İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI VE AZ KATLI BETONARME BİNALARIN OLASI DEPREM DAVRANIŞLARI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Mehmet Nadir ÖZER

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

MAYIS 2003

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI VE AZ KATLI BETONARME BİNALARIN OLASI DEPREM DAVRANIŞLARI

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Mehmet Nadir ÖZER
(501011031)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 5 Mayıs 2003
Tezin Savunulduğu Tarih : 30 Mayıs 2003

Tez Danışmanı : Prof.Dr. H. Faruk KARADOĞAN

Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Sumru PALA

Prof.Dr. Gülay ALTAY (B.Ü.)

MAYIS 2003

ÖNSÖZ

Lisans ve yüksek lisans eğitimim boyunca engin tecrübelerinden yararlandığım, çalışmalarımda benden yakın ilgisini esirgemeyen değerli hocam Prof. Dr. Faruk KARADOĞAN'a, Yapı Anabilim Dalı öğretim üyelerine ve İnşaat Mühendisi Ahmet GÜLŞEN'e teşekkürü bir borç bilirim.

Ayrıca, tüm yaşamım boyunca bana inanan ve her konuda destekleyen Ailem'e en derin sevgi ve saygılarımı sunarım.

Mayıs 2003

Mehmet Nadir ÖZER
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ **vii**
ŞEKİL LİSTESİ **viii**
SEMBOL LİSTESİ **xii**
ÖZET **xiv**
SUMMARY **xv**

1. GİRİŞ **1**

2. YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI **3**

2.1. Seçilen Sistemin Özellikleri 3

2.2. Döşeme Hesabı 4

2.3. Ön Boyutlandırma 7

2.4. Çözümde Ardışık Alt Sistemler Kullanma 13

2.4.1. 5-2 kırık çubuğu 13
2.4.2. İki kademeli alt sistem kullanarak çözüm 15
2.4.3. Tek kademeli alt sistem kullanarak çözüm 19
2.4.4. Alt sistemler kullanımı ile elde edilen sistem 21

2.5. Sabit Yükler İçin Hesap 21

2.5.1. Çubuk rijitlik matrisleri 22
2.5.2. Yükleme matrisleri 23
2.5.3. [S] sistem rijitlik matrisinin kurulması 24
2.5.4. Lineer denklem sisteminin çözümü 24
2.5.5. Çubuk uç kuvvetlerinin bulunması 26
2.5.6. Sabit yükler için diyagramlar 28

2.6. Hareketli Yükler İçin Hesap 29

2.6.1. Çubuk rijitlik matrisleri 29
2.6.2. Yükleme matrisleri 29
2.6.3. [S] sistem rijitlik matrisinin kurulması 30
2.6.4. Lineer denklem sisteminin çözümü 30
2.6.5. Çubuk uç kuvvetlerinin bulunması 30
2.6.6. Hareketli yükler için diyagramlar 32

2.7. Mesnet Çökmeleri İçin Hesap 33

2.7.1. Simetrik mesnet çökmeleri için yükleme matrisleri 34
2.7.2. Simetrik mesnet çökmeleri için çözüm 34
2.7.3. Simetrik mesnet çökmeleri için diyagramlar 36
2.7.4. Antimetrik mesnet çökmeleri için yükleme matrisleri 37
2.7.5. Antimetrik mesnet çökmeleri için çözüm 37
2.7.6. Antimetrik mesnet çökmeleri için diyagramlar 39
2.7.7. Simetrik ve antimetrik mesnet çökmelerinin toplanması 40
2.7.8. Yeni mesnet çökmeleriyle hesabın tekrarlanması 41
2.7.9. Yeni mesnet çökmeleri için yükleme matrisleri 41
2.7.10. Yeni mesnet çökmeleri için çözüm 41
2.7.11. Yeni mesnet çökmeleri için diyagramlar 42

2.8. E Yüklemesi İçin Hesap 43

2.8.1. Eleman fleksibilite matrislerinin bulunması 47
2.8.2. E_{y1} yüklemesi için hesap 48
2.8.2.1. Eleman yükleme matrislerinin bulunması 48
2.8.2.2. Homojen çözümlerin bulunması 48
2.8.2.3. Özel çözümlerin bulunması 49
2.8.2.4. Süreklilik denklemlerinin oluşturulması 50
2.8.2.5. Süreklilik denklemlerinin çözümü 50
2.8.2.6. Eleman uç kuvvetlerinin hesabı 50
2.8.3. E_{y2} yüklemesi için hesap 53
2.8.3.1. Eleman yükleme matrislerinin bulunması 53
2.8.3.2. Homojen çözümlerin bulunması 53
2.8.3.3. Özel çözümlerin bulunması 53
2.8.3.4. Süreklilik denklemlerinin oluşturulması 53
2.8.3.5. Süreklilik denklemlerinin çözümü 56
2.8.3.6. Eleman uç kuvvetlerinin hesabı 56
2.8.4. E_d yüklemesi için hesap 56
2.8.4.1. Eleman yükleme matrislerinin bulunması 57
2.8.4.2. Homojen çözümlerin bulunması 57
2.8.4.3. Özel çözümlerin bulunması 57
2.8.4.4. Süreklilik denklemlerinin oluşturulması 57
2.8.4.5. Süreklilik denklemlerinin çözümü 58
2.8.4.6. Eleman uç kuvvetlerinin hesabı 58
2.8.5. Yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinin bulunması 61
2.8.5.1. Birinci antimetrik titreşim moduna göre yatay deprem hesabı 61
2.8.5.2. Birinci simetrik titreşim moduna göre düşey deprem hesabı 62
2.8.6. Yatay deprem yükü için diyagramlar 63
2.8.7. Düşey deprem yükü için diyagramlar 64

2.9. Düzgün Sıcaklık Değişimi İçin Hesap 65

2.9.1. $[f_t]_i$ eleman yükleme matrisleri ve $[f_t]$ yükleme matrisinin kurulması 65
2.9.2. Kesim yapılmış sistemin yükleme matrisi 66
2.9.3. Süreklilik denklemlerinin yazılması ve çözümü 66
2.9.4. Eleman uç kuvvetlerinin hesabı 67
2.9.5. t=+25ºC düzgün sıcaklık değişimi için diyagramlar 68

2.9.6. t=-25ºC düzgün sıcaklık değişimi için diyagramlar 69

2.10. En Elverişsiz Kesit Tesirlerinin Bulunması ve Kesit Hesapları 70

3. AZ KATLI BETONARME BİNALARIN OLASI DEPREM DAVRANIŞLARI 75

3.1. Çalışmanın Amacı 75

3.2. Varsayımlar 76

3.3. Seçilen Çerçeve Sistemleri 77

3.4. I-B/a Çerçevesinin Boyutlandırılması 79

3.4.1. Yüklerin belirlenmesi 80
3.4.2. Kolonların boyutlandırılması 81
3.4.3. Çerçevenin birinci normal moduna ait periyodu 81
3.4.4. Toplam eşdeğer yatay yük hesabı 84
3.4.5. Çerçevenin Kesin Hesabı 85
3.4.5.1. Yüklemeler 85
3.4.5.2. Statik hesaplar 88
3.4.5.3. Kolonların betonarme hesabı 88
3.4.5.4. Kirişlerin betonarme hesabı 93
3.4.5.5. Kolon ve kiriş donatıları 96

3.5. II/a Çerçevesinin Boyutlandırılması 98

3.5.1. Yüklerin belirlenmesi 98
3.5.2. Kolonların boyutlandırılması 99
3.5.3. Çerçevenin birinci normal moduna ait periyodu 99
3.5.4. Toplam eşdeğer yatay yük hesabı 99
3.5.5. Çerçevenin kesin hesabı 101
3.5.5.1. Yüklemeler 102
3.5.5.2. Statik hesaplar 102
3.5.5.3. Kolonların ve kirişlerin betonarme hesabı 106

3.6. III-B/a Çerçevesinin Boyutlandırılması 108

3.6.1. Çerçevenin birinci normal moduna ait periyodu 108

3.7. IV-B/a Çerçevesinin Boyutlandırılması 108

3.7.1. Çerçevenin birinci normal moduna ait periyodu 110

3.8. Çerçevelerin Yalnız Düşey Yüklere Göre Boyutlandırılması 111

3.8.1. I-B/a Çerçevesinin Düşey Yüklere Göre Boyutlandırılması 111
3.8.2. II/a Çerçevesinin Düşey Yüklere Göre Boyutlandırılması 111

3.9. Örnek Olarak Boyutlandırılan Çerçevelerin Lineer Olmayan Davranışlarının İncelenmesi 113

3.10. Lineer Olmayan Hesap Sonuçlarının İncelenmesi 116

4. SONUÇLAR **119**

4.1.Yapı Sistemlerinin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması 119

4.2. Az Katlı Betonarme Binaların Olası Deprem Davranışları 120

KAYNAKLAR **122**

EKLER **123**

ÖZGEÇMİŞ **163**

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 2.1 : Döşeme açıklık momentleri ve betonarme hesapları 8
Tablo 2.2 : Döşeme mesnet momentleri ve betonarme hesapları 9
Tablo 2.3 : 1, 2, 3 ve 6 düğüm noktalarına ait rijitlik terimleri 17
Tablo 2.4 : 1 ile 2 noktalarının elenmesiyle elde edilen 3-6 rijitlik matrisi 18
Tablo 2.5 : 3, 6 ve 7 düğüm noktalarının toplanması ve 3 no.lu düğüm noktasının elenmesiyle 6-7 fiktif çubuğunun rijitlik matrisinin elde edilmesi 20
Tablo 2.6 : Sabit yükler için denklem sistemi ve çözümü 25
Tablo 2.7 : Yerine koyma yöntemiyle hesaplanan yerdeğiştirmeler 27
Tablo 2.8 : Hareketli yükler için denklem sistemi ve çözümü 31
Tablo 2.9 : Simetrik mesnet çökmeleri için denklem sistemi ve çözümü .. 35
Tablo 2.10 : Antimetrik mesnet çökmeleri için denklem sistemi ve çözümü 38
Tablo 2.11 : E_{y1} yüklemesi için $[\delta_{11}]$ matrisinin ardışık matris çarpımları ile elde edilmesi 51
Tablo 2.12 : E_{y1} yüklemesi için $[\delta_{10}]$ matrisinin ardışık matris çarpımları ile elde edilmesi 52
Tablo 2.13 : E_{y2} yüklemesi için $[\delta_{11}]$ matrisinin ardışık matris çarpımları ile elde edilmesi 54
Tablo 2.14 : E_{y2} yüklemesi için $[\delta_{10}]$ matrisinin ardışık matris çarpımları ile elde edilmesi 55
Tablo 2.15 : E_d yüklemesi için $[\delta_{11}]$ matrisinin ardışık matris çarpımları ile elde edilmesi 59
Tablo 2.16 : E_d yüklemesi için $[\delta_{10}]$ matrisinin ardışık matris çarpımları ile elde edilmesi 60
Tablo 2.17 : Kritik kesitlerde değişik yüklemeler için elde edilen kesit tesirleri 71
Tablo 2.18 : Süperpozisyonlarla elde edilen kesit tesirleri 72
Tablo 3.1 : I-B/a çerçevesi kolonlarının boyutlandırılması 82
Tablo 3.2 : Kat ağırlıkları ve kat kütleleri 83
Tablo 3.3 : Eşdeğer deprem yüklerinin hesabı 85
Tablo 3.4 : Kesit tesirleri ve süperpozisyonlar 89
Tablo 3.5 : II/a çerçevesi kolonlarının boyutlandırılması 100
Tablo 3.6 : Kesit tesirleri ve süperpozisyonlar 104

ŞEKİL LİSTESİ

		Sayfa No
Şekil 1.1	: İncelenen çerçeve sistemi	1
Şekil 1.2	: Yapı tipik kat planı ve 2-aksı çerçevesi	2
Şekil 2.1	: Sistemin geometrik özellikleri ve yüklemeler	3
Şekil 2.2	: Döşeme planı	4
Şekil 2.3	: Yardımcı kirişli yeni döşeme planı	6
Şekil 2.4	: Sistem ve kritik kesitler	7
Şekil 2.5	: Kırık çubuk	10
Şekil 2.6	: Kırık çubuk M diyagramı	12
Şekil 2.7	: Ön boyutlandırma ile elde edilen kesitler	13
Şekil 2.8	: Kırık çubuk kesitleri ve boyutları	13
Şekil 2.9	: Hesapta kullanılacak kırık çubuk kesitleri	14
Şekil 2.10	: 3-6 çubuğu ve eksen takımı	14
Şekil 2.11	: 3-6 ve 3-7 fiktif çubukları	14
Şekil 2.12	: 6-7 fiktif çubuğu ve sistem eksen takımı	15
Şekil 2.13	: Alt sistemler kullanımı ile elde edilen sistem	21
Şekil 2.14	: Sabit yükler	22
Şekil 2.15	: Sabit yükler için M, N, T diyagramları	28
Şekil 2.16	: Hareketli yükler	29
Şekil 2.17	: Hareketli yükler için M, N, T diyagramları	32
Şekil 2.18	: Mesnet çökmeleri	33
Şekil 2.19	: Simetrik mesnet çökmeleri	33
Şekil 2.20	: Antimetrik mesnet çökmeleri	34
Şekil 2.21	: Simetrik mesnet çökmeleri için M, N, T diyagramları	36
Şekil 2.22	: Antimetrik mesnet çökmeleri için M, N, T diyagramları	39
Şekil 2.23	: Simetrik ve antimetrik mesnet çökmelerinin toplanması ile elde edilen M, N, T diyagramları	40
Şekil 2.24	: Yeni mesnet çökmeleri	41
Şekil 2.25	: Yeni mesnet çökmeleri için M, N, T diyagramları	42
Şekil 2.26	: Eleman uç kuvvetleri ve uç yerdeğiştirmeleri için pozitif yönler	43
Şekil 2.27	: Deprem (E) yüklemesi	45
Şekil 2.28	: Eleman bağımsız uç kuvvetleri	45
Şekil 2.29	: E_{y1} yüklemesi	46
Şekil 2.30	: E_{y2} yüklemesi	46
Şekil 2.31	: E_d yüklemesi	46
Şekil 2.32	: E_{y1} ve E_{y2} yüklemeleri için izostatik esas sistem ve hiperstatik bilinmeyenler	47
Şekil 2.33	: E_d yüklemesi için izostatik esas sistem ve hiperstatik bilinmeyenler	47
Şekil 2.34	: Homojen çözümler	49
Şekil 2.35	: Özel çözüm	49

Şekil 2.36 : Kat kütleleri ve serbestlikleri 61
Şekil 2.37 : Eşdeğer deprem yükü hesabıyla bulunan yatay deprem yükleri 62
Şekil 2.38 : Eşdeğer deprem yükü hesabıyla bulunan düşey deprem yükleri 62
Şekil 2.39 : Yatay deprem yükleri için M, N, T diyagramları 63
Şekil 2.40 : Düşey deprem yükleri için M, N, T diyagramları 64
Şekil 2.41 : t = +25ºC düzgün sıcaklık değişimi için M, N, T diyagramları 68
Şekil 2.42 : t = -25ºC düzgün sıcaklık değişimi için M, N, T diyagramları 69
Şekil 2.43 : En elverişsiz kesit tesirlerine göre betonarme hesabı yapılan kesitler 70
Şekil 2.44 : Kritik kesitlerin donatı krokileri 74
Şekil 3.1 : Yapı tipik kalıp planı 77
Şekil 3.2 : Çerçeve tipleri 78
Şekil 3.3 : Kolon yerleşim şekilleri 78
Şekil 3.4 : I-B/a çerçevesi kat kalıp planı 79
Şekil 3.5 : Döşeme kesiti 80
Şekil 3.6 : Çerçeve frekansının hesaplanması için yapılan yükleme 83
Şekil 3.7 : Eşdeğer deprem yükleri 85
Şekil 3.8 : I-B/a çerçevesi kolon ve kiriş kesitleri 86
Şekil 3.9 : G yüklemesi 86
Şekil 3.10 : Q yüklemeleri 87
Şekil 3.11 : E yüklemesi 87
Şekil 3.12 : Kritik kesitler 88
Şekil 3.13 : I-B/a çerçevesi kolon donatıları 96
Şekil 3.14 : I-B/a çerçevesi kiriş donatıları 97
Şekil 3.15 : II/a çerçevesi kat kalıp planı 98
Şekil 3.16 : Eşdeğer deprem yükleri 101
Şekil 3.17 : II/a çerçevesi kolon ve kiriş kesitleri 101
Şekil 3.18 : G yüklemesi 102
Şekil 3.19 : Q yüklemeleri 103
Şekil 3.20 : E yüklemesi 103
Şekil 3.21 : II/a çerçevesi kolon donatıları 106
Şekil 3.22 : II/a çerçevesi kiriş donatıları 107
Şekil 3.23 : III-B/a ve IV-B/a çerçeveleri kolon donatıları 109
Şekil 3.24 : III-B/a çerçevesi kiriş donatıları 109
Şekil 3.25 : IV-B/a çerçevesi kiriş donatıları 110
Şekil 3.26 : I-B/a ve II/a çerçeveleri kolon donatıları 112
Şekil 3.27 : I-B/a çerçevesi kiriş donatıları 112
Şekil 3.28 : II/a çerçevesi kiriş donatıları 113
Şekil 3.29 : Yük parametresi - yerdeğiştirme (P – δ) eğrisi 114
Şekil 3.30 : 1975 deprem yönetmeliği'ne uygun boyutlandırılmış çerçevelerin yük parametresi - yerdeğiştirme eğrileri 117
Şekil 3.31 : P-δ eğrilerinin ortalama eğrilerle gösterilmesi 118
Şekil 3.32 : SAP 2000 programı ile II/a çerçevesi için elde edilen P-δ eğrisi 118
Şekil A.1 : Tüm çerçeveler için P-δ eğrileri (beton BS18-donatı 1975 TDY'ye uygun) 124
Şekil A.2 : Çerçeve gruplarını temsilen çizilen ortalama P-δ eğrileri 124

Şekil A.3 : Tüm çerçeveler için P-δ eğrileri (beton BS8-donatı 1975 TDY'ye uygun) 125
Şekil A.4 : Çerçeve gruplarını temsilen çizilen ortalama P-δ eğrileri (beton BS8-donatı 1975 TDY'ye uygun) 125
Şekil A.5 : Tüm çerçeveler için P-δ eğrileri (beton BS8-donatı oranı 0.008) 126
Şekil A.6 : Çerçeve gruplarını temsilen çizilen ortalama P-δ eğrileri (beton BS8-donatı oranı 0.008) 126
Şekil A.7 : Tüm çerçeveler için P-δ eğrileri (beton BS18-donatı TS500'e uygun) 127
Şekil A.8 : Çerçeve gruplarını temsilen çizilen ortalama P-δ eğrileri (yalnız düşey yüke göre boyutlandırılmış çerçeveler) 127
Şekil A.9 : Tüm çerçeveler için P-δ eğrileri (beton BS8-donatı TS500'e uygun) 128
Şekil A.10 : Çerçeve gruplarını temsilen çizilen ortalama P-δ eğrileri (yalnız düşey yüke göre boyutlandırılmış çerçeveler, beton BS8, donatı TS500'e uygun) 128
Şekil A.11 : Tüm çerçeveler için P-δ eğrileri (beton BS8-donatı oranı 0.008) 129
Şekil A.12 : Çerçeve gruplarını temsilen çizilen ortalama P-δ eğrileri (yalnız düşey yüke göre boyutlandırılmış çerçeveler, beton BS8, donatı oranı 0.008) 129
Şekil B.1 : I-B/a çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 131
Şekil B.2 : I-B/a çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 131
Şekil B.3 : II/a çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 132
Şekil B.4 : II/a çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 132
Şekil B.5 : III-B/a çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 133
Şekil B.6 : III-B/a çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 133
Şekil B.7 : IV-B/a çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 134
Şekil B.8 : IV-B/a çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 134
Şekil B.9 : I-B/b çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 135
Şekil B.10 : I-B/b çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 135
Şekil B.11 : II/b çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 136
Şekil B.12 : II/b çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 136
Şekil B.13 : III-B/b çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 137
Şekil B.14 : III-B/b çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 137
Şekil B.15 : IV-B/b çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 138
Şekil B.16 : IV-B/b çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 138
Şekil B.17 : I-B/c çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 139
Şekil B.18 : I-B/c çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 139
Şekil B.19 : II/c çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 140
Şekil B.20 : II/c çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 140
Şekil B.21 : III-B/c çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 141
Şekil B.22 : III-B/c çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 141
Şekil B.23 : IV-B/c çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 142
Şekil B.24 : IV-B/c çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 142
Şekil B.25 : I-B/d çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 143
Şekil B.26 : I-B/d çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 143
Şekil B.27 : II/d çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 144
Şekil B.28 : II/d çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 144

Şekil B.29 : III-B/d çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 145
Şekil B.30 : III-B/d çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 145
Şekil B.31 : IV-B/d çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 146
Şekil B.32 : IV-B/d çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 146
Şekil B.33 : I-B/a çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 147
Şekil B.34 : I-B/a çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 147
Şekil B.35 : II/a çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 148
Şekil B.36 : II/a çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 148
Şekil B.37 : III-B/a çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 149
Şekil B.38 : III-B/a çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 149
Şekil B.39 : IV-B/a çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 150
Şekil B.40 : IV-B/a çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 150
Şekil B.41 : I-B/b çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 151
Şekil B.42 : I-B/b çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 151
Şekil B.43 : II/b çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 152
Şekil B.44 : II/b çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 152
Şekil B.45 : III-B/b çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 153
Şekil B.46 : III-B/b çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 153
Şekil B.47 : IV-B/b çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 154
Şekil B.48 : IV-B/b çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 154
Şekil B.49 : I-B/c çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 155
Şekil B.50 : I-B/c çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 155
Şekil B.51 : II/c çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 156
Şekil B.52 : II/c çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 156
Şekil B.53 : III-B/c çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 157
Şekil B.54 : III-B/c çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 157
Şekil B.55 : IV-B/c çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 158
Şekil B.56 : IV-B/c çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 158
Şekil B.57 : I-B/d çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 159
Şekil B.58 : I-B/d çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 159
Şekil B.59 : II/d çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 160
Şekil B.60 : II/d çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 160
Şekil B.61 : III-B/d çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 161
Şekil B.62 : III-B/d çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 161
Şekil B.63 : IV-B/d çerçevesi P-δ eğrileri (göçme yükü) 162
Şekil B.64 : IV-B/d çerçevesi P-δ eğrileri (limit yük) 162

SEMBOL LİSTESİ

A(T) : Spektral ivme katsayısı
A_0 : Etkin yer ivmesi katsayısı
A_c : Kirişlerde gövde kesiti beton alanı, kolonlarda tüm kesit beton alanı
A_s : Eğilme donatısı kesit alanı, çekme donatısı kesit alanı, basınç donatısı kesit alanı
b : Kiriş tabla genişliği, kolon kesit boyutu
b_w : Kiriş gövde genişliği
C : Deprem katsayısı
C_0 : Deprem bölge katsayısı
d : Eğilme elemanlarında faydalı yükseklik
E : Deprem etkisi
E_c : Beton elastisite modülü
E_d : Düşey deprem etkisi
EI : Eğilme rijitliği
E_s : Donatı elastisite modülü
E_y : Yatay deprem etkisi
F : Eşdeğer yatay yüklerin toplamı
f_{cd} : Beton tasarım basınç dayanımı
f_{ck} : Beton karakteristik basınç dayanımı
F_i : Eşdeğer deprem yükü yönteminde i'inci kata etkiyen eşdeğer deprem yükü
f_{yd} : Boyuna donatı tasarım akma dayanımı
f_{yk} : Boyuna donatı karakteristik akma dayanımı
G : Kalıcı yük etkisi
g : Sabit yük
g : Yerçekimi ivmesi
g_i : Binanın i'inci katındaki toplam sabit yük
h : Kolonun eğilme düzlemindeki kesit boyu
H : Yapının toplam yüksekliği
h_f : Döşeme kalınlığı
h_i : Binanın i'inci katının kat yüksekliği
H_i : Binanın i'inci katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği
I : Bina önem katsayısı
I : Eylemsizlik momenti
K : Yapı tipi katsayısı
L : Hesap açıklığı
l_{sn} : Döşemenin kısa doğrultudaki serbest açıklığı
m : Döşeme uzun kenarının kısa kenarına oranı
M : Eğilme momenti
M_d : Tasarım eğilme momenti
m_i : Binanın i'inci katının kütlesi

N : Eksenel kuvvet
n : Hareketli yük katılım katsayısı
N_d : Tasarım eksenel kuvveti
P : Toplam yük
p_d : Düzgün yayılı döşeme tasarım yükü
q : Hareketli yük
q_i : Binanın i'inci katındaki toplam hareketli yük
R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a(T)$: Deprem yükü azaltma katsayısı
S : Yapı dinamik katsayısı (spektrum katsayısı)
S(T) : Spektrum katsayısı
T : Bina doğal titreşim periyodu
T : Sıcaklık değişimi etkisi
T_0 : Zemin hakim periyodu
T_A, T_B : Spektrum karakteristik periyotları
V_t : Eşdeğer deprem yükü yönteminde göz önüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü
W : Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
W : Mesnet çökmeleri etkisi
W_i : Binanın i'inci katına ait kat ağırlığı
α_s : Döşeme sürekli kenar uzunlukları toplamının kenar uzunlukları toplamına oranı
δ : Tepe yatay yerdeğiştirmesi
ε_c : Beton birim kısalması
ε_{cu} : Beton ezilme birim kısalması
ε_s : Donatı birim şekildeğiştirmesi
ε_{su} : Donatı kopma uzaması

YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI VE AZ KATLI BETONARME BİNALARIN OLASI DEPREM DAVRANIŞLARI

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışma iki ana bölümden oluşmaktadır. Yapı Sistemlerinin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması ve Az Katlı Betonarme Binaların Olası Deprem Davranışları.

Birinci bölümde, yapı sistemlerinin hesap yöntemleri, ele alınan üç açıklıklı çerçeve üzerinde, çeşitli yükleme durumları için farklı hesap yöntemleri kullanılarak karşılaştırılmıştır. İlk olarak kuvvet yöntemiyle yapının ön boyutlandırılması yapılmıştır. Daha sonra, Sabit ve Hareketli Yükler için ve Mesnet Çökmeleri için Matris Yerdeğiştirme Yöntemi; Deprem Yükü ve Düzgün Sıcaklık Değişimi için Matris Kuvvet Yöntemi kullanılarak kesit tesirleri elde edilmiştir. Matris Yerdeğiştirme Yöntemiyle yapılan hesaplarda, sistemde birinci ve üçüncü açıklıklarda yer alan 35 m. açılıklı kırık çubuk bir alt sistem olarak ele alınıp çözümlenmiştir. Alt sistem kullanımı iki kademede gerçekleştirilmiştir. Ayrıca, mesnet çökmeleri için hesapta sistemin simetri özelliklerinden faydalanabilmek amacıyla, mesnet çökmeleri simetrik ve antimetrik iki bileşene ayrılmıştır. Kesin hesaplar tamamlandıktan sonra, son olarak, elde edilen kesit tesirleriyle süperpozisyonlar yapılmış ve kritik kesitlerin betonarme hesabıyla bu bölüm tamamlanmıştır.

İkinci bölümde, az katlı mevcut betonarme binaların deprem güvenliğinin saptanması konusunda katkılar oluşturacak bir çalışma yapılmıştır. Bu doğrultuda, uygulamada sık karşılaşılan binaların yapısal özellikleri göz önüne alınarak, beş katlı dört tip çerçeve üzerinde durulmuştur. Bu tipler, tüm katların yassı kirişli olması, tüm katların sarkan kirişli olması, birinci katın yassı kirişli diğer katların sarkan kirişli olması ve birinci katın sarkan kirişli diğer katların yassı kirişli olması şeklindedir. Bu çerçevelerin sabit ve hareketli yüklerle ve 1975 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'e göre eşdeğer yatay yük hesabıyla bulunan deprem yükleri etkisinde, statik ve betonarme hesabı yapılmıştır. Daha sonra, çerçevelerin, bir bilgisayar programı ile, düşey yükler sabit tutulurken, arttırılan yatay yükler altında, I. Mertebe Teorisi'ne göre lineer olmayan hesabı yapılmıştır. Uygulamada çok karşılaşılan yapısal hatalardan bazıları matematik modellere yansıtılarak, bunların yatay yük taşıma kapasitesinde ne düzeyde değişikliklere neden olabilecekleri parametrik çalışmanın bir parçası olarak ele alınmıştır. Değerlendirme yöntemleri için önemli bir ölçüt oluşturacağı düşünülerek, sadece düşey yüklere göre boyutlandırılmış yapıların yatay yük taşıma kapasiteleri ve daha önce tanımlanan hataların bu sonuç üzerindeki etkileri de ayrıca incelenerek çalışmaya eklenmiştir. Son olarak da, çerçeve tiplerinden biri için, aynı bilgisayar programı ile SAP 2000 programı datası hazırlanıp, çözümlenerek, hesapların doğruluğu kontrol edilmiştir.

COMPARISON OF METHODS OF STRUCTURAL ANALYSIS AND POSSIBLE NONLINEAR BEHAVIOR OF TYPICAL LOW RISE REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

SUMMARY

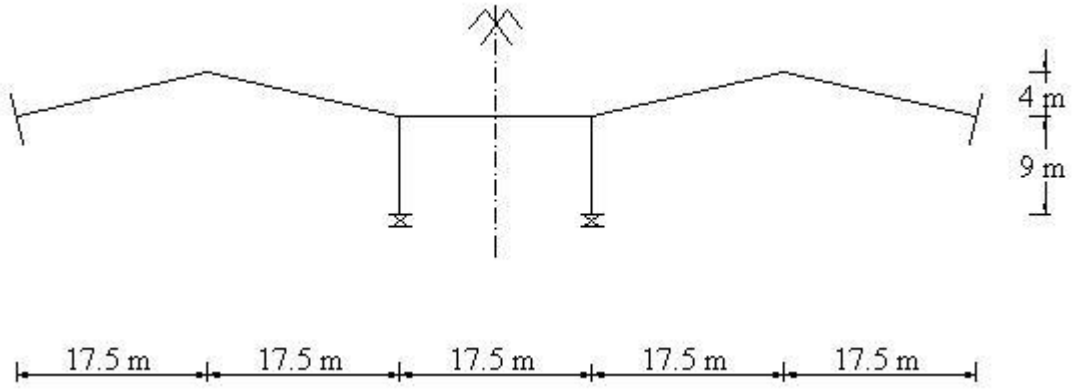
This Master of Science thesis submitted involves two main parts namely, Comparison of Methods of Structural Analysis and Possible Nonlinear Behavior of Typical Low Rise Buildings.

In the first part; one storey three bay structure has been designed employing traditional force method for preliminary analysis and matrix displacement method for dead and live loads and for support settlement analysis and matrix force method for the analysis of uniform temperature change and earthquake loadings. Special attention has been forwarded to the applications of matrix displacement method for which substructuring technique in two levels have been utilised to shorten the analysis. Doing that, the linearly varying parts of 35 m length first and last bays have been handled easily. The load case of uneven support settlements have been divided to two parts, so that one of them was symmetrical support settlement while the other one was asymmetrical support settlements for which only one half of the structure was enough to be considered be cause of the symmetry exist in the structure. Because of the long span of the first and third bays not only the lateral earthquake forces but the vertical earthquake forces have been considered in design.

In the second part of the study four groups of 2D frames have been analized, taking into consideration the material nonlinearity and the failure loads and limit loads according to the first order theory have been calculated. Special attention has been exercized in the definition and on the design of sample structure satisfying all the code requirements which were valid at the period of original design. Then in the second stage of this parametric work the most probable deficiencies to be encountered in site have been selected and transferred into the mathematical models used. Low concrete compressive strengths, low ratio of confinement and longitidinal bars and relatively high axial forces are some of the factors changed from the proper design. For having a criteria for classification of existing structure a special design have been performed considering just the vertical dead and live loads but not earthquake forces. It was interesting to see the lateral load capacity of that particular structure which has been analized even for several hypotetical deficiencies. The results have been compared for having a reference. For making the results of nonlinear analysis more reliable the data prepared has been transferred to the data required by SAP 2000 and executed.

1. GİRİŞ

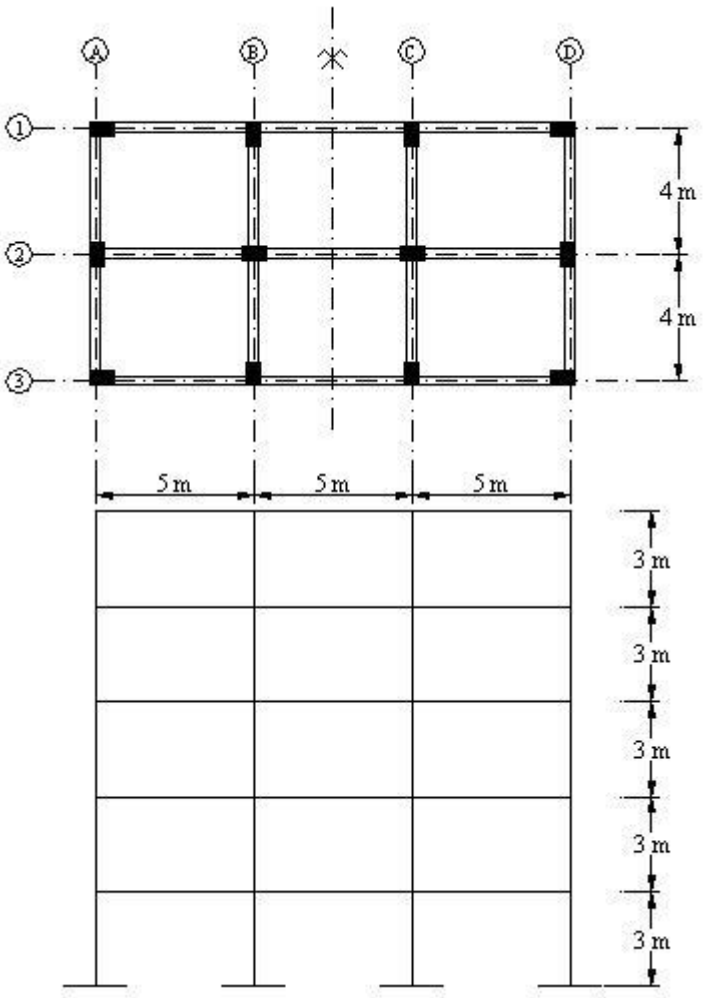
Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışma iki ana bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde, Şekil 1.1'de verilen, tek katlı üç açıklıklı endüstri yapısı incelenerek, önce ön boyutlandırılması, daha sonra çeşitli yükleme durumları için farklı hesap yöntemleri kullanılarak kesin hesabı yapılmıştır. Kesin hesap sonucunda elde edilen kesit tesirlerinin süperpozisyonları göz önünde bulundurularak en elverişsiz etkilere göre kesit betonarme hesapları yapılmıştır.



Şekil 1.1. İncelenen Çerçeve Sistemi

İkinci bölümde ise tipik kat planı ile birlikte Şekil 1.2'de gösterilen, az katlı (5-6 kat), perde gerektirmeyen çerçevelerin deprem güvenliklerinin saptanması konusunda katkılar oluşturacak bir çalışma yapılmıştır. Mevcut az katlı betonarme binaların yaygın olarak karşılaşılan birtakım yapısal özellikleri göz önünde tutularak, bunlar 4 tip, 5 katlı çerçeve içinde bir araya getirilmiş ve üzerinde durulmuştur. 1975 Deprem Yönetmeliği, [1], esas alınarak bu çerçeveler örnek olmak üzere dikkatlice boyutlandırılıp, düşey yükler sabit tutulurken arttırılan yatay yükler altında malzeme yönünden lineer olmayan davranış incelenmiştir.

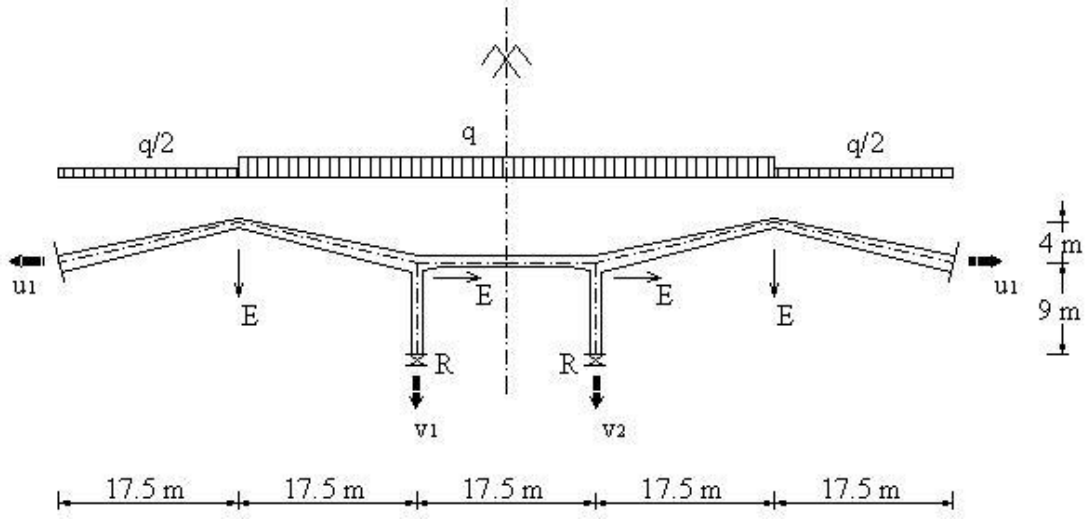
Beton basınç dayanımının istenen seviyede olmaması, donatı miktarının hesap edilenden düşük olması ve projelendirme aşamasında hatalar olması gibi bazı istenmeyen durumların yapı yatay yük taşıma kapasitesine ve süneklik düzeylerine etkilerinin ne seviyede olabileceğinin üzerinde durulmuştur.



Şekil 1.2. Yapı Tipik Kat Planı ve 2-Aksı Çerçevesi

2. YAPI SİSTEMLERİNİN HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

2.1. Seçilen Sistemin Özellikleri



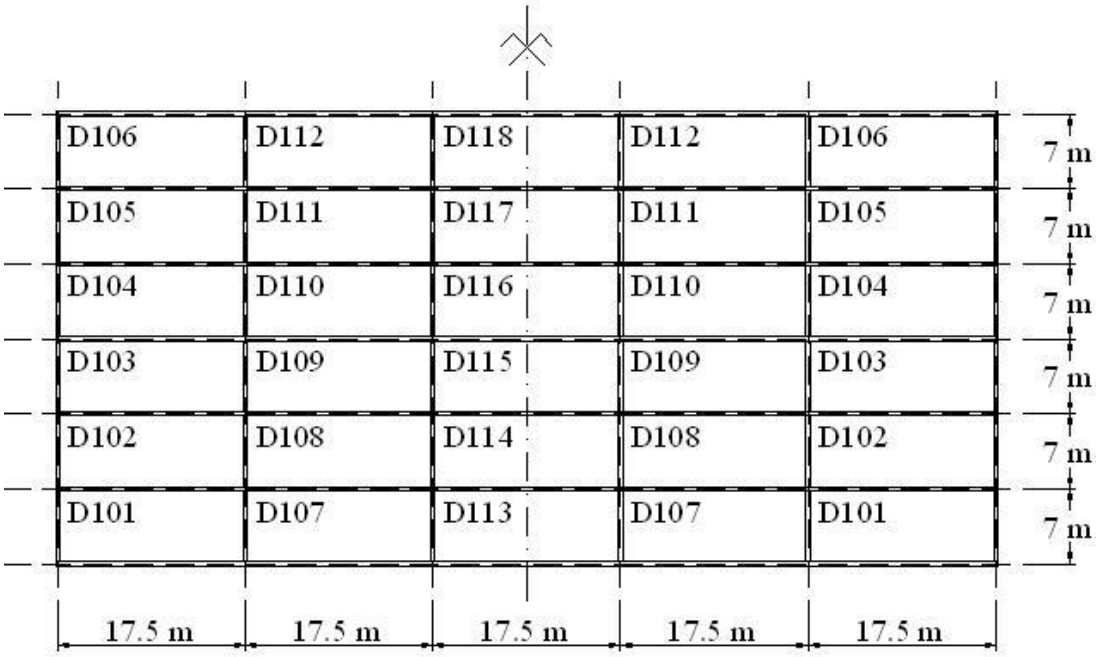
Şekil 2.1. Sistemin Geometrik Özellikleri ve Yüklemeler

Sistem	: Betonarme
Malzeme	: BS 30 – BÇ III
Çerçeve Aralığı	: b = 7.00 m
Hareketli (İlave) Yükler	: q = 1.50 kN/m^2

Yükleme durumları ve kullanılacak hesap yöntemleri:

1. Ön Boyutlandırma	: Kuvvet Yöntemi
2. Sabit Yükler	: Matris Yerdeğiştirme Yöntemi
3. Hareketli Yükler	: Matris Yerdeğiştirme Yöntemi
4. Mesnet Çökmeleri	: Matris Yerdeğiştirme Yöntemi
5. E Yüklemesi	: Matris Kuvvet Yöntemi
6. t = ± 25ºC Düzgün Sıcaklık Değişimi	: Matris Kuvvet Yöntemi

2.2. Döşeme Hesabı



Şekil 2.2. Döşeme Planı

Döşeme hesabında TS 500, [2],'de verilen formüllerden faydalanılmıştır.

$$L_{uzun} / L_{kısa} = 17.50 / 7.00 = 2.5 > 2 \quad (1.1)$$

olduğundan döşemelerin tek doğrultuda çalıştığı kabul edilir. Tek doğrultuda çalışan döşemeler için döşeme kalınlığı;

$$h_{fmin} \geq \frac{L_p}{30} = \frac{700}{30} = 23.33 \text{ cm} \quad (1.2)$$

olur. Döşeme kalınlığını küçültmek amacıyla büyük açıklık yardımcı kirişlerle bölünecektir. Çift doğrultuda çalışan döşemelerde, döşemenin dört kenarından da sürekli olduğu kabul edilerek hesap yapılmıştır.

- **Açıklığın tek yardımcı kirişle bölünmesi durumunda:**

$L_{uzun} / L_{kısa} = 8.75 / 7.00 = 1.25 < 2 \rightarrow$ Çift Doğrultuda Çalışan Döşeme

$$h_{fmin} \geq \frac{l_{sn}}{15 + \frac{20}{m}} \left(1 - \frac{\alpha_s}{4} \right) \quad (1.3)$$

m = 1,28

α_s = 1 (4 kenarından sürekli döşeme)

$$h_{fmin} \geq \frac{700}{15+\frac{20}{1.25}} (1 - \frac{1}{4}) = 16.9 \text{ cm}$$

- **Açıklığın iki yardımcı kirişle bölünmesi durumunda:**

$L_{uzun} / L_{kısa}$ = 7.00 / 5.83 = 1.2 < 2 → Çift Doğrultuda Çalışan Döşeme

$$h_{fmin} \geq \frac{583.3}{15+\frac{20}{1.2}} (1 - \frac{1}{4}) = 13.8 \text{ cm}$$

- **Açıklığın üç yardımcı kirişle bölünmesi durumunda:**

$L_{uzun} / L_{kısa}$ = 7.00 / 4.375 = 1.6 < 2 → Çift Doğrultuda Çalışan Döşeme

$$h_{fmin} \geq \frac{437.7}{15+\frac{20}{1.6}} (1 - \frac{1}{4}) = 11.9 \text{ cm}$$

- **Açıklığın dört yardımcı kirişle bölünmesi durumunda:**

$L_{uzun} / L_{kısa}$ = 7.00 / 3.50 = 2 → Tek Doğrultuda Çalışan Döşeme

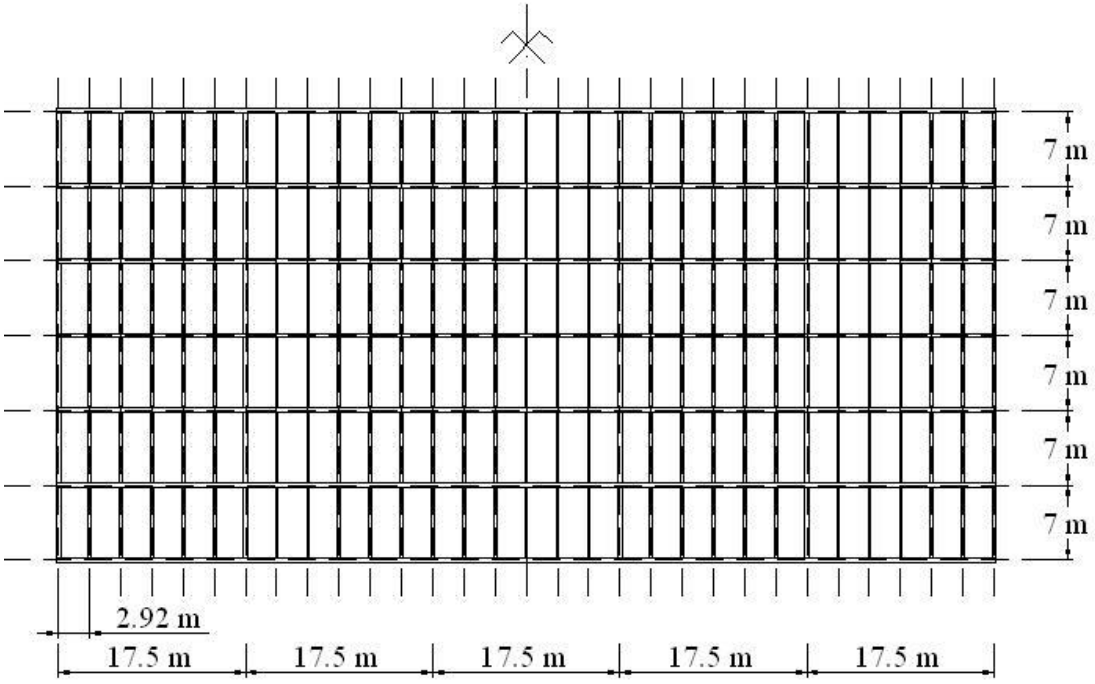
$$h_{fmin} \geq \frac{350}{30} = 11.7 \text{ cm}$$

- **Açıklığın beş yardımcı kirişle bölünmesi durumunda:**

$L_{uzun} / L_{kısa}$ = 7.00 / 2.916 = 2.4 > 2 → Tek Doğrultuda Çalışan Döşeme

$$h_{fmin} \geq \frac{291.6}{30} = 9.7 \text{ cm}$$

Döşeme kalınlığı h_f=10 cm seçilmiştir. Yardımcı kirişlerin ilave edilmesiyle elde edilen yeni döşeme planı Şekil 2.3'de gösterilmiştir.



Şekil 2.3. Yardımcı Kirişli Yeni Döşeme Planı

Yük Analizi:

D101 – D112 döşemelerinde;

Betonarme döşeme	(10 cm)	: 0.10 x 25 / 0.9749	= 2.56 kN/m^2
İzolasyon		:	= 0.20 kN/m^2
Koruyucu beton	(3 cm)	: 0.03 x 22 / 0.9749	= 0.68 kN/m^2
Sıva	(2 cm)	: 0.02 x 20 / 0.9749	= 0.41 kN/m^2
		+	
	Toplam sabit yük	:	g = 3.85 kN/m^2
	Hareketli yük (ilave yük)	:	q = 1.50 kN/m^2

D113 – D118 döşemelerinde;

Betonarme döşeme	(10 cm)	: 0.10 x 25	= 2.50 kN/m^2
İzolasyon		:	= 0.20 kN/m^2
Koruyucu beton	(3 cm)	: 0.03 x 22	= 0.66 kN/m^2
Sıva	(2 cm)	: 0.02 x 20	= 0.40 kN/m^2
		+	
	Toplam sabit yük	:	g = 3.76 kN/m^2
	Hareketli yük (ilave yük)	:	q = 1.50 kN/m^2

Döşemelerin statik ve betonarme hesapları, yapı boyunca bir metre genişliğinde sürekli kiriş kabulü ile yapılmıştır. Hesap yükü;

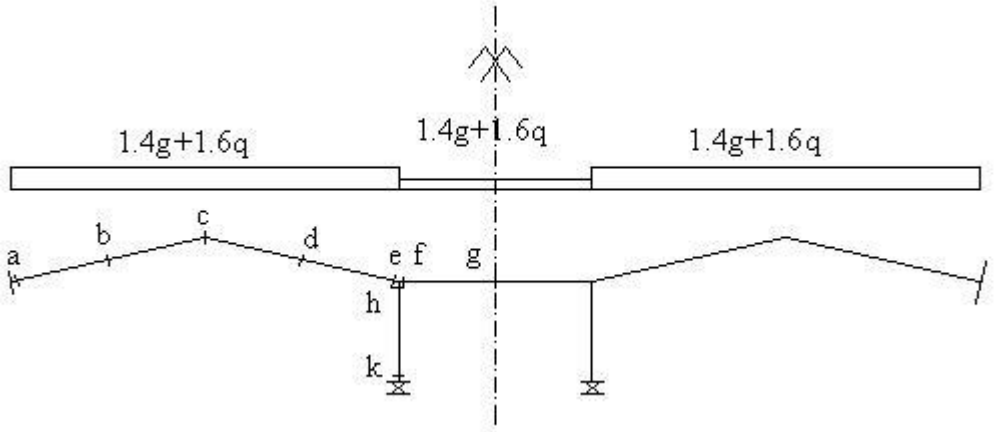
$$P = 1.4g + 1.6q \tag{1.4}$$

olarak alınmıştır, [2]. Kesit hesaplarında kullanılacak moment değerleri [2]'de verilen formüller yardımıyla hesaplanmıştır.

Döşemelerin statik ve betonarme hesapları Tablo 2.1 ve Tablo 2.2'de gösterilmiştir.

2.3. Ön Boyutlandırma

Ön boyutlandırmada yapı yükleri ve ilave yükler birlikte göz önünde tutulmuş, ilave yükler sistem boyunca sabit kabul edilmiştir. Doğru eksenli çubukların eksenel boy değişimleri ihmal edilmiştir. Sistem simetrik olduğundan yarısı ile hesap yapılmıştır. Sistem ve kesitler Şekil 2.4'de gösterilmiştir.



Şekil 2.4. Sistem ve Kritik Kesitler

Ön boyutlandırmada çerçevenin tüm çubukları sabit kesitli kabul edilmiştir. Kirişlerde yükseklik L/15 ve L/20 değerlerine yakın seçilmiştir.

Seçilen kesitler:

Kırık çubukta : b=40 cm, h=200 cm,
Orta açıklıkta : b=40 cm, h=100 cm,
Kolonlarda : b=40 cm, h=80 cm'dir.

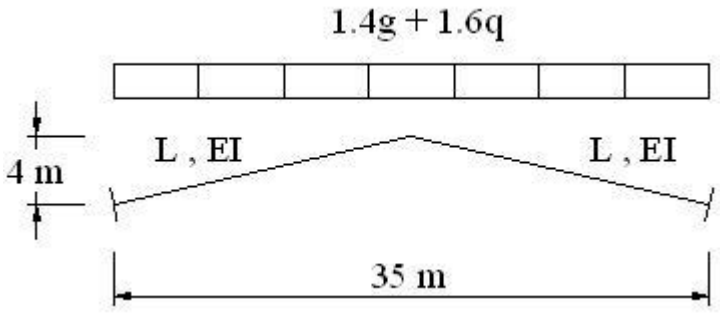
Kırık çubuk Şekil 2.5'deki gibi sistemden ayrılarak incelenmiş ve kuvvet yöntemi kullanılarak M diyagramı elde edilmiştir, [3].

Tablo 2.1. Döşeme Açıklık Momentleri ve Betonarme Hesapları

Döşeme		p_d	l	Açıklık Momentleri	Betonarme Hesap BS30 / BÇIII			Seçilen Donatı Düz	Seçilen Donatı Pilye	Toplam Donatı
d (m)	0.085	(kN/m)	(m)	(kNm/m)	A_s	A_{smin}	A_s (mm^2)	mm^2/mm	mm^2/mm	mm^2/mm
D101/A		7.79	2.92	6.02	202	170	202	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335
D101/B		7.79	2.92	4.42	147	170	170	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335
D101/C		7.79	2.92	4.42	147	170	170	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335
D101/D		7.79	2.92	4.42	147	170	170	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335
D101/E		7.79	2.92	4.42	147	170	170	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335
D101/F		7.79	2.92	6.02	202	170	202	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335
D113/A		7.66	2.92	5.92	199	170	199	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335
D113/B		7.66	2.92	4.34	145	170	170	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335
D113/C		7.66	2.92	4.34	145	170	170	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335
D113/D		7.66	2.92	4.34	145	170	170	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335
D113/E		7.66	2.92	4.34	145	170	170	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335
D113/F		7.66	2.92	5.92	199	170	199	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335

Tablo 2.2. Döşeme Mesnet Momentleri ve Betonarme Hesapları

Döşeme	p_d	l	Mesnet Momentleri	Betonarme Hesap BS30 / BÇIII			Mevcut Donatı	İlave Donatı	Toplam Donatı
d (m) 0.085	(kN/m)	(m)	(kNm/m)	A_s	A_{smin}	A_s (mm^2)	mm^2/mm	mm^2/mm	mm^2/mm
D101/A - Kenar	7.79	2.92	2.77	91	170	170	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335
D101/A - D101/B	7.79	2.92	7.38	249	170	249	ϕ 8 / 150	-	335
D101/B - D101/C	7.79	2.92	6.64	223	170	223	ϕ 8 / 150	-	335
D101/C - D101/D	7.79	2.92	6.64	223	170	223	ϕ 8 / 150	-	335
D101/D - D101/E	7.79	2.92	6.64	248	170	248	ϕ 8 / 150	-	335
D101/E - D101/F	7.79	2.92	7.38	249	170	249	ϕ 8 / 150	-	335
D101/F - Kenar	7.79	2.92	2.77	91	170	170	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335
D113/A - Kenar	7.66	2.92	2.72	90	170	170	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335
D113/A - D113/B	7.66	2.92	7.26	245	170	245	ϕ 8 / 150	-	335
D113/B - D113/C	7.66	2.92	6.53	220	170	220	ϕ 8 / 150	-	335
D113/C - D113/D	7.66	2.92	6.53	220	170	220	ϕ 8 / 150	-	335
D113/D - D113/E	7.66	2.92	6.53	244	170	244	ϕ 8 / 150	-	335
D113/E - D113/F	7.66	2.92	7.26	245	170	245	ϕ 8 / 150	-	335
D113/F - Kenar	7.66	2.92	2.72	90	170	170	ϕ 8 / 300	ϕ 8 / 300	335

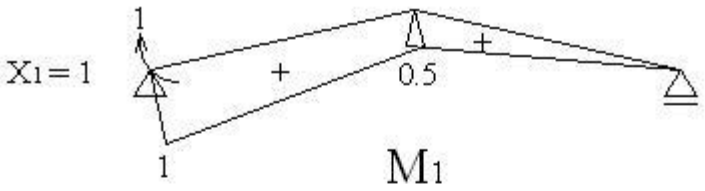


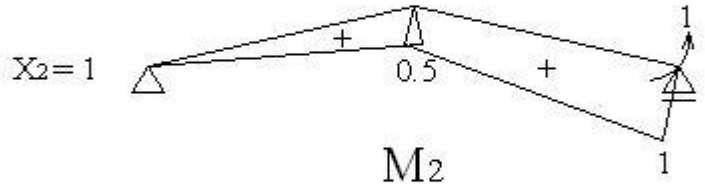
Şekil 2.5. Kırık Çubuk

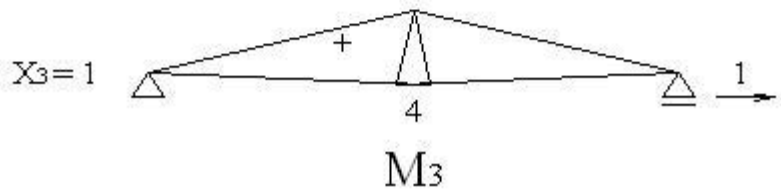
Hiperstatik bilinmeyenler:



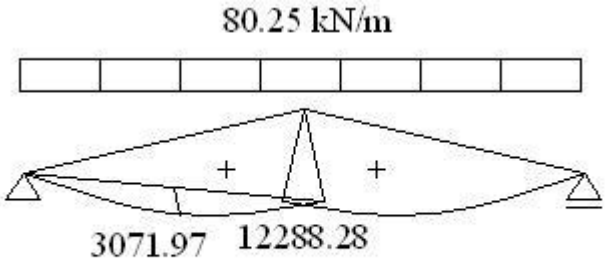
X = 1 yüklemeleri:







X = 0 yüklemesi:



M_0

Katsayılar matrisi terimleri:

$EI\delta_{11} = 11.967$

$EI\delta_{22} = 11.967$

$EI\delta_{12} = EI\delta_{21} = 5.983$

$EI\delta_{13} = EI\delta_{31} = 35.900$

$EI\delta_{23} = EI\delta_{32} = 35.900$

$EI\delta_{33} = 191.467$

Yükleme matrisi terimleri:

$EI\delta_{10} = 147048.17$

$EI\delta_{20} = 147048.17$

$EI\delta_{30} = 735241.95$

Geometrik süreklilik denklemleri:

$$EI\begin{bmatrix} 11.967 & 5.983 & 35.900 \\ 5.983 & 11.967 & 35.900 \\ 35.900 & 35.900 & 191.467 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{bmatrix} + EI\begin{bmatrix} 147048.17 \\ 147048.17 \\ 735241.95 \end{bmatrix} = 0$$

Geometrik süreklilik denklemleri çözülerek bilinmeyenler elde edilmiş ve (1.5) bağıntısıyla M değerleri hesaplanmıştır.

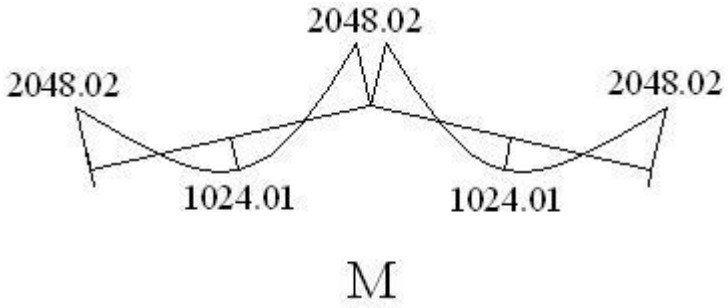
$$M = M_0 + M_1X_1 + M_2X_2 + M_3X_3 \qquad (1.5)$$

Hiperstatik bilinmeyenler ve M diyagramı:

$X_1 = -2048.08$ kN/m

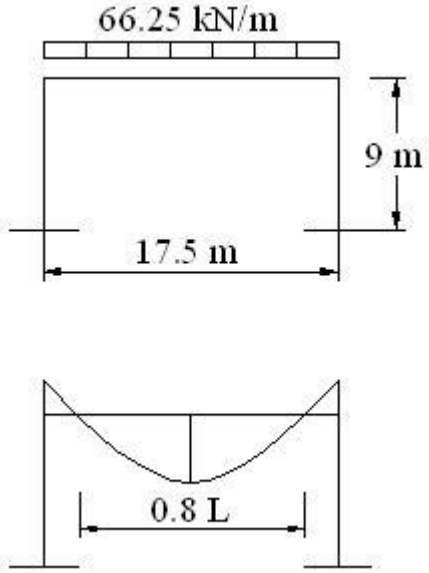
$X_2 = -2048.08$ kN/m

$X_3 = -3072.04$ kN



Şekil 2.6. Kırık Çubuk M Diyagramı

Orta açıklık, tek katlı tek açıklıklı bir çerçeve gibi düşünülerek sistemden ayrılmış ve yaklaşık hesapla kesit tesirleri bulunmuştur.



Açıklık ortasındaki moment değeri:

$$M = \frac{q(0.8L)^2}{8} = 1623.31 \text{ kN/m}$$

Açıklık mesnetindeki moment değeri:

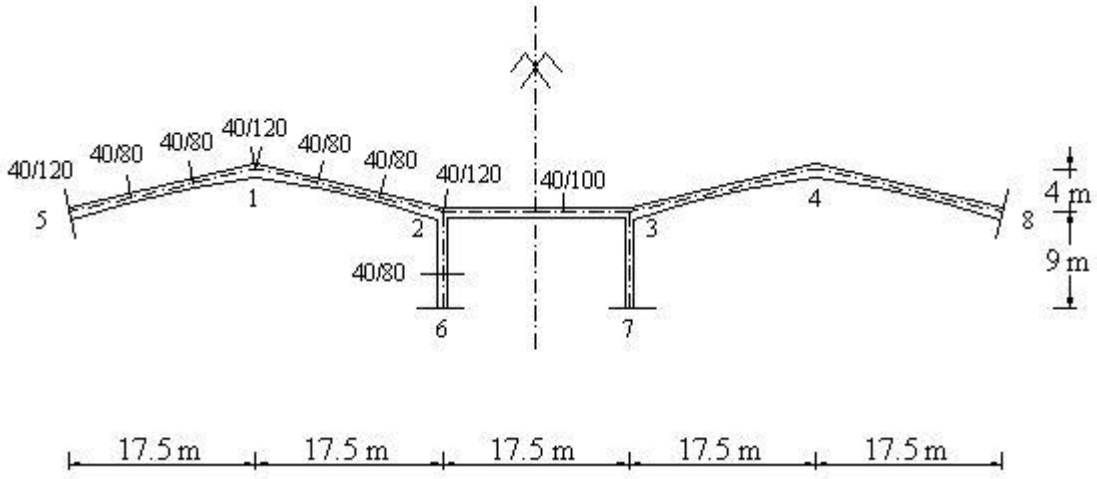
$$M = \frac{q0.8L}{2} 0.1L = 81.16 \text{ kN/m}$$

Kolonlarda moment ve normal kuvvet:

$$M = 81.16 \text{ kN/m}$$

$$N = \frac{qL}{2} = 57.97 \text{ kN}$$

Elde edilen kesit tesirleriyle sistemin çeşitli kesitlerinde betonarme hesaplar yapılmış, kesit boyutları değiştirilerek tahkikler tekrarlanmıştır. Bunların sonucunda, uygulanacak kesitler Şekil 2.7'de gösterilmiştir.



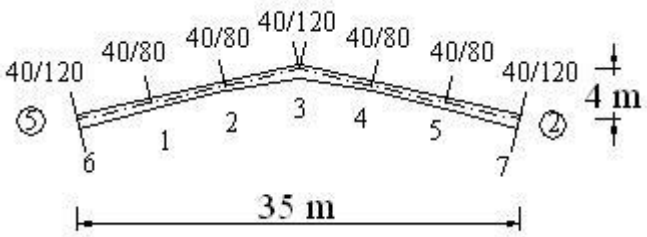
Şekil 2.7. Ön Boyutlandırma İle Elde Edilen Kesitler

2.4. Çözümde Ardışık Alt Sistemler Kullanma

Yapılan ön boyutlandırma sonucunda, 5-2 kırık çubuğunun Şekil 2.7'de gösterildiği gibi değişken ve sabit kesitli çubuklardan oluşan bir sistem olarak boyutlandırılması uygun görülmüştür. Sistemi bir bütün olarak ele alıp çözmek yerine, 5-2 kırık çubuğunu sistemin bir alt sistemi olarak ele alıp çözümledikten sonra, sistemin tamamında çözüme gitmek hesaplamalarda kolaylık sağlayacaktır. Bu kısımda 5-2 kırık çubuğu bir alt sistem olarak incelenmiştir.

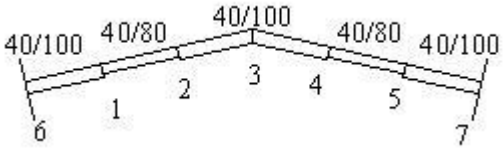
2.4.1. 5-2 Kırık Çubuğu

Kırık çubuk kesitleri ve bu kısımda kullanılacak düğüm noktası numaraları Şekil 2.8'de gösterilmiştir.



Şekil 2.8. Kırık Çubuk Kesitleri ve Boyutları

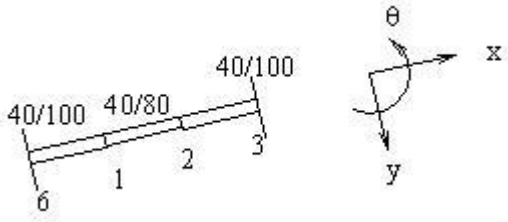
Yapılacak hesaplarda kesitler Şekil 2.9'daki gibi kabul edilmiştir.



Şekil 2.9. Hesapta Kullanılacak Kırık Çubuk Kesitleri

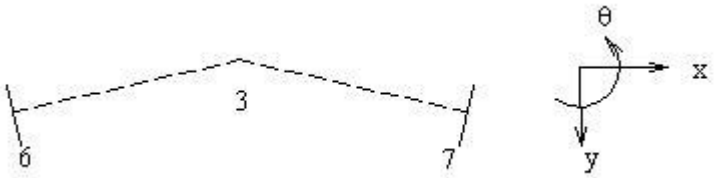
Kırık çubuğun çözümünde alt sistem kullanımı iki farklı yoldan gerçekleştirilebilir:

1. İki kademeli alt sistem kullanılarak 6-7 fiktif çubuğuna ulaşılabilir. İlk olarak 3-6 çubuğu ele alınır. 3-6 çubuğunun da, 1-6, 1-2 ve 2-3 çubuklarının oluşturduğu bir çubuk sistemi olduğu görülmektedir.



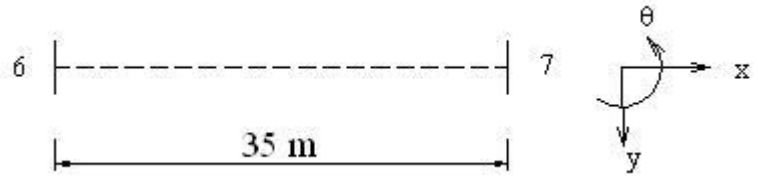
Şekil 2.10. 3-6 Çubuğu ve Eksen Takımı

Bu durumda 3-6 çubuk sisteminin, 6-7 kırık çubuğunun bir alt sistemi olduğu, 3-6 çubuğu oluşturulduktan sonra 3-7 çubuğunun da kolayca elde edilebileceği ve öncelikle 3-6 çubuğunun rijitlik matrisinin kurulması gerektiği söylenebilir. 3-6 çubuğunun rijitlik matrisinin elde edilmesi için, 1-6, 1-2 ve 2-3 çubuklarının rijitlik matrislerinin oluşturulması, Şekil 2.10'daki 3-6 sistem eksenine dönüştürülmesi, aynı düğüm noktalarına ait terimlerin toplanması, 1 ve 2 düğüm noktalarının elenmesi gerekmektedir. Bu eleme işlemine "statik indirgeme" adı verilir. Statik indirgeme sonucu elde edilen 3-6 çubuğu rijitlik matrisine dönüştürme işlemi uygulanarak 3-7 çubuğunun rijitlik matrisine ulaşılır.



Şekil 2.11. 3-6 ve 3-7 Fiktif Çubukları

3-6 ve 3-7 çubukları sistem eksen takımına döndürülüp, toplanıp, statik indirgeme uygulanırsa 6 ve 7 düğüm noktaları arasında olduğu varsayılan Şekil 2.12'deki fiktif çubuk ve ona ait rijitlik matrisi elde edilir.



Şekil 2.12. 6-7 Fiktif Çubuğu ve Sistem Eksen Takımı

2. İkinci yol ise tek kademeli alt sistem kullanarak çözüme ulaşmaktır. 1-6, 1-2, 2-3, 3-4, 4-5, 5-7 çubuklarının her birinin rijitlik matrisi oluşturulur. Bu çubukların her biri Şekil 2.12'deki sistem eksen takımına dönüştürülür, toplanır ve 1, 2, 3, 4 ve 5 numaralı düğüm noktalarının elenmesiyle 6-7 fiktif çubuğu ve rijitlik matrisi elde edilmiş olur.

2.4.2. İki Kademeli Alt Sistem Kullanarak Çözüm

İlk adımda 3-6 çubuğunu oluşturan 1-6, 1-2 ve 2-3 çubuklarının rijitlik matrisleri kurulmuş ve Şekil 2.10'daki eksen takımına dönüştürülmüştür.

1-6 çubuğunun ortak eksen takımındaki rijitlik matrisi:

		K_{1x6x}			
1115029.02	0.00	279513.13	557514.51	0.00	-279513.13
0.00	2780853.52	0.00	0.00	-2780853.52	0.00
279513.13	0.00	93423.69	279513.13	0.00	-93423.69
557514.51	0.00	279513.13	1115029.02	0.00	-279513.13
0.00	-2780853.52	0.00	0.00	2780853.52	0.00
-279513.13	0.00	-93423.69	-279513.13	0.00	93423.69

1-2 çubuğunun ortak eksen takımındaki rijitlik matrisi:

		K_{1x2x}			
595906.44	0.00	-149380.58	297953.22	0.00	149380.58
0.00	2353029.90	0.00	0.00	-2353029.90	0.00
-149380.58	0.00	49928.55	-149380.58	0.00	-49928.55
297953.22	0.00	-149380.58	595906.44	0.00	149380.58
0.00	-2353029.90	0.00	0.00	2353029.90	0.00
149380.58	0.00	-49928.55	149380.58	0.00	49928.55

2-3 çubuğunun ortak eksen takımındaki rijitlik matrisi:

		K_{2x3x}			
1115029.02	0.00	-279513.13	557514.51	0.00	279513.13
0.00	2780853.52	0.00	0.00	-2780853.52	0.00
-279513.13	0.00	93423.69	-279513.13	0.00	-93423.69
557514.51	0.00	-279513.13	1115029.02	0.00	279513.13
0.00	-2780853.52	0.00	0.00	2780853.52	0.00
279513.13	0.00	-93423.69	279513.13	0.00	93423.69

Daha sonra, 1, 2, 3 ve 6 düğüm noktalarına ait terimler bir matriste toplanarak ifade edilmiştir, (Bknz, Tablo 2.3). Bu matriste 1 ve 2 düğüm noktaları elenmesiyle 3-6 çubuğu rijitlik matrisine ulaşılmıştır. Eleme işlemi Gauss Eleminasyon Yöntemiyle yapılmıştır, (Bknz, Tablo 2.4).

1.Statik indirgeme sonucu elde edilen 3-6 fiktif çubuğuna ait rijitlik matrisi:

		K_{3x6x}			
342053.29	0.00	30086.29	198035.40	0.00	-30086.29
0.00	873982.54	0.00	0.00	-873982.54	0.00
30086.29	0.00	3351.99	30086.29	0.00	-3351.99
198035.40	0.00	30086.29	342053.29	0.00	-30086.29
0.00	-873982.54	0.00	0.00	873982.54	0.00
-30086.29	0.00	-3351.99	-30086.29	0.00	3351.99

3-6 fiktif çubuğunun elde edilmesiyle birinci adım tamamlanmıştır. İkinci adımda 3-6 çubuğu döndürülerek 3-7 çubuğu elde edilmiş ve bunlar da Şekil 2.11'deki sistem eksen takımına dönüştürülerek, bir matriste toplanmıştır. 3 numaralı düğüm noktası elenerek 6-7 fiktif çubuğuna ait rijitlik matrisi elde edilmiştir, (Bknz, Tablo 2.5).

Sistem eksen takımındaki 3-6 çubuğu rijitlik matrisi:

		K_{3x6x}			
342053.29	6703.97	29329.87	198035.40	-6703.97	-29329.87
6703.97	830754.95	-189120.68	6703.97	-830754.95	189120.68
29329.87	-189120.68	46579.57	29329.87	189120.68	-46579.57
198035.40	6703.97	29329.87	342053.29	-6703.97	-29329.87
-6703.97	-830754.95	189120.68	-6703.97	830754.95	-189120.68
-29329.87	189120.68	-46579.57	-29329.87	-189120.68	46579.57

Tablo 2.3. 1, 2, 3 ve 6 Düğüm Noktalarına Ait Rijitlik Terimleri

	1			2			3			6		
	1710935.46	0.00	130132.56	297953.22	0.00	149380.58	0.00	0.00	0.00	557514.51	0.00	-279513.13
1	0.00	5133883.43	0.00	0.00	-2353029.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2780853.52	0.00
	130132.56	0.00	143352.23	-149380.58	0.00	-49928.55	0.00	0.00	0.00	279513.13	0.00	-93423.69
	297953.22	0.00	-149380.58	1710935.46	0.00	-130132.56	557514.51	0.00	279513.13	0.00	0.00	0.00
2	0.00	-2353029.90	0.00	0.00	5133883.43	0.00	0.00	-2780853.52	0.00	0.00	0.00	0.00
	149380.58	0.00	-49928.55	-130132.56	0.00	143352.23	-279513.13	0.00	-93423.69	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	557514.51	0.00	-279513.13	1115029.02	0.00	279513.13	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	-2780853.52	0.00	0.00	2780853.52	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	279513.13	0.00	-93423.69	279513.13	0.00	93423.69	0.00	0.00	0.00
	557514.51	0.00	279513.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1115029.02	0.00	-279513.13
6	0.00	-2780853.52	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2780853.52	0.00
	-279513.13	0.00	-93423.69	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-279513.13	0.00	93423.69

Tablo 2.4. 1 ile 2 Noktalarının Elenmesiyle Elde Edilen 3-6 Rijitlik Matrisi

	1			2			3			6		
	1710935.46	0.00	130132.56	297953.22	0.00	149380.58	0.00	0.00	0.00	557514.51	0.00	-279513.13
1	0.00	5133883.43	0.00	0.00	-2353029.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-2780853.52	0.00
	0.00	0.00	133454.44	-172042.69	0.00	-61290.33	0.00	0.00	0.00	237108.97	0.00	-72164.11
	0.00	0.00	0.00	1437259.29	0.00	-235159.02	557514.51	0.00	279513.13	208579.71	0.00	-44354.11
2	0.00	0.00	0.00	0.00	4055411.39	0.00	0.00	-2780853.52	0.00	0.00	-1274557.86	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	63685.86	-188294.68	0.00	-47690.79	94345.57	0.00	-15995.07
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	342053.29	0.00	30086.29	198035.40	0.00	-30086.29
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	873982.54	0.00	0.00	-873982.54	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	30086.29	0.00	3351.99	30086.29	0.00	-3351.99
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	198035.40	0.00	30086.29	342053.29	0.00	-30086.29
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-873982.54	0.00	0.00	873982.54	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-30086.29	0.00	-3351.99	-30086.29	0.00	3351.99

Sistem eksen takımındaki 3-7 çubuğu rijitlik matrisi:

		K_{3x7x}			
342053.29	6703.97	-29329.87	198035.40	-6703.97	29329.87
6703.97	830754.95	189120.68	6703.97	-830754.95	-189120.68
-29329.87	189120.68	46579.57	-29329.87	-189120.68	-46579.57
198035.40	6703.97	-29329.87	342053.29	-6703.97	29329.87
-6703.97	-830754.95	-189120.68	-6703.97	830754.95	189120.68
29329.87	-189120.68	-46579.57	29329.87	189120.68	46579.57

2.Statik indirgeme sonucu elde edilen 6-7 fiktif çubuğuna ait rijitlik matrisi:

		K_{6x7x}			
275487.03	-62894.03	-6496.83	-48098.04	62894.03	6496.83
-62894.03	31447.02	0.00	62894.03	-31447.02	0.00
-6496.83	0.00	371.25	-6496.83	0.00	-371.25
-48098.04	62894.03	-6496.83	275487.03	-62894.03	6496.83
62894.03	-31447.02	0.00	-62894.03	31447.02	0.00
6496.83	0.00	-371.25	6496.83	0.00	371.25

2.4.3. Tek Kademeli Alt Sistem Kullanarak Çözüm

Tek kademeli alt sistem kullanarak çözümde, kırık çubuğu oluşturan tüm çubukların rijitlik matrisleri oluşturulmuştur. Bunların her biri, Şekil 2.12'deki sistem eksen takımına dönüştürülerek, toplanmış ve ara düğüm noktaları elenerek 6-7 fiktif çubuğunun rijitlik matrisi elde edilmiştir.

Tek kademeli alt sistem kullanılarak elde edilen 6-7 fiktif çubuğuna ait rijtlik matrisi:

		K_{6x7x}			
275487.03	-62894.03	-6496.83	-48098.04	62894.03	6496.83
-62894.03	31447.02	0.00	62894.03	-31447.02	0.00
-6496.83	0.00	371.25	-6496.83	0.00	-371.25
-48098.04	62894.03	-6496.83	275487.03	-62894.03	6496.83
62894.03	-31447.02	0.00	-62894.03	31447.02	0.00
6496.83	0.00	-371.25	6496.83	0.00	371.25

Tablo 2.5. 3, 6 ve 7 Düğüm Noktalarının Toplanması ve 3 no.lu Düğüm Noktasının Elenmesiyle 6-7 Fiktif Çubuğunun Rijitlik Matrisinin Elde Edilmesi

	3			6			7		
	684106.6	13407.9	0.0	198035.4	-6704.0	-29329.9	198035.4	-6704.0	29329.9
3	13407.9	1661509.9	0.0	6704.0	-830755.0	189120.7	6704.0	-830755.0	-189120.7
	0.0	0.0	93159.1	29329.9	189120.7	-46579.6	-29329.9	-189120.7	-46579.6
	198035.4	6704.0	29329.9	342053.3	-6704.0	-29329.9	0.0	0.0	0.0
6	-6704.0	-830755.0	189120.7	-6704.0	830755.0	-189120.7	0.0	0.0	0.0
	-29329.9	189120.7	-46579.6	-29329.9	-189120.7	46579.6	0.0	0.0	0.0
	198035.4	6704.0	-29329.9	0.0	0.0	0.0	342053.3	-6704.0	29329.9
7	-6704.0	-830755.0	-189120.7	0.0	0.0	0.0	-6704.0	830755.0	189120.7
	29329.9	-189120.7	-46579.6	0.0	0.0	0.0	29329.9	189120.7	46579.6

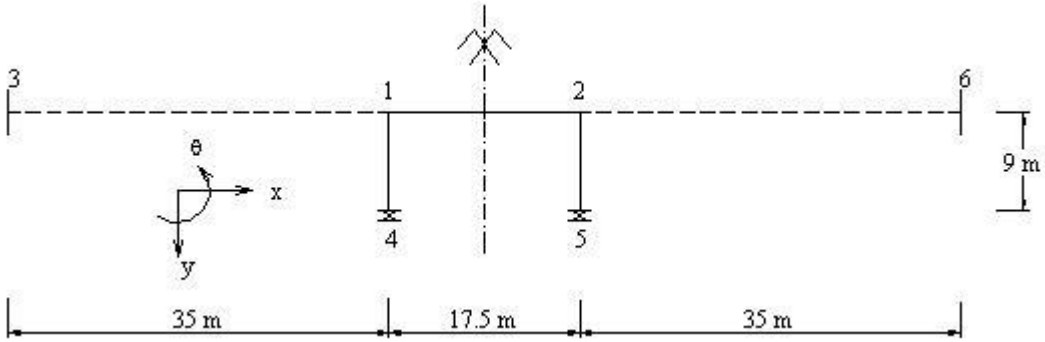
	3			6			7		
	684106.6	13407.9	0.0	198035.4	-6704.0	-29329.9	198035.4	-6704.0	29329.9
3	0.0	1661247.1	0.0	2822.6	-830623.6	189695.5	2822.6	-830623.6	-189695.5
	0.0	0.0	93159.1	29329.9	189120.7	-46579.6	-29329.9	-189120.7	-46579.6
	0.0	2822.6	29329.9	284725.9	-4763.3	-20839.5	-57327.4	1940.7	-8490.4
6	0.0	-830623.6	189120.7	-4763.3	830689.3	-189408.1	1940.7	-65.7	287.4
	0.0	189695.5	-46579.6	-20839.5	-189408.1	45322.1	8490.4	-287.4	1257.5
	0.0	2822.6	-29329.9	-57327.4	1940.7	8490.4	284725.9	-4763.3	20839.5
7	0.0	-830623.6	-189120.7	1940.7	-65.7	-287.4	-4763.3	830689.3	189408.1
	0.0	-189695.5	-46579.6	-8490.4	287.4	1257.5	20839.5	189408.1	45322.1

	3			6			7		
	684106.6	13407.9	0.0	198035.4	-6704.0	-29329.9	198035.4	-6704.0	29329.9
3	0.0	1661247.1	0.0	2822.6	-830623.6	189695.5	2822.6	-830623.6	-189695.5
	0.0	0.0	93159.1	29329.9	189120.7	-46579.6	-29329.9	-189120.7	-46579.6
	0.0	0.0	29329.9	284721.1	-3352.0	-21161.8	-57332.2	3352.0	-8168.1
6	0.0	0.0	189120.7	-3352.0	415377.5	-94560.3	3352.0	-415377.5	-94560.3
	0.0	0.0	-46579.6	-21161.8	-94560.3	23661.0	8168.1	94560.3	22918.5
	0.0	0.0	-29329.9	-57332.2	3352.0	8168.1	284721.1	-3352.0	21161.8
7	0.0	0.0	-189120.7	3352.0	-415377.5	94560.3	-3352.0	415377.5	94560.3
	0.0	0.0	-46579.6	-8168.1	-94560.3	22918.5	21161.8	94560.3	23661.0

	3			6			7		
	684106.6	13407.9	0.0	198035.4	-6704.0	-29329.9	198035.4	-6704.0	29329.9
3	0.0	1661247.1	0.0	2822.6	-830623.6	189695.5	2822.6	-830623.6	-189695.5
	0.0	0.0	93159.1	29329.9	189120.7	-46579.6	-29329.9	-189120.7	-46579.6
	0.0	0.0	0.0	275487.0	-62894.0	-6496.8	-48098.0	62894.0	6496.8
6	0.0	0.0	0.0	-62894.0	31447.0	0.0	62894.0	-31447.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	-6496.8	0.0	371.2	-6496.8	0.0	-371.2
	0.0	0.0	0.0	-48098.0	62894.0	-6496.8	275487.0	-62894.0	6496.8
7	0.0	0.0	0.0	62894.0	-31447.0	0.0	-62894.0	31447.0	0.0
	0.0	0.0	0.0	6496.8	0.0	-371.2	6496.8	0.0	371.2

2.4.4. Alt Sistemler Kullanımı İle Elde Edilen Sistem

Ardışık alt sistemler kullanımı ile elde edilen ve Matris Yerdeğiştirme Yöntemi ile yapılacak hesaplarda esas alınacak sistem Şekil 2.13' de gösterilmiştir.



Şekil 2.13. Alt Sistemler Kullanımı İle Elde Edilen Sistem

2.5. Sabit Yükler İçin Hesap

Sabit yükler için sistemin çözümünde Matris Yerdeğiştirme Yöntemi kullanılmıştır, [4]. Matris yerdeğiştirme yönteminde, önce sistemin uç yerdeğiştirme durumu geometrik uygunluk şartlarını sağlayan birbirinden lineer olarak bağımsız uç yerdeğiştirme durumlarının lineer kombinezonu olarak ifade edilir. Daha sonra, bu bağıntıda bulunan ve sistemin geometrik serbestlik derecesine eşit sayıdaki bilinmeyen katsayılar, denge şartları ve iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntıları yardımıyla belirlenerek sistemin uç yerdeğiştirme durumu elde edilir. Son olarak, tekrar denge şartları ve iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarından faydalanılarak uç yerdeğiştirmelerine bağlı olarak uç kuvvetleri bulunur.

Çözümde, kırık çubuk önceki kısımda elde edilen fiktif çubuk olarak göz önünde bulundurulmuştur. Ayrıca sistem ve yükleme simetrik olduğundan sistemin yarısı ile hesap yapmak uygundur.

Bir i düğüm noktasında birleşen elemanların ortak bir koordinat sistemine ait karşılıklı uç yerdeğiştirme bileşenleri, geometrik uygunluk şartları uyarınca birbirlerine ve dolayısıyla düğüm noktasının yerdeğiştirme bileşenlerine eşit olurlar. Bu sebeple, bütün sistem için ortak bir eksen takımı seçilerek, elemanların kendi eksenlerine göre belirlenen eleman rijitlik matrisleri bu eksen takımına göre dönüştürülmüştür.

Dönüştürme işlemi:

$$[k]_{ixix} = [T_2]_i \, [k]_{ii} \, [T_2]_i^T \tag{2.1}$$

$$[k]_{ixjx} = [T_2]_i \, [k]_{ij} \, [T_2]_j^T \tag{2.2}$$

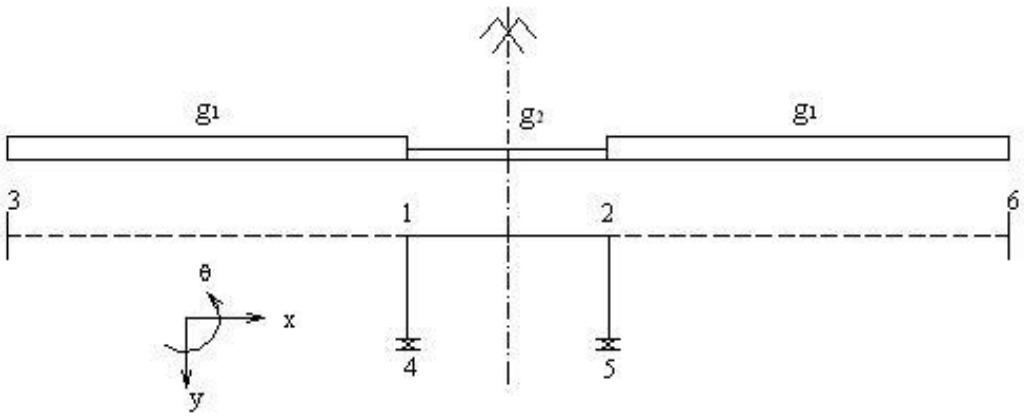
$$[k]_{jxjx} = [T_2]_j \, [k]_{jj} \, [T_2]_j^T \tag{2.3}$$

bağıntıları kullanılarak yapılmıştır. Burada $[T_2]_i$ ve $[T_2]_j$ çubuğun i ve j uçlarına ait ortogonal dönüştürme matrisleridir. Sistem ortak eksen takımı ve yükler Şekil 2.14'de gösterilmiştir.

Bu bölümde hesapta esas alınacak sabit yükler:

g_1 = 35.50 kN/m

g_2 = 35.32 kN/m'dir.



Şekil 2.14. Sabit Yükler

2.5.1. Çubuk Rijitlik Matrisleri

Ortak eksen takımındaki çubuk rijitlik matrisleri:

3-1 çubuğu:

		K_{3x1x}			
275487.03	-62894.03	-6496.83	-48098.04	62894.03	6496.83
-62894.03	31447.02	0.00	62894.03	-31447.02	0.00
-6496.83	0.00	371.25	-6496.83	0.00	-371.25
-48098.04	62894.03	-6496.83	275487.03	-62894.03	6496.83
62894.03	-31447.02	0.00	-62894.03	31447.02	0.00
6496.83	0.00	-371.25	6496.83	0.00	371.25

1-4 çubuğu:

K_{1x4x}					
242725.93	40454.32	0.00	121362.96	-40454.32	0.00
40454.32	8989.85	0.00	40454.32	-8989.85	0.00
0.00	0.00	1137777.78	0.00	0.00	-1137777.78
121362.96	40454.32	0.00	782725.93	-40454.32	0.00
-40454.32	-8989.85	0.00	-40454.32	8989.85	0.00
0.00	0.00	-1137777.78	0.00	0.00	1137777.78

1-2 çubuğu:

Çubuğun rijitlik matrisi simetri özellikleri göz önünde bulundurularak hesaplanmıştır.

k_{1x1x}		
190630.92	0.00	0.00
0.00	1901714.29	0.00
0.00	0.00	0.00

2.5.2. Yükleme Matrisleri

Sistem eksen takımındaki $[p_0]$ eleman yükleme matrisi terimleri:

3-1 çubuğu:

$[p_0]_{3x}$
1190.36
1262.11
-621.25

$[p_0]_{1x}$
-1190.36
-1262.11
-621.25

1-4 çubuğu:

Bu çubuğun üzerinde dış yük bulunmadığından yükleme matrisi terimleri sıfırdır.

$[p_0]_{1x}$
0.00
0.00
0.00

$[p_0]_{4x}$
0.00
0.00
0.00

1-2 çubuğu:

$[p_0]_{1x}$
901.40
0.00
-309.05

Düğüm noktalarına etkiyen herhangi bir yük olmadığından [q] düğüm noktası yükleme matrisi sıfırdır.

2.5.3. [S] Sistem Rijitlik Matrisinin Kurulması:

Sistemi oluşturan çubukların her birinden ilgili rijitlik matrisi terimleri bu matriste yerlerine yerleştirilmiştir. 3-1, 1-2 ve 1-4 çubuklarının birleştiği 1 numaralı düğüm noktasında, bu üç çubuktan gelen rijitlik matrisi terimleri toplanmıştır. [S] matrisinden sıfır olan yerdeğiştirmelere karşı gelen satır ve sütunlar silinmiştir.

2.5.4. Lineer Denklem Sisteminin Çözümü:

$$[S]\,[d] + [p_0] = [q] \tag{2.4}$$

lineer denklem sistemi çözülerek [d] yerdeğiştirme matrisi elde edilmiştir. Denklem sistemi ve çözümü Tablo 2.6'da verilmiştir. [S] matrisinin silinen satır ve sütunları koyu renkle gösterilmiştir. Tablo 2.6'dan da görüldüğü gibi 1 numaralı düğüm noktasının üç yerdeğiştirme değeri ve 4 numaralı düğüm noktasının dönme miktarı hesaplanmıştır. Diğer yerdeğiştirmeler mesnet koşulları sebebiyle sıfırdır.

3-1 çubuğunun ara düğüm noktalarının yerdeğiştirmeleri alt sistem özelliklerinden faydalanılarak hesaplanmıştır. 1 numaralı düğüm noktasının yerdeğiştirmeleri, Bölüm 2.4.1'deki isimlendirmeye göre alt sistemin 7 numaralı mesnetine tanımlanmış mesnet çökmeleri gibi düşünülmüştür. Bu mesnet çökmelerinin etkisinde alt sistemin ara düğüm noktalarının yerdeğiştirmeleri bulunmuştur. Tablo 2.7'de en alttaki terimden başlanarak yerine koyma yöntemiyle tüm yerdeğiştirmeler hesaplanmıştır. Daha sonra 7 numaralı mesnetteki mesnet çökmeleri kaldırılıp, alt sistemde yalnız sabit yüklerden dolayı oluşan düğüm noktası yerdeğiştirmeleri SAP 2000, [5],'le elde edilmiştir. Bu iki durum için elde edilen yerdeğiştirmeler toplanarak ara düğüm noktalarının yerdeğiştirmelerine ulaşılmıştır.

Tablo 2.6. Sabit Yükler İçin Denklem Sistemi ve Çözümü

				[S]							**[d]**		**[p_0]**		**[q]**
		3			1			4							
	275487.03	-62894.03	-6496.83	-48098.04	62894.03	6496.83					θ_3		1190.36		0.00
3	-62894.03	31447.02	0.00	62894.03	-31447.02	0.00					d_{3x}		1262.11		0.00
	-6496.83	0.00	371.25	-6496.83	0.00	-371.25					d_{3y}		-621.25		0.00
	-48098.04	62894.03	-6496.83	708843.87	-22439.71	6496.83	121362.96	-40454.32	0.00		θ_1		-288.96		0.00
1	62894.03	-31447.02	0.00	-22439.71	1942151.15	0.00	40454.32	-8989.85	0.00	*	d_{1x}	+	-1262.11	=	0.00
	6496.83	0.00	-371.25	6496.83	0.00	1138149.03	0.00	0.00	-1137777.78		d_{1y}		-930.30		0.00
				121362.96	40454.32	0.00	782725.93	-40454.32	0.00		θ_4		0.00		0.00
4				-40454.32	-8989.85	0.00	-40454.32	8989.85	0.00		d_{4x}		0.00		0.00
				0.00	0.00	-1137777.78	0.00	0.00	1137777.78		d_{4y}		0.00		0.00

θ_3		0.000000
d_{3x}		0.000000
d_{3y}		0.000000
θ_1		0.000438
d_{1x}	=	0.000657
d_{1y}		0.000815
θ_4		-0.000102
d_{4x}		0.000000
d_{4y}		0.000000

θ_1		-0.000075		-0.001515		-0.001590
d_{1x}		0.000051		0.001072		0.001123
d_{1y}		0.000236		0.006861		0.007096
θ_2		-0.000154		0.000580		0.000425
d_{2x}		0.000208		0.001255		0.001463
d_{2y}		0.000935		0.010138		0.011073
θ_3		-0.000164		0.000000		-0.000164
d_{3x}	=	0.000421	+	0.000000	=	0.000421
d_{3y}		0.001879		0.006669		0.008548
θ_4		-0.000107		-0.000580		-0.000687
d_{4x}		0.000227		-0.001255		-0.001028
d_{4y}		0.002717		0.010138		0.012855
θ_5		0.000184		0.001515		0.001699
d_{5x}		0.000255		-0.001072		-0.000817
d_{5y}		0.002582		0.006861		0.009443
		Mesnet Çökmesinden		Sabit Yüklerden		Toplam Yerdeğiştirme

2.5.5. Çubuk Uç Kuvvetlerinin Bulunması

Sistem eksen takımına ait çubuk uç kuvvetleri, uç yerdeğiştirmelerine ve yükleme matrislerine bağlı olarak:

$$[p]_{ix} = [k]_{ixix}\,[d]_{ix} + [k]_{ixjx}\,[d]_{jx} + [p_0]_{ix} \tag{2.5}$$

$$[p]_{jx} = [k]_{jxix}\,[d]_{ix} + [k]_{jxjx}\,[d]_{jx} + [p_0]_{jx} \tag{2.6}$$

bağıntıları ile hesaplanmıştır.

Çubuk eksen takımlarındaki uç kuvvetleri de:

$$[p]_i = [T_2]_i^T\,[p]_{ix} \tag{2.7}$$

$$[p]_j = [T_2]_j^T\,[p]_{jx} \tag{2.8}$$

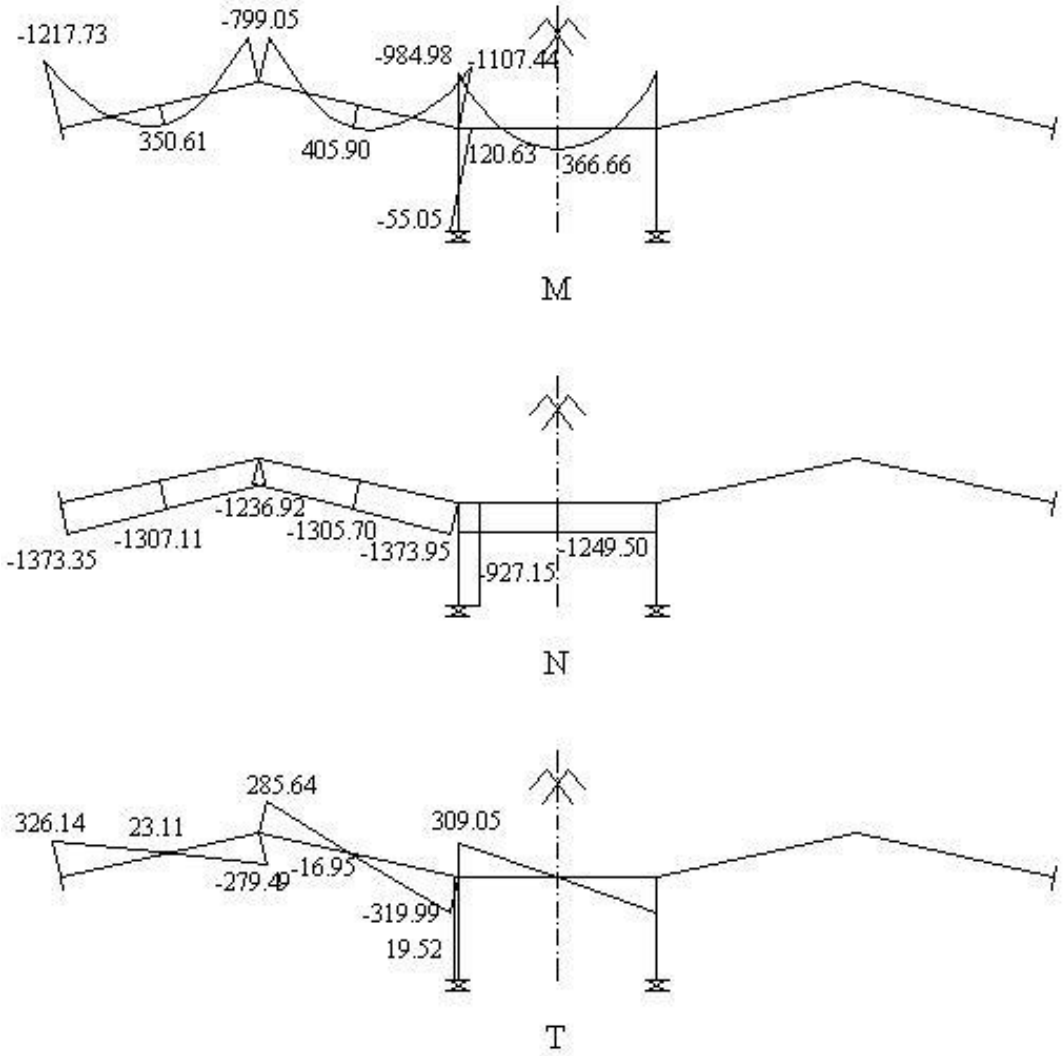
dönüşümleri ile elde edilmiştir.

Elde edilen uç kuvvetleri ile Şekil 2.15'deki M, N, T kesit tesiri diyagramları çizilmiştir.

Tablo 2.7. Yerine Koyma Yöntemiyle Hesaplanan Yerdeğiştirmeler

	1			2			3			4			5					
	1710935	28997	126861	297953	33286	145625	0	0	0	0	0	0	0	0	0	q_1		0.000
1	0	4885608	-1086206	-38335	-2239243	497818	0	0	0	0	0	0	0	0	0	d_{1x}		0.000
	0	0	140236	-176240	-28	-64399	0	0	0	0	0	0	0	0	0	d_{1y}		0.000
	0	0	0	1437259	-52399	-229247	557515	62282	272486	0	0	0	0	0	0	q_2		0.000
2	0	0	0	0	3857219	-867093	-41957	-2645150	593705	0	0	0	0	0	0	d_{2x}		0.000
	0	0	0	0	0	66958	-192992	-918	-49931	0	0	0	0	0	0	d_{2y}		0.000
	0	0	0	0	0	0	1457082	68986	-243156	557515	-62282	272486	0	0	0	q_3		0.000
3	0	0	0	0	0	0	0	3474909	406162	35887	-2644471	-596672	0	0	0	d_{3x}	=	0.000
	0	0	0	0	0	0	0	0	185385	-183643	-285067	-111643	0	0	0	d_{3y}		0.000
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1315329	-260244	-81831	297953	-33286	145625	q_4		0.000
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2381105	453760	92237	-2245265	-471473	d_{4x}		0.000
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	78929	-144666	-74483	-65372	d_{4y}		0.000
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1374717	-13005	-261404	q_5		-425.554
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2697673	579002	d_{5x}		2183.831
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	53537	d_{5y}		138.253

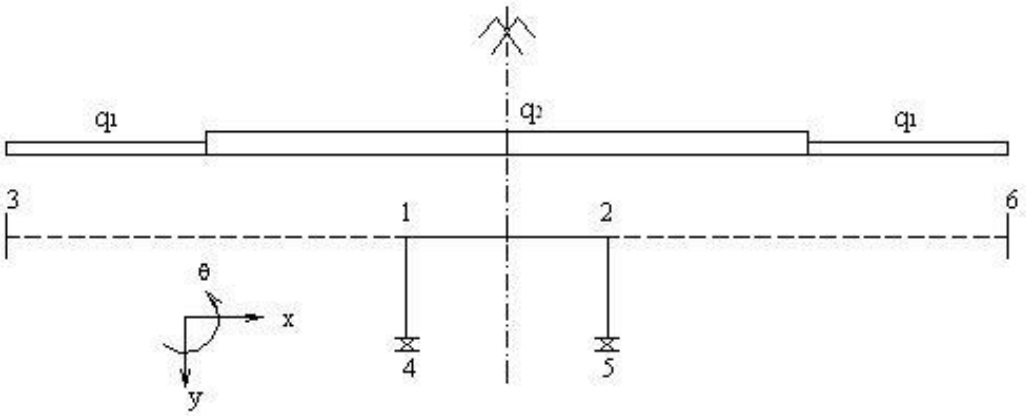
2.5.6. Sabit Yükler İçin Diyagramlar



Şekil 2.15. Sabit Yükler İçin M, N, T Diyagramları

2.6. Hareketli Yükler İçin Hesap

Sistemin hareketli yüklere göre hesabı Matris Yerdeğiştirme Yöntemine göre yapılmıştır, [4]. Bu yöntemin esasları Bölüm 2.5'de verilmiştir. Sistem ve etkiyen hareketli yükler Şekil 2.16'da gösterilmiştir.



Şekil 2.16. Hareketli Yükler

Hareketli yük değerleri:

q_1 = 5.25 kN/m

q_2 = 10.50 kN/m

2.6.1. Çubuk Rijitlik Matrisleri

Bölüm 2.5.1'de verilen rijitlik matrisleri bu bölümde de geçerlidir. Bu nedenle burada tekrar gösterilmemiştir.

2.6.2. Yükleme Matrisleri

Sistem eksen takımındaki $[p_0]$ eleman yükleme matrisi terimleri:

3-1 çubuğu:

$[p_0]_{3x}$
147.95
279.97
-108.21

$[p_0]_{1x}$
-380.16
-279.97
-167.42

1-4 çubuğu:

Bu çubuğun üzerinde dış yük bulunmadığından yükleme matrisi terimleri sıfırdır.

$[p_0]_{1x}$
0.00
0.00
0.00

$[p_o]_{4x}$
0.00
0.00
0.00

1-2 çubuğu:

$[p_0]_{1x}$
267.97
0.00
-91.88

Düğüm noktalarına etkiyen herhangi bir yük olmadığından [q] düğüm noktası yükleme matrisi sıfırdır.

2.6.3. [S] Sistem Rijitlik Matrisinin Kurulması:

Sistem rijitlik matrisinin kuruluşu Bölüm 2.5.3'de anlatılmıştır. Bu kısımda, aynı sistem üzerinde farklı bir yükleme durumu incelendiğinden sistem rijitlik matrisi değişmemiştir.

2.6.4. Lineer Denklem Sisteminin Çözümü:

Bölüm 2.5.4'deki (2.4) bağıntısına göre kurulan lineer denklem sistemi çözülerek [d] yerdeğiştirme matrisi elde edilmiştir. Denklem sistemi ve çözümü Tablo 2.8'de verilmiştir. [S] matrisinin silinen satır ve sütunları koyu renkle gösterilmiştir. 3-1 çubuğunun ara düğüm noktalarının yerdeğiştirme değerleri Bölüm 2.5.4'de anlatılan şekilde hesaplanmıştır.

2.6.5. Çubuk Uç Kuvvetlerinin Bulunması

Sistem eksen takımına ait çubuk uç kuvvetleri, Bölüm 2.5.5'de verilen (2.5) ve (2.6) bağıntıları ile hesaplanmıştır. Çubuk eksen takımlarındaki uç kuvvetleri de (2.7) ve (2.8) dönüşümleri ile elde edilmiştir.

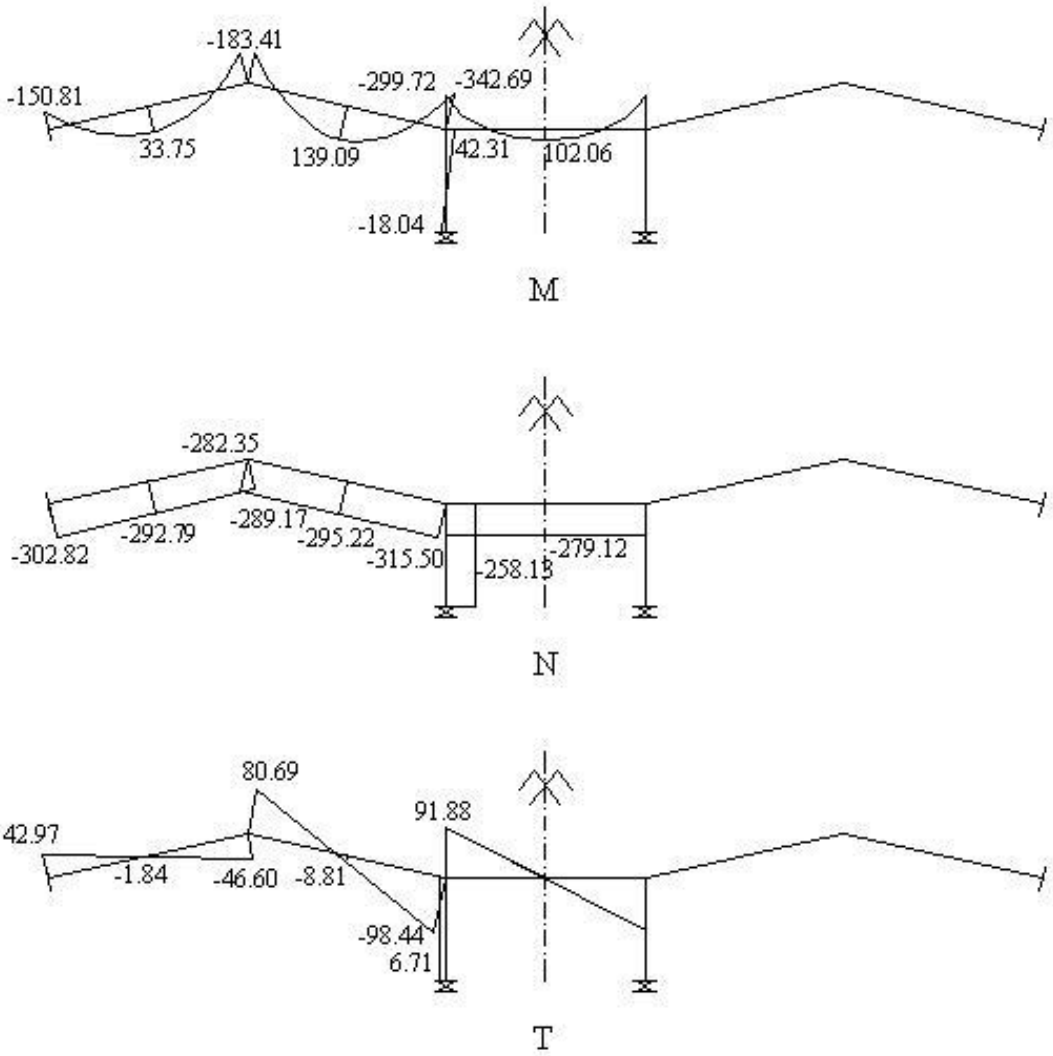
Elde edilen çubuk uç kuvvetleri ile Şekil 2.17'deki M, N, T kesit tesiri diyagramları çizilmiştir.

Tablo 2.8. Hareketli Yükler İçin Denklem Sistemi ve Çözümü

				[S]							**[d]**		**[p₀]**		**[q]**
		3			1			4							
	275487.03	-62894.03	-6496.83	-48098.04	62894.03	6496.83					θ_3		147.95		0.00
3	-62894.03	31447.02	0.00	62894.03	-31447.02	0.00					d_{3x}		279.97		0.00
	-6496.83	0.00	371.25	-6496.83	0.00	-371.25					d_{3y}		-108.21		0.00
	-48098.04	62894.03	-6496.83	708843.87	-22439.71	6496.83	121362.96	-40454.32	0.00		θ_1		-112.19		0.00
1	62894.03	-31447.02	0.00	-22439.71	1942151.15	0.00	40454.32	-8989.85	0.00	*	d_{1x}	+	-279.97	=	0.00
	6496.83	0.00	-371.25	6496.83	0.00	1138149.03	0.00	0.00	-1137777.78		d_{1y}		-259.30		0.00
				121362.96	40454.32	0.00	782725.93	-40454.32	0.00		θ_4		0.00		0.00
4				-40454.32	-8989.85	0.00	-40454.32	8989.85	0.00		d_{4x}		0.00		0.00
				0.00	0.00	-1137777.78	0.00	0.00	1137777.78		d_{4y}		0.00		0.00

θ_3		0.000000
d_{3x}		0.000000
d_{3y}		0.000000
θ_1		0.000167
d_{1x}	=	0.000147
d_{1y}		0.000227
θ_4		-0.000033
d_{4x}		0.000000
d_{4y}		0.000000

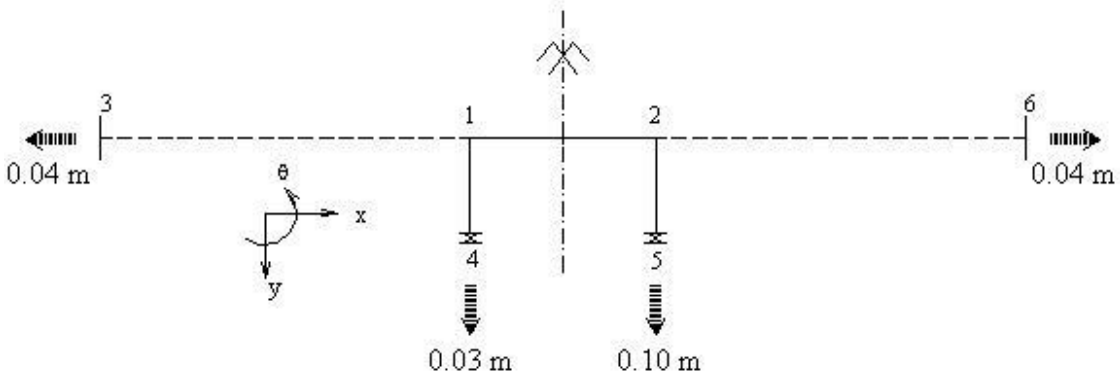
2.6.6. Hareketli Yükler İçin Diyagramlar



Şekil 2.17. Hareketli Yükler İçin M, N, T Diyagramları

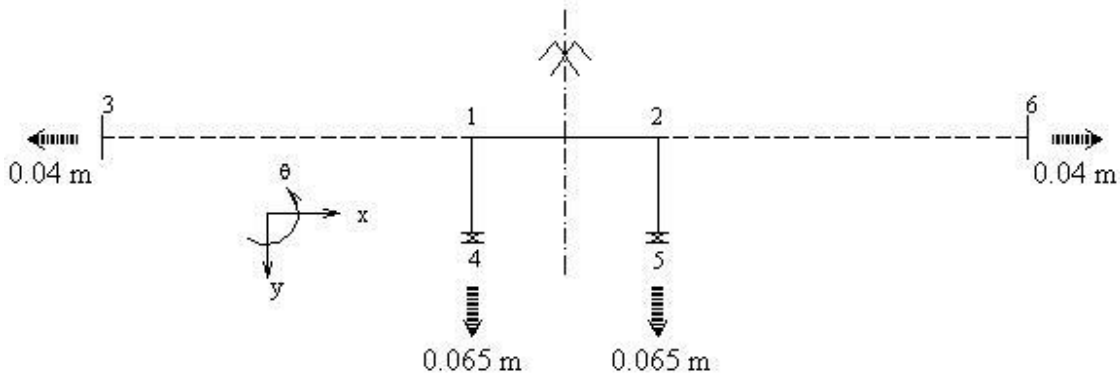
2.7. Mesnet Çökmeleri İçin Hesap

Sistemin mesnet çökmeleri için hesabı Matris Yerdeğiştirme Yöntemi'ne göre yapılmıştır, [4]. Bu yöntemin esasları Bölüm 2.5'de verilmiştir. Sistemdeki mesnet çökmeleri Şekil 2.18'de gösterilmiştir.

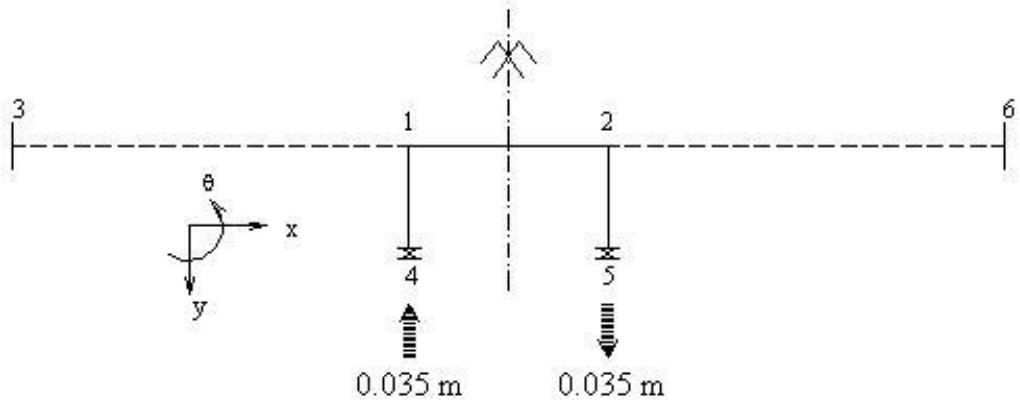


Şekil 2.18. Mesnet Çökmeleri

Görüldüğü gibi mesnet çökmelerinin farklı olmaları nedeniyle sistem yüklemeler açısından simetrik değildir. Sistem bu şekilde bir bütün olarak çözülebilir, ama bu durumda simetri özelliklerinden faydalanmak mümkün olmayacaktır. Simetri özelliklerinden faydalanmak ve sistemin yarısı ile hesap yapabilmek için Şekil 2.18'deki sistem, simetrik ve antimetrik mesnet çökmelerinden oluşan iki sisteme ayrılarak çözülmüştür. Böylece Bölüm 2.5 ve Bölüm 2.6'da olduğu gibi sistemin bir tarafı ele alınarak çözüme ulaşılmıştır. Simetrik mesnet çökmeleri Şekil 2.19'da, antimetrik mesnet çökmeleri de Şekil 2.20'de gösterilmiştir.



Şekil 2.19. Simetrik Mesnet Çökmeleri



Şekil 2.20. Antimetrik Mesnet Çökmeleri

Mesnet çökmeleri için hesapta, örneğin, j ucunda verilmiş bir $[\delta]_j$ mesnet çökmesi bulunan bir ij çubuğunun $[p_0]_i$ yükleme matrisi yerine $[k]_{ij}.[\delta]_j$ matrisi, $[p_0]_j$ yükleme matrisi yerine $[k]_{jj}.[\delta]_j$ matrisi konulur.

2.7.1. Simetrik Mesnet Çökmeleri İçin Yükleme Matrisleri

$[p_0]_{3x}=$

275487.03	-62894.03	-6496.83
-62894.03	31447.02	0.00
-6496.83	0.00	371.25

*

0.000
-0.040
0.000

=

2515.76
-1257.88
0.00

$[p_0]_{1x}=$

-48098.04	62894.03	-6496.83
62894.03	-31447.02	0.00
6496.83	0.00	-371.25

*

0.000
-0.040
0.000

=

-2515.76
1257.88
0.00

$[p_0]_{4x}=$

782725.93	-40454.32	0.00
-40454.32	8989.85	0.00
0.00	0.00	1137777.78

*

0.000
0.000
0.065

=

0.00
0.00
73955.56

$[p_0]_{1x}=$

121362.96	-40454.32	0.00
40454.32	-8989.85	0.00
0.00	0.00	-1137777.78

*

0.000
0.000
0.065

=

0.00
0.00
-73955.56

2.7.2. Simetrik Mesnet Çökmeleri İçin Çözüm

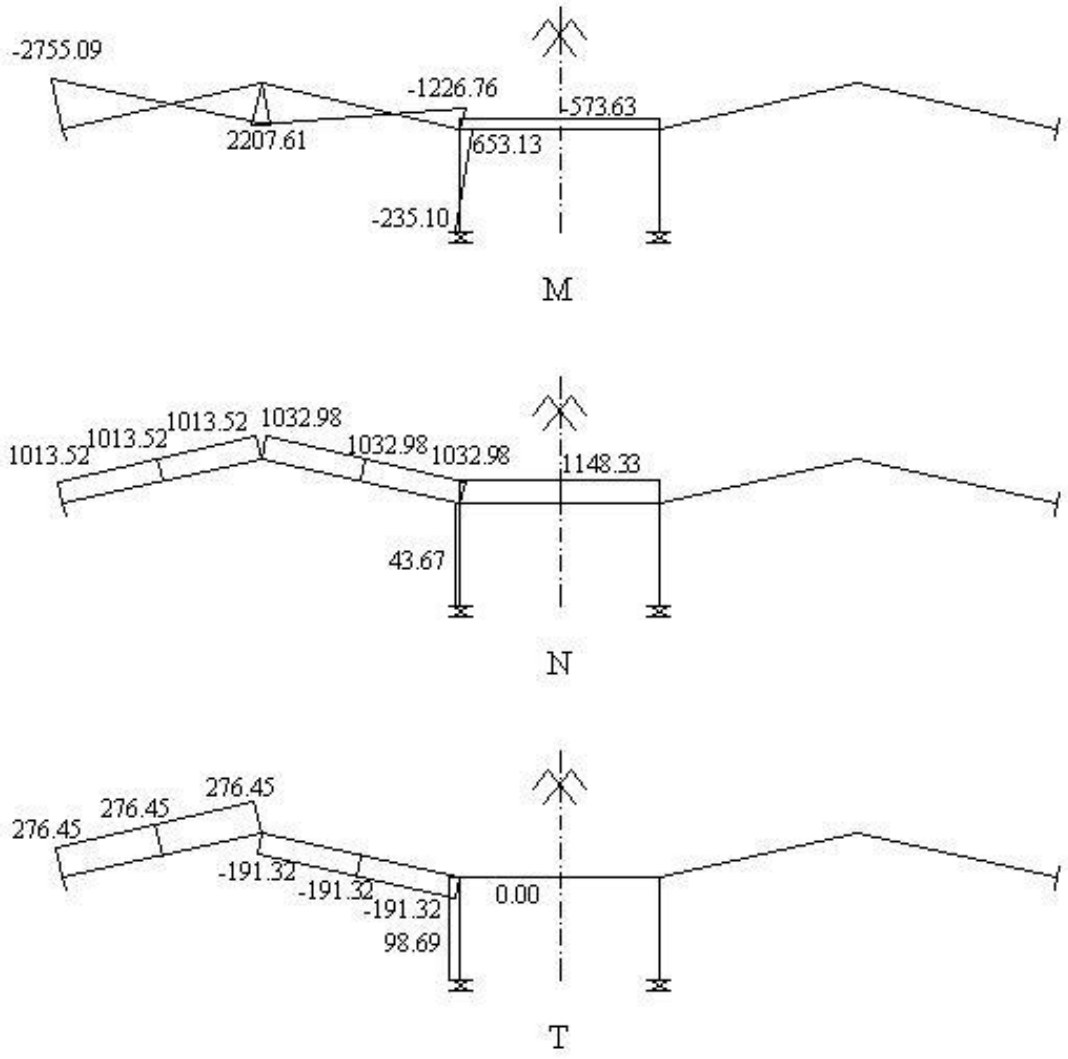
Sistem rijitlik matrisinin kuruluşu Bölüm 2.5.3'de anlatılmıştır. Burada tekrar üzerinde durulmayacaktır. Lineer denklem sistemi ve çözümü Tablo 2.9'da verilmiştir. Çubuk uç kuvvetleri, Bölüm 2.5.5'de verilen (2.5), (2.6), (2.7), (2.8) bağıntıları yardımıyla hesaplanmış ve Şekil 2.21'deki M, N, T kesit tesiri diyagramları çizilmiştir.

Tablo 2.9. Simetrik Mesnet Çökmeleri İçin Denklem Sistemi ve Çözümü

				[S]							**[d]**		**[p_o]**		**[q]**
		3			1			4							
	275487.03	-62894.03	-6496.83	-48098.04	62894.03	6496.83					θ_3		2515.76		0.00
3	-62894.03	31447.02	0.00	62894.03	-31447.02	0.00					d_{3x}		-1257.88		0.00
	-6496.83	0.00	371.25	-6496.83	0.00	-371.25					d_{3y}		0.00		0.00
	-48098.04	62894.03	-6496.83	708843.87	-22439.71	6496.83	121362.96	-40454.32	0.00		θ_1		-2515.76		0.00
1	62894.03	-31447.02	0.00	-22439.71	1942151.15	0.00	40454.32	-8989.85	0.00	*	d_{1x}	+	1257.88	=	0.00
	6496.83	0.00	-371.25	6496.83	0.00	1138149.03	0.00	0.00	-1137777.78		d_{1y}		-73955.56		0.00
				121362.96	40454.32	0.00	782725.93	-40454.32	0.00		θ_4		0.00		0.00
4				-40454.32	-8989.85	0.00	-40454.32	8989.85	0.00		d_{4x}		0.00		0.00
				0.00	0.00	-1137777.78	0.00	0.00	1137777.78		d_{4y}		73955.56		0.00

θ_3		0.000000
d_{3x}		0.000000
d_{3y}		0.000000
θ_1		0.003009
d_{1x}	=	-0.000604
d_{1y}		0.064962
θ_4		-0.000435
d_{4x}		0.000000
d_{4y}		0.000000

2.7.3. Simetrik Mesnet Çökmeleri İçin Diyagramlar



Şekil 2.21. Simetrik Mesnet Çökmeleri İçin M, N, T Diyagramları

2.7.4. Antimetrik Mesnet Çökmeleri İçin Yükleme Matrisleri

$[p_0]_{4x}$=

782725.93	-40454.32	0.00
-40454.32	8989.85	0.00
0.00	0.00	1137777.78

*

0.000
0.000
-0.035

=

0.00
0.00
-39822.22

$[p_0]_{1x}$=

121362.96	-40454.32	0.00
40454.32	-8989.85	0.00
0.00	0.00	-1137777.78

*

0.000
0.000
-0.035

=

0.00
0.00
39822.22

2.7.5. Antimetrik Mesnet Çökmeleri İçin Çözüm

Sistem rijitlik matrisinin kuruluşu Bölüm 2.5.3'de anlatılmıştır. Burada tekrar üzerinde durulmayacaktır. Bununla birlikte geometri bakımından simetrik sistemlerde, antimetrik yük durumunda, simetri ekseninin ortasından geçtiği çubuğun rijitlik matrisi, simetrik yük durumundakinden farklıdır.

Antimetrik yük için 1-2 çubuğunun rijitlik matrisi:

	k_{1x1x}	
571892.75	0.00	-65359.17
0.00	0.00	0.00
-65359.17	0.00	7469.62

Lineer denklem sistemi bu değişiklik yapılarak tekrar kurulmuştur ve çözümü Tablo 2.10'da verilmiştir.

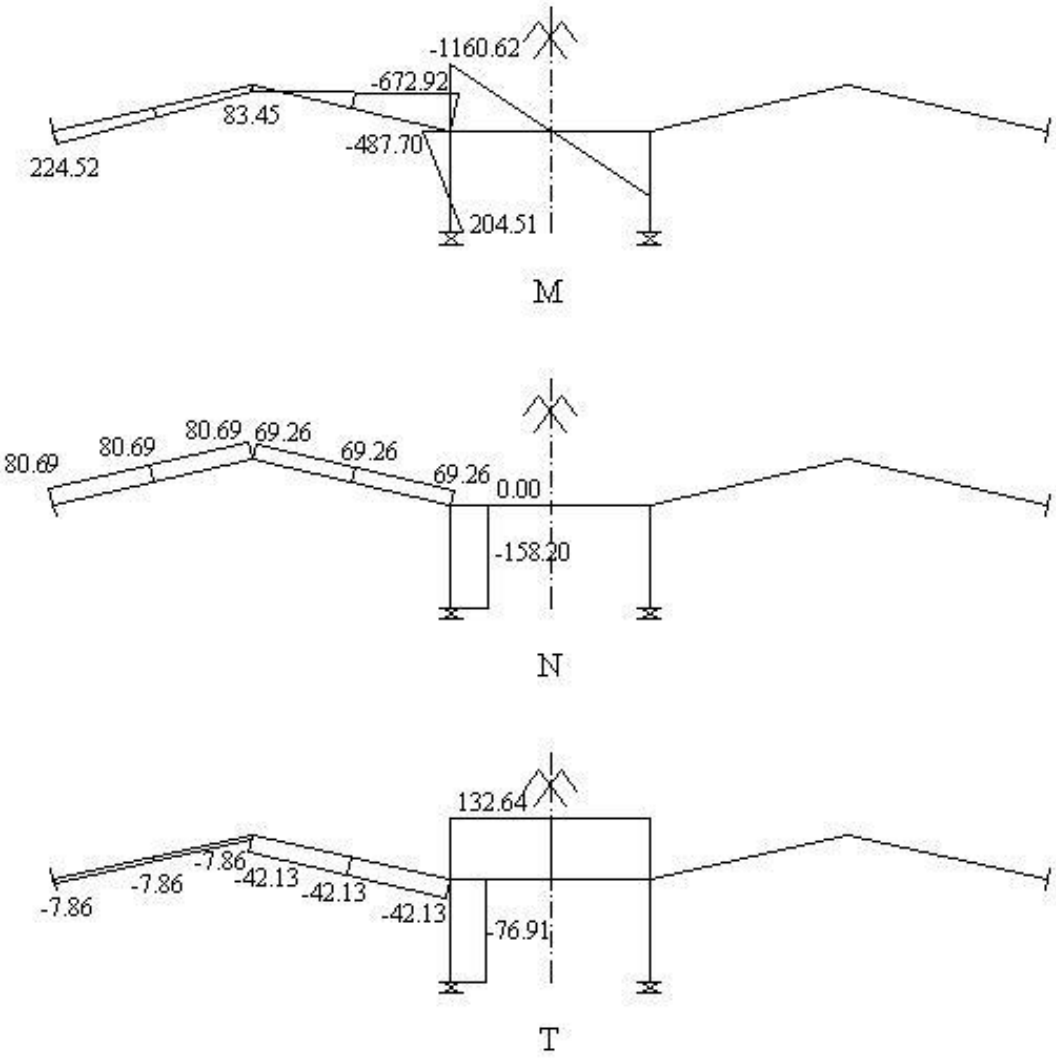
Çubuk uç kuvvetleri de Bölüm 2.5.5'de verilen (2.5), (2.6), (2.7), (2.8) bağıntıları ile hesaplanıp, Şekil 2.22'deki M, N, T kesit tesiri diyagramları çizilmiştir.

Tablo 2.10. Antimetrik Mesnet Çökmeleri İçin Denklem Sistemi ve Çözümü

				[S]							**[d]**		**[p_o]**		**[q]**
		3			1			4							
	275487.03	-62894.03	-6496.83	-48098.04	62894.03	6496.83					θ_3		0.00		0.00
3	-62894.03	31447.02	0.00	62894.03	-31447.02	0.00					d_{3x}		0.00		0.00
	-6496.83	0.00	371.25	-6496.83	0.00	-371.25					d_{3y}		0.00		0.00
	-48098.04	62894.03	-6496.83	1090105.70	-22439.71	-58862.34	121362.96	-40454.32	0.00		θ_1		0.00		0.00
1	62894.03	-31447.02	0.00	-22439.71	40436.87	0.00	40454.32	-8989.85	0.00	*	d_{1x}	+	0.00	=	0.00
	6496.83	0.00	-371.25	-58862.34	0.00	1145618.64	0.00	0.00	-1137777.78		d_{1y}		39822.22		0.00
				121362.96	40454.32	0.00	782725.93	-40454.32	0.00		θ_4		0.00		0.00
4				-40454.32	-8989.85	0.00	-40454.32	8989.85	0.00		d_{4x}		0.00		0.00
				0.00	0.00	-1137777.78	0.00	0.00	1137777.78		d_{4y}		-39822.22		0.00

θ_3		0.000000
d_{3x}		0.000000
d_{3y}		0.000000
θ_1		-0.001955
d_{1x}	=	-0.001464
d_{1y}		-0.034861
θ_4		0.000379
d_{4x}		0.000000
d_{4y}		0.000000

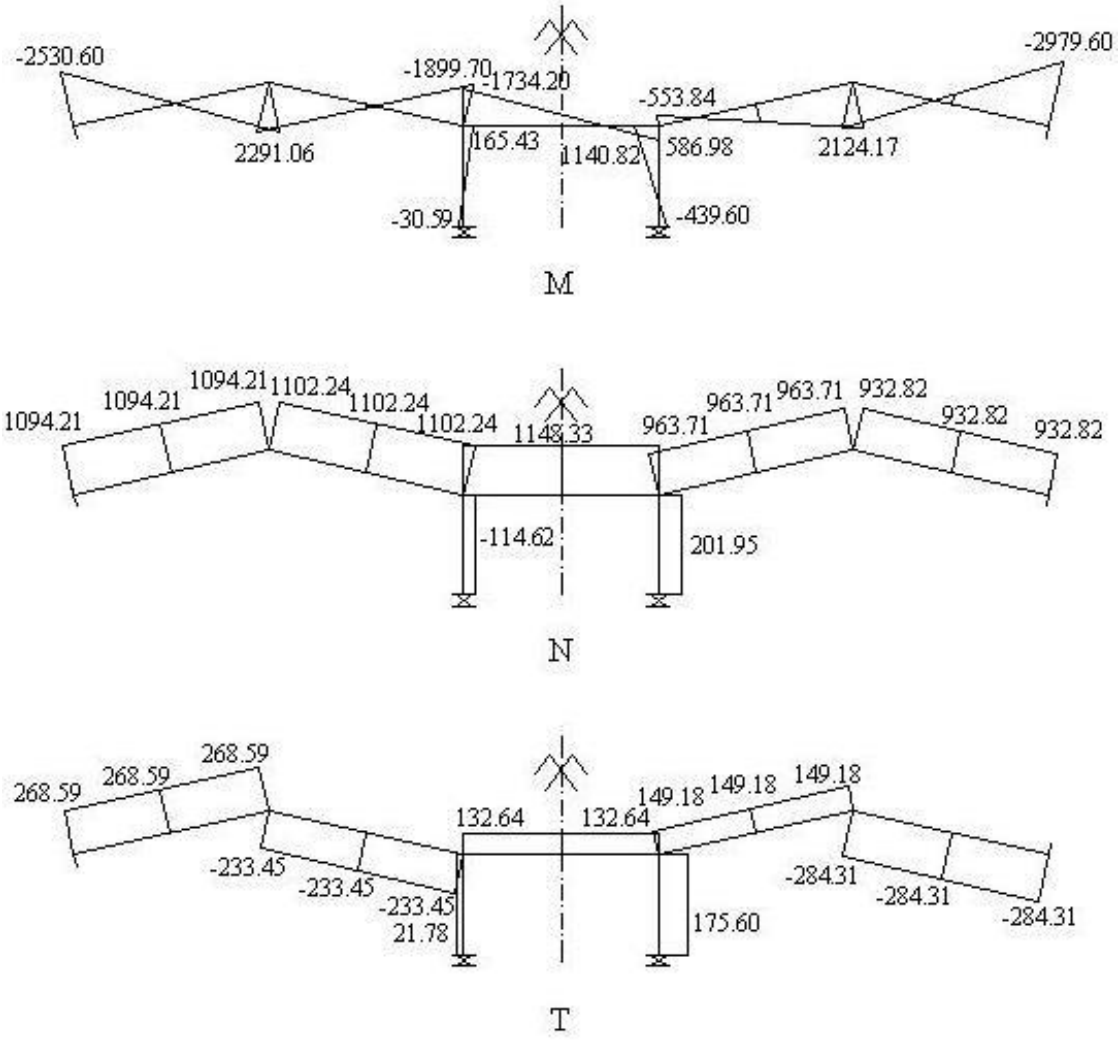
2.7.6. Antimetrik Mesnet Çökmeleri İçin Diyagramlar



Şekil 2.22. Antimetrik Mesnet Çökmeleri İçin M, N, T Diyagramları

2.7.7. Simetrik ve Antimetrik Mesnet Çökmelerinin Toplanması

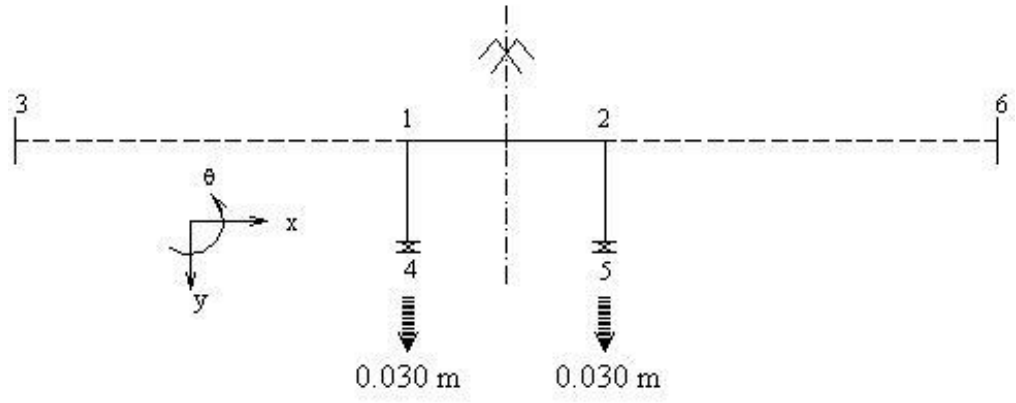
Bu bölümde, Bölüm 2.7.3 ve Bölüm 2.7.6'da diyagramlar üzerinde gösterilen, simetrik ve antimetrik mesnet çökmeleri için hesaplanmış olan M, N, T kesit tesirleri toplanarak mesnet çökmeleri için hesap tamamlanmış olur. Elde edilen kesit tesirleri ile Şekil 2.23'deki diyagramlar çizilmiştir.



Şekil 2.23. Simetrik ve Antimetrik Mesnet Çökmelerinin Toplanması İle Elde Edilen M, N, T diyagramları

2.7.8. Yeni Mesnet Çökmeleriyle Hesabın Tekrarlanması

Mesnet çökmeleri için hesap sonucu çizilen diyagramlar (Bknz. Şekil 2.23) incelendiğinde kirişlerde oldukça büyük momentlerin ve normal kuvvetlerin oluştuğu görülmektedir. Moment değerlerinin, sabit yükler için hesaplanan momentlerin yanında oldukça yüksek olduğu söylenebilir. Bu durumda boyutlandırmada mesnet çökmeleri sabit yüklere göre daha etkili olmaktadır. Mesnet çökmelerinin etkisini azaltmak amacıyla, yeni mesnet çökmeleri tanımlanmış ve çerçevenin boyutlandırılmasında, bu yeni mesnet çökmeleri esas alınmıştır. Boyutlandırmada esas alınan mesnet çökmeleri Şekil 2.24'de gösterilmiştir.



Şekil 2.24. Yeni Mesnet Çökmeleri

2.7.9. Yeni Mesnet Çökmeleri İçin Yükleme Matrisleri

$[p_0]_{4x}=$

782725.93	-40454.32	0.00
-40454.32	8989.85	0.00
0.00	0.00	1137777.78

*

0.000
0.000
0.030

=

0.00
0.00
34133.33

$[p_0]_{1x}=$

121362.96	-40454.32	0.00
40454.32	-8989.85	0.00
0.00	0.00	-1137777.78

*

0.000
0.000
0.030

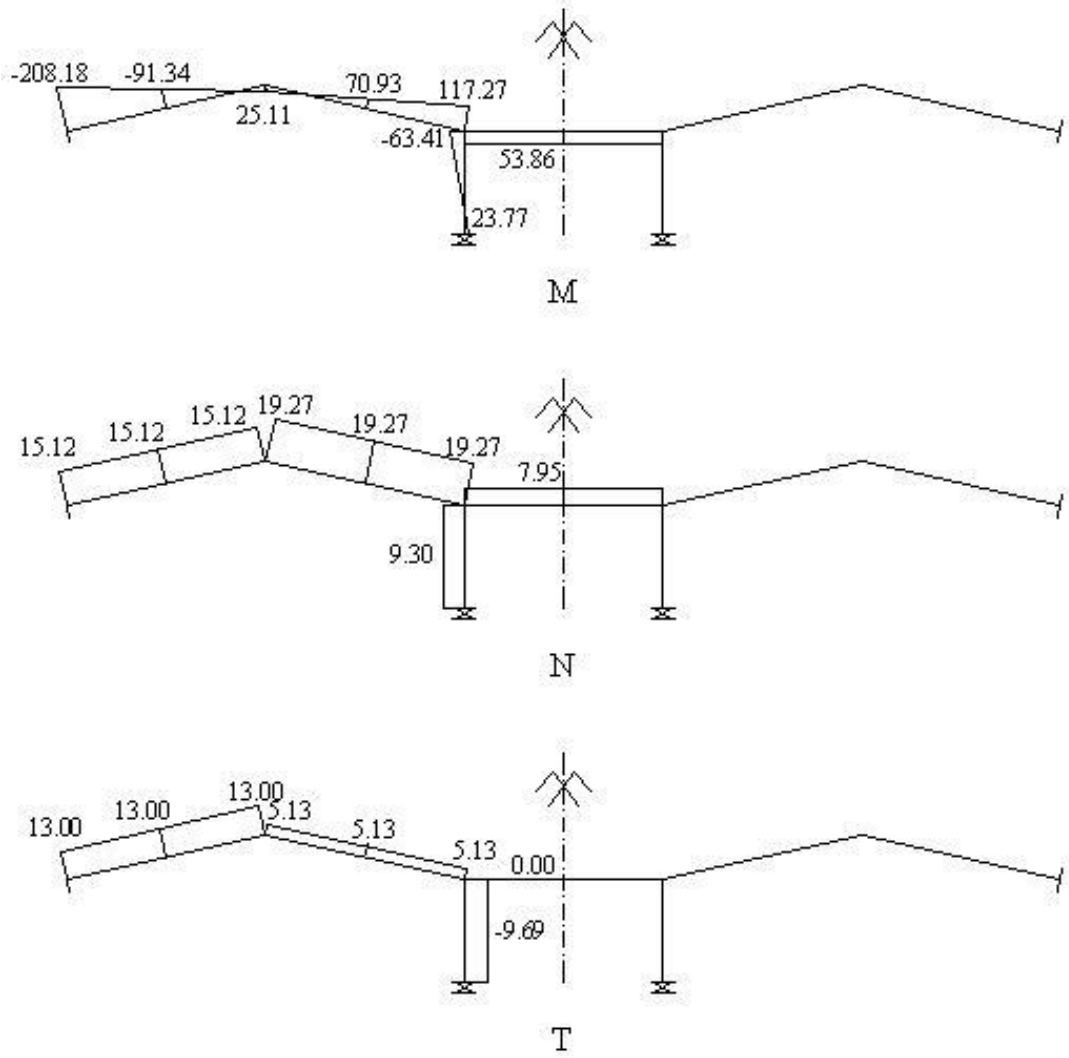
=

0.00
0.00
-34133.33

2.7.10. Yeni Mesnet Çökmeleri İçin Çözüm

Sistem rijitlik matrisinin kuruluşu Bölüm 2.5.3'de anlatılmıştır. Lineer denklem sistemi ve çözümü Tablo 2.11'de verilmiştir. Çubuk uç kuvvetleri, Bölüm 2.5'de anlatılan şekilde hesaplanmış ve Şekil 2.25'deki M, N, T kesit tesiri diyagramları çizilmiştir. Böylece mesnet çökmeleri için hesap tamamlanmıştır.

2.7.11. Yeni Mesnet Çökmeleri İçin Diyagramlar

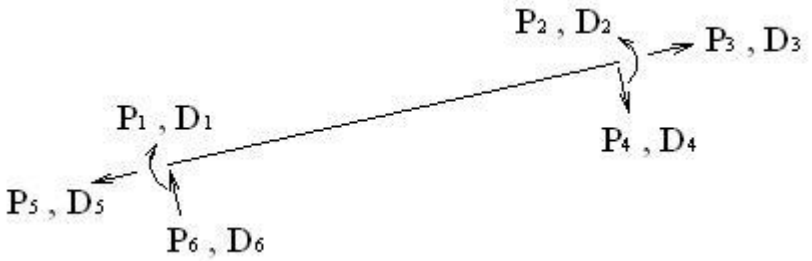


Şekil 2.25. Yeni Mesnet Çökmeleri M, N, T Diyagramları

2.8. E Yüklemesi İçin Hesap

E yüklemesi için hesap Matris Kuvvet Yöntemi ile yapılmıştır, [6]. Matris Kuvvet Yönteminin esası, önce yalnız denge şartlarını sağlayan bütün iç kuvvet durumlarının belirlenmesi, daha sonra bunların arasından bünye bağıntılarını ve geometrik uygunluk şartlarını sağlayan uç kuvvetlerin bulunmasıdır. Daha sonra, bu uç kuvvetlerine bağlı olarak bütün iç kuvvetler, şekildeğiştirmeler ve yerdeğiştirmeler hesaplanır.

Çubuk sistemlerde, çubukların birleştiği noktalara düğüm noktaları ve düğüm noktalarındaki iç kuvvetlere uç kuvvetleri denir. Her elemanın uç kuvvetleri, kendisine ait özel eksenlere göre belirlenir. Matris kuvvet yönteminde çubuk uç kuvvetleri ve uç yerdeğiştirmelerinin pozitif yönleri Şekil 2.26'daki gibidir.



Şekil 2.26. Eleman Uç Kuvvetleri ve Uç Yerdeğiştirmeleri İçin Pozitif Yönler

Düzlem çubuk sistemlerde, her çubuk için 6 tane olan uç kuvvetlerinin üçünün bilinmesi, diğer üçünün denge denklemleri ile tayin edilmesi için yeterlidir. Bu kuvvetlere bağımsız uç kuvvetleri adı verilir.

Sistemin, bağımsız uç kuvvetlerine ait denge şartlarını sağlayan genel çözümü; dış etkiler sıfir iken, denge şartlarını sağlayan uç kuvvet durumları homojen çözümleri, dış etkiler var iken denge şartlarını sağlayan bir uç kuvvet durumu da özel bir çözümü gösterdiğine göre:

$$[P] = [P_x]\,[X] + [P_q] \tag{2.9}$$

bağıntısı ile ifade edilebilir. Burada,

$[P_x]$: n tane birbirinden lineer bağımsız homojen çözüme ait bağımsız uç kuvvetlerinden oluşan bir kolon matrisi,

[X] : n tane hiperstatik bilinmeyen katsayılarından oluşan kolon matrisi,

$[P_q]$: herhangi bir özel çözüme ait bağımsız uç kuvvetlerinden oluşan bir kolon matrisi göstermektedir.

[P] matrisinin sistemde dış etkilerden doğan uç kuvvetler matrisine eşit olması için, [X] bilinmeyenler matrisinin gerilme-şekildeğiştirme bağıntıları ile geometrik uygunluk şartlarının gerçekleşmesini sağlayacak şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Herhangi bir çubukta, bağımsız uç kuvvetleri doğrultusundaki bağımsız uç yerdeğiştirmeleri;

$$[V_k] = [f]_k [P]_k + [V_0]_k \tag{2.10}$$

bağıntısı ile elde edilir. Burada,

$[V_0]_k$: eleman üzerindeki yüklerden meydana gelen bağımsız uç kuvvetleri doğrultusundaki yerdeğiştirmelerden oluşan kolon matrisi,

$[f]_k$: eleman fleksibilite matrisini göstermektedir.

Bu bağıntı, sistemi meydana getiren çubuklar için toplu olarak yazılırsa:

$$[V] = [f] [P] + [V_0] \tag{2.11}$$

şeklini alır.Geometrik uygunluk şartlarına göre yazılan

$$[P_x]^T [V] = 0 \tag{2.12}$$

denkleminde [V]'nin (2.11)'deki ifadesi yerine yazılırsa,

$$[P_x]^T [f] [P] + [P_x]^T [V_0] = 0 \tag{2.13}$$

denklemi, burada da [P]'nin (2.9)'daki ifadesi yerine konulursa,

$$[P_x]^T [f] [P_x] [X] + [P_x]^T [f] [P_q] + [P_x]^T [V_0] = 0 \tag{2.14}$$

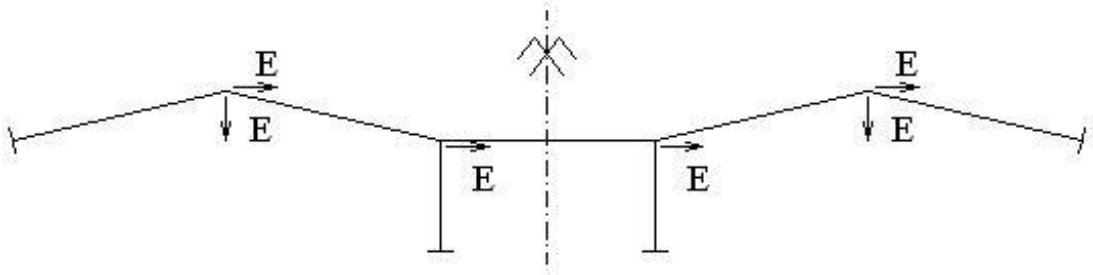
$$[\delta_{11}] = [P_x]^T [f] [P_x] \tag{2.15}$$

$$[\delta_{10}] = [P_x]^T [f] [P_q] + [P_x]^T [V_0] \tag{2.16}$$

$$[\delta_{11}] [X] + [\delta_{10}] = 0 \tag{2.17}$$

süreklilik denklemleri elde edilir ve denklem takımının çözümü [X] bilinmeyen matrisini verir.

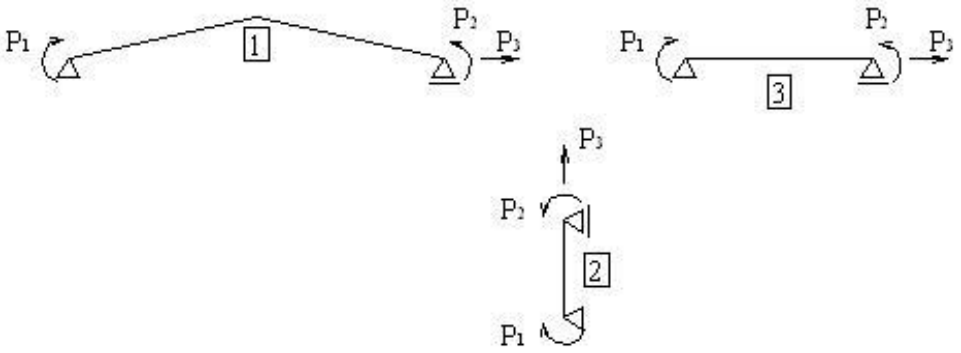
Yapıya etkiyen deprem yükleri Şekil 2.27'de çerçeve üzerinde gösterilmiştir. Şekil 2.27'de de görüldüğü gibi deprem kuvvetleri yalnız yatay doğrultuda değil, bir ve üçüncü açıklıkların ortalarında düşey doğrultuda da etkimektedir.



Şekil 2.27. Deprem (E) Yüklemesi

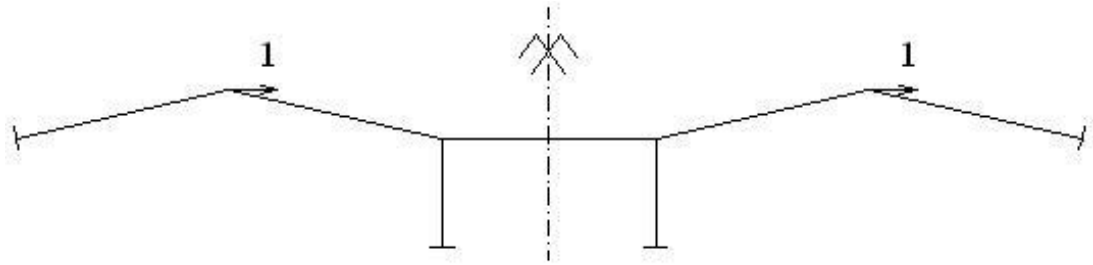
Sistemin çözümünde simetri özelliklerinden faydalanılmıştır. Simetri ekseninin ortasından geçtiği çubukta özel bir fleksibilite matrisi kullanmak yoluyla sistemin yarısı ile hesap yapılmıştır. Sistem simetrik olmakla birlikte, yüklemeler simetrik ve antimetrik özelliktedir. Yatay deprem yükleri antimetrik, düşey deprem yükleri simetriktir. Bu bölümde yüklemeler E_{y1}, E_{y2} ve E_d olmak üzere üçe ayrılmış, bu yüklere göre çözümler yapıldıktan sonra sonuçlar birleştirilmiştir. Bu yüklemeler Şekil 2.29, Şekil 2.30 ve Şekil 2.31'de gösterilmiştir. Şekillerden de görüldüğü gibi hesaplar önce bu yüklerin birim değerleri için yapılmıştır. Sonraki bölümlerde deprem yükleri belirlenerek hesap tamamlanacaktır. Bu bölümdeki hesaplarda elastik ankastre mesnet göz önüne alınmamış, tüm mesnetler ankastre kabul edilmiştir.

Sistemdeki elemanlar ve bağımsız uç kuvvetleri Şekil 2.28'de gösterilmiştir. Yapılan hesaplar sonunda bağımsız uç kuvvetlerine ulaşılmıştır. Daha sonra, bağımsız uç kuvvetlerine bağlı olarak, diğer iç kuvvetler hesaplanır. Bu çalışmada diğer iç kuvvetler SAP 2000, [5], programıyla hesaplanmıştır.



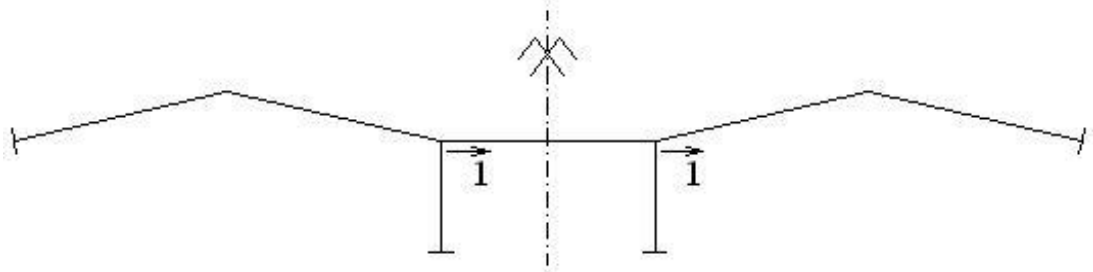
Şekil 2.28. Eleman Bağımsız Uç Kuvvetleri

E_{y1} yüklemesi:



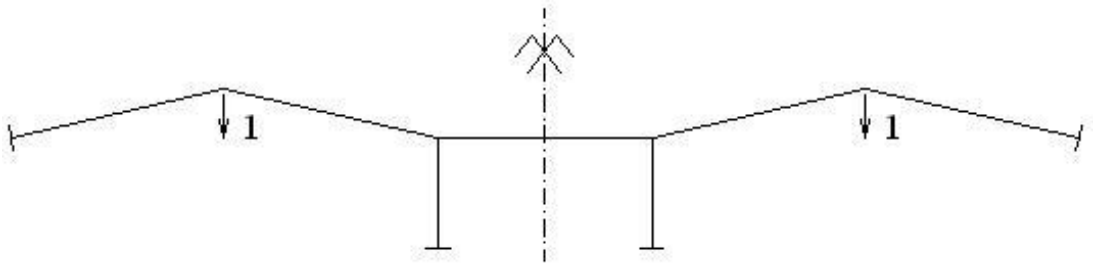
Şekil 2.29. E_{y1} yüklemesi

E_{y2} yüklemesi:



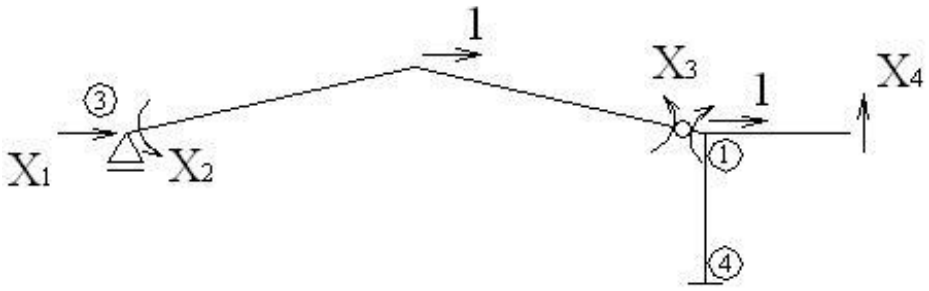
Şekil 2.30. E_{y2} yüklemesi

E_d yüklemesi:

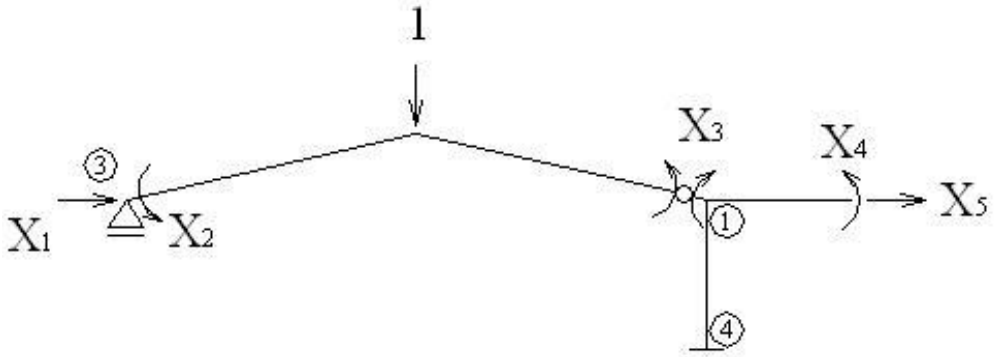


Şekil 2.31. E_d yüklemesi

Bu yüklemeler için izostatik esas sistemler seçilmiştir. E_{y1} ve E_{y2} yüklemeleri (simetrik sistem, antimetrik yükleme) için bilinmeyenler dört tanedir, izostatik esas sistem ve bilinmeyenler Şekil 2.32'de gösterilmiştir. E_d yüklemesi (simetrik sistem, simetrik yükleme) için ise bilinmeyen sayısı beştir. İzostatik esas sistem ve bilinmeyenler Şekil 2.33'de görülebilir.



Şekil 2.32. E_{y1} ve E_{y2} Yüklemeleri İçin İzostatik Esas Sistem ve Hiperstatik Bilinmeyenler



Şekil 2.33. E_d Yüklemesi İçin İzostatik Esas Sistem ve Hiperstatik Bilinmeyenler

2.8.1. Eleman Fleksibilite Matrislerinin Bulunması

1 no.lu elemanın (kırık çubuğun) fleksibilite matrisi:

	9.15E-06	4.74E-06	2.78E-05
$[f]_1$=	4.74E-06	9.15E-06	2.78E-05
	2.78E-05	2.78E-05	1.43E-04

2 no.lu elemanın fleksibilite matrisi:

$[f]_2$=

5.49E-06	2.75E-06	0
2.75E-06	5.49E-06	0
0	0	8.79E-07

3 no.lu elemanın fleksibilite matrisi:

Sistemin simetri ekseni 3 no.lu elemanın ortasından geçmektedir. Sistemin yarısına göre hesap yapılacağından hem simetrik, hem antimetrik yükleme durumları için bu çubukta fleksibilite matrisinin yarısı alınacaktır.

$[f]_3$=

1.75E-06	8.74E-07	0
8.74E-07	1.75E-06	0
0	0	5.26E-07

2.8.2. E_{y1} Yüklemesi İçin Hesap

E_{y1} yüklemesi Şekil 2.29'da gösterilmiştir. Bu bölümde, Şekil 2.29'daki yükler altında sistemin hesabı yapılacaktır.

2.8.2.1. Eleman Yükleme Matrislerinin Bulunması

Eleman yükleme matrisleri $[V_0]_i$ basit mesnetlenmiş elemanlarda dış yükler etkisinde yazılan fleksibilite matrisleridir. Dış yük olması durumunda virtüel iş teoremi yardımıyla bulunur, [3]. Dış yük olmaması halinde sıfırdır.

$[V_0]$ =

1.39E-05
1.39E-05
7.04E-05
0
0
0
0
0
0

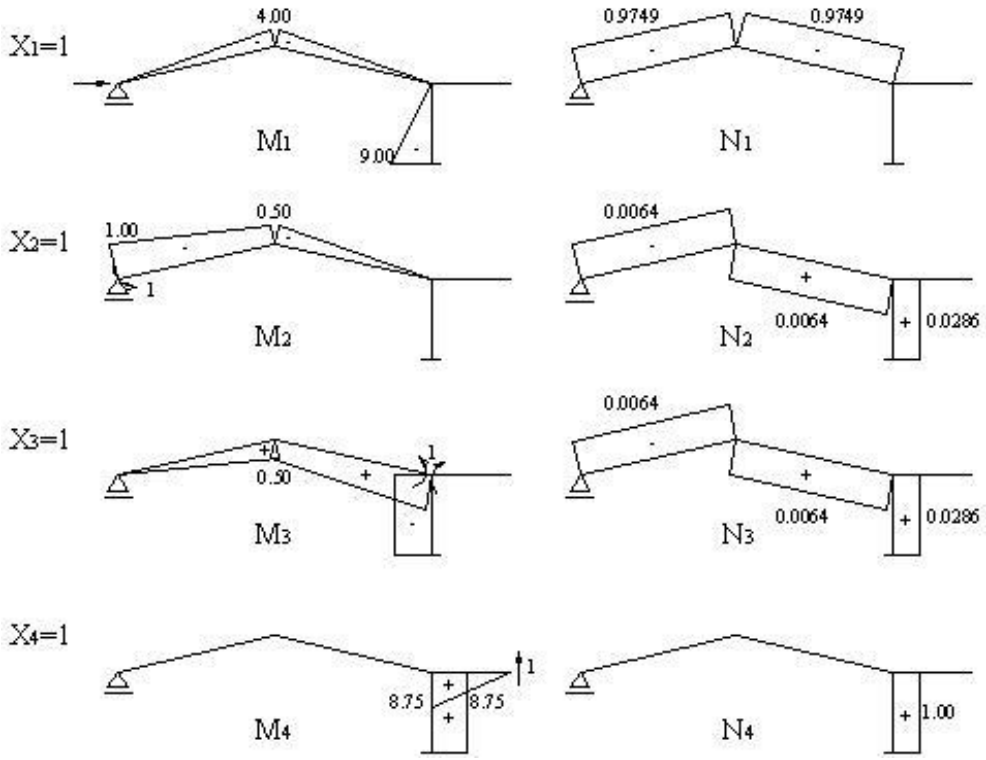
2.8.2.2. Homojen Çözümlerin Bulunması

Homojen çözümler izostatik esas sisteme X=1 yüklemeleri yapılarak elde edilmiştir, (Bknz. Şekil 2.34). Elde edilen homojen çözümlerle, $[P_x]$ homojen çözüm matrisi kurulmuştur.

Homojen çözümlerin oluşturduğu homojen çözüm matrisi şu şekildedir:

$[P_x]$ =

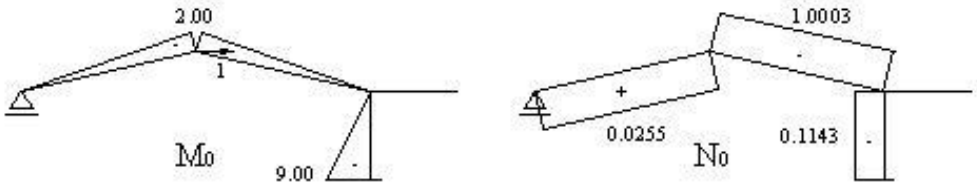
0.0000	-1.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	1.0000	0.0000
-0.9749	0.0064	0.0064	0.0000
-9.0000	0.0000	-1.0000	8.7500
0.0000	0.0000	-1.0000	8.7500
0.0000	0.0286	0.0286	1.0000
0.0000	0.0000	0.0000	8.7500
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
X_1=1	X_2=1	X_3=1	X_4=1



Şekil 2.34. Homojen Çözümler

2.8.2.3. Özel Çözümlerin Bulunması

Özel çözümler dış yük etkisinde izostatik esas sistemin çözümüdür, (Bknz. Şekil 2.35), bu çözümle $[P_q]$ matrisi kurulmuştur.



Şekil 2.35. Özel Çözüm

$[P_q]$ özel çözüm matrisi:

$$[P_q] = \begin{bmatrix} 0.0000 \\ 0.0000 \\ -1.0003 \\ -9.0000 \\ 0.0000 \\ -0.1143 \\ 0.0000 \\ 0.0000 \\ 0.0000 \end{bmatrix}$$

2.8.2.4. Süreklilik Denklemlerinin Oluşturulması

Bölüm 2.8'de verilen formüllerden faydalanılır. Önce [δ_{11}] matrisi, ardından da [δ_{10}] matrisi ardışık matris çarpımlarla sistematik olarak elde edilmiştir, (Bknz. Tablo 2.11, Tablo 2.12).

2.8.2.5. Süreklilik Denklemlerinin Çözümü

Bölüm 2.8.2.4'de hesaplanan katsayılar matrisi terimleri yerlerine konularak süreklilik denklemleri yazılmıştır. Bu denklemlerin çözümleri aşağıda yapılmıştır.

[δ_{11}]					X		[δ_{10}]		
5.81E-04	2.62E-05	4.62E-05	-6.49E-04	*	X_1	+	0.00052	=	0.00
2.62E-05	8.80E-06	-4.73E-06	2.51E-08		X_2		0.00001		0.00
4.62E-05	-4.73E-06	2.60E-05	-1.44E-04		X_3		0.00006		0.00
-6.49E-04	2.51E-08	-1.44E-04	1.40E-03		X_4		-0.00065		0.00

X_1	=	-0.8888
X_2		0.7428
X_3		-0.6994
X_4		-0.0205

2.8.2.6. Eleman Uç Kuvvetlerinin Hesabı

Eleman uç kuvvetleri

$$[P] = [P_x]\,[X] + [P_q] \tag{2.18}$$

denklemiyle hesaplanmıştır. Elde edilen uç kuvvetleri E_{y1} yüklemesinin birim değeri içindir.

[X]
-0.8888
0.7428
-0.6994
-0.0205

[P_x]				[P_x] [X]		[P_q]		[P]
0.0000	-1.0000	0.0000	0.0000	-0.74		0.00		-0.74
0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	-0.70		0.00		-0.70
-0.9749	0.0064	0.0064	0.0000	0.87		-1.00		-0.13
-9.0000	0.0000	-1.0000	8.7500	8.52		-9.00		-0.48
0.0000	0.0000	-1.0000	8.7500	0.52	+	0.00	=	0.52
0.0000	0.0286	0.0286	1.0000	-0.02		-0.11		-0.13
0.0000	0.0000	0.0000	8.7500	-0.18		0.00		-0.18
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00		0.00		0.00
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00		0.00		0.00

Tablo 2.11. E_{y1} Yüklemesi İçin $[\delta_{11}]$ Matrisinin Ardışık Matris Çarpımları İle Elde Edilmesi:

	$[P_x]$		
0.0000	-1.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	1.0000	0.0000
-0.9749	0.0064	0.0064	0.0000
-9.0000	0.0000	-1.0000	8.7500
0.0000	0.0000	-1.0000	8.7500
0.0000	0.0286	0.0286	1.0000
0.0000	0.0000	0.0000	8.7500
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

				[f]				
9.15E-06	4.74E-06	2.78E-05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.74E-06	9.15E-06	2.78E-05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.78E-05	2.78E-05	1.43E-04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	5.49E-06	2.75E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	2.75E-06	5.49E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.79E-07	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75E-06	8.74E-07	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.74E-07	1.75E-06	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26E-07

	$[f]\,[P_x]$		
-2.71E-05	-8.97E-06	4.92E-06	0.00E+00
-2.71E-05	-4.56E-06	9.32E-06	0.00E+00
-1.40E-04	-2.69E-05	2.87E-05	0.00E+00
-4.94E-05	0.00E+00	-8.24E-06	7.21E-05
-2.47E-05	0.00E+00	-8.24E-06	7.21E-05
0.00E+00	2.51E-08	2.51E-08	8.79E-07
0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.53E-05
0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	7.65E-06
0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

				$[P_x]^T$				
0.0000	0.0000	-0.9749	-9.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-1.0000	0.0000	0.0064	0.0000	0.0000	0.0286	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	1.0000	0.0064	-1.0000	-1.0000	0.0286	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	8.7500	8.7500	1.0000	8.7500	0.0000	0.0000

	$[\delta_{11}] = [P_x]^T\,[f]\,[P_x]$		
5.81E-04	2.62E-05	4.62E-05	-6.49E-04
2.62E-05	8.80E-06	-4.73E-06	2.51E-08
4.62E-05	-4.73E-06	2.60E-05	-1.44E-04
-6.49E-04	2.51E-08	-1.44E-04	1.40E-03

Tablo 2.12. E_{y1} Yüklemesi İçin $[\delta_{10}]$ Matrisinin Ardışık Matris Çarpımları İle Elde Edilmesi

$[P_q]$
0.0000
0.0000
-1.0003
-9.0000
0.0000
-0.1143
0.0000
0.0000
0.0000

[f]								
9.15E-06	4.74E-06	2.78E-05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.74E-06	9.15E-06	2.78E-05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.78E-05	2.78E-05	1.43E-04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	5.49E-06	2.75E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	2.75E-06	5.49E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.79E-07	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75E-06	8.74E-07	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.74E-07	1.75E-06	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26E-07

$[f][P_q]$
-2.78E-05
-2.78E-05
-1.43E-04
-4.94E-05
-2.47E-05
-1.00E-07
0.00
0.00
0.00

+

$[V_0]$
1.39E-05
1.39E-05
7.04E-05
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00

=

$[\delta_{10}]$
-1.39E-05
-1.39E-05
-7.29E-05
-4.94E-05
-2.47E-05
-1.00E-07
0.00
0.00
0.00

$[P_x]^T$								
0.0000	0.0000	-0.9749	-9.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-1.0000	0.0000	0.0064	0.0000	0.0000	0.0286	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	1.0000	0.0064	-1.0000	-1.0000	0.0286	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	8.7500	8.7500	1.0000	8.7500	0.0000	0.0000

2.8.3. E_{y2} Yüklemesi İçin Hesap

E_{y2} yüklemesi Şekil 2.30'da gösterilmiştir. Bu bölümde, Şekil 2.30'daki yükler altında sistemin hesabı yapılacaktır.

2.8.3.1. Eleman Yükleme Matrislerinin Bulunması

E_{y2} yüklemesinde 1, 2 ve 3 no.lu elemanlar üzerinde dış yük yoktur. Bu nedenle eleman yükleme matrisi sıfırdır.

2.8.3.2. Homojen Çözümlerin Bulunması

Homojen çözümlerin oluşturduğu homojen çözüm matrisi şu şekildedir:

$[P_x]$ =

0.0000	-1.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	1.0000	0.0000
-0.9749	0.0064	0.0064	0.0000
-9.0000	0.0000	-1.0000	8.7500
0.0000	0.0000	-1.0000	8.7500
0.0000	0.0286	0.0286	1.0000
0.0000	0.0000	0.0000	8.7500
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
X_1=1	X_2=1	X_3=1	X_4=1

2.8.3.3. Özel Çözümlerin Bulunması

$[P_q]$ özel çözüm matrisi:

$[P_q]$ =

0.0000
0.0000
0.0000
-9.0000
0.0000
0.0000
0.0000
0.0000
0.0000

2.8.3.4. Süreklilik Denklemlerinin Oluşturulması

Bölüm 2.8'de verilen formüllerden faydalanılır. Önce $[\delta_{11}]$ matrisi, ardından da $[\delta_{10}]$ matrisi ardışık matris çarpımlarla sistematik olarak elde edilmiştir, (Bknz. Tablo 2.13, Tablo 2.14).

Tablo 2.13. E_{y2} Yüklemesi İçin $[\delta_{11}]$ Matrisinin Ardışık Matris Çarpımları İle Elde Edilmesi:

$[P_x]$

0.0000	-1.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	1.0000	0.0000
-0.9749	0.0064	0.0064	0.0000
-9.0000	0.0000	-1.0000	8.7500
0.0000	0.0000	-1.0000	8.7500
0.0000	0.0286	0.0286	1.0000
0.0000	0.0000	0.0000	8.7500
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

[f]

9.15E-06	4.74E-06	2.78E-05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.74E-06	9.15E-06	2.78E-05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.78E-05	2.78E-05	1.43E-04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	5.49E-06	2.75E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	2.75E-06	5.49E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.79E-07	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75E-06	8.74E-07	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.74E-07	1.75E-06	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26E-07

$[f].[P_x]$

-2.71E-05	-8.97E-06	4.92E-06	0.00E+00
-2.71E-05	-4.56E-06	9.32E-06	0.00E+00
-1.40E-04	-2.69E-05	2.87E-05	0.00E+00
-4.94E-05	0.00E+00	-8.24E-06	7.21E-05
-2.47E-05	0.00E+00	-8.24E-06	7.21E-05
0.00E+00	2.51E-08	2.51E-08	8.79E-07
0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	1.53E-05
0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	7.65E-06
0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00

$[P_x]^T$

0.0000	0.0000	-0.9749	-9.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-1.0000	0.0000	0.0064	0.0000	0.0000	0.0286	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	1.0000	0.0064	-1.0000	-1.0000	0.0286	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	8.7500	8.7500	1.0000	8.7500	0.0000	0.0000

$[\delta_{11}] = [P_x]^T [f] [P_x]$

5.81E-04	2.62E-05	4.62E-05	-6.49E-04
2.62E-05	8.80E-06	-4.73E-06	2.51E-08
4.62E-05	-4.73E-06	2.60E-05	-1.44E-04
-6.49E-04	2.51E-08	-1.44E-04	1.40E-03

Tablo 2.14. E_{y2} Yüklemesi İçin $[\delta_{10}]$ Matrisinin Ardışık Matris Çarpımları İle Elde Edilmesi

$[P_q]$
0.0000
0.0000
0.0000
-9.0000
0.0000
0.0000
0.0000
0.0000
0.0000

[f]								
9.15E-06	4.74E-06	2.78E-05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.74E-06	9.15E-06	2.78E-05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.78E-05	2.78E-05	1.43E-04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	5.49E-06	2.75E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	2.75E-06	5.49E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.79E-07	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75E-06	8.74E-07	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.74E-07	1.75E-06	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26E-07

$[f]\,[P_q]$
0.00
0.00
0.00
-4.94E-05
-2.47E-05
0.00
0.00
0.00
0.00

+

$[V_0]$
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00

=

0.00
0.00
0.00
-4.94E-05
-2.47E-05
0.00
0.00
0.00
0.00

$[P_x]^T$								
0.0000	0.0000	-0.9749	-9.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-1.0000	0.0000	0.0064	0.0000	0.0000	0.0286	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	1.0000	0.0064	-1.0000	-1.0000	0.0286	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	8.7500	8.7500	1.0000	8.7500	0.0000	0.0000

$[\delta_{10}]$
0.0004
0.0000
0.0001
-0.0006

2.8.3.5. Süreklilik Denklemlerinin Çözümü

Bölüm 2.8.3.4'de hesaplanan katsayılar matrisleri terimleri yerlerine konularak süreklilik denklemleri yazılmıştır. Bu denklemlerin çözümleri aşağıda yapılmıştır.

$[\delta_{11}]$					X		$[\delta_{10}]$		
5.81E-04	2.62E-05	4.62E-05	-6.49E-04	*	X_1	+	0.00044	=	0.00
2.62E-05	8.80E-06	-4.73E-06	2.51E-08		X_2		0.00000		0.00
4.62E-05	-4.73E-06	2.60E-05	-1.44E-04		X_3		0.00007		0.00
-6.49E-04	2.51E-08	-1.44E-04	1.40E-03		X_4		-0.00065		0.00

X_1	=	-0.7592
X_2		1.4880
X_3		-1.4334
X_4		-0.0361

2.8.3.6. Eleman Uç Kuvvetlerinin Hesabı

Eleman uç kuvvetleri (2.18) denklemiyle hesaplanmıştır. Elde edilen uç kuvvetleri E_{y2} yüklemesinin birim değeri içindir.

[X]
-0.7592
1.4880
-1.4334
-0.0361

$[P_x]$				$[P_x]$ [X]		$[P_q]$		[P]
0.0000	-1.0000	0.0000	0.0000	-1.49		0.00		-1.49
0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	-1.43		0.00		-1.43
-0.9749	0.0064	0.0064	0.0000	0.74		0.00		0.74
-9.0000	0.0000	-1.0000	8.7500	7.95		-9.00		-1.05
0.0000	0.0000	-1.0000	8.7500	1.12	+	0.00	=	1.12
0.0000	0.0286	0.0286	1.0000	-0.03		0.00		-0.03
0.0000	0.0000	0.0000	8.7500	-0.32		0.00		-0.32
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00		0.00		0.00
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00		0.00		0.00

2.8.4. E_d Yüklemesi İçin Hesap

E_d yüklemesi Şekil 2.31'da gösterilmiştir. Bu bölümde, Şekil 2.31'daki yükler altında sistemin hesabı yapılmıştır.

2.8.4.1. Eleman Yükleme Matrislerinin Bulunması

$[V_0]$ =

6.08E-05
6.08E-05
3.08E-04
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00

2.8.4.2. Homojen Çözümlerin Bulunması

Homojen çözümlerin oluşturduğu homojen çözüm matrisi şu şekildedir:

$[P_x]$ =

0.0000	-1.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000
-0.9749	0.0064	0.0064	0.0000	0.0000
-9.0000	0.0000	-1.0000	1.0000	-9.0000
0.0000	0.0000	-1.0000	1.0000	0.0000
0.0000	0.0286	0.0286	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000
X_1=1	X_2=1	X_3=1	X_4=1	X_5=1

2.8.4.3. Özel Çözümlerin Bulunması

$[P_q]$ özel çözüm matrisi:

$[P_q]$ =

0.0000
0.0000
-0.1114
0.0000
0.0000
-0.5000
0.0000
0.0000
0.0000

2.8.4.4. Süreklilik Denklemlerinin Oluşturulması

Bölüm 2.8'de verilen formüllerden faydalanılır. $[\delta_{11}]$ ve $[\delta_{10}]$ matrisleri ardışık matris çarpımlarla elde edilmiştir. (Bknz. Tablo 2.15, Tablo 2.16).

2.8.4.5. Süreklilik Denklemlerinin Çözümü

Bölüm 2.8.4.4'de hesaplanan katsayılar matrisleri terimleri yerlerine konularak süreklilik denklemleri yazılmıştır. Bu denklemlerin çözümleri aşağıda yapılmıştır.

		$[\delta_{11}]$				X		$[F_o]$		
5.81E-04	2.62E-05	4.62E-05	-7.42E-05	4.45E-04		X_1		-0.00028		0.00
2.62E-05	8.80E-06	-4.73E-06	0.00E+00	0.00E+00		X_2		-0.00006		0.00
4.62E-05	-4.73E-06	2.60E-05	-1.65E-05	7.42E-05	*	X_3	+	0.00006	=	0.00
-7.42E-05	0.00E+00	-1.65E-05	2.17E-05	-7.42E-05		X_4		0.00000		0.00
4.45E-04	0.00E+00	7.42E-05	-7.42E-05	4.45E-04		X_5		0.00000		0.00

X_1		1.9557
X_2		0.3822
X_3	=	-0.2632
X_4		-0.0978
X_5		-1.9259

2.8.4.6. Eleman Uç Kuvvetlerinin Hesabı

Eleman uç kuvvetleri (2.18) denklemiyle hesaplanmıştır. Elde edilen uç kuvvetleri E_d yüklemesinin birim değeri içindir.

[X]
1.9557
0.3822
-0.2632
-0.0978
-1.9259

		$[P_x]$			$[P_x]$ [X]		$[P_q]$		[P]
0.0000	-1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-0.38		0.00		-0.38
0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000	-0.26		0.00		-0.26
-0.9749	0.0064	0.0064	0.0000	0.0000	-1.91		-0.11		-2.02
-9.0000	0.0000	-1.0000	1.0000	-9.0000	-0.10		0.00		-0.10
0.0000	0.0000	-1.0000	1.0000	0.0000	0.17	+	0.00	=	0.17
0.0000	0.0286	0.0286	0.0000	0.0000	0.00		-0.50		-0.50
0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	-0.10		0.00		-0.10
0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	-0.10		0.00		-0.10
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	-1.93		0.00		-1.93

Tablo 2.15. E_d Yüklemesi İçin $[\delta_{11}]$ Matrisinin Ardışık Matris Çarpımları İle Elde Edilmesi:

$[P_x]$

0.0000	-1.0000	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	1.0000	0.0000	0.0000
-0.9749	0.0064	0.0064	0.0000	0.0000
-9.0000	0.0000	-1.0000	1.0000	-9.0000
0.0000	0.0000	-1.0000	1.0000	0.0000
0.0000	0.0286	0.0286	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000

[f]

9.15E-06	4.74E-06	2.78E-05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.74E-06	9.15E-06	2.78E-05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.78E-05	2.78E-05	1.43E-04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	5.49E-06	2.75E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	2.75E-06	5.49E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.79E-07	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75E-06	8.74E-07	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.74E-07	1.75E-06	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26E-07

$[f]\,[P_x]$

-2.71E-05	-8.97E-06	4.92E-06	0.00E+00	0.00E+00
-2.71E-05	-4.56E-06	9.32E-06	0.00E+00	0.00E+00
-1.40E-04	-2.69E-05	2.87E-05	0.00E+00	0.00E+00
-4.94E-05	0.00E+00	-8.24E-06	8.24E-06	-4.94E-05
-2.47E-05	0.00E+00	-8.24E-06	8.24E-06	-2.47E-05
0.00E+00	2.51E-08	2.51E-08	0.00E+00	0.00E+00
0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.62E-06	0.00E+00
0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	2.62E-06	0.00E+00
0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	0.00E+00	5.26E-07

$[P_x]^T$

0.0000	0.0000	-0.9749	-9.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-1.0000	0.0000	0.0064	0.0000	0.0000	0.0286	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	1.0000	0.0064	-1.0000	-1.0000	0.0286	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	-9.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000

$[\delta_{11}] = [P_x]^T\,[f]\,[P_x]$

5.81E-04	2.62E-05	4.62E-05	-7.42E-05	4.45E-04
2.62E-05	8.80E-06	-4.73E-06	0.00E+00	0.00E+00
4.62E-05	-4.73E-06	2.60E-05	-1.65E-05	7.42E-05
-7.42E-05	0.00E+00	-1.65E-05	2.17E-05	-7.42E-05
4.45E-04	0.00E+00	7.42E-05	-7.42E-05	4.45E-04

Tablo 2.16. E_d Yüklemesi İçin $[\delta_{10}]$ Matrisinin Ardışık Matris Çarpımları İle Elde Edilmesi

$[P_q]$
0.0000
0.0000
-0.1114
0.0000
0.0000
-0.5000
0.0000
0.0000
0.0000

[f]								
9.15E-06	4.74E-06	2.78E-05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4.74E-06	9.15E-06	2.78E-05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2.78E-05	2.78E-05	1.43E-04	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	5.49E-06	2.75E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	2.75E-06	5.49E-06	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.79E-07	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75E-06	8.74E-07	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8.74E-07	1.75E-06	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5.26E-07

$[f]\ [P_q]$
-3.09E-06
-3.09E-06
-1.60E-05
0.00
0.00
-4.39E-07
0.00
0.00
0.00

+

$[V_0]$
6.08E-05
6.08E-05
3.08E-04
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00
0.00

=

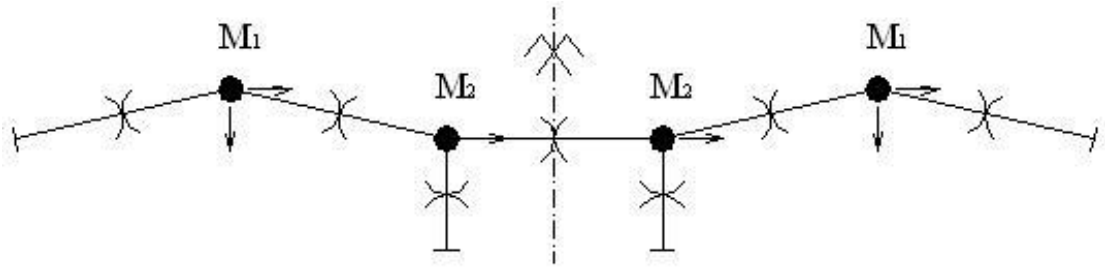
$[\delta_{10}]$
5.77E-05
5.77E-05
2.92E-04
0.00
0.00
-4.39E-07
0.00
0.00
0.00

$[P_x]^T$

0.0000	0.0000	-0.9749	-9.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
-1.0000	0.0000	0.0064	0.0000	0.0000	0.0286	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	1.0000	0.0064	-1.0000	-1.0000	0.0286	0.0000	0.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000
0.0000	0.0000	0.0000	-9.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000

2.8.5. Yapıya Etkiyen Deprem Kuvvetlerinin Bulunması

Yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinin, Şekil 2.36'da gösterilen biçimde, çerçeve kat ağırlıklarının toplandığı varsayılan düğüm noktalarına etkidiği varsayılmıştır. Kiriş ve kolon ağırlıkları ile döşemeden gelen yükler toplanarak kat ağırlıkları hesaplanmış, bu ağırlıklar Şekil 2.36'da gösterilen kesitlerden ayrılarak düğüm noktalarına toplanmıştır. Şekil 2.36'da ayrıca düğüm noktalarının serbestlikleri de gösterilmiştir.



Şekil 2.36. Kat Kütleleri ve Serbestlikleri

$W_1 = 622.07$ kN

$W_2 = 656.09$ kN

$M_1 = \frac{W}{g} = 63.412$ kNs^2/m

$M_2 = \frac{W}{g} = 66.879$ kNs^2/m olarak hesaplanmıştır.

2.8.5.1. Birinci Antimetrik Titreşim Moduna Göre Yatay Deprem Hesabı

Yatay deprem hesabı 1997 Deprem Yönetmeliği, [7], maddelerine göre yapılmıştır. Yapının birinci antimetrik titreşim moduna göre doğal periyodu,

$$T = 2\pi / \left[\sum P_i D_i / \sum M_i D_i^2\right]^{0.5} \qquad (2.19)$$

bağıntısıyla hesaplanmıştır. T = 0.29 sn bulunmuştur. Z2 zemin sınıfı için,
T_A=0.15 sn, T_B=0.40 sn'dir.

Spektral ivme katsayısı : $A(T) = A_0\, I\, S(T)$

$A_0 = 0.40$ (1. Derece Deprem Bölgesi)

$I = 1$ (Endüstri Yapısı)

S(T) = 2.5

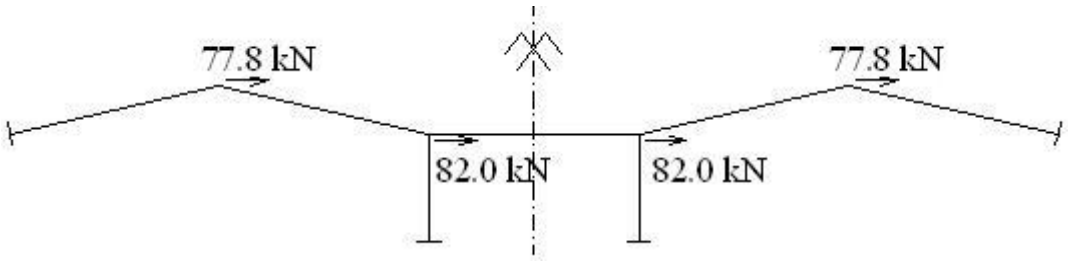
A(T) = 1 değeri elde edilmiştir.

Toplam eşdeğer deprem yükü,

$$V_t = W\ A(T) / R_a \qquad (2.20)$$

formülüyle hesaplanmıştır.

V_t = 319.54 kN olarak bulunan eşdeğer deprem yükü düğüm noktalarındaki kütlelerle orantılı olarak düğüm noktalarına dağıtılmıştır. Eşdeğer deprem yükü hesabıyla bulunan yatay deprem yükleri Şekil 2.37'de gösterilmiştir.



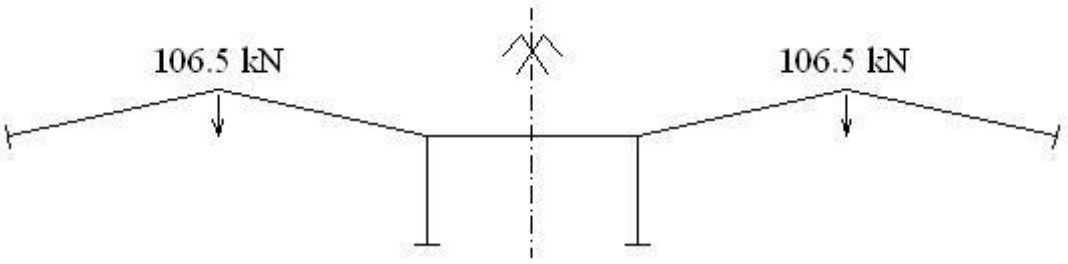
Şekil 2.37. Eşdeğer Deprem Yükü Hesabıyla Bulunan Yatay Deprem Yükleri

2.8.5.2. Birinci Simetrik Titreşim Moduna Göre Düşey Deprem Hesabı

Düşey deprem hesabı, yatay deprem hesabı gibi 1997 Deprem Yönetmeliği, [7], maddelerine göre yapılmış, hesaplanan eşdeğer deprem yükünün 2/3'ü düşey deprem yükü olarak, düşey serbestliği olan iki düğüm noktasına dağıtılmıştır.

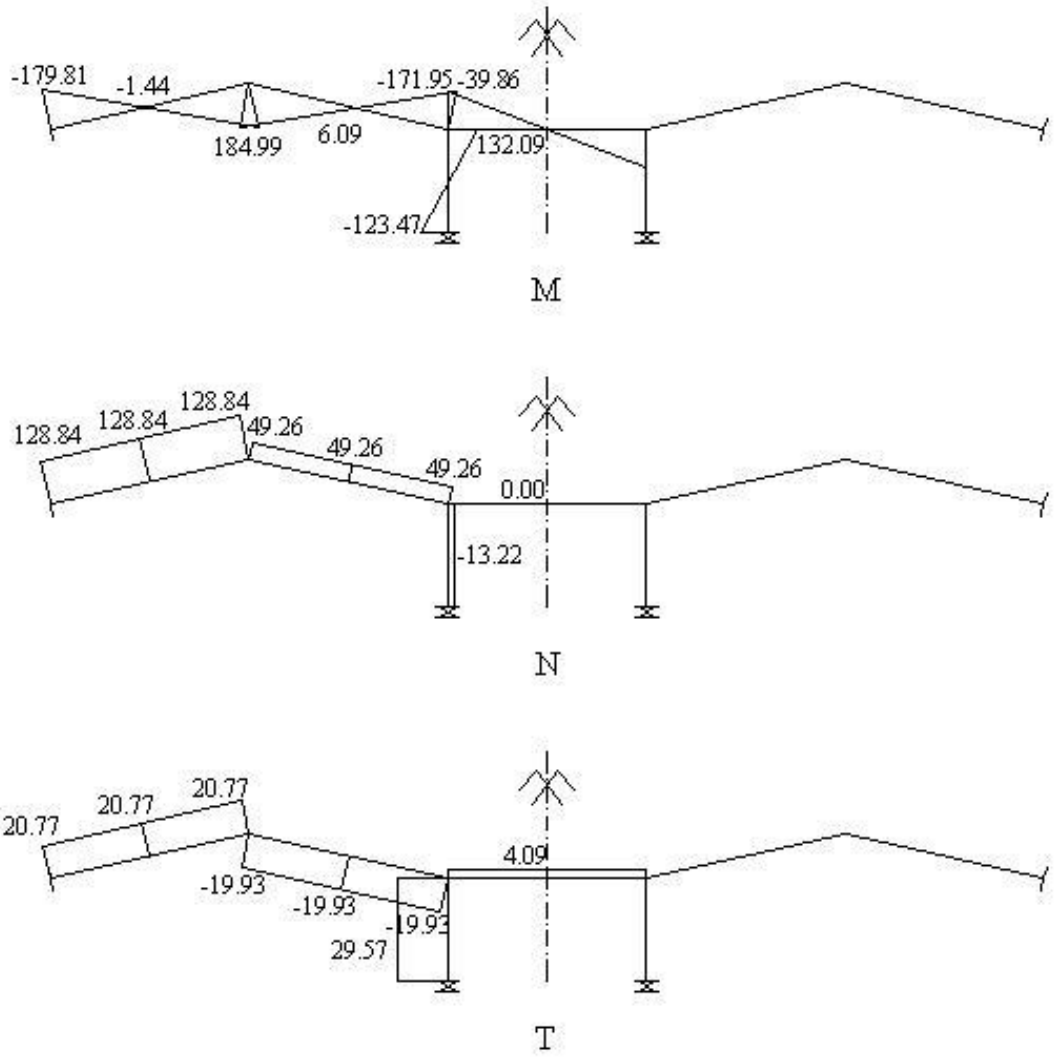
Yapının birinci simetrik titreşim moduna göre doğal periyodu (2.19) bağıntısıyla T=0.18 sn olarak hesaplanmıştır. Z2 zemin sınıfı için, T_A=0.15 sn, T_B=0.40 sn'dir.

Katsayılar değişmediğinden eşdeğer deprem yükü V_t = 319.54 kN'dur. Bu yükün 2/3'ü iki düğüm noktasına düşey yük olarak paylaştırılmıştır. (Bknz. Şekil 2.38)



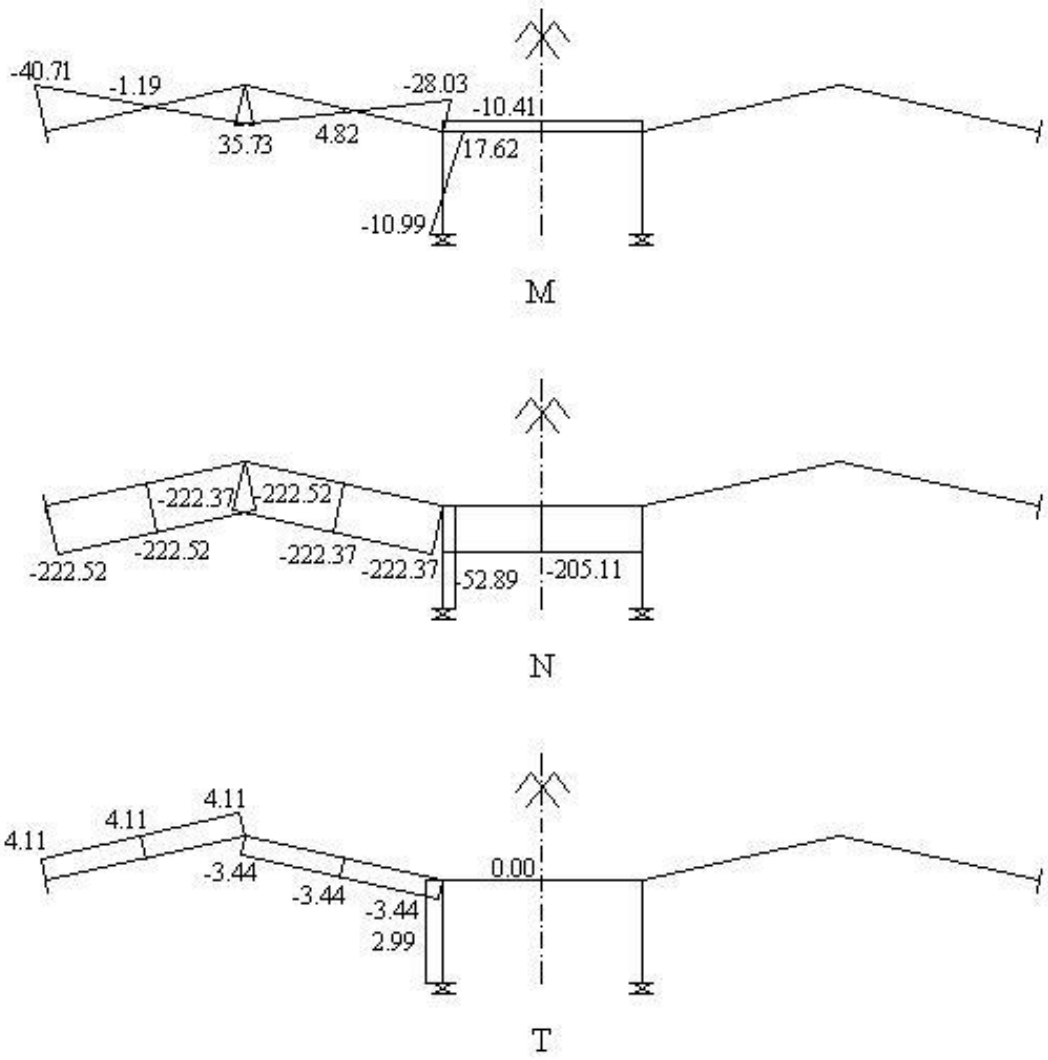
Şekil 2.38. Eşdeğer Deprem Yükü Hesabıyla Bulunan Düşey Deprem Yükleri

2.8.6. Yatay Deprem Yükü İçin Diyagramlar



Şekil 2.39. Yatay Deprem Yükleri İçin M, N, T Diyagramları

2.8.7. Düşey Deprem Yükü İçin Diyagramlar



Şekil 2.40. Düşey Deprem Yükleri İçin M, N, T Diyagramları

2.9. Düzgün Sıcaklık Değişimi İçin Hesap

t = ±25ºC düzgün sıcaklık değişimi için hesap Matris Kuvvet Yöntemi ile yapılmıştır, [6]. Yöntemin esasları Bölüm 2.8'de anlatılmıştır. Sıcaklık değişimi durumu için süreklilik denklemleri

$$[F]\,[X] + [F_t] = 0 \tag{2.21}$$

şeklindedir. [F] kesim yapılmış sistemin fleksibilite matrisi dış yüklerden bağımsızdır ve Bölüm 2.8'de hesaplanmıştır. Bu bölümde ardışık matris işlemleri ile düzgün sıcaklık değişimi durumu için $[F_t]$ kesim yapılmış sistemin yükleme matrisi bulunmuş, süreklilik denklemleri çözülerek [X] bilinmeyenler matrisi elde edilmiş ve eleman bağımsız uç kuvvetleri hesaplanmıştır. Son olarak, M, N, T kesit tesiri diyagramları çizilmiştir.

2.9.1. $[f_t]_i$ Eleman Yükleme Matrisleri ve $[f_t]$ Yükleme Matrisinin Kurulması

Eleman yükleme matrisi,

$$[f_t]_i = \left\{ \frac{\varepsilon\,\Delta t\,l}{2d} \quad \frac{\varepsilon\,\Delta t\,l}{2d} \quad \varepsilon\,t\,l \right\} \tag{2.22}$$

formüllerinden hesaplanır. Yükleme matrisi,

$$[f_t] = \begin{bmatrix} [f_t]_1 \\ [f_t]_2 \\ [f_t]_3 \end{bmatrix} \tag{2.23}$$

şeklinde oluşturulur. t=±25ºC düzgün sıcaklık değişimi için $[f_t]$ matrisi şu şekilde hesaplanmıştır. ($\varepsilon=10^{-5}$)

$[f_t]$ =

0.00000	0.00000
0.00000	0.00000
-0.00875	0.00875
0.00000	0.00000
0.00000	0.00000
-0.00225	0.00225
0.00000	0.00000
0.00000	0.00000
-0.00219	0.00219
t=-25ºC	t=+25ºC

2.9.2. Kesim Yapılmış Sistemin Yükleme Matrisi

Kesim yapılmış sistemin yükleme matrisi,

$$[\delta_t] = [P_x]^T [V_t] \tag{2.24}$$

bağıntısıyla hesaplanmıştır. $[P_x]$ matrisi Bölüm 2.8.4.2'de hesaplanmıştır ve burada aynen kullanılmıştır.

$[f_t]$	
0.0000	0.0000
0.0000	0.0000
-0.0088	0.0088
0.0000	0.0000
0.0000	0.0000
-0.0023	0.0023
0.0000	0.0000
0.0000	0.0000
-0.0022	0.0022
t=-25ºC	t=+25ºC

$[P_x]^T$

0.000	0.000	-0.975	-9.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
-1.000	0.000	0.006	0.000	0.000	0.029	0.000	0.000	0.000
0.000	1.000	0.006	-1.000	-1.000	0.029	0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	1.000	1.000	0.000
0.000	0.000	0.000	-9.000	0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

$[F_t]=[P_x]^T [f_t]$	
0.0085	-0.0085
-0.0001	0.0001
-0.0001	0.0001
0.0000	0.0000
-0.0022	0.0022
t=-25ºC	t=+25ºC

$[P_x]^T [f_t]$ çarpımı yapılarak $[F_t]$ matrisi elde edilmiştir.

2.9.3. Süreklilik Denklemlerinin Yazılması ve Çözümü

Süreklilik denklemleri aşağıdaki şekilde yazılıp çözülerek, bilinmeyenler bulunmuştur.

[F]				
5.8E-04	2.6E-05	4.6E-05	-7.4E-05	4.4E-04
2.6E-05	8.8E-06	-4.7E-06	0.0E+00	0.0E+00
4.6E-05	-4.7E-06	2.6E-05	-1.6E-05	7.4E-05
-7.4E-05	0.0E+00	-1.6E-05	2.2E-05	-7.4E-05
4.4E-04	0.0E+00	7.4E-05	-7.4E-05	4.5E-04

*

X
X_1
X_2
X_3
X_4
X_5

\+

$[F_t]$	
0.0085	-0.0085
-0.0001	0.0001
-0.0001	0.0001
0.0000	0.0000
-0.0022	0.0022
t=-25°C	t=+25°C

=

0.00	0.00
0.00	0.00
0.00	0.00
0.00	0.00
0.00	0.00

X_1	-291.33	291.33
X_2	645.67	-645.67
X_3	-436.49	436.49
X_4	-156.29	156.29
X_5	342.55	-342.55
	t=-25°C	t=+25°C

2.9.4. Eleman Uç Kuvvetlerinin Hesabı

Seçilen eleman bağımsız uç kuvvetleri

$$[P] = [P_x]\,[X] \tag{2.25}$$

bağıntısı kullanılarak hesaplanmıştır.

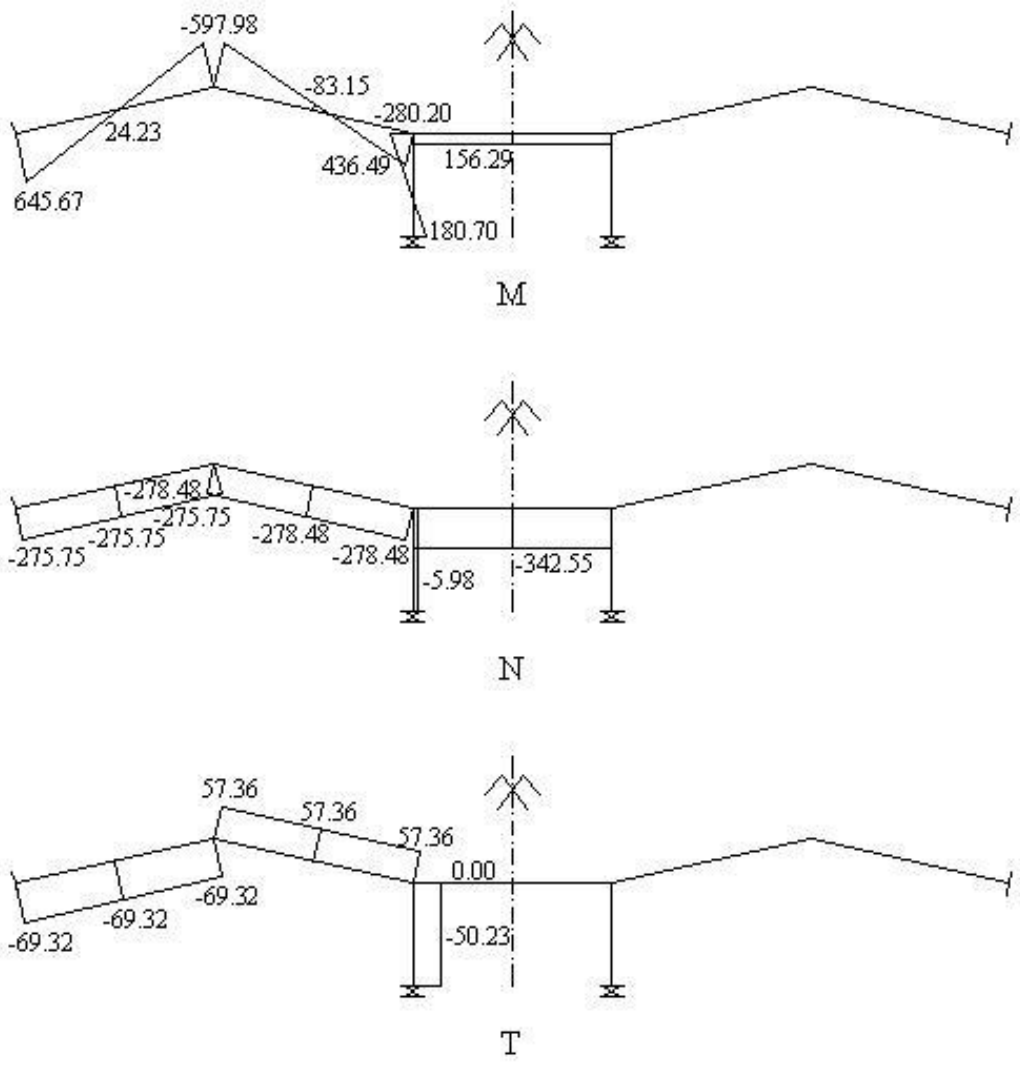
[X]	
-291.33	291.33
645.67	-645.67
-436.49	436.49
-156.29	156.29
342.55	-342.55
t=-25°C	t=+25°C

$[P_x]$				
0.000	-1.000	0.000	0.000	0.000
0.000	0.000	1.000	0.000	0.000
-0.975	0.006	0.006	0.000	0.000
-9.000	0.000	-1.000	1.000	-9.000
0.000	0.000	-1.000	1.000	0.000
0.000	0.029	0.029	0.000	0.000
0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
0.000	0.000	0.000	1.000	0.000
0.000	0.000	0.000	0.000	1.000

$[P]=[P_x]\,[X]$	
-645.67	645.67
-436.49	436.49
285.34	-285.34
-180.70	180.70
280.20	-280.20
5.98	-5.98
-156.29	156.29
-156.29	156.29
342.55	-342.55
t=-25°C	t=+25°C

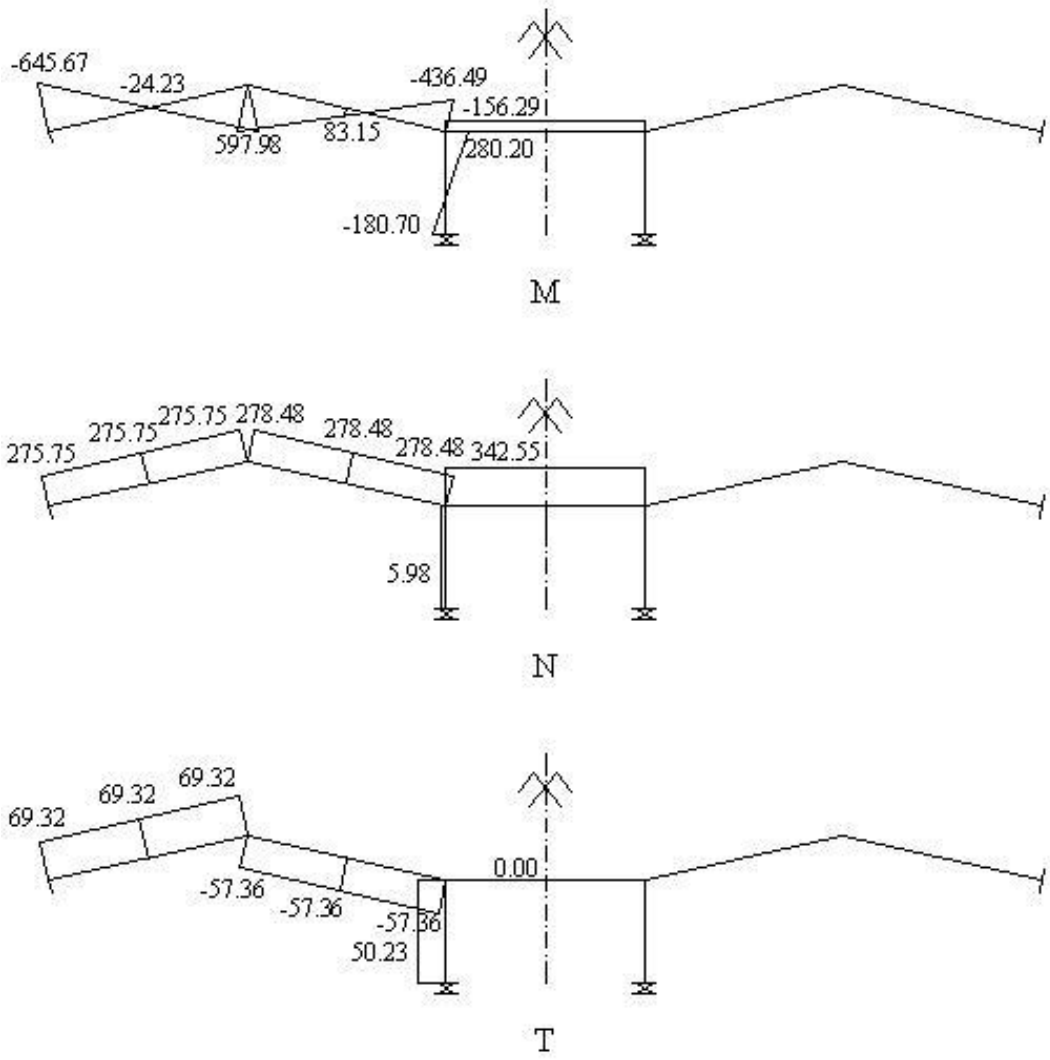
Diğer kesitlerdeki iç kuvvetler denge denklemleri yardımıyla hesaplanabilir. Bu bölümde bağımsız uç kuvvetleri dışındaki iç kuvvetler SAP2000, [5], programı ile elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlarla M, N, T kesit tesiri diyagramları çizilmiştir.

2.9.5. t = +25ºC Düzgün Sıcaklık Değişimi İçin Diyagramlar



Şekil 2.41. t = +25ºC Düzgün Sıcaklık Değişimi İçin M, N, T Diyagramları

2.9.6. t = -25ºC Düzgün Sıcaklık Değişimi İçin Diyagramlar



Şekil 2.42. t = -25ºC Düzgün Sıcaklık Değişimi İçin M, N, T Diyagramları

2.10. En Elverişsiz Kesit Tesirlerinin Bulunması ve Kesit Hesapları

Bu bölümde, daha önceki bölümlerde değişik yüklemeler için farklı hesap yöntemleri ile yapılan çözümlerle elde edilen kesit tesirlerinin süperpozisyonları yapılmıştır. Süperpozisyonlar sonucu ulaşılan en elverişsiz durumlara göre, taşıma gücü ilkesi esas alınarak kesitlerin betonarme hesabı yapılmıştır.

En elverişsiz kesit tesirlerinin belirlenmesi için yapılan süperpozisyonlar şunlardır:

$$1.4G + 1.6Q \tag{2.26}$$

$$1.0G + 1.2Q + 1.2W \tag{2.27}$$

$$1.0G + 1.2Q + 1.2T \tag{2.28}$$

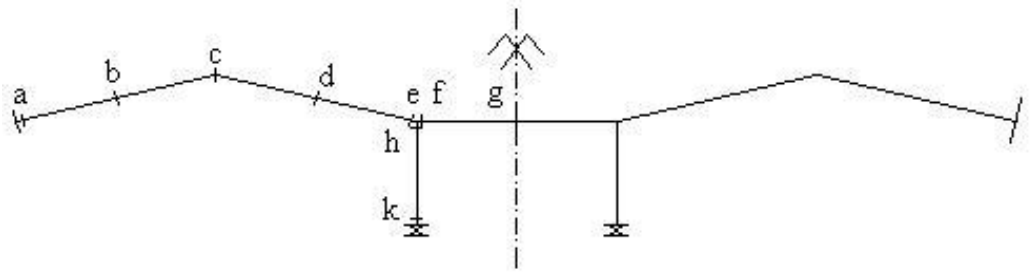
$$1.0G + 1.0Q + 1.0E \tag{2.29}$$

$$0.9G + 1.0E \tag{2.30}$$

Yukarıdaki formüllerde:

G : Yapıya ömrü boyunca etkiyen sabit yükleri,
Q : Yapıya etkiyen hareketli yükleri,
W : Mesnet çökmelerini,
T : Sıcaklık değişimini,
E : Deprem yüklerini ifade etmektedir.

En elverişsiz kesit tesirlerine göre betonarme hesabı yapılan kesitler Şekil 2.43'de gösterilmiştir.



Şekil 2.43. En Elverişsiz Kesit Tesirlerine Göre Betonarme Hesabı Yapılan Kesitler

Tablo 2.17. Kritik Kesitlerde Değişik Yüklemeler İçin Elde Edilen Kesit Tesirleri

Kesit	Kesit Tesiri	Sabit Yük	Hareketli Yük	Mesnet Çökmeleri	Deprem Yükü		Düzgün Sıcaklık Değişimi	
		G	Q	W	E_d	E_y	t=+25ºC	t=-25ºC
a	M	-1217.73	-150.81	-208.18	-40.71	-179.81	645.67	-645.67
	N	-1375.35	-302.82	15.12	-222.52	128.84	-275.75	275.75
	T	326.14	42.97	13.00	4.11	20.77	-69.32	69.32
b	M	350.61	33.75	-91.34	-1.19	-1.44	24.23	-24.23
	N	-1307.11	-229.79	15.12	-222.52	128.84	-275.75	275.75
	T	23.11	-1.84	13.00	4.11	20.77	-69.32	69.32
c	M	-799.05	-183.41	25.11	35.73	184.99	-597.98	597.98
	N	-1236.92	-282.35	19.27	-222.52	128.84	-278.48	278.48
	T	285.64	80.69	13.00	4.11	20.77	-69.32	69.32
d	M	405.90	139.09	70.93	4.82	6.09	-83.15	83.15
	N	-1305.70	-295.22	19.27	-222.37	49.26	-278.48	278.48
	T	-16.95	-8.81	5.13	-3.44	-19.93	57.36	-57.36
e	M	-1107.44	-342.69	117.27	-28.03	-171.95	436.49	-436.49
	N	-1373.95	-315.50	19.27	-222.37	49.26	-278.48	278.48
	T	-319.99	-98.44	5.13	-3.44	-19.93	57.36	-57.36
f	M	-984.98	-299.72	53.86	-10.41	-39.86	156.29	-156.29
	N	-1249.50	-279.12	7.95	-205.11	0.00	-342.55	342.55
	T	309.05	91.88	0.00	0.00	4.09	0.00	0.00
g	M	366.66	102.06	53.86	-10.41	0.00	156.29	-156.29
	N	-1249.50	-279.12	7.95	-205.11	0.00	-342.55	342.55
	T	0.00	0.00	0.00	0.00	4.09	0.00	0.00
h	M	120.63	42.31	-63.41	17.62	132.09	-280.20	280.20
	N	-927.15	-258.13	9.30	-52.89	-13.22	-5.98	5.98
	T	19.52	6.71	-9.69	2.99	29.57	-50.23	50.23
k	M	-55.05	-18.04	23.77	-10.99	-123.47	180.70	-180.70
	N	-927.15	-258.13	9.30	-52.89	-13.22	-5.98	5.98
	T	19.52	6.71	-9.69	2.99	29.57	-50.23	50.23

Tablo 2.18. Süperpozisyonlarla Elde Edilen Kesit Tesirleri

Kesit	Kesit Tesiri	1.4G+1.6Q	1.0G+1.2Q+1.2W	1.0G+1.2Q+1.2T		1.0G+1.0Q+1.0Ed±1.0Ey		0.9G+1.0Ed±1.0Ey	
				Max	Min	(+) Ey	(-) Ey	(+) Ey	(-) Ey
a	M	-1946.11	-1648.51	-623.88	-2173.50	-1589.04	-1229.43	-1316.46	-956.85
	N	-2410.00	-1720.58	-2069.63	-1407.83	-1771.85	-2029.53	-1331.50	-1589.18
	T	525.34	393.29	294.51	460.88	393.98	352.44	318.40	276.86
b	M	544.85	281.50	420.19	362.03	381.73	384.61	312.92	315.80
	N	-2197.62	-1564.71	-1913.76	-1251.96	-1630.58	-1888.26	-1270.08	-1527.76
	T	29.41	36.50	-62.28	104.09	46.15	4.61	45.68	4.14
c	M	-1412.13	-989.02	-301.57	-1736.72	-761.74	-1131.72	-498.43	-868.41
	N	-2183.44	-1552.61	-1241.56	-1909.91	-1612.95	-1870.63	-1206.91	-1464.59
	T	529.00	398.06	465.65	299.28	391.21	349.67	281.95	240.41
d	M	790.80	657.92	672.59	473.03	555.90	543.72	376.22	364.04
	N	-2300.33	-1636.84	-1325.79	-1994.14	-1774.03	-1872.55	-1348.24	-1446.76
	T	-37.83	-21.36	-96.35	41.31	-49.13	-9.27	-38.63	1.24
e	M	-2098.72	-1377.94	-994.89	-2042.46	-1650.12	-1306.21	-1196.68	-852.78
	N	-2428.32	-1729.42	-2086.72	-1418.37	-1862.55	-1961.07	-1409.66	-1508.18
	T	-605.49	-431.96	-369.29	-506.95	-441.80	-401.94	-311.37	-271.51
f	M	-1858.52	-1280.01	-1157.10	-1532.19	-1334.97	-1255.25	-936.75	-857.03
	N	-2195.90	-1574.91	-1995.51	-1173.40	-1733.74	-1733.74	-1329.66	-1329.66
	T	579.68	419.31	419.31	419.31	405.02	396.84	282.24	274.06
g	M	676.62	553.77	676.67	301.59	458.31	458.31	319.58	319.58
	N	-2195.90	-1574.91	-1995.51	-1173.40	-1733.74	-1733.74	-1329.66	-1329.66
	T	0.00	0.00	0.00	0.00	4.09	-4.09	4.09	-4.09
h	M	236.58	95.31	507.64	-164.84	312.65	48.46	258.28	-5.91
	N	-1711.02	-1225.75	-1229.74	-1244.08	-1251.39	-1224.95	-900.54	-874.10
	T	38.06	15.94	87.84	-32.71	58.79	-0.35	50.13	-9.01
k	M	-105.93	-48.17	140.15	-293.54	-207.55	39.39	-184.01	62.94
	N	-1711.02	-1225.75	-1244.08	-1229.74	-1251.39	-1224.95	-900.54	-874.10
	T	38.06	15.94	-32.71	87.84	58.79	-0.35	50.13	-9.01

Malzemeler : BS30, BÇIII

Kolonlarda:

$$N_d \leq 0.9 f_{cd} A_c \qquad \text{(2000 TS500, [2])} \qquad (2.31)$$

$$N_d \leq 0.5 f_{ck} A_c \qquad \text{(1997 Deprem Yönetmeliği, [7])} \qquad (2.32)$$

koşulları sağlanmalıdır. Şekil 2.43'de h ve k kesitleri (2.31) ve (2.32) şartlarını sağlamaktadır. Betonarme hesap, daha elverişsiz kesit tesirlerine sahip olan h kesitine göre yapılmış kolon boyunca aynı donatılar konulmuştur.

Kiriş olarak boyutlandırılacak elemanlarda tasarım eksenel basınç kuvvetinin

$$N_d \leq 0.1 f_{ck} A_c \qquad (2.33)$$

koşulunu sağlaması gereklidir, [2], [7]. Aksi durumda bu elemanlar kolon olarak boyutlandırılıp donatılır. a, b, c, d, e, f ve g kiriş kesitlerinin tümünde sistem geometrisi ve mesnetlenme şekli nedeniyle büyük normal kuvvetler oluşmaktadır. Kesitlerin tümünde (2.33) eşitliği sağlanmamaktadır. Bu nedenle kesitlerin tümü kolon gibi donatılacaktır. Kesitlerin betonarme hesabı simetrik donatı düzenini gerektirmeyen Mörsch Abakları'ndan faydalanılarak yapılmıştır, [9].

Şekil 2.44. Kritik Kesitlerin Donatı Krokileri

3. AZ KATLI BETONARME BİNALARIN OLASI DEPREM DAVRANIŞLARI

17 Ağustos 1999 Kocaeli ve 12 Kasım 1999 Düzce Depremleri sonrasında gözlenen hasar, mevcut betonarme binaların ne gibi hatalar bulundurduğu konusunu gündeme getirmiştir. Türkiye nüfusunun yaklaşık %20'sini barındıran İstanbul'da bu büyüklüklerde olası bir depremin ortaya çıkaracağı sonuçlar önemle vurgulanmaya başlamıştır. Böylelikle kamuoyunun bilinçlendirilmesi ve olası İstanbul depremine mümkün olduğu kadar hazırlıklı olmak amaçlanmaktadır. Bu amaç doğrultusunda mevcut yapıların deprem güvenliklerinin araştırılması, deprem güvenlikleri yetersiz olan yapıların takviye edilmesi gerekmektedir.

3.1. Çalışmanın Amacı

Bu çalışmanın amacı, az katlı (5-6 kat), perde gerektirmeyen çerçevelerin deprem güvenliğinin saptanması konusunda katkılar oluşturmaktır. Mevcut az katlı betonarme binaların yaygın olarak karşılaşılan bazı yapısal özellikleri göz önüne alındığında, bunların 4 tip, 5 katlı çerçeve içinde bir araya getirilerek sanal bazı yapılar üzerinde birleştirilmesi mümkün görülmektedir.

1975 Deprem Yönetmeliği, [1], göz önünde bulundurularak bu tip çerçevelerin örnek olmak üzere dikkatlice boyutlandırılması ve böyle boyutlandırılmış bir yapıda düşey yükler sabit tutulurken, arttırılan yatay yükler altındaki malzeme yönünden doğrusal olmayan davranışlarının incelenmesi bazı yönlerden önemlidir. Önem verilen hususlar arasında göçme yükü, I. Mertebe teorisine ait limit yük (P_{LI})' ün bulunması, göçme biçimlerinin izlenmesi, göçme yükünün tanımındaki bazı kararların irdelenmesi (yerdeğiştirme sünekliği gibi) bulunmaktadır.

Yine yerinde yapılan incelemeler göstermektedir ki, mevcut yapıların bir kısmında, projelendirme aşamasında öngörülen bazı sonuçlara, çeşitli nedenlerle ulaşılamamıştır. Bu nedenler arasında:

1- Beton basınç dayanımının istenen düzeyde olmaması,

2- Donatı miktarının öngörülenden az bulunması ve korozyon nedeniyle bir miktar donatının etkinliğini yitirmesi,

3- Projelendirme aşamasında bazı hatalar bulunması. Örneğin; kolon normal kuvvet taşıma kapasitelerinin düşük tutulmuş olması, kiriş üst donatılarının eksik bilgi nedeniyle uygun seçilmemiş olması, yapıya kat ilave edilmesi nedeniyle kolon normal kuvvetlerinin proje değerlerinin üzerine çıkması.

Bu ve benzeri istenmeyen durumların yapı yatay yük taşıma kapasitesine ve süneklik düzeylerine etkilerinin ne seviyede olabileceğini, malzeme yönünden doğrusal olmayan davranış göz önünde bulundurularak incelenmesi, olası yapı davranışlarının daha gerçekçi bir şekilde saptanması açısından önemlidir. Böyle bir değerlendirmeden sonra yaklaşık değerlendirme yöntemlerinin vereceği sonuçların daha iyi irdelenmesi beklenmektedir. Bu amaçla mevcut yapılarda deprem güvenliğini belirleyici ve sadece mevcut taşıyıcı sistem planına bağlı olarak bir değerlendirme yönteminin tanımı ve ilk sonuçları üzerinde durulacaktır.

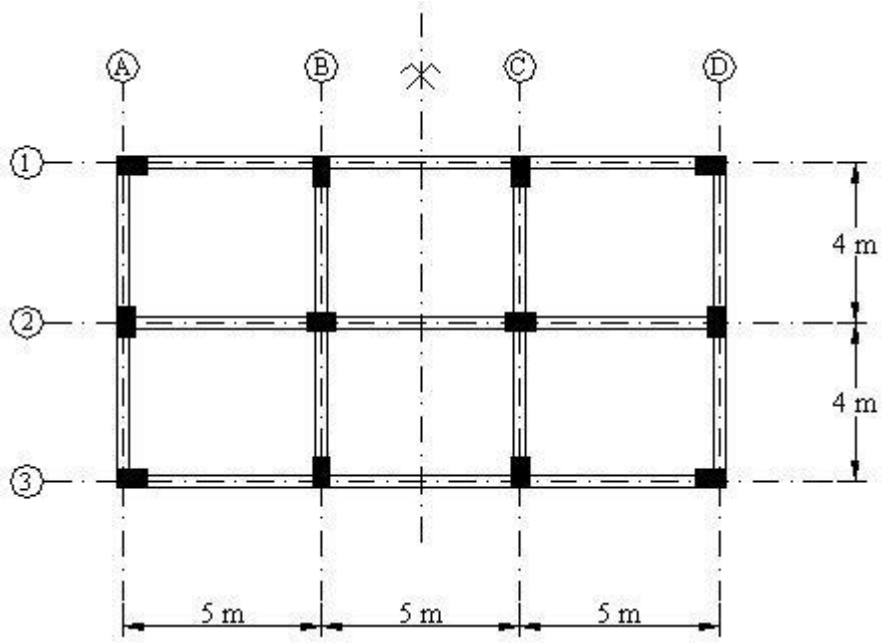
3.2. Varsayımlar

Pek çok yapı tipinin, çok sayıda özellikleri birlikte düşünüldüğünde, sayısı çok artan seçenekleri daha gerçekçi olanlarla sınırlandırmak üzere önemli bazı varsayımlara başvurulmuştur. Bunlar aşağıda özetlenmiştir.

- İncelenen yapılar 5 katlı betonarme konut tipi yapılardır.
- Hareketli yükler, normal kat döşemelerinde 2 kN/m^2, çatı katı döşemelerinde 1.5 kN/m^2' dir.
- Yapı dış duvarları tam tuğla duvar, iç duvarları yarım tuğla duvar şeklindedir.
- Binaların, göz önüne alınacak kata ait kolon planları çıkartılmıştır.
- Kirişler kopup aşağı kata düşmeyecek düzeyde hasar görebilir.
- Kolonların süneklik düzeyleri birbirine yakındır. Dolayısıyla kolon kapasiteleri toplanabilir.
- Kolon boyuna donatıları toplamı $0.01A_c$ dolayındadır.
- Kolon yüklerinin belirlenmesinde döşeme, duvar ve kiriş yüklerinin, sırasıyla %40 ve %60 oranlarıyla dış ve iç kolonlara etkidiği düşünülmektedir.
- Yatay yükün karşılanmasında duvarların katkıları dikkate alınmamıştır.

3.3. Seçilen Çerçeve Sistemleri

Bölüm 3.2'de yer alan varsayımların doğrultusunda, bu çalışmada incelenmek üzere, uygulamada çok karşılaşılan dört çerçeve tipi ele alınacaktır. Bu çerçevelerin, Şekil 3.1'de tipik kalıp planı görülen üç boyutlu yapının 2-Aksı çerçeveleri olması uygun bulunmuştur.



Şekil 3.1. Yapı Tipik Kalıp Planı

Şekil 3.1'deki 2-Aksına ait olmak üzere, ele alınacak çerçeve tipleri şunlardır, (Bknz, Şekil 3.2).

I : Tüm katları yassı kirişli çerçeve,

II : Tüm katları sarkan kirişli çerçeve,

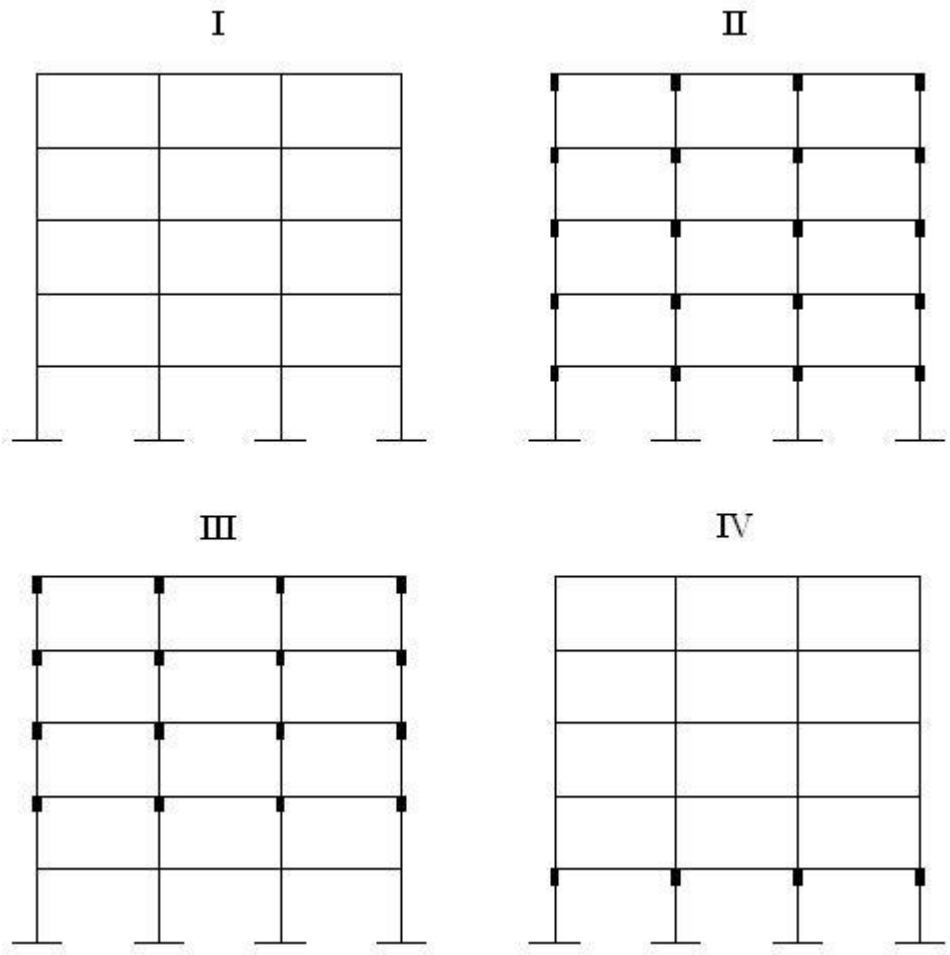
III : Birinci katı yassı, diğer katları sarkan kirişli çerçeve,

IV : Birinci katı sarkan, diğer katları yassı kirişli çerçeve.

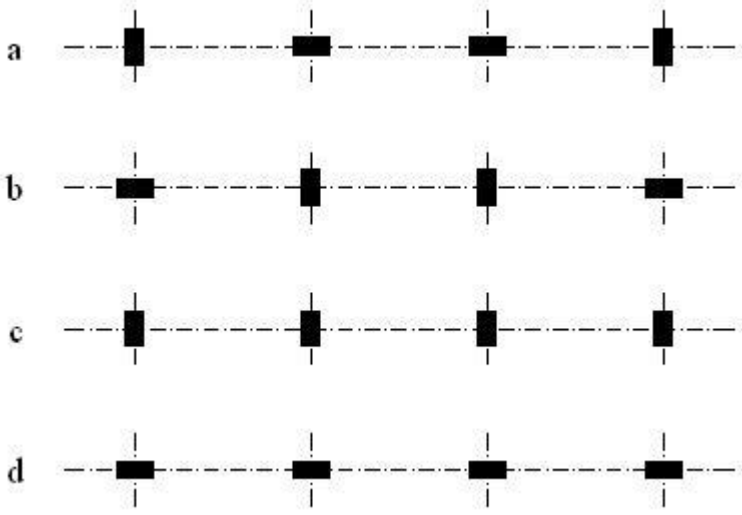
İlerleyen bölümlerde bu dört çerçeve tipinin, 1975 Deprem Yönetmeliği, [1], esas alınarak boyutlandırılması yapılmış, sabit düşey yükler altındayken arttırılan yatay yükler etkisinde malzeme yönünden lineer olmayan davranışları incelenmiştir.

İncelenen dört çerçevenin her biri kolonların yerleşim şekline göre kendi içinde dört tip çerçeve daha oluşturmaktadır. Bu çerçevelerin incelenmesiyle, kolon yerleşiminin

yapıların deprem güvenliğini, yatay yük taşıma kapasitelerini ne şekilde etkilediği görülecektir. Kolon yerleşimleri Şekil 3.3'de gösterilmiştir.



Şekil 3.2. Çerçeve Tipleri



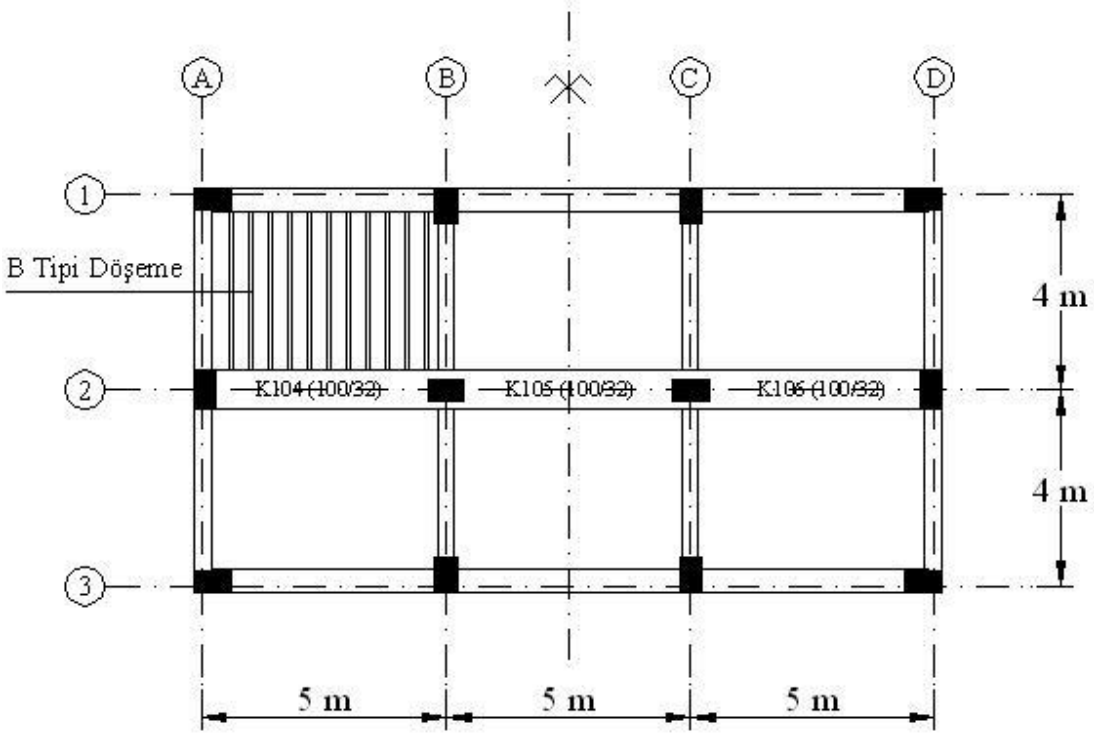
Şekil 3.3. Kolon Yerleşim Şekilleri

Şekil 3.2 ve Şekil 3.3'deki dörder çerçevenin kombinasyonları oluşturulduğunda, kiriş tiplerine ve kolon yerleşim şekline göre toplam 16 çerçeve tipi elde edilir. Bu çalışmada öncelikle "a" tipi kolon yerleşimine sahip dört çerçeve üzerinde durulmuştur.

3.4. I-B/a Çerçevesinin Boyutlandırılması

I-B/a çerçevesi tüm katları yassı kirişli ve "a" tipi kolon yerleşimine sahip çerçevedir. "B" ise döşeme dişlerinin doğrultularına göre yassı kirişli sistemde oluşan iki tipten biridir. "A" tipinde dişler 2-Aksı çerçevesine paralel uzanmaktadır. "B" tipinde ise dişler 2-Aksı çerçevesine diktir ve yükleri doğrudan 2-Aksına aktarmaktadır. Sarkan kirişli çerçeve sistemiyle yüklemeler bakımından paralellik sağlamak amacıyla döşeme tipi "B" olarak seçilmiştir. Bu bölümde I-B/a çerçevesi boyutlandırılmış ve kesin hesapları yapılmıştır. Yapının 1975 Deprem Yönetmeliği, [1],'ne ve 1984 TS500, [8]'e göre dikkatlice boyutlandırılmış olduğu düşünülmektedir.

I-B/a çerçevesine ait kat kalıp planı Şekil 2.3'de gösterilmiştir.



Şekil 3.4. I-B/a Çerçevesi Kat Kalıp Planı

Hesabı yapılacak çerçeve Şekil 3.4'deki 2-Aksına ait çerçevedir. Hesapta dikkate alınacak bazı özellikler şunlardır:

Malzeme : BÇIII / BS18
Kat yüksekliği : h_k=3.00 m
Kiriş boyutları : 100/32 cm
Kolon boyutları : 25/50 cm

3.4.1. Yüklerin Belirlenmesi

Döşeme yükleri:

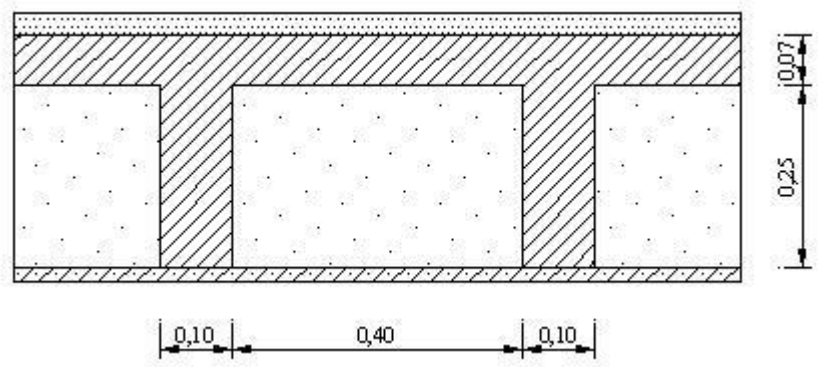
Sabit yüklerin hesabında Şekil 2.4'de gösterilen boyutlarından faydalanılmıştır.

Plak kendi ağırlığı : 0.50 x 0.07 x 25 = 0.875 kN/m^2
Bir dişin ağırlığı : 0.10 x 0.25 x 25 = 0.625 kN/m^2
Dolgu ağırlığı : 0.50 x 0.25 x 12 = 1.50 kN/m^2
Sıva + Kaplama : 0.02 x 20 / 0.9749 = 0.60 kN/m^2

\+

Sabit yük : g = 3.60 kN/m
1 m^2'ye düşen sabit yük : g = 7.20 kN/m^2

Hareketli yük : q = 2.00 kN/m^2
Çatı katında hareketli yük : q = 1.50 kN/m^2



Şekil 3.5. Döşeme Kesiti

Duvar yükü:

g_{duvar} = 2.50 x (3.00-0.32) = 6.70 kN/m (yarım tuğla duvar)
g_{duvar} = 4.20 x (3.00-0.32) = 11.26 kN/m (tam tuğla duvar)

Kiriş zati yükü:

$g_{kiriş}$ = 25 x 0.25 x 1.00 = 6.25 kN/m

Kolon zati yükü:

g_{kolon} = 25 x 0.25 x 0.50 = 3.125 kN/m

3.4.2. Kolonların Boyutlandırılması

Döşeme sabit yükü, hareketli yükler, duvar yükleri, kiriş ve kolon zati yükleri toplanarak, tüm kolonlara gelen yükler hesaplanmıştır. Kolonlardaki hesap yükü;

$$p = 1.4g + 1.6q \tag{3.1}$$

formülüyle hesaplanmıştır. Kolonların brüt enkesit alanı,

$$A_c \geq N_{dmax}/0.60\ f_{ck} \tag{3.2}$$

koşulunu sağlamalıdır, [8]. Bu koşulu sağlayacak şekilde kolon boyutları değiştirilmiştir. Kolonların boyutlandırılması ile ilgili hesaplar Tablo 3.1' de gösterilmiştir.

3.4.3. Çerçevenin Birinci Normal Moduna Ait Doğal Periyodu

Çerçevenin birinci moduna ait doğal periyodunun hesaplanması için çerçeveye Şekil 3.6'da gösterilen yükleme yapılmıştır. Bu yükleme altında sistem SAP 2000, [5], programıyla çözülerek, D_i kat ötelemeleri elde edilmiştir. Çerçeve frekansı,

$$w^2 = \frac{\sum P_i D_i}{\sum M_i D_i^2} \tag{3.3}$$

formülü ile hesaplanmıştır. Bu formülde,

P_i : i. kattaki yatay yük

D_i : i. kattaki toplam yerdeğiştirme

M_i : i. katın kütlesidir.

M_i kat kütleleri Tablo 2.2' de hesaplanarak gösterilmiştir.

Tablo 3.1. I-B/a Çerçevesi Kolonlarının Boyutlandırılması

Kat	Kolon No	Döşeme Yükü	Hareketli Yük	Kiriş Yükü	Kolon Zati Yükü	Duvar Yükü	Kat Yükü		Toplam Kat Yükü		Hesap Yükü	Hesap Momenti	$A_c=N_d/0.6f_{ck}$	Kolon
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	g (kN)	q (kN)	g (kN)	q (kN)	N_d (kN)	M_d (kNm)		
5	S503	52.23	14.40	29.44	3.69	0.00	85.36	14.40	85.36	14.40	142.54	25.66	131.98	25 x 30
	S504	143.63	39.60	57.44	3.69	0.00	204.76	39.60	204.76	39.60	350.02	63.00	324.09	25 x 40
4	S403	52.23	19.20	29.44	8.38	54.05	144.09	19.20	229.45	33.60	374.99	56.25	347.21	25 x 30
	S404	143.63	52.80	57.44	8.38	32.16	241.60	52.80	446.36	92.40	772.75	115.91	715.50	25 x 40
3	S303	52.23	19.20	29.44	8.38	54.05	144.09	19.20	373.54	52.80	607.44	91.12	562.44	25 x 50
	S304	143.63	52.80	57.44	8.38	32.16	241.60	52.80	687.97	145.20	1195.47	179.32	1106.92	25 x 60
2	S203	52.23	19.20	29.44	8.38	54.05	144.09	19.20	517.63	72.00	839.88	125.98	777.67	25 x 50
	S204	143.63	52.80	57.44	8.38	32.16	241.60	52.80	929.57	198.00	1618.20	242.73	1498.33	25 x 60
1	S103	52.23	19.20	29.44	8.38	54.05	144.09	19.20	661.72	91.20	1072.33	193.02	992.90	25 x 50
	S104	143.63	52.80	57.44	8.38	32.16	241.60	52.80	1171.17	250.80	2040.92	367.37	1889.74	25 x 80

Tablo 3.2. Kat Ağırlıkları ve Kat Kütleleri

Kat	Kolon No	Σg	Σq	Kolon Zati Yükü	Kat Ağırlığı	Kat Kütlesi
		(kN)	(kN)	(kN)	W	M
5	S503	81.67	14.40	2.21	88.20	8.99
	S504	201.07	39.60	2.95	215.90	22.01
4	S403	135.72	19.20	7.24	148.71	15.16
	S404	233.23	52.80	9.65	258.72	26.37
3	S303	135.72	19.20	8.71	150.19	15.31
	S304	233.23	52.80	11.13	260.19	26.52
2	S203	135.72	19.20	12.06	153.54	15.65
	S204	233.23	52.80	14.48	263.54	26.86
1	S103	135.72	19.20	12.06	153.54	15.65
	S104	233.23	52.80	15.95	265.02	27.02

Yapı doğal periyodu,

$$T = \frac{2\pi}{w} \tag{3.4}$$

şeklinde hesaplanır.

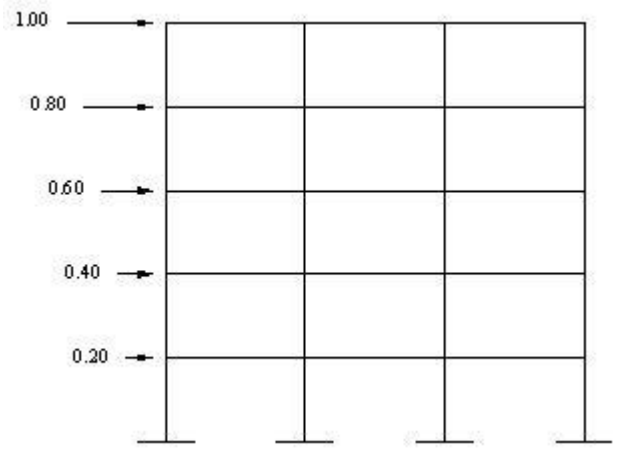
T= 0.87 sn

Diğer kolon yerleşimlerine sahip çerçeveler için periyotlar ise;

I-B/b tipi : 1.09 sn

I-B/c tipi : 1.24 sn

I-B/d tipi : 0.81 sn olarak hesaplanmıştır.



Şekil 3.6. Çerçeve Frekansının Hesaplanması İçin Yapılan Yükleme

3.4.4. Toplam Eşdeğer Yatay Yük Hesabı

Yapıların depreme dayanıklı olarak boyutlandırılmasında esas olan eşdeğer yatay yüklerin toplamı

$$F = C\,W \tag{3.5}$$

denklemi ile hesaplanmıştır, [1]. Burada C deprem katsayısıdır ve

$$C = C_o\,K\,S\,I \tag{3.6}$$

denklemiyle bulunur. Bu denklemin terimleri:

C_o : deprem bölge katsayısı = 0.10 (1. Deprem Bölgesi)

K : yapı tipi katsayısı = 1.00

I : yapı önem katsayısı = 1.00 (Özel Konut)

S : yapı dinamik katsayısıdır (spektrum katsayısı).

Yapı dinamik katsayısı :

$$S = \frac{1}{|0.8 + T - T_o|} = 0.71 \tag{3.7}$$

denklemi ile hesaplanmıştır. Bu denklemde:

T : yapının birinci normal moduna ait doğal periyodu = 0.87 s

T_0 : zemin hakim periyodu (Zemin Tipi I) = 0.25 s'dir.

Toplam yatay yük hesabında kullanılacak W toplam yapı ağırlığı

$$W = \Sigma W_i \tag{3.8}$$

olup, W_i kat ağırlığı Tablo 3.2' de hesaplanmıştır.

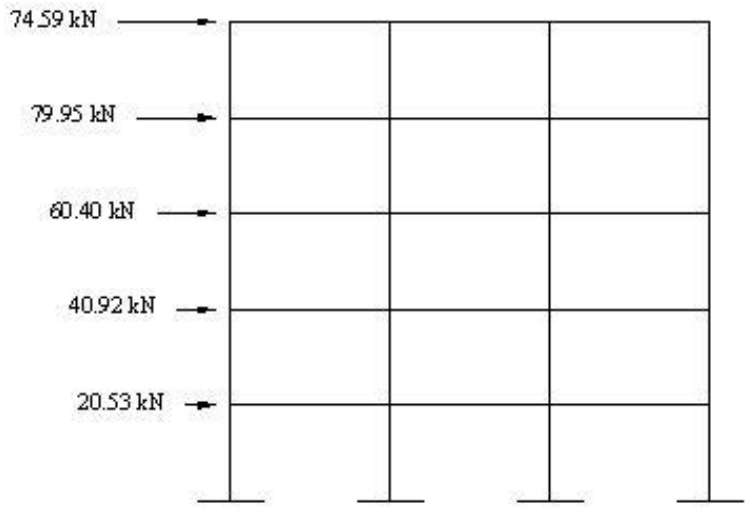
F_i kat yüzeylerine uygulanacak yatay yükler,

$$F_i = F \text{ x } \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \tag{3.9}$$

denklemi ile hesaplanmış (Bknz. Tablo 3.3) ve Şekil 3.7'de sistem üzerinde gösterilmiştir.

Tablo 3.3. Eşdeğer Deprem Yüklerinin Hesabı

Kat	Wi (t)	Hi (t)	Wi.Hi (t)	Fi (t)
5	608.20	15.00	9123.02	74.59
4	814.87	12.00	9778.40	79.95
3	820.77	9.00	7386.90	60.40
2	834.17	6.00	5005.00	40.92
1	837.12	3.00	2511.35	20.53
		ΣWi.Hi	33804.68	



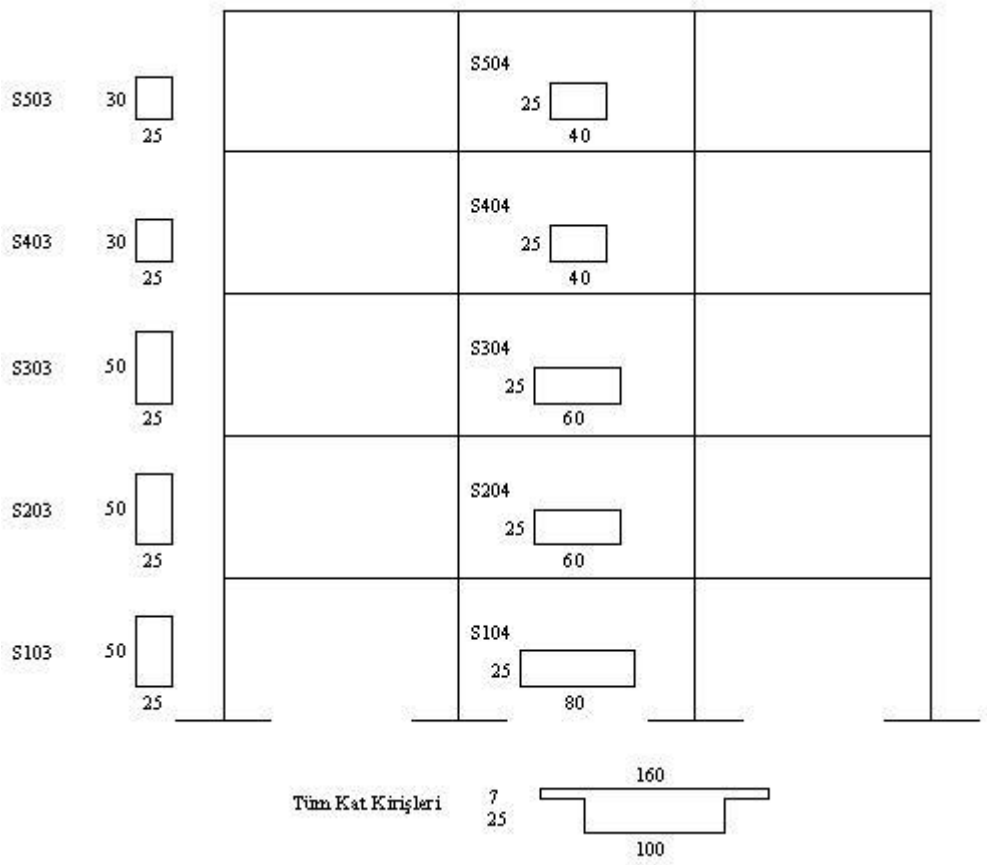
Şekil 3.7. Eşdeğer Deprem Yükleri

3.4.5. Çerçevenin Kesin Hesabı

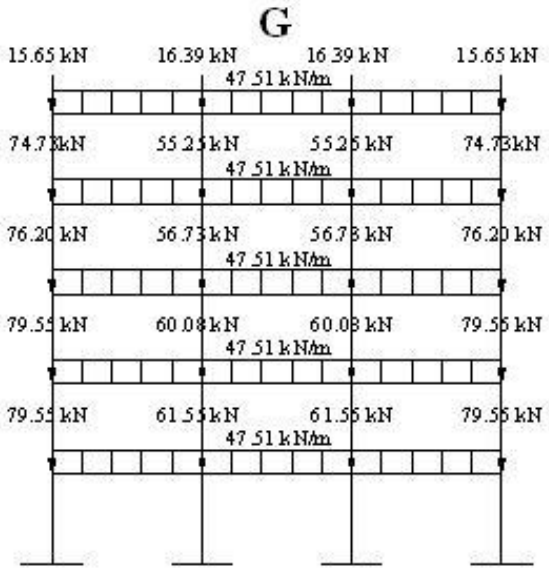
Çerçevenin kesin hesabı SAP 2000, [5], programıyla yapılmıştır. Bölüm 3.4.2'de belirlenen kolon boyutları ve kiriş boyutları Şekil 3.8'de çerçeve üzerinde gösterilmiştir.

3.4.5.1. Yüklemeler

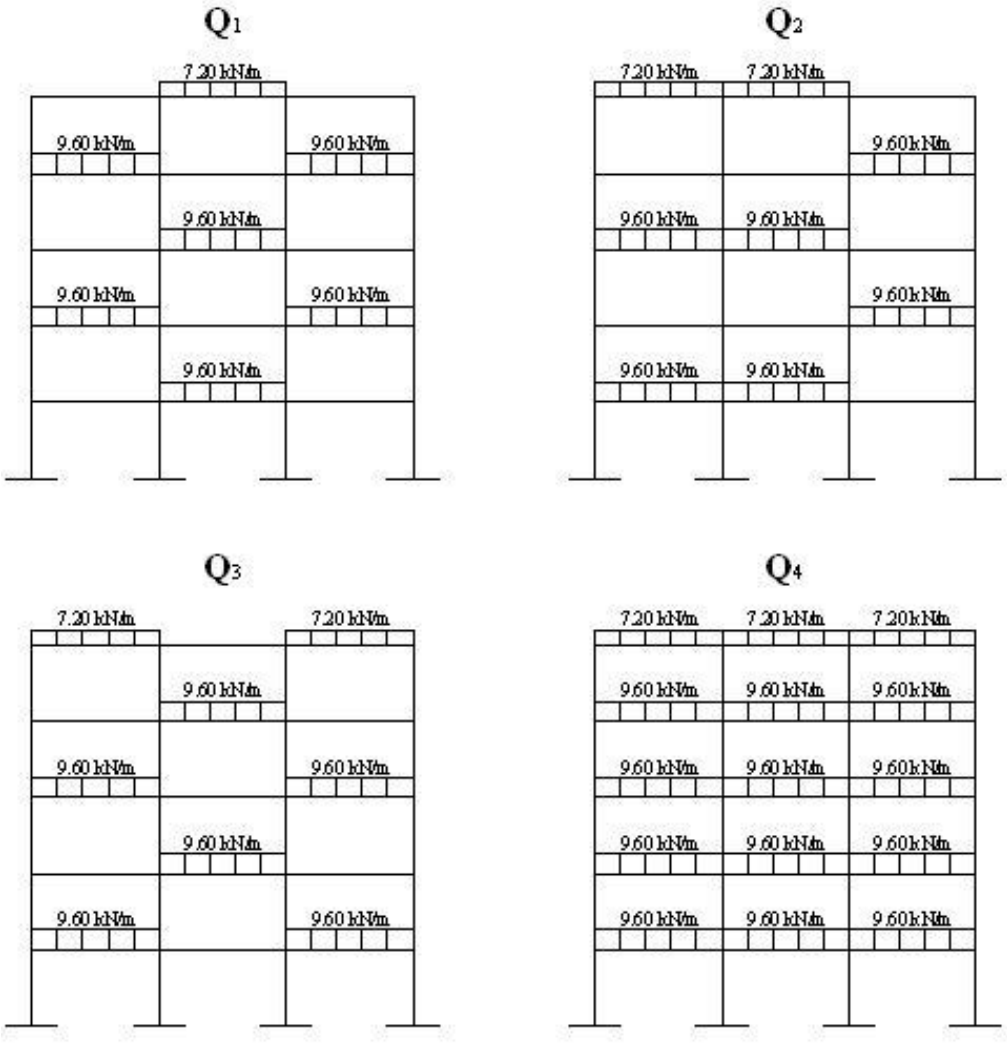
Çerçeveye sabit yükler (G), hareketli yükler (Q) ve Bölüm 3.4.4'de hesaplanan eşdeğer deprem yükleri (E) yüklenmiştir. Mesnet ve açıklık kesitlerinde en elverişsiz durumları elde etmek amacıyla hareketli yükler için dört farklı yükleme yapılmıştır. Yüklemeler Şekil 3.9, Şekil 3.10 ve Şekil 3.11'de gösterilmiştir.



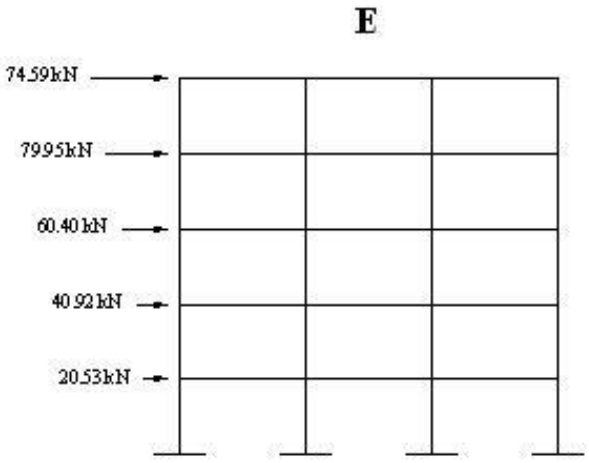
Şekil 3.8. I-B/a Çerçevesi Kolon ve Kiriş Kesitleri



Şekil 3.9. G Yüklemesi



Şekil 3.10. Q Yüklemeleri



Şekil 3.11. E Yüklemesi

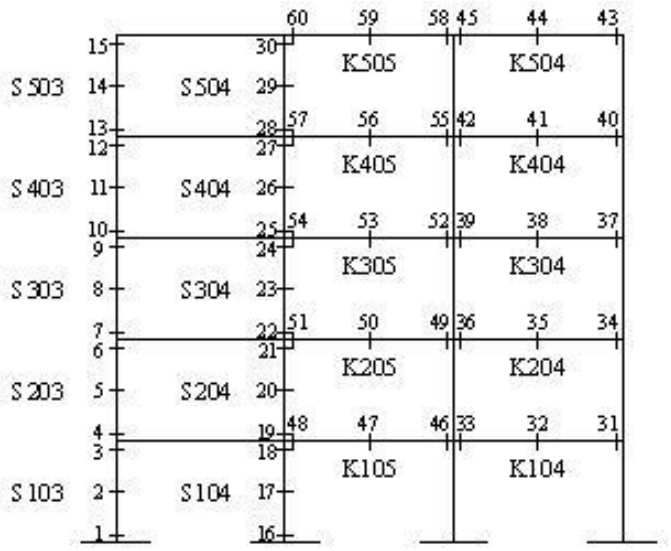
3.4.5.2. Statik Hesaplar

Bu bölümde, Bölüm 3.4.5.1'de gösterilen yüklemeler yapılarak sistem SAP 2000, [5], programıyla çözülmüştür. Kesit tesirlerinin süperpozisyonları yapılarak bütün sonuçlar Tablo 2.4'de verilmiştir. Yapılan süperpozisyonlar,

$$1.4G + 1.6Q \tag{3.9}$$

$$1.0G + 1.0Q + 1.0E \tag{3.10}$$

şeklindedir. Her kolonda ve kirişte üçer kritik kesitteki kesit tesirleri Tablo 2.4'de yer almaktadır. Kritik kesitlerin yerleri ve numaralandırılması Şekil 2.11'de gösterilmiştir.



Şekil 3.12. Kritik Kesitler

3.4.5.3. Kolonların Betonarme Hesabı

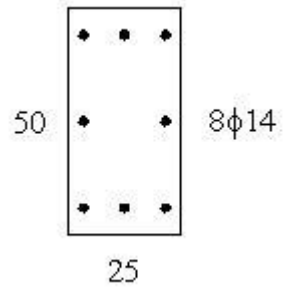
Kolonların betonarme hesabı 1975 Deprem Yönetmeliği, [1], ve 1984 TS 500, [8],'e göre yapılmıştır. Kolonların enkesitinde bulunması gereken boyuna donatı yüzdesi; [1]'e göre en az 0.01, [8]'e göre en az 0.008 olmalıdır. Bu bölümde, iki şart göz önünde bulundurularak I-B/a çerçevesi kolonlarının betonarme hesabı yapılmıştır. Hesaplarda Betonarme Tablo ve Abaklar kitapçığı, [9],'ndan faydalanılmıştır.

Tablo 3.4. Kesit Tesirleri ve Süperpozisyonlar

Kesit		Kesit Tesiri	G	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	E	1.4G+1.6Q	G+Q+E	G+Q-E
S103	1	M	-9.17	0.35	-2.45	-2.26	-1.90	28.11	-16.77	17.04	-39.19
		N	-847.35	-42.70	-58.32	-58.46	-101.15	135.18	-1279.61	-813.32	-1083.69
	2	M	4.66	-0.18	1.05	1.14	0.97	2.61	8.36	8.24	3.02
		N	-847.35	-42.70	-58.32	-58.46	-101.15	135.18	-1279.82	-813.32	-1083.69
	3	M	18.50	-0.71	4.55	4.54	3.83	-22.89	33.18	-0.56	45.23
		N	-847.35	-42.70	-58.32	-58.46	-101.15	135.18	-1279.61	-813.32	-1083.69
S203	4	M	-26.98	-1.81	-3.77	-3.80	-5.61	48.28	-46.75	15.69	-80.87
		N	-664.41	-42.81	-37.59	-37.32	-80.14	101.51	-1058.40	-643.04	-846.06
	5	M	-0.24	1.45	-1.21	-1.49	-0.04	0.95	-2.72	0.67	-1.23
		N	-664.41	-42.81	-37.59	-37.32	-80.14	101.51	-989.89	-643.04	-846.06
	6	M	26.50	4.71	1.35	0.82	5.53	-46.37	45.95	-14.34	78.40
		N	-664.41	-42.81	-37.59	-37.32	-80.14	101.51	-1058.40	-643.04	-846.06
S303	7	M	-27.77	-4.33	-1.89	-1.47	-5.80	40.31	-48.16	6.73	-73.88
		N	-478.33	-20.97	-36.51	-37.46	-58.44	61.75	-763.16	-475.02	-598.52
	8	M	0.88	-1.63	1.38	1.81	0.18	-0.35	4.12	0.70	1.41
		N	-478.33	-20.97	-36.51	-37.46	-58.44	61.75	-729.61	-475.02	-598.52
	9	M	29.52	1.08	4.66	5.09	6.17	-41.01	51.19	-5.33	76.70
		N	-478.33	-20.97	-36.51	-37.46	-58.44	61.75	-763.16	-475.02	-598.52
S403	10	M	-19.74	-1.19	-2.83	-2.97	-4.16	32.66	-34.30	8.75	-56.57
		N	-296.38	-21.31	-15.95	-15.58	-36.89	28.34	-473.96	-304.93	-361.61
	11	M	0.48	1.25	-0.73	-1.12	0.12	-0.45	2.67	0.15	1.06
		N	-296.38	-21.31	-15.95	-15.58	-36.89	28.34	-449.03	-304.93	-361.61
	12	M	20.70	3.68	1.36	0.72	4.41	-33.57	36.04	-8.46	58.68
		N	-296.38	-21.31	-15.95	-15.58	-36.89	28.34	-473.96	-304.93	-361.61
S503	13	M	-23.90	-3.71	-1.47	-0.91	-4.62	14.73	-40.84	-13.79	-43.24
		N	-116.63	0.98	-14.75	-16.55	-15.57	7.30	-188.19	-124.90	-139.50
	14	M	1.22	-1.22	0.75	1.22	0.00	-0.88	3.66	0.34	2.10
		N	-116.63	0.98	-14.75	-16.55	-15.57	7.30	-189.77	-124.90	-139.50
	15	M	26.34	1.26	2.97	3.35	4.61	-16.48	44.25	14.47	47.43
		N	-116.63	0.98	-14.75	-16.55	-15.57	7.30	-188.19	-124.90	-139.50
S104	16	M	5.72	-6.72	-3.54	7.78	1.07	294.21	20.46	300.99	-287.43
		N	-1509.95	-119.30	-140.79	-121.54	-240.85	51.69	-2308.40	-1699.11	-1802.49
	17	M	-3.92	4.52	-1.47	-5.25	-0.74	112.15	-13.89	107.49	-116.80
		N	-1509.95	-119.30	-140.79	-121.54	-240.85	51.69	-2308.40	-1699.11	-1802.49
	18	M	-13.56	15.75	0.60	-18.29	-2.54	-69.92	-48.25	-86.01	53.82
		N	-1509.95	-119.30	-140.79	-121.54	-240.85	51.69	-2308.40	-1699.11	-1802.49
S204	19	M	8.41	-0.87	2.65	2.41	1.54	150.66	16.01	160.61	-140.72
		N	-1195.47	-95.19	-88.21	-94.68	-189.86	36.00	-1814.78	-1349.33	-1421.33
	20	M	0.47	-5.64	0.64	5.75	0.11	6.01	9.86	6.60	-5.43
		N	-1195.47	-95.19	-88.21	-94.68	-189.86	36.00	-1825.14	-1349.33	-1421.33
	21	M	-7.47	-10.40	-1.37	9.09	-1.31	-138.63	-27.10	-147.42	129.85
		N	-1195.47	-95.19	-88.21	-94.68	-189.86	36.00	-1825.95	-1349.33	-1421.33
S304	22	M	8.00	6.12	-0.53	-4.79	1.33	111.68	20.99	121.02	-102.35
		N	-885.59	-69.03	-91.09	-70.54	-139.56	20.51	-1350.27	-1004.64	-1045.67
	23	M	-0.84	8.32	-0.39	-8.45	-0.13	-8.97	-14.70	-9.94	7.99
		N	-885.59	-69.03	-91.09	-70.54	-139.56	20.51	-1352.69	-1004.64	-1045.67
	24	M	-9.69	10.51	-0.24	-12.11	-1.60	-129.62	-32.94	-140.91	118.33
		N	-885.59	-69.03	-91.09	-70.54	-139.56	20.51	-1352.69	-1004.64	-1045.67
S404	25	M	3.92	-1.46	0.82	2.16	0.70	77.62	8.94	82.23	-73.00
		N	-578.29	-44.69	-37.54	-44.42	-89.11	8.38	-880.68	-659.02	-675.78
	26	M	-0.26	-3.40	-0.01	3.32	-0.07	-5.25	-5.80	-5.58	4.92
		N	-578.29	-44.69	-37.54	-44.42	-89.11	8.38	-881.10	-659.02	-675.78
	27	M	-4.43	-5.34	-0.85	4.49	-0.85	-88.11	-14.74	-93.39	82.83
		N	-578.29	-44.69	-37.54	-44.42	-89.11	8.38	-881.10	-659.02	-675.78
S504	28	M	7.39	4.47	0.50	-3.40	1.07	35.62	17.49	44.08	-27.16
		N	-271.73	-18.98	-41.61	-19.45	-38.43	2.69	-410.80	-307.47	-312.86
	29	M	-1.28	3.88	0.06	-3.92	-0.04	-4.69	-8.06	-6.00	3.38
		N	-271.73	-18.98	-41.61	-19.45	-38.43	2.69	-411.54	-307.47	-312.86
	30	M	-9.94	3.30	-0.39	-4.44	-1.14	-45.00	-21.03	-56.08	33.91
		N	-271.73	-18.98	-41.61	-19.45	-38.43	2.69	-411.54	-307.47	-312.86

Kesit		Kesit Tesiri	G	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	E	1.4G+1.6Q	G+Q+E	G+Q-E
K104	31	M	-45.48	-1.10	-8.33	-8.35	-9.44	71.17	-78.78	16.25	-126.10
		N	8.60	2.53	-0.63	-0.73	1.80	-35.08	14.92	-24.68	45.48
	32	M	64.52	-1.39	13.49	14.49	13.10	-12.99	113.52	64.63	90.62
		N	8.60	2.53	-0.63	-0.73	1.80	-35.08	10.88	-24.68	45.48
	33	M	-122.41	-1.68	-24.69	-22.67	-24.35	-97.16	-210.87	-243.93	-49.61
		N	8.60	2.53	-0.63	-0.73	1.80	-35.08	11.04	-24.68	45.48
K204	34	M	-54.27	-9.04	-3.24	-2.29	-11.33	86.68	-94.10	21.08	-152.28
		N	1.27	-0.37	0.48	0.65	0.28	-36.48	2.22	-34.93	38.02
	35	M	63.58	15.57	-0.51	-2.64	12.92	-12.74	113.92	63.77	89.25
		N	1.27	-0.37	0.48	0.65	0.28	-36.48	1.18	-34.93	38.02
	36	M	-115.50	-19.83	2.21	-2.99	-22.82	-112.16	-198.22	-250.48	-26.16
		N	1.27	-0.37	0.48	0.65	0.28	-36.48	2.22	-34.93	38.02
K304	37	M	-49.26	-2.27	-7.49	-8.06	-10.33	73.67	-85.49	14.08	-133.27
		N	-5.61	-0.18	-0.78	-0.96	-1.13	-55.37	-9.67	-62.12	48.62
	38	M	66.64	-3.11	13.90	16.65	13.54	-9.85	119.95	70.34	90.03
		N	-5.61	-0.18	-0.78	-0.96	-1.13	-55.37	-9.39	-62.12	48.62
	39	M	-114.38	-3.96	-24.72	-18.63	-22.59	-93.37	-199.68	-230.34	-43.61
		N	-5.61	-0.18	-0.78	-0.96	-1.13	-55.37	-9.11	-62.12	48.62
K404	40	M	-44.60	-7.39	-2.83	-1.63	-9.02	48.29	-76.88	-5.33	-101.92
		N	3.26	0.03	0.08	0.19	0.22	-68.28	4.92	-64.79	71.76
	41	M	69.49	18.35	0.17	-4.07	14.27	-4.31	126.63	79.45	88.07
		N	3.26	0.03	0.08	0.19	0.22	-68.28	4.62	-64.79	71.76
	42	M	-113.36	-15.91	3.16	-6.51	-22.43	-56.91	-194.60	-192.70	-78.89
		N	3.26	0.03	0.08	0.19	0.22	-68.28	4.92	-64.79	71.76
K504	43	M	-26.34	-1.26	-2.97	-3.35	-4.61	16.48	-44.25	-14.47	-47.43
		N	-16.75	-1.66	-1.48	-1.42	-3.08	-64.19	-28.37	-84.01	44.37
	44	M	77.64	-3.72	11.42	15.54	11.81	-1.77	133.56	87.69	91.22
		N	-16.75	-1.66	-1.48	-1.42	-3.08	-64.19	-25.71	-84.01	44.37
	45	M	-115.31	-6.19	-19.20	-10.58	-16.76	-20.02	-192.16	-152.09	-112.06
		N	-16.75	-1.66	-1.48	-1.42	-3.08	-64.19	-25.81	-84.01	44.37
K105	46	M	-100.45	-18.31	-22.64	-1.97	-20.28	123.42	-176.85	2.70	-244.14
		N	9.74	-8.14	-3.35	10.19	2.05	-10.14	8.27	1.65	21.92
	47	M	48.02	11.69	10.65	-1.97	9.72	0.03	85.94	57.78	57.71
		N	9.74	-8.14	-3.35	10.19	2.05	-10.14	0.61	1.65	21.92
	48	M	-100.45	-18.31	-16.07	-1.97	-20.28	-123.36	-173.07	-244.08	2.63
		N	9.74	-8.14	-3.35	10.19	2.05	-10.14	16.91	1.65	21.92
K205	49	M	-100.03	-3.31	3.05	-16.86	-20.18	138.16	-172.32	17.95	-258.36
		N	0.66	4.27	1.91	-4.02	0.25	-20.48	1.33	-19.56	21.39
	50	M	48.44	-3.31	-1.45	13.14	9.82	0.02	88.83	58.28	58.24
		N	0.66	4.27	1.91	-4.02	0.25	-20.48	-5.50	-19.56	21.39
	51	M	-100.03	-3.31	-5.94	-16.86	-20.18	-138.12	-172.32	-258.32	17.91
		N	0.66	4.27	1.91	-4.02	0.25	-20.48	1.33	-19.56	21.39
K305	52	M	-100.78	-15.93	-23.65	-4.36	-20.29	113.87	-178.93	-7.20	-234.94
		N	-2.50	-2.93	-1.44	2.26	-0.67	-30.18	-5.80	-33.35	27.01
	53	M	47.69	14.07	11.63	-4.36	9.71	0.02	89.28	57.42	57.38
		N	-2.50	-2.93	-1.44	2.26	-0.67	-30.18	-8.19	-33.35	27.01
	54	M	-100.78	-15.93	-13.09	-4.36	-20.29	-113.83	-173.56	-234.90	-7.24
		N	-2.50	-2.93	-1.44	2.26	-0.67	-30.18	-4.57	-33.35	27.01
K405	55	M	-101.54	-6.11	4.51	-14.40	-20.51	66.82	-174.98	-55.24	-188.88
		N	0.27	0.93	0.34	-0.94	0.00	-39.90	0.37	-39.64	40.17
	56	M	46.93	-6.11	-2.68	15.60	9.49	0.00	90.65	56.42	56.41
		N	0.27	0.93	0.34	-0.94	0.00	-39.90	-1.13	-39.64	40.17
	57	M	-101.54	-6.11	-9.87	-14.40	-20.51	-66.81	-174.98	-188.87	-55.25
		N	0.27	0.93	0.34	-0.94	0.00	-39.90	0.37	-39.64	40.17
K505	58	M	-105.37	-9.48	-18.81	-6.14	-15.62	24.98	-177.61	-96.01	-145.97
		N	-10.97	-1.27	-1.18	-1.07	-2.34	-37.32	-17.24	-50.62	24.01
	59	M	43.10	13.02	9.60	-6.14	6.88	0.00	81.17	49.98	49.98
		N	-10.97	-1.27	-1.18	-1.07	-2.34	-37.32	-17.38	-50.62	24.01
	60	M	-105.37	-9.48	-6.99	-6.14	-15.62	-24.98	-172.51	-145.98	-96.01
		N	-10.97	-1.27	-1.18	-1.07	-2.34	-37.32	-19.10	-50.62	24.01

S103 Kolonu:



M_d = 33.18 kN/m

N_d = 1279.61 kN

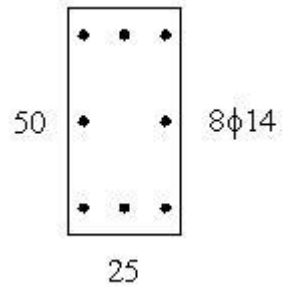
} w = 0.12

$As_1 = As_2$ = 4.93 cm^2

As_{min} = 12.50 cm^2, [8]

Seçilen donatı : 8 Ø 14 (12.32 cm^2)

S203 Kolonu:



M_d = 80.87 kN/m

N_d = 846.06 kN

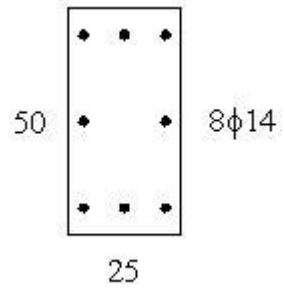
} w = 0.16

$As_1 = As_2$ = 6.58 cm^2

As_{min} = 12.50 cm^2, [8]

Seçilen donatı : 8 Ø 14 (12.32 cm^2)

S203 Kolonu:



M_d = 76.70 kN/m

N_d = 598.52 kN

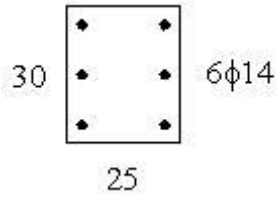
} w = 0.12

$As_1 = As_2$ = 4.93 cm^2

As_{min} = 12.50 cm^2, [8]

Seçilen donatı : 8 Ø 14 (12.32 cm^2)

S403 Kolonu:



M_d = 58.68 kN/m

N_d = 361.61 kN

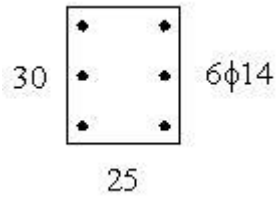
} w = 0.20

$As_1 = As_2$ = 4.93 cm^2

As_{min} = 7.50 cm^2, [8]

Seçilen donatı : 6 Ø 14 (9.24 cm^2)

S503 Kolonu:



M_d = 47.43 kN/m

N_d = 139.50 kN

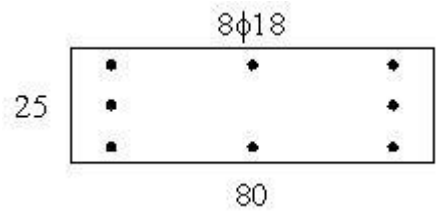
} w = 0.17

$As_1 = As_2$ = 4.19 cm^2

As_{min} = 7.50 cm^2, [8]

Seçilen donatı : 6 Ø 14 (9.24 cm^2)

S104 Kolonu:



M_d = 300.99 kN/m

N_d = 1699.11 kN

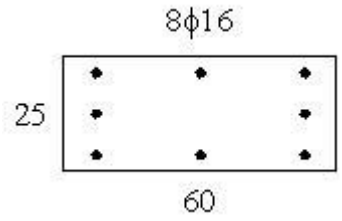
} w = 0.15

$As_1 = As_2$ = 9.86 cm^2

As_{min} = 20.00 cm^2, [8]

Seçilen donatı : 8 Ø 18 (20.36 cm^2)

S204 Kolonu:



M_d = 160.61 kN/m

N_d = 1349.33 kN

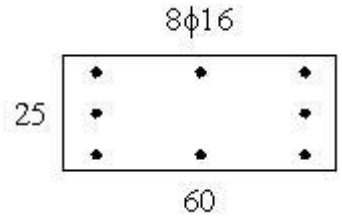
} w = 0.16

$As_1 = As_2$ = 7.89 cm^2

As_{min} = 15.00 cm^2, [8]

Seçilen donatı : 8 Ø 16 (16.08 cm^2)

S304 Kolonu:



M_d = 140.91 kN/m

N_d = 1004.64 kN

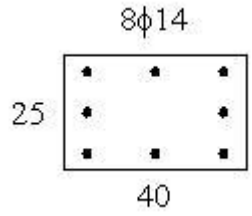
} w = 0.08

$As_1 = As_2$ = 3.95 cm^2

As_{min} = 15.00 cm^2, [8]

Seçilen donatı : 8 Ø 16 (16.08 cm^2)

S404 Kolonu:



M_d = 93.39 kN/m

N_d = 659.02 kN

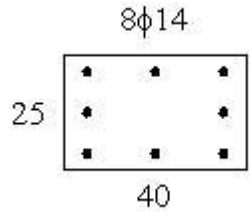
} w = 0.15

$As_1 = As_2$ = 4.93 cm^2

As_{min} = 10.00 cm^2, [8]

Seçilen donatı : 8 Ø 14 (12.32 cm^2)

S504 Kolonu:



M_d = 56.08 kN/m

N_d = 307.47 kN

} w = 0.05

$As_1 = As_2$ = 1.64 cm^2

As_{min} = 10.00 cm^2, [8]

Seçilen donatı : 8 Ø 14 (12.32 cm^2)

3.4.5.4. Kirişlerin Betonarme Hesabı

Kirişlerdeki boyuna donatı yüzdesi BÇ III için [1]'e göre 0.003'den, [8]'e göre 1.2/365'den az olmamalıdır. Ancak kesite konulan donatı adedi ile taşınabilecek moment kapasitesi, kesite gelen hesap momentinin %33'ünden fazla ise minimum donatı koşuluna bağlı kalınmayabilir, [1].

Kiriş Açıklıklarında:

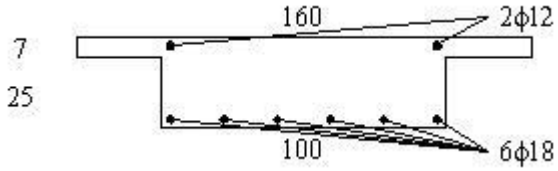
Açıklıklarda betonarme hesap en elverişsiz tesirlere göre yapılmış, bütün açıklıklara bu donatılar konulmuştur.

M_d = 133.56 kN/m

N_d = -25,71 kN

A_s = 12.95 cm^2

A_{smin} = 8.70 cm^2



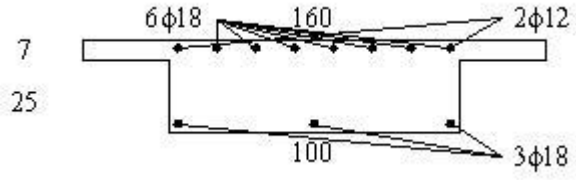
Seçilen donatı : Üstte : 3 Ø 18 Düz (7.63 cm^2)

3 Ø 18 Pilye (7.63 cm^2)

Altta : 2 Ø 12 Montaj (2.26 cm^2)

Kenar Mesnetlerde:

1. ve 2. Katta:



Üstte : $A_s = 16.32\ cm^2$

Altta : $A_s = 1.52\ cm^2$

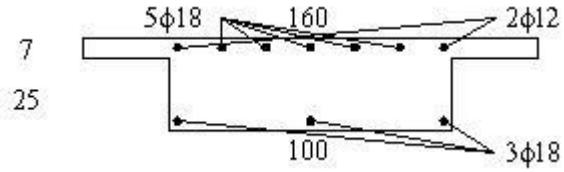
Seçilen donatı : Üstte : 3 Ø 18 Düz ($7.63\ cm^2$)

2 Ø 12 Montaj ($2.26\ cm^2$)

3 Ø 18 Ek ($7.63\ cm^2$)

Altta : 3 Ø 18 Düz ($7.63\ cm^2$)

3. Katta:



Üstte : $A_s = 14.29\ cm^2$

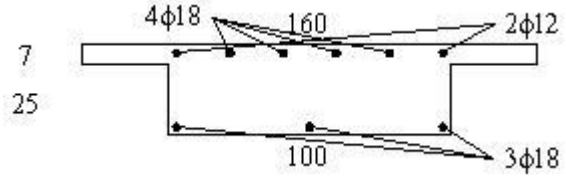
Seçilen donatı : Üstte : 3 Ø 18 Düz ($7.63\ cm^2$)

2 Ø 12 Montaj ($2.26\ cm^2$)

2 Ø 18 Ek ($5.09\ cm^2$)

Altta : 3 Ø 18 Düz ($7.63\ cm^2$)

4. Katta:



Üstte : $A_s = 11.17\ cm^2$

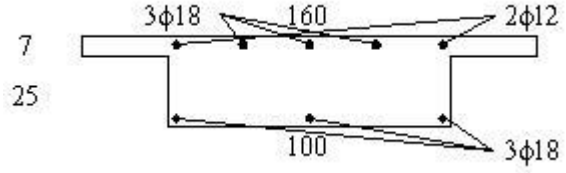
Seçilen donatı : Üstte : 3 Ø 18 Düz ($7.63\ cm^2$)

2 Ø 12 Montaj ($2.26\ cm^2$)

1 Ø 18 Ek ($2.54\ cm^2$)

Altta : 3 Ø 18 Düz ($7.63\ cm^2$)

5. Katta:



Üstte : $A_s = 5.22\ cm^2$

Seçilen donatı : Üstte : 3 Ø 18 Düz ($7.63\ cm^2$)

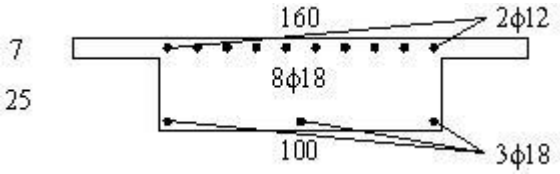
2 Ø 12 Montaj ($2.26\ cm^2$)

Altta : 3 Ø 18 Düz ($7.63\ cm^2$)

İç Mesnetlerde:

1. Katta:

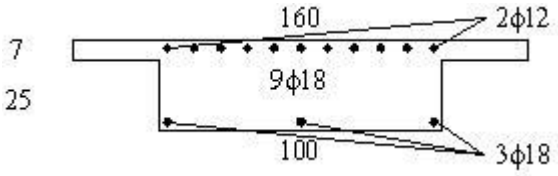
Üstte : $A_s = 21.83\ cm^2$



Seçilen donatı : Üstte : 6 Ø 18 Pilye (15.27 cm^2)
2 Ø 12 Montaj (2.26 cm^2)
2 Ø 18 Ek (5.09 cm^2)
Altta : 3 Ø 18 Düz (7.63 cm^2)

2. Katta:

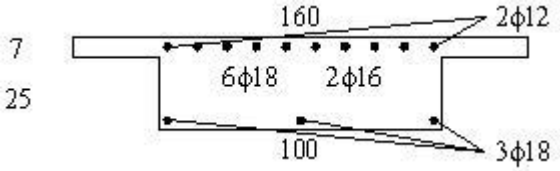
Üstte : $A_s = 23.38\ cm^2$



Seçilen donatı : Üstte : 6 Ø 18 Pilye (15.27 cm^2)
2 Ø 12 Montaj (2.26 cm^2)
3 Ø 18 Ek (7.63 cm^2)
Altta : 3 Ø 18 Düz (7.63 cm^2)

3. Katta:

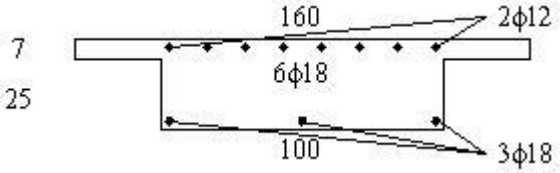
Üstte : $A_s = 20.78\ cm^2$



Seçilen donatı : Üstte : 6 Ø 18 Pilye (15.27 cm^2)
2 Ø 12 Montaj (2.26 cm^2)
2 Ø 16 Ek (4.02 cm^2)
Altta : 3 Ø 18 Düz (7.63 cm^2)

4. Katta:

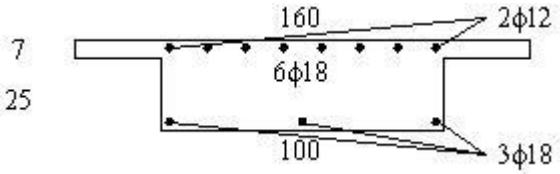
Üstte : $A_s = 17.62\ cm^2$



Seçilen donatı : Üstte : 6 Ø 18 Pilye (15.27 cm^2)
2 Ø 12 Montaj (2.26 cm^2)
Altta : 3 Ø 18 Düz (7.63 cm^2)

5. Katta:

Üstte : $A_s = 12.96\ cm^2$



Seçilen donatı : Üstte : 6 Ø 18

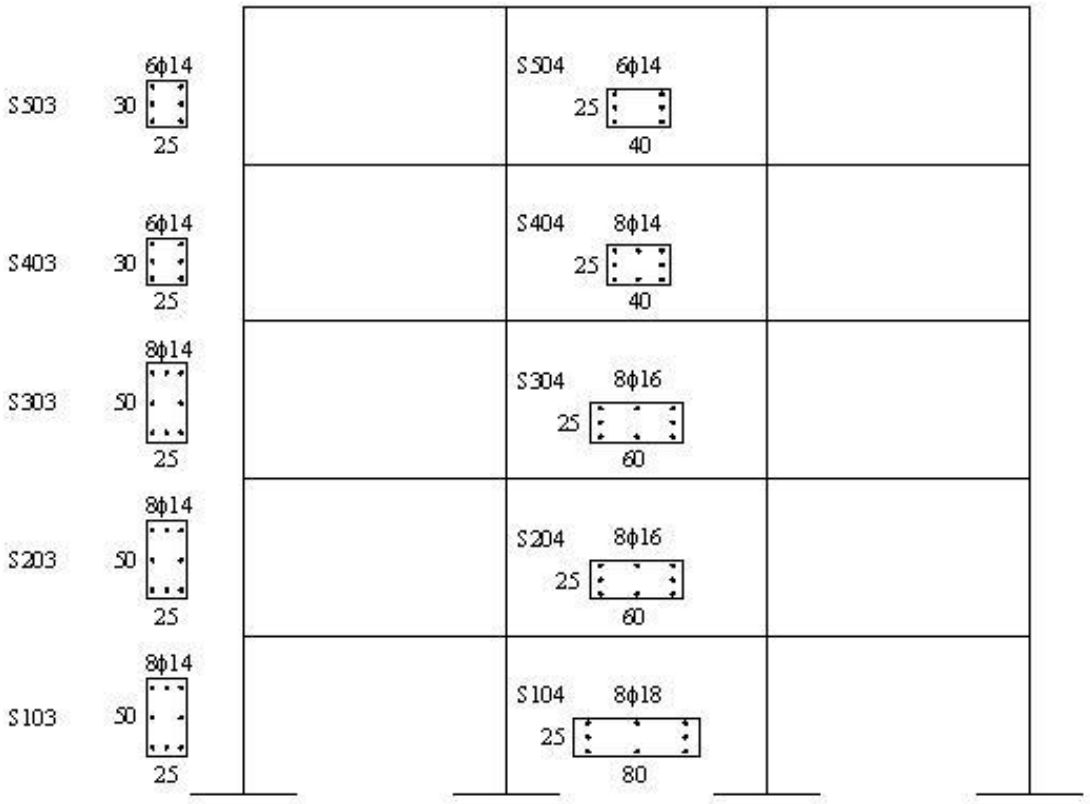
Pilye ($15.27\ cm^2$)

2 Ø 12 Montaj ($2.26\ cm^2$)

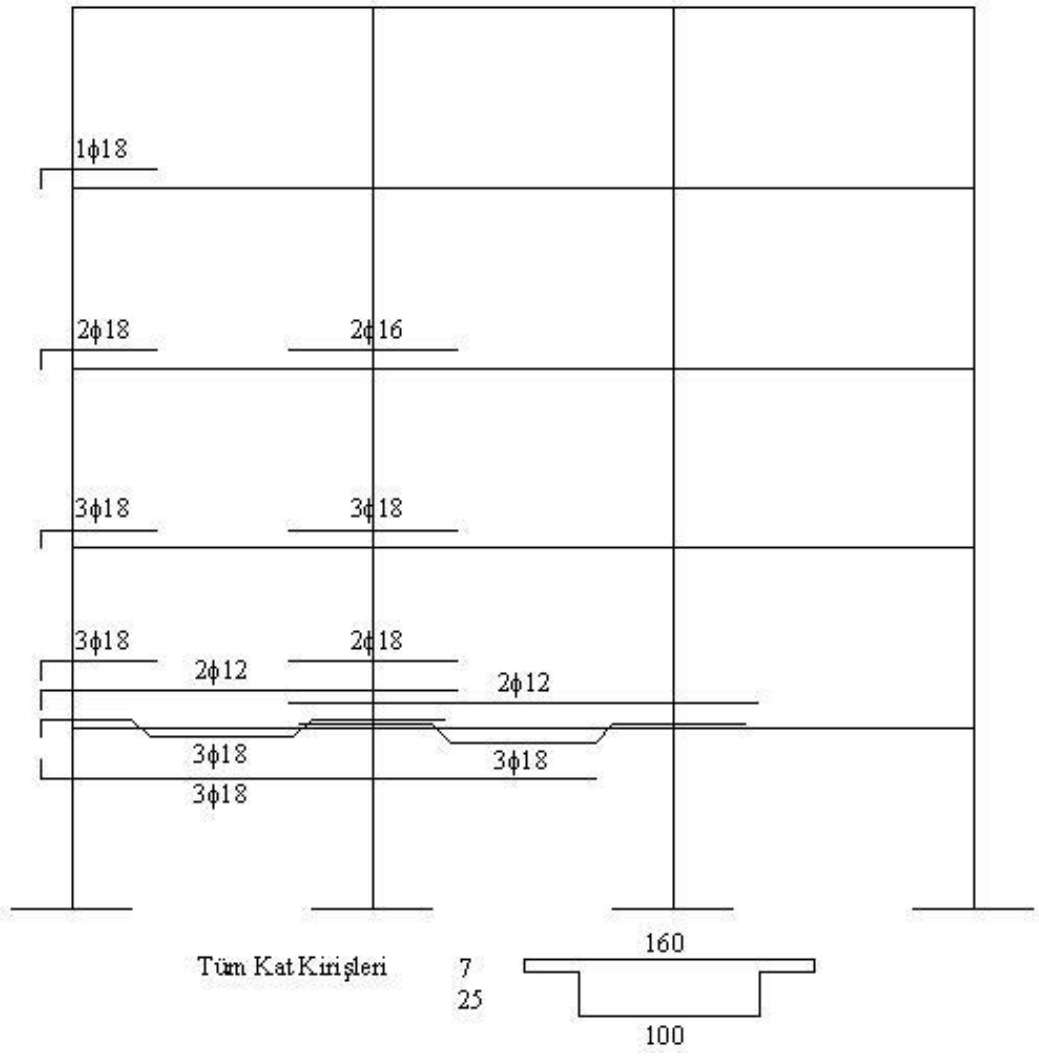
Altta : 3 Ø 18 Düz ($7.63\ cm^2$)

3.4.5.5. Kolon ve Kiriş Donatıları

Kolonların ve kirişlerin betonarme hesapları Bölüm 3.4.5.3 ve Bölüm 3.4.5.4'de yapılmıştır. Elde edilen donatılar, bu bölümde çerçeve üzerinde gösterilmiştir. Şekil 3.13'de kolon donatıları, Şekil 3.14'de kiriş donatıları gösterilmiştir.



Şekil 3.13. I-B/a Çerçevesi Kolon Donatıları

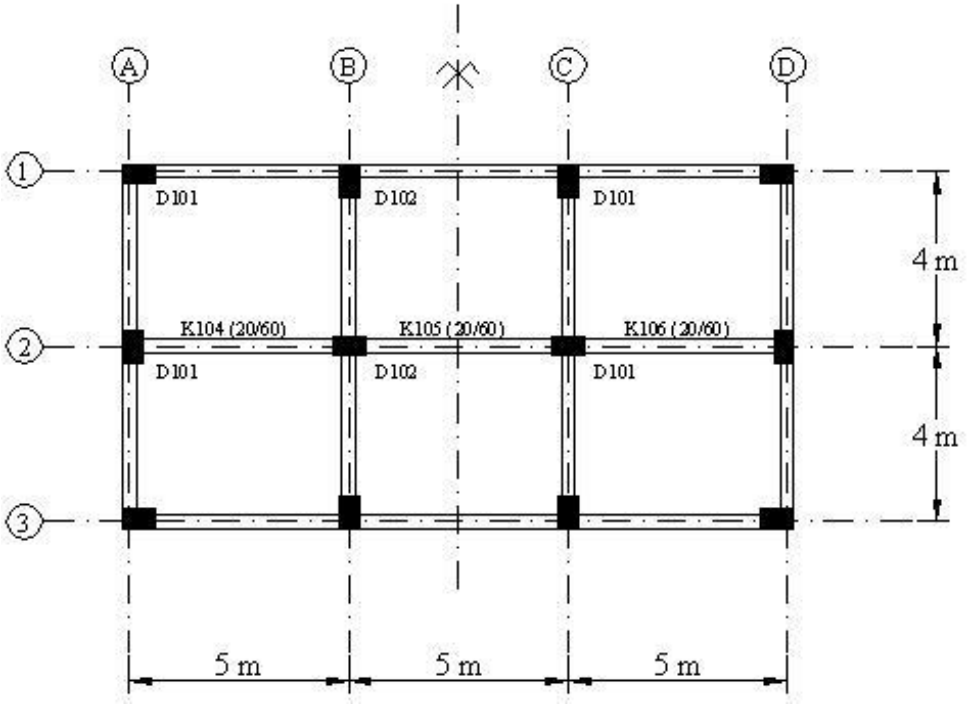


Şekil 3.14. I-B/a Çerçevesi Kiriş Donatıları

3.5. II/a Çerçevesinin Boyutlandırılması

II/a çerçevesi tüm katları sarkan kirişli ve "a" tipi kolon yerleşimine sahip çerçevedir. Bu bölümde II/a çerçevesi boyutlandırılmış ve kesin hesapları yapılmıştır.

II/a çerçevesine ait kat kalıp planı Şekil 3.15'de gösterilmiştir.



Şekil 3.15. II/a Çerçevesi Kat Kalıp Planı

Hesabı yapılacak çerçeve Şekil 3.15'deki 2-Aksına ait çerçevedir.

Malzeme : BÇIII / BS18
Kat yüksekliği : h_k=3.00 m
Kiriş boyutları : 60/20 cm
Kolon boyutları : 25/50 cm

3.5.1. Yüklerin Belirlenmesi

Döşeme yükleri:

Yapılan döşeme hesabıyla döşeme kalınlığı h_f = 12 cm bulunmuştur.
Sabit yüklerin hesabında Şekil 3.15'de gösterilen boyutlardan faydalanılmıştır.

Sabit yük : g = 5.03 kN/m^2
Hareketli yük : q = 2.00 kN/m^2

Çatı katında hareketli yük : $q = 1.50\ kN/m^2$

Duvar yükü:

$g_{duvar} = 2.50 \times (3.00-0.32) = 6.70\ kN/m$ (yarım tuğla duvar)

$g_{duvar} = 4.20 \times (3.00-0.32) = 11.26\ kN/m$ (tam tuğla duvar)

Kiriş zati yükü:

$g_{kiriş} = 25 \times 0.48 \times 0.20 = 2.4\ kN/m$

Kolon zati yükü:

$g_{kolon} = 25 \times 0.25 \times 0.50 = 3.125\ kN/m$

3.5.2. Kolonların Boyutlandırılması

Döşeme sabit yükü, hareketli yükler, duvar yükleri, kiriş ve kolon zati yükleri toplanarak, tüm kolonlara gelen yükler hesaplanmıştır. Kolonlardaki hesap yükü; (3.1) formülüyle hesaplanmıştır. Kolonların brüt enkesit alanı, (3.2) koşulunu sağlamalıdır, [8]. Bu şartlar göz önünde tutularak kolonlar tekrar boyutlandırılmıştır. Kolonların boyutlandırılması ile ilgili hesaplar Tablo 3.5'de gösterilmiştir. Tablo 3.5 ile Tablo 3.1 karşılaştırıldığında, II/a ve I-B/a çerçevelerinin kolon boyutlarının aynı olduğu görülmektedir.

3.5.3. Çerçevenin Birinci Normal Moduna Ait Doğal Periyodu

Çerçevenin birinci moduna ait doğal periyodu Bölüm 3.4.3'de açıklanan şekilde (3.3) ve (3.4) bağıntıları kullanılarak hesaplanmıştır. Şekil 3.6'da gösterilen yüklemeler yapılmış, (3.3) yardımıyla frekans, (3.4) bağıntısı ile de bina periyodu hesaplanmıştır.Yapı doğal periyodu T= 0.76 sn'dir. Diğer kolon yerleşimine sahip çerçeveler için periyotlar,

II/b tipi : 0.97 sn

II/c tipi : 1.14 sn

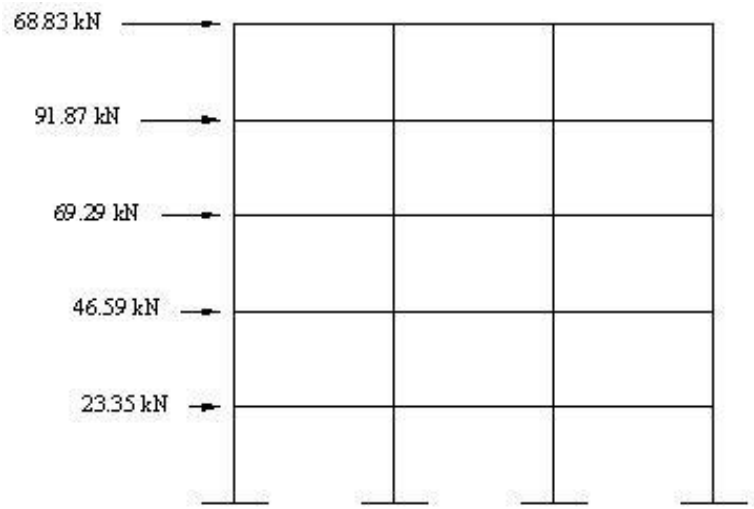
II/d tipi : 0.69 sn dir.

3.5.4. Toplam Eşdeğer Yatay Yük Hesabı

Çerçeveye etkiyen toplam yatay yük, Bölüm 3.4.4'de verilen (3.5), (3.6), (3.7) ve (3.8) bağıntıları ile hesaplanmıştır. F_i kat yüzeylerine uygulanacak yatay yükler de (3.9) formülüyle hesaplanmış ve Şekil 3.16'da sistem üzerinde gösterilmiştir.

Tablo 3.5. II/a Çerçevesinin Kolonlarının Boyutlandırılması

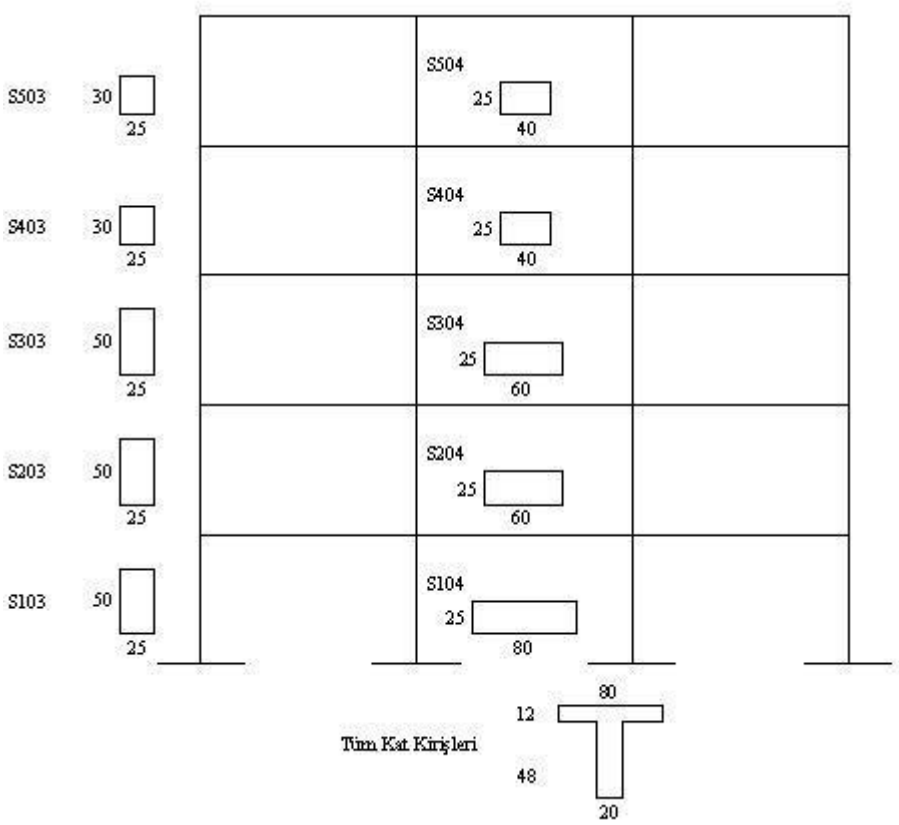
Kat No	Kolon No	Döşeme Yükü	Hareketli Yük	Kiriş Yükü	Kolon Zati Yükü	Duvar Yükü	Kat Yükü		Toplam Yük		Hesap Yükü	Hesap Momenti	$Ac=N_d/0.6f_{ck}$	Kolon
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	g (kN)	q (kN)	g (kN)	q (kN)	N_d (kN)	M_d (kNm)		
5	S503	48.86	14.40	16.32	9.38	0.00	74.56	14.40	74.56	14.40	127.42	22.94	117.98	25 x 30
	S504	134.38	39.60	24.72	9.38	0.00	168.47	39.60	168.47	39.60	299.22	53.86	277.06	25 x 40
4	S403	48.29	19.20	16.32	9.38	60.38	134.37	19.20	208.93	33.60	346.26	51.94	320.61	25 x 30
	S404	132.79	52.80	24.72	9.38	61.80	228.69	52.80	397.16	92.40	703.86	105.58	651.72	25 x 40
3	S303	48.29	19.20	16.32	9.38	60.38	134.37	19.20	343.29	52.80	565.09	84.76	523.23	25 x 50
	S304	132.79	52.80	24.72	9.38	61.80	228.69	52.80	625.85	145.20	1108.50	166.28	1026.39	25 x 60
2	S203	48.29	19.20	16.32	9.38	60.38	134.37	19.20	477.66	72.00	783.92	117.59	725.86	25 x 50
	S204	132.79	52.80	24.72	9.38	61.80	228.69	52.80	854.53	198.00	1513.14	226.97	1401.06	25 x 60
1	S103	48.29	19.20	16.32	9.38	60.38	134.37	19.20	612.03	91.20	1002.76	180.50	928.48	25 x 50
	S104	132.79	52.80	24.72	9.38	61.80	228.69	52.80	1083.22	250.80	1917.79	345.20	1775.73	25 x 80



Şekil 3.16. Eşdeğer Deprem Yükleri

3.5.5. Çerçevenin Kesin Hesabı

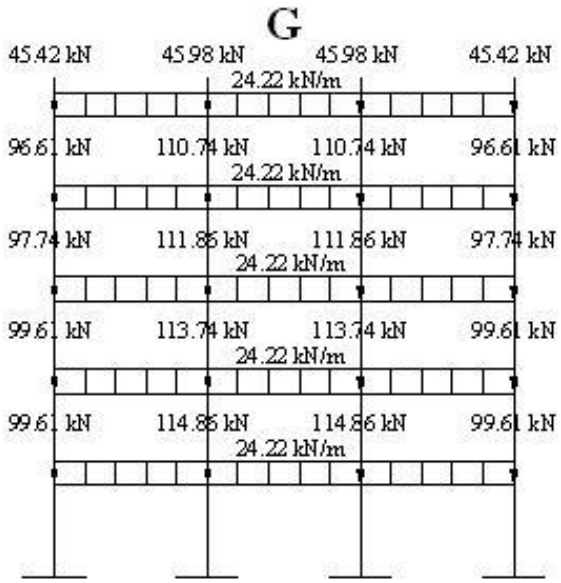
Çerçevenin kesin hesabı SAP 2000, [5], programıyla yapılmıştır. Bölüm 3.5.2'de belirlenen kolon boyutları, kiriş boyutları Şekil 3.17'de çerçeve üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 3.17. II/a Çerçevesi Kolon ve Kiriş Kesitleri

3.5.5.1. Yüklemeler

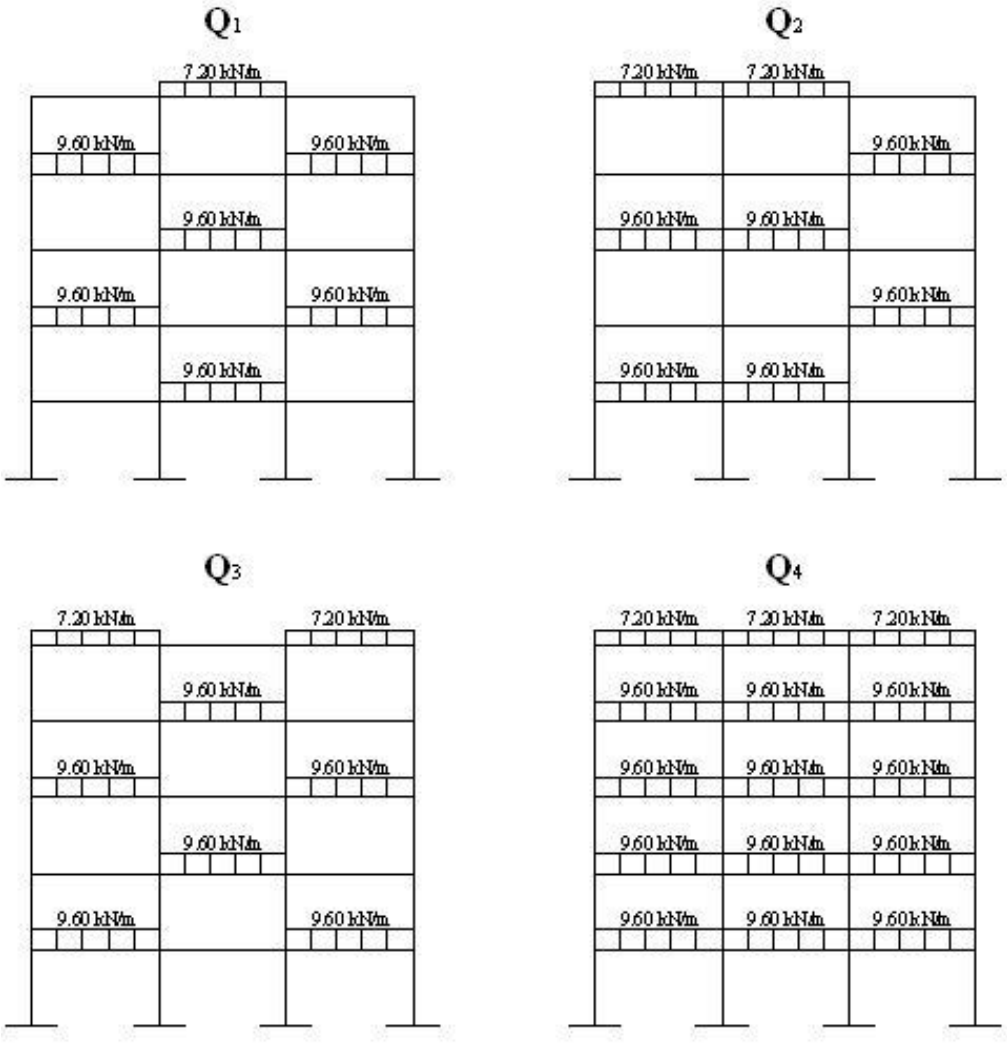
Çerçeveye sabit yükler (G), hareketli yükler (Q) ve Bölüm 3.4.4'de hesaplanan eşdeğer deprem yükleri (E) yüklenmiştir. Mesnet ve açıklık kesitlerinde en elverişsiz durumları elde etmek amacıyla hareketli yükler için dört farklı yükleme yapılmıştır. Yüklemeler Şekil 3.18, Şekil 3.19 ve Şekil 3.20'de gösterilmiştir.



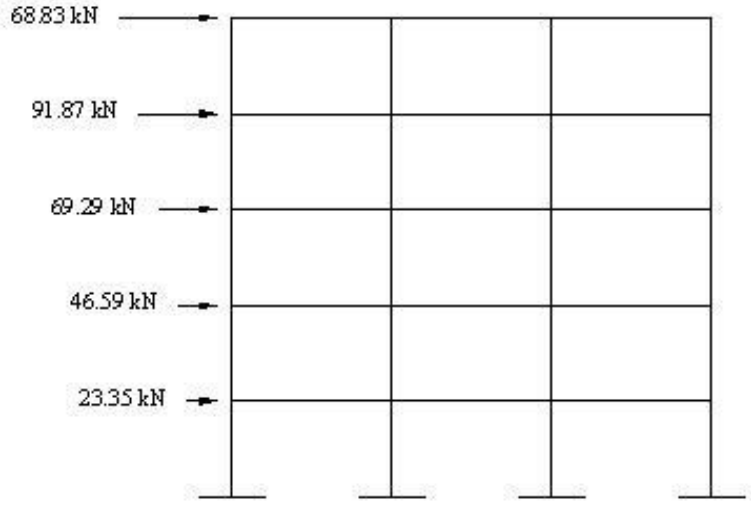
Şekil 3.18. G Yüklemesi

3.5.5.2. Statik Hesaplar

Bu bölümde, Bölüm 3.5.5.1'de gösterilen yüklemeler yapılarak sistem SAP 2000, [5], programıyla çözülmüştür. Kesit tesirlerinin süperpozisyonları yapılarak bütün sonuçlar Tablo 3.6'da verilmiştir. Süperpozisyonlar (3.9) ve (3.10) bağıntılarıyla hesaplanmıştır. Her kolonda ve kirişte üçer kritik kesitteki kesit tesirleri Tablo 2.4'de yer almaktadır. Kritik kesitlerin yerleri ve numaralandırılması Bölüm 3.4.5.2'de Şekil 3.12'de gösterilmiştir.



Şekil 3.19. Q Yüklemeleri



Şekil 3.20. E Yüklemesi

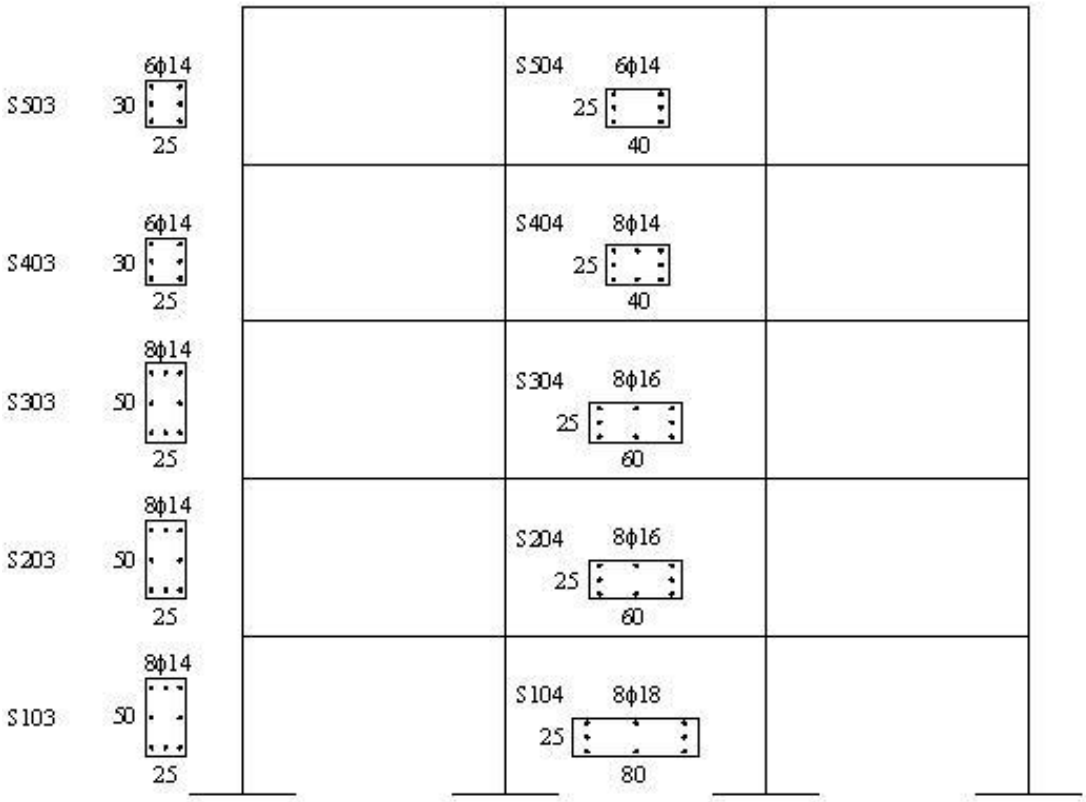
Tablo 3.6. Kesit Tesirleri ve Süperpozisyonlar

Kesit		Kesit Tesiri	G	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	E	1.4G+1.6Q	G+Q+E	G+Q-E
S103	1	M	-3.23	0.22	-1.73	-1.59	-1.37	27.13	-7.28	22.53	-31.73
		N	-699.49	-41.94	-57.54	-57.58	-99.51	141.78	-1071.36	-657.22	-940.79
	2	M	1.63	-0.10	0.71	0.79	0.69	1.01	3.55	3.33	1.30
		N	-699.49	-41.94	-57.54	-57.58	-99.51	141.78	-1071.41	-657.22	-940.79
	3	M	6.48	-0.43	3.15	3.18	2.75	-25.10	14.16	-15.87	34.33
		N	-699.49	-41.94	-57.54	-57.58	-99.51	141.78	-1071.41	-657.22	-940.79
S203	4	M	-9.72	-1.39	-2.77	-2.73	-4.12	47.60	-20.21	33.75	-61.45
		N	-548.96	-42.33	-37.36	-36.73	-79.06	103.54	-895.03	-524.48	-731.56
	5	M	0.09	1.01	-0.74	-0.98	0.03	0.60	1.75	0.72	-0.48
		N	-548.96	-42.33	-37.36	-36.73	-79.06	103.54	-836.27	-524.48	-731.56
	6	M	9.91	3.42	1.30	0.77	4.19	-46.40	20.57	-32.31	60.49
		N	-548.96	-42.33	-37.36	-36.73	-79.06	103.54	-895.03	-524.48	-731.56
S303	7	M	-10.71	-3.25	-1.62	-1.25	-4.50	38.64	-22.18	23.44	-53.85
		N	-396.55	-20.58	-36.22	-37.27	-57.85	61.51	-647.73	-392.89	-515.91
	8	M	0.32	-1.07	0.85	1.20	0.13	-0.05	2.37	0.39	0.50
		N	-396.55	-20.58	-36.22	-37.27	-57.85	61.51	-614.81	-392.89	-515.91
	9	M	11.34	1.10	3.33	3.65	4.75	-38.75	23.48	-22.65	54.84
		N	-396.55	-20.58	-36.22	-37.27	-57.85	61.51	-647.73	-392.89	-515.91
S403	10	M	-7.56	-0.99	-2.10	-2.19	-3.18	32.56	-15.67	21.81	-43.30
		N	-245.92	-21.25	-16.06	-15.39	-36.64	27.26	-402.91	-255.29	-309.82
	11	M	0.17	0.80	-0.43	-0.72	0.08	-0.15	1.52	0.10	0.41
		N	-245.92	-21.25	-16.06	-15.39	-36.64	27.26	-378.29	-255.29	-309.82
	12	M	7.91	2.59	1.23	0.75	3.34	-32.86	16.42	-21.61	44.11
		N	-245.92	-21.25	-16.06	-15.39	-36.64	27.26	-402.91	-255.29	-309.82
S503	13	M	-8.72	-2.66	-1.23	-0.75	-3.41	13.21	-17.67	1.07	-25.34
		N	-96.59	1.06	-14.73	-16.61	-15.56	6.49	-160.12	-105.66	-118.64
	14	M	0.29	-0.75	0.43	0.73	-0.03	-0.45	1.56	-0.19	0.71
		N	-96.59	1.06	-14.73	-16.61	-15.56	6.49	-161.81	-105.66	-118.64
	15	M	9.29	1.15	2.08	2.21	3.36	-14.10	18.38	-1.45	26.75
		N	-96.59	1.06	-14.73	-16.61	-15.56	6.49	-160.12	-105.66	-118.64
S104	16	M	3.16	-5.45	-3.00	6.49	1.04	280.92	14.81	285.12	-276.72
		N	-1144.93	-120.06	-141.65	-122.42	-242.49	73.87	-1798.78	-1313.55	-1461.28
	17	M	-2.22	3.82	-1.16	-4.57	-0.75	81.44	-10.42	78.47	-84.42
		N	-1144.93	-120.06	-141.65	-122.42	-242.49	73.87	-1798.78	-1313.55	-1461.28
	18	M	-7.60	13.09	0.68	-15.63	-2.54	-118.03	-35.65	-128.17	107.89
		N	-1144.93	-120.06	-141.65	-122.42	-242.49	73.87	-1798.78	-1313.55	-1461.28
S204	19	M	4.71	-1.27	1.98	2.81	1.54	161.40	11.08	167.64	-155.16
		N	-899.34	-95.67	-87.96	-95.27	-190.94	47.79	-1411.52	-1042.50	-1138.07
	20	M	0.30	-4.54	0.42	4.67	0.14	0.73	7.90	1.17	-0.29
		N	-899.34	-95.67	-87.96	-95.27	-190.94	47.79	-1411.52	-1042.50	-1138.07
	21	M	-4.10	-7.80	-1.14	6.54	-1.26	-159.95	-18.22	-165.31	154.58
		N	-899.34	-95.67	-87.96	-95.27	-190.94	47.79	-1412.15	-1042.50	-1138.07
S304	22	M	3.76	5.20	-0.08	-4.13	1.07	126.89	13.59	131.72	-122.05
		N	-656.75	-69.42	-91.49	-70.73	-140.15	25.16	-1030.52	-771.74	-822.06
	23	M	-0.13	6.31	-0.11	-6.34	-0.03	-7.20	-10.34	-7.36	7.04
		N	-656.75	-69.42	-91.49	-70.73	-140.15	25.16	-1032.61	-771.74	-822.06
	24	M	-4.03	7.43	-0.13	-8.56	-1.13	-141.29	-19.34	-146.45	136.12
		N	-656.75	-69.42	-91.49	-70.73	-140.15	25.16	-1032.61	-771.74	-822.06
S404	25	M	1.41	-1.43	0.38	1.82	0.39	84.50	4.89	86.30	-82.69
		N	-416.13	-44.75	-37.07	-44.61	-89.36	9.09	-653.97	-496.41	-514.58
	26	M	-0.06	-2.33	-0.04	2.31	-0.02	-3.51	-3.81	-3.59	3.42
		N	-416.13	-44.75	-37.07	-44.61	-89.36	9.09	-654.18	-496.41	-514.58
	27	M	-1.54	-3.24	-0.47	2.80	-0.44	-91.51	-7.33	-93.49	89.53
		N	-416.13	-44.75	-37.07	-44.61	-89.36	9.09	-654.18	-496.41	-514.58
S504	28	M	2.18	2.98	0.28	-2.55	0.43	34.89	7.81	37.49	-32.28
		N	-176.46	-19.06	-41.69	-19.39	-38.44	2.42	-277.53	-212.47	-217.32
	29	M	-0.25	2.49	0.09	-2.44	0.05	-2.86	-4.26	-3.06	2.66
		N	-176.46	-19.06	-41.69	-19.39	-38.44	2.42	-278.06	-212.47	-217.32
	30	M	-2.68	2.00	-0.09	-2.34	-0.34	-40.61	-7.49	-43.62	37.59
		N	-176.46	-19.06	-41.69	-19.39	-38.44	2.42	-278.06	-212.47	-217.32

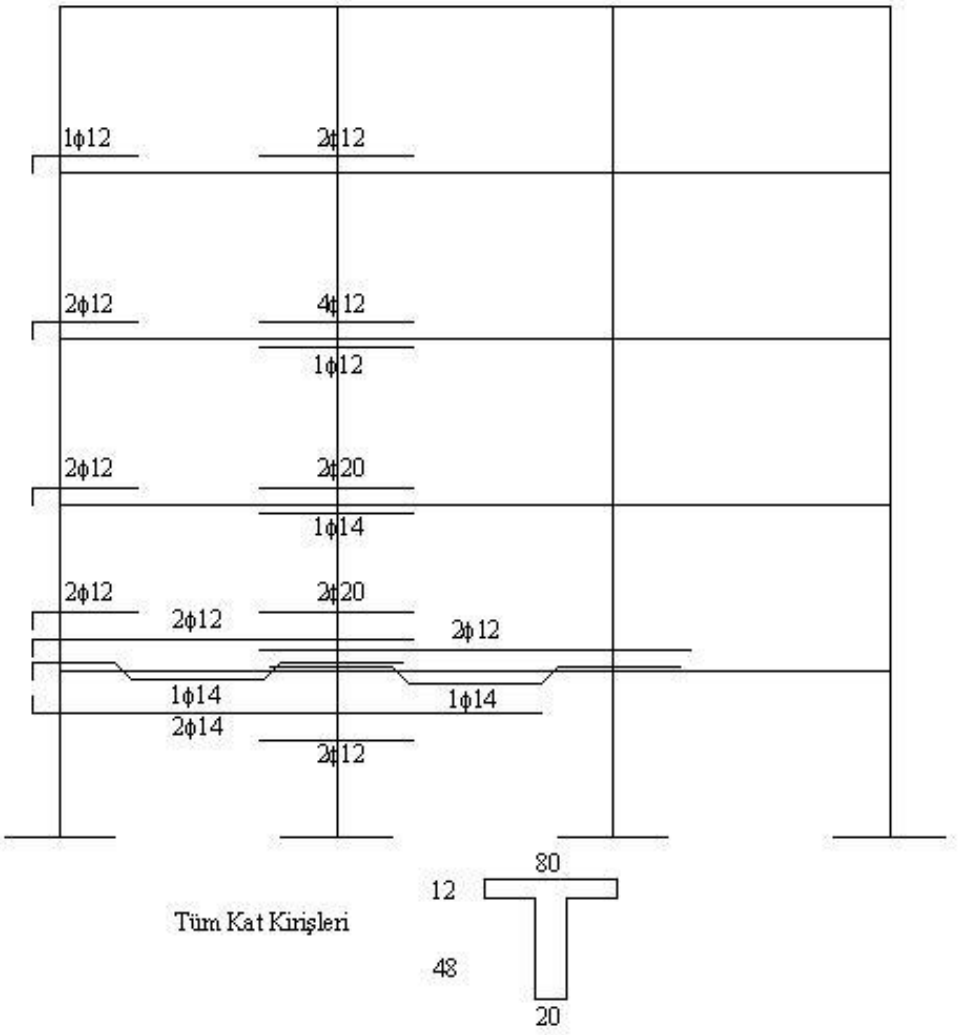
Kesit		Kesit Tesiri	G	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	E	1.4G+1.6Q	G+Q+E	G+Q-E
K104	31	M	-16.20	-0.96	-5.93	-5.91	-6.87	72.70	-33.68	49.62	-95.78
		N	3.31	1.82	-0.27	-0.43	1.39	-37.27	6.86	-32.57	41.98
	32	M	35.42	-1.95	14.54	16.21	14.26	-22.90	75.53	26.77	72.58
		N	3.31	1.82	-0.27	-0.43	1.39	-37.27	3.95	-32.57	41.98
	33	M	-64.34	-2.94	-25.00	-21.66	-24.61	-118.51	-130.08	-207.45	29.57
		N	3.31	1.82	-0.27	-0.43	1.39	-37.27	4.20	-32.57	41.98
K204	34	M	-20.61	-6.67	-2.93	-2.01	-8.69	85.04	-42.75	55.75	-114.34
		N	0.81	-0.15	0.29	0.47	0.31	-41.05	1.63	-39.94	42.17
	35	M	35.69	17.71	-0.07	-3.38	14.34	-20.04	78.31	29.99	70.06
		N	0.81	-0.15	0.29	0.47	0.31	-41.05	0.88	-39.94	42.17
	36	M	-59.39	-17.90	2.78	-4.74	-22.64	-125.12	-119.36	-207.14	43.09
		N	0.81	-0.15	0.29	0.47	0.31	-41.05	1.63	-39.94	42.17
K304	37	M	-18.90	-2.09	-5.43	-5.84	-7.93	71.30	-39.15	44.47	-98.14
		N	-2.19	-0.26	-0.54	-0.65	-0.91	-65.28	-4.53	-68.38	62.17
	38	M	37.64	-3.78	14.96	18.88	15.10	-14.31	82.91	38.43	67.05
		N	-2.19	-0.26	-0.54	-0.65	-0.91	-65.28	-4.12	-68.38	62.17
	39	M	-57.19	-5.47	-24.66	-16.41	-21.88	-99.92	-119.52	-178.99	20.86
		N	-2.19	-0.26	-0.54	-0.65	-0.91	-65.28	-3.94	-68.38	62.17
K404	40	M	-16.62	-5.25	-2.46	-1.50	-6.76	46.07	-34.08	22.69	-69.45
		N	0.85	0.08	0.00	0.01	0.08	-79.17	1.32	-78.24	80.10
	41	M	39.47	20.52	0.89	-4.57	15.95	-5.87	88.10	49.55	61.29
		N	0.85	0.08	0.00	0.01	0.08	-79.17	1.31	-78.24	80.10
	42	M	-55.80	-13.71	4.23	-7.64	-21.35	-57.81	-112.28	-134.96	-19.35
		N	0.85	0.08	0.00	0.01	0.08	-79.17	1.32	-78.24	80.10
K504	43	M	-9.29	-1.15	-2.08	-2.21	-3.36	14.10	-18.38	1.45	-26.75
		N	-6.00	-1.27	-1.10	-0.99	-2.26	-59.73	-12.02	-67.99	51.47
	44	M	42.95	-3.79	12.23	16.83	13.04	-2.12	87.06	53.87	58.11
		N	-6.00	-1.27	-1.10	-0.99	-2.26	-59.73	-9.98	-67.99	51.47
	45	M	-56.18	-6.43	-18.45	-9.13	-15.56	-18.34	-108.17	-90.08	-53.40
		N	-6.00	-1.27	-1.10	-0.99	-2.26	-59.73	-10.17	-67.99	51.47
K105	46	M	-52.03	-17.30	-23.70	-3.23	-20.53	160.92	-110.75	88.36	-233.48
		N	3.96	-6.54	-2.54	8.19	1.65	-11.41	1.49	-5.79	17.02
	47	M	23.66	12.70	10.98	-3.23	9.47	0.11	53.44	33.24	33.02
		N	3.96	-6.54	-2.54	8.19	1.65	-11.41	-4.92	-5.79	17.02
	48	M	-52.03	-17.30	-14.34	-3.23	-20.53	-160.69	-105.69	-233.25	88.14
		N	3.96	-6.54	-2.54	8.19	1.65	-11.41	8.19	-5.79	17.02
K205	49	M	-51.52	-4.90	3.84	-15.40	-20.30	161.72	-104.61	89.90	-233.54
		N	1.14	2.77	1.32	-2.25	0.51	-23.33	2.42	-21.67	24.98
	50	M	24.17	-4.90	-2.12	14.60	9.70	0.08	57.19	33.94	33.79
		N	1.14	2.77	1.32	-2.25	0.51	-23.33	-2.01	-21.67	24.98
	51	M	-51.52	-4.90	-8.09	-15.40	-20.30	-161.57	-104.61	-233.39	89.75
		N	1.14	2.77	1.32	-2.25	0.51	-23.33	2.42	-21.67	24.98
K305	52	M	-51.74	-14.33	-24.15	-6.03	-20.35	125.86	-111.07	53.77	-197.95
		N	-0.58	-1.60	-0.81	1.15	-0.45	-34.56	-2.10	-35.59	33.53
	53	M	23.94	15.67	12.27	-6.03	9.65	0.06	58.60	33.66	33.53
		N	-0.58	-1.60	-0.81	1.15	-0.45	-34.56	-3.37	-35.59	33.53
	54	M	-51.74	-14.33	-11.32	-6.03	-20.35	-125.73	-105.00	-197.82	53.64
		N	-0.58	-1.60	-0.81	1.15	-0.45	-34.56	-1.53	-35.59	33.53
K405	55	M	-52.09	-7.49	4.98	-12.99	-20.48	68.59	-105.69	-3.98	-141.16
		N	0.21	0.35	0.15	-0.25	0.11	-45.66	0.47	-45.35	45.98
	56	M	23.60	-7.49	-3.21	17.01	9.52	0.00	60.26	33.12	33.12
		N	0.21	0.35	0.15	-0.25	0.11	-45.66	-0.10	-45.35	45.98
	57	M	-52.09	-7.49	-11.39	-12.99	-20.48	-68.59	-105.69	-141.16	-3.98
		N	0.21	0.35	0.15	-0.25	0.11	-45.66	0.47	-45.35	45.98
K505	58	M	-53.50	-8.43	-18.36	-6.79	-15.22	22.26	-104.27	-46.46	-90.99
		N	-4.38	-0.95	-0.98	-1.06	-2.00	-34.56	-7.71	-40.95	28.18
	59	M	22.19	14.07	10.17	-6.79	7.28	-0.02	53.57	29.44	29.48
		N	-4.38	-0.95	-0.98	-1.06	-2.00	-34.56	-7.65	-40.95	28.18
	60	M	-53.50	-8.43	-6.29	-6.79	-15.22	-22.30	-99.26	-91.03	-46.42
		N	-4.38	-0.95	-0.98	-1.06	-2.00	-34.56	-9.34	-40.95	28.18

3.5.5.3. Kolonların ve Kirişlerin Betonarme Hesabı

Kolon ve kirişlerin betonarme hesabı Bölüm 3.4.5.3 ve Bölüm 3.4.5.4'de açıklanan esaslara göre yapılmıştır. Burada hesaplara daha fazla yer verilmeyecektir. Betonarme hesap sonucu bulunan kolon ve kiriş donatıları Şekil 3.21 ve Şekil 3.22'de çerçeve üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 3.21. II/a Çerçevesi Kolon Donatıları



Şekil 3.22. II/a Çerçevesi Kiriş Donatıları

3.6. III-B/a Çerçevesinin Boyutlandırılması

III-B/a çerçevesi birinci katı yassı kirişli diğer katları sarkan kirişli olan çerçevedir. Bölüm 3.4 ve Bölüm 3.5'de incelenen I-B/a ve II/a çerçevelerinin bir kombinasyonu olarak düşünülerek, III-B/a çerçevesi boyutlandırılmıştır. Çerçevenin statik hesabı SAP 2000, [5], programıyla yapılmış, bulunan kesit tesirlerinin I-B/a ve II/a çerçevelerinin uygun şekilde birleştirilmesiyle elde edilen kesit tesirlerine yakın olduğu görülmüştür. Bu nedenle, tekrar betonarme hesaba gerek duyulmadan kolon ve kiriş donatıları I-B/a ve II/a çerçevelerinden alınarak, III-B/a çerçevesi üretilmiştir. Kolon donatıları Şekil 3.23'de kiriş donatıları da Şekil 3.24'de gösterilmiştir.

3.6.1. Çerçevenin Birinci Normal Moduna Ait Doğal Periyodu

Çerçevenin birinci moduna ait doğal periyodu Bölüm 3.4.3'de açıklanan şekilde (3.3) ve (3.4) bağıntıları kullanılarak hesaplanmıştır. Şekil 3.6'da gösterilen yüklemeler yapılmış, (3.3) yardımıyla frekans, (3.4) bağıntısı ile de bina periyodu hesaplanmıştır.

Yapı doğal periyodu T= 0.79 sn'dir.

Diğer kolon yerleşimleri için periyotlar,

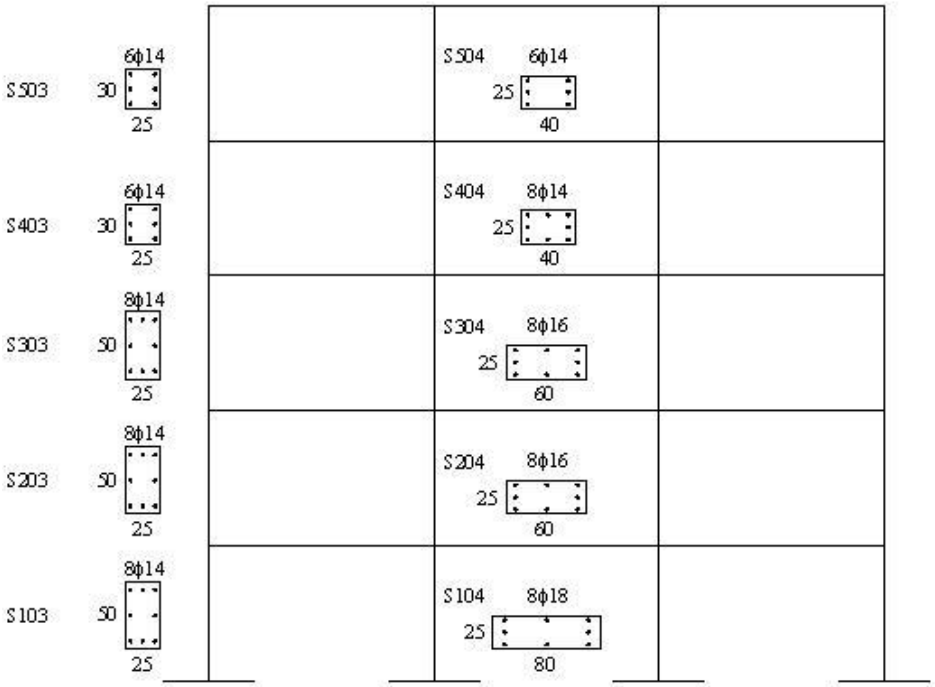
III-B/b tipi : 1.00 sn

III-B/c tipi : 1.17 sn

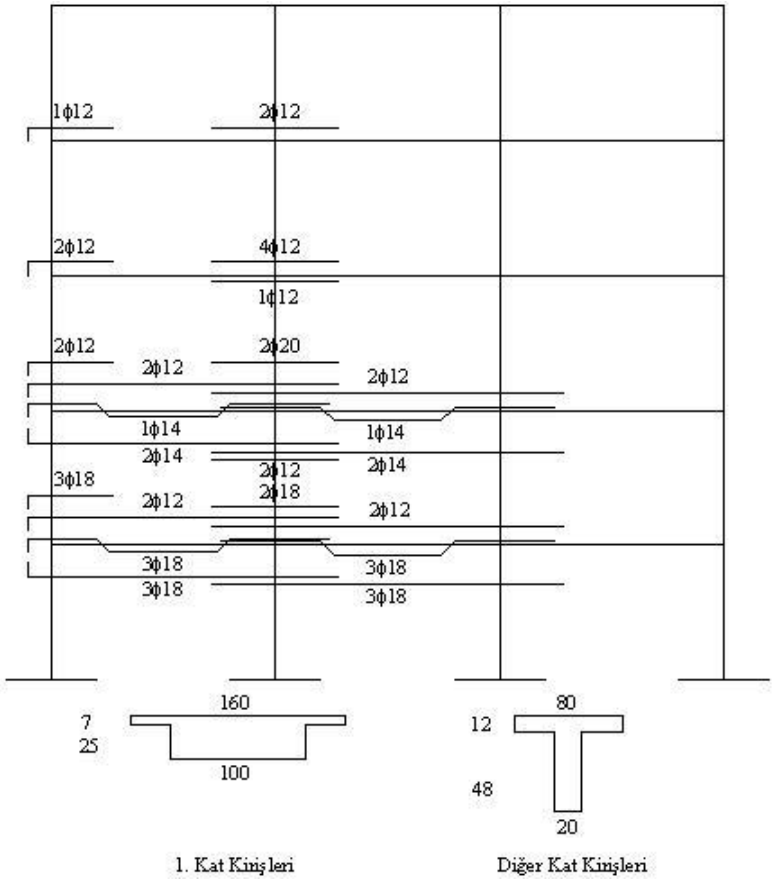
III-B/d tipi : 0.72 sn dir.

3.7. IV-B/a Çerçevesinin Boyutlandırılması

IV-B/a çerçevesi birinci katı sarkan kirişli diğer katları yassı kirişli olan çerçevedir. Bölüm 3.4 ve Bölüm 3.5'de incelenen I-B/a ve II/a çerçevelerinin bir kombinasyonu olarak düşünülerek, IV-B/a çerçevesi de III-B/a çerçevesi gibi boyutlandırılmıştır. Çerçevenin statik hesabı SAP 2000, [5], programıyla yapılmış, bulunan kesit tesirlerinin I-B/a ve II/a çerçevelerinin uygun şekilde birleştirilmesiyle elde edilen kesit tesirlerine yakın olduğu görülmüştür. IV-B/a çerçevesi için de tekrar betonarme hesaba gerek duyulmadan kolon ve kiriş donatıları I-B/a ve II/a çerçevelerinden alınarak üretilmiştir. Kolon donatıları Şekil 3.23'de kiriş donatıları da Şekil 3.25'de gösterilmiştir.



Şekil 3.23. III-B/a ve IV-B/a Çerçeveleri Kolon Donatıları



Şekil 3.24. III-B/a Çerçevesi Kiriş Donatıları

3.7.1. Çerçevenin Birinci Normal Moduna Ait Doğal Periyodu

Çerçevenin birinci moduna ait doğal periyodu Bölüm 3.4.3'de açıklanan şekilde (3.3) ve (3.4) bağıntıları kullanılarak hesaplanmıştır. Şekil 3.6'da gösterilen yüklemeler yapılmış, (3.3) yardımıyla frekans, (3.4) bağıntısı ile de bina periyodu hesaplanmıştır.

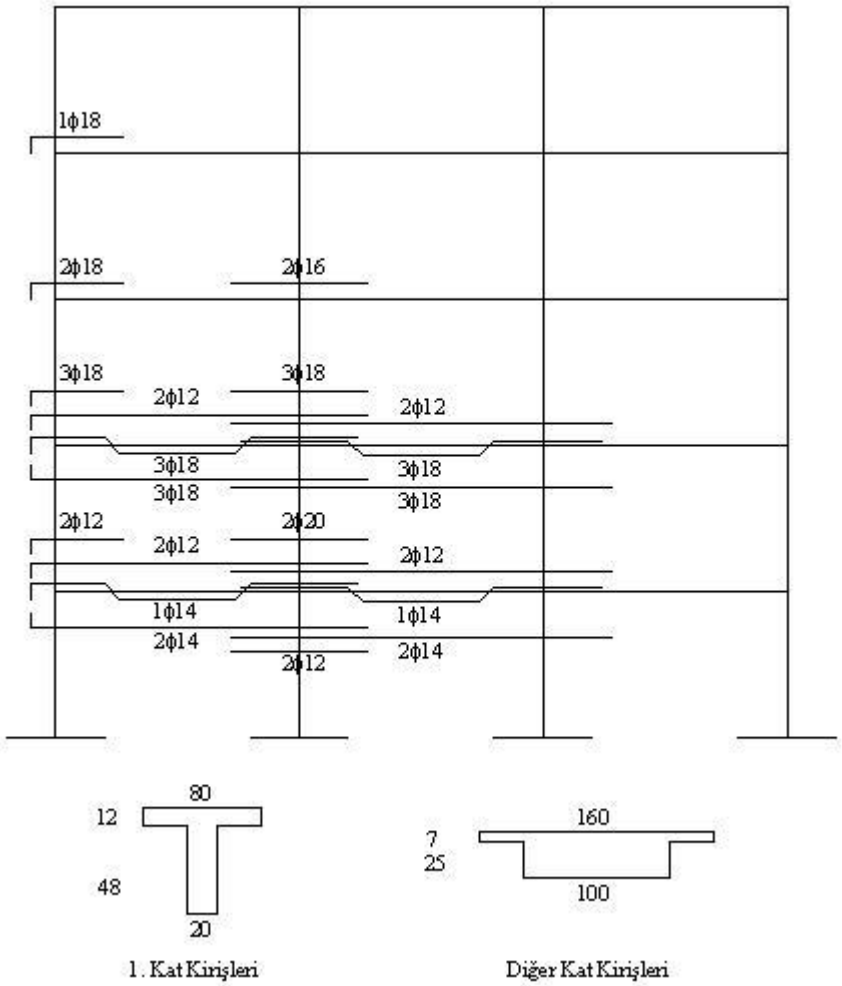
Yapı doğal periyodu T= 0.84 sn'dir.

Diğer kolon yerleşimleri için periyotlar,

IV-B/b tipi : 1.05 sn

IV-B/c tipi : 1.21 sn

IV-B/d tipi : 0.78 sn dir.



Şekil 3.25. IV-B/a Çerçevesi Kiriş Donatıları

3.8. Çerçevelerin Yalnız Düşey Yüklere Göre Boyutlandırılması

Depremselliği yüksek olmayan bölgelerde inşa edilmiş ve/veya boyutlandırılması aşamasında deprem yükleri göz önüne alınmamış binaların olası deprem davranışlarının incelenmesi amacıyla, önceki bölümlerde üzerinde durulan çerçevelerin bu bölümde sadece düşey yükler etkisinde boyutlandırılması yapılmıştır.

Tüm kirişleri yassı olan I tipi çerçevelerle, tüm kirişleri sarkan II tipi çerçeveler için boyutlandırma yapılmış; bu iki tip arasında yer alan III ve IV tipleri (Bknz. Şekil 3.2) için yeniden boyutlandırma yapma gereği duyulmayarak, bu sistemler I ve II'den üretilmiştir.

Kolon konumlarını esas alarak belirlenen a, b, c, d tiplerinden (Bknz. Şekil 3.3), yalnız a tipi kolon yerleşimine göre boyutlandırma yapılmış, diğerleri a tipi kolonlardan yararlanılarak üretilmiştir.

3.8.1. I-B/a Çerçevesinin Düşey Yüklere Göre Boyutlandırılması

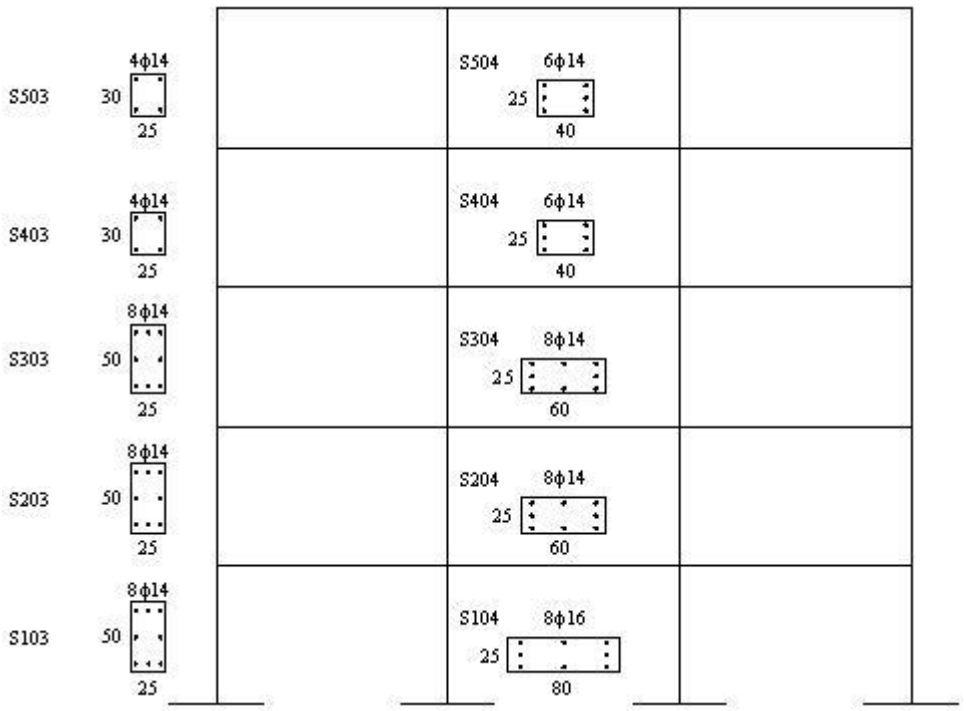
I-B/a çerçevesinin düşey yüklere göre boyutlandırılmasında, Bölüm 3.4'deki kolon ve kiriş boyutları göz önünde bulundurularak, Tablo 3.4'de gösterilen düşey yükler etkisinde kolon ve kirişlerin betonarme hesabı yapılmıştır. Betonarme hesaplarda 1984 TS 500, [8],'deki şartlara uyulmuştur.

Kolon donatıları Şekil 3.26'da, kiriş donatıları da Şekil 3.27'de gösterilmiştir.

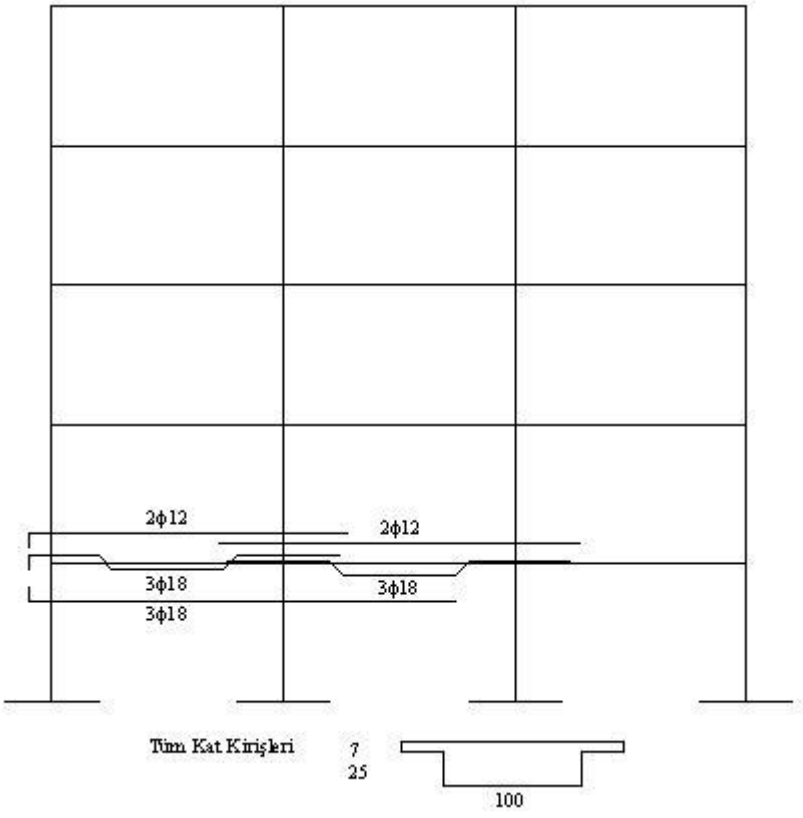
3.8.2. II/a Çerçevesinin Düşey Yüklere Göre Boyutlandırılması

II/a çerçevesinin düşey yüklere göre boyutlandırılmasında, Bölüm 3.5'deki kolon ve kiriş boyutları göz önünde bulundurularak, Tablo 3.6'da gösterilen düşey yükler etkisinde kolon ve kirişlerin betonarme hesabı yapılmıştır.

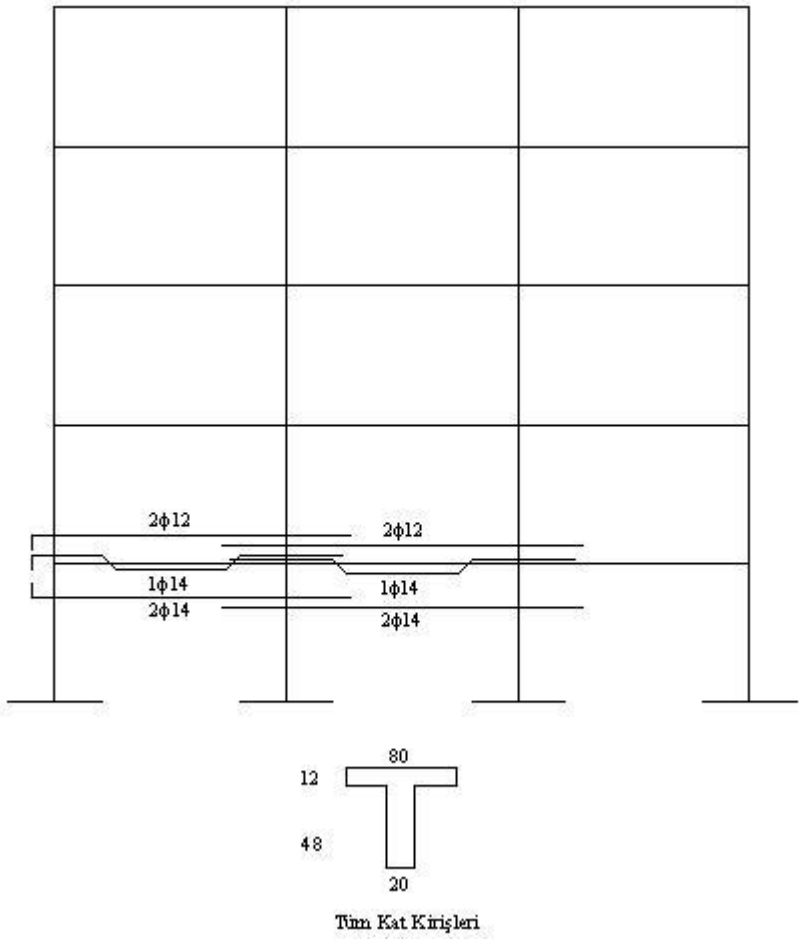
Kolon donatıları, I-B/a çerçevesi için hesaplanan kolon donatılarına eşittir ve Şekil 3.26'da gösterilmiştir. Kiriş donatıları da Şekil 3.28'de gösterilmiştir.



Şekil 3.26. I-B/a ve II/a Çerçeveleri Kolon Donatıları



Şekil 3.27. I-B/a Çerçevesi Kiriş Donatıları



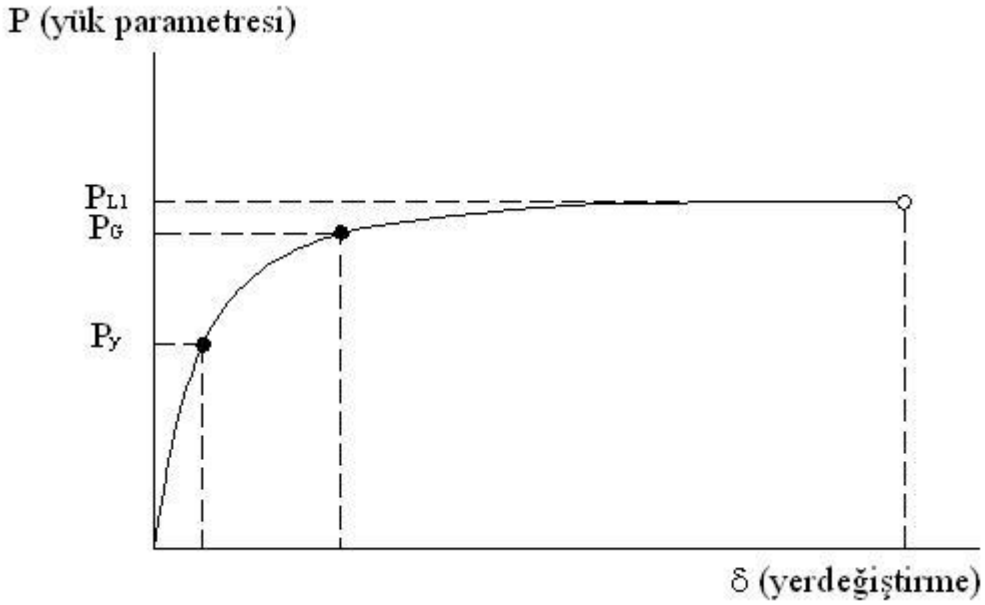
Şekil 3.28. II/a Çerçevesi Kiriş Donatıları

3.9. Örnek Olarak Boyutlandırılan Çerçevelerin Lineer Olmayan Davranışlarının İncelenmesi

Lineer olmayan malzemeden yapılmış sistemlerde, artan yükler altında iç kuvvetler de artarak bazı kesitlerde lineer-elastik sınırı aşılmakta ve bu kesitlerin yakın çevresinde plastik şekildeğiştirmeler meydana gelmektedir.

Yeterli süneklik özelliğine sahip betonarme yapı sistemlerinde plastik şekildeğiştirmelerin plastik kesit adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde sistemin lineer-elastik davranışı sürdürdüğü varsayılabilir. Plastik kesit kavramı bu varsayıma dayanır ve tek eksenli basit eğilme etkisindeki düzlem sistemlerde uygulanan plastik mafsal hipotezine karşı gelir. Plastik kesit kavramının uygulandığı bir yapı sisteminin, birinci mertebe teorisine göre

elastoplastik hesabı sırasında oluşan plastik kesitler nedeniyle sistemin tümü veya bir bölümü mekanizma durumuna gelir ve taşıma gücü sona erer. Bu duruma karşı gelen yüke birinci mertebe limit yük (P_{L1}) adı verilir. (Bknz. Şekil 3.29).



Şekil 3.29. Yük Parametresi – Yerdeğiştirme (P – δ) Eğrisi

Çalışmanın bu bölümünde, 1975 Deprem Yönetmeliği, [1], ve 1984 TS 500, [8],'e uygun olarak boyutlandırılmış beş katlı üç açıklıklı çerçevelerin, düşey yükler ve çerçeve düzlemi içinde etkiyen sabit artımlı yatay yükler etkisinde birinci mertebe teorisine göre lineer olmayan hesabı yapılarak göçme yükleri ve taşıma gücü sınırları belirlenecektir.

Ayrıca, çerçevelerde elastik sınırlar da belirlenecektir. Elastiklik sınırı (P_y) ilk kolon plastik mafsalının oluştuğu yük parametresi olarak tanımlanmıştır. İlk kolon plastik mafsalının göz önüne alınmasının nedeni, kolonların kirişlere göre bir yapı sisteminin daha büyük önem taşıyan elemanları olmasıdır. Aynı sebeple, göçme yükü (P_G) olarak da kolonlarda dönme kapasitesinin aşıldığı ilk yük parametresi kabul edilmiştir. Burada, kolonların bir miktar daha plastik şekildeğiştirme (kolon uçlarında meydana gelecek plastik açısal şekildeğiştirmeler) yapmasına izin verilmektedir.

İlk olarak [1] ve [8]'e göre dikkatlice boyutlandırılmış I-B/a, II/a, III-B/a ve IV-B/a çerçevelerinin ve "a" tipi kolon yerleşiminden yararlanılarak üretilen "b", "c", "d"

tipi çerçeve gruplarının lineer olmayan davranışları incelenmiş, sabit düşey yükler altında yatay yük taşıma kapasiteleri ve göçme yükleri bulunmuştur.

Daha sonra, kusurlu yapıların davranışları hakkında fikir sahibi olmak amacıyla, boyutlandırmaların yönetmeliklere uygun biçimde yapılmaması, öngörülen beton basınç dayanımlarına inşaat sonrasında ulaşılamaması durumlarına karşı gelmek üzere sistem davranışını etkilemesi beklenen bazı parametreler değiştirilerek, yine sabit düşey yükler altında artan yatay yükler için yük parametresi – yerdeğiştirme eğrileri elde edilmiştir. Donatı miktarı değişmeden, beton basınç dayanımının düşük olması durumunda ve hem donatı miktarı, hem de beton basınç dayanımının düşük olması durumunda çözüm yapılmış ve yatay yük parametrelerindeki değişimler gözlenmiştir.

Buna göre her bir çerçeve için, üç durum incelenmiştir. Bu durumlar:

- Beton BS18, Donatı 1975 Deprem Yönetmeliği, [1],'ne uygun: Bu durum iyi boyutlandırılmış yapıları temsil etmektedir.
- Beton BS8, Donatı 1975 Deprem Yönetmeliği, [1],'ne uygun: Bu durum beton basınç dayanımı düşük, donatıları yeterli yapıları temsil etmektedir.
- Beton BS8, Donatı Oranı 0.008: Bu durum hem beton basınç dayanımı, hem de donatı miktarları düşük yapıları temsil etmektedir.

Depremselliği yüksek olmayan bölgelerde inşa edilmiş ve/veya boyutlandırılması sırasında deprem yükleri göz önüne alınmamış binaların, sabit düşey yükler altında, yatay yük taşıma kapasitelerinin bilinmesi önemlidir. Bunun nedeni, bu tür yapıların depreme karşı iyileştirilmesinin zorunlu olmasıdır. Bu konuda fikir edinmek üzere, Bölüm 3.8'de yalnız düşey yüklere göre boyutlandırılan onaltı çerçevenin yük parametresi – yerdeğiştirme bağıntıları elde edilmiştir. Bu yapılarda olası kusurlu durumlar da ele alınmıştır. Bu durumlar:

- Beton BS18, Donatı 1984 TS 500, [8],'e uygun: Bu durum sadece düşey yükler etkisinde boyutlandırılmış yapıları temsil etmektedir.
- Beton BS8, Donatı 1984 TS 500, [8],'e uygun: Bu durum sadece düşey yüklere göre boyutlandırılmış, beton basınç dayanımı düşük, donatıları yeterli yapıları temsil etmektedir.

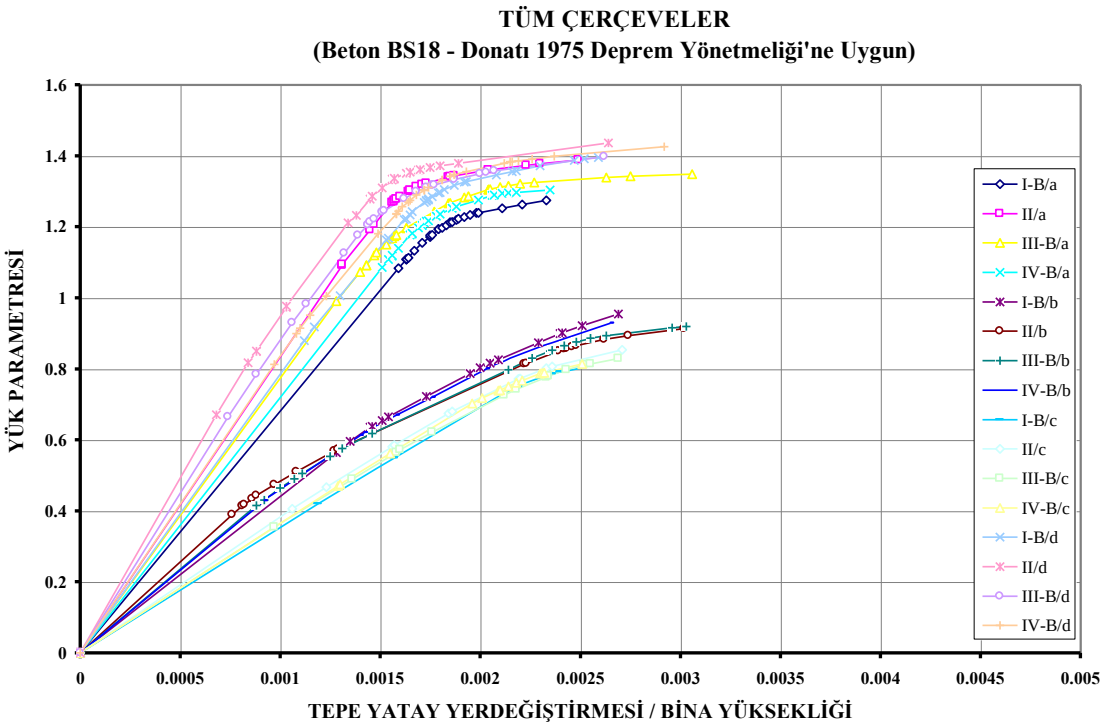
- Beton BS8, Donatı Oranı 0.008: Bu durum sadece düşey yüklere göre boyutlandırılmış, hem beton basınç dayanımı, hem de donatı miktarları düşük yapıları temsil etmektedir.

Çerçevelerin birinci mertebe teorisine ait elastoplastik hesabı BEKE-3, PARCS ve CHECK, [10], isimli bilgisayar programlarından yararlanılarak yapılmıştır. İlk olarak, BEKE-3 bilgisayar programı ile, betonarme enkesitlerinin karakteristikleri belirlenmekte ve bu bilgiler PARCS programının giriş bilgilerini oluşturmaktadır. Daha sonra, PARCS bilgisayar programı ile, sistemin birinci mertebe teorisine göre elastoplastik hesabı yapılarak P_{L1} limit yükü ile her yatay yük artımına karşı gelen iç kuvvetler, yerdeğiştirmeler, plastik kesit yerleri ve plastik kesitlerdeki şekildeğiştirmeler elde edilmektedir. Son olarak da, plastik kesitlerdeki plastik şekildeğiştirmeler CHECK bilgisayar programı ile bulunan dönme kapasiteleri karşılaştırılmış ve limit yükten önce dönme kapasitelerinin aşılıp aşılmadığı kontrol edilmiştir.

3.10. Lineer Olmayan Hesap Sonuçlarının İncelenmesi

Bu çalışmada, kolon yerleşimlerine ve kiriş tiplerine göre toplam 16 çerçevenin lineer olmayan hesabı yapılmıştır. 1975 Deprem Yönetmeliği, [1],'ne uygun boyutlandırmanın yanı sıra, yalnız düşey yüklere göre boyutlandırılmış çerçeveler ve kusurlu yapıları temsil etmek amacıyla Bölüm 3.9'da belirtilen durumlar için de çerçevelerin sabit düşey yükler altında yatay yük taşıma kapasiteleri bulunmuştur. Şekil 3.30'da 1975 Deprem Yönetmeliği, [1],'ne uygun boyutlandırılmış çerçevelerin yük parametresi – yerdeğiştirme eğrileri yapılmış olan göçme yükü tanımına göre çizilerek tek grafik üzerinde gösterilmiştir.

Şekil 3.30'da görüldüğü gibi P-δ eğrileri iki bölgede kümelenmektedir. "a" ve "d" tipi kolon yerleşimine sahip çerçeveler daha yüksek yük parametrelerine ulaşırken, "b" ve "c" tipi kolon yerleşimine sahip olanlar daha düşük seviyelerde kalmaktadır, (kolon yerleşim şekilleri için Bknz. Şekil 3.3).



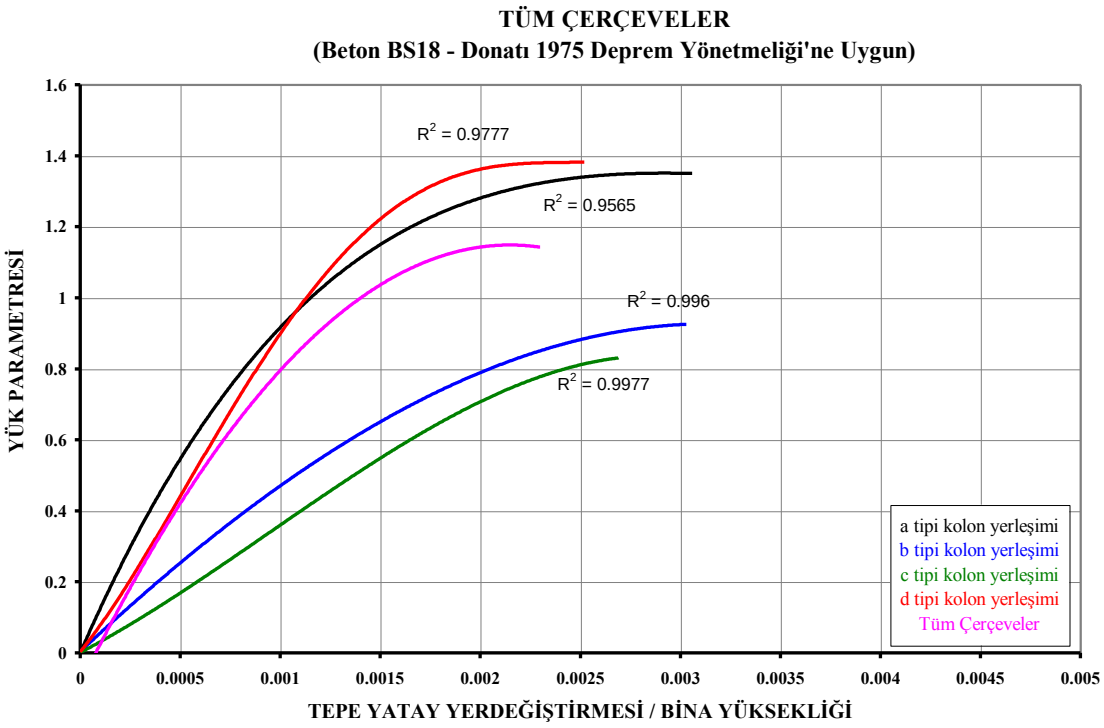
Şekil 3.30. 1975 Deprem Yönetmeliği'ne Uygun Boyutlandırılmış Çerçevelerin Yük Parametresi - Yerdeğiştirme Eğrileri

Şekil 3.31'de aynı kolon yerleşimine sahip çerçeveler için ortalama birer eğri çizilmiştir. Burada en yüksek yük parametresine "d" tipi kolon yerleşimine sahip çerçevelerin ulaştığı görülmektedir. Ayrıca tüm çerçeveleri temsil etmesi amacıyla çizilen ortalama bir eğri de Şekil 3.32'de görülebilir.

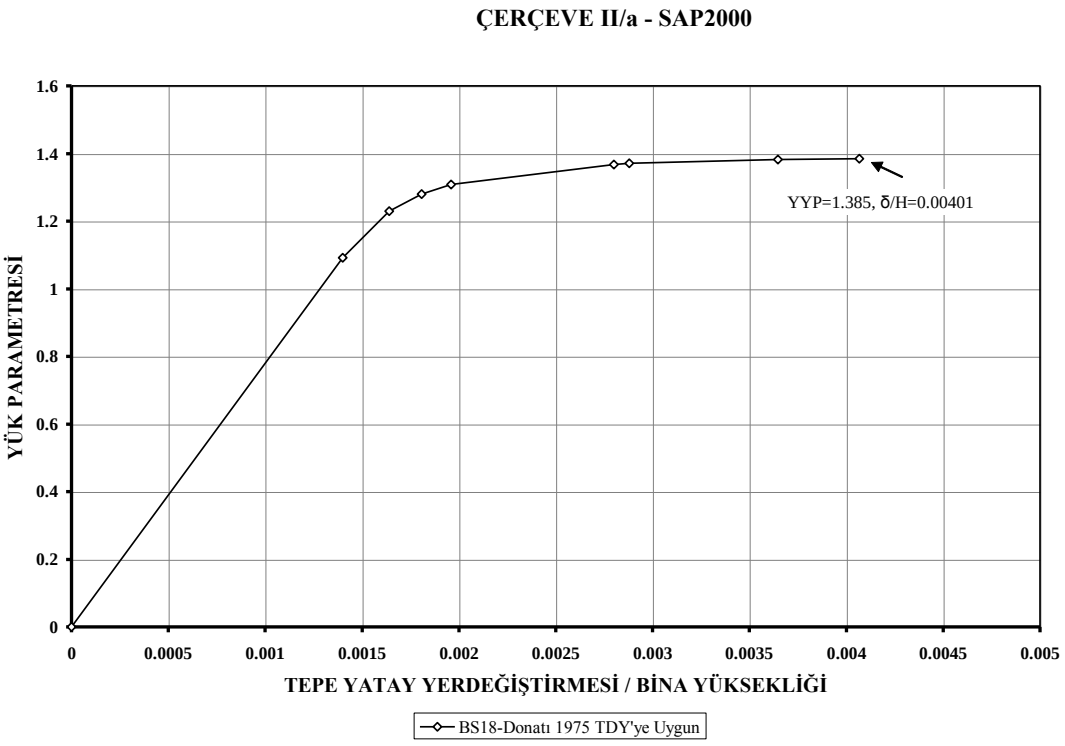
Diğer durumlar için de benzer şekilde P-δ eğrileri çizilmiş ve bunların tümü EK A'da verilmiştir.

Her bir çerçeve için üçer durum olmak üzere, ayrı ayrı çizilen P–δ eğrileri ve çerçevelerin ilk kolon plastik mafsalları ve oluştukları yük parametreleri, göçme yükleri ve limit yükler ayrıntılı şekilde EK B'de verilmiştir.

Bu kısımda son olarak SAP 2000, [5], programı ile 1975 Deprem Yönetmeliği, [1],'ne uygun boyutlandırılmış II/a çerçevesinin lineer olmayan analizi yapılmıştır. SAP 2000 Programı için gerekli data HLP-Y ve SAPSAP, [11], programları ile hazırlanmıştır. Elde edilen sonuçlar önceki çözümle karşılaştırılmış ve limit yüklerdeki yakınlık gözlenmiştir, (1.417-1.385), (Bknz. Şekil 3.32, Şekil B.4).



Şekil 3.31. P-δ Eğrilerinin Ortalama Eğrilerle Gösterilmesi



Şekil 3.32. SAP 2000 Programı İle II/a Çerçevesi İçin Elde Edilen P-δ Eğrisi

4. SONUÇLAR

4.1. Yapı Sistemlerinin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması

Bu çalışmanın ilk kısmını oluşturan "Yapı Sistemlerinin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması" bölümünde yapılan hesaplara dayanarak çıkarılan sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

- Yalnız sabit ve hareketli yükler göz önüne alınarak ve uygun donatılar seçilerek yapılan ön boyutlandırma sonucunda elde edilen kesit boyutlarının, kesin hesaplar sonucunda yeterli olduğu görülmüştür.
- Çözümde ardışık alt sistemler kullanımı, yapı sistemlerinin çözümünde kolaylık sağlamaktadır. Sistemlerde düğüm noktası sayısı arttıkça alt sistem kullanımının sağladığı kolaylık büyümektedir.
- Matris Deplasman Yöntemi, bilinmeyenlerin seçiminin sınırlı olması ve denklem takımının iyileştirilmesi olanağının az olmasına karşın, Matris Kuvvet Yöntemi'ne göre daha sistematik ve programlamaya daha elverişlidir.
- Matris Kuvvet Yöntemi, bilinmeyenlerin seçimindeki serbestliği fazla olması, denklem takımının stabilitesinin iyileştirilebilme olanağı, bant genişliğinin küçültülebilir olması ve çok elemanlı çerçevelerde bilinmeyen sayısının az olması özelliklerine sahip olduğundan, örnek olarak seçilen sisteme benzer sistemlerde elle yapılan hesapta uygun olmaktadır. Ancak homojen ve özel çözümlerin sistematik hale getirilmesindeki güçlük sebebi ile programlamaya Matris Yerdeğiştirme Yöntemi kadar elverişli değildir.
- Simetrik sistemlerde, simetrik olmayan yüklemelerle karşılaşılması durumunda, yüklemeler simetrik ve antimetrik bazı yüklemelerin birleşimi olarak ifade edilebilmektedir. Simetrik ve antimetrik yükleme durumları için, sistemin bir tarafına göre hesap yapılıp, sonuçların birleştirilmesiyle çözümde kolaylık sağlanabilir.

- En elverişsiz kesit tesirlerinin belirlenmesinde, genellikle düşey yük kombinasyonunun, çok katlı olmayan büyük açıklıklı yapılar için daha etkin olduğu görülmektedir.
- Yükleme ve mesnetlenme şekli gibi sistem özelliklerinin etkisiyle kirişlerde büyük normal kuvvetler oluşabilmektedir. Büyük normal kuvvetlerin etkisindeki kirişlerde, betonarme hesap için farklı yaklaşımlarda bulunulabilir.

4.2. Az Katlı Betonarme Binaların Olası Deprem Davranışları

Çalışmanın ikinci kısmını oluşturan "Az Katlı Binaların Olası Deprem Davranışları" bölümünde yapılan hesaplamalar ve analizler sonucunda ulaşılan sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

- Yapılmış olan göçme tanımına göre uygun boyutlandırmalarda süneklik oranlarının 1.18 ile 2.00 değerleri arasında değiştiği görülmektedir. Bu değerler sünek olmayan çerçeveler için genellikle öngörülen 4 yerdeğiştirme sünekliğinin altında kalmaktadır. Bu süneklik değerleri beton basınç dayanımının ve donatı oranının öngörülenden daha aşağıda olması durumunda farklılıklar göstermektedir.
- Malzeme katsayılarını 1 alarak bulunmuş olan yatay yük parametresinin 1.42 ile 0.80 değerleri arasında değiştiği, ancak beton basınç dayanımının kusurlu yapıları temsil etmek üzere azaltılması halinde 0.79 ile 0.15 değerleri arasına indiği, buna donatı eksikliğinin de eklenmesiyle daha da düşerek, 0.62 ile 0.06 arasında değerler almakta olduğu görülmektedir.
- Yapının sadece düşey yüklere göre boyutlandırılmış olması veya boyutlandırmada etkin olmayan deprem yükleri durumunda yatay yük parametresinin 1.08 ile 0.66 değerleri arasına indiği görülmektedir.
- Kolon yerleşimlerinin, yapının yatay yük taşıma kapasitesine etkisinin oldukça büyük olduğu; mimari ve benzeri nedenlerle projeye uyulmadan yerleştirilecek kolonların, yapı yatay yük taşıma kapasitesini istenmeyen seviyelere düşürebileceği görülmektedir.

- Mevcut yapılardaki varolan deprem güvenliğini saptamak için kullanılan hızlı değerlendirme yöntemlerinden yararlanmak üzere ulaşılan alt ve üst sınırlar veya bunların ortalaması olarak verilen bazı eğrilere başvurulabileceği anlaşılmaktadır.
- Kiriş tiplerine ve kolon yerleşim şekillerine göre tanımlanan onaltı çerçevenin bina doğal periyotları 0.69 sn ile 1.24 sn arasında değişmektedir. Buna göre her bir çerçeve için, 1975 ve/veya 1997 Deprem Yönetmelikleri'ne göre hesaplanan eşdeğer deprem yükleri, zemin cinslerine bağlı olarak farklılık gösterebilmektedir.

KAYNAKLAR

[1] **Deprem Yönetmeliği, 1975.** Afet Bölgelerin Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *T.C. İmar ve İskan Bakanlığı, Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı*, Ankara.

[2] **TS 500,** 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

[3] **Çakıroğlu A., Çetmeli E.,** 1996. Yapı Statiği, Cilt II, Beta Basım Dağıtım A.Ş., İstanbul

[4] **Çakıroğlu A., Özden E., Özmen G.,** 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinası Programları, Cilt II, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

[5] **SAP 2000,** 2000. Structural Analysis Program, Nonlinear Version 7.12, Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA, USA.

[6] **Çakıroğlu A., Özden E., Özmen G.,** 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinası Programları, Cilt I, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

[7] **Deprem Yönetmeliği, 1997.** Afet Bölgelerin Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı,* Ankara.

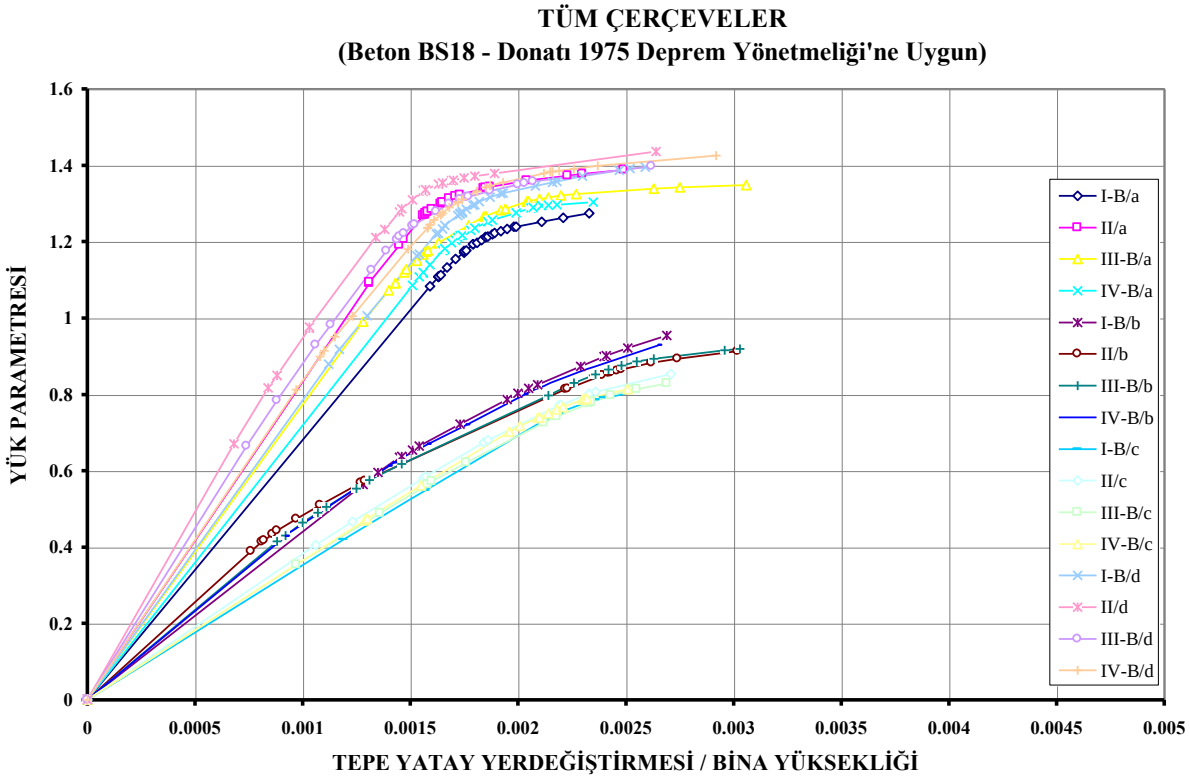
[8] **TS 500,** 1984. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

[9] **Celep Z., Kumbasar N.,** 1998. Betonarme Yapılar, Sema Matbaacılık, İstanbul.

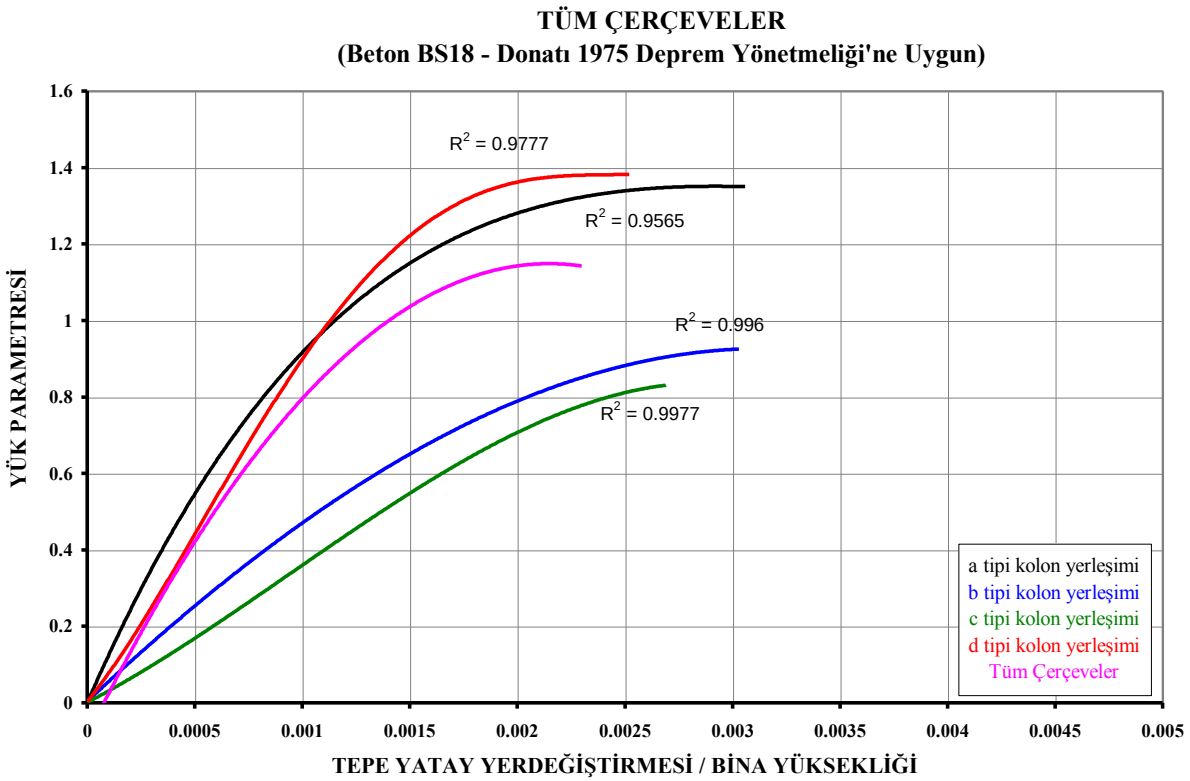
[10] **BEKE-3, PARCS, CHECK,** Bilgisayar Programları. Yard.Doç.Dr.Konuralp Girgin, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İstanbul.

[11] **HLP-Y, SAPSAP,** Bilgisayar Programları. Yard.Doç.Dr.Konuralp Girgin, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İstanbul.

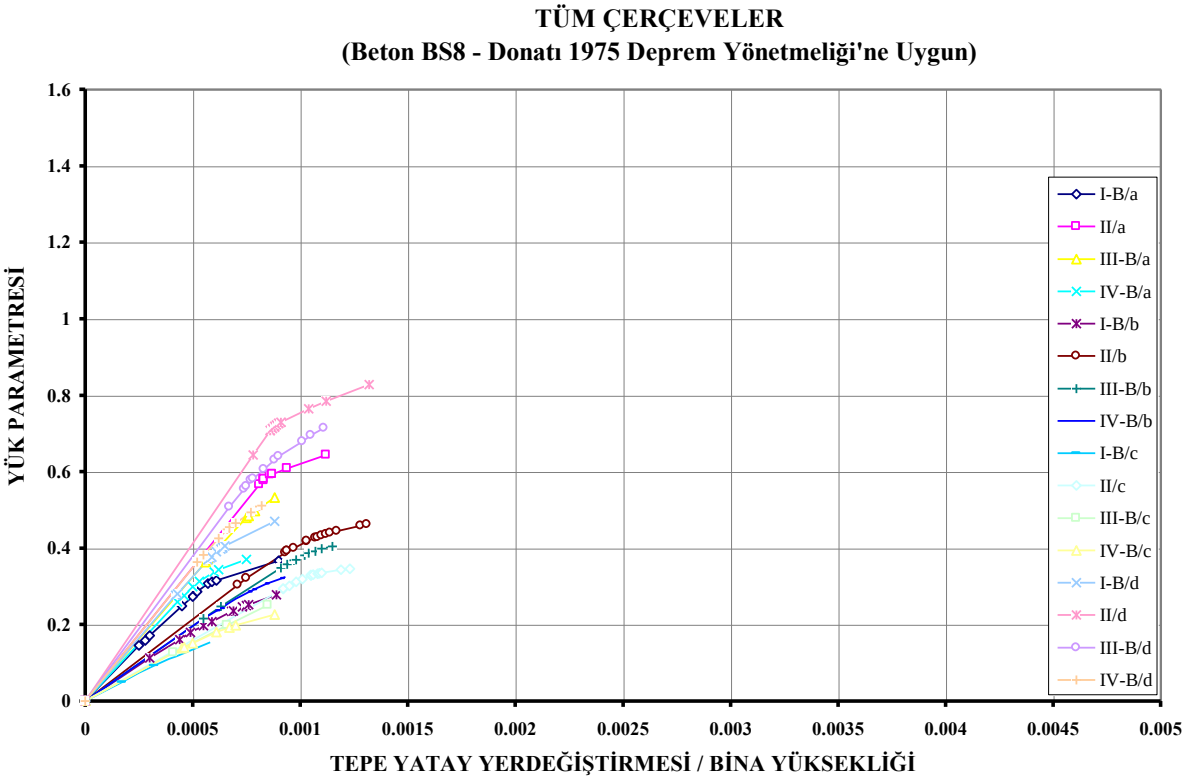
EK A



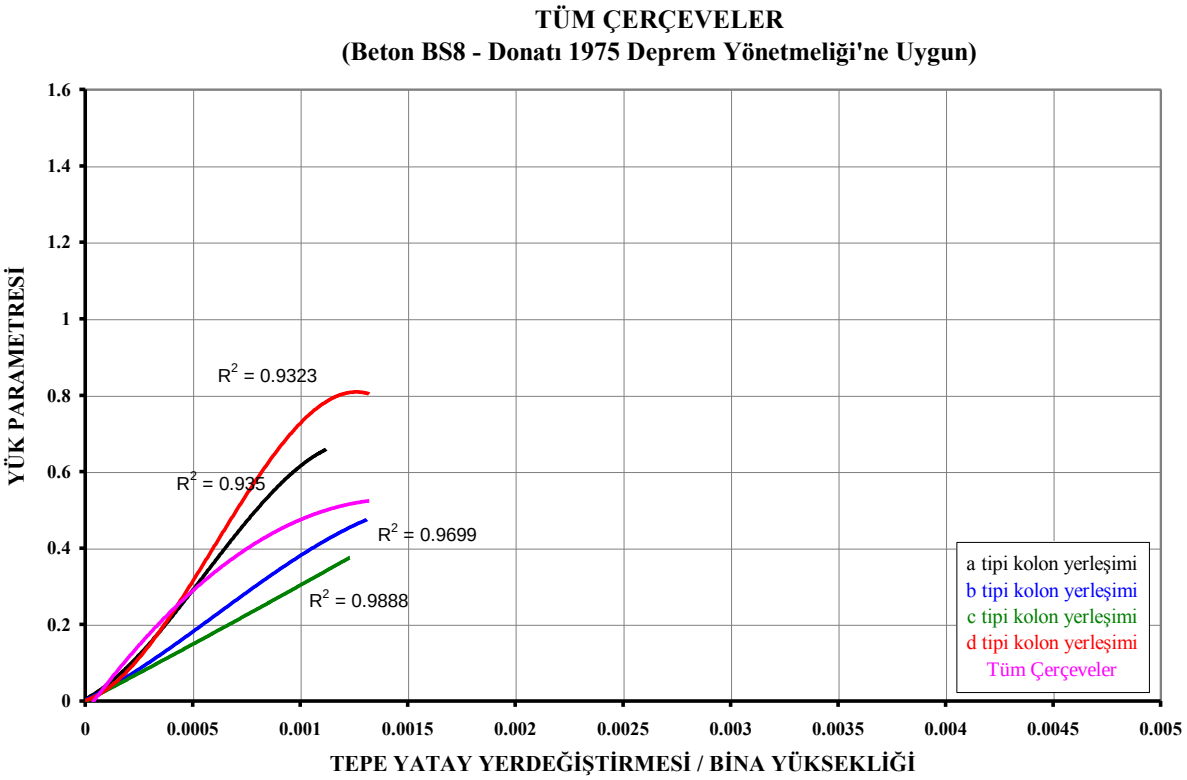
Şekil A.1. Tüm Çerçeveler İçin P-δ Eğrileri (Beton BS18-Donatı 1975 TDY'ye Uygun)



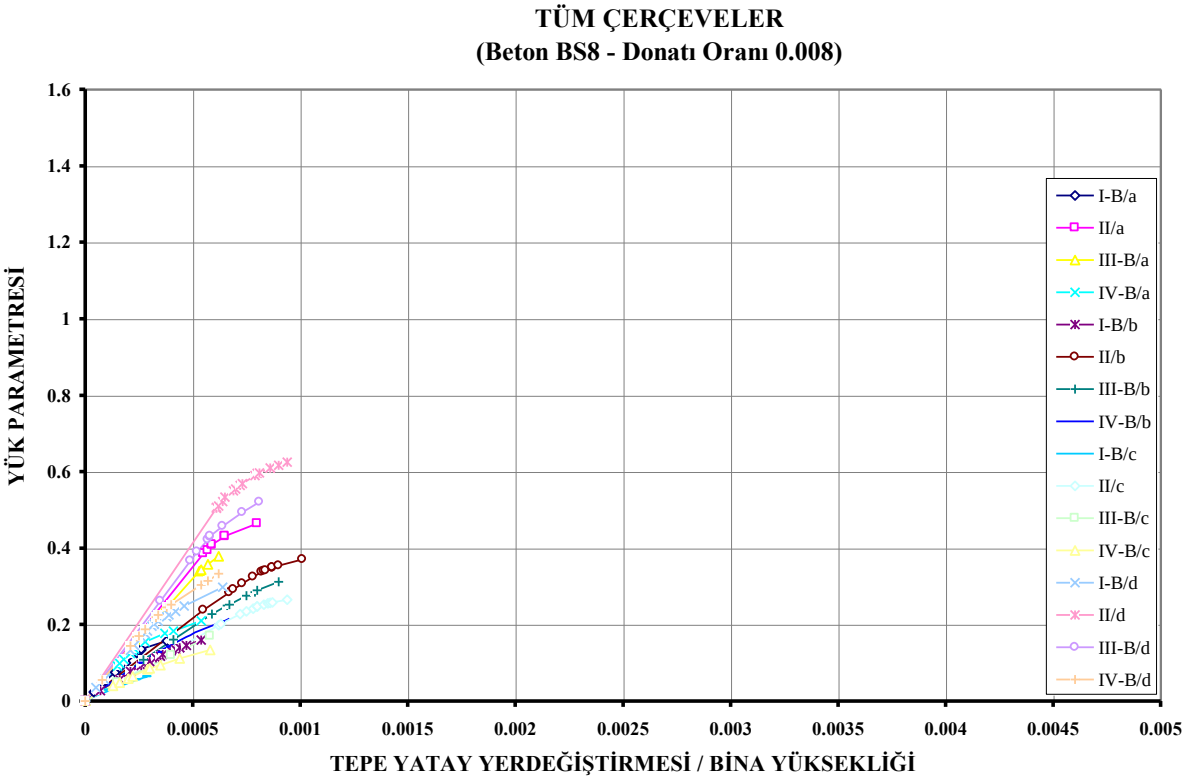
Şekil A.2. Çerçeve Gruplarını Temsilen Çizilen Ortalama P-δ Eğrileri



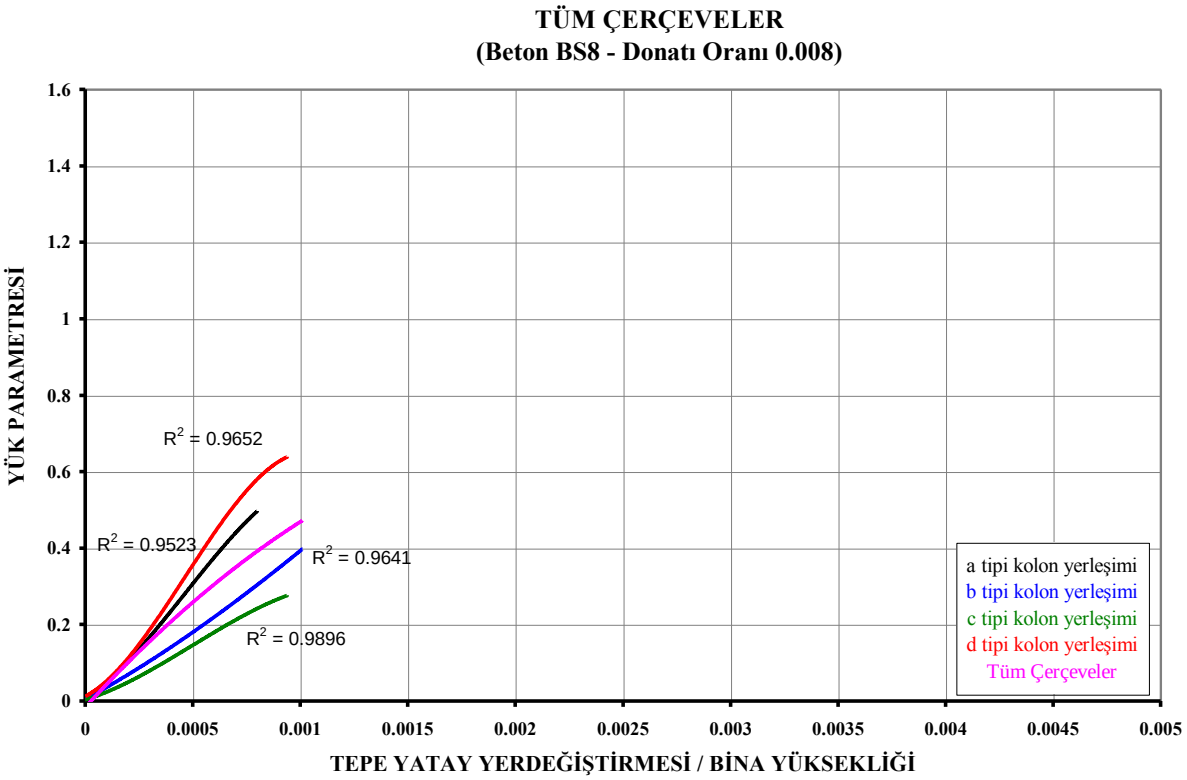
Şekil A.3. Tüm Çerçeveler İçin P-δ Eğrileri (Beton BS8-Donatı 1975 TDY'ye Uygun)



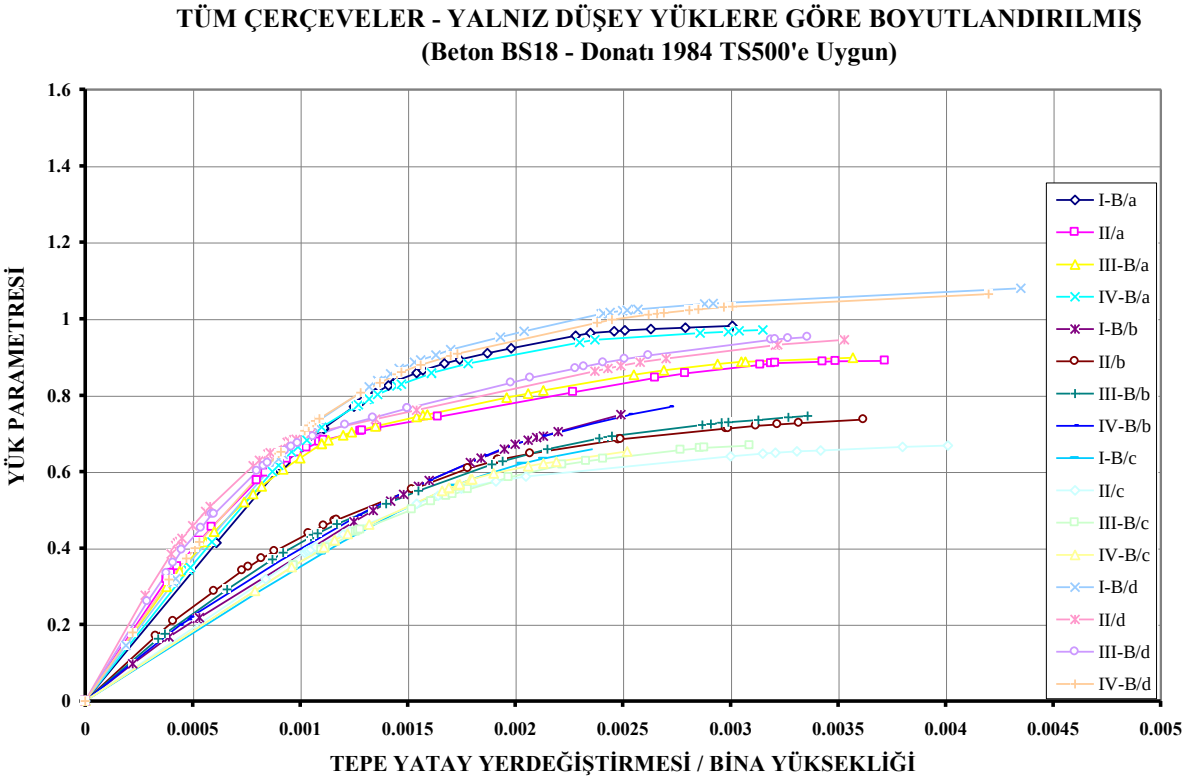
Şekil A.4. Çerçeve Gruplarını Temsilen Çizilen Ortalama P-δ Eğrileri (Beton BS8-Donatı 1975 TDY'ye Uygun)



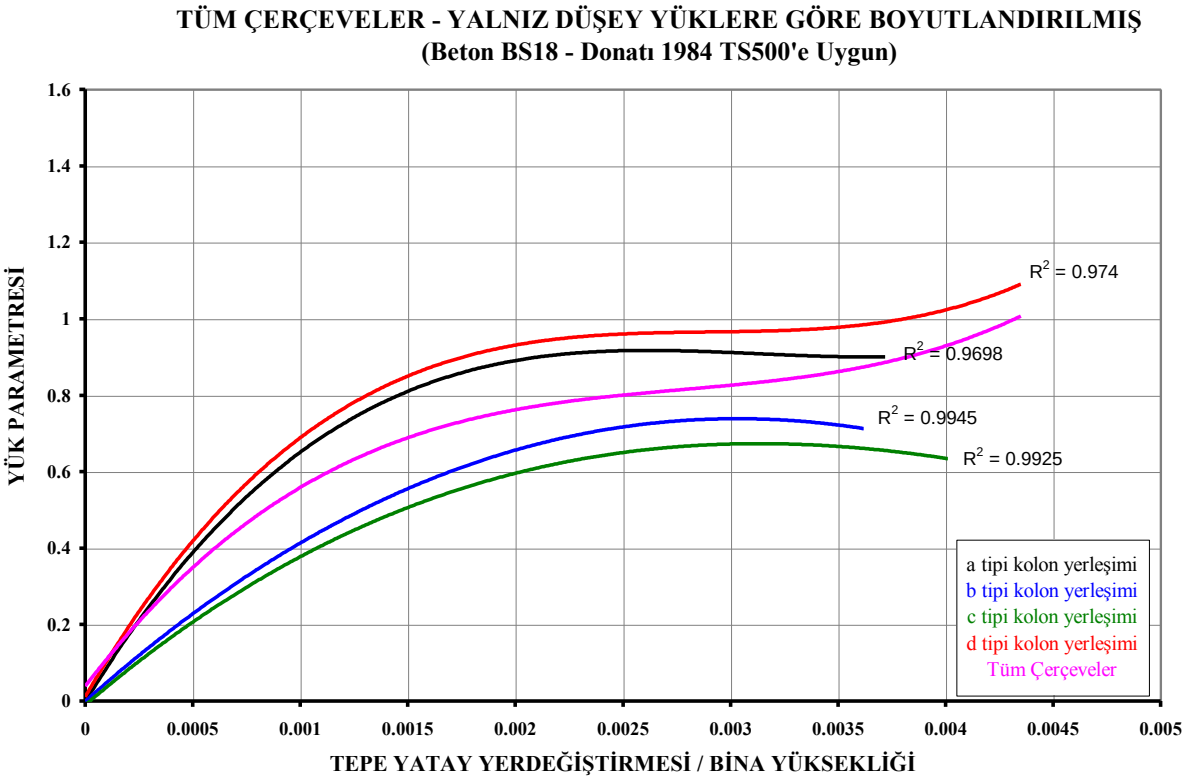
Şekil A.5. Tüm Çerçeveler İçin P-δ Eğrileri (Beton BS8-Donatı Oranı 0.008)



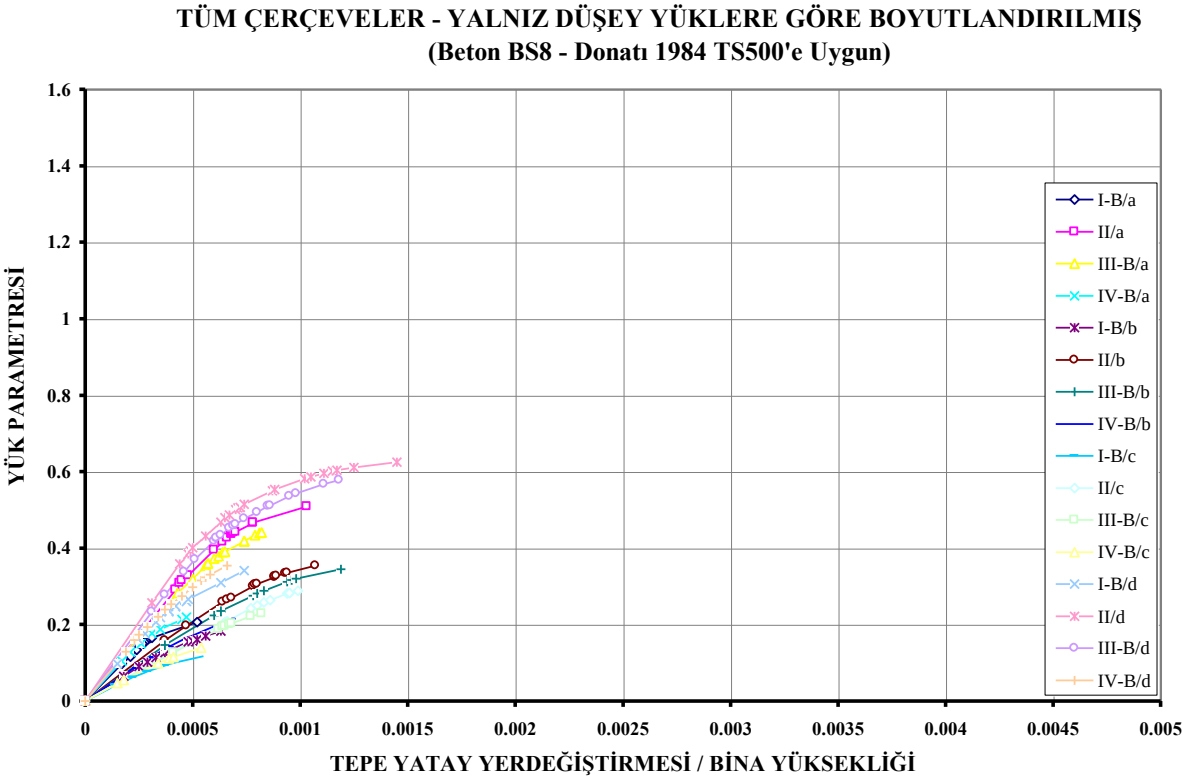
Şekil A.6. Çerçeve Gruplarını Temsilen Çizilen Ortalama P-δ Eğrileri (Beton BS8-Donatı Oranı 0.008)



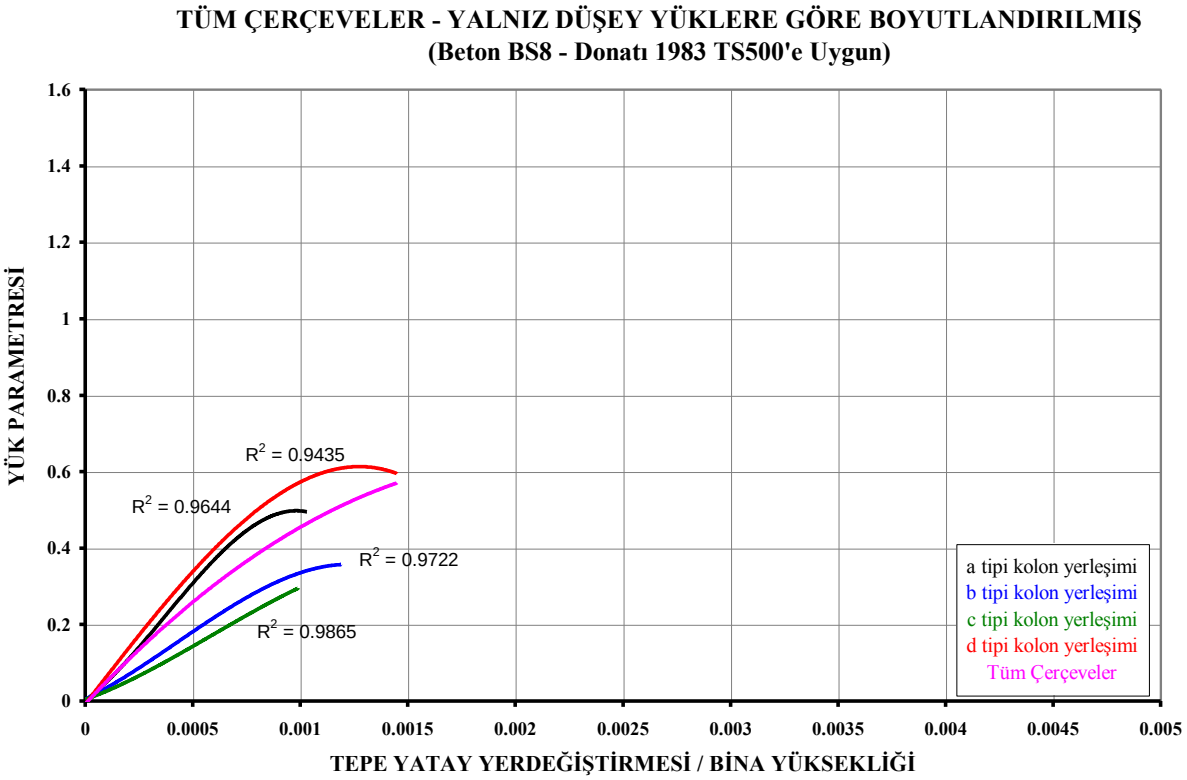
Şekil A.7. Tüm Çerçeveler İçin P-δ Eğrileri (Beton BS18-Donatı TS500'e Uygun)



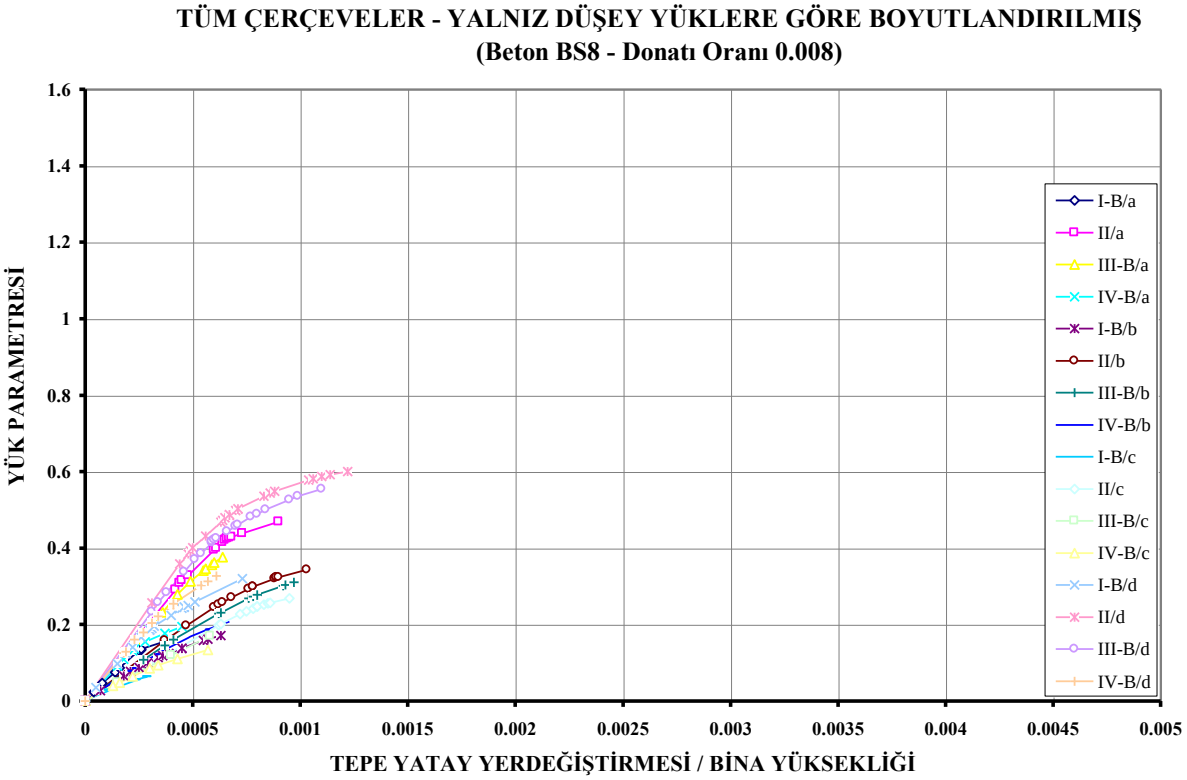
Şekil A.8. Çerçeve Gruplarını Temsilen Çizilen Ortalama P-δ Eğrileri (Yalnız Düşey Yüke Göre Boyutlandırılmış Çerçeveler)



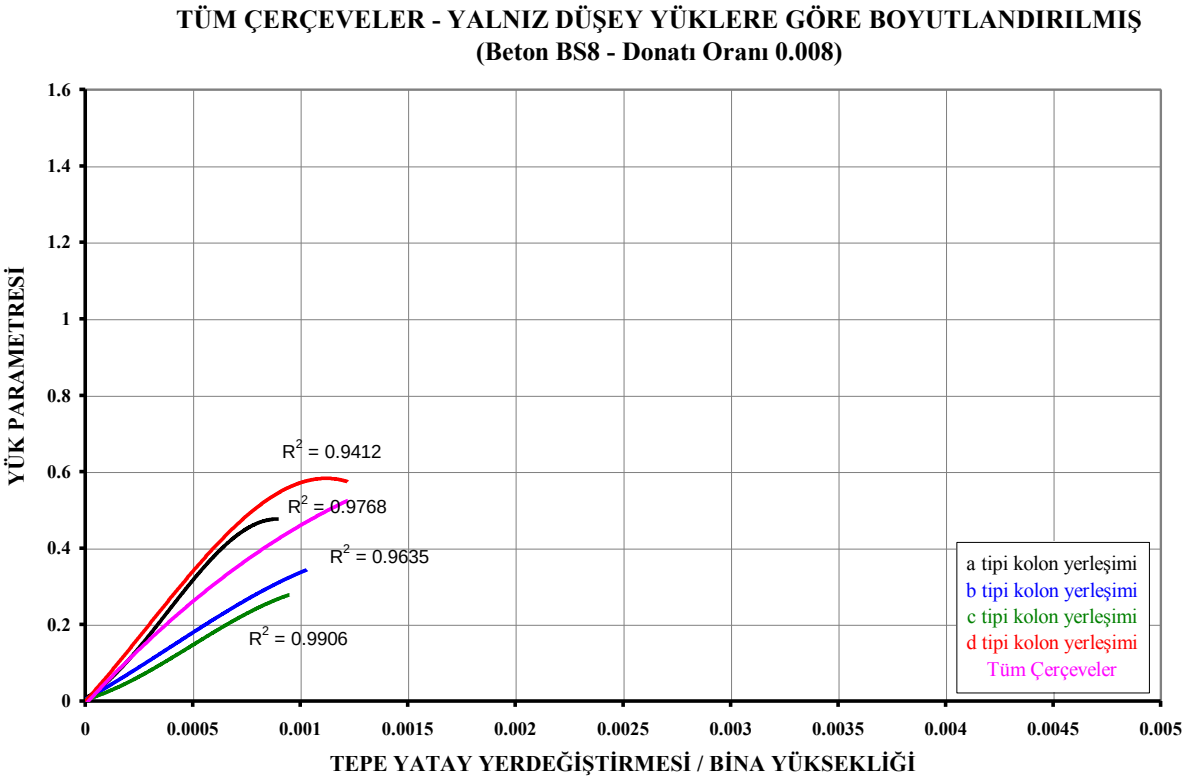
Şekil A.9. Tüm Çerçeveler İçin P-δ Eğrileri (Beton BS8-Donatı TS500'e Uygun)



Şekil A.10. Çerçeve Gruplarını Temsilen Çizilen Ortalama P-δ Eğrileri (Yalnız Düşey Yüke Göre Boyutlandırılmış Çerçeveler, Beton BS8, Donatı TS500'e Uygun)

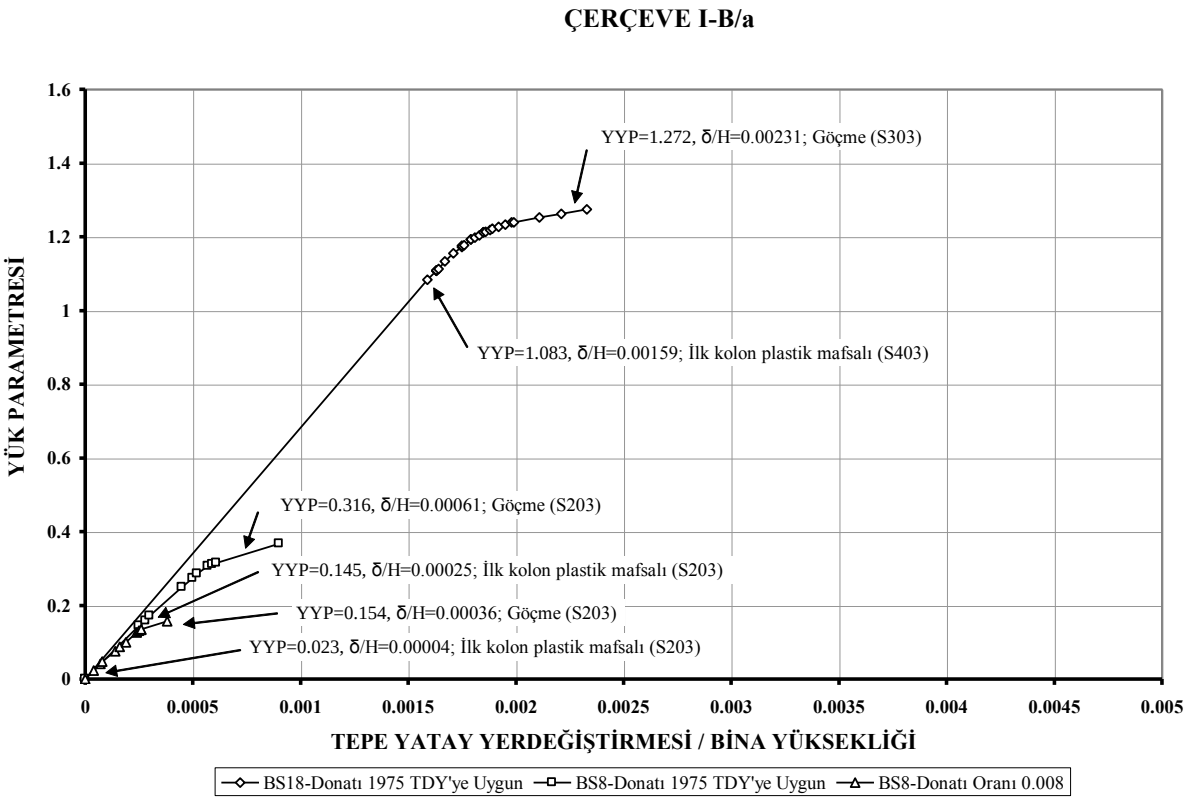


Şekil A.11. Tüm Çerçeveler İçin P-δ Eğrileri (Beton BS8-Donatı Oranı 0.008)

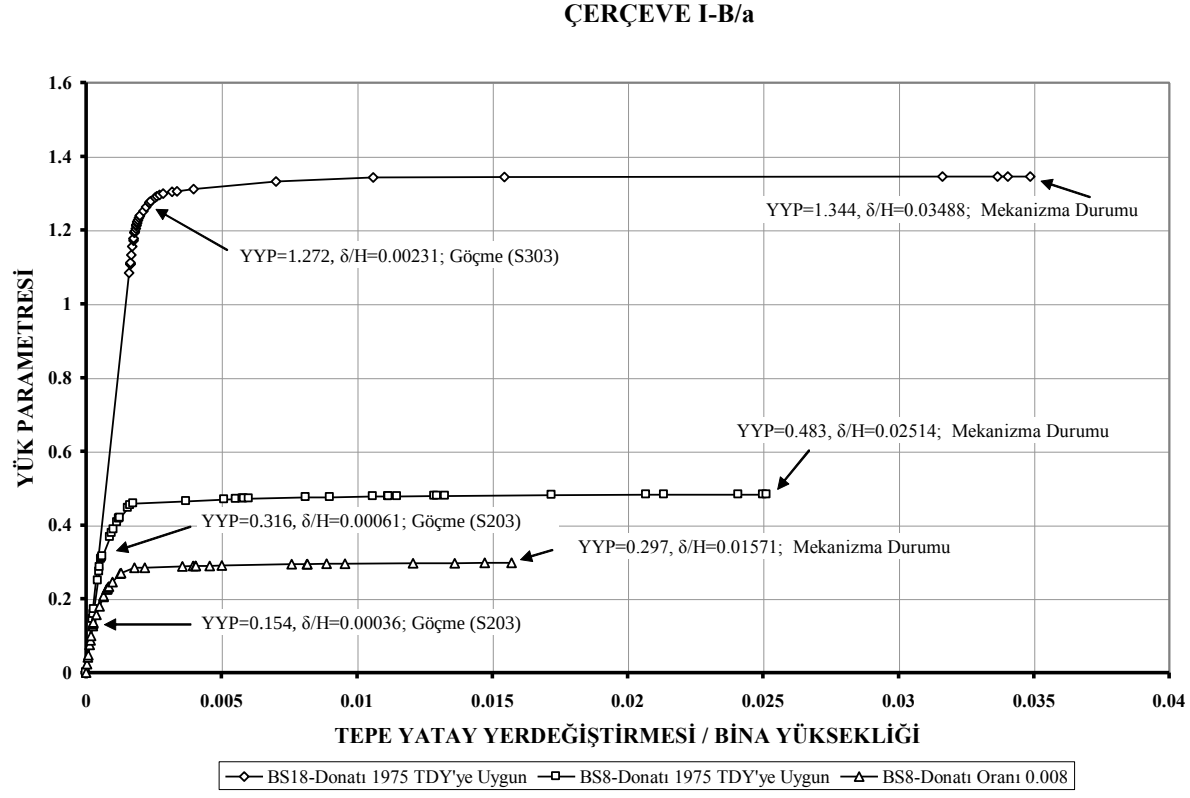


Şekil A.12. Çerçeve Gruplarını Temsilen Çizilen Ortalama P-δ Eğrileri (Yalnız Düşey Yüke Göre Boyutlandırılmış Çerçeveler, Beton BS8, Donatı Oranı 0.008)

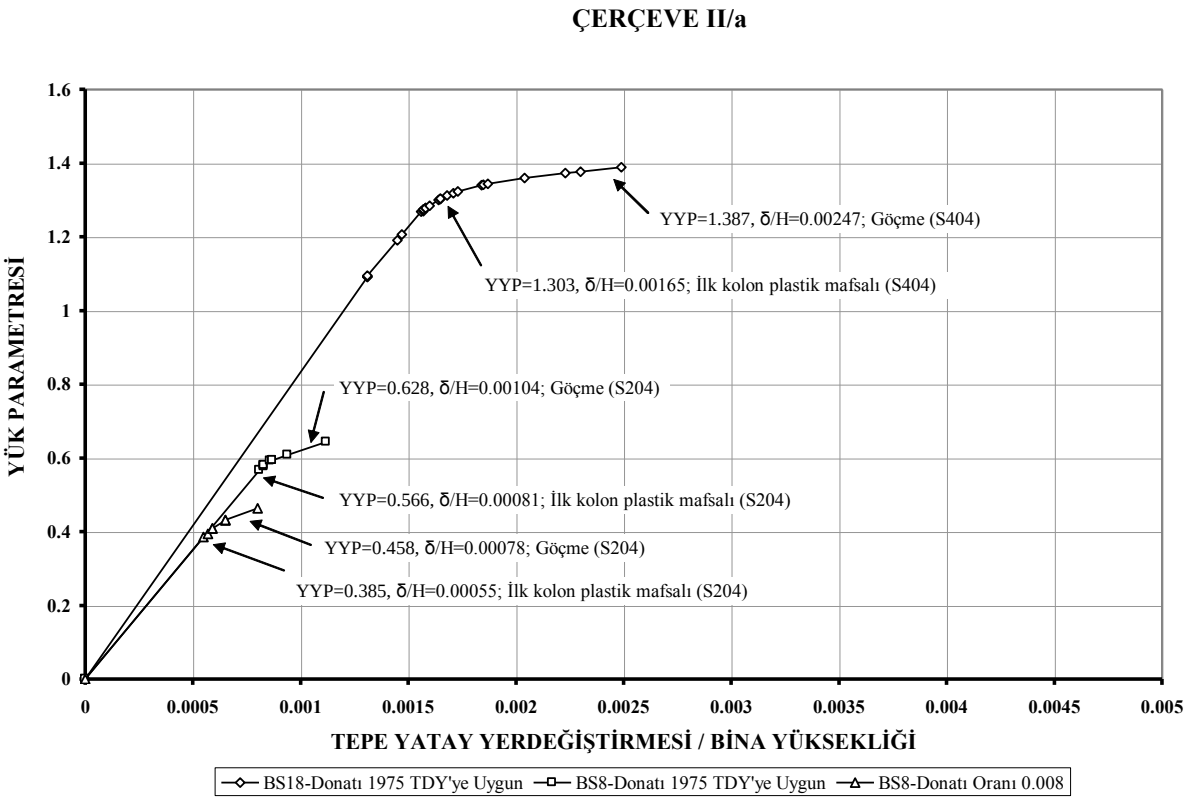
EK B



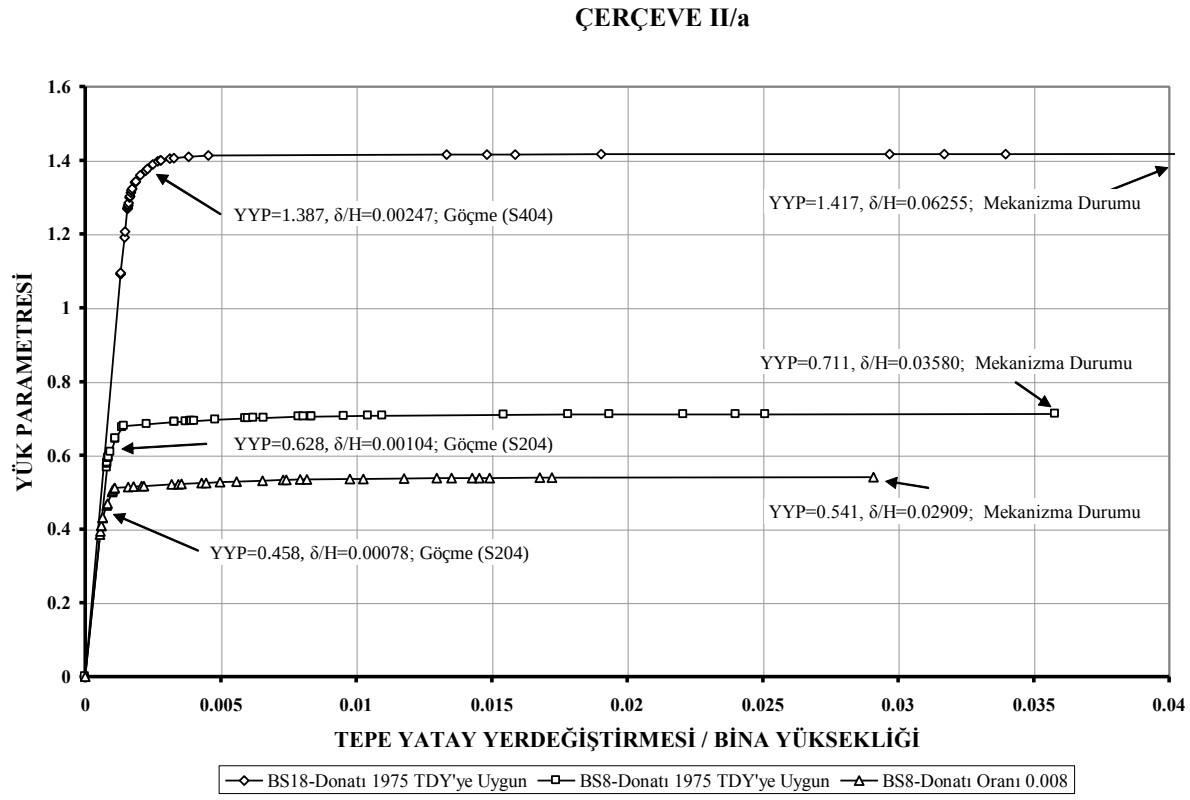
Şekil B.1. I-B/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



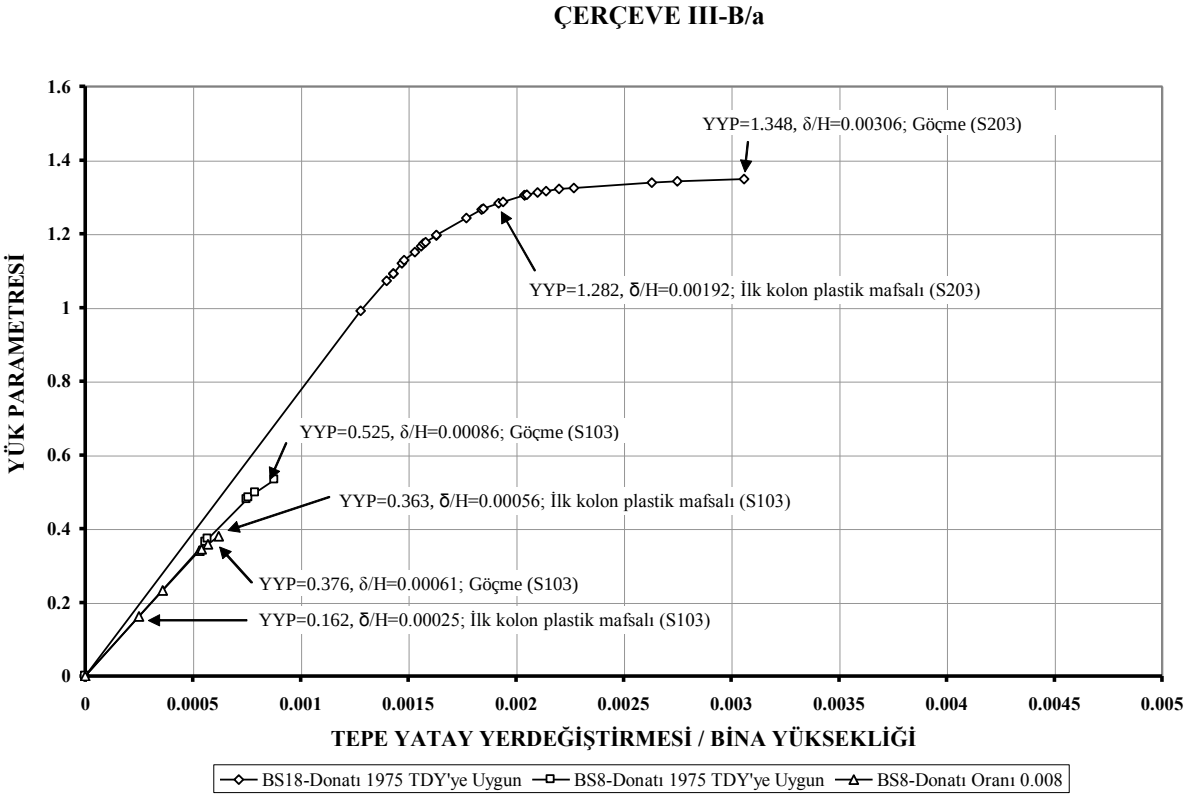
Şekil B.2. I-B/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



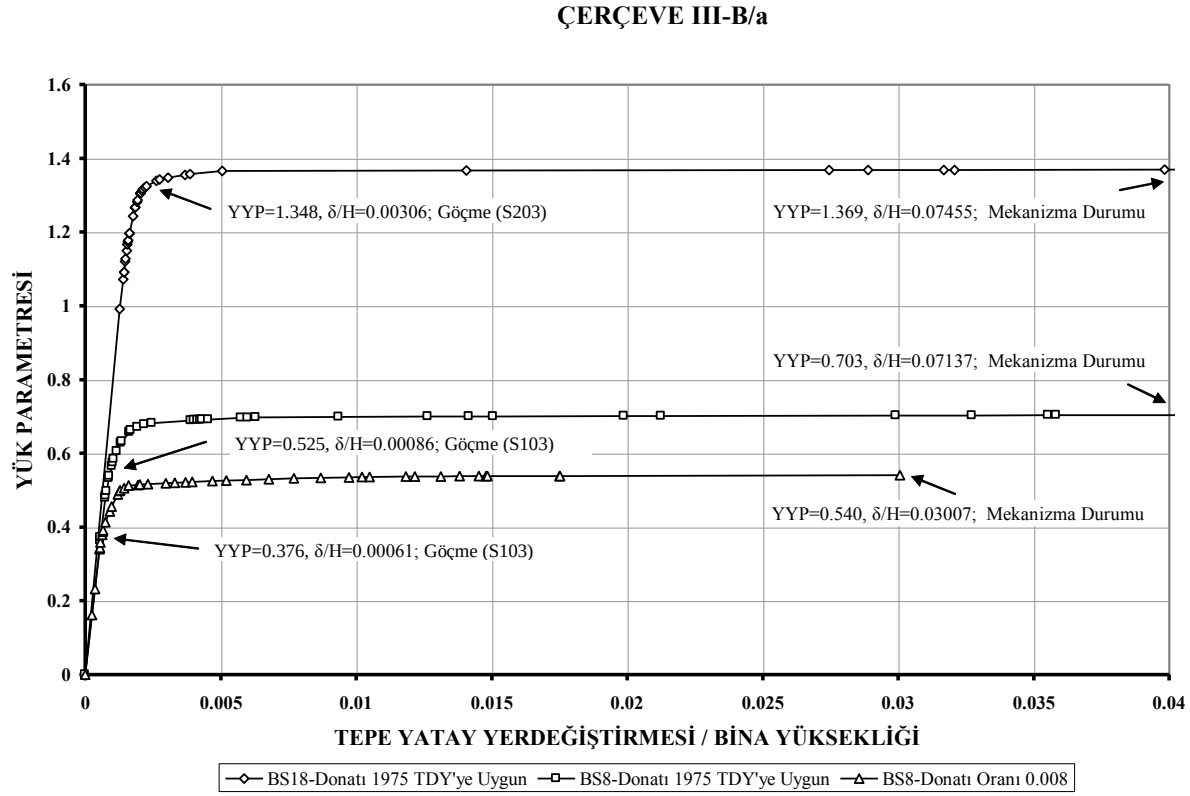
Şekil B.3. II/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



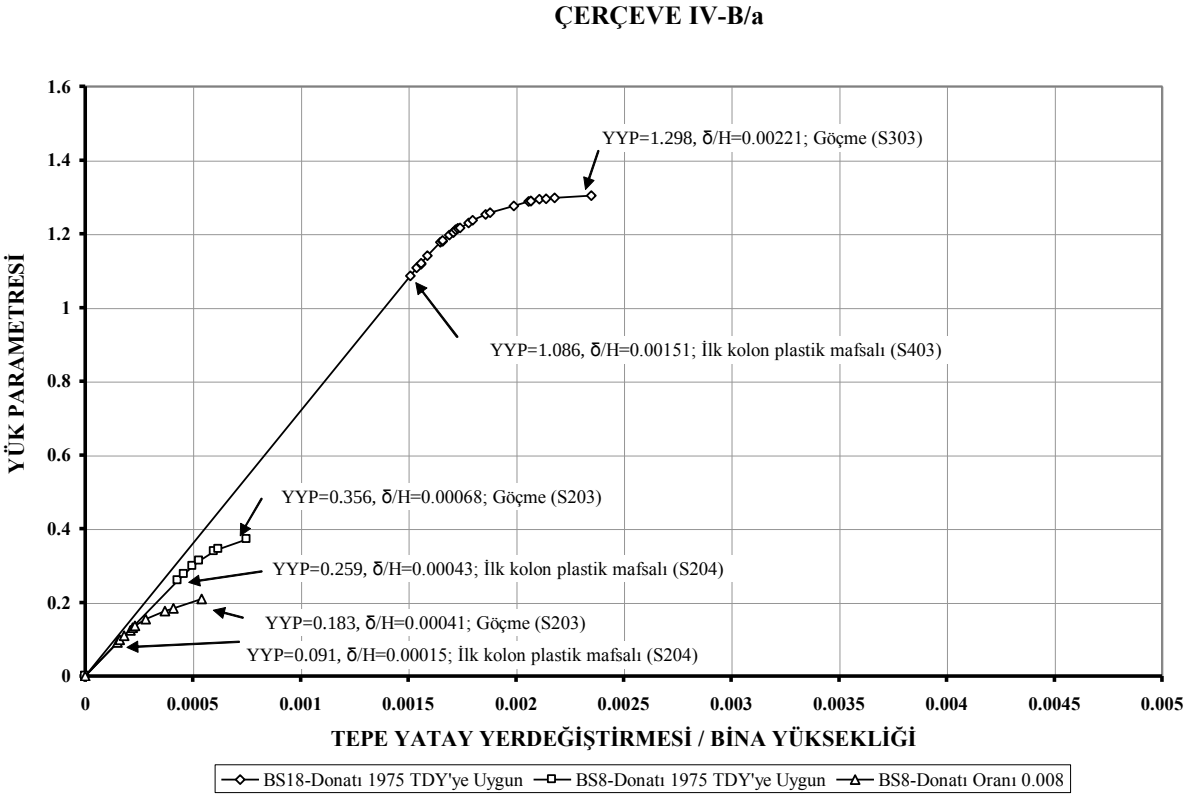
Şekil B.4. II/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



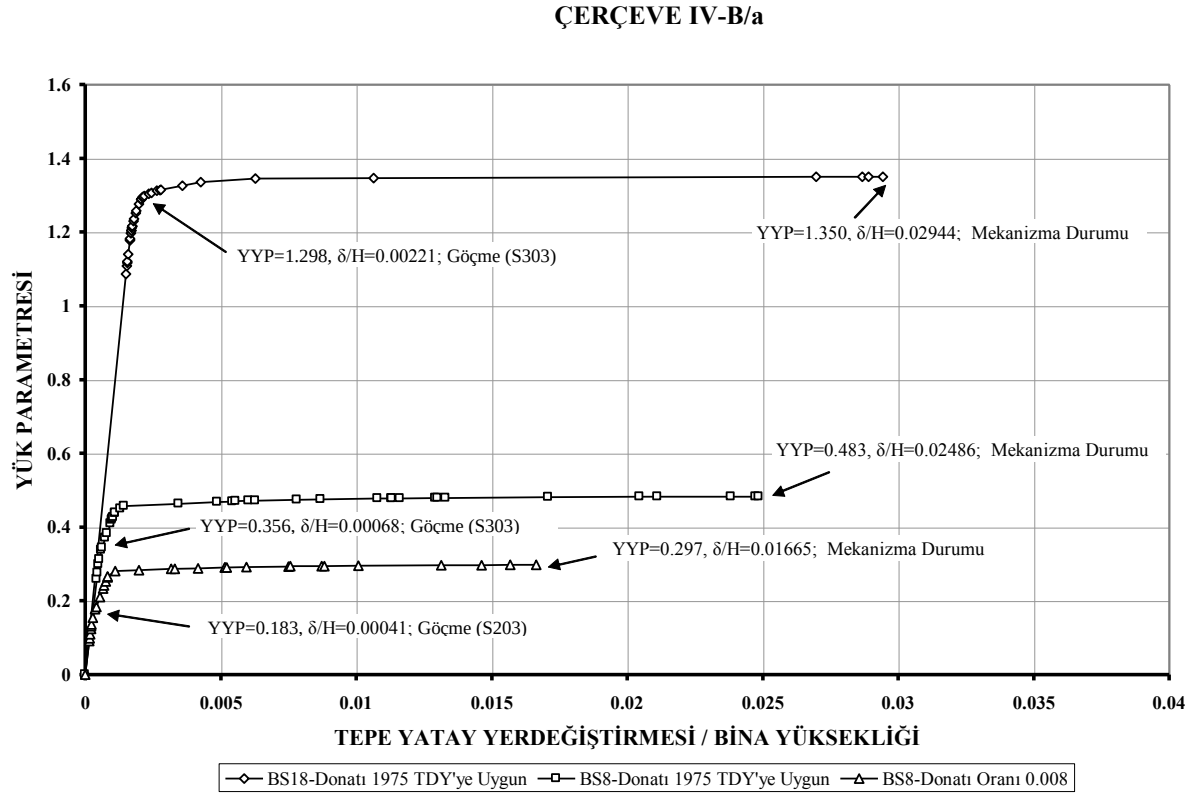
Şekil B.5. III-B/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



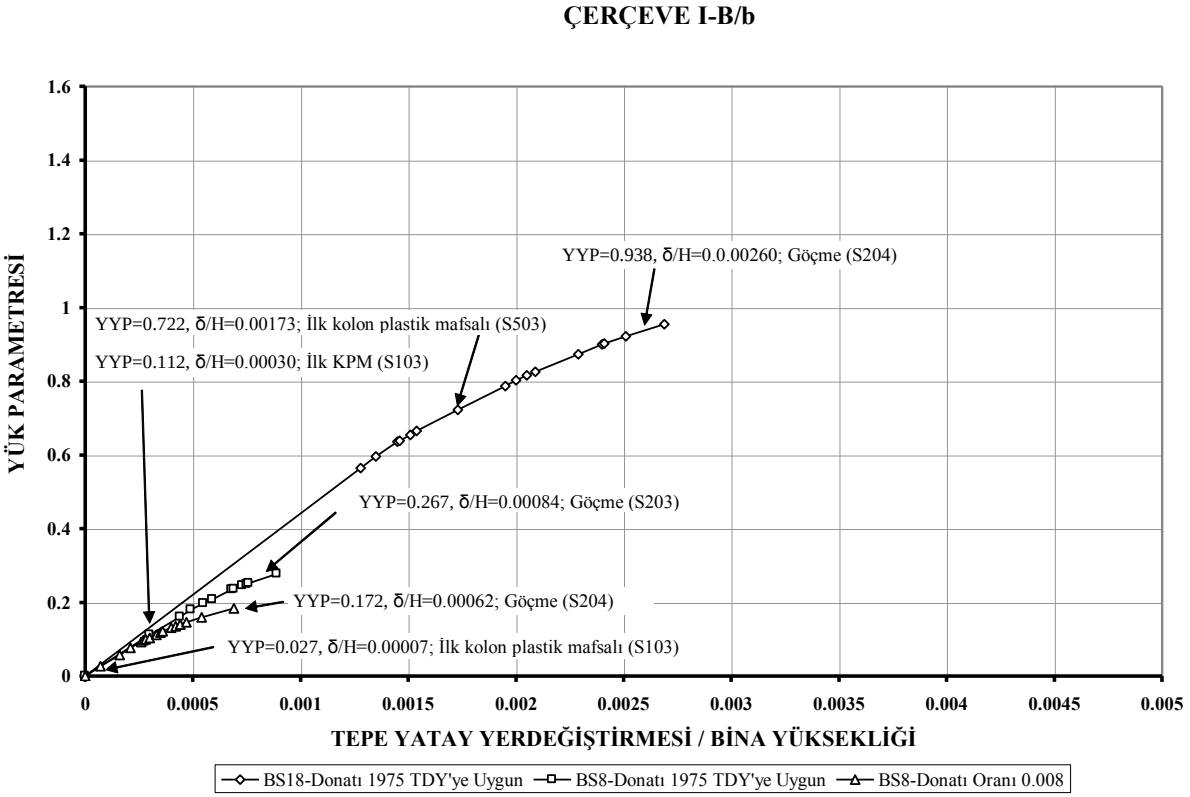
Şekil B.6. III-B/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



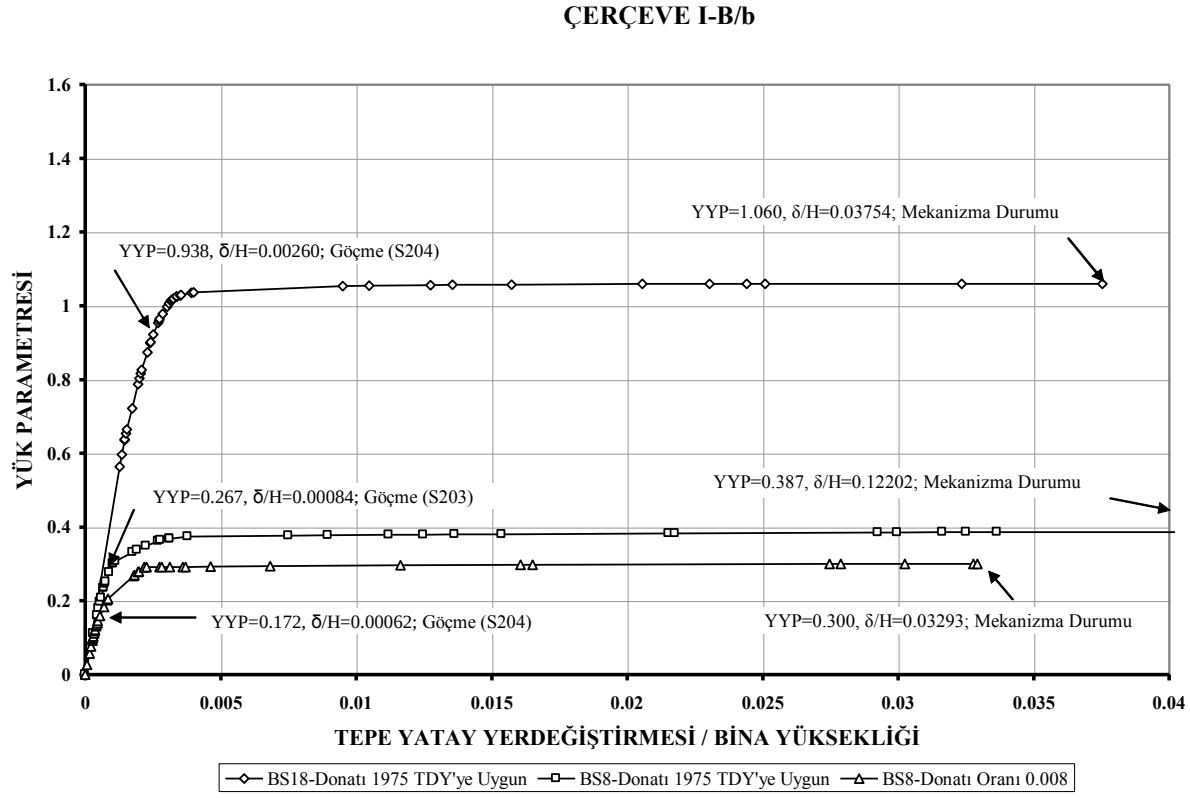
Şekil B.7. IV-B/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



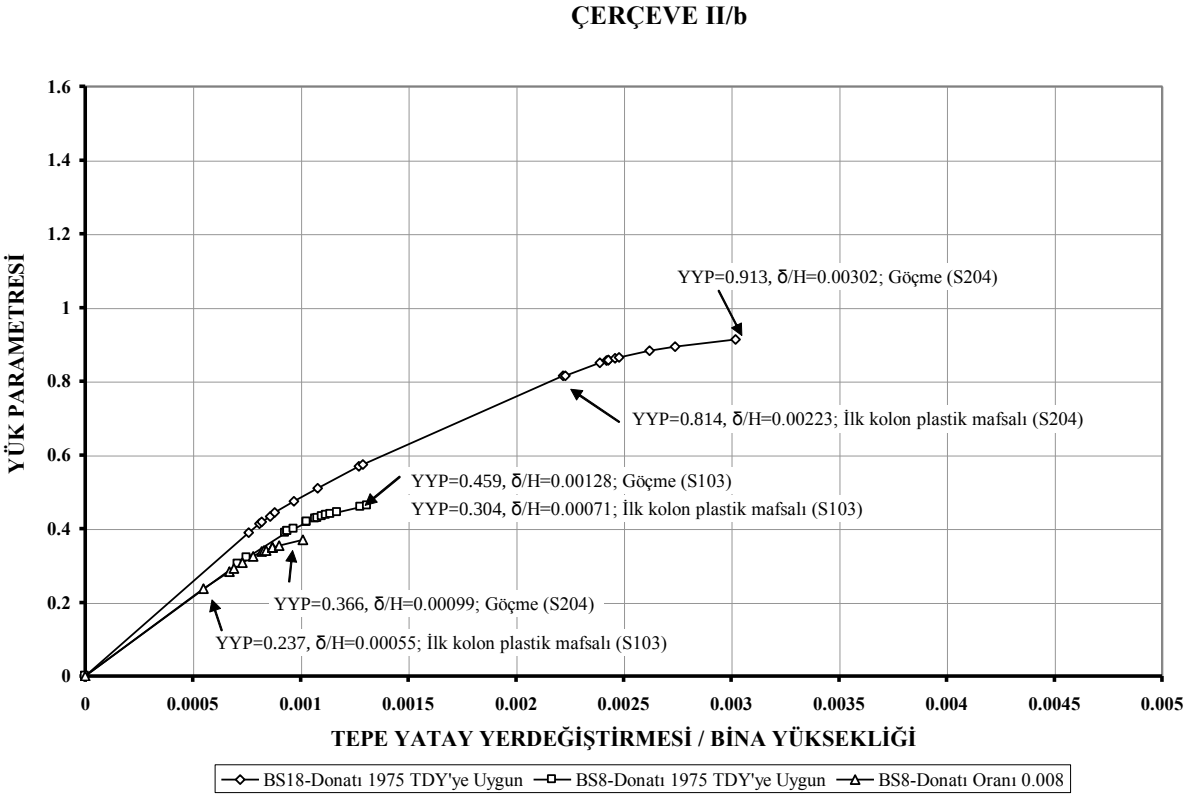
Şekil B.8. IV-B/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



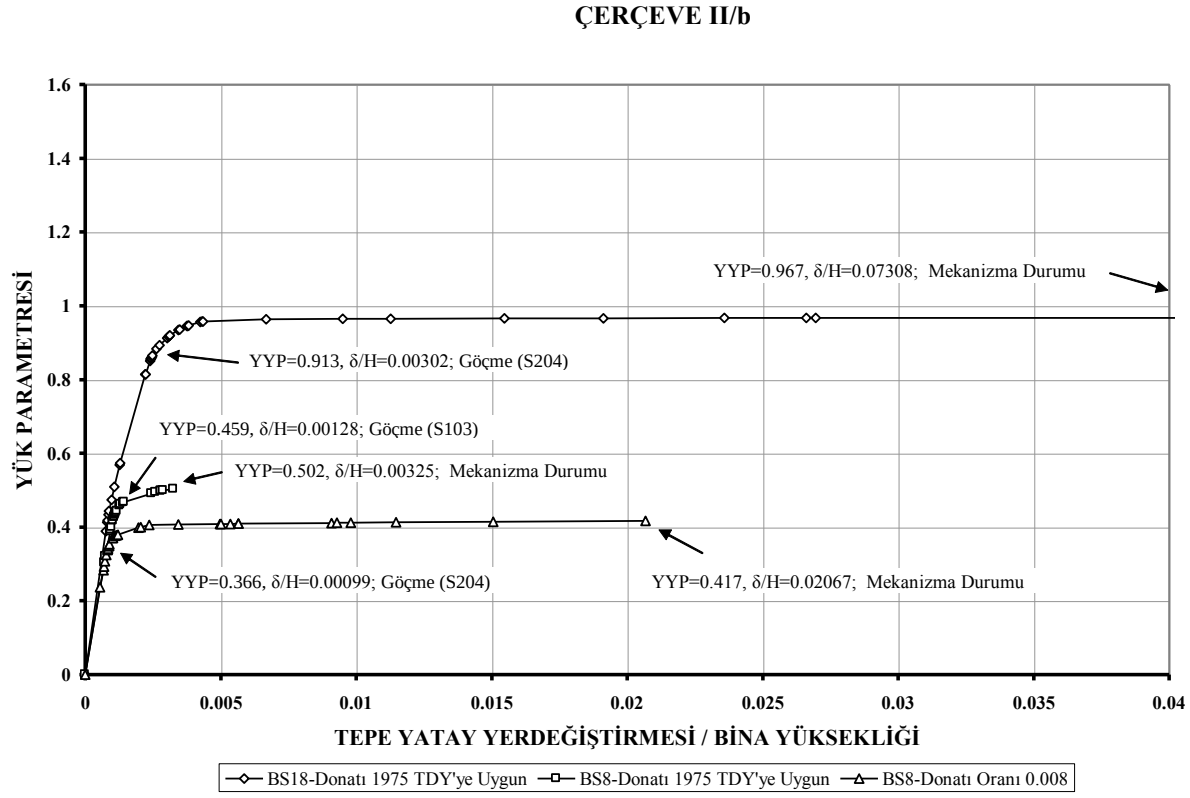
Şekil B.9. I-B/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



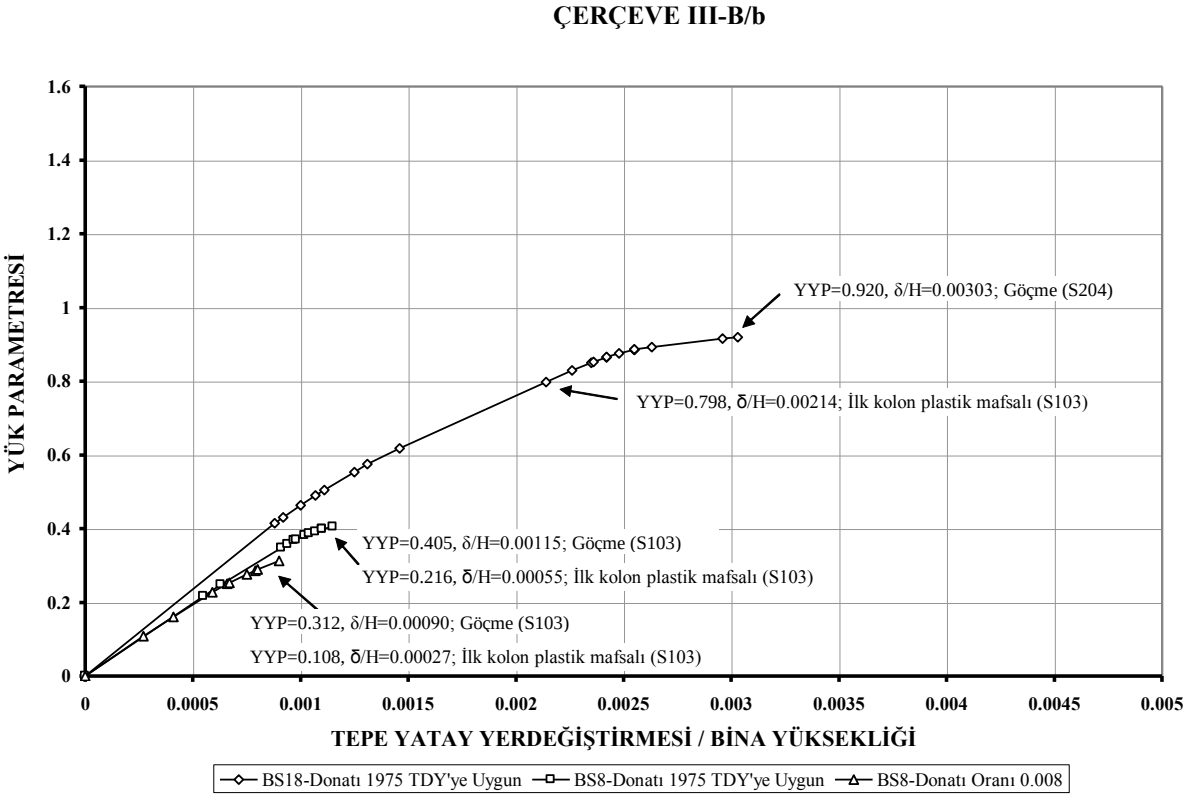
Şekil B.10. I-B/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



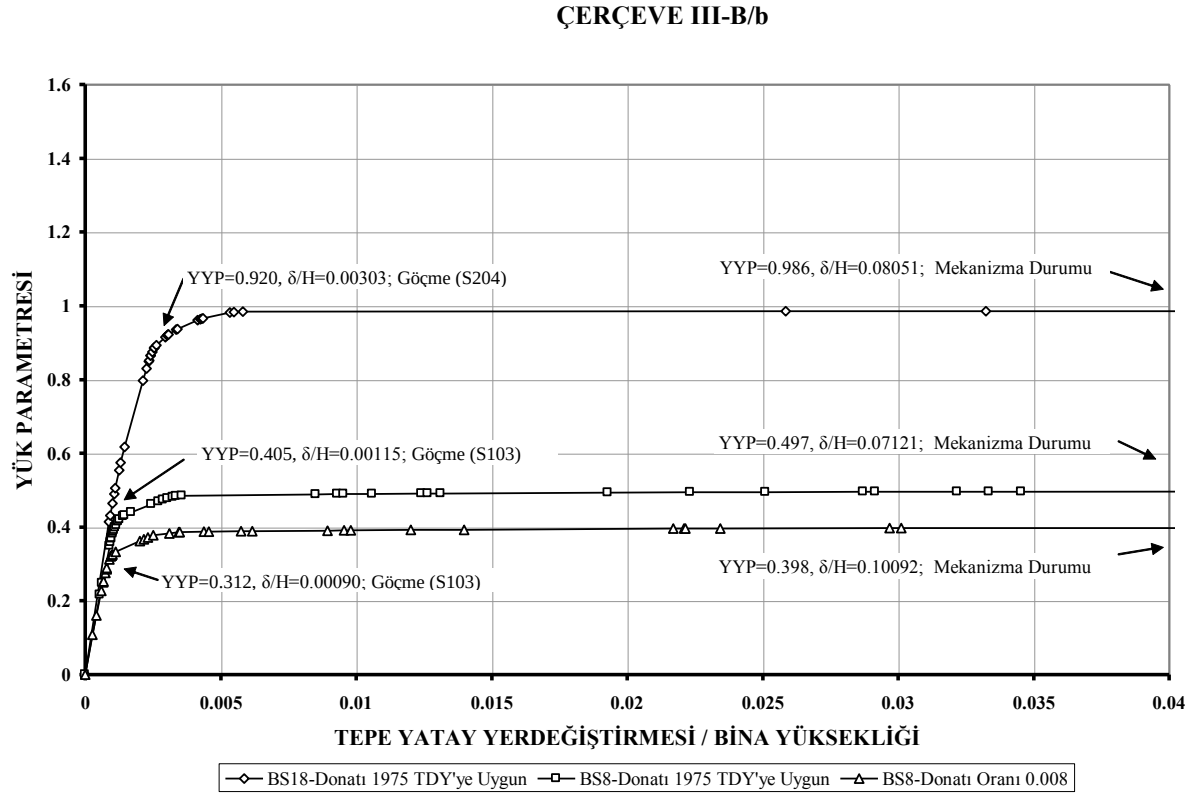
Şekil B.11. II/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



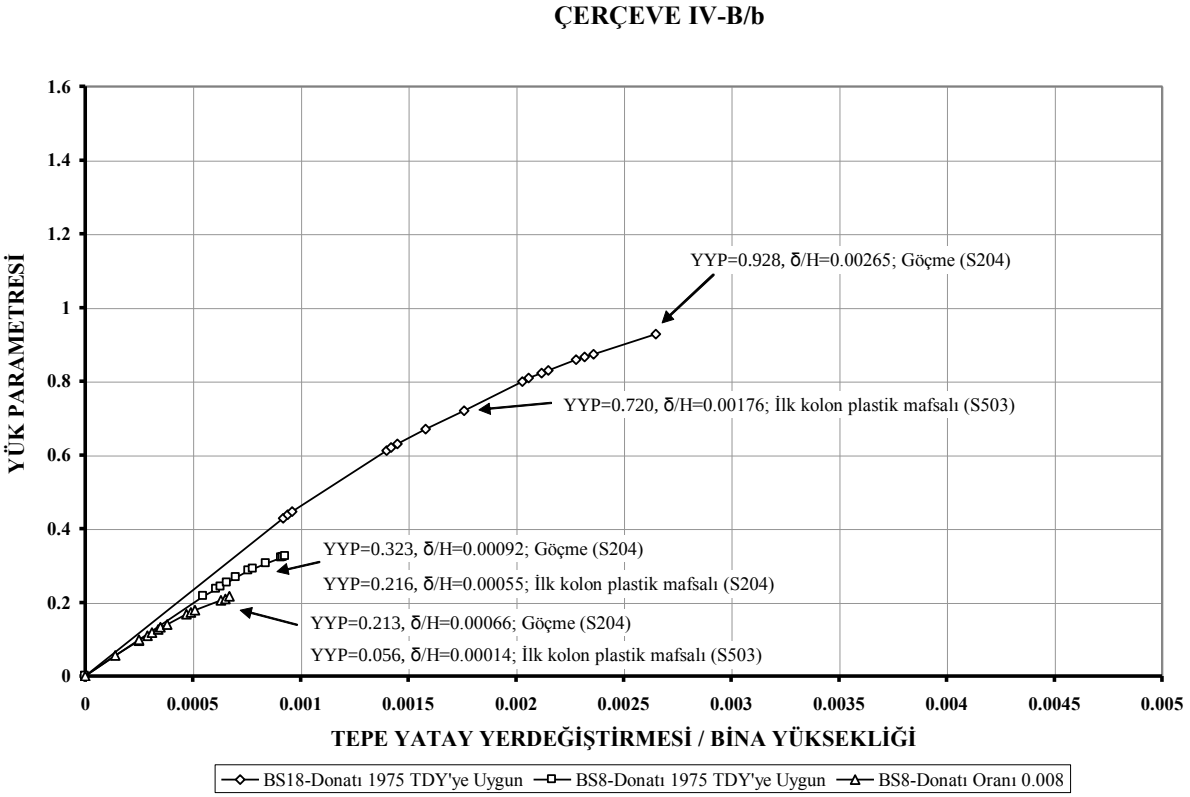
Şekil B.12. II/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



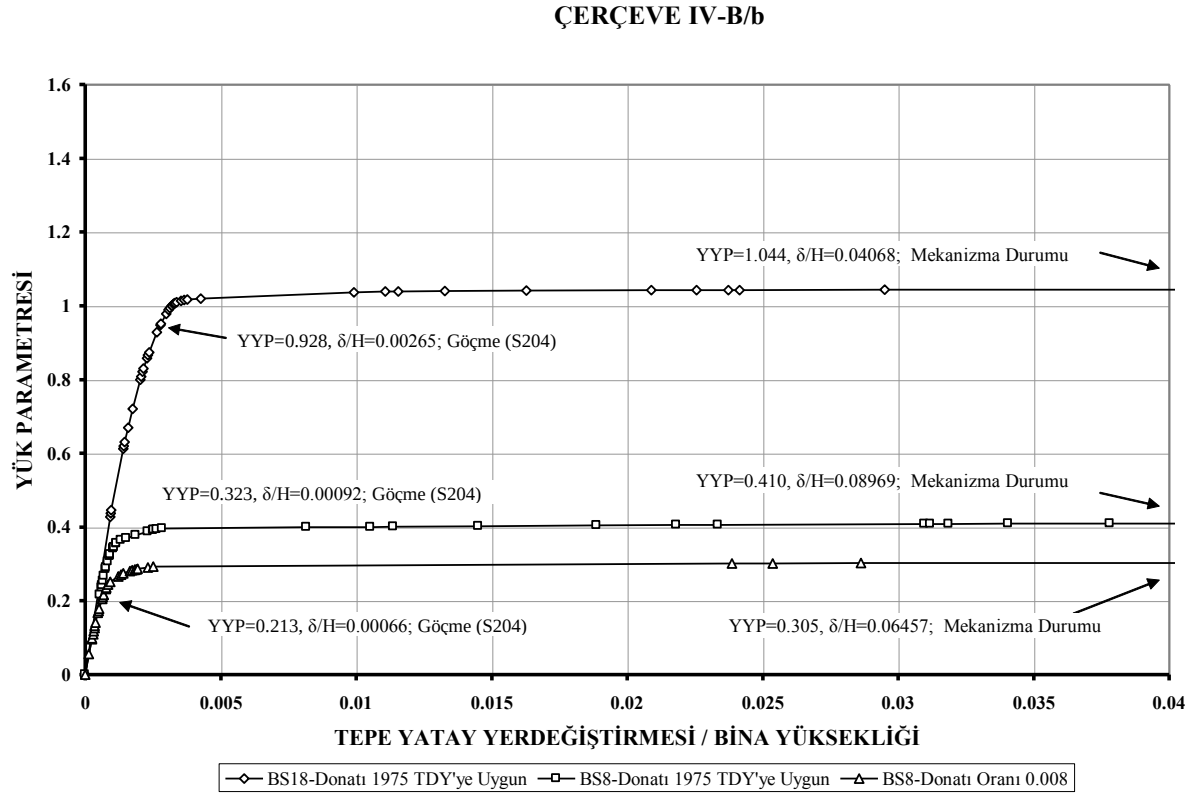
Şekil B.13. III-B/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



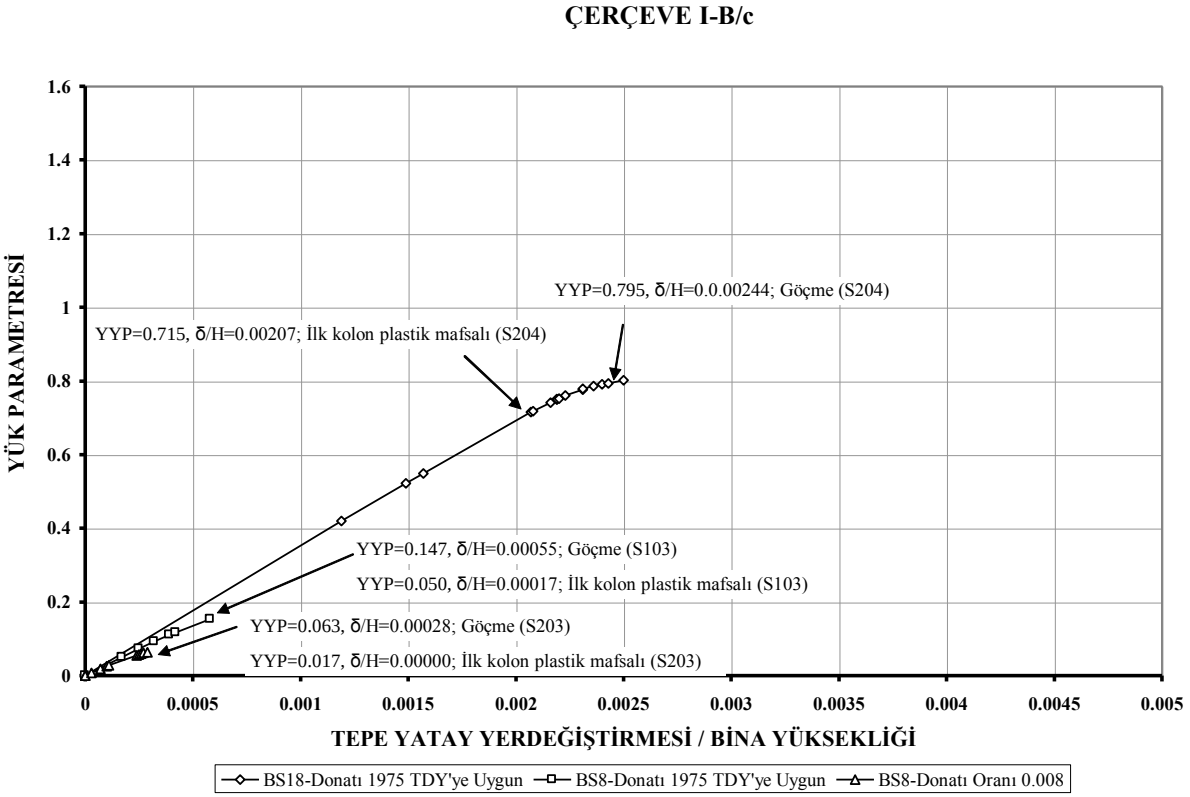
Şekil B.14. III-B/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



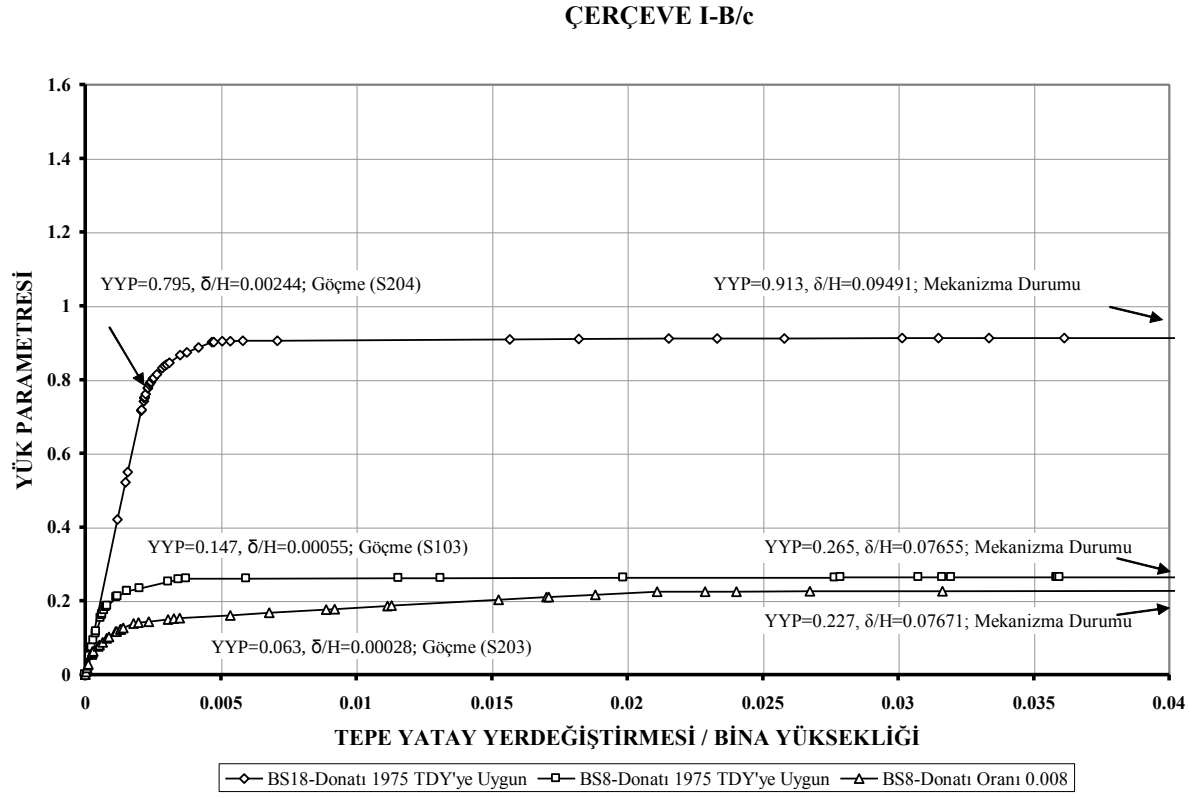
Şekil B.15. IV-B/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



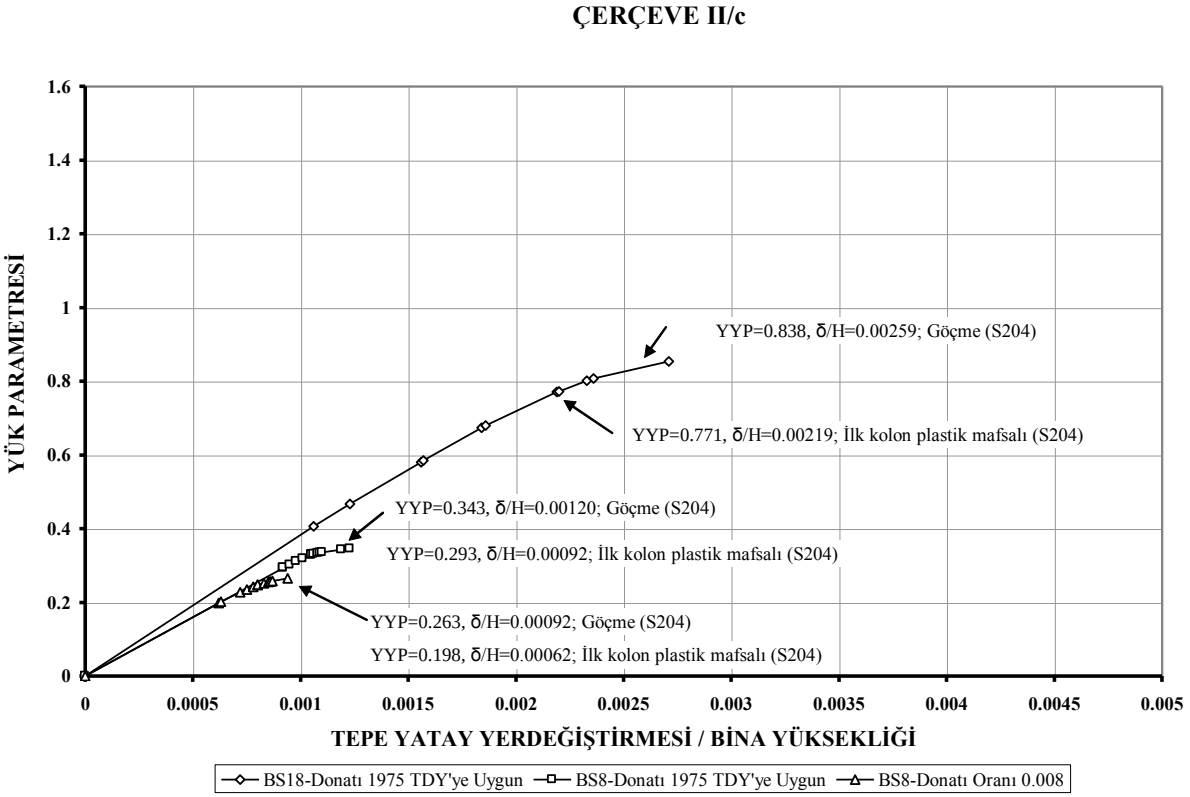
Şekil B.16. IV-B/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



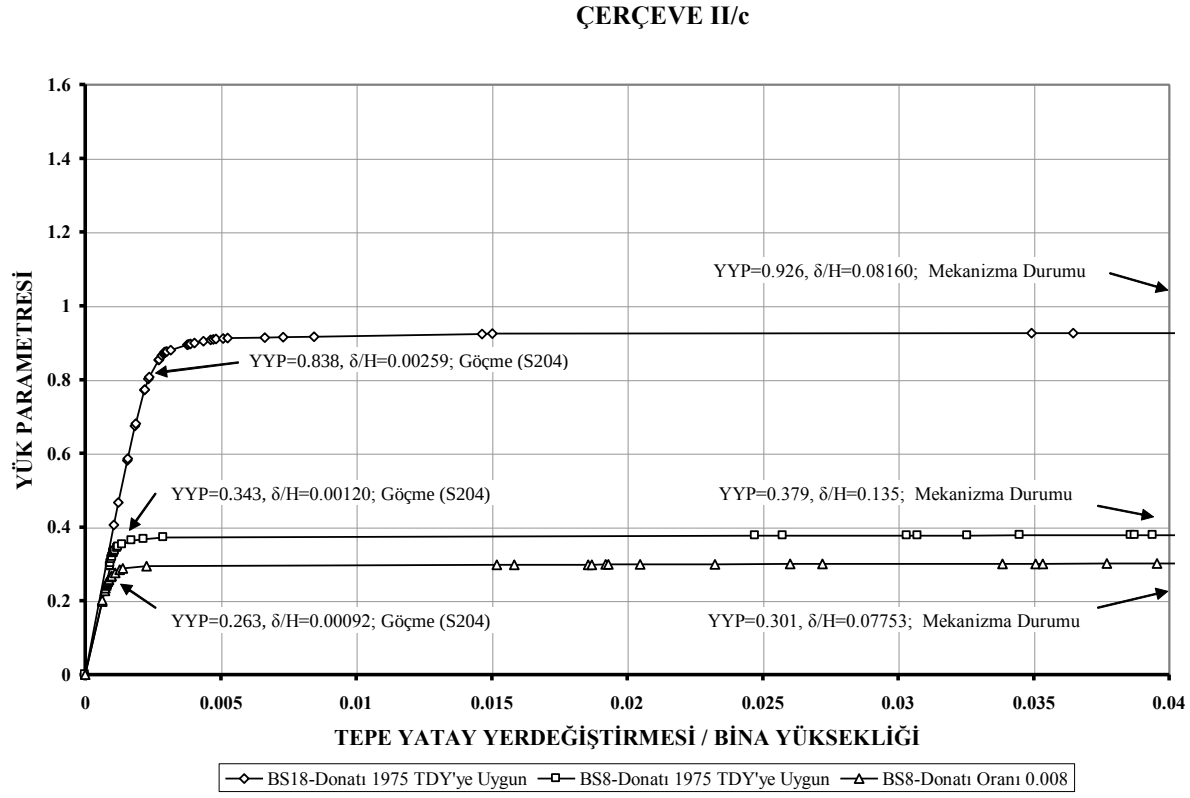
Şekil B.17. I-B/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



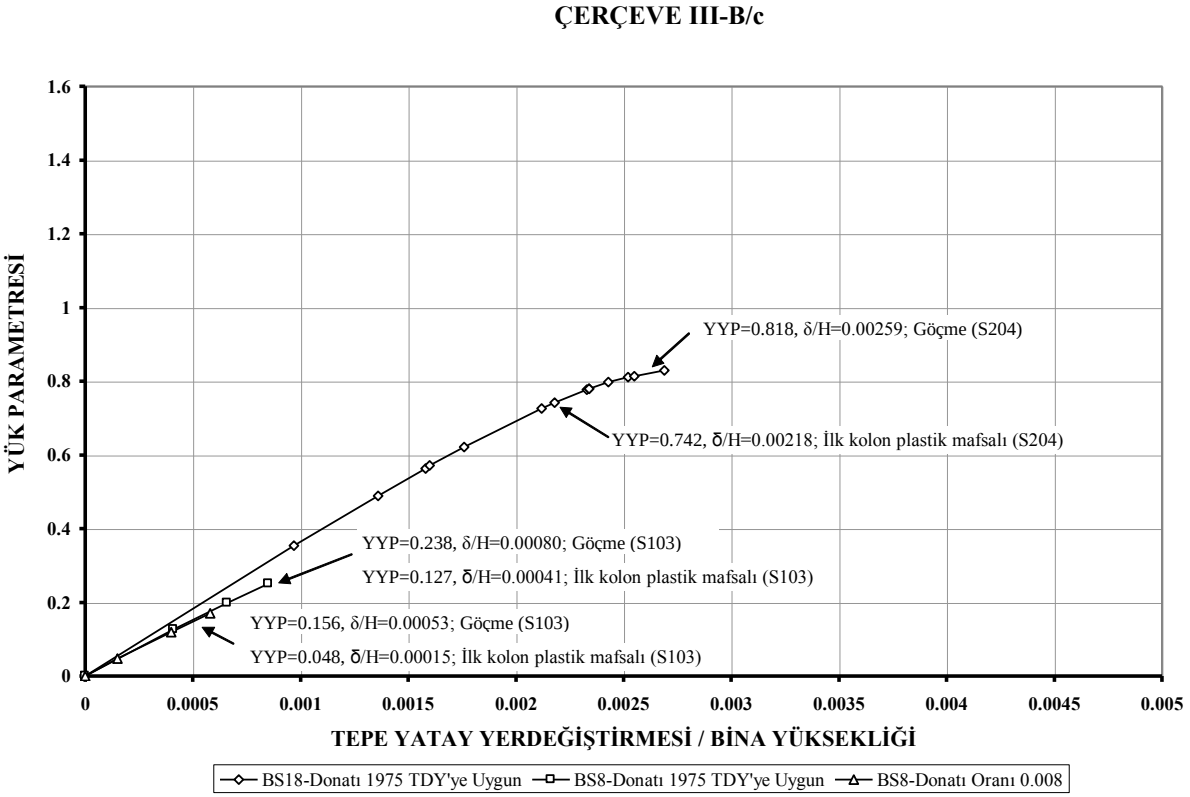
Şekil B.18. I-B/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



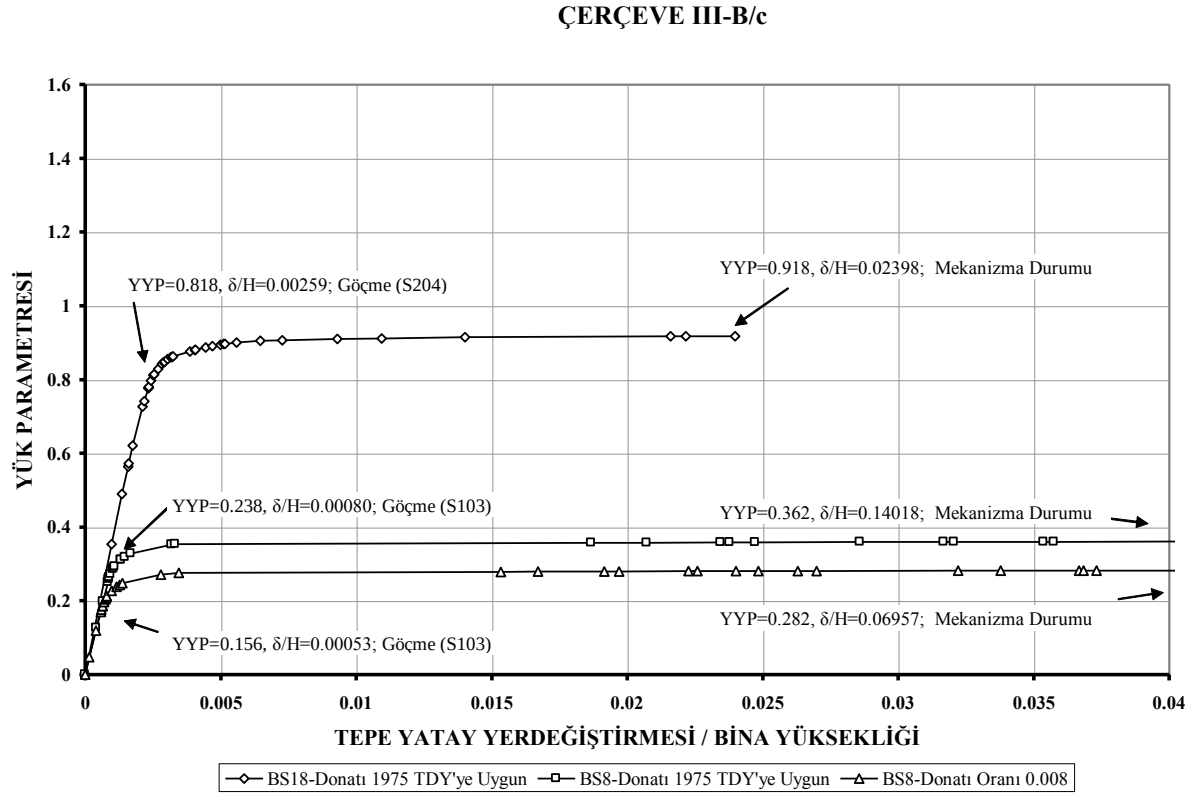
Şekil B.19. II/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



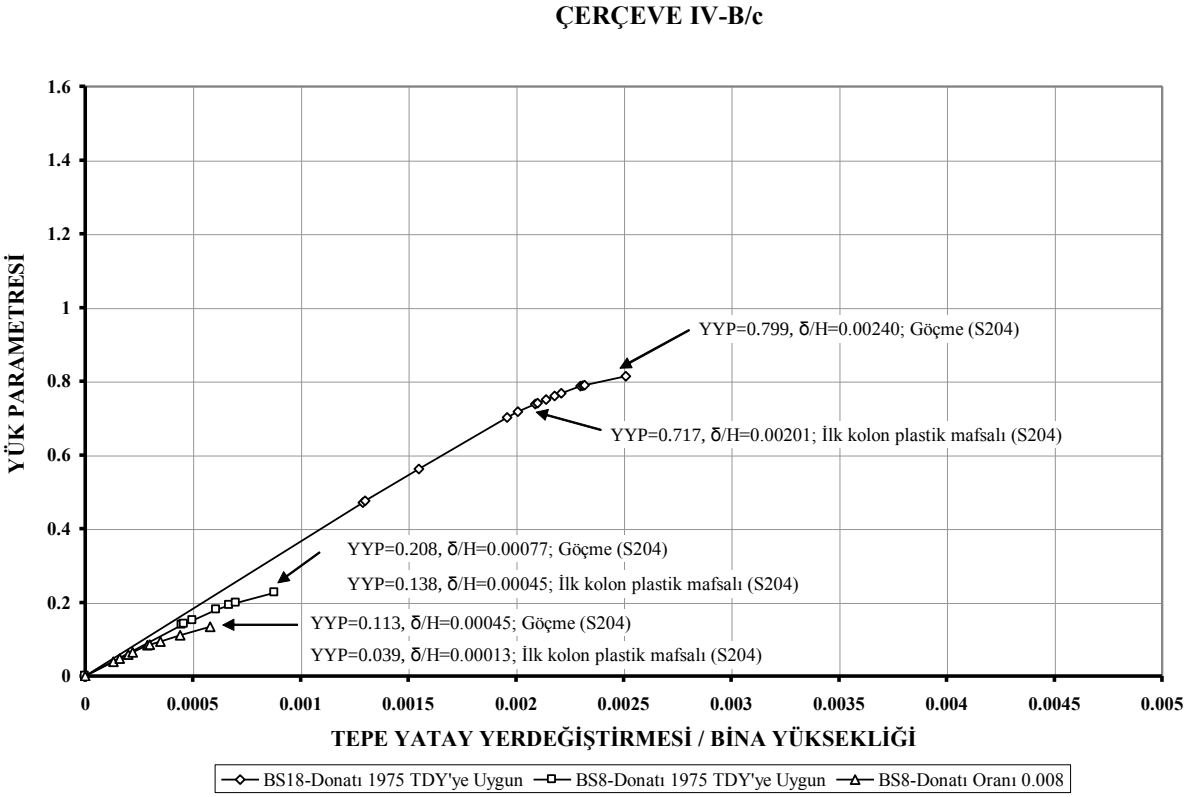
Şekil B.20. II/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



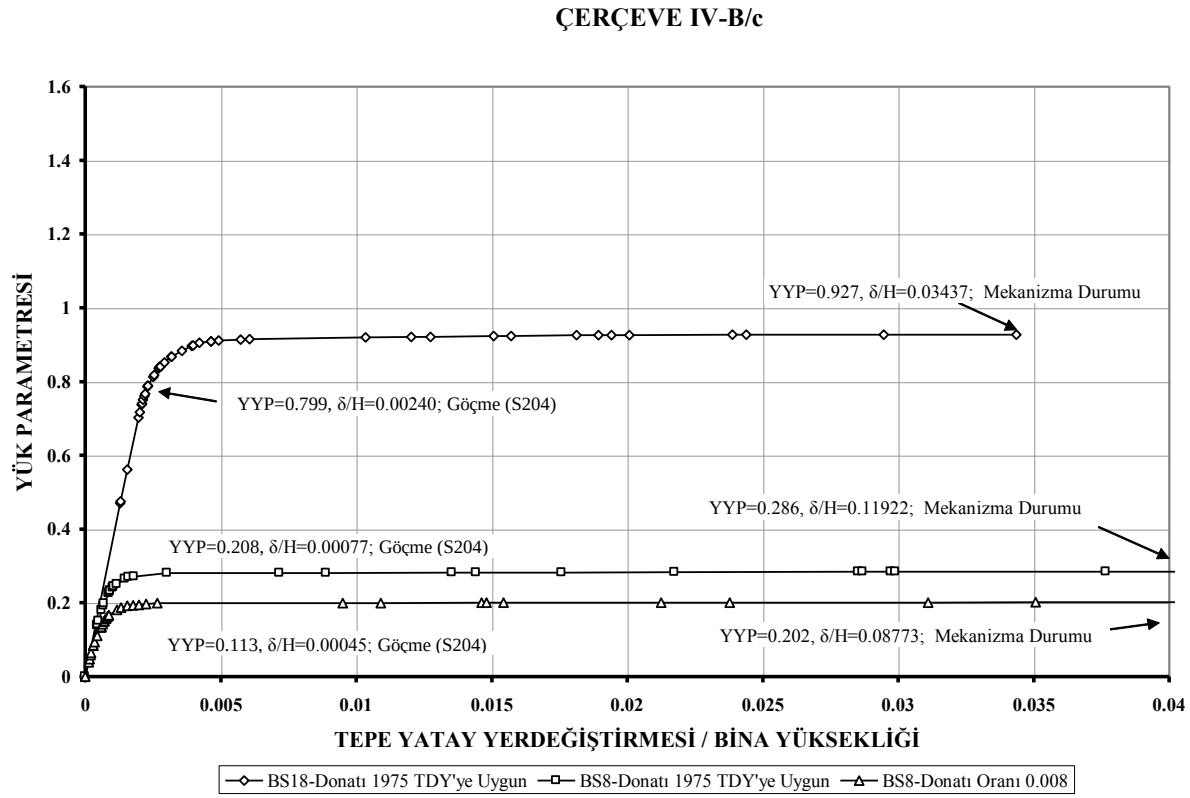
Şekil B.21. III-B/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



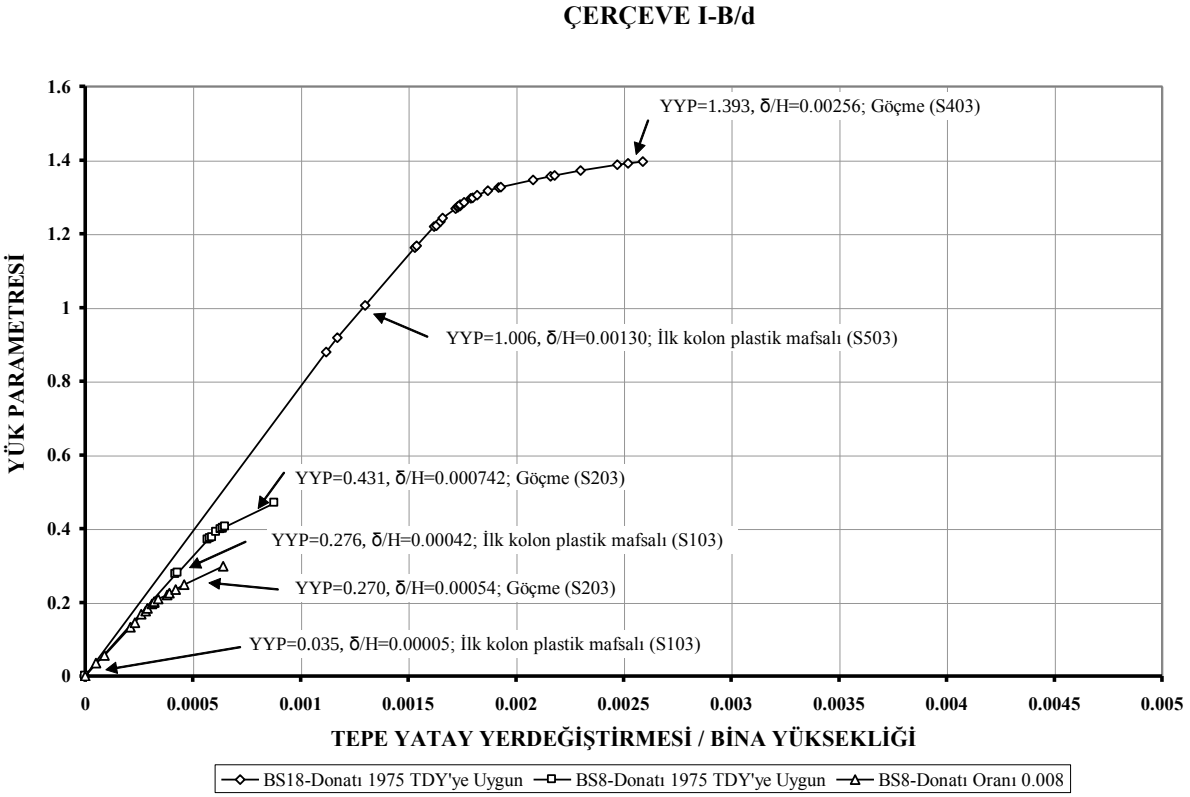
Şekil B.22. III-B/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



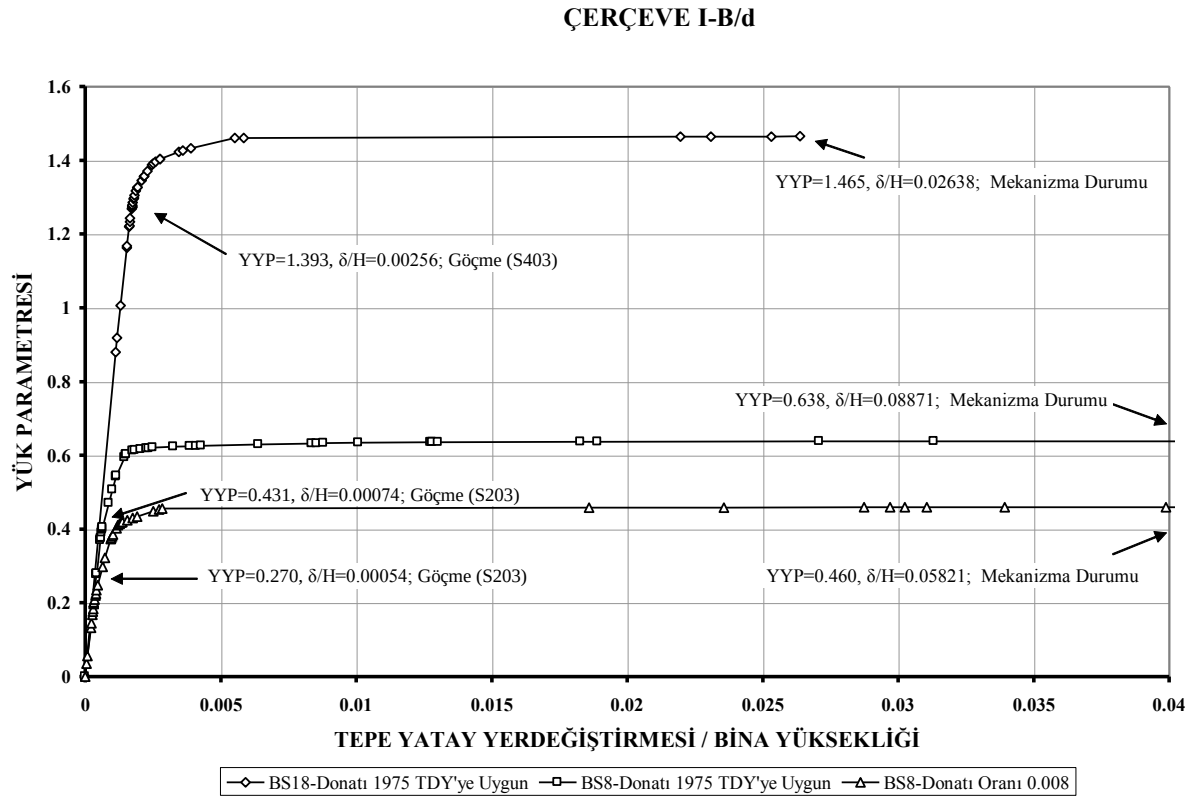
Şekil B.23. IV-B/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



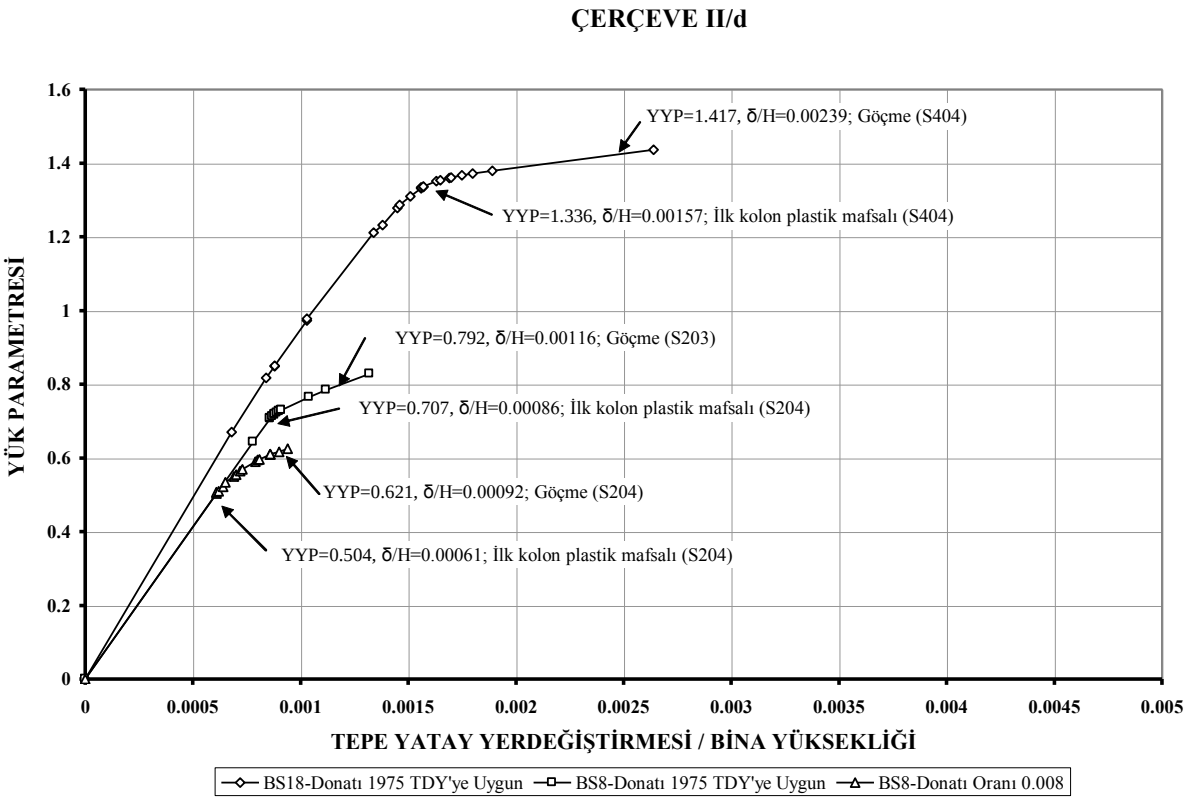
Şekil B.24. IV-B/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



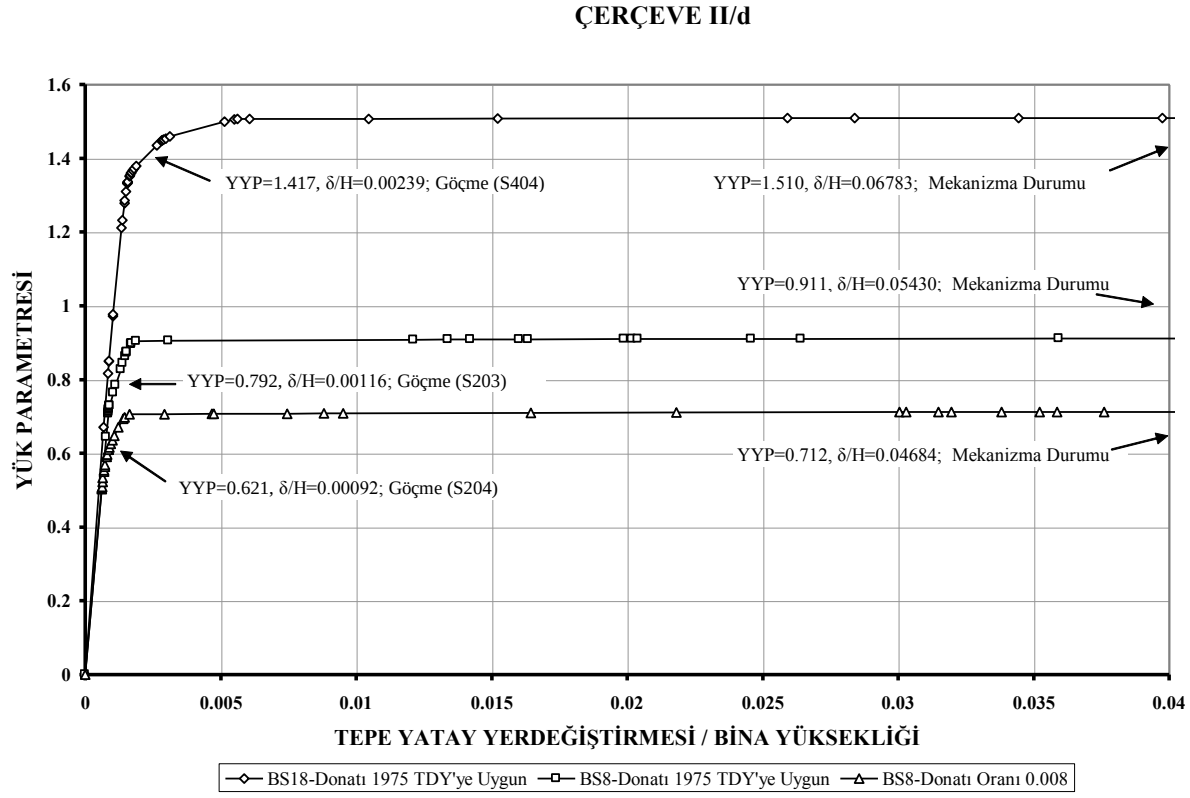
Şekil B.25. I-B/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



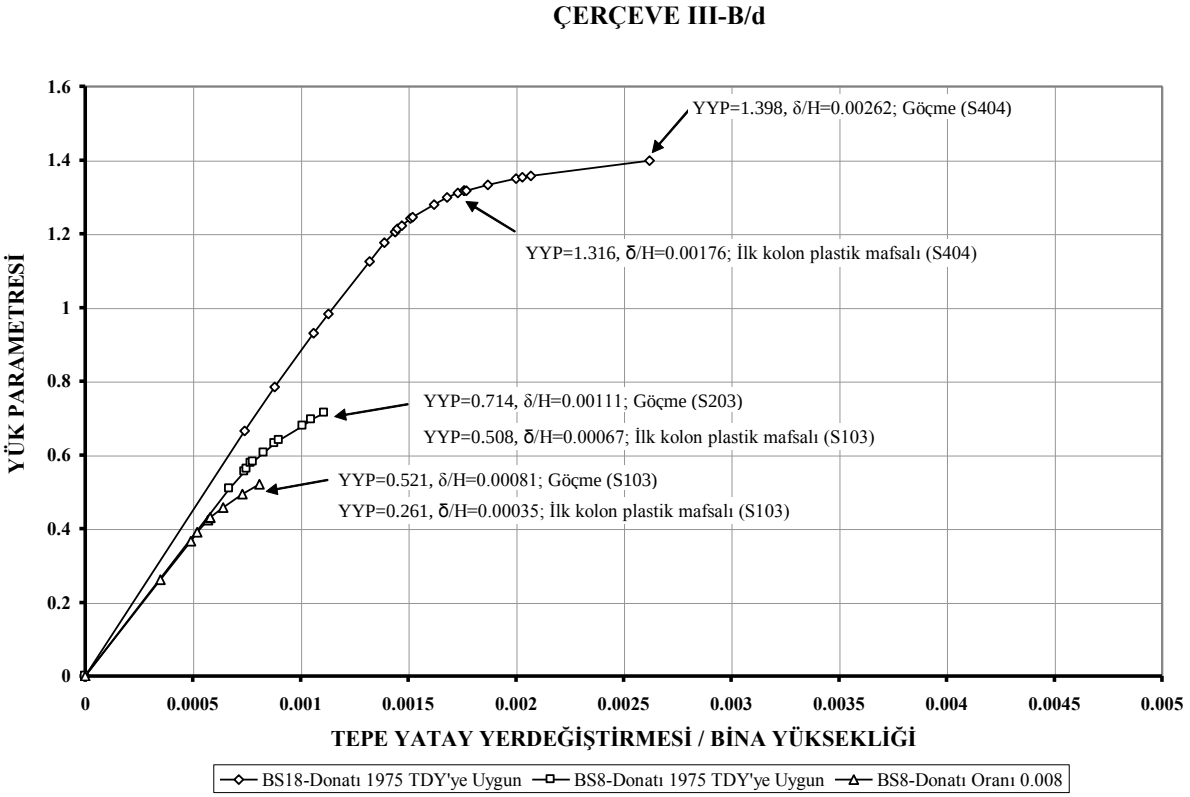
Şekil B.26. I-B/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



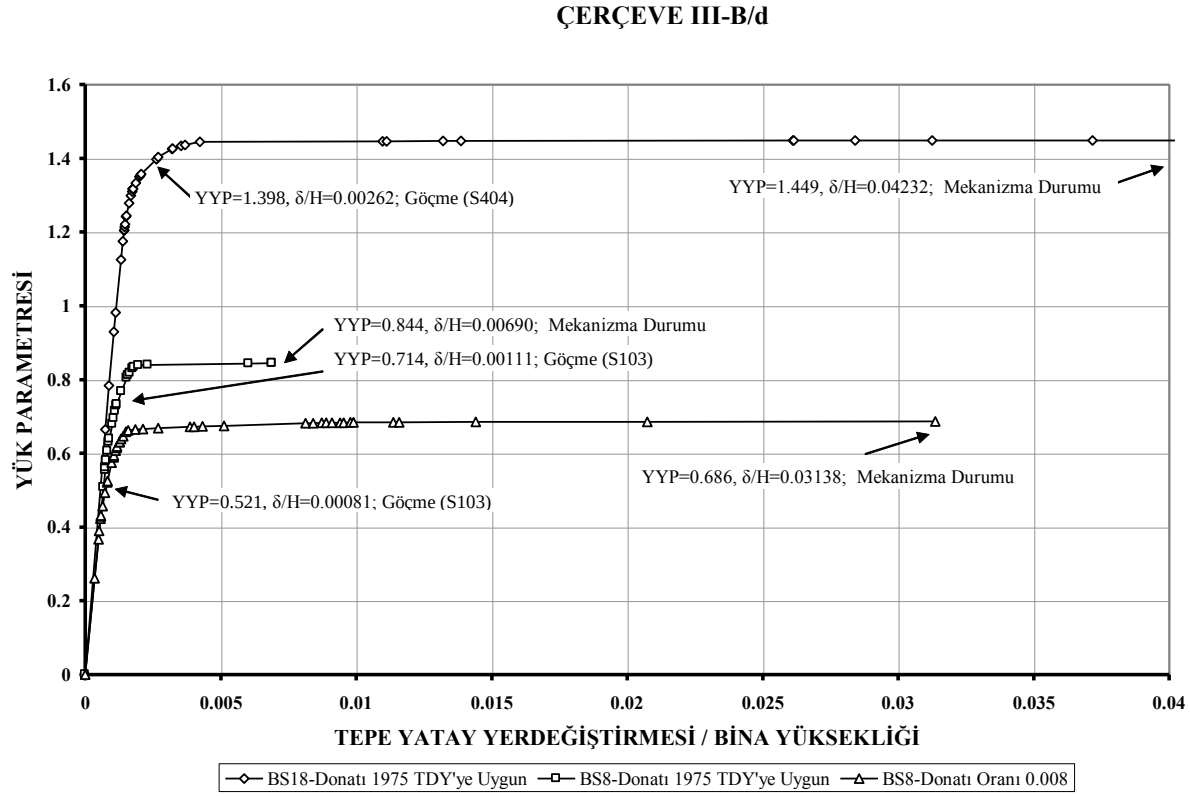
Şekil B.27. II/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



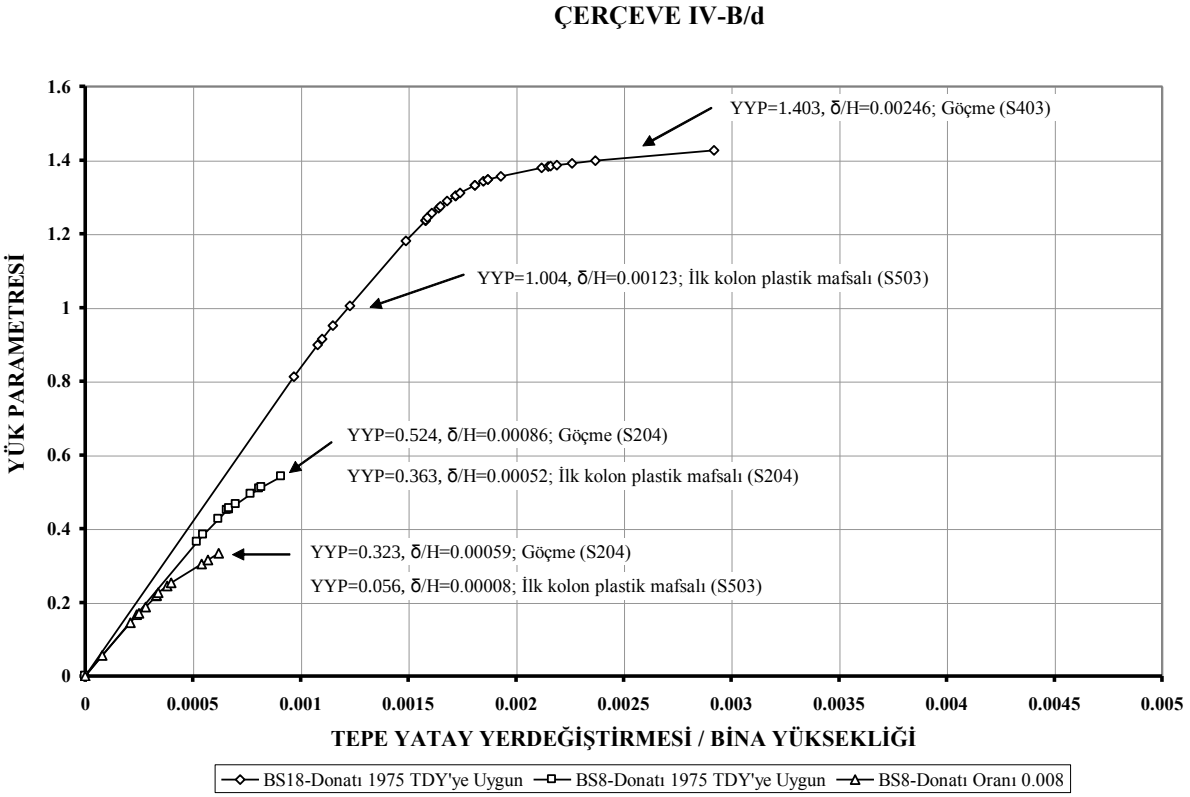
Şekil B.28. II/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



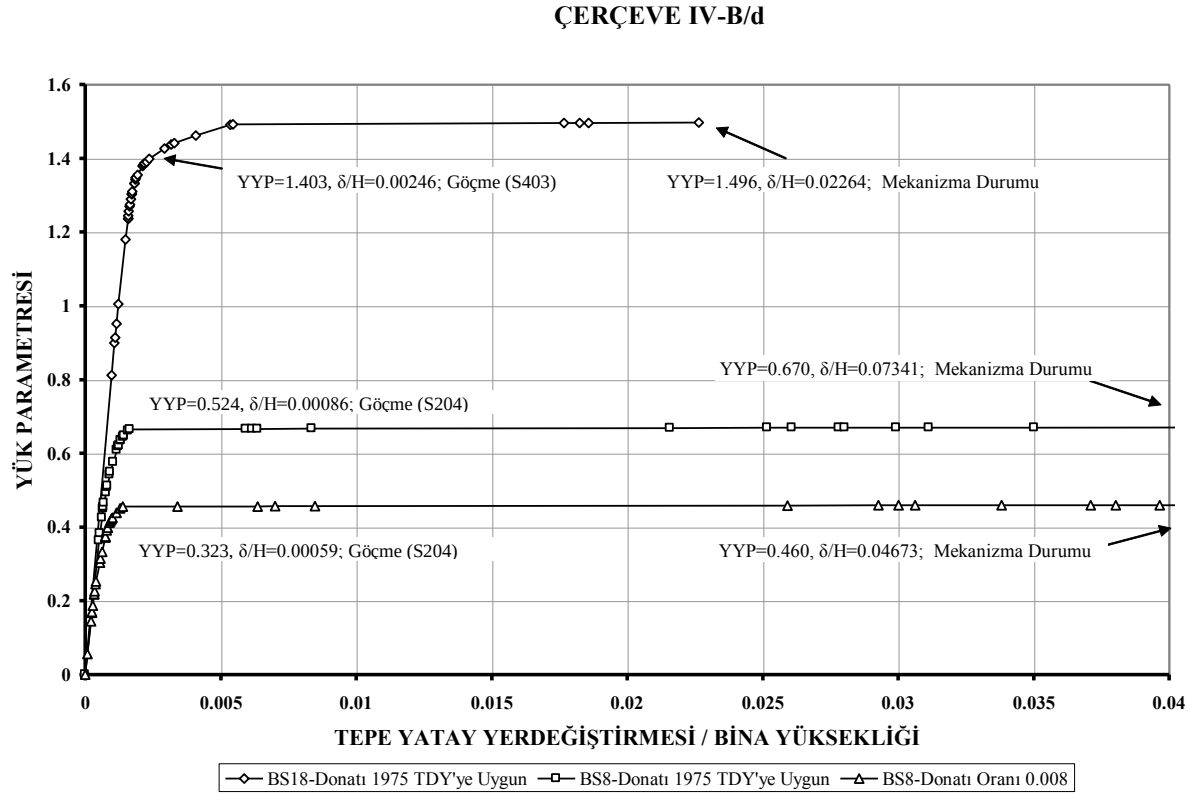
Şekil B.29. III-B/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



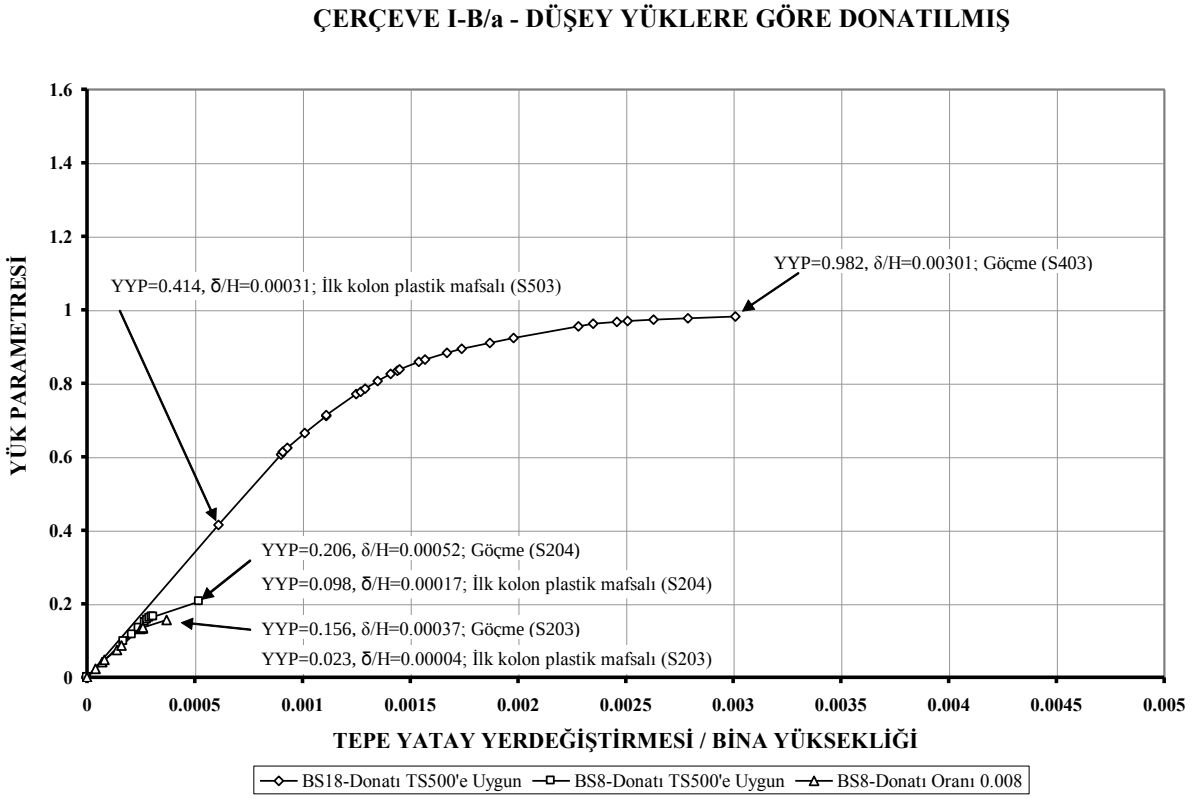
Şekil B.30. III-B/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



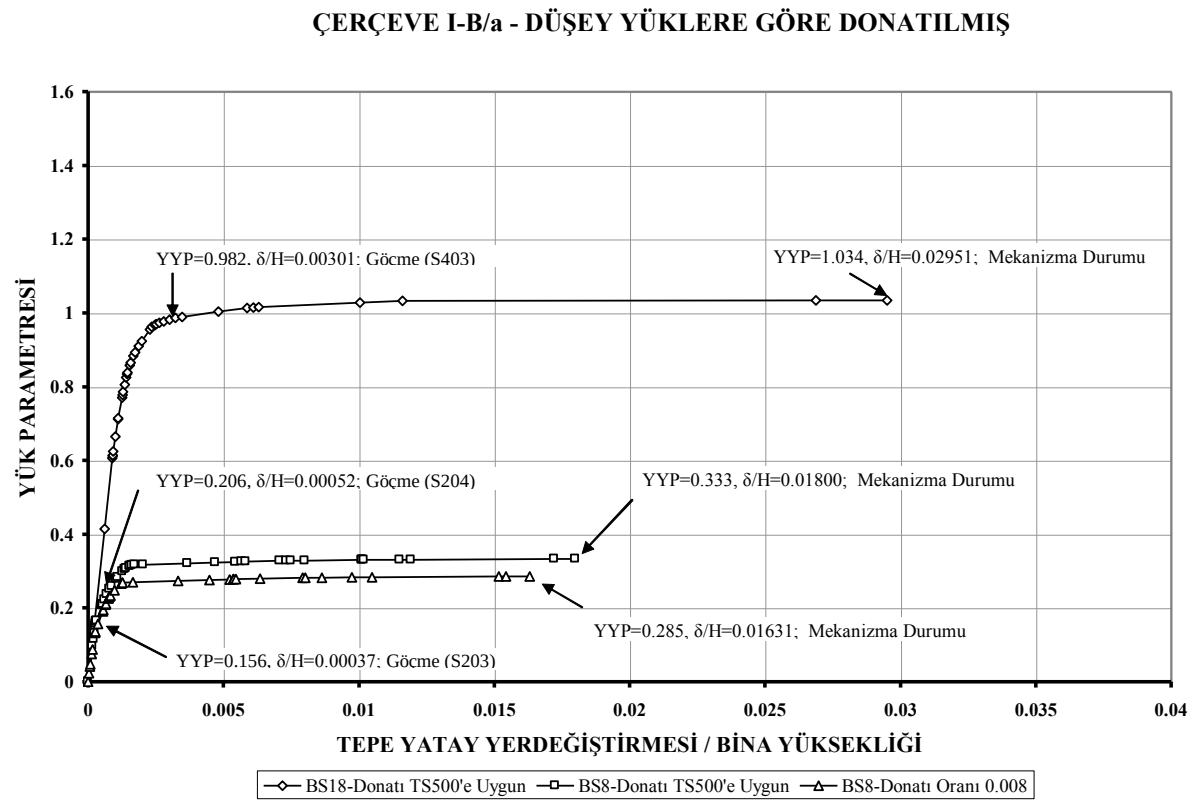
Şekil B.31. IV-B/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



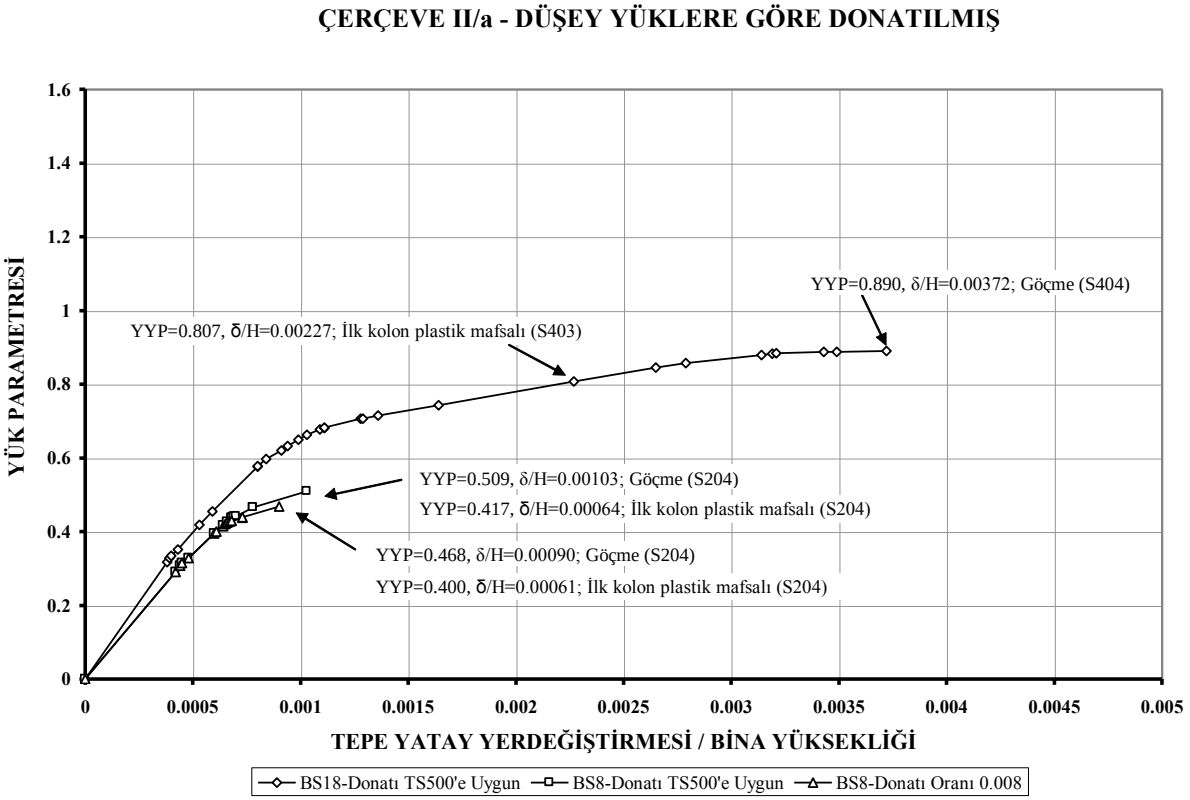
Şekil B.32. IV-B/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



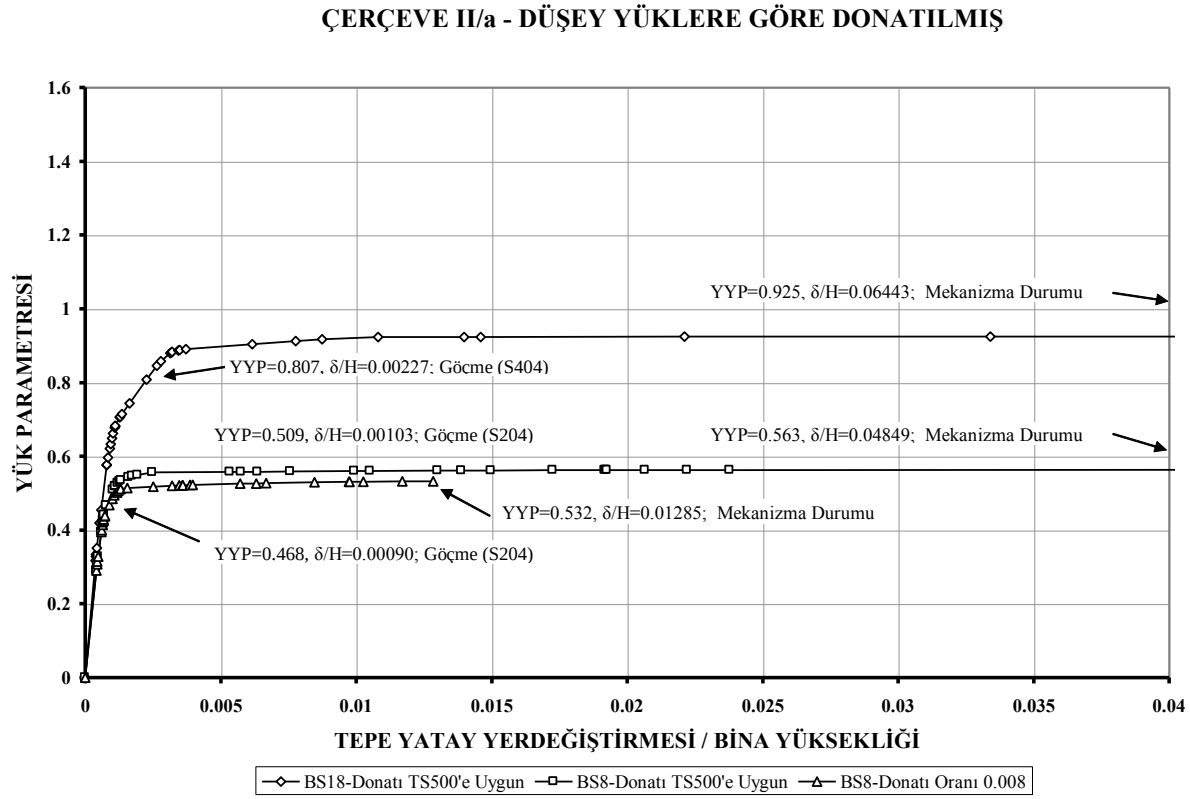
Şekil B.33. I-B/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



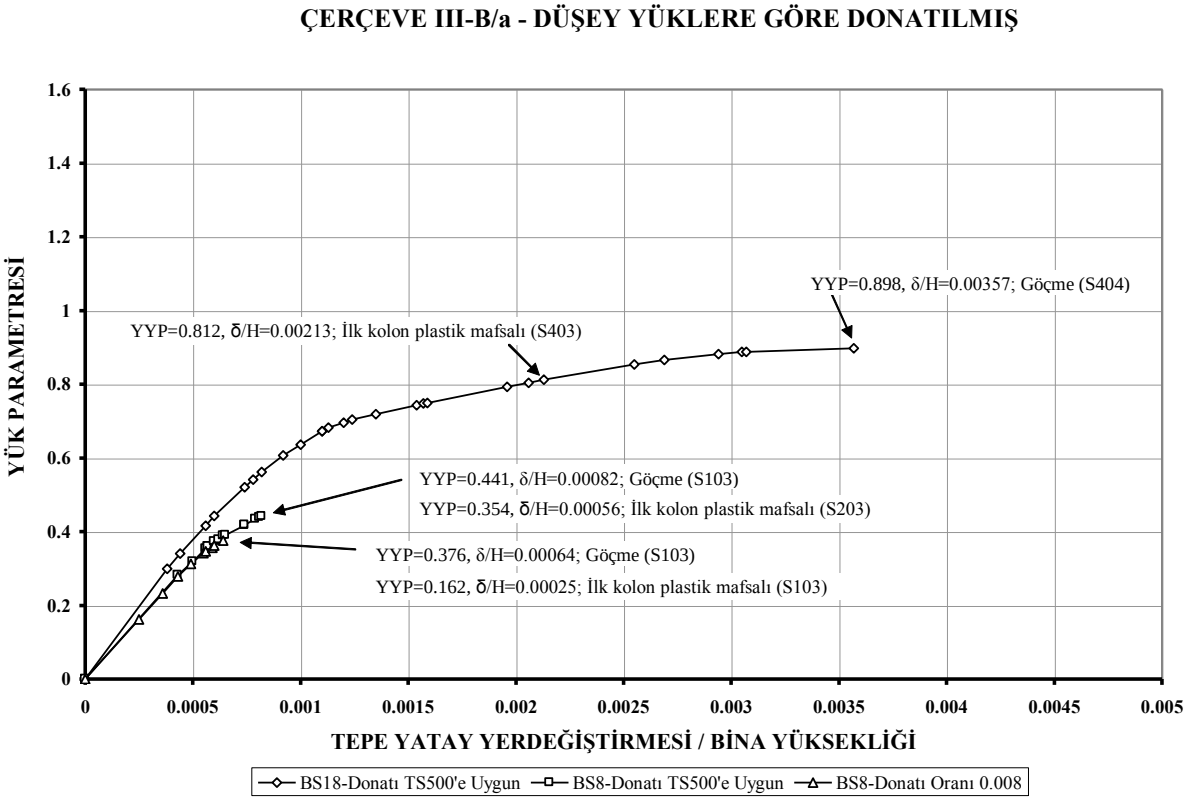
Şekil B.34. I-B/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



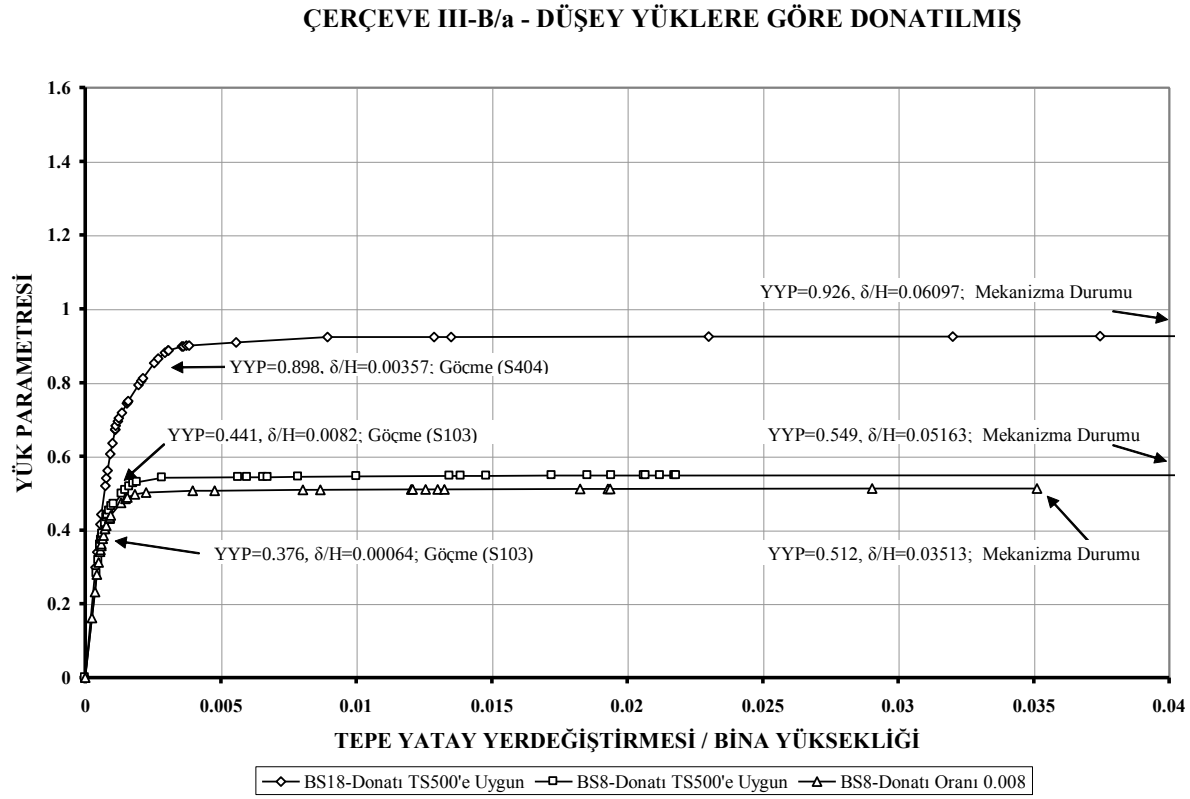
Şekil B.35. II/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



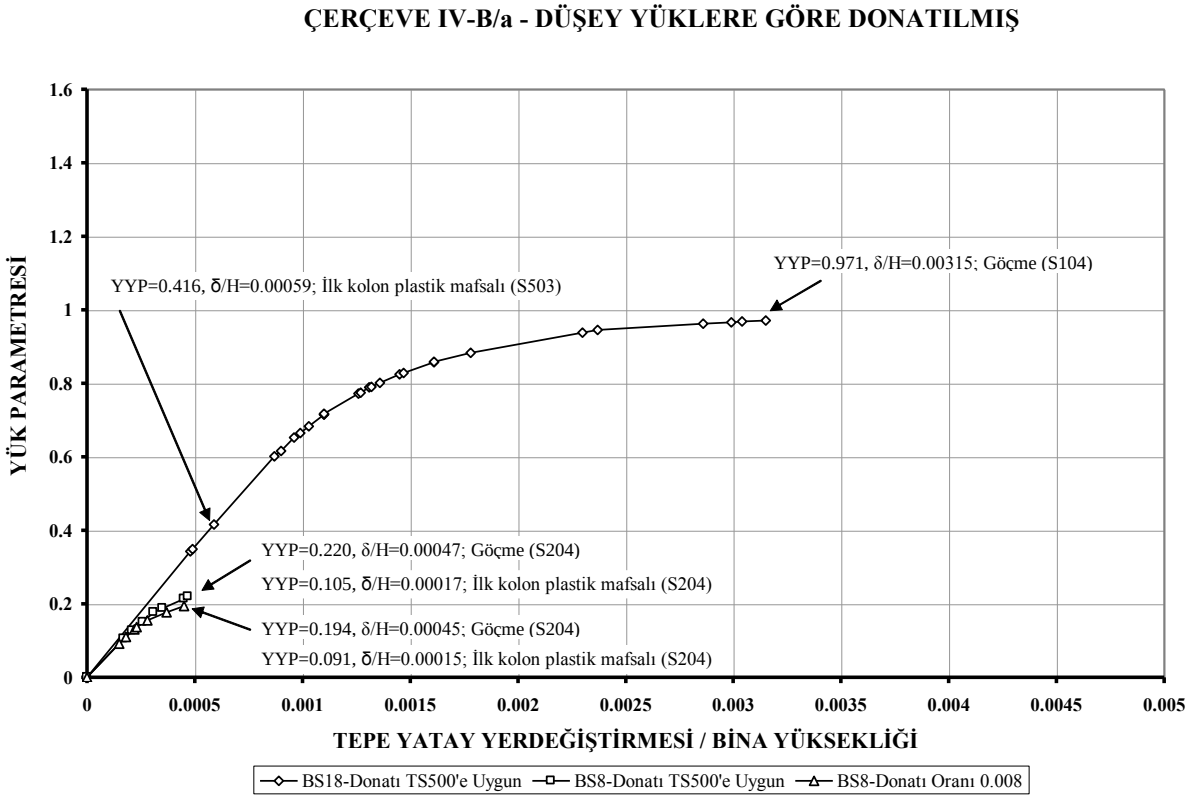
Şekil B.36. II/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



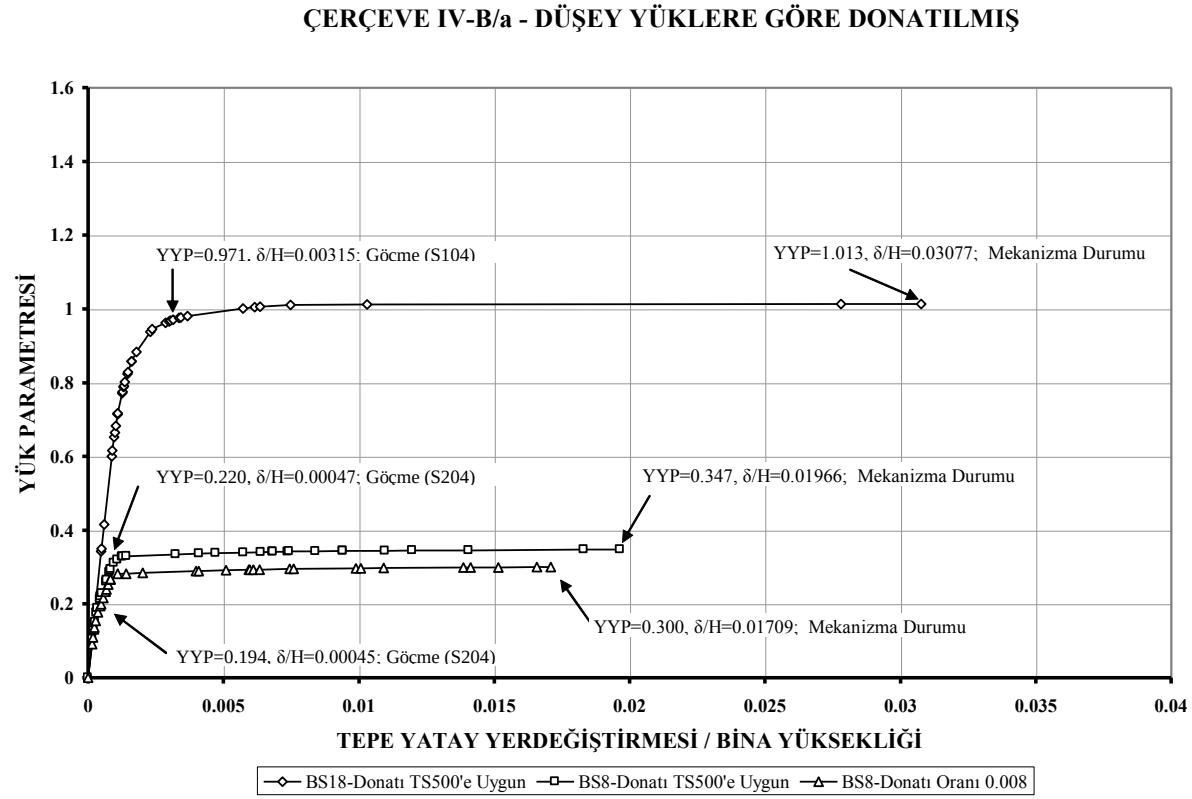
Şekil B.37. III-B/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



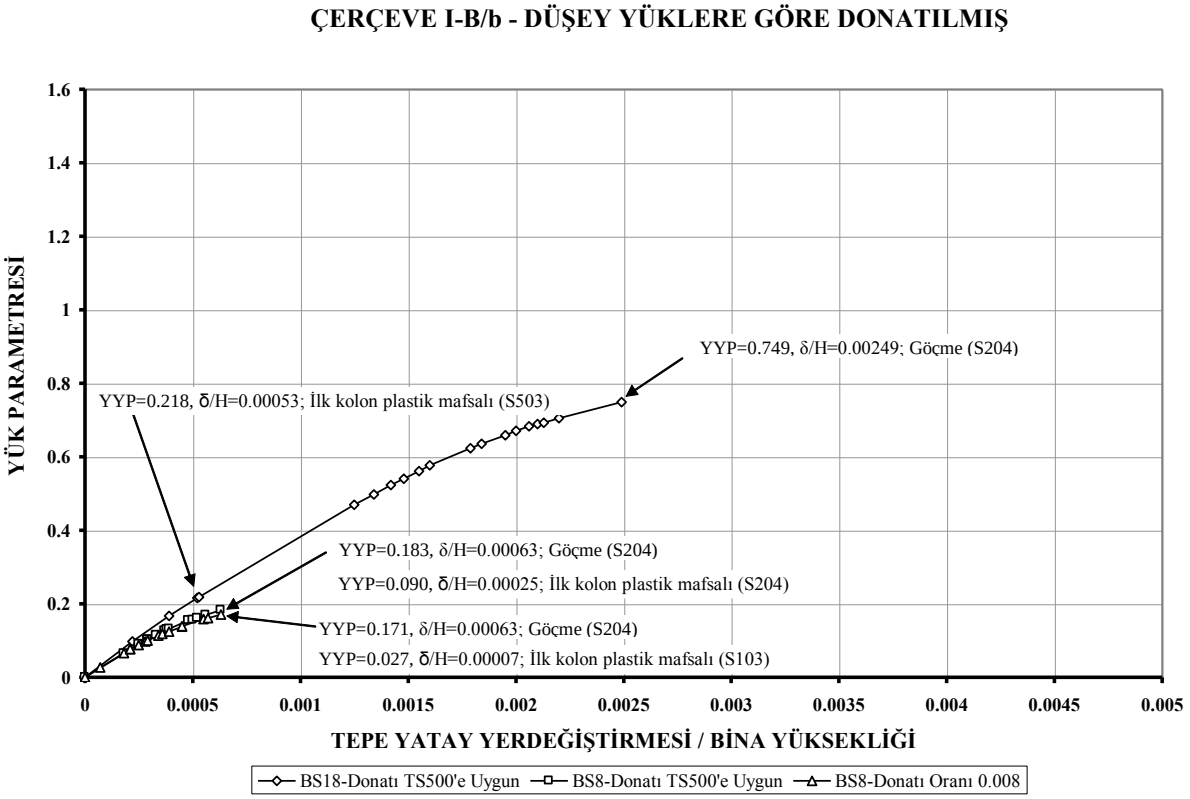
Şekil B.38. III-B/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



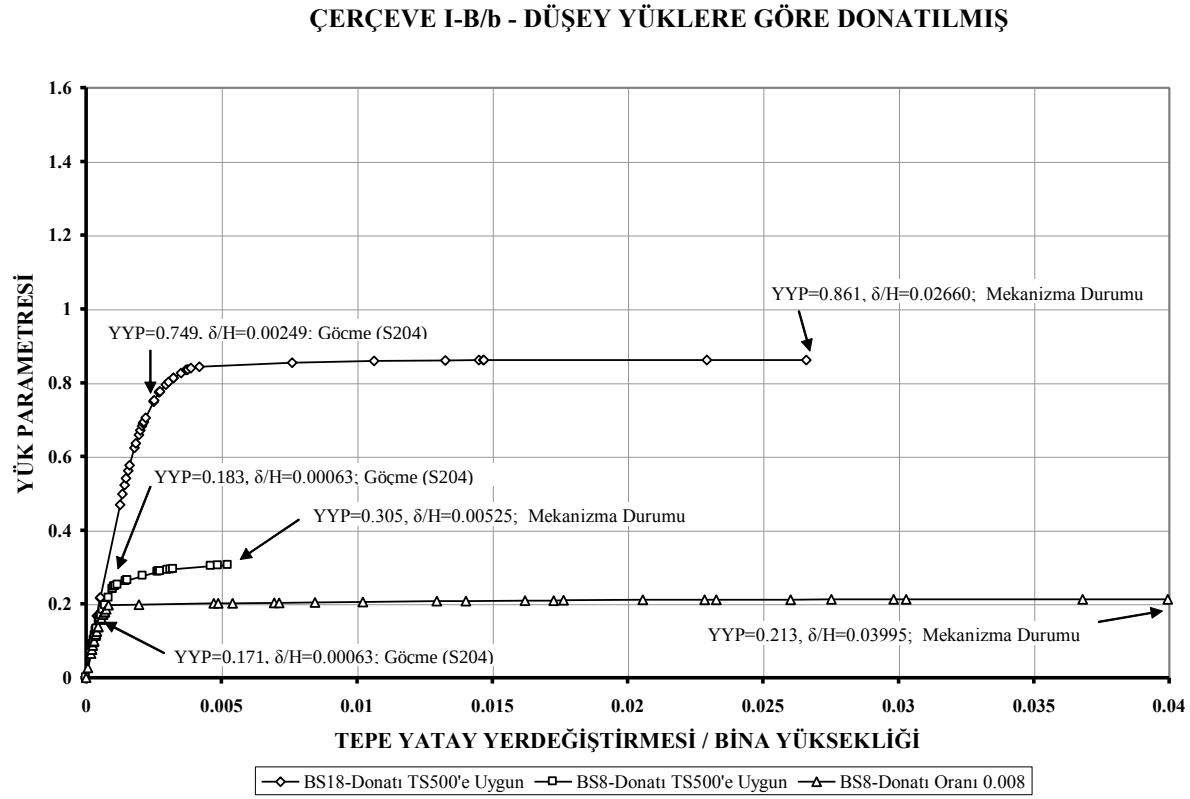
Şekil B.39. IV-B/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



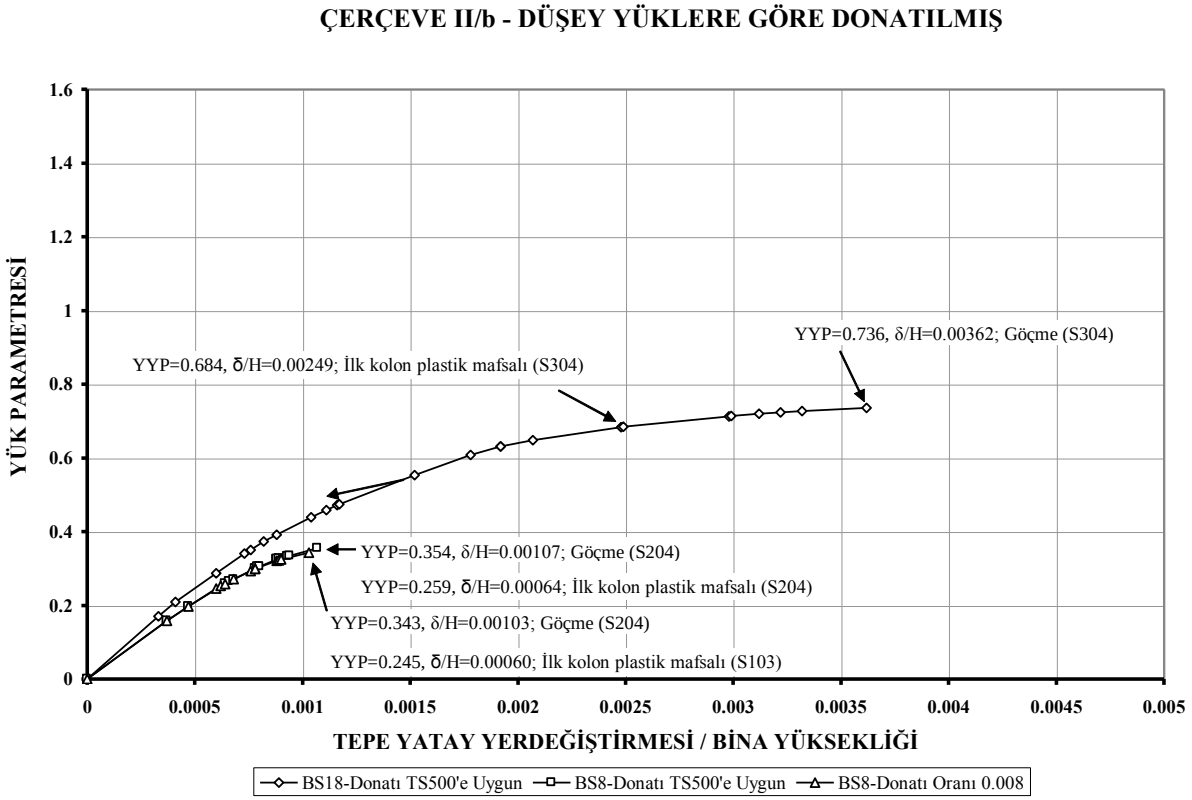
Şekil B.40. IV-B/a Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



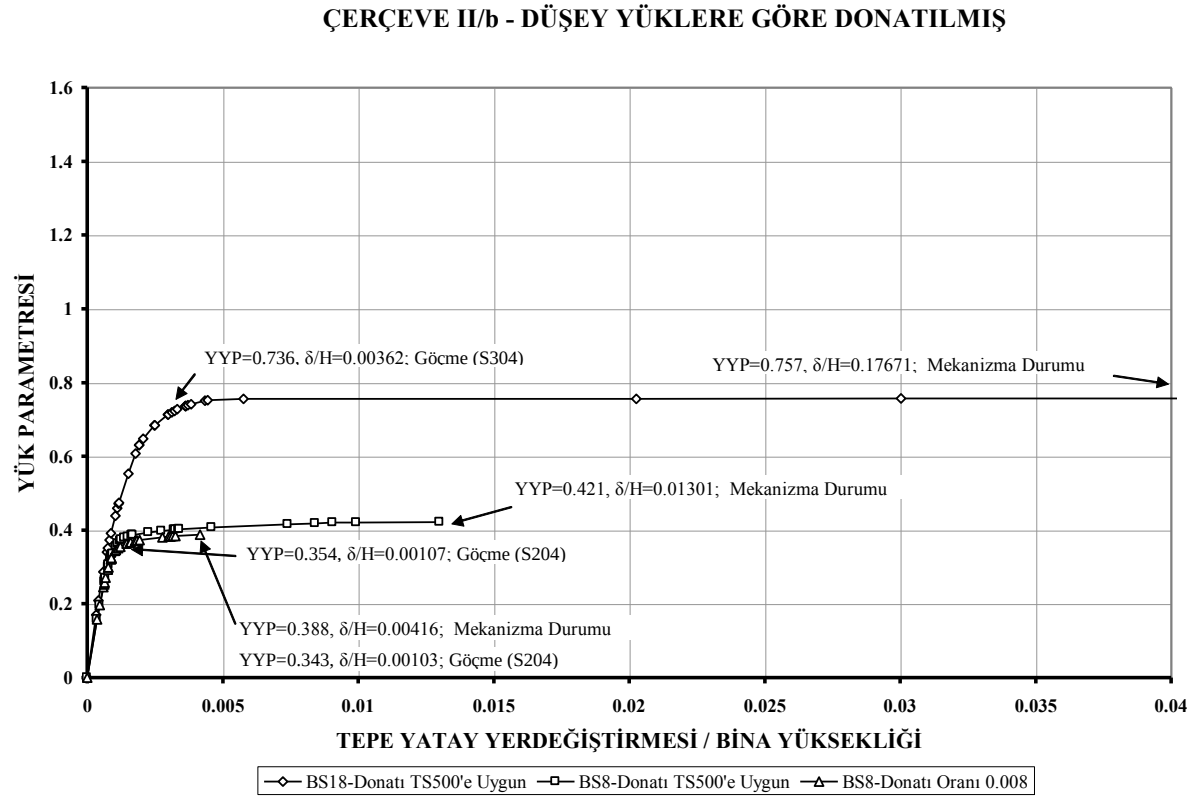
Şekil B.41. I-B/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



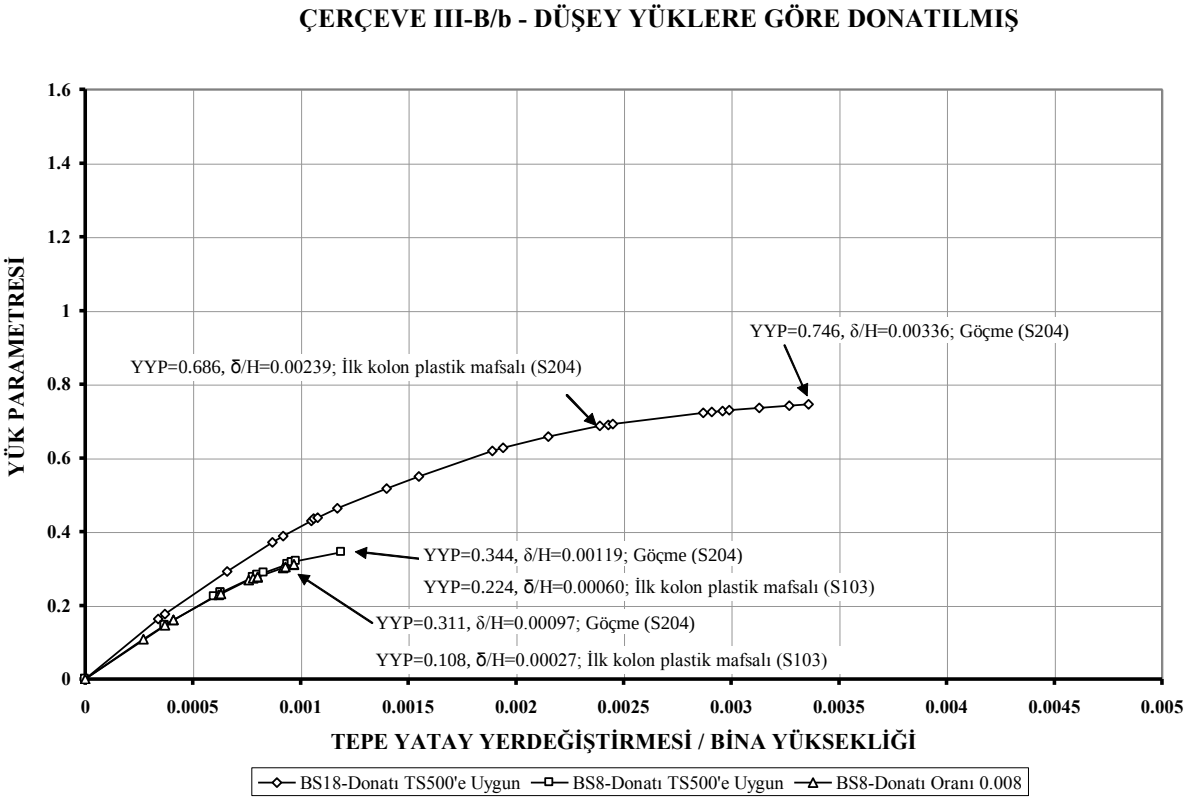
Şekil B.42. I-B/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



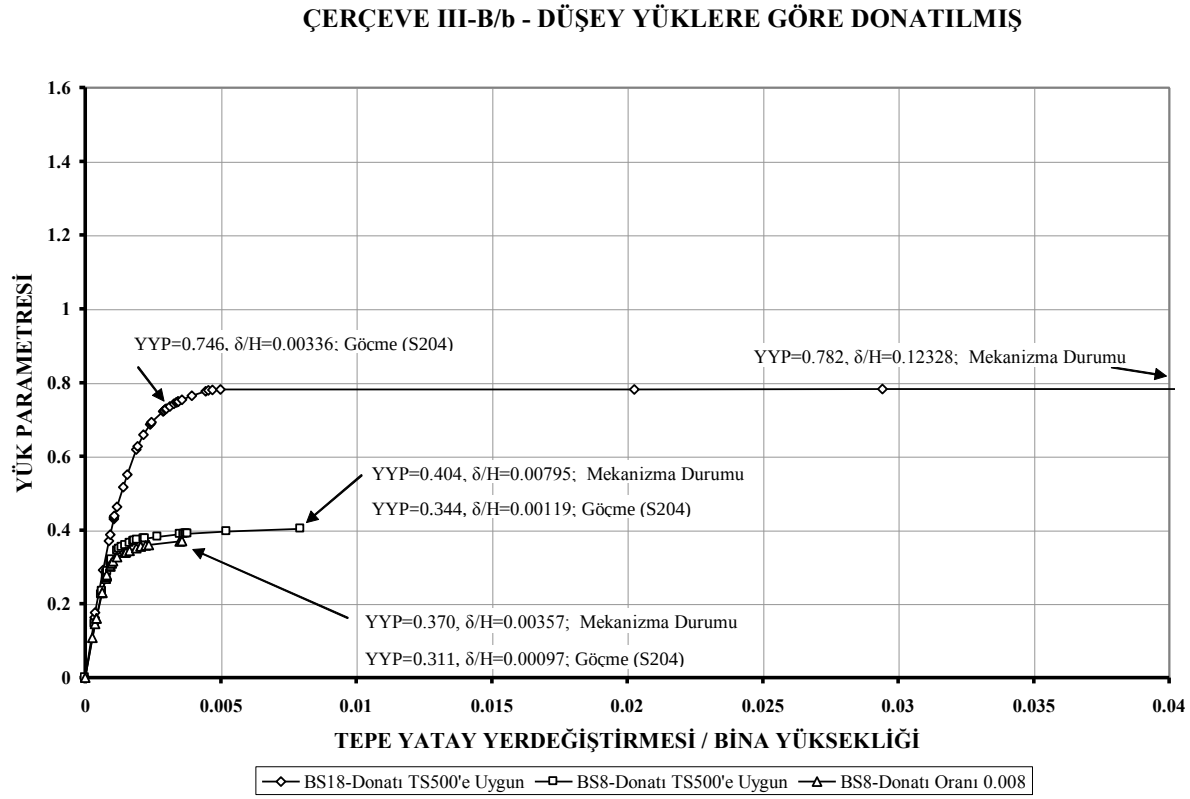
Şekil B.43. II/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



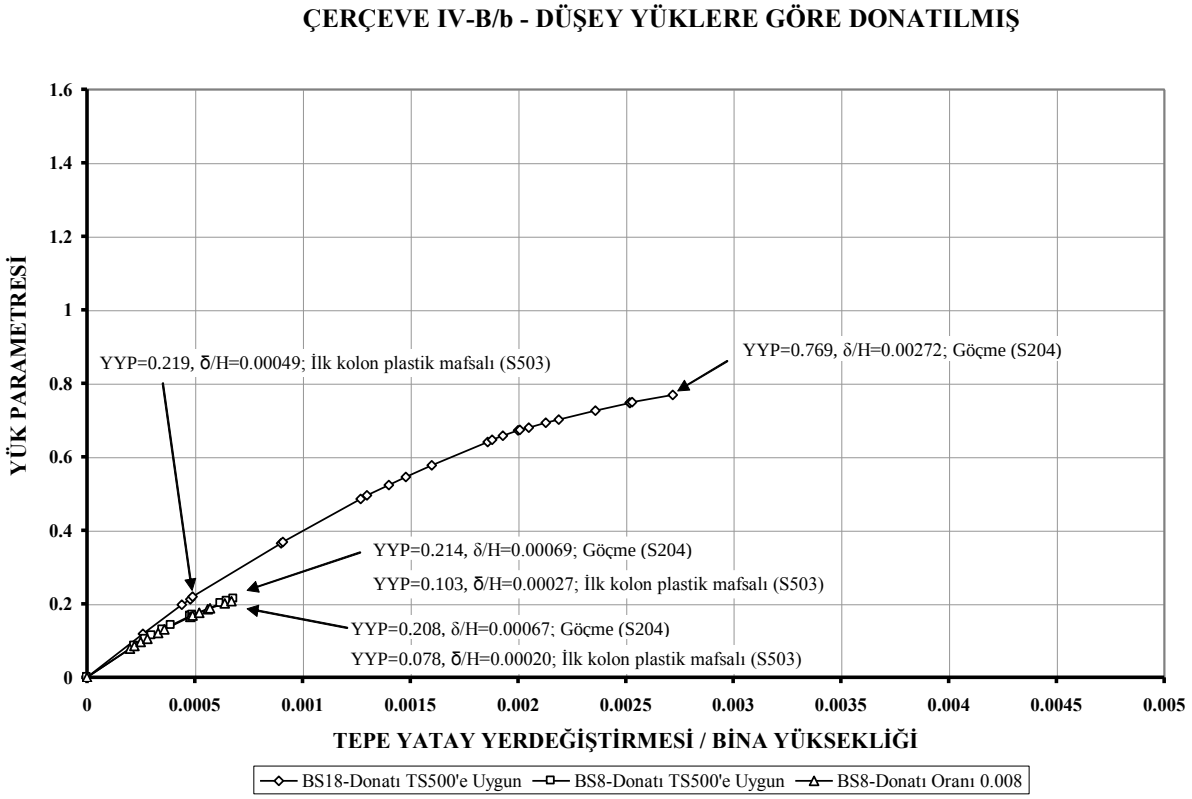
Şekil B.44. II/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



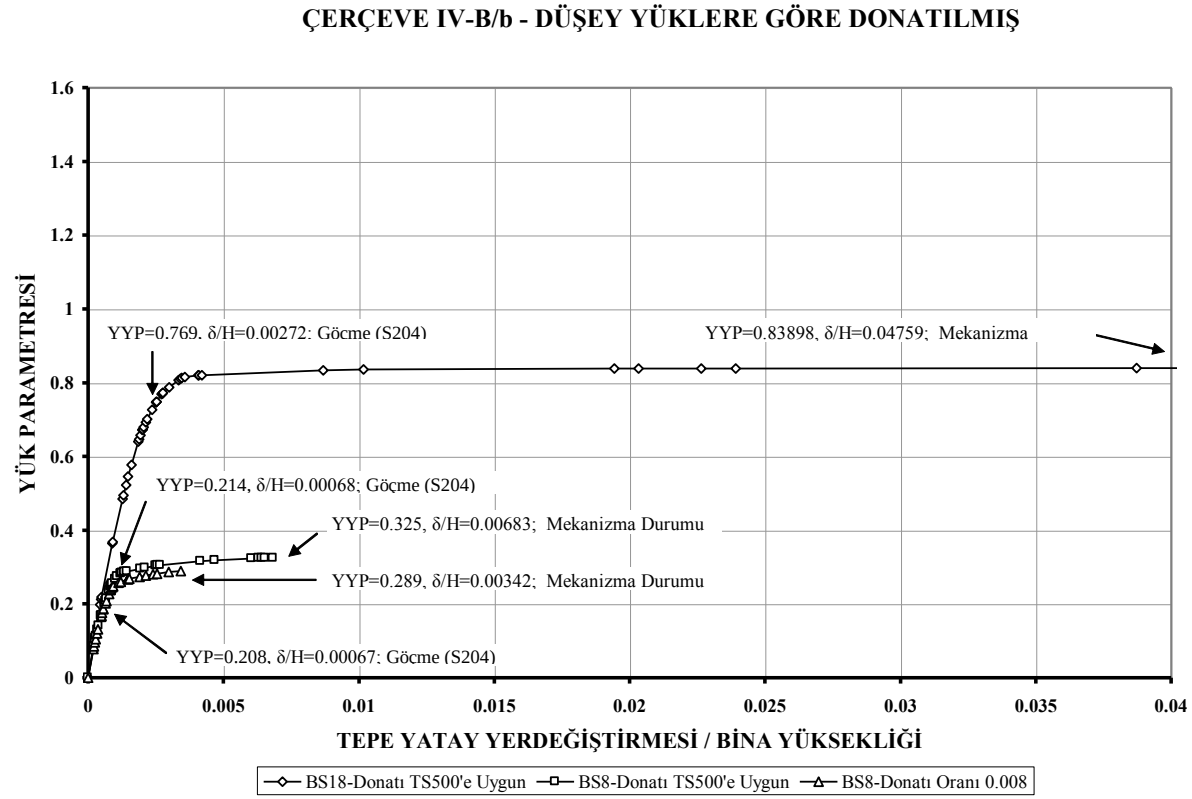
Şekil B.45. III-B/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



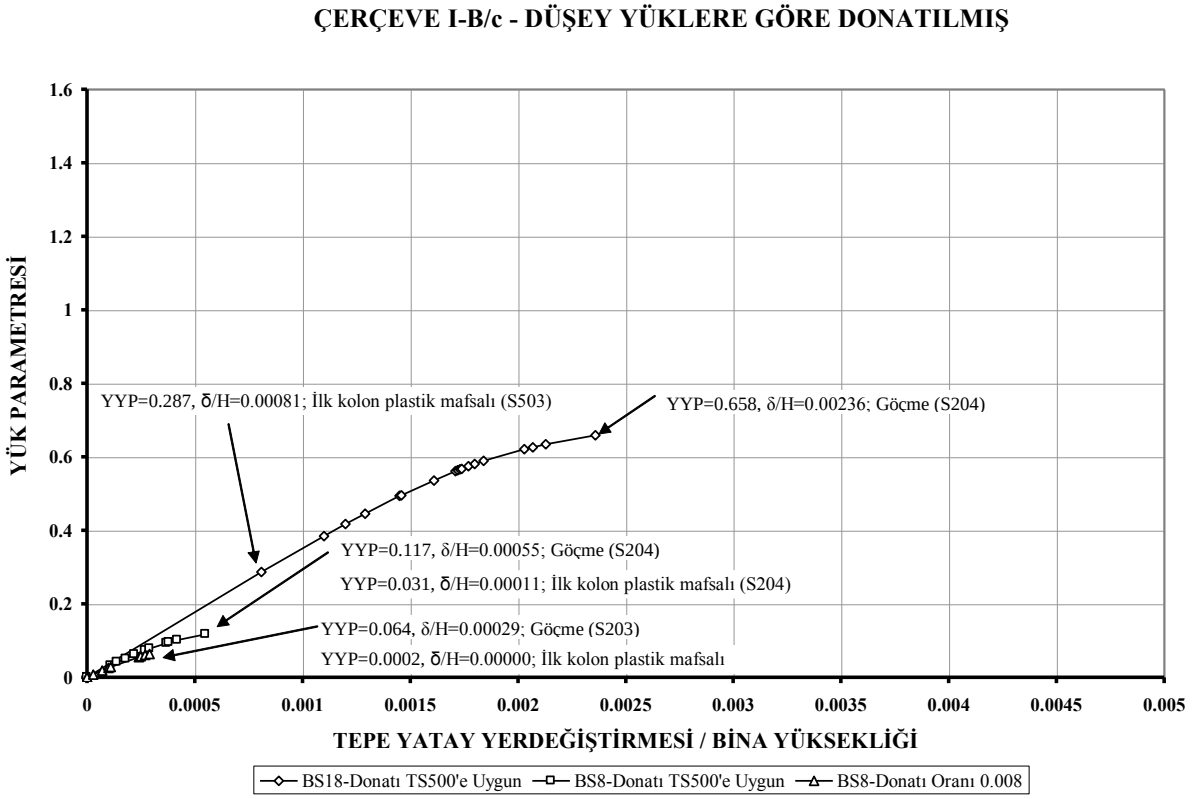
Şekil B.46. III-B/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



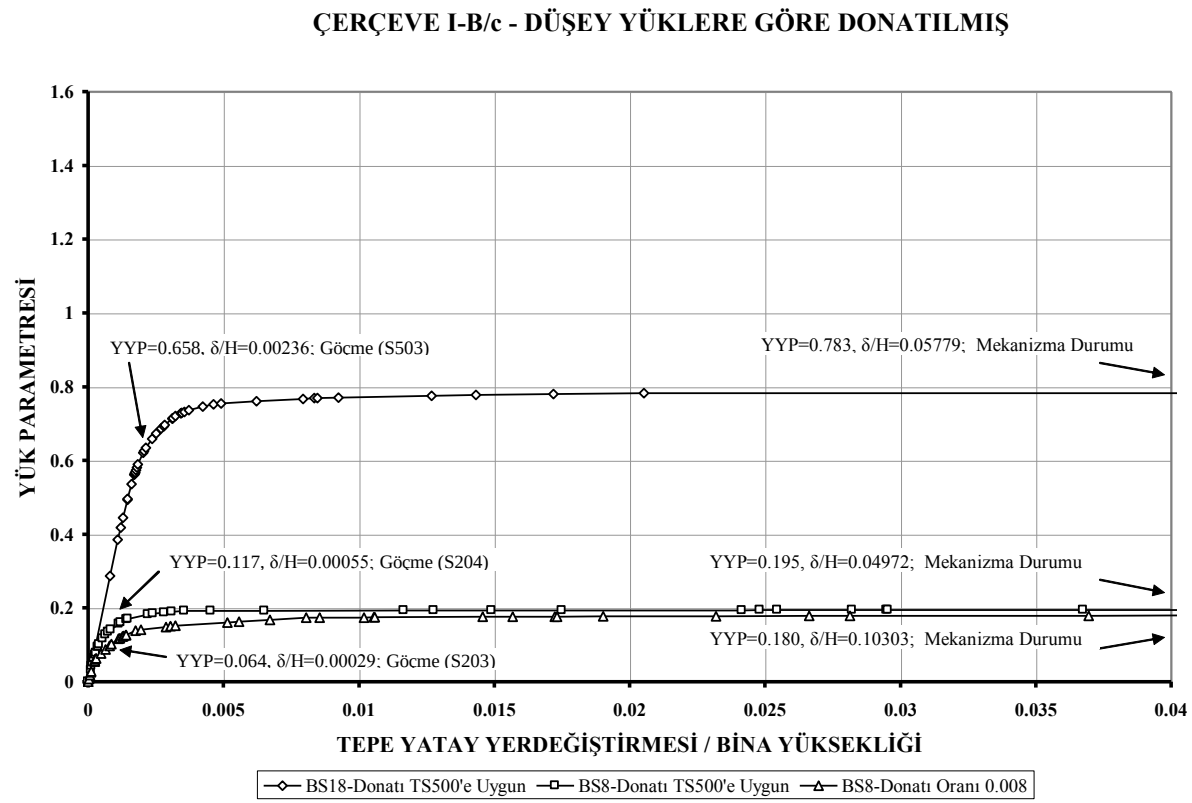
Şekil B.47. IV-B/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



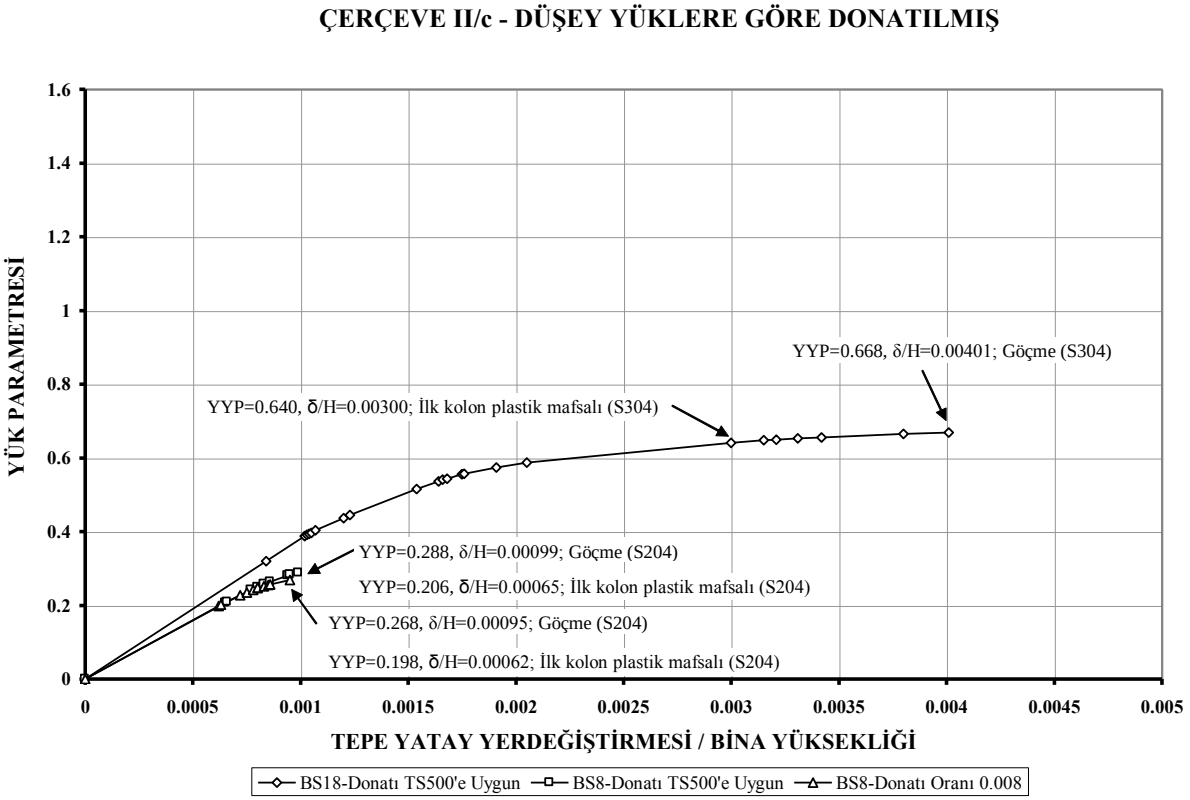
Şekil B.48. IV-B/b Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



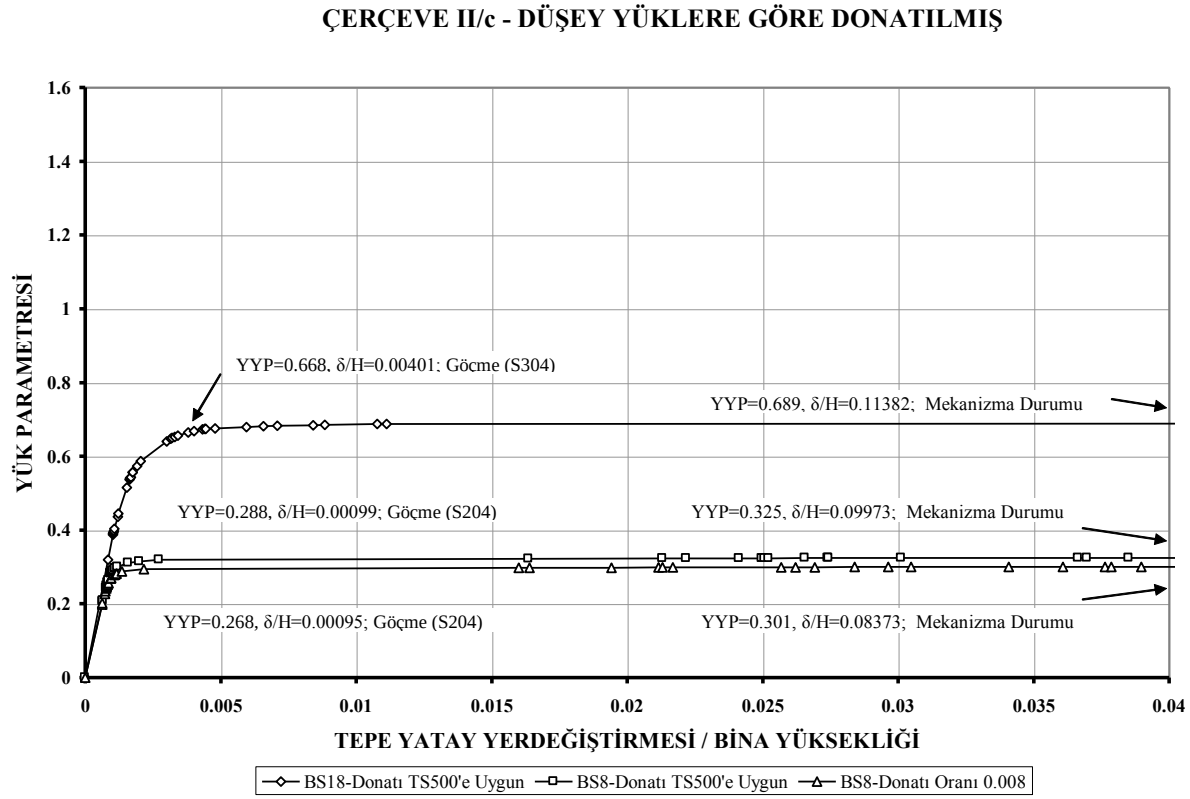
Şekil B.49. I-B/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



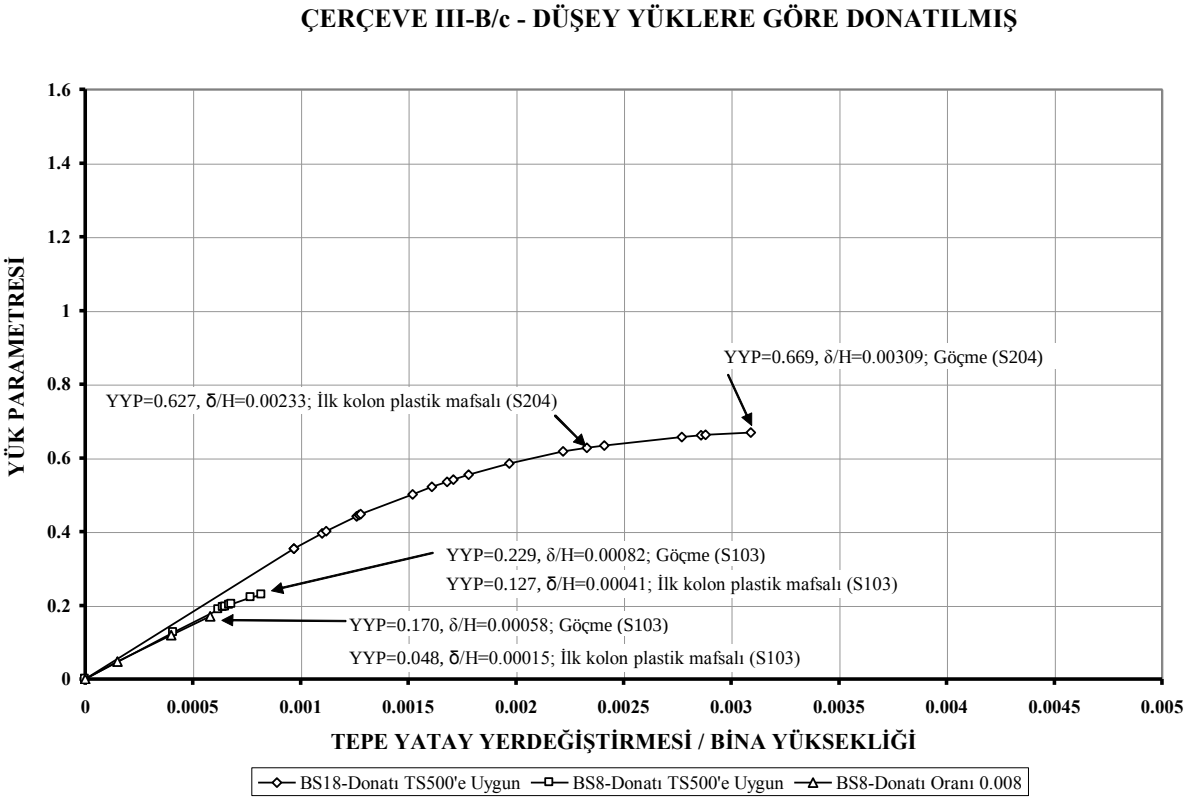
Şekil B.50. I-B/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



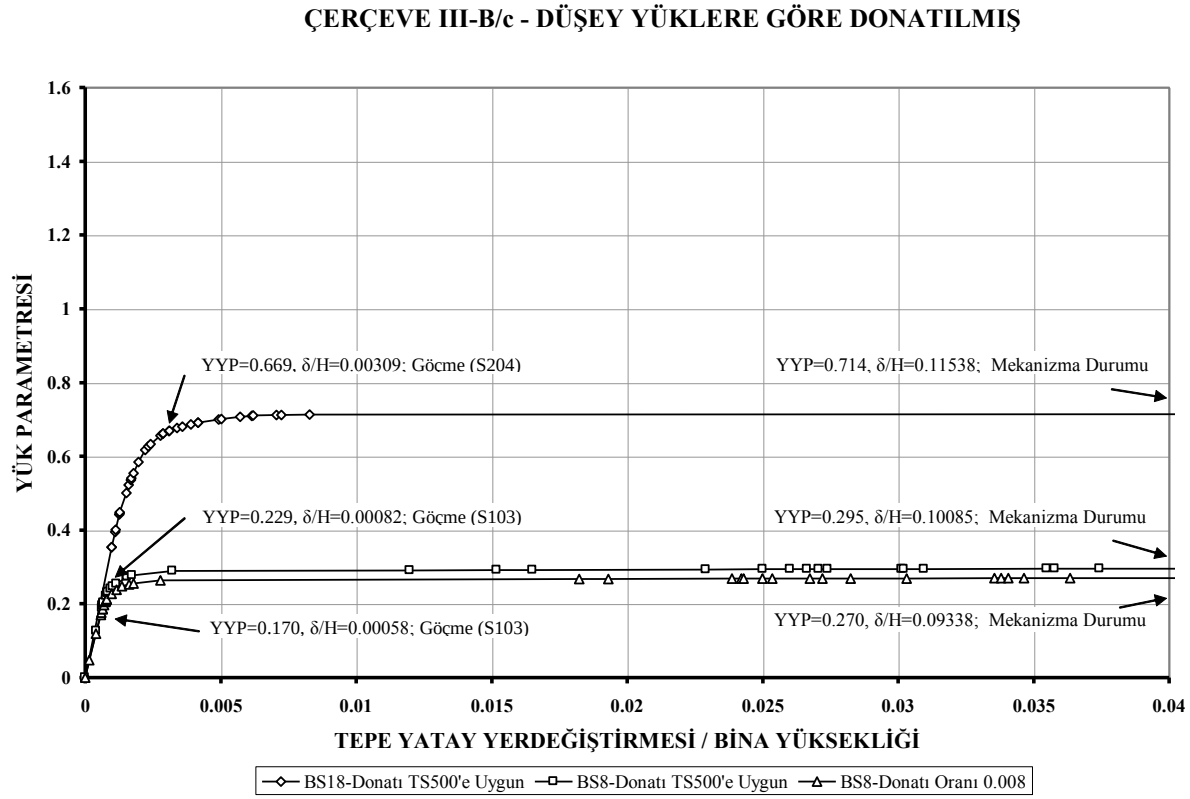
Şekil B.51. II/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



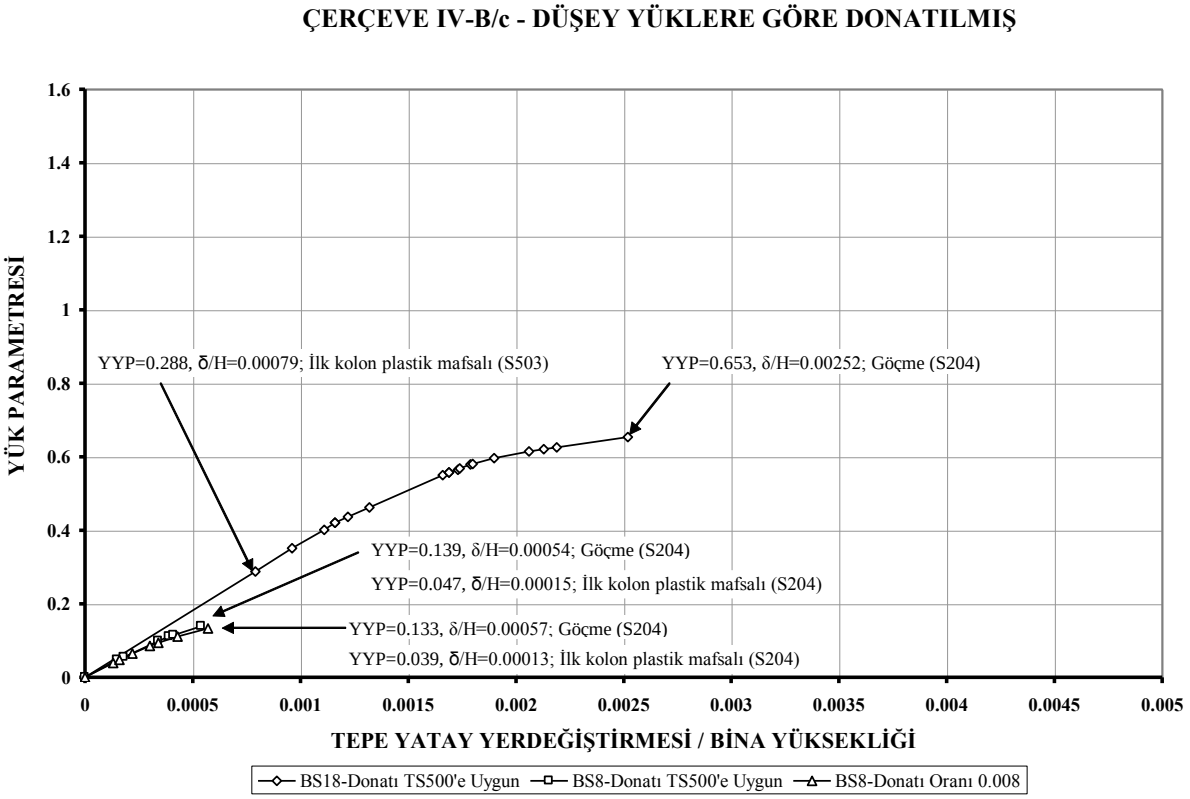
Şekil B.52. II/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



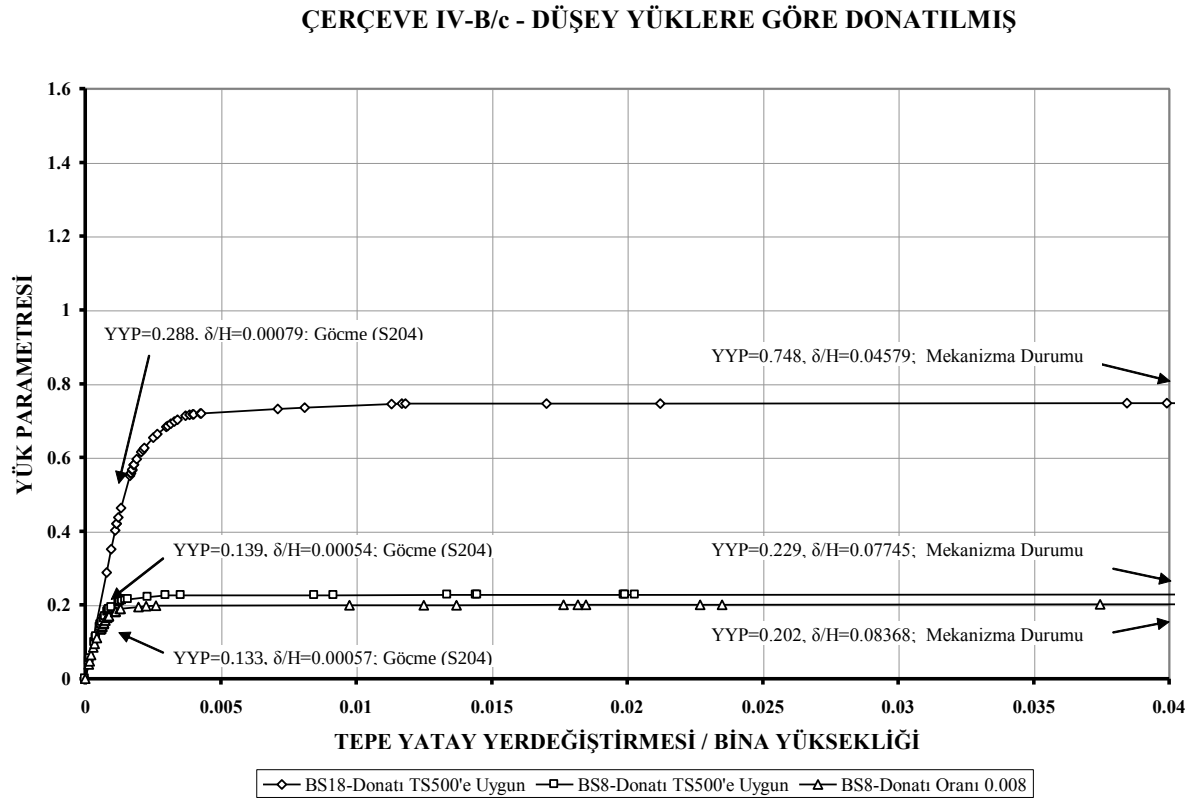
Şekil B.53. III-B/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



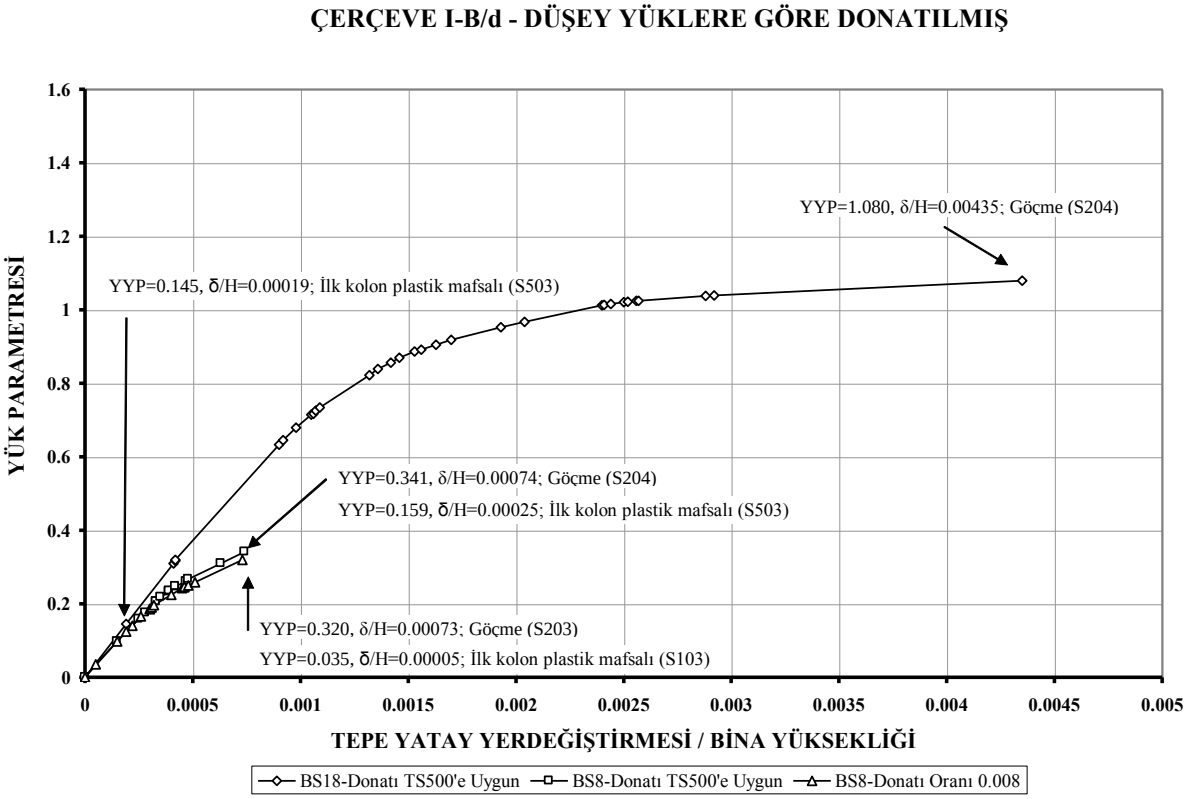
Şekil B.54. III-B/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



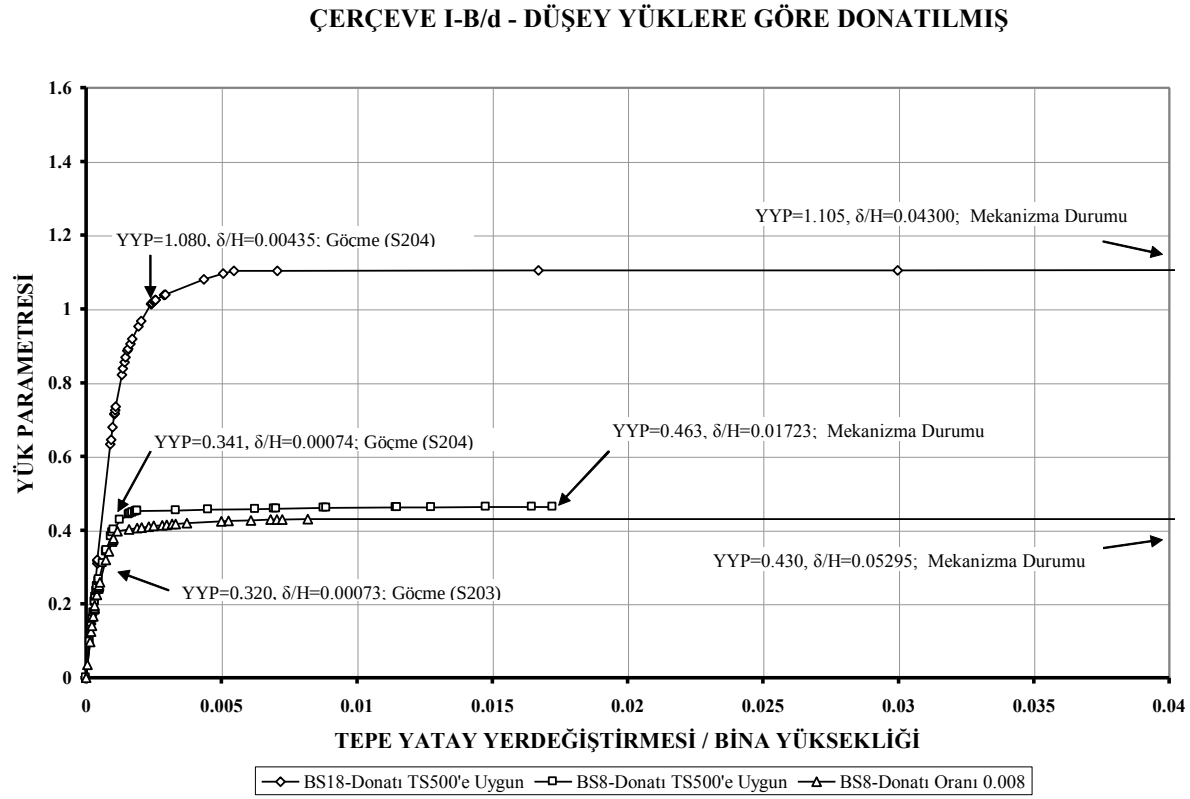
Şekil B.55. IV-B/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



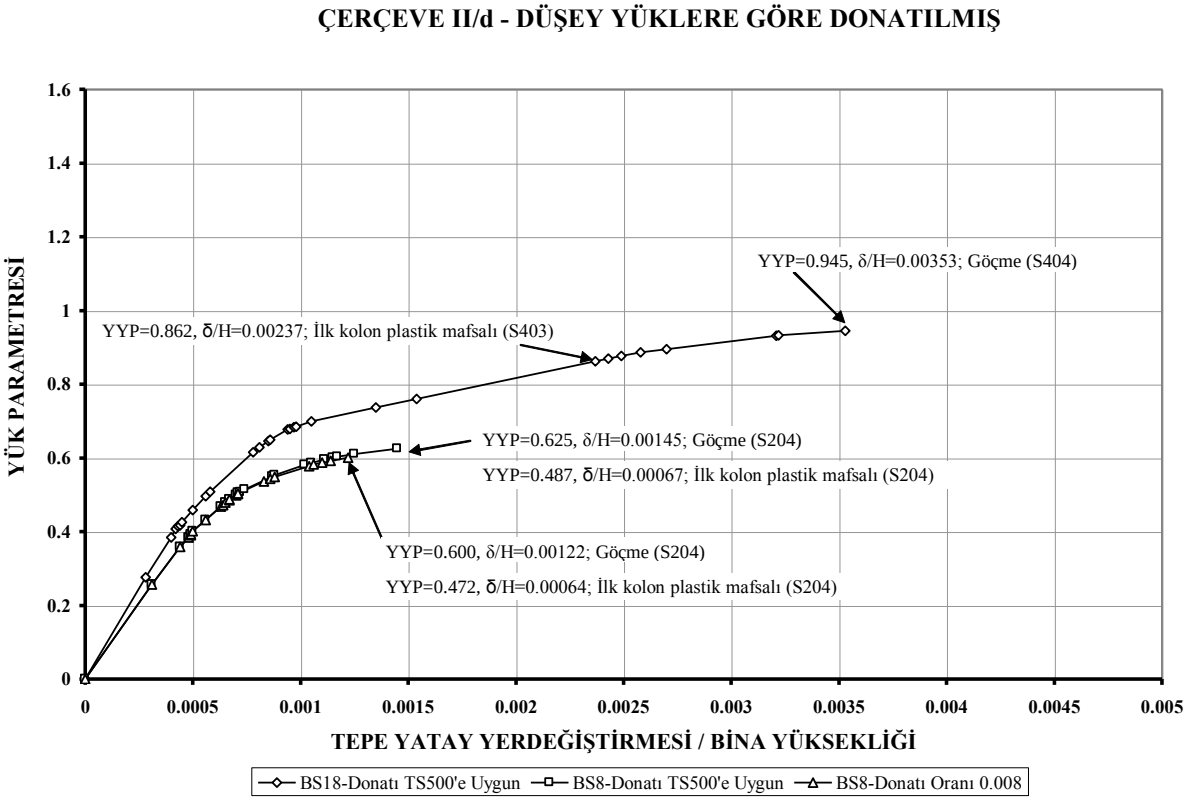
Şekil B.56. IV-B/c Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



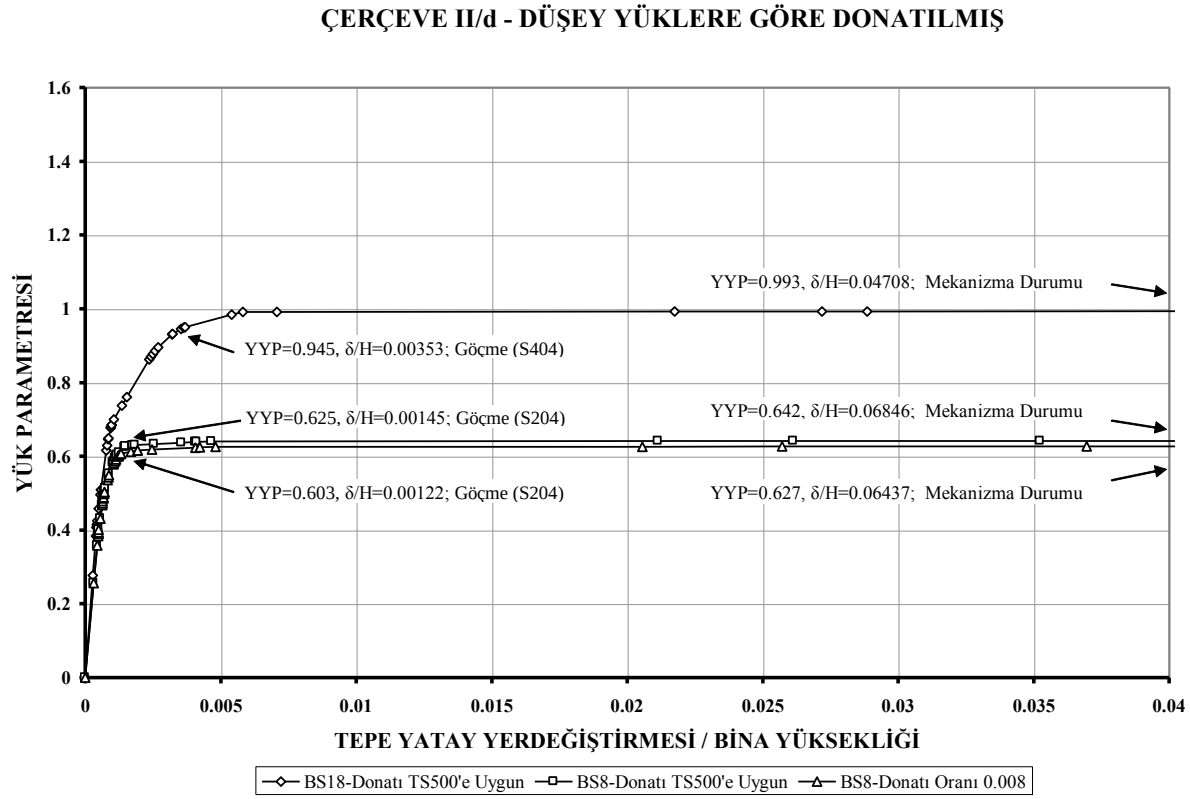
Şekil B.57. I-B/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



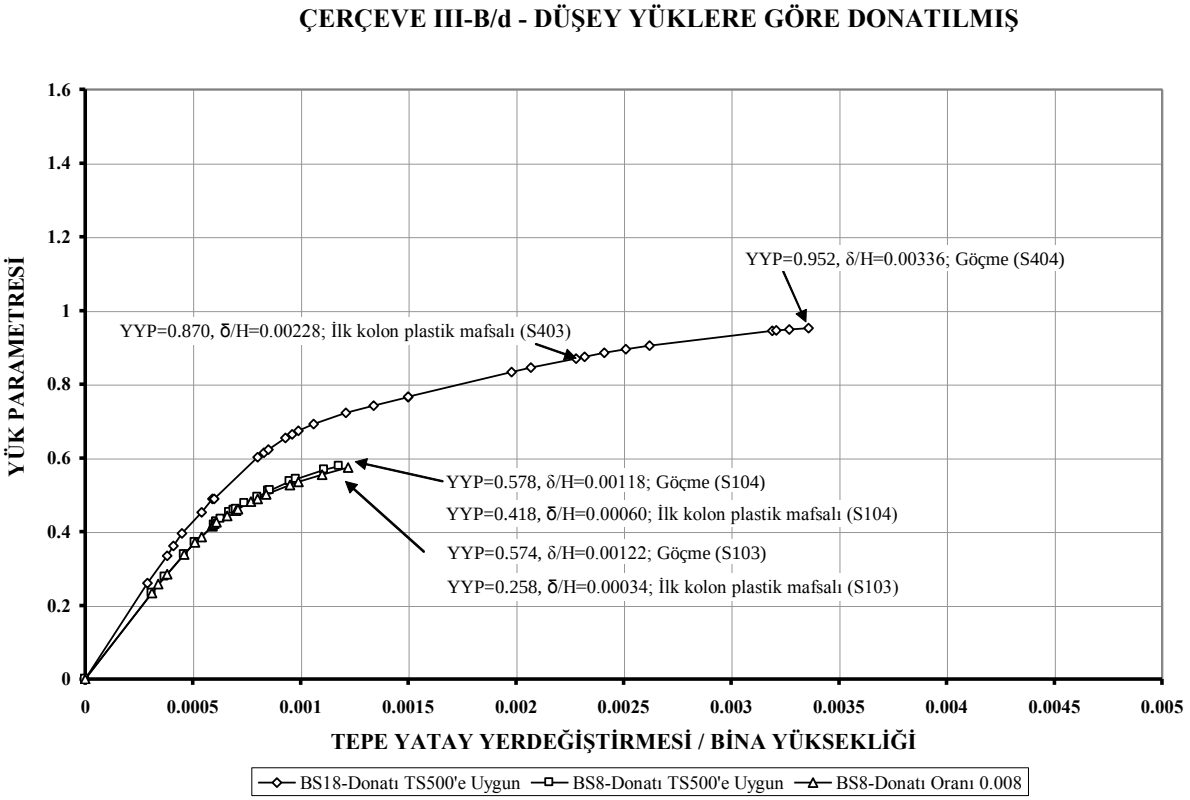
Şekil B.58. I-B/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



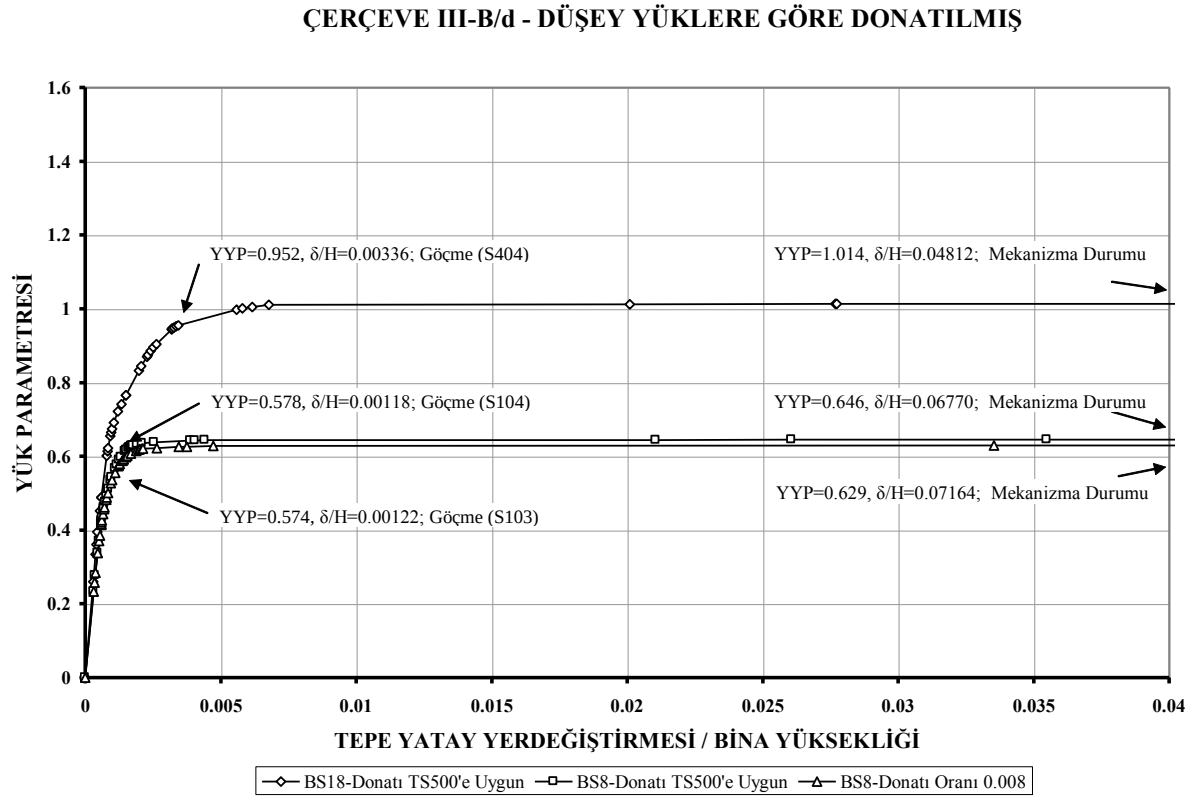
Şekil B.59. II/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



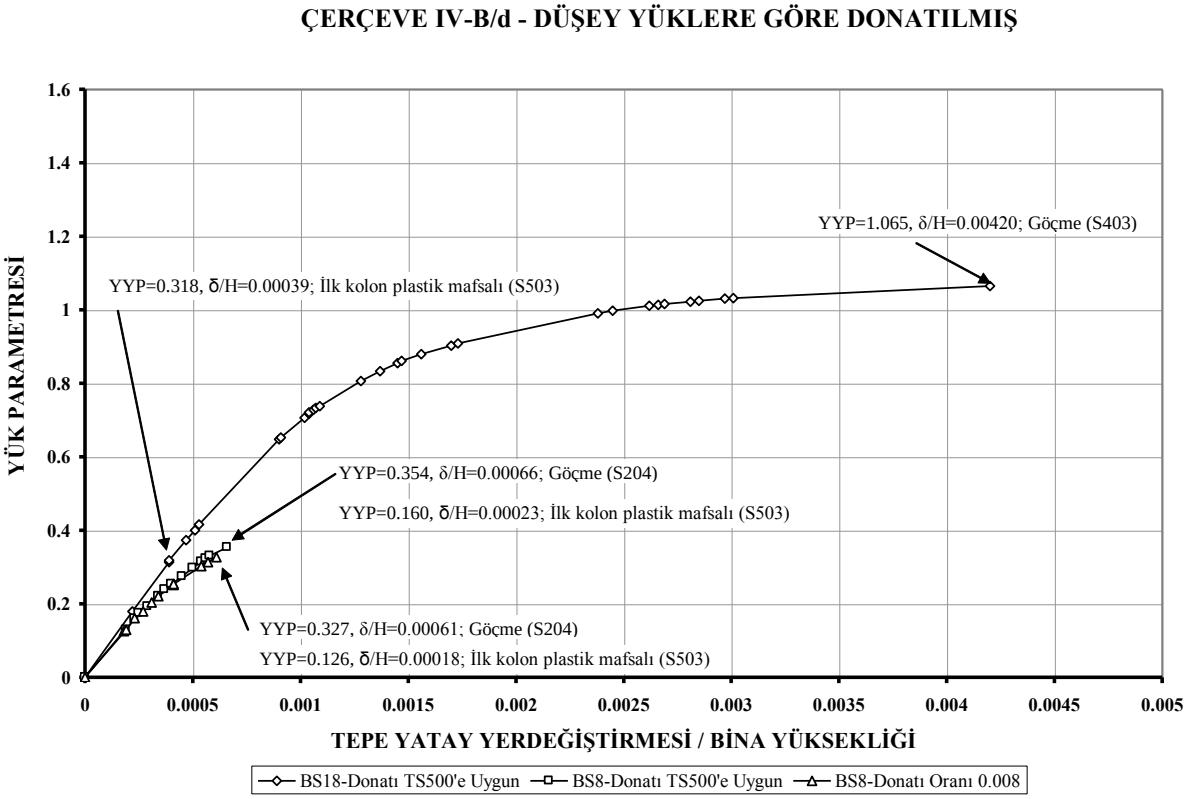
Şekil B.60. II/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



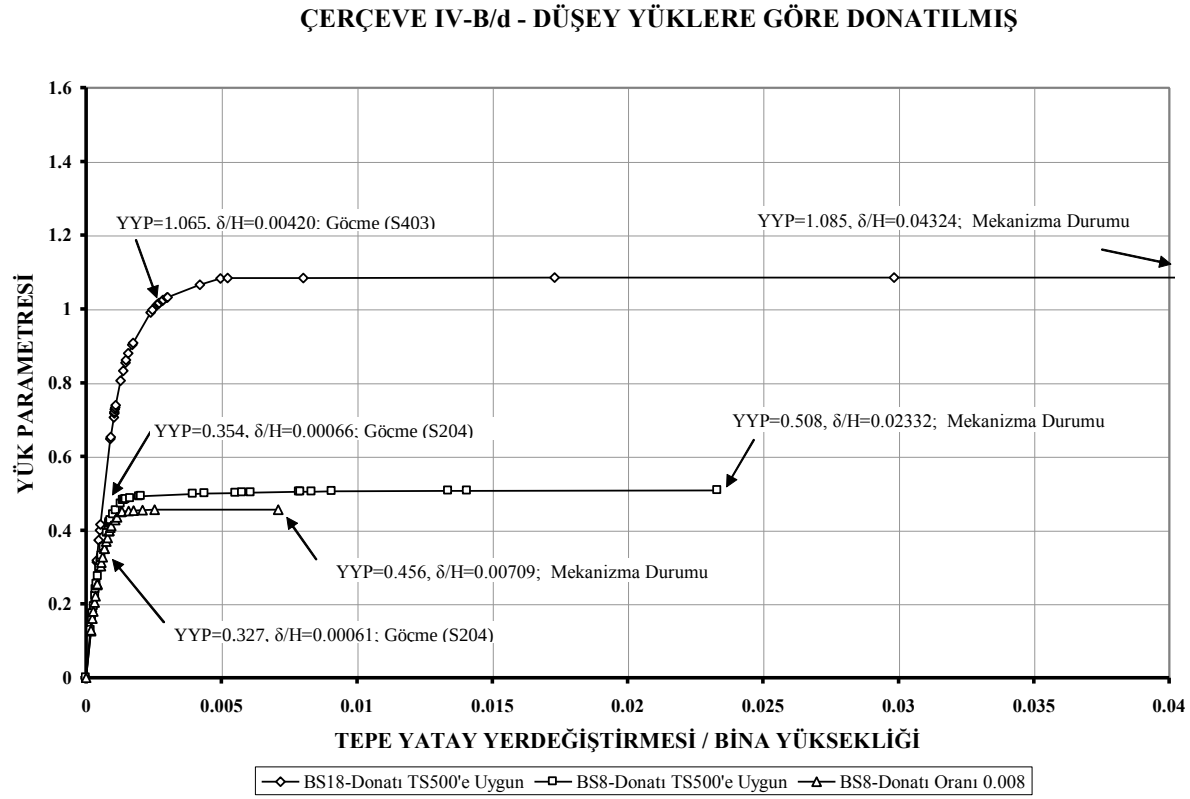
Şekil B.61. III-B/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



Şekil B.62. III-B/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)



Şekil B.63. IV-B/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Göçme Yükü)



Şekil B.64. IV-B/d Çerçevesi P-δ Eğrileri (Limit Yük)

ÖZGEÇMİŞ

Mehmet Nadir ÖZER, 25 Haziran 1979 tarihinde Antalya'da doğmuştur. İlköğrenimini Bursa İstiklal İlkokulunda, orta ve lise öğrenimini Antalya Anadolu Lisesi'de tamamlamıştır. 1997 yılında girdiği İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'den 2001 yılında mezun olmuş ve aynı yıl İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yapı Mühendisliği (Deprem Mühendisliği) Bölümü'nde Yüksek Lisans eğitimine başlamıştır.