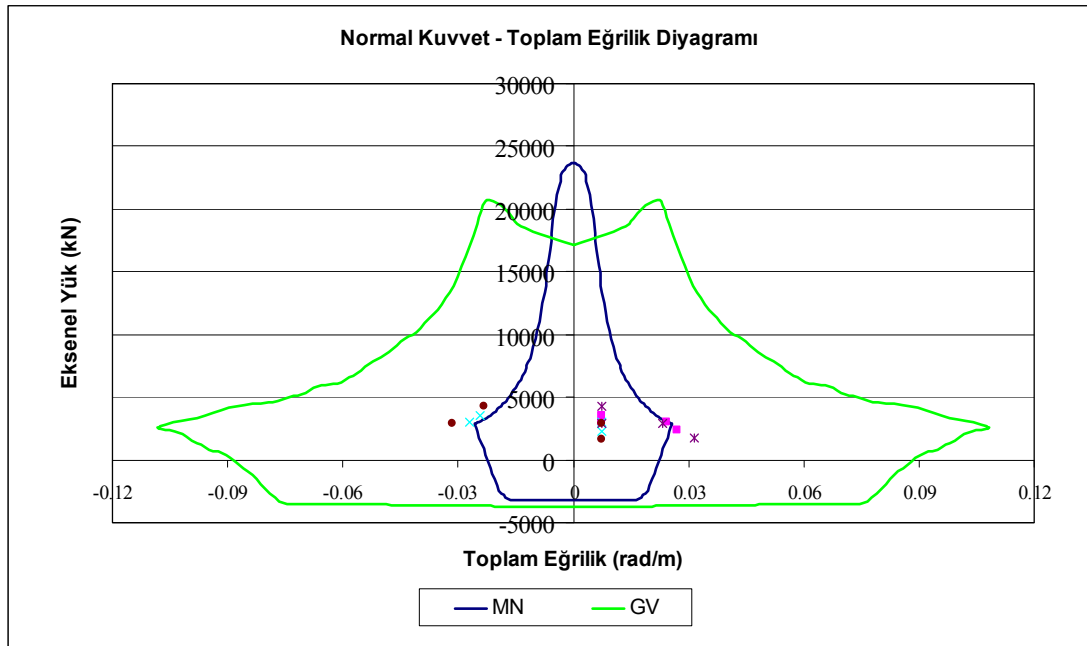
Tablo 6.30 : Y doğrultusundaki Depremde 1. Kat Kiriş Hasar Sınırları

1. Kat Y yönü Kirişleri				+EY1	-EY1				+EY2	-EY2			
Kiriş	Eleman	Mafsalsal	Uç	ϕ_t	ϕ_t	Hasar Sınırı			ϕ_t	ϕ_t	Hasar Sınırı		
No	No	No	Bölgesi	rd/m	rd/m	50 yılda %10			rd/m	rd/m	50 yılda %2		
K121	45	45H1	i ucu	0.02401	-0.02629	GV	GV	GV	0.04422	-0.04671	GV	GV	GV
		45H2	j ucu	-0.02447	0.02644	GV	GV		-0.04420	0.04699	GV	GV	
K122	46	46H1	i ucu	0.02962	-0.02993	GV	GV	GV	0.05013	-0.05086	GV	GV	GV
		46H2	j ucu	-0.02981	0.02935	GV	GV		-0.05110	0.04968	GV	GV	
K123	47	47H1	i ucu	0.02603	-0.02440	GV	GV	GV	0.04703	-0.04384	GV	GV	GV
		47H2	j ucu	-0.02645	0.02445	GV	GV		-0.04749	0.04412	GV	GV	
K124	48	48H1	i ucu	0.02558	-0.02479	GV	GV	GV	0.04392	-0.04348	GV	GV	GV
		48H2	j ucu	-0.02463	0.02549	GV	GV		-0.04222	0.04361	GV	GV	
K125	49	49H1	i ucu	0.02872	-0.02740	GV	GV	GV	0.04676	-0.04570	GV	GV	GV
		49H2	j ucu	-0.02740	0.02897	GV	GV		-0.04606	0.04683	GV	GV	
K126	50	50H1	i ucu	0.02531	-0.02484	GV	GV	GV	0.04384	-0.04222	GV	GV	GV
		50H2	j ucu	-0.02476	0.02589	GV	GV		-0.04367	0.04386	GV	GV	
K127	51	51H1	i ucu	0.02121	-0.02681	GV	GV	GV	0.04002	-0.04595	GV	GV	GV
		51H2	j ucu	-0.02220	0.02154	GV	GV		-0.04075	0.04048	GV	GV	
K128	52	52H1	i ucu	0.02847	-0.03024	GV	GV	GV	0.04886	-0.05121	GV	GV	GV
		52H2	j ucu	-0.03004	0.02908	GV	GV		-0.05133	0.04917	GV	GV	
K129	53	53H1	i ucu	0.02098	-0.02344	GV	GV	GV	0.04020	-0.04173	GV	GV	GV
		53H2	j ucu	-0.02736	0.02188	GV	GV		-0.04662	0.04078	GV	GV	
K130	54	54H1	i ucu	0.02121	-0.02681	GV	GV	GV	0.04002	-0.04595	GV	GV	GV
		54H2	j ucu	-0.02220	0.02154	GV	GV		-0.04075	0.04048	GV	GV	
K131	55	55H1	i ucu	0.02847	-0.03024	GV	GV	GV	0.04886	-0.05121	GV	GV	GV
		55H2	j ucu	-0.03004	0.02908	GV	GV		-0.05133	0.04917	GV	GV	
K132	56	56H1	i ucu	0.02098	-0.02344	GV	GV	GV	0.04020	-0.04173	GV	GV	GV
		56H2	j ucu	-0.02736	0.02188	GV	GV		-0.04662	0.04078	GV	GV	
K133	57	57H1	i ucu	0.02558	-0.02479	GV	GV	GV	0.04392	-0.04348	GV	GV	GV
		57H2	j ucu	-0.02463	0.02549	GV	GV		-0.04222	0.04361	GV	GV	
K134	58	58H1	i ucu	0.02872	-0.02740	GV	GV	GV	0.04676	-0.04570	GV	GV	GV
		58H2	j ucu	-0.02740	0.02897	GV	GV		-0.04606	0.04683	GV	GV	
K135	59	59H1	i ucu	0.02531	-0.02484	GV	GV	GV	0.04384	-0.04222	GV	GV	GV
		59H2	j ucu	-0.02476	0.02589	GV	GV		-0.04367	0.04386	GV	GV	
K136	60	60H1	i ucu	0.02401	-0.02629	GV	GV	GV	0.04422	-0.04671	GV	GV	GV
		60H2	j ucu	-0.02447	0.02644	GV	GV		-0.04420	0.04699	GV	GV	
K137	61	61H1	i ucu	0.02962	-0.02993	GV	GV	GV	0.05013	-0.05086	GV	GV	GV
		61H2	j ucu	-0.02981	0.02935	GV	GV		-0.05110	0.04968	GV	GV	
K138	62	62H1	i ucu	0.02603	-0.02440	GV	GV	GV	0.04703	-0.04384	GV	GV	GV
		62H2	j ucu	-0.02645	0.02445	GV	GV		-0.04749	0.04412	GV	GV	

Kolon Hasar Seviyeleri:

Kolonlar için hasar seviyelerinin belirlenmesinde izlenen yol, normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramlarının kullanılmasıdır. Tez metnini kısa tutmak amacıyla örnek olarak bir kesitin hesabı gösterilecektir. Yapılan hesap doğrultusunda tüm kolonlar kesme güvenliğini sağlamaktadır.

S109, S110, S115 ve S116 kolonları aynı donatıya sahiptirler. Şekil 6.17’de gösterildiği gibi bu kolonlar için kesit analizi yapılarak farklı hasar durumları için normal kuvvet- eğrilik diyagramı çıkarılmıştır. İtme analizi sonucunda kolonlarda oluşan normal kuvvet ve toplam eğrilik değerleri, diyagramla karşılaştırılarak kesit hasar seviyesi belirlenmiştir. Diğer kolonların katlara göre hasar dağılımı Tablo 6.32 ve Tablo 6.34’de, her bir kolonun hasar sınırı EkA’da verilmiştir.



Şekil 6.17: S109, S110, S115 ve S116 Kolonları Normal Kuvvet-Eğrilik Diyagramı

- Birleşim Bölgelerinde Kesme Güvenliği Kontrolü**

Birleşim bölgelerinin kesme güvenliği kontrolü, kolonun taşıdığı kesme kuvveti dikkate alınmaksızın detaylı bir şekilde yapılmıştır. Sonuçlar EkA’da sunulmuştur. Birleşim bölgelerinde kesme güvenliği uygundur.

- Bina Performansının Değerlendirilmesi**

Ele alınan okul yapısı deprem performansının 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremde “Hemen Kullanım”, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremde “Can Güvenliği” performansını sağlaması gerekir.

Tablo 6.31 : X Doğrultusundaki Deprem İçin Kiriş Hasar Dağılımı (AEDYY)

AEDYY		EX1 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %10)								EX2 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %2)							
KAT NO	Kattaki Kiriş Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
6.K (+22.20)	20	20				100%				20				100%			
5.K (+18.60)	20	20				100%				10	10			50%	50%		
4.K (+15.00)	20		20				100%				20				100%		
3.K (+11.40)	20		20				100%				20				100%		
2.K (+7.80)	20		20				100%				20				100%		
1.K (+4.20)	20		20				100%				20				100%		
TOPLAM	120	40	80	0	0	33%	67%	0%	0%	30	90	0	0	25%	75%	0%	0%

Tablo 6.32 : X Doğrultusundaki Deprem İçin Kolon Hasar Dağılımı (AEDYY)

AEDYY		EX1 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %10)								EX2 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %2)							
KAT NO	Kattaki Kolon Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
6.K (+22.20)	24	24				100%				24				100%			
5.K (+18.60)	24	24				100%				24				100%			
4.K (+15.00)	24	24				100%				24				100%			
3.K (+11.40)	24	24				100%				24				100%			
2.K (+7.80)	24	24				100%				24				100%			
1.K (+4.20)	24	8	16			33%	67%			24				0%	100%		
TOPLAM	144	128	16	0	0	89%	11%	0%	0%	120	24	0	0	83%	17%	0%	0%

50 / %10 Olan Deprem İçin X Doğrultusunda Performans Değerlendirmesi

- ☐ 6. ve 5. katlarda kiriş ve kolonların tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 4., 3. ve 2. katlarda ise kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 1. katta kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların %17'si minimum hasar bölgesinde(MHB), %83'ü belirgin hasar bölgesindedir(BHB).

Sonuç olarak bina X doğrultusunda 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için hedeflenen “Hemen Kullanım” performans seviyesini sağlayamamaktadır. Binanın yapısal performansı “Can Güvenliği” düzeyindedir.

50 / %2 Olan Deprem İçin X Doğrultusunda Performans Değerlendirmesi

- ☐ 6. katta kiriş ve kolonların tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 5. katta kirişlerin %50'si minimum hasar bölgesinde(MHB), %50'si belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 4., 3. ve 2. katlarda ise kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 1. katta kolon ve kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB).

Binanın yapısal performansı “Can Güvenliği” düzeyindedir. Bina X doğrultusunda 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için hedeflenen “Can Güvenliği” performans seviyesini sağlamaktadır.

Tablo 6.33 : Y Doğrultusundaki Deprem İçin Kiriş Hasar Dağılımı (AEDYY)

AEDYY		EY1 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %10)								EY2 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %2)							
KAT NO	Kattaki Kiriş Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
6.K (+22.20)	18	18				100%				18				100%			
5.K (+18.60)	18	18				100%					18				100%		
4.K (+15.00)	18		18				100%				18				100%		
3.K (+11.40)	18		18				100%				18				100%		
2.K (+7.80)	18		18				100%				18				100%		
1.K (+4.20)	18		18				100%				18				100%		
TOPLAM	108	36	72	0	0	33%	67%	0%	0%	18	90	0	0	17%	83%	0%	0%

Tablo 6. 34 : Y Doğrultusundaki Deprem İçin Kolon Hasar Dağılımı (AEDYY)

AEDYY		EY1 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %10)								EY2 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %2)							
KAT NO	Kattaki Kolon Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
6.K (+22.20)	24	24				100%				24				100%			
5.K (+18.60)	24	24				100%				24				100%			
4.K (+15.00)	24	24				100%				24				100%			
3.K (+11.40)	24	24				100%				24				100%			
2.K (+7.80)	24	24				100%				24				100%			
1.K (+4.20)	24	4	20			17%	83%				24				100%		
TOPLAM	144	124	20	0	0	86%	14%	0%	0%	120	24	0	0	83%	17%	0%	0%

50 / %10 Olan Deprem İçin Y Doğrultusunda Performans Değerlendirmesi

- ☐ 6. ve 5. katlarda kiriş ve kolonların tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 4., 3. ve 2. katlarda ise kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 1. katta kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise %33’ü minimum hasar bölgesinde(MHB), %67’si belirgin hasar bölgesindedir(BHB).

Sonuç olarak bina Y doğrultusunda 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için hedeflenen “Hemen Kullanım” performans seviyesini sağlayamamaktadır. Binanın yapısal performansı “Can Güvenliği” düzeyindedir.

50 / %2 Olan Deprem İçin Y Doğrultusunda Performans Değerlendirmesi

- ❑ 6. katta kiriş ve kolonların tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ❑ 5., 4., 3. ve 2. katlarda ise kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB).
Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ❑ 1. katta kolon ve kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB).

Binanın yapısal performansı “Can Güvenliği” düzeyindedir. Bina Y doğrultusunda 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için hedeflenen “Can Güvenliği” performans seviyesini sağlamaktadır.

• Göreli Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması

Tablo 6.35: X Doğrultusu için Göreli Kat Ötelemelerinin İrdelenmesi

AEDYY		EX1 (50 Yılda %10)					EX2 (50 Yılda %2)				
KAT	$h_{(i)}$	$d_{(i),max}$	$\delta_{(i),max}$	$\delta_{(i),max} / h_{(i)}$		Hasar	$d_{(i),max}$	$\delta_{(i),max}$	$\delta_{(i),max} / h_{(i)}$		Hasar
NO	(m)	(cm)	(cm)			Sınırı	(cm)	(cm)			Sınırı
6.K (+22.20)	3.6	24.45	1.78	0.0049	< 0.01	MN	36.65	2.43	0.0068	< 0.01	MN
5.K (+18.60)	3.6	22.67	3.47	0.0096	< 0.01	MN	34.22	5.04	0.0140	> 0.01, <0.03	GV
4.K (+15.00)	3.6	19.2	4.84	0.0134	> 0.01, <0.03	GV	29.18	7.04	0.0196	> 0.01, <0.03	GV
3.K (+11.40)	3.6	14.36	4.94	0.0137	> 0.01, <0.03	GV	22.14	7.35	0.0204	> 0.01, <0.03	GV
2.K (+7.80)	3.6	9.42	4.94	0.0137	> 0.01, <0.03	GV	14.79	7.41	0.0206	> 0.01, <0.03	GV
1.K (+4.20)	4.2	4.48	4.48	0.0107	> 0.01, <0.03	GV	7.38	7.38	0.0176	> 0.01, <0.03	GV

Tablo 6.36 : Y Doğrultusu için Göreli Kat Ötelemelerinin İrdelenmesi

AEDYY		EY1 (50 Yılda %10)					EY2 (50 Yılda %2)				
KAT	$h_{(i)}$	$d_{(i),max}$	$\delta_{(i),max}$	$\delta_{(i),max} / h_{(i)}$		Hasar	$d_{(i),max}$	$\delta_{(i),max}$	$\delta_{(i),max} / h_{(i)}$		Hasar
NO	(m)	(cm)	(cm)			Sınırı	(cm)	(cm)			Sınırı
6.K (+22.20)	3.6	22.49	1.77	0.0049	< 0.01	MN	33.68	2.62	0.0073	< 0.01	MN
5.K (+18.60)	3.6	20.72	3.39	0.0094	< 0.01	MN	31.06	4.95	0.0138	> 0.01, <0.03	GV
4.K (+15.00)	3.6	17.33	4.48	0.0124	> 0.01, <0.03	GV	26.11	6.45	0.0179	> 0.01, <0.03	GV
3.K (+11.40)	3.6	12.85	4.4	0.0122	> 0.01, <0.03	GV	19.66	6.5	0.0181	> 0.01, <0.03	GV
2.K (+7.80)	3.6	8.45	4.43	0.0123	> 0.01, <0.03	GV	13.16	6.63	0.0184	> 0.01, <0.03	GV
1.K (+4.20)	4.2	4.02	4.02	0.0096	< 0.01	MN	6.53	6.53	0.0155	> 0.01, <0.03	GV

Yukarıda verilen her iki tabloya bakıldığında X ve Y doğrultuları için, 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan deprem için bina performansının hedeflenen “Hemen Kullanım” seviyesini sağlamadığı ve bina performansının “Can Güvenliği” seviyesinde olduğu görülmüştür. 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için ise

hedeflenen performansın sağlandığı ve binanın performansının “Can Güvenliği” seviyesinde olduğu görülmüştür.

6.3.5.2 Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi

Bu bölümde 2007 deprem yönetmeliğine göre tasarımı yapılan okul yapısının deprem performansı doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinden “Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi” kullanılarak irdelenecektir.

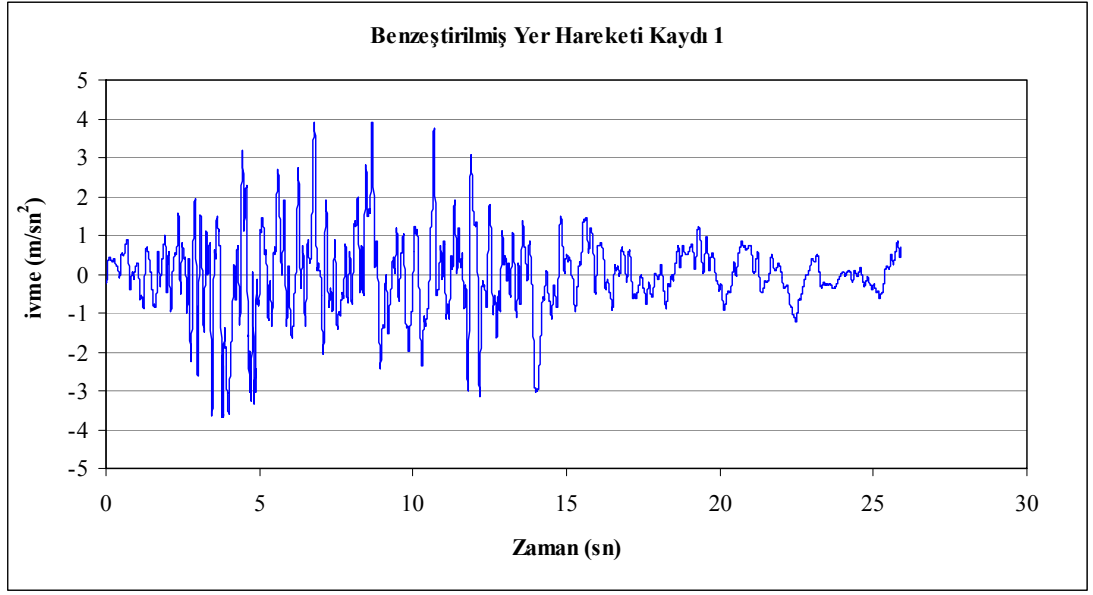
Sistemde kullanılacak elemanların çatlamış kesitlerine ait eğilme rijitlikleri bölümün başında irdelenmişti.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizinden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı doğrusal olmayan bir statik analiz yapılır. Bu analiz kuvvet kontrollüdür ve bu analizin sonuçları, zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizin başlangıç koşulları olarak dikkate alınacaktır. Doğrusal olmayan statik analiz hesabında düşey yükler izleyen şekilde dikkate alınır:

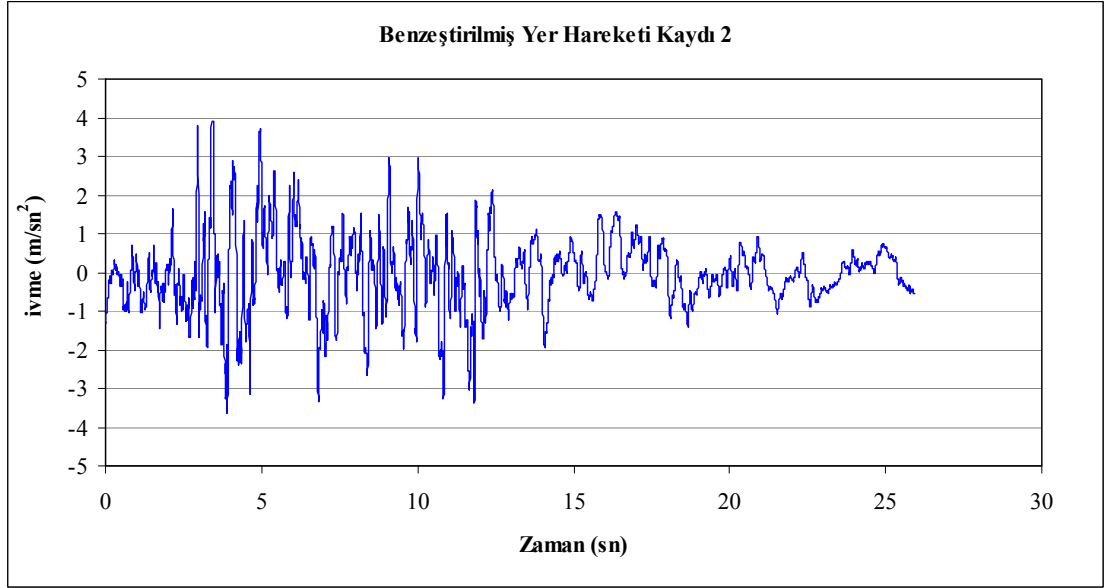
Düşey yük kombinasyonu: $G + nQ = G + 0.6Q$

Analizde, daha önce Bölüm 5.2.3 de tanımlanan ve deprem yönetmeliğindeki tasarım spektrum eğrisine uygunluğu gösterilen üç adet benzeştirilmiş yer hareketi kullanılmıştır.

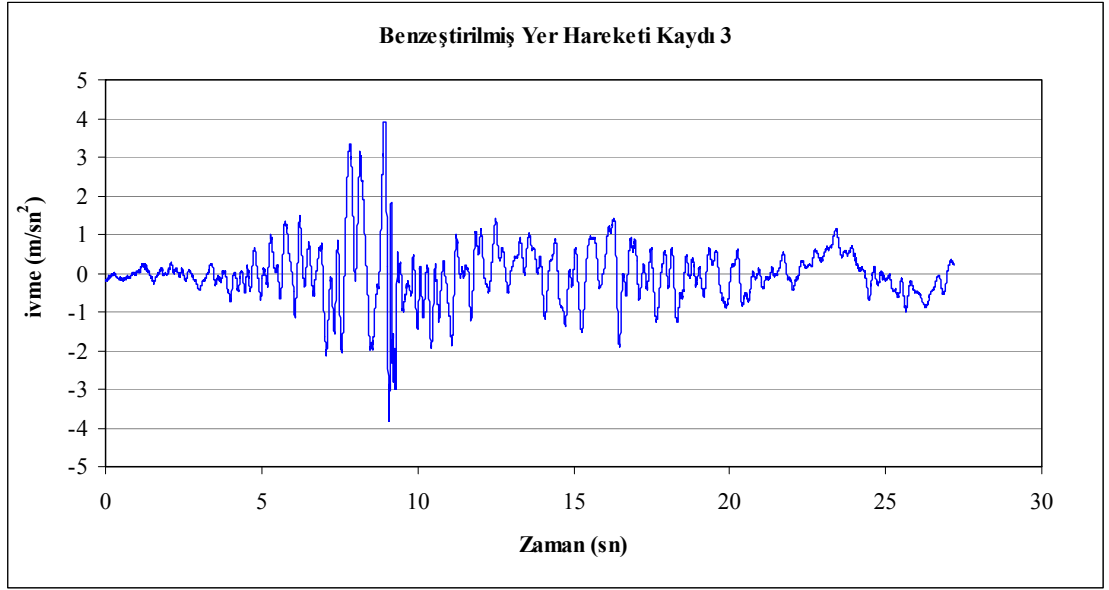
Bu yer hareketlerinin oluşturulmasında, kullanılan tasarım spektrum eğrisi 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depreme karşılık gelmektedir. 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremin spektrum eğrisi, tasarım spektrum eğrisinin 1.5 katı olduğundan 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremin benzeştirilmiş yer hareketi kaydı da tasarım spektrum eğrisi kullanılarak oluşturulan ve aşağıda Şekil 6.18, Şekil 6.19, Şekil 6.20 ile verilen yer hareketlerinin 1.5 ile büyütülmüş halidir. Yer hareketleri her iki doğrultu içinde pozitif ve negatif yönlerde uygulanmıştır.



şekil 6.18 : Yer Hareketi Kaydı 1



şekil 6.19 : Yer Hareketi Kaydı 2



Şekil 6.20 : Yer Hareketi Kaydı 3

Kiriş Hasar Seviyeleri:

X ve Y doğrultularındaki depremler için sadece 1. kat kirişlerinin plastik dönme değerleri kesit hasar seviyeleri tablo halinde verilmiştir. Diğer katların kiriş hasar seviyeleri özet tablolar olan Tablo 6.39 ve Tablo 6.41’de, tüm elemanların hasar sınırları EkA’ da verilmiştir.

Tablo 6.37’de X doğrultusundaki her iki deprem için 1. kat kirişlerinin hasar sınırları verilmiştir. Tablo 6.37 incelendiğinde görülmektedir ki EX1 depreminde x yönündeki 1. kat kirişlerinin (çerçeve kirişleri) tümü “Belirgin Hasar Bölgesi” nde, EX2 depreminde ise “İleri Hasar Bölgesi” nde yer almaktadır.

Tablo 6.38’de Y doğrultusundaki her iki deprem için 1. kat kirişlerinin hasar sınırları verilmiştir. Tablo 6.38 incelendiğinde görülmektedir ki EY1 depreminde y yönündeki kirişlerinin 4’ü “Minimum Hasar Bölgesi” nde, 14’ü “Belirgin Hasar Bölgesi” nde yer almaktadır. EY2 depreminde ise kirişlerin tümü (18 adet) “İleri Hasar Bölgesi” nde yer almaktadır.

kolonların katlara göre hasar dağılımı Tablo 6.40 ve Tablo 6.42’de verilmiştir. Her bir kolonun hasar sınırı EkA’da verilmiştir. Yapılan analiz doğrultusunda tüm kolonların kesme güvenliğini sağladığı görülmüştür.

- **Birleşim Bölgelerinde Kesme Güvenliği Kontrolü**

Birleşim bölgelerinin kesme güvenliği kontrolü, kolonun taşıdığı kesme kuvveti dikkate alınmaksızın detaylı bir şekilde yapılmıştır. Sonuçlar EkA’da sunulmuştur. Birleşim bölgelerinde kesme güvenliği uygundur.

- **Bina Performansının Değerlendirilmesi**

Ele alınan okul yapısı deprem performansının 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan depremde “Hemen Kullanım”, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremde “Can Güvenliği” performans seviyesini sağlaması gerekir.

Tablo 6.39 : X Doğrultusundaki Deprem İçin Kiriş Hasar Dağılımı (ZTADOA)

ZTADOA		EX1 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %10)								EX2 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %2)							
KAT NO	Kattaki Kiriş Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
6.K (+22.20)	20	20				100%				2	18			10%	90%		
5.K (+18.60)	20	14	6			70%	30%			20				100%			
4.K (+15.00)	20		20			100%				20				100%			
3.K (+11.40)	20		20			100%				2	18			10%	90%		
2.K (+7.80)	20		20			100%					20				100%		
1.K (+4.20)	20		20			100%					20				100%		
TOPLAM	120	34	86	0	0	28%	72%	0%	0%	2	60	58	0	2%	50%	48%	0%

Tablo 6.40 : X Doğrultusundaki Deprem İçin Kolon Hasar Dağılımı (ZTADOA)

ZTADOA		EX1 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %10)								EX2 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %2)							
KAT NO	Kattaki Kolon Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
6.K (+22.20)	24	24				100%				24				100%			
5.K (+18.60)	24	24				100%				20	4			83%	17%		
4.K (+15.00)	24	18	6			75%	25%			24				100%			
3.K (+11.40)	24	24				100%				24				100%			
2.K (+7.80)	24	24				100%				22	2			92%	8%		
1.K (+4.20)	24		24				100%			24				100%			
TOPLAM	144	114	30	0	0	79%	21%	0%	0%	90	54	0	0	63%	38%	0%	0%

50 / %10 Olan Deprem İçin X Doğrultusunda Performans Değerlendirmesi

- ☐ 6. katta kiriş ve kolonların tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 5. katta kirişlerin %30'u minimum hasar bölgesinde(BHB), %70'i belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 4. katta kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise %75'i minimum hasar bölgesinde(MHB), %25'i belirgin hasar bölgesindedir(BHB).
- ☐ 3. ve 2. katlarda kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 1. katta kiriş ve kolonların tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB).

Sonuç olarak bina X doğrultusunda 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için hedeflenen “Hemen Kullanım” performans seviyesini sağlayamamaktadır. Binanın yapısal performansı “Can Güvenliği” düzeyindedir.

50 / % 2 Olan Deprem İçin X Doğrultusunda Performans Değerlendirmesi

- ☐ 6. katta kirişlerin %10 minimum hasar bölgesinde(MHB), %90'ı belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 5. katta kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise %83'ü minimum hasar bölgesinde(MHB), %17'si belirgin hasar bölgesindedir(BHB).
- ☐ 4. katta ise kiriş ve kolonların tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB).
- ☐ 3. katta kirişlerin %10 belirgin hasar bölgesinde(BHB), %90'ı ileri hasar bölgesindedir(IHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 2. katta kirişlerin tümü ileri hasar bölgesindedir(IHB). Kolonların ise %92'si minimum hasar bölgesinde(MHB), %8'i belirgin hasar bölgesindedir(BHB).
- ☐ 1. katta kirişlerin tümü ileri hasar bölgesindedir(IHB). Kolonların ise tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB).

50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem içim binanın performansı “Göçme Öncesi” düzeyindedir. Yapı kendinden beklenen “Can Güvenliği” performans hedefini sağlayamamaktadır.

Tablo 6.41 : Y Doğrultusundaki Deprem İçin Kiriş Hasar Dağılımı (ZTADOA)

ZTADOA		EY1 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %10)								EY2 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %2)							
KAT NO	Kattaki Kiriş Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
6.K (+22.20)	18	16	2			89%	11%				18				100%		
5.K (+18.60)	18	4	14			22%	78%				18				100%		
4.K (+15.00)	18		18				100%				18				100%		
3.K (+11.40)	18	12	6			67%	33%				18				100%		
2.K (+7.80)	18	12	6			67%	33%				8	10			44%	56%	
1.K (+4.20)	18	4	14			22%	78%					18				100%	
TOPLAM	108	48	60	0	0	44%	56%	0%	0%	0	80	28	0	0%	74%	26%	0%

Tablo 6.42 : Y Doğrultusundaki Deprem İçin Kolon Hasar Dağılımı (ZTADOA)

ZTADOA		EY1 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %10)								EY2 Depremi (50 Yılda Aşılma Olasılığı %2)							
KAT NO	Kattaki Kolon Sayısı	Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Adedi				Hasar Bölgelerine Ait Eleman Yüzdesi			
		MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB	MHB	BHB	İHB	GB
6.K (+22.20)	24	24				100%				24				100%			
5.K (+18.60)	24	24				100%				24				100%			
4.K (+15.00)	24	24				100%					24				100%		
3.K (+11.40)	24	24				100%				24				100%			
2.K (+7.80)	24	24				100%				24				100%			
1.K (+4.20)	24	12	12			50%	50%				24				100%		
TOPLAM	144	132	12	0	0	92%	8%	0%	0%	96	48	0	0	67%	33%	0%	0%

50 / %10 Olan Deprem İçin Y Doğrultusunda Performans Değerlendirmesi

- ☐ 6.katta kirişlerin %89’u minimum hasar bölgesinde(MHB), %11’i belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 5. katta kirişlerin %22’si minimum hasar bölgesinde(MHB), %78’i belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ☐ 4. katta kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).

- ❑ 3. ve 2. katlarda kirişlerin %67'si minimum hasar bölgesinde(MHB), %33'ü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ❑ 1. katta kirişlerin %22'si minimum hasar bölgesinde(MHB), %78'i belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise %50'si minimum hasar bölgesinde(MHB), %50'si belirgin hasar bölgesindedir(BHB).

Sonuç olarak bina Y doğrultusunda 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem için hedeflenen “Hemen Kullanım” performans seviyesini sağlayamamaktadır. Binanın yapısal performansı “Can Güvenliği” düzeyindedir.

50 / %2 Olan Deprem İçin X Doğrultusunda Performans Değerlendirmesi

- ❑ 6., 5. ve 3. katlarda kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ❑ 4. katta ise kolon ve kirişlerin tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB).
- ❑ 2. katta kirişlerin %44'ü belirgin hasar bölgesinde(BHB), %66'sı ileri hasar bölgesindedir(IHB). Kolonların ise tümü minimum hasar bölgesindedir(MHB).
- ❑ 1. katta kirişlerin tümü ileri hasar bölgesindedir(IHB). Kolonların ise tümü belirgin hasar bölgesindedir(BHB).

Binanın yapısal performansı “Göçme Öncesi” düzeyindedir. Bina Y doğrultusunda 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için hedeflenen “Can Güvenliği” performans seviyesini sağlayamamaktadır.

- **Görelî Kat Ötelemelerinin Sınırlandırılması**

Daha öncede belirtildiği gibi ilgili kattaki tüm kolonların görelî yerdeğiştirmelerine bakılarak en büyük değere sahip kolonun görelî yerdeğiştirmesi o katın görelî kat ötelemesi olarak ele alınmıştır. Bu doğruştuda yapılan hesap sonucunda elde edilen görelî kat ötelemeleri Tablo 6.43 ve Tablo 6.44'de verilmiştir.

Tablo 6.43: X Doğrultusu İçin Göreli Kat Ötelemelerinin İrdelenmesi

ZTADOA		EX1 (50 Yılda %10)					EX2 (50 Yılda %2)				
KAT	$h_{(i)}$	$\delta_{(i),max}$	t	$\delta_{(i),max} / h_{(i)}$		Hasar	$\delta_{(i),max}$	t	$\delta_{(i),max} / h_{(i)}$		Hasar
NO	(m)	(cm)	s			Sınırı	(cm)	s			Sınırı
6.K (+22.20)	3.6	2.47	9.245	0.0069	< 0.01	MN	4.07	9.255	0.0113	> 0.01, <0.03	GV
5.K (+18.60)	3.6	3.57	9.235	0.0099	< 0.01	MN	5.62	9.220	0.0156	> 0.01, <0.03	GV
4.K (+15.00)	3.6	4.67	8.110	0.0130	> 0.01, <0.03	GV	8.04	8.535	0.0223	> 0.01, <0.03	GV
3.K (+11.40)	3.6	4.30	8.350	0.0119	> 0.01, <0.03	GV	9.97	8.455	0.0277	> 0.01, <0.03	GV
2.K (+7.80)	3.6	5.04	8.340	0.0140	> 0.01, <0.03	GV	11.22	8.430	0.0312	> 0.03, <0.04	GÇ
1.K (+4.20)	4.2	5.32	8.325	0.0127	> 0.01, <0.03	GV	12.16	8.420	0.0290	> 0.01, <0.03	GV

Tablo 6.44 : Y Doğrultusu İçin Göreli Kat Ötelemelerinin İrdelenmesi

ZTADOA		EY1 (50 Yılda %10)					EY2 (50 Yılda %2)				
KAT	$h_{(i)}$	$\delta_{(i),max}$	t	$\delta_{(i),max} / h_{(i)}$		Hasar	$\delta_{(i),max}$	t	$\delta_{(i),max} / h_{(i)}$		Hasar
NO	(m)	(cm)	s			Sınırı	(cm)	s			Sınırı
6.K (+22.20)	3.6	2.98	9.280	0.0083	< 0.01	MN	4.12	9.280	0.0114	> 0.01, <0.03	GV
5.K (+18.60)	3.6	4.30	9.245	0.0119	> 0.01, <0.03	GV	4.94	9.230	0.0137	> 0.01, <0.03	GV
4.K (+15.00)	3.6	4.42	9.245	0.0123	> 0.01, <0.03	GV	5.66	8.505	0.0157	> 0.01, <0.03	GV
3.K (+11.40)	3.6	2.97	8.080	0.0082	< 0.01	MN	7.58	8.430	0.0210	> 0.01, <0.03	GV
2.K (+7.80)	3.6	3.12	8.290	0.0087	< 0.01	MN	9.07	8.405	0.0252	> 0.01, <0.03	GV
1.K (+4.20)	4.2	3.28	8.275	0.0078	< 0.01	MN	10.15	8.390	0.0242	> 0.01, <0.03	GV

Yukarıda verilen performans değerlendirmesi neticesinde ve aynı şekilde Tablo 6.43 ve Tablo 6.44 incelendiğinde okul yapısının, 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan deprem için bina performansının hedeflenen “Hemen Kullanım” seviyesini sağlamadığı ve bina performansının “Can Güvenliği” seviyesinde olduğu görülmüştür. 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan deprem için ise hedeflenen “Can Güvenliği” performansın sağlanamadığı ve binanın performansının “Göçme Öncesi” seviyesinde olduğu görülmüştür.

Tablo 6.45’de, elde edilen sonuçları değerlendirmek amacıyla tepe noktası yerdeğiştirme değerleri cinsinden üç yöntemin sonuçları karşılaştırılmıştır.

Tablo 6.45 : Deprem Seviyeleri İçin Tepe Noktası Yerdeğiştirme Değerleri

Tepe Noktası Yerdeğiştirme Değerleri (cm)						
	X Yönü			Y Yönü		
Deprem	Doğrusal Y.	Doğrusal Olmayan Yöntem		Doğrusal Y.	Doğrusal Olmayan Yöntem	
Seviyesi	EDYY	AEDYY	ZTADOA	EDYY	AEDYY	ZTADOA
50 / %10	27.0	24.4	21.3	25.1	22.5	19.0
50 / %2	40.5	36.6	44.5	37.6	33.7	37.0

7. SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında iki temel konu hedeflenmiştir. Bu doğrultuda öncelikli olarak Deprem Yönetmeliği (2007)'de tanımlanan doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin, tek açıklıklı ve iki katlı olan düzlem çerçeve modeli üzerinde ayrıntılı olarak incelenmesi ele alınmıştır. Bu amaçla düzlem çerçeve modelinin tasarım depremi altında, doğrusal yöntemler olan “Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi”, “Mod Birleştirme Yöntemi” ve doğrusal olmayan yöntemler olan “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi”, “Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi” , “ Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap” yöntemleriyle deprem performansının belirlenmesi ayrıntılı şekilde yapılmıştır.

Çalışmanın devamında ikinci temel konu olarak hedeflenen ve Deprem Yönetmeliği (2007) kapsamında tasarımı yapılan betonarme binanın, deprem performansının doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle belirlenmesi ele alınmıştır. Bu doğrultuda x yönünde 6 açıklığı, y yönünde 3 açıklığı bulunan 6 katlı okul yapısının, 2007 deprem yönetmeliğini esas alan paket program STA4-CAD ile tasarımı yapılmış ve ele alınan okul yapısının tasarım depremi ile en büyük deprem etkisi altında, deprem performansının belirlenerek, binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı araştırılmıştır. Binanın deprem performansının belirlenmesinde 3 yöntem kullanılmıştır. Bunlar “Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi”, “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ve “ Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap” yöntemleridir.

Yapılan ilk çalışma sonucunda doğrusal yöntemlerle yapılan değerlendirme neticesinde 1. kat girişinin Belirgin Hasar Bölgesinde diğer tüm elemanların Minimum Hasar Bölgesinde yer aldığı görülmüştür. Doğrusal olmayan yöntemlerle yapılan değerlendirme neticesinde ise tüm elemanların Minimum Hasar Bölgesinde yer aldığı görülmüştür. İki genel yönteme göre yapılan değerlendirme farklı çıkmıştır fakat her iki genel yöntemin alt yöntem sonuçları aynı çıkmıştır. Doğrusal yöntemler olan “Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ve “Mod Birleştirme Yöntemi” sonuçları

karşılaştırılırsa, hesap sonucu elde edilen iç kuvvetler, etki/kapasite oranları hemen hemen aynıdır. Bunun nedeni olarak ele alınan düzlem çerçevenin 2 katlı olması sebebiyle, sisteme 1. modun hakim olmasıdır. Yani ikinci modun sistem davranışı üzerinde etkisi yok denecek kadar azdır. Dolayısıyla sonuçlar hemen hemen aynıdır.

Doğrusal olmayan yöntemlerle yapılan hesap sonuçları karşılaştırıldığında, “Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi” ve “ Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi” ile yapılan analiz sonuçları birbirine oldukça yakın iken “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ile yapılan analiz sonuçları diğer iki yönteme göre farklılık göstermiştir. Bunun sebebi olarak “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” nde, itme analizi sırasında eşdeğer deprem yüğü dağılımının taşıyıcı sistemdeki plastik mafsallardan bağımsız bir biçimde sabit kaldığı varsayımının yapılmış olması gösterilebilir.

Yapılan ikinci çalışma sonucunda; doğrusal yöntem olan “Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ve doğrusal olmayan yöntem olan “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ile yapılan değerlendirme neticesinde okul yapısının tasarım depremi altında deprem performansının “Can Güvenliği” düzeyinde olduğu belirlenmiş ve yapıdan beklenen “Hemen Kullanım” düzeyindeki performans hedefinin sağlanamadığı görülmüştür. En büyük deprem altında ise yapının deprem performansının yine bu iki yöntemde de “Can Güvenliği” düzeyinde olduğu belirlenmiş ve yapıdan beklenen performans hedefinin sağlandığı görülmüştür. Tüm bunlara karşılık “ Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi” ile yapılan değerlendirme neticesinde okul yapısının tasarım depremi altında deprem performansının “Can Güvenliği” düzeyinde, en büyük deprem altında ise “Göçme Öncesi” düzeyinde olduğu belirlenmiş ve her iki deprem seviyesi içinde hedeflenen performans düzeyinin sağlanamadığı görülmüştür.

Burada “ Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi” ile yapılan analiz sonuçları diğer iki yönteme göre elverişsiz çıkmıştır. Bununla ilgili olarak Tablo 6.45 incelendiğinde “Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi” ile yapılan analiz sonucunda tepe noktası yerdeğiştirme değerinin diğer iki yönteminkine göre daha büyük çıktığı görülmektedir. Dolayısıyla elemanlardaki hasar seviyeleride daha yüksek çıkmıştır. Her bir elemanın üç yöntemle çözümü sonucunda elde edilen hasar seviyesi karşılaştırılmıştır ve sonuçları EkA’da

sunulmuştur. Bu karşılaştırma neticesinde doğrusal olmayan yöntemlerle yapılan analiz sonucunda elemanlarda oluşan hasar seviyelerinin daha yüksek olduğu ve alt katlarda yoğunlaştığı görülmüştür. Buna karşılık doğrusal olan yöntem ile yapılan hesap sonucunda elde edilen hasar dağılımının katlara yayıldığı görülmüştür. Bununla ilgili olarak doğrusal olmayan yöntemde plastik mafsall oluşmasıyla sistemdeki yük dağılımı ve sistem rijitliği değişmekte fakat doğrusal olan hesapta böyle bir durumun söz konusu olmaması gösterilebilir.

Yönetmeliklerde verilen yöntemler oldukça ayrıntılı olup uygulaması zaman alıcıdır. Özellikle “Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi”nin uygulaması oldukça zahmetlidir. Fakat her bir itme adımında sistemdeki yük dağılımı yeniden hesaplandığı için daha gerçekçi olabilir.

Sonuç olarak Deprem Yönetmeliğine göre tasarımı yapılan okul yapısının; tasarım depremi altında yapıdan beklenen performansın sağlanamadığı, en büyük deprem altında ise “Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ve “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ne göre beklenen performans sağlanırken, “Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi” ne göre beklenen performansın sağlanamadığı sonucuna varılmıştır.

EK A.

Tablo A.1 : Okul Yapısı 1. 2. ve 3. Kat Kiriş Donatıları

1. 2. 3. Kat (+4.20, +7.80, +11.40 Kotu) Kiriş Donatıları										
Kiriş	Eleman	b	h	Sol Uç Üst Ek	Sol Uç Alt Ek	Montaj	Alt	Sağ Uç Üst Ek	Sağ Uç Alt Ek	Kesme
No	No	(cm)	(cm)	Donatı	Donatı	Donatısı	Donatı	Donatı	Donatı	Donatısı
K101	25-88-151	60	70	3φ30	2φ22	4φ22	5φ20	3φ30	2φ22	2x φ10/10-20
K102	26-89-152	60	70	3φ30	2φ22	4φ22	5φ20	3φ30	2φ30	2x φ10/10-20
K103	27-90-153	60	70	3φ30	2φ30	4φ22	5φ20	3φ30	2φ30	2x φ10/10-20
K104	28-91-154	60	70	3φ30	2φ30	4φ22	5φ20	3φ30	2φ22	2x φ10/10-20
K105	29-92-155	60	70	3φ30	2φ22	4φ22	5φ20	3φ30	2φ22	2x φ10/10-20
K106	30-93-156	60	70	3φ30	2φ20	4φ26	5φ20	3φ30	2φ20	2x φ10/10-20
K107	31-94-157	60	70	3φ30	2φ20	4φ26	5φ20	3φ30	2φ20	2x φ10/10-20
K108	32-95-158	60	70	3φ30	2φ20	4φ26	5φ20	3φ30	2φ20	2x φ10/10-20
K109	33-96-159	60	70	3φ30	2φ20	4φ26	5φ20	3φ30	2φ20	2x φ10/10-20
K110	34-97-160	60	70	3φ30	2φ20	4φ26	5φ20	3φ30	2φ20	2x φ10/10-20
K111	35-98-161	60	70	3φ30	2φ20	4φ26	5φ20	3φ30	2φ20	2x φ10/10-20
K112	36-99-162	60	70	3φ30	2φ20	4φ26	5φ20	3φ30	2φ20	2x φ10/10-20
K113	37-100-163	60	70	3φ30	2φ20	4φ26	5φ20	3φ30	2φ20	2x φ10/10-20
K114	38-101-164	60	70	3φ30	2φ20	4φ26	5φ20	3φ30	2φ20	2x φ10/10-20
K115	39-102-165	60	70	3φ30	2φ20	4φ26	5φ20	3φ30	2φ20	2x φ10/10-20
K116	40-103-166	60	70	3φ30	2φ22	4φ22	5φ20	3φ30	2φ22	2x φ10/10-20
K117	41-104-167	60	70	3φ30	2φ22	4φ22	5φ20	3φ30	2φ30	2x φ10/10-20
K118	42-105-168	60	70	3φ30	2φ30	4φ22	5φ20	3φ30	2φ30	2x φ10/10-20
K119	43-106-169	60	70	3φ30	2φ30	4φ22	5φ20	3φ30	2φ22	2x φ10/10-20
K120	44-107-170	60	70	3φ30	2φ22	4φ22	5φ20	3φ30	2φ22	2x φ10/10-20
K121	45-108-171	60	70	3φ30	2φ26	4φ26	5φ26	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K122	46-109-172	60	70	3φ30	2φ26	4φ26	5φ26	3φ30	2φ26	2x φ12/10-15
K123	47-110-173	60	70	3φ30	2φ26	4φ26	5φ26	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K124	48-111-174	60	70	4φ30	2φ26	4φ20	5φ20	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K125	49-112-175	60	70	3φ30	2φ26	4φ20	5φ20	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K126	50-113-176	60	70	3φ30	2φ26	4φ20	5φ20	4φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K127	51-114-177	60	70	3φ30	2φ26	4φ26	5φ26	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K128	52-115-178	60	70	3φ30	2φ26	4φ26	5φ26	3φ30	2φ26	2x φ12/10-15
K129	53-116-179	60	70	3φ30	2φ26	4φ26	5φ26	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K130	54-117-180	60	70	3φ30	2φ26	4φ26	5φ26	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K131	55-118-181	60	70	3φ30	2φ26	4φ26	5φ26	3φ30	2φ26	2x φ12/10-15
K132	56-119-182	60	70	3φ30	2φ26	4φ26	5φ26	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K133	57-120-183	60	70	4φ30	2φ26	4φ20	5φ20	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K134	58-121-184	60	70	3φ30	2φ26	4φ20	5φ20	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K135	59-122-185	60	70	3φ30	2φ26	4φ20	5φ20	4φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K136	60-123-186	60	70	3φ30	2φ26	4φ26	5φ26	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K137	61-124-187	60	70	3φ30	2φ26	4φ26	5φ26	3φ30	2φ26	2x φ12/10-15
K138	62-125-188	60	70	3φ30	2φ26	4φ26	5φ26	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20

Tablo A.2 : Okul Yapısı 4. Kat Kiriş Donatıları

4. Kat (+15.00 Kotu) Kiriş Donatıları										
Kiriş	Eleman	b	h	Sol Uç Üst Ek	Sol Uç Alt Ek	Montaj	Alt	Sağ Uç Üst Ek	Sağ Uç Alt Ek	Kesme
No	No	(cm)	(cm)	Donatı	Donatı	Donatısı	Donatı	Donatı	Donatı	Donatısı
K401	214	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K402	215	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K403	216	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ26	3φ30	—	2x φ10/10-20
K404	217	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K405	218	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K406	219	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K407	220	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K408	221	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K409	222	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K410	223	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K411	224	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K412	225	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K413	226	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K414	227	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K415	228	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K416	229	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K417	230	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K418	231	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ26	3φ30	—	2x φ10/10-20
K419	232	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K420	233	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K421	234	50	60	3φ30	2φ26	4φ22	5φ22	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K422	235	50	60	3φ30	2φ26	4φ22	5φ22	3φ30	2φ26	2x φ12/10-20
K423	236	50	60	3φ30	2φ26	4φ22	5φ22	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K424	237	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K425	238	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K426	239	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K427	240	50	60	3φ30	2φ26	4φ22	5φ22	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K428	241	50	60	3φ30	2φ26	4φ22	5φ22	3φ30	2φ26	2x φ12/10-20
K429	242	50	60	3φ30	2φ26	4φ22	5φ22	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K430	243	50	60	3φ30	2φ26	4φ22	5φ22	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K431	244	50	60	3φ30	2φ26	4φ22	5φ22	3φ30	2φ26	2x φ12/10-20
K432	245	50	60	3φ30	2φ26	4φ22	5φ22	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K433	246	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K434	247	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K435	248	50	60	3φ30	—	4φ22	5φ22	3φ30	—	2x φ10/10-20
K436	249	50	60	3φ30	2φ26	4φ22	5φ22	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20
K437	250	50	60	3φ30	2φ26	4φ22	5φ22	3φ30	2φ26	2x φ12/10-20
K438	251	50	60	3φ30	2φ26	4φ22	5φ22	3φ30	2φ26	2x φ10/10-20

Tablo A.3 : Okul Yapısı 5. Kat Kiriş Donatıları

5. Kat (+18.60 Kotu) Kiriş Donatıları										
Kiriş	Eleman	b	h	Sol Uç Üst Ek	Sol Uç Alt Ek	Montaj	Alt	Sağ Uç Üst Ek	Sağ Uç Alt Ek	Kesme
No	No	(cm)	(cm)	Donatı	Donatı	Donatısı	Donatı	Donatı	Donatı	Donatısı
K501	277	50	60	3φ22	—	4φ20	5φ20	3φ22	—	2x φ10/10-20
K502	278	50	60	3φ22	—	4φ20	5φ20	3φ22	—	2x φ10/10-20
K503	279	50	60	3φ22	—	4φ20	5φ20	3φ22	—	2x φ10/10-20
K504	280	50	60	3φ22	—	4φ20	5φ20	3φ22	—	2x φ10/10-20
K505	281	50	60	3φ22	—	4φ20	5φ20	3φ22	—	2x φ10/10-20
K506	282	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ20	3φ30	—	2x φ10/10-20
K507	283	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ20	3φ30	—	2x φ10/10-20
K508	284	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ20	3φ30	—	2x φ10/10-20
K509	285	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ20	3φ30	—	2x φ10/10-20
K510	286	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ20	3φ30	—	2x φ10/10-20
K511	287	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ20	3φ30	—	2x φ10/10-20
K512	288	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ20	3φ30	—	2x φ10/10-20
K513	289	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ20	3φ30	—	2x φ10/10-20
K514	290	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ20	3φ30	—	2x φ10/10-20
K515	291	50	60	3φ30	—	4φ20	5φ20	3φ30	—	2x φ10/10-20
K516	292	50	60	3φ22	—	4φ20	5φ20	3φ22	—	2x φ10/10-20
K517	293	50	60	3φ22	—	4φ20	5φ20	3φ22	—	2x φ10/10-20
K518	294	50	60	3φ22	—	4φ20	5φ20	3φ22	—	2x φ10/10-20
K519	295	50	60	3φ22	—	4φ20	5φ20	3φ22	—	2x φ10/10-20
K520	296	50	60	3φ22	—	4φ20	5φ20	3φ22	—	2x φ10/10-20
K521	297	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ10/10-20
K522	298	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ12/10-20
K523	299	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ10/10-20
K524	300	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ10/10-20
K525	301	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ10/10-20
K526	302	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ10/10-20
K527	303	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ10/10-20
K528	304	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ12/10-20
K529	305	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ10/10-20
K530	306	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ10/10-20
K531	307	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ12/10-20
K532	308	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ10/10-20
K533	309	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ10/10-20
K534	310	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ10/10-20
K535	311	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ10/10-20
K536	312	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ10/10-20
K537	313	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ12/10-20
K538	314	50	60	3φ26	—	4φ20	5φ22	3φ26	—	2x φ10/10-20

Tablo A .4 : Okul Yapısı 6. Kat Kiriş Donatıları

6. Kat (+22.20 Kotu) Kiriş Donatıları										
Kiriş	Eleman	b	h	Sol Uç Üst Ek	Sol Uç Alt Ek	Montaj	Alt	Sağ Uç Üst Ek	Sağ Uç Alt Ek	Kesme
No	No	(cm)	(cm)	Donatı	Donatı	Donatısı	Donatı	Donatı	Donatı	Donatısı
K601	340	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K602	341	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K603	342	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K604	343	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K605	344	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K606	345	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K607	346	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K608	347	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K609	348	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K610	349	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K611	350	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K612	351	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K613	352	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K614	353	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K615	354	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K616	355	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K617	356	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K618	357	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K619	358	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K620	359	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K621	360	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K622	361	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ12/10-20
K623	362	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K624	363	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K625	364	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K626	365	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K627	366	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K628	367	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ12/10-20
K629	368	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K630	369	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K631	370	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ12/10-20
K632	371	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K633	372	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K634	373	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K635	374	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K636	375	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20
K637	376	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ12/10-20
K638	377	50	60	1φ30	—	4φ20	4φ20	1φ30	—	2x φ10/10-20

Tablo A .5 : Okul Yapısı 1. Kat Kolon Donatıları

1. Kat (+4.20 Kotu) Kolon Donatıları									
Kolon No	Eleman No	Aks No	b (cm)	h (cm)	Boyuna Donatı cm2	Donatı Oranı %	Etriye Donatısı	Çiroz Donatısı (X)	Çiroz Donatısı (Y)
S101	1	A/1	60	100	20φ26	1.77	φ12/10-20	2xφ12/10-20	φ12/10-20
S102	2	A/2	100	60	20φ22	1.27	φ12/10-20	φ12/10-20	2xφ12/10-20
S103	3	A/3	100	60	20φ22	1.27	φ12/10-20	φ12/10-20	2xφ12/10-20
S104	4	A/4	100	60	20φ22	1.27	φ12/10-20	φ12/10-20	2xφ12/10-20
S105	5	A/5	100	60	20φ22	1.27	φ12/10-20	φ12/10-20	2xφ12/10-20
S106	6	A/6	60	100	20φ26	1.77	φ12/10-20	2xφ12/10-20	φ12/10-20
S107	7	B/1	60	100	20φ26	1.77	φ12/10-20	2xφ12/10-20	φ12/10-20
S108	8	B/2	100	60	20φ22	1.27	φ12/10-20	φ12/10-20	2xφ12/10-20
S109	9	B/3	60	100	20φ22	1.27	φ12/10-20	2xφ12/10-20	φ12/10-20
S110	10	B/4	60	100	20φ22	1.27	φ12/10-20	2xφ12/10-20	φ12/10-20
S111	11	B/5	100	60	20φ22	1.27	φ12/10-20	φ12/10-20	2xφ12/10-20
S112	12	B/6	60	100	20φ26	1.77	φ12/10-20	2xφ12/10-20	φ12/10-20
S113	13	C/1	60	100	20φ26	1.77	φ12/10-20	2xφ12/10-20	φ12/10-20
S114	14	C/2	100	60	20φ22	1.27	φ12/10-20	φ12/10-20	2xφ12/10-20
S115	15	C/3	60	100	20φ22	1.27	φ12/10-20	2xφ12/10-20	φ12/10-20
S116	16	C/4	60	100	20φ22	1.27	φ12/10-20	2xφ12/10-20	φ12/10-20
S117	17	C/5	100	60	20φ22	1.27	φ12/10-20	φ12/10-20	2xφ12/10-20
S118	18	C/6	60	100	20φ26	1.77	φ12/10-20	2xφ12/10-20	φ12/10-20
S119	19	D/1	60	100	20φ26	1.77	φ12/10-20	2xφ12/10-20	φ12/10-20
S120	20	D/2	100	60	20φ22	1.27	φ12/10-20	φ12/10-20	2xφ12/10-20
S121	21	D/3	100	60	20φ22	1.27	φ12/10-20	φ12/10-20	2xφ12/10-20
S122	22	D/4	100	60	20φ22	1.27	φ12/10-20	φ12/10-20	2xφ12/10-20
S123	23	D/5	100	60	20φ22	1.27	φ12/10-20	φ12/10-20	2xφ12/10-20
S124	24	D/6	60	100	20φ26	1.77	φ12/10-20	2xφ12/10-20	φ12/10-20

Tablo A .6 : Okul Yapısı 2. ve 3. Kat Kolon Donatıları

2. - 3. Kat (+7.80, +11.40 Kotu) Kolon Donatıları									
Kolon No	Eleman No	Aks No	b (cm)	h (cm)	Boyuna Donatı cm2	Donatı Oranı %	Etriye Donatısı	Çiroz Donatısı (X)	Çiroz Donatısı (Y)
S201	64-127	A/1	60	100	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S202	65-128	A/2	100	60	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S203	66-129	A/3	100	60	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S204	67-130	A/4	100	60	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S205	68-131	A/5	100	60	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S206	69-132	A/6	60	100	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S207	70-133	B/1	60	100	20 ϕ 22	1.27	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S208	71-134	B/2	100	60	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S209	72-135	B/3	60	100	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S210	73-136	B/4	60	100	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S211	74-137	B/5	100	60	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S212	75-138	B/6	60	100	20 ϕ 22	1.27	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S213	76-139	C/1	60	100	20 ϕ 22	1.27	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S214	77-140	C/2	100	60	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S215	78-141	C/3	60	100	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S216	79-142	C/4	60	100	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S217	80-143	C/5	100	60	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S218	81-144	C/6	60	100	20 ϕ 22	1.27	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S219	82-145	D/1	60	100	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S220	83-146	D/2	100	60	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S221	84-147	D/3	100	60	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S222	85-148	D/4	100	60	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S223	86-149	D/5	100	60	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S224	87-150	D/6	60	100	20 ϕ 20	1.05	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20

Tablo A.7 : Okul Yapısı 4. 5. ve 6. Kat Kolon Donatıları

4. - 5. - 6. Kat (+15.00, +18.60, +22.20 Kotu) Kolon Donatıları									
Kolon No	Eleman No	Aks No	b (cm)	h (cm)	Boyuna Donatı cm2	Donatı Oranı %	Etriye Donatısı	Çiroz Donatısı (X)	Çiroz Donatısı (Y)
S401	190-253-316	A/1	50	80	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S402	191-254-317	A/2	80	50	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S403	192-255-318	A/3	80	50	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S404	193-256-319	A/4	80	50	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S405	194-257-320	A/5	80	50	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S406	195-258-321	A/6	50	80	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S407	196-259-322	B/1	50	80	14 ϕ 26	1.86	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S408	197-260-323	B/2	80	50	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S409	198-261-324	B/3	50	80	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S410	199-262-325	B/4	50	80	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S411	200-263-326	B/5	80	50	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S412	201-264-327	B/6	50	80	14 ϕ 26	1.86	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S413	202-265-328	C/1	50	80	14 ϕ 26	1.86	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S414	203-266-329	C/2	80	50	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S415	204-267-330	C/3	50	80	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S416	205-268-331	C/4	50	80	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S417	206-269-332	C/5	80	50	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S418	207-270-333	C/6	50	80	14 ϕ 26	1.86	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S419	208-271-334	D/1	50	80	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20
S420	209-272-335	D/2	80	50	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S421	210-273-336	D/3	80	50	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S422	211-274-337	D/4	80	50	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S423	212-275-338	D/5	80	50	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20
S424	213-276-339	D/6	50	80	18 ϕ 20	1.41	ϕ 10/10-20	2x ϕ 10/10-20	ϕ 10/10-20

Tablo A.8 : Okul Yapısı X Doğrultusu 1. 2. 3. Kat İçin Birleşim Bölgesi Kontrolü

1. 2. ve 3. Kat Kolonları								Kiriş Donatıları			X Doğrultusu			
Kolon No	Eleman No	Aks No	bx=h (cm)	by=b (cm)	Vkol (kN)	Kuşatma	bj (cm)	SOL Kiriş	As _t (cm ²)	As _t (cm ²)	SAĞ Kiriş	V _e (kN)	V _r (kN)	Durum
									As _b (cm ²)	As _b (cm ²)				
S101	1	A/1	60	100	0	yok	60	-	0	36.4	K101	1911	4860	O.K
									0	23.3				
S102	2	A/2	100	60	0	yok	60	K101	36.4	36.4	K102	3134	8100	O.K
									23.3	23.3				
S103	3	A/3	100	60	0	yok	60	K102	36.4	36.4	K103	3476	8100	O.K
									29.8	29.8				
S104	4	A/4	100	60	0	yok	60	K103	36.4	36.4	K104	3476	8100	O.K
									29.8	29.8				
S105	5	A/5	100	60	0	yok	60	K104	36.4	36.4	K105	3134	8100	O.K
									23.3	23.3				
S106	6	A/6	60	100	0	yok	60	K105	36.4	0	-	1911	4860	O.K
									23.3	0				
S107	7	B/1	60	100	0	yok	60	-	0	42.43	K106	2228	4860	O.K
									0	22				
S108	8	B/2	100	60	0	yok	60	K106	42.43	42.43	K107	3383	8100	O.K
									22	22				
S109	9	B/3	60	100	0	yok	60	K107	42.43	42.43	K108	3383	4860	O.K
									22	22				
S110	10	B/4	60	100	0	yok	60	K108	42.43	42.43	K109	3383	4860	O.K
									22	22				
S111	11	B/5	100	60	0	yok	60	K109	42.43	42.43	K110	3383	8100	O.K
									22	22				
S112	12	B/6	60	100	0	yok	60	K110	42.43	0	-	2228	4860	O.K
									22	0				
S113	13	C/1	60	100	0	yok	60	-	0	42.43	K111	2228	4860	O.K
									0	22				
S114	14	C/2	100	60	0	yok	60	K111	42.43	42.43	K112	3383	8100	O.K
									22	22				
S115	15	C/3	60	100	0	yok	60	K112	42.43	42.43	K113	3383	4860	O.K
									22	22				
S116	16	C/4	60	100	0	yok	60	K113	42.43	42.43	K114	3383	4860	O.K
									22	22				
S117	17	C/5	100	60	0	yok	60	K114	42.43	42.43	K115	3383	8100	O.K
									22	22				
S118	18	C/6	60	100	0	yok	60	K115	42.43	0	-	2228	4860	O.K
									22	0				
S119	19	D/1	60	100	0	yok	60	-	0	36.4	K116	1911	4860	O.K
									0	23.3				
S120	20	D/2	100	60	0	yok	60	K116	36.4	36.4	K117	3134	8100	O.K
									23.3	23.3				
S121	21	D/3	100	60	0	yok	60	K117	36.4	36.4	K118	3476	8100	O.K
									29.8	29.8				
S122	22	D/4	100	60	0	yok	60	K118	36.4	36.4	K119	3476	8100	O.K
									29.8	29.8				
S123	23	D/5	100	60	0	yok	60	K119	36.4	36.4	K120	3134	8100	O.K
									23.3	23.3				
S124	24	D/6	60	100	0	yok	60	K120	36.4	0	-	1911	4860	O.K
									23.3	0				

Tablo A.9 : Okul Yapısı X Doğrultusu 4. 5. 6. Kat İçin Birleşim Bölgesi Kontrolü

4. 5. ve 6. Kat Kolonları								Kiriş Donatıları			X Doğrultusu			
Kolon No	Eleman No	Aks No	b _x =h (cm)	b _y =b (cm)	V _{kol} (kN)	Kuşatma	b _j (cm)	SOL Kiriş	A _{st} (cm ²)	A _{st} (cm ²)	SAĞ Kiriş	V _e (kN)	V _r (kN)	Durum
									As _b (cm ²)	As _b (cm ²)				
S401	190	A/1	50	80	0	yok	50	-	0	33.75	K401	1771.88	3375	O.K
									0	19				
S402	191	A/2	80	50	0	yok	50	K401	33.75	33.75	K402	2769	5400	O.K
									19	19				
S403	192	A/3	80	50	0	yok	50	K402	33.75	33.75	K403	3166	5400	O.K
									19	26.55				
S404	193	A/4	80	50	0	yok	50	K403	33.75	33.75	K404	3166	5400	O.K
									26.55	19				
S405	194	A/5	80	50	0	yok	50	K404	33.75	33.75	K405	2769	5400	O.K
									19	19				
S406	195	A/6	50	80	0	yok	50	K405	33.75	0	-	1772	3375	O.K
									19	0				
S407	196	B/1	50	80	0	yok	50	-	0	36.4	K406	1911	3375	O.K
									0	19				
S408	197	B/2	80	50	0	yok	50	K406	36.4	36.4	K407	2909	5400	O.K
									19	19				
S409	198	B/3	50	80	0	yok	50	K407	36.4	36.4	K408	2909	3375	O.K
									19	19				
S410	199	B/4	50	80	0	yok	50	K408	36.4	36.4	K409	2909	3375	O.K
									19	19				
S411	200	B/5	80	50	0	yok	50	K409	36.4	36.4	K410	2909	5400	O.K
									19	19				
S412	201	B/6	50	80	0	yok	50	K410	36.4	0	-	1911	3375	O.K
									19	0				
S413	202	C/1	50	80	0	yok	50	-	0	36.4	K411	1911	3375	O.K
									0	19				
S414	203	C/2	80	50	0	yok	50	K411	36.4	36.4	K412	2909	5400	O.K
									19	19				
S415	204	C/3	50	80	0	yok	50	K412	36.4	36.4	K413	2909	3375	O.K
									19	19				
S416	205	C/4	50	80	0	yok	50	K413	36.4	36.4	K414	2909	3375	O.K
									19	19				
S417	206	C/5	80	50	0	yok	50	K414	36.4	36.4	K415	2909	5400	O.K
									19	19				
S418	207	C/6	50	80	0	yok	50	K415	36.4	0	-	1911	3375	O.K
									19	0				
S419	208	D/1	50	80	0	yok	50	-	0	33.75	K416	1772	3375	O.K
									0	19				
S420	209	D/2	80	50	0	yok	50	K416	33.75	33.75	K417	2769	5400	O.K
									19	19				
S421	210	D/3	80	50	0	yok	50	K417	33.75	33.75	K418	3166	5400	O.K
									19	26.55				
S422	211	D/4	80	50	0	yok	50	K418	33.75	33.75	K419	3166	5400	O.K
									26.55	19				
S423	212	D/5	80	50	0	yok	50	K419	33.75	33.75	K420	2769	5400	O.K
									19	19				
S424	213	D/6	50	80	0	yok	50	K420	33.75	0	-	1772	3375	O.K
									19	0				

Tablo A .10 : Okul Yapısı Y Doğrultusu 1. 2. 3. Kat İçin Birleşim Bölgesi Kontrolü

1. 2. ve 3. Kat Kolonları								Kiriş Donatıları			Y Doğrultusu			
Kolon No	Eleman No	Aks No	by=h (cm)	bx=b (cm)	Vkol (kN)	Kuşatma	bj (cm)	SOL Kiriş	As _t (cm ²)	As _t (cm ²)	SAĞ Kiriş	V _e (kN)	V _r (kN)	Durum
									As _b (cm ²)	As _b (cm ²)				
S101	1	A/1	100	60	0	yok	60	K123	42.4 37.17	0 0	-	2226	8100	O.K
S102	2	A/2	60	100	0	yok	60	K126	40.82 26.32	0 0	-	2143	4860	O.K
S103	3	A/3	60	100	0	yok	60	K129	42.43 37.17	0 0	-	2228	4860	O.K
S104	4	A/4	60	100	0	yok	60	K132	42.43 37.17	0 0	-	2228	4860	O.K
S105	5	A/5	60	100	0	yok	60	K135	40.82 26.32	0 0	-	2143	4860	O.K
S106	6	A/6	100	60	0	yok	60	K138	42.43 37.17	0 0	-	2228	8100	O.K
S107	7	B/1	100	60	0	yok	60	K122	42.4 37.17	42.4 37.17	K123	4177	8100	O.K
S108	8	B/2	60	100	0	yok	60	K125	33.76 26.32	33.76 26.32	K126	3154	4860	O.K
S109	9	B/3	100	60	0	yok	60	K128	42.43 37.17	42.43 37.17	K129	4179	8100	O.K
S110	10	B/4	100	60	0	yok	60	K131	42.43 37.17	42.43 37.17	K132	4179	8100	O.K
S111	11	B/5	60	100	0	yok	60	K134	33.76 26.32	33.76 26.32	K135	3154	4860	O.K
S112	12	B/6	100	60	0	yok	60	K137	42.43 37.17	42.43 37.17	K138	4179	8100	O.K
S113	13	C/1	100	60	0	yok	60	K121	42.4 37.17	42.4 37.17	K122	4177	8100	O.K
S114	14	C/2	60	100	0	yok	60	K124	33.76 26.32	33.76 26.32	K125	3154	4860	O.K
S115	15	C/3	100	60	0	yok	60	K127	42.43 37.17	42.43 37.17	K128	4179	8100	O.K
S116	16	C/4	100	60	0	yok	60	K130	42.43 37.17	42.43 37.17	K131	4179	8100	O.K
S117	17	C/5	60	100	0	yok	60	K133	33.76 26.32	33.76 26.32	K134	3154	4860	O.K
S118	18	C/6	100	60	0	yok	60	K136	42.43 37.17	42.43 37.17	K137	4179	8100	O.K
S119	19	D/1	100	60	0	yok	60	-	0 0	42.4 37.17	K121	2226	8100	O.K
S120	20	D/2	60	100	0	yok	60	-	0 0	40.82 26.32	K124	2143	4860	O.K
S121	21	D/3	60	100	0	yok	60	-	0 0	42.43 37.17	K127	2228	4860	O.K
S122	22	D/4	60	100	0	yok	60	-	0 0	42.43 37.17	K130	2228	4860	O.K
S123	23	D/5	60	100	0	yok	60	-	0 0	40.82 26.32	K133	2143	4860	O.K
S124	24	D/6	100	60	0	yok	60	-	0 0	42.43 37.17	K136	2228	8100	O.K

Tablo A .11 : Okul Yapısı Y Doğrultusu 4. 5. 6. Kat İçin Birleşim Bölgesi Kontrolü

4. 5. ve 6. Kat Kolonları								Kiriş Donatıları			Y Doğrultusu			
Kolon No	Eleman No	Aks No	by=h (cm)	bx=b (cm)	Vkol (kN)	Kuşatma	bj (cm)	SOL Kiriş	Ast (cm2)	Asb (cm2)	SAĞ Kiriş	Ve (kN)	Vr (kN)	Durum
S401	190	A/1	80	50	0	yok	50	K423	36.4	0	-	1911	5400	O.K
									29.62	0				
S402	191	A/2	50	80	0	yok	50	K426	36.4	0	-	1911	3375	O.K
									19	0				
S403	192	A/3	50	80	0	yok	50	K429	36.4	0	-	1911	3375	O.K
									29.62	0				
S404	193	A/4	50	80	0	yok	50	K432	36.4	0	-	1911	3375	O.K
									29.62	0				
S405	194	A/5	50	80	0	yok	50	K435	36.4	0	-	1911	3375	O.K
									19	0				
S406	195	A/6	80	50	0	yok	50	K438	36.4	0	-	1911	5400	O.K
									29.62	0				
S407	196	B/1	80	50	0	yok	50	K422	36.4	36.4	K423	3466	5400	O.K
									29.62	29.62				
S408	197	B/2	50	80	0	yok	50	K425	36.4	36.4	K426	2909	3375	O.K
									19	19				
S409	198	B/3	80	50	0	yok	50	K428	36.4	36.4	K429	3466	5400	O.K
									29.62	29.62				
S410	199	B/4	80	50	0	yok	50	K431	36.4	36.4	K432	3466	5400	O.K
									29.62	29.62				
S411	200	B/5	50	80	0	yok	50	K434	36.4	36.4	K435	2909	3375	O.K
									19	19				
S412	201	B/6	80	50	0	yok	50	K437	36.4	36.4	K438	3466	5400	O.K
									29.62	29.62				
S413	202	C/1	80	50	0	yok	50	K421	36.4	36.4	K422	3466	5400	O.K
									29.62	29.62				
S414	203	C/2	50	80	0	yok	50	K424	36.4	36.4	K425	2909	3375	O.K
									19	19				
S415	204	C/3	80	50	0	yok	50	K427	36.4	36.4	K428	3466	5400	O.K
									29.62	29.62				
S416	205	C/4	80	50	0	yok	50	K430	36.4	36.4	K431	3466	5400	O.K
									29.62	29.62				
S417	206	C/5	50	80	0	yok	50	K433	36.4	36.4	K434	2909	3375	O.K
									19	19				
S418	207	C/6	80	50	0	yok	50	K436	36.4	36.4	K437	3466	5400	O.K
									29.62	29.62				
S419	208	D/1	80	50	0	yok	50	-	0	36.4	K421	1911	5400	O.K
									0	29.62				
S420	209	D/2	50	80	0	yok	50	-	0	36.4	K424	1911	3375	O.K
									0	19				
S421	210	D/3	50	80	0	yok	50	-	0	36.4	K427	1911	3375	O.K
									0	29.62				
S422	211	D/4	50	80	0	yok	50	-	0	36.4	K430	1911	3375	O.K
									0	29.62				
S423	212	D/5	50	80	0	yok	50	-	0	36.4	K433	1911	3375	O.K
									0	19				
S424	213	D/6	80	50	0	yok	50	-	0	36.4	K436	1911	5400	O.K
									0	29.62				

Tablo A .12 : Okul Yapısı EX1 Depremi Kiriş Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması

EX1 (50/%10) DEPREMİ KİRİŞ HASAR SINIRLARI									
Kiriş	Eleman	Doğrusal A.	Doğrusal Olmayan Analiz		Kiriş	Eleman	Doğrusal A.	Doğrusal Olmayan Analiz	
No	No	EDYY	AEDYY	ZTADOA	No	No	EDYY	AEDYY	ZTADOA
K101	25	MN	GV	GV	K401	214	MN	GV	GV
K102	26	MN	GV	GV	K402	215	MN	GV	GV
K103	27	GV	GV	GV	K403	216	MN	GV	GV
K104	28	MN	GV	GV	K404	217	MN	GV	GV
K105	29	MN	GV	GV	K405	218	MN	GV	GV
K106	30	MN	GV	GV	K406	219	MN	GV	GV
K107	31	MN	GV	GV	K407	220	MN	GV	GV
K108	32	MN	GV	GV	K408	221	MN	GV	GV
K109	33	MN	GV	GV	K409	222	MN	GV	GV
K110	34	MN	GV	GV	K410	223	MN	GV	GV
K111	35	MN	GV	GV	K411	224	MN	GV	GV
K112	36	MN	GV	GV	K412	225	MN	GV	GV
K113	37	MN	GV	GV	K413	226	MN	GV	GV
K114	38	MN	GV	GV	K414	227	MN	GV	GV
K115	39	MN	GV	GV	K415	228	MN	GV	GV
K116	40	MN	GV	GV	K416	229	MN	GV	GV
K117	41	MN	GV	GV	K417	230	MN	GV	GV
K118	42	GV	GV	GV	K418	231	MN	GV	GV
K119	43	MN	GV	GV	K419	232	MN	GV	GV
K120	44	MN	GV	GV	K420	233	MN	GV	GV
K201	88	MN	GV	GV	K501	277	MN	MN	MN
K202	89	MN	GV	GV	K502	278	MN	MN	GV
K203	90	GV	GV	GV	K503	279	GV	MN	GV
K204	91	MN	GV	GV	K504	280	MN	MN	GV
K205	92	MN	GV	GV	K505	281	MN	MN	MN
K206	93	MN	GV	GV	K506	282	MN	MN	MN
K207	94	MN	GV	GV	K507	283	MN	MN	MN
K208	95	GV	GV	GV	K508	284	MN	MN	MN
K209	96	MN	GV	GV	K509	285	MN	MN	MN
K210	97	MN	GV	GV	K510	286	MN	MN	MN
K211	98	MN	GV	GV	K511	287	MN	MN	MN
K212	99	MN	GV	GV	K512	288	MN	MN	MN
K213	100	GV	GV	GV	K513	289	MN	MN	MN
K214	101	MN	GV	GV	K514	290	MN	MN	MN
K215	102	MN	GV	GV	K515	291	MN	MN	MN
K216	103	MN	GV	GV	K516	292	MN	MN	MN
K217	104	MN	GV	GV	K517	293	MN	MN	GV
K218	105	GV	GV	GV	K518	294	GV	MN	GV
K219	106	MN	GV	GV	K519	295	MN	MN	GV
K220	107	MN	GV	GV	K520	296	MN	MN	MN
K301	151	MN	GV	GV	K601	340	MN	MN	MN
K302	152	MN	GV	GV	K602	341	MN	MN	MN
K303	153	GV	GV	GV	K603	342	MN	MN	MN
K304	154	MN	GV	GV	K604	343	MN	MN	MN
K305	155	MN	GV	GV	K605	344	MN	MN	MN
K306	156	MN	GV	GV	K606	345	GV	MN	MN
K307	157	MN	GV	GV	K607	346	GV	MN	MN
K308	158	MN	GV	GV	K608	347	MN	MN	MN
K309	159	MN	GV	GV	K609	348	GV	MN	MN
K310	160	MN	GV	GV	K610	349	GV	MN	MN
K311	161	MN	GV	GV	K611	350	GV	MN	MN
K312	162	MN	GV	GV	K612	351	GV	MN	MN
K313	163	MN	GV	GV	K613	352	MN	MN	MN
K314	164	MN	GV	GV	K614	353	GV	MN	MN
K315	165	MN	GV	GV	K615	354	GV	MN	MN
K316	166	MN	GV	GV	K616	355	MN	MN	MN
K317	167	MN	GV	GV	K617	356	MN	MN	MN
K318	168	GV	GV	GV	K618	357	GV	MN	MN
K319	169	MN	GV	GV	K619	358	MN	MN	MN
K320	170	MN	GV	GV	K620	359	MN	MN	MN

Tablo A .13 : Okul Yapısı EX2 Depremi Kiriş Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması

EX2 (50/%2) DEPREMİ KİRİŞ HASAR SINIRLARI									
Kiriş	Eleman	Doğrusal A.	Doğrusal Olmayan Analiz		Kiriş	Eleman	Doğrusal A.	Doğrusal Olmayan Analiz	
No	No	EDYY	AEDYY	ZTADOA	No	No	EDYY	AEDYY	ZTADOA
K101	25	GV	GV	GÇ	K401	214	GV	GV	GV
K102	26	GV	GV	GÇ	K402	215	GV	GV	GV
K103	27	GV	GV	GÇ	K403	216	GV	GV	GV
K104	28	GV	GV	GÇ	K404	217	GV	GV	GV
K105	29	GV	GV	GÇ	K405	218	GV	GV	GV
K106	30	GV	GV	GÇ	K406	219	GV	GV	GV
K107	31	GV	GV	GÇ	K407	220	GV	GV	GV
K108	32	GV	GV	GÇ	K408	221	GV	GV	GV
K109	33	GV	GV	GÇ	K409	222	GV	GV	GV
K110	34	GV	GV	GÇ	K410	223	GV	GV	GV
K111	35	GV	GV	GÇ	K411	224	GV	GV	GV
K112	36	GV	GV	GÇ	K412	225	GV	GV	GV
K113	37	GV	GV	GÇ	K413	226	GV	GV	GV
K114	38	GV	GV	GÇ	K414	227	GV	GV	GV
K115	39	GV	GV	GÇ	K415	228	GV	GV	GV
K116	40	GV	GV	GÇ	K416	229	GV	GV	GV
K117	41	GV	GV	GÇ	K417	230	GV	GV	GV
K118	42	GV	GV	GÇ	K418	231	GV	GV	GV
K119	43	GV	GV	GÇ	K419	232	GV	GV	GV
K120	44	GV	GV	GÇ	K420	233	GV	GV	GV
K201	88	GV	GV	GÇ	K501	277	GV	GV	GV
K202	89	GV	GV	GÇ	K502	278	GV	GV	GV
K203	90	GV	GV	GÇ	K503	279	GV	GV	GV
K204	91	GV	GV	GÇ	K504	280	GV	GV	GV
K205	92	GV	GV	GÇ	K505	281	GV	GV	GV
K206	93	GV	GV	GÇ	K506	282	MN	MN	GV
K207	94	GV	GV	GÇ	K507	283	MN	MN	GV
K208	95	GV	GV	GÇ	K508	284	GV	MN	GV
K209	96	GV	GV	GÇ	K509	285	MN	MN	GV
K210	97	GV	GV	GÇ	K510	286	MN	MN	GV
K211	98	GV	GV	GÇ	K511	287	MN	MN	GV
K212	99	GV	GV	GÇ	K512	288	MN	MN	GV
K213	100	GV	GV	GÇ	K513	289	GV	MN	GV
K214	101	GV	GV	GÇ	K514	290	MN	MN	GV
K215	102	GV	GV	GÇ	K515	291	MN	MN	GV
K216	103	GV	GV	GÇ	K516	292	GV	GV	GV
K217	104	GV	GV	GÇ	K517	293	GV	GV	GV
K218	105	GV	GV	GÇ	K518	294	GV	GV	GV
K219	106	GV	GV	GÇ	K519	295	GV	GV	GV
K220	107	GV	GV	GÇ	K520	296	GV	GV	GV
K301	151	GV	GV	GÇ	K601	340	MN	MN	GV
K302	152	GV	GV	GÇ	K602	341	MN	MN	GV
K303	153	GV	GV	GÇ	K603	342	MN	MN	GV
K304	154	GV	GV	GÇ	K604	343	MN	MN	GV
K305	155	GV	GV	GÇ	K605	344	MN	MN	GV
K306	156	GV	GV	GÇ	K606	345	GV	MN	GV
K307	157	GV	GV	GÇ	K607	346	GV	MN	GV
K308	158	GV	GV	GV	K608	347	MN	MN	MN
K309	159	GV	GV	GÇ	K609	348	GV	MN	GV
K310	160	GV	GV	GÇ	K610	349	GV	MN	GV
K311	161	GV	GV	GÇ	K611	350	GV	MN	GV
K312	162	GV	GV	GÇ	K612	351	GV	MN	GV
K313	163	GV	GV	GV	K613	352	MN	MN	MN
K314	164	GV	GV	GÇ	K614	353	GV	MN	GV
K315	165	GV	GV	GÇ	K615	354	GV	MN	GV
K316	166	GV	GV	GÇ	K616	355	MN	MN	GV
K317	167	GV	GV	GÇ	K617	356	MN	MN	GV
K318	168	GV	GV	GV	K618	357	GV	MN	GV
K319	169	GV	GV	GÇ	K619	358	MN	MN	GV
K320	170	GV	GV	GÇ	K620	359	MN	MN	GV

Tablo A .14 : Okul Yapısı EY1 Depremi Kiriş Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması

EY1 (50/%10) DEPREMİ KİRİŞ HASAR SINIRLARI									
Kiriş	Eleman	Doğrusal A.	Doğrusal Olmayan Analiz		Kiriş	Eleman	Doğrusal A.	Doğrusal Olmayan Analiz	
No	No	EDYY	AEDYY	ZTADOA	No	No	EDYY	AEDYY	ZTADOA
K121	45	MN	GV	MN	K421	234	MN	GV	GV
K122	46	GV	GV	GV	K422	235	GV	GV	GV
K123	47	MN	GV	MN	K423	236	MN	GV	GV
K124	48	MN	GV	GV	K424	237	MN	GV	GV
K125	49	GV	GV	GV	K425	238	GV	GV	GV
K126	50	MN	GV	GV	K426	239	MN	GV	GV
K127	51	MN	GV	GV	K427	240	MN	GV	GV
K128	52	GV	GV	GV	K428	241	GV	GV	GV
K129	53	MN	GV	GV	K429	242	MN	GV	GV
K130	54	MN	GV	GV	K430	243	MN	GV	GV
K131	55	GV	GV	GV	K431	244	GV	GV	GV
K132	56	MN	GV	GV	K432	245	MN	GV	GV
K133	57	MN	GV	GV	K433	246	MN	GV	GV
K134	58	GV	GV	GV	K434	247	GV	GV	GV
K135	59	MN	GV	GV	K435	248	MN	GV	GV
K136	60	MN	GV	MN	K436	249	MN	GV	GV
K137	61	GV	GV	GV	K437	250	GV	GV	GV
K138	62	MN	GV	MN	K438	251	MN	GV	GV
K221	108	MN	GV	MN	K521	297	MN	MN	GV
K222	109	GV	GV	GV	K522	298	GV	MN	GV
K223	110	MN	GV	MN	K523	299	MN	MN	GV
K224	111	MN	GV	MN	K524	300	MN	MN	MN
K225	112	GV	GV	GV	K525	301	MN	MN	GV
K226	113	MN	GV	MN	K526	302	MN	MN	MN
K227	114	MN	GV	MN	K527	303	MN	MN	GV
K228	115	GV	GV	GV	K528	304	GV	MN	GV
K229	116	MN	GV	MN	K529	305	MN	MN	GV
K230	117	MN	GV	MN	K530	306	MN	MN	GV
K231	118	GV	GV	GV	K531	307	GV	MN	GV
K232	119	MN	GV	MN	K532	308	MN	MN	GV
K233	120	MN	GV	MN	K533	309	MN	MN	MN
K234	121	GV	GV	GV	K534	310	MN	MN	GV
K235	122	MN	GV	MN	K535	311	MN	MN	MN
K236	123	MN	GV	MN	K536	312	MN	MN	GV
K237	124	GV	GV	GV	K537	313	GV	MN	GV
K238	125	MN	GV	MN	K538	314	MN	MN	GV
K321	171	MN	GV	MN	K621	360	MN	MN	MN
K322	172	GV	GV	GV	K622	361	MN	MN	GV
K323	173	MN	GV	MN	K623	362	MN	MN	MN
K324	174	MN	GV	MN	K624	363	MN	MN	MN
K325	175	MN	GV	GV	K625	364	MN	MN	MN
K326	176	MN	GV	MN	K626	365	MN	MN	MN
K327	177	MN	GV	MN	K627	366	MN	MN	MN
K328	178	GV	GV	GV	K628	367	MN	MN	MN
K329	179	MN	GV	MN	K629	368	MN	MN	MN
K330	180	MN	GV	MN	K630	369	MN	MN	MN
K331	181	GV	GV	GV	K631	370	MN	MN	MN
K332	182	MN	GV	MN	K632	371	MN	MN	MN
K333	183	MN	GV	MN	K633	372	MN	MN	MN
K334	184	MN	GV	GV	K634	373	MN	MN	MN
K335	185	MN	GV	MN	K635	374	MN	MN	MN
K336	186	MN	GV	MN	K636	375	MN	MN	MN
K337	187	GV	GV	GV	K637	376	MN	MN	GV
K338	188	MN	GV	MN	K638	377	MN	MN	MN

Tablo A .15 : Okul Yapısı EY2 Depremi Kiriş Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması

EY2 (50/%2) DEPREMİ KİRİŞ HASAR SINIRLARI									
Kiriş	Eleman	Doğrusal A.	Doğrusal Olmayan Analiz		Kiriş	Eleman	Doğrusal A.	Doğrusal Olmayan Analiz	
No	No	EDYY	AEDYY	ZTADOA	No	No	EDYY	AEDYY	ZTADOA
K121	45	GV	GV	GÇ	K421	234	GV	GV	GV
K122	46	GV	GV	GÇ	K422	235	GV	GV	GV
K123	47	GV	GV	GÇ	K423	236	GV	GV	GV
K124	48	GV	GV	GÇ	K424	237	GV	GV	GV
K125	49	GV	GV	GÇ	K425	238	GV	GV	GV
K126	50	GV	GV	GÇ	K426	239	GV	GV	GV
K127	51	GV	GV	GÇ	K427	240	GV	GV	GV
K128	52	GV	GV	GÇ	K428	241	GV	GV	GV
K129	53	GV	GV	GÇ	K429	242	GV	GV	GV
K130	54	GV	GV	GÇ	K430	243	GV	GV	GV
K131	55	GV	GV	GÇ	K431	244	GV	GV	GV
K132	56	GV	GV	GÇ	K432	245	GV	GV	GV
K133	57	GV	GV	GÇ	K433	246	GV	GV	GV
K134	58	GV	GV	GÇ	K434	247	GV	GV	GV
K135	59	GV	GV	GÇ	K435	248	GV	GV	GV
K136	60	GV	GV	GÇ	K436	249	GV	GV	GV
K137	61	GV	GV	GÇ	K437	250	GV	GV	GV
K138	62	GV	GV	GÇ	K438	251	GV	GV	GV
K221	108	GV	GV	GÇ	K521	297	GV	GV	GV
K222	109	GV	GV	GÇ	K522	298	GV	GV	GV
K223	110	GV	GV	GÇ	K523	299	GV	GV	GV
K224	111	GV	GV	GV	K524	300	GV	GV	GV
K225	112	GV	GV	GÇ	K525	301	GV	GV	GV
K226	113	GV	GV	GV	K526	302	GV	GV	GV
K227	114	GV	GV	GV	K527	303	GV	GV	GV
K228	115	GV	GV	GÇ	K528	304	GV	GV	GV
K229	116	GV	GV	GV	K529	305	GV	GV	GV
K230	117	GV	GV	GV	K530	306	GV	GV	GV
K231	118	GV	GV	GÇ	K531	307	GV	GV	GV
K232	119	GV	GV	GV	K532	308	GV	GV	GV
K233	120	GV	GV	GV	K533	309	GV	GV	GV
K234	121	GV	GV	GÇ	K534	310	GV	GV	GV
K235	122	GV	GV	GV	K535	311	GV	GV	GV
K236	123	GV	GV	GÇ	K536	312	GV	GV	GV
K237	124	GV	GV	GÇ	K537	313	GV	GV	GV
K238	125	GV	GV	GÇ	K538	314	GV	GV	GV
K321	171	GV	GV	GV	K621	360	MN	MN	GV
K322	172	GV	GV	GV	K622	361	GV	MN	GV
K323	173	GV	GV	GV	K623	362	MN	MN	GV
K324	174	GV	GV	GV	K624	363	MN	MN	GV
K325	175	GV	GV	GV	K625	364	MN	MN	GV
K326	176	GV	GV	GV	K626	365	MN	MN	GV
K327	177	GV	GV	GV	K627	366	MN	MN	GV
K328	178	GV	GV	GV	K628	367	MN	MN	GV
K329	179	GV	GV	GV	K629	368	MN	MN	GV
K330	180	GV	GV	GV	K630	369	MN	MN	GV
K331	181	GV	GV	GV	K631	370	MN	MN	GV
K332	182	GV	GV	GV	K632	371	MN	MN	GV
K333	183	GV	GV	GV	K633	372	MN	MN	GV
K334	184	GV	GV	GV	K634	373	MN	MN	GV
K335	185	GV	GV	GV	K635	374	MN	MN	GV
K336	186	GV	GV	GV	K636	375	MN	MN	GV
K337	187	GV	GV	GV	K637	376	GV	MN	GV
K338	188	GV	GV	GV	K638	377	MN	MN	GV

Tablo A.16 : Okul Yapısı EX1 Depremi Kolon Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması

EX1 (50/%10) DEPREMİ KOLONHASAR SINIRLARI									
Kiriş No	Eleman No	Doğrusal A. EDYY	Doğrusal Olmayan Analiz AEDYY ZTADOA		Kiriş No	Eleman No	Doğrusal A. EDYY	Doğrusal Olmayan Analiz AEDYY ZTADOA	
S101	1	MN	MN	GV	S401	190	MN	MN	MN
S102	2	MN	GV	GV	S402	191	MN	MN	MN
S103	3	GV	GV	GV	S403	192	MN	MN	GV
S104	4	GV	GV	GV	S404	193	MN	MN	GV
S105	5	MN	GV	GV	S405	194	MN	MN	MN
S106	6	MN	MN	GV	S406	195	MN	MN	MN
S107	7	MN	MN	GV	S407	196	MN	MN	MN
S108	8	GV	GV	GV	S408	197	MN	MN	MN
S109	9	MN	GV	GV	S409	198	MN	MN	MN
S110	10	MN	GV	GV	S410	199	MN	MN	MN
S111	11	GV	GV	GV	S411	200	MN	MN	MN
S112	12	MN	MN	GV	S412	201	MN	MN	MN
S113	13	MN	MN	GV	S413	202	MN	MN	MN
S114	14	GV	GV	GV	S414	203	MN	MN	MN
S115	15	MN	GV	GV	S415	204	MN	MN	GV
S116	16	MN	GV	GV	S416	205	MN	MN	GV
S117	17	GV	GV	GV	S417	206	MN	MN	MN
S118	18	MN	MN	GV	S418	207	MN	MN	MN
S119	19	MN	MN	GV	S419	208	MN	MN	MN
S120	20	MN	GV	GV	S420	209	MN	MN	MN
S121	21	GV	GV	GV	S421	210	MN	MN	GV
S122	22	GV	GV	GV	S422	211	MN	MN	GV
S123	23	MN	GV	GV	S423	212	MN	MN	MN
S124	24	MN	MN	GV	S424	213	MN	MN	MN
S201	64	MN	MN	MN	S501	253	MN	MN	MN
S202	65	MN	MN	MN	S502	254	MN	MN	MN
S203	66	MN	MN	MN	S503	255	MN	MN	MN
S204	67	MN	MN	MN	S504	256	MN	MN	MN
S205	68	MN	MN	MN	S505	257	MN	MN	MN
S206	69	MN	MN	MN	S506	258	MN	MN	MN
S207	70	MN	MN	MN	S507	259	MN	MN	MN
S208	71	MN	MN	MN	S508	260	MN	MN	MN
S209	72	MN	MN	MN	S509	261	MN	MN	MN
S210	73	MN	MN	MN	S510	262	MN	MN	MN
S211	74	MN	MN	MN	S511	263	MN	MN	MN
S212	75	MN	MN	MN	S512	264	MN	MN	MN
S213	76	MN	MN	MN	S513	265	MN	MN	MN
S214	77	MN	MN	MN	S514	266	MN	MN	MN
S215	78	MN	MN	MN	S515	267	MN	MN	MN
S216	79	MN	MN	MN	S516	268	MN	MN	MN
S217	80	MN	MN	MN	S517	269	MN	MN	MN
S218	81	MN	MN	MN	S518	270	MN	MN	MN
S219	82	MN	MN	MN	S519	271	MN	MN	MN
S220	83	MN	MN	MN	S520	272	MN	MN	MN
S221	84	MN	MN	MN	S521	273	MN	MN	MN
S222	85	MN	MN	MN	S522	274	MN	MN	MN
S223	86	MN	MN	MN	S523	275	MN	MN	MN
S224	87	MN	MN	MN	S524	276	MN	MN	MN
S301	127	MN	MN	MN	S601	316	MN	MN	MN
S302	128	MN	MN	MN	S602	317	MN	MN	MN
S303	129	MN	MN	MN	S603	318	MN	MN	MN
S304	130	MN	MN	MN	S604	319	MN	MN	MN
S305	131	MN	MN	MN	S605	320	MN	MN	MN
S306	132	MN	MN	MN	S606	321	MN	MN	MN
S307	133	MN	MN	MN	S607	322	MN	MN	MN
S308	134	MN	MN	MN	S608	323	MN	MN	MN
S309	135	MN	MN	MN	S609	324	MN	MN	MN
S310	136	MN	MN	MN	S610	325	MN	MN	MN
S311	137	MN	MN	MN	S611	326	MN	MN	MN
S312	138	MN	MN	MN	S612	327	MN	MN	MN
S313	139	MN	MN	MN	S613	328	MN	MN	MN
S314	140	MN	MN	MN	S614	329	MN	MN	MN
S315	141	MN	MN	MN	S615	330	MN	MN	MN
S316	142	MN	MN	MN	S616	331	MN	MN	MN
S317	143	MN	MN	MN	S617	332	MN	MN	MN
S318	144	MN	MN	MN	S618	333	MN	MN	MN
S319	145	MN	MN	MN	S619	334	MN	MN	MN
S320	146	MN	MN	MN	S620	335	MN	MN	MN
S321	147	MN	MN	MN	S621	336	MN	MN	MN
S322	148	MN	MN	MN	S622	337	MN	MN	MN
S323	149	MN	MN	MN	S623	338	MN	MN	MN
S324	150	MN	MN	MN	S624	339	MN	MN	MN

Tablo A .17 : Okul Yapısı EX2 Depremi Kolon Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması

EX2 (50/%2) DEPREMİ KOLONHASAR SINIRLARI									
Kiriş No	Eleman No	Doğrusal A. EDYY	Doğrusal Olmayan Analiz AEDYY	ZTADOA	Kiriş No	Eleman No	Doğrusal A. EDYY	Doğrusal Olmayan Analiz AEDYY	ZTADOA
S101	1	MN	GV	GV	S401	190	MN	MN	GV
S102	2	GV	GV	GV	S402	191	GV	MN	GV
S103	3	GV	GV	GV	S403	192	GV	MN	GV
S104	4	GV	GV	GV	S404	193	GV	MN	GV
S105	5	GV	GV	GV	S405	194	GV	MN	GV
S106	6	MN	GV	GV	S406	195	MN	MN	GV
S107	7	MN	GV	GV	S407	196	MN	MN	GV
S108	8	GV	GV	GV	S408	197	GV	MN	GV
S109	9	GV	GV	GV	S409	198	GV	MN	GV
S110	10	GV	GV	GV	S410	199	GV	MN	GV
S111	11	GV	GV	GV	S411	200	GV	MN	GV
S112	12	MN	GV	GV	S412	201	MN	MN	GV
S113	13	MN	GV	GV	S413	202	MN	MN	GV
S114	14	GV	GV	GV	S414	203	GV	MN	GV
S115	15	GV	GV	GV	S415	204	GV	MN	GV
S116	16	GV	GV	GV	S416	205	GV	MN	GV
S117	17	GV	GV	GV	S417	206	GV	MN	GV
S118	18	MN	GV	GV	S418	207	MN	MN	GV
S119	19	MN	GV	GV	S419	208	MN	MN	GV
S120	20	GV	GV	GV	S420	209	GV	MN	GV
S121	21	GV	GV	GV	S421	210	GV	MN	GV
S122	22	GV	GV	GV	S422	211	GV	MN	GV
S123	23	GV	GV	GV	S423	212	GV	MN	GV
S124	24	MN	GV	GV	S424	213	MN	MN	MN
S201	64	MN	MN	MN	S501	253	MN	MN	MN
S202	65	MN	MN	MN	S502	254	MN	MN	MN
S203	66	GV	MN	MN	S503	255	MN	MN	MN
S204	67	GV	MN	MN	S504	256	MN	MN	MN
S205	68	MN	MN	MN	S505	257	MN	MN	MN
S206	69	MN	MN	MN	S506	258	MN	MN	MN
S207	70	MN	MN	MN	S507	259	MN	MN	MN
S208	71	MN	MN	MN	S508	260	MN	MN	MN
S209	72	GV	MN	MN	S509	261	MN	MN	GV
S210	73	GV	MN	MN	S510	262	MN	MN	GV
S211	74	MN	MN	MN	S511	263	MN	MN	MN
S212	75	MN	MN	MN	S512	264	MN	MN	MN
S213	76	MN	MN	MN	S513	265	MN	MN	MN
S214	77	MN	MN	MN	S514	266	MN	MN	MN
S215	78	GV	MN	GV	S515	267	MN	MN	GV
S216	79	GV	MN	GV	S516	268	GV	MN	GV
S217	80	MN	MN	MN	S517	269	MN	MN	MN
S218	81	MN	MN	MN	S518	270	MN	MN	MN
S219	82	MN	MN	MN	S519	271	MN	MN	MN
S220	83	MN	MN	MN	S520	272	MN	MN	MN
S221	84	GV	MN	MN	S521	273	MN	MN	MN
S222	85	GV	MN	MN	S522	274	GV	MN	MN
S223	86	MN	MN	MN	S523	275	MN	MN	MN
S224	87	MN	MN	MN	S524	276	MN	MN	MN
S301	127	MN	MN	MN	S601	316	MN	MN	MN
S302	128	MN	MN	MN	S602	317	MN	MN	MN
S303	129	MN	MN	MN	S603	318	MN	MN	MN
S304	130	GV	MN	MN	S604	319	MN	MN	MN
S305	131	MN	MN	MN	S605	320	MN	MN	MN
S306	132	MN	MN	MN	S606	321	MN	MN	MN
S307	133	MN	MN	MN	S607	322	MN	MN	MN
S308	134	MN	MN	MN	S608	323	MN	MN	MN
S309	135	MN	MN	MN	S609	324	MN	MN	MN
S310	136	MN	MN	MN	S610	325	MN	MN	MN
S311	137	MN	MN	MN	S611	326	MN	MN	MN
S312	138	MN	MN	MN	S612	327	MN	MN	MN
S313	139	MN	MN	MN	S613	328	MN	MN	MN
S314	140	MN	MN	MN	S614	329	MN	MN	MN
S315	141	GV	MN	MN	S615	330	MN	MN	MN
S316	142	GV	MN	MN	S616	331	MN	MN	MN
S317	143	MN	MN	MN	S617	332	MN	MN	MN
S318	144	MN	MN	MN	S618	333	MN	MN	MN
S319	145	MN	MN	MN	S619	334	MN	MN	MN
S320	146	MN	MN	MN	S620	335	MN	MN	MN
S321	147	GV	MN	MN	S621	336	MN	MN	MN
S322	148	GV	MN	MN	S622	337	MN	MN	MN
S323	149	MN	MN	MN	S623	338	MN	MN	MN
S324	150	MN	MN	MN	S624	339	MN	MN	MN

Tablo A .18 : Okul Yapısı EY1 Depremi Kolon Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması

EY1 (50/%10) DEPREMİ KOLONHASAR SINIRLARI									
Kiriş No	Eleman No	Doğrusal A. EDYY	Doğrusal Olmayan Analiz AEDYY ZTADOA		Kiriş No	Eleman No	Doğrusal A. EDYY	Doğrusal Olmayan Analiz AEDYY ZTADOA	
S101	1	MN	GV	GV	S401	190	MN	MN	MN
S102	2	MN	MN	MN	S402	191	MN	MN	MN
S103	3	MN	GV	MN	S403	192	MN	MN	MN
S104	4	MN	GV	MN	S404	193	MN	MN	MN
S105	5	MN	MN	MN	S405	194	MN	MN	MN
S106	6	MN	GV	GV	S406	195	MN	MN	MN
S107	7	GV	GV	GV	S407	196	MN	MN	MN
S108	8	MN	GV	GV	S408	197	MN	MN	MN
S109	9	GV	GV	GV	S409	198	MN	MN	MN
S110	10	GV	GV	GV	S410	199	MN	MN	MN
S111	11	MN	GV	GV	S411	200	MN	MN	MN
S112	12	GV	GV	GV	S412	201	MN	MN	MN
S113	13	MN	GV	GV	S413	202	MN	MN	MN
S114	14	MN	GV	MN	S414	203	MN	MN	MN
S115	15	GV	GV	GV	S415	204	MN	MN	MN
S116	16	GV	GV	GV	S416	205	MN	MN	MN
S117	17	MN	GV	MN	S417	206	MN	MN	MN
S118	18	MN	GV	GV	S418	207	MN	MN	MN
S119	19	MN	GV	MN	S419	208	MN	MN	MN
S120	20	MN	MN	MN	S420	209	MN	MN	MN
S121	21	MN	GV	MN	S421	210	MN	MN	MN
S122	22	MN	GV	MN	S422	211	MN	MN	MN
S123	23	MN	MN	MN	S423	212	MN	MN	MN
S124	24	MN	GV	MN	S424	213	MN	MN	MN
S201	64	MN	MN	MN	S501	253	MN	MN	MN
S202	65	MN	MN	MN	S502	254	MN	MN	MN
S203	66	MN	MN	MN	S503	255	MN	MN	MN
S204	67	MN	MN	MN	S504	256	MN	MN	MN
S205	68	MN	MN	MN	S505	257	MN	MN	MN
S206	69	MN	MN	MN	S506	258	MN	MN	MN
S207	70	MN	MN	MN	S507	259	MN	MN	MN
S208	71	MN	MN	MN	S508	260	MN	MN	MN
S209	72	MN	MN	MN	S509	261	MN	MN	MN
S210	73	MN	MN	MN	S510	262	MN	MN	MN
S211	74	MN	MN	MN	S511	263	MN	MN	MN
S212	75	MN	MN	MN	S512	264	MN	MN	MN
S213	76	MN	MN	MN	S513	265	MN	MN	MN
S214	77	MN	MN	MN	S514	266	MN	MN	MN
S215	78	MN	MN	MN	S515	267	MN	MN	MN
S216	79	MN	MN	MN	S516	268	MN	MN	MN
S217	80	MN	MN	MN	S517	269	MN	MN	MN
S218	81	MN	MN	MN	S518	270	MN	MN	MN
S219	82	MN	MN	MN	S519	271	MN	MN	MN
S220	83	MN	MN	MN	S520	272	MN	MN	MN
S221	84	MN	MN	MN	S521	273	MN	MN	MN
S222	85	MN	MN	MN	S522	274	MN	MN	MN
S223	86	MN	MN	MN	S523	275	MN	MN	MN
S224	87	MN	MN	MN	S524	276	MN	MN	MN
S301	127	MN	MN	MN	S601	316	MN	MN	MN
S302	128	MN	MN	MN	S602	317	MN	MN	MN
S303	129	MN	MN	MN	S603	318	MN	MN	MN
S304	130	MN	MN	MN	S604	319	MN	MN	MN
S305	131	MN	MN	MN	S605	320	MN	MN	MN
S306	132	MN	MN	MN	S606	321	MN	MN	MN
S307	133	MN	MN	MN	S607	322	MN	MN	MN
S308	134	MN	MN	MN	S608	323	MN	MN	MN
S309	135	MN	MN	MN	S609	324	MN	MN	MN
S310	136	MN	MN	MN	S610	325	MN	MN	MN
S311	137	MN	MN	MN	S611	326	MN	MN	MN
S312	138	MN	MN	MN	S612	327	MN	MN	MN
S313	139	MN	MN	MN	S613	328	MN	MN	MN
S314	140	MN	MN	MN	S614	329	MN	MN	MN
S315	141	MN	MN	MN	S615	330	MN	MN	MN
S316	142	MN	MN	MN	S616	331	MN	MN	MN
S317	143	MN	MN	MN	S617	332	MN	MN	MN
S318	144	MN	MN	MN	S618	333	MN	MN	MN
S319	145	MN	MN	MN	S619	334	MN	MN	MN
S320	146	MN	MN	MN	S620	335	MN	MN	MN
S321	147	MN	MN	MN	S621	336	MN	MN	MN
S322	148	MN	MN	MN	S622	337	MN	MN	MN
S323	149	MN	MN	MN	S623	338	MN	MN	MN
S324	150	MN	MN	MN	S624	339	MN	MN	MN

Tablo A .19 : Okul Yapısı EY2 Depremi Kolon Hasar Sınırlarının Karşılaştırılması

EY2 (50/%2) DEPREMİ KOLONHASAR SINIRLARI									
Kiriş No	Eleman No	Doğrusal A. EDYY	Doğrusal Olmayan Analiz AEDYY ZTADOA		Kiriş No	Eleman No	Doğrusal A. EDYY	Doğrusal Olmayan Analiz AEDYY ZTADOA	
S101	1	GV	GV	GV	S401	190	GV	MN	GV
S102	2	MN	GV	GV	S402	191	MN	MN	GV
S103	3	GV	GV	GV	S403	192	MN	MN	GV
S104	4	GV	GV	GV	S404	193	MN	MN	GV
S105	5	MN	GV	GV	S405	194	MN	MN	GV
S106	6	GV	GV	GV	S406	195	GV	MN	GV
S107	7	GV	GV	GV	S407	196	GV	MN	GV
S108	8	GV	GV	GV	S408	197	GV	MN	GV
S109	9	GV	GV	GV	S409	198	GV	MN	GV
S110	10	GV	GV	GV	S410	199	GV	MN	GV
S111	11	GV	GV	GV	S411	200	GV	MN	GV
S112	12	GV	GV	GV	S412	201	GV	MN	GV
S113	13	GV	GV	GV	S413	202	GV	MN	GV
S114	14	GV	GV	GV	S414	203	GV	MN	GV
S115	15	GV	GV	GV	S415	204	GV	MN	GV
S116	16	GV	GV	GV	S416	205	GV	MN	GV
S117	17	GV	GV	GV	S417	206	GV	MN	GV
S118	18	GV	GV	GV	S418	207	GV	MN	GV
S119	19	GV	GV	GV	S419	208	GV	MN	GV
S120	20	MN	GV	GV	S420	209	MN	MN	GV
S121	21	GV	GV	GV	S421	210	MN	MN	GV
S122	22	GV	GV	GV	S422	211	MN	MN	GV
S123	23	MN	GV	GV	S423	212	MN	MN	GV
S124	24	GV	GV	GV	S424	213	GV	MN	GV
S201	64	MN	MN	MN	S501	253	MN	MN	MN
S202	65	MN	MN	MN	S502	254	MN	MN	MN
S203	66	MN	MN	MN	S503	255	MN	MN	MN
S204	67	MN	MN	MN	S504	256	MN	MN	MN
S205	68	MN	MN	MN	S505	257	MN	MN	MN
S206	69	MN	MN	MN	S506	258	MN	MN	MN
S207	70	GV	MN	MN	S507	259	MN	MN	MN
S208	71	GV	MN	MN	S508	260	MN	MN	MN
S209	72	GV	MN	MN	S509	261	GV	MN	MN
S210	73	GV	MN	MN	S510	262	GV	MN	MN
S211	74	GV	MN	MN	S511	263	MN	MN	MN
S212	75	GV	MN	MN	S512	264	MN	MN	MN
S213	76	GV	MN	MN	S513	265	MN	MN	MN
S214	77	GV	MN	MN	S514	266	MN	MN	MN
S215	78	GV	MN	MN	S515	267	GV	MN	MN
S216	79	GV	MN	MN	S516	268	GV	MN	MN
S217	80	GV	MN	MN	S517	269	MN	MN	MN
S218	81	GV	MN	MN	S518	270	MN	MN	MN
S219	82	MN	MN	MN	S519	271	MN	MN	MN
S220	83	MN	MN	MN	S520	272	MN	MN	MN
S221	84	MN	MN	MN	S521	273	MN	MN	MN
S222	85	MN	MN	MN	S522	274	MN	MN	MN
S223	86	MN	MN	MN	S523	275	MN	MN	MN
S224	87	MN	MN	MN	S524	276	MN	MN	MN
S301	127	MN	MN	MN	S601	316	MN	MN	MN
S302	128	MN	MN	MN	S602	317	MN	MN	MN
S303	129	MN	MN	MN	S603	318	MN	MN	MN
S304	130	MN	MN	MN	S604	319	MN	MN	MN
S305	131	MN	MN	MN	S605	320	MN	MN	MN
S306	132	MN	MN	MN	S606	321	MN	MN	MN
S307	133	GV	MN	MN	S607	322	MN	MN	MN
S308	134	GV	MN	MN	S608	323	MN	MN	MN
S309	135	GV	MN	MN	S609	324	MN	MN	MN
S310	136	GV	MN	MN	S610	325	MN	MN	MN
S311	137	GV	MN	MN	S611	326	MN	MN	MN
S312	138	GV	MN	MN	S612	327	MN	MN	MN
S313	139	GV	MN	MN	S613	328	MN	MN	MN
S314	140	GV	MN	MN	S614	329	MN	MN	MN
S315	141	GV	MN	MN	S615	330	MN	MN	MN
S316	142	GV	MN	MN	S616	331	MN	MN	MN
S317	143	GV	MN	MN	S617	332	MN	MN	MN
S318	144	GV	MN	MN	S618	333	MN	MN	MN
S319	145	MN	MN	MN	S619	334	MN	MN	MN
S320	146	MN	MN	MN	S620	335	MN	MN	MN
S321	147	MN	MN	MN	S621	336	MN	MN	MN
S322	148	MN	MN	MN	S622	337	MN	MN	MN
S323	149	MN	MN	MN	S623	338	MN	MN	MN
S324	150	MN	MN	MN	S624	339	MN	MN	MN

KAYNAKLAR

- [1] **Özer, E.**, 2007. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları,
<http://www.ins.itu.edu.tr/eozer>
- [2] **Çakıroğlu, A., Özden, E., Özmen, G.**, 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinası Programları, Cilt I, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [3] **Çakıroğlu, A., Özden, E., Özmen, G.**, 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinası Programları, Cilt II, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- [4] **Çakıroğlu A.,Özer E.**(1980), Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler. *Ankara: Matbaa teknisyenleri Basımevi.*
- [5] **Aydınoğlu N.**(2003), Yapıların Deprem Performansının Değerlendirilmesi İçin Artımsal Spektrum Yöntemi, Beşinci Deprem Mühendisliği Konferansı. *Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi Deprem ve Araştırma Enstitüsü*
- [6] **ATC 40**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, California.
- [7] **FEMA-273**, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [8] **FEMA-273**, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [9] **FEMA-356**, 2000. Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.

- [10] **FEMA-440**, 2005. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [11] **TS500**, 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*
- [12] **TS498**, 1984. Betonarme Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yükler, *Türk Standartları Enstitüsü, Ankara*.
- [13] **Celep, Z., Kumbasar, N.**, 2005. Betonarme Yapılar, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [14] **Celep, Z., Kumbasar, N.**, 2004. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [15] **Celep, Z., Kumbasar, N.**, 2001. Yapı Dinamiği, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [16] **Celep, Z.**, 2007. Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [17] **Ersoy, U., Özcebe, G.**, 2001. Betonarme, Bizim Büro Basımevi, Ankara
- [18] **SAP2000** *Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structure, Computers and Structures Inc.2000. Berkeley, California*
- [19] **ETABS** *Extended 3d Analysis of Building Systems, Computers and Structures Inc.2000. Berkeley, California*
- [20] **Priestley, M.J.N.**,2000 “Performance Based Sismic Design”. Proceedings. *12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zeland.*
- [21] **Mander, J.B., Priestly, M.J.N, Park,R,1988.** Theoretical Stres-Strain Model for Confined Concrete, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.114
- [22] **Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik**, 2007. *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*

ÖZGEÇMİŞ

Özgür Tuncer 15.01.1979'da Adapazarı'nda doğdu. Lise öğrenimini Pamukova Lisesinde tamamladı. 1997-1998 öğretim yılında Kocaeli Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne başladı ve 31.07.2001'de aynı bölümden mezun oldu. 2002 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilimdalı Deprem Mühendisliği Yüksek Lisans Programına kaydoldu.