

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ FEN
BİLİMLERİ ENSİTÜSÜ**

**BETON DOLGULU ÇELİK KUTU KOLONLAR VE
DOLU GÖVDELİ ÇELİK (I) KİRİŞLERDEN OLUŞAN
ÇERÇEVELERİN YAPI DAVRANIŞ KATSAYISININ
(R) İRDELENMESİ**

İnşaat Mühendisi Çağrı AYDIN

FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında

Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı: Prof. A. Zafer ÖZTÜRK (YTÜ)

İSTANBUL, 2008

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	v
KISALTMA LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	viii
ÇİZELGE LİSTESİ	xi
ÖNSÖZ.....	12
BETON DOLGULU ÇELİK KUTU KOLONLAR VE DOLU GÖVDELİ ÇELİK I KİRİSLERDEN OLUŞAN ÇERÇEVELERİN YAPI DAVRANIŞ KATSAYISININ (R) İRDELENMESİ	13
ÖZET	13
EVALUATING OF STRUCTURAL BEHAVIOR FACTORS “R” OF FRAMES COMPOSED OF STEEL I BEAMS AND CONCRETE FILLED COMPOSITE STEEL TUBE COLUMNS	15
ABSTRACT	15
1. GİRİŞ.....	17
1.1 Çalışmada İzlenen Yol.....	17
1.2 Çalışmanın Amacı Ve Kapsamı.....	18
1.3 Beton Dolgulu Çelik Tüp Kolonların Kullanım Alanları Ve Yapısal Özellikleri ..	20
1.4 CFT Elemanlarının Avantajları	22
1.5 CFT Elemanlarının Dezavantajları	22
1.6 Eksenel Yüklü Kolon Davranışı	23
1.6.1 Kısa kolon davranışı	23
1.6.2 Narin kolon davranışı	23
1.6.3 CFT elemanların kısa kolon davranışı	23
1.6.3.1 (CFT) Kısa kolonların eksenel yükler altındaki davranışı.....	24
1.6.3.2 Kısa kolonların göçme mekanizması.....	26
1.6.3.3 Kalın cidarlı kompakt (CFT) kolonlar.....	26
1.6.3.4 İnce cidarlı CFT kolonlarda göçme mekanizması	26
1.6.4 Narin Kolonlar	27

1.6.4.1	Yarı narin kolonlar.....	27
1.6.4.2	Tam narin kolonlar	28
1.7	Eksenel Yük Ve Moment Etkisindeki CFT Elemanlar.....	28
1.8	Moment Eğrilik Programı (MEP).....	29
1.8.1	Programın çalışma mekanizması:.....	30
1.8.1.1	Data girişi.(Malzeme ve Kesit Bilgileri)	30
1.8.1.2	Malzeme ve kesit bilgilerine göre malzeme modellerinin şekillendirilmesi.	31
1.8.1.3	Eksenel yük altında şekil değiştirmelerin hesaplanması.	34
1.8.1.4	Moment ve karşılık gelen eğrilik değerlerinin hesaplanması.	36
1.8.2	Program Sonuçları	41
1.8.3	Tabloların adlandırılması.....	42
2.	CFT ELEMALARIN EC4 E GÖRE (M-N) ETKİLEŞİM DİYAĞRAMLARININ ELDE EDİLMESİ	52
3.	ÇERÇEVELERİN EC8, EC4, EC3, ESASLARI YLA TASARLANMASI	73
3.1	Düşey Yükleme	73
3.2	Yük Kombinasyonları.....	73
3.3	Yapı Süneklik Sınıflarının Belirlenmesi	74
3.4	Dayanım Azaltma Katsayısının Belirlenmesi.....	75
3.5	Elastik Tepki Spektrumu	81
3.6	Tasarım Spektrumu.....	82
4.	ÇERÇEVELERİN İTME ANALİZİ İLE DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞLARININ BELİRLENMESİ.	96
4.1	Pushover (İtme Analizi).....	96
4.1.1	Tepe İtme Analizinin Yükleme Şablonunun Seçilmesi.....	98
4.2	Plastik Mafsalların Tanımlanması	98
4.2.1	Plastik mafsal hipotezi:.....	98
4.3	Sap2000 Programı ile Artımsal İtme Analizinin Yapılması.....	102
4.3.1	Doğrusal analiz	102
4.3.2	Doğrusal olmayan analiz.	102
4.3.3	Plastik Mafsalların Tanımlanması.	104
4.3.3.1	Kirişler	104
4.3.3.2	Kolon elemanlar.....	107
4.3.4	İtme analizinin yapılması.....	109
4.3.5	Performans kriterleri	110
5.	ÇERÇEVELERİN YAPI DAVRANIŞ KATSAYILARININ HESAPLANMASI123	
5.1	“R”(Yapı davranış katsayısı)	123
5.2	Sünekliğe Bağlı Dayanım Azaltma Katsayısı “R _μ ”	124
5.3	Sünekliğe Bağlı Dayanım Azaltma Katsayısı “R _μ ” Üzerine Yapılmış Çalışmalar126	
5.3.1	Newmark-Hall	126
5.3.2	Lia-Biggs	127

5.3.3	Riddell-Newmark	128
5.3.4	Elghadamsi- Mahraz	130
5.3.5	Riddell Hidalgo –Cruz	131
5.3.6	Nassar-Krawinkler	132
5.3.7	Miranda	133
5.4	Chia-Ming Uang’ ın R tanımı	134
5.4.1	Dayanım fazlalığı katsayısı (Ω)	135
5.4.2	Emniyet gerilmesi ile akma noktası arasındaki farktan oluşan fazlalık(Y).....	135
5.4.3	Uang’ ın R formülü	136
5.5	Çerçevelerin Dayanım Azaltma Katsayılarının(“R”) Elde Edilmesi Ve Sonuçların Değerlendirilmesi	149
KAYNAKLAR		156
ÖZGEÇMİŞ		158

SİMGE LİSTESİ

A	Yer hareketinin en büyük ivme değeri
A_c	Beton çekirdeğin kesit alanı
A_g	Kesitin ağırlık merkezi
A_s	Çelik cidarın kesit alanı
B	Kesit genişliği
c	Viskoz Sönüm
C_d	<i>Deplasman Artırma Katsayısı</i>
D	<i>Kompozit kolonun kesit çapı</i>
DL	Ölü yük yükleme
dtx	<i>iterasyon için ufak “tx” artımı değeri</i>
$d\theta$	<i>iterasyon için ufak “θ” artımı değeri.</i>
E_c	Betonun elastisite modülü
E_s	Çeliğin elastisite modülü
EQ	Deprem yükü yükleme
F_{cd}	Betonun akma dayanımı
F_s	Çeliğin akma Dayanımı (kN/cm ²)
F_y	<i>Çeliğin akma dayanımı</i>
$F_{(t)}$	Zamana bağlı etkiyen kuvvet
$F_y(\mu = 1)$	Yapının deprem yükü altında elastik kalması için gerekli dayanım
$F_y(\mu = \mu_i)$	μ_i sünekliliğine sahip bir yapının deprem yükü etkisine karşı doğrusal olmayan davranış gösterdiğinde sahip olması gereken dayanım.
H	Kesit yüksekliği
k	burkulma katsayısı
LL	Hareketli yük yükleme
m	Kütle
M_{PIRd}	Eğilme momenti dayanımı
M_{ed}	Tasarım eğilme momenti
N	Eksenel yük

N_{cr}	Elastik kritik burkulma yükü
N_{ed}	Tasarım eksenel yükü
N_{PIRd}	Eksenek yük dayanımı
P_c	Beton elemanın karşıladığı toplam eksenel yük
P_s	Çelik elemanın karşıladığı toplam eksenel yük
R	Spektrum Azaltma Katsayısı
T	Periyod
tx	Basınç bloğu derinliği
t_1, t_2	Çelik kutunun cidar kalınlığı
q	EC8 de belirtilen Yapı Davranış Katsayısı
V	Yer hareketinin en büyük hız değeri.
V_{ed}	Tasarım kesme yükü
V_{PIRd}	Kesme kuvveti dayanımı
$u_{(t)}$	Zamana bağlı yerdeğiştirme
σ_{cr}	Kritik burkulma dayanımı
ν	Poisson oranı
ε_c	Betonun birim kısalması
ε_s	Çeliğin birim kısalması
θ	Kestir d6nme açısı.
μ	Süneklilik
β	Viskoz elastik s6n6m oranı (%)

KISALTMA LİSTESİ

CFT	Beton Dolgulu Çelik Tüp
EC8	Eurocode 8
EN1998	Eurocode 8
EC3	Eurocode 3
EN1993	Eurocode 3
EC4	Eurocode 4
EN1994	Eurocode 4

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1 CFT Kolonlar kullanılarak tasarlanmış çok katlı yapı.	19
Şekil 1.2 CFT Eleman olarak tasarlanmış köprü ayağı.	20
Şekil 1.3 Beton dolgulu çelik tüp(CFT) kesiti.	21
Şekil 1.4 İçi boş ve beton dolgulu kutu kesitli çelik tüpün burkulma modları.....	22
Şekil 1.5 Eksenel basınç yükü altında kalan CFT elemanın çelik cidarına etkiyen kuvvetler. 25	
Şekil 1.6 Eksenel basınç yükü altında kalan CFT elemanın beton çekirdeğine etkiyen 3 eksenli kuvvetler.	25
Şekil 1.7 Sol köşedeki resim örnek bir İnce cidarlı CFT kolonun göçme anını ve içi dolu ve boş ince cidarlı çelik tüpler için karşılaştırmalı yük deformasyon ilişkisi. *	27
Şekil 1.8 Fiber analiz metodu gereği enkesitin parçalara ayrılması.....	29
Şekil 1.9 Moment eğrilik ilişkisi.	29
Şekil 1.10 Programda tanımlanan CFT enkesiti.....	30
Şekil 1.14 Programda tanımlanan CFT enkesiti.....	35
Şekil 1.15 Eksenel yük altında CFT kolonda oluşan şekil değiştirme.	35
Şekil 1.16 CFT kolonun eğilme altında şekil değiştirmesi ve enkesitte oluşan gerilmeler.....	36
Şekil 1.17 Hazırlanılan programın grafik ekranı.....	41
Şekil 1.18 Hesap çıktılarının adlandırılması.	42
Şekil 2.1 Karşılıklı Etkileşim diyagramı.	52
Şekil 2.2 Betonun sekant elastisite modülünün hesaplanması(Ecm)(EN1992)	53
Şekil 2.3 Narinlik-Kritik burkulma yükü ilişkisini gösteren grafikler	54
Şekil 2.9 300x300x15 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.	61
Şekil 3.1 (EC-8) taşıyıcı sistem sınıfına göre “ α_u / α_1 ” parametresinin aldığı değerler.....	78
Şekil 3.2 (EC-8) taşıyıcı sistem sınıfına göre “ α_u / α_1 ” parametresinin aldığı değerler.....	78
Şekil 3.3 Beton dolgulu çelik kutu kolonların(CFT) kesit özellikleri.....	80
Şekil 3.4 Farklı zemin gruplarına göre %5 viskoz sönümlü yapılar için çizilmiş aşılma olasılığı %10 olan elastik tepki spektrum.	81
Şekil 3.5 C1-4 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.....	84
Şekil 3.7 C1-12 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.....	86
Şekil 3.8 C1-3 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.....	87
Şekil 3.9 C1-6 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.....	88
Şekil 3.10 C1-9 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.....	89
Şekil 3.11 C2-4 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.....	90

Şekil 3.12 C2-8 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.....	91
Şekil 3.13 C2-12 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.....	92
Şekil 3.14 C2-3 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.....	93
Şekil 3.15 C2-6 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.....	94
Şekil 3.16 C2-9 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.....	95
Şekil 4.1 Örnek itme eğrisi (Pushover)	96
Şekil 4.2 Moment-eğrilik ilişkisini gösteren grafik.....	99
Şekil 4.2 Toplam Eğilme şekil değirmeleri ve Doğrusal Olmayan şekil değiştirmeler.....	101
Şekil 4.3 Plastik mafsallık bölgesinin uzunluğu (lp).....	102
Şekil 4.4 Düşey yüklemelerin oluşturulması.....	103
Şekil 4.6 İtme analizinin oluşturulması(Pushover case)	104
Şekil 4.7 Fema 356 ya göre örnek giriş mafsalları.....	105
Şekil 4.8 Giriş mafsallarının oluşturulması.....	106
Şekil 4.9 Şekil 4.7 de gösterilen a,b,c parametreleri (Fema 356 5-6 Tablosu).	107
Şekil 4.10 Kolon mafsallarının oluşturulması.....	108
Şekil 4.11 Doğrusal olmayan analiz parametrelerinin tanımlanması.....	109
Şekil 4.12 C1-3 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu.....	111
Şekil 4.13 C1-6 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu.....	112
Şekil 4.14 C1-9 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu.....	113
Şekil 4.15 C2-3 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu.....	114
Şekil 4.16 C2-6 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu.....	115
Şekil 4.17 C2-9 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu.....	116
Şekil 4.18 C1-4 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu.....	117
Şekil 4.19 C1-8 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu.....	118
Şekil 4.20 C1-12 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu.....	119
Şekil 4.21 C2-4 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu.....	120
Şekil 4.22 C2-8 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu.....	121
Şekil 4.23 C2-12 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu.....	122
Şekil 5.1 Elastik ve inelastik spektrumun karşılaştırılması.....	123
Şekil 5.2 Doğrusal olmayan kuvvet-deplasman ilişkisi.	124
Şekil 5.3 Sistemin yatay kuvvet dayanımı - süneklik ilişkisi.....	125
Şekil 5.5 Newmark&Hall ve Lia&Biggs tarafında önerilen sünekliğe bağlı dayanım azaltma katsayısı grafikleri.....	128

Şekil 5.6 Riddell&Newmark ve Elghadamsi&Mohraz tarafında önerilen sünekliğe bağlı dayanım azaltma katsayısı grafikleri.	131
Şekil 5.7 Riddell Hidalgo&Cruz ve Hidalgo&Arias tarafında önerilen sünekliğe bağlı dayanım azaltma katsayısı grafikleri.	131
Şekil 5.9 C1-3 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen $V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$ eğrisi. ...	137
Şekil 5.10 C1-4 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen $V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$ eğrisi. .	138
Şekil 5.11 C1-6 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen $V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$ eğrisi. .	139
Şekil 5.12 C1-8 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen $V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$ eğrisi. .	140
Şekil 5.13 C1-9 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen $V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$ eğrisi. .	141
Şekil 5.14 C1-12 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen $V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$ eğrisi.	142
Şekil 5.15 C2-3 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen $V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$ eğrisi. .	143
Şekil 5.16 C2-4 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen $V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$ eğrisi. .	144
Şekil 5.17 C2-6 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen $V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$ eğrisi. .	145
Şekil 5.18 C2-8 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen $V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$ eğrisi. .	146
Şekil 5.19 C2-9 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen $V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$ eğrisi. .	147
Şekil 5.20 C2-12 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen $V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$ eğrisi.	148
Şekil 5.21 Nassar-Krawinkler'in önerdiği formülüzasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R_{μ}).	149
Şekil 5.22 Newmark&Hall'ın önerdiği formülüzasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R_{μ}).	150
Şekil 5.23 Miranda kaya zeminlere oturan yapılar için önerdiği formülüzasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R_{μ}).	150
Şekil 5.24 Miranda yumuşak zeminlere oturan yapılar için önerdiği formülüzasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R_{μ}).	151
Şekil 5.25 Miranda alüvyon zeminlere oturan yapılar için önerdiği formülüzasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R_{μ}).	151

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 1.1 250x250x10 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.	43
Çizelge 1.7 350x350x8 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.	46
Çizelge 1.8 350x350x10 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.	46
Çizelge 1.10 350x350x18 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.	47
Çizelge 1.11 400x400x12 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.	48
Çizelge 1.12 400x400x15 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.	48
Çizelge 1.13 400x400x20 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.	49
Çizelge 1.14 500x500x12 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.	49
Çizelge 1.15 500x500x15 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.	50
Çizelge 1.16 500x500x20 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.	50
Çizelge 2.1 Burkulma eğrisi-(α) katsayısı ilişkisi	54
Çizelge 3.1 Yapı süneklik sınıflarına göre yapı davranış katsayısının üst sınırı (EN 8 Tablo 7.1)	74
Çizelge 3.2 Yapı cinsine göre davranış katsayısının üst değeri (EC-8 Tablo 7.2).....	76
Çizelge 3.3 Taşıyıcı sistemin türüne göre davranış katsayısının üst değeri (EC-8 Tablo 6.2) (Düşey de düzensizlik olması halinde tablodaki değerler %20 azaltılır).....	77
Çizelge 3.4 Yapı süneklik sınıfına göre gerekli kesit sınıfı(EC-8 tablo 6.3)	79
Çizelge 3.5 Kompozit elemanların da davranış katsayısı - kesit özellikleri ilişkisi (EC-8 Tablo 7.3)	80
Çizelge 5.1 Lia&Biggs in önerdiği dayanım azaltma katsayısını hesaplamak için gerekli sabit değerler.	128
Çizelge 5.2 Hidalgo&Cruz in önerdiği dayanım azaltma katsayısını hesaplamak için gerekli sabit değerler.	132
Çizelge 5.3 Nassar-Krawinkler'in önerdiği dayanım azaltma katsayısını hesaplamak için kullanılan pekleşme oranına bağlı parametreler.	132

ÖNSÖZ

Yüksek Lisans Tezimin ülkemizde tasarımı ve üretimi çok az bulunan kompozit yapıların ve kompozit yapıların davranış katsayıları hakkında ki bilgi dağarcığının gelişmesine faydalı olacağı düşünüyorum.

Yüksek lisans eğitimi süresi içinde ders ve tez çalışmalarında değerli fikir ve yardımları ile beni yönlendiren, birlikte çalışmaktan büyük onur duyduğum değerli hocam Prof. A. Zafer ÖZTÜRK ve inşaat Mühendisliği Bölümü Öğretim Elemanlarından Ars. Gör. Dr. Devrim ÖZHENDEKİ'ye teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca fedakârlıklarını hiçbir zaman esirgemeyen değerli arkadaşlarım Yahya DURLANIK, Said DEDEOĞLU ve M. İsmail UYAN 'a teşekkürü bir borç bilirim.

BETON DOLGULU ÇELİK KUTU KOLONLAR VE DOLU GÖVDELİ ÇELİK I KİRİŞLERDEN OLUŞAN ÇERÇEVELERİN YAPI DAVRANIŞ KATSAYISININ (R) İRDELENMESİ

ÖZET

Mevcut modern deprem şartnamelerinde yapıların (özel yapılar hariç) ekonomik ömürleri süresince olası şiddetli deprem yüklerine maruz kaldıklarında can güvenliği korunacak biçimde elastik olmayan davranış sergileyerek sınırlı hasar almalarına izin verilmektedir. Öte yandan, ilk deprem şartnamelerinden beri depreme dayanıklı yapı tasarımında; spektral kuvvetlerle elastik ötesi hesap yerine azaltılmış spektral kuvvetler ile elastik hesaba yer verilmiştir. Azaltılmış spektral kuvvetlerin eldesi sırasında kullanılan katsayı (R), çeşitli şartnamelerde farklı isimlerle anılır; sistem davranış katsayısı, kuvvet azaltma katsayısı, sismik tepki düzeltme katsayısı, vb. Kuvvete dayalı tasarım yöntemleri, neredeyse 80 yıldır dünya ölçeğinde yaygın kullanım alanına sahiptirler. Kaldı ki, günümüzün gelişmiş bilgisayar teknolojisine rağmen mühendislik yapılarının dinamik deprem yükleri altında zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesaplamalar esas alınarak boyutlandırılması çok da pratik değildir ve kuvvet esaslı elastik tasarım yöntemleri daha uzun yıllar kullanılmaya devam edilecek gibi gözükmektedir. Ancak, başlangıçta şartname hazırlayan teknik heyetlerin tecrübe ve gözlemlerine dayanılarak tayin edilen “R” katsayılarının sayısal değerleri, günümüzde dahi pek çok taşıyıcı sistem tipi için henüz bilimsel çalışmalarla doğrulanmamıştır. Pek çok bilim adamı ve mühendis tarafından çeşitli yayınlar aracılığıyla “R” katsayılarının sistematik olarak kalibre edilmesi gerektiği belirtilmiştir.

Bu gereksinime paralel olarak, bu çalışmada gerek ekonomik olmaları, gerekse sismik yükler altındaki performanslarının iyi olması sebebiyle, özellikle gelişmiş ülkelerde kullanımı gün geçtikçe artan beton dolgulu kompozit çelik kutu kolonlar ve çelik (I) kirişlerden tasarlanmış çerçevelerin yapı davranış katsayıları irdelenmiştir. Bu bağlamda, yeterli yaklaşıklıkta kabuller çerçevesinde, fiber analiz metodu kullanılarak hazırlanan bilgisayar programı vasıtasıyla kompozit kesitlerin doğrusal olmayan davranışları ve moment eğrilik ilişkileri belirlenmiştir. Çalışma kapsamında toplam 12 farklı çerçeve boyutlandırılmıştır. Bu çerçeveler geometrik olarak iki farklı çerçeve gurubuna ayrılmış ve bu guruplar da kendi

içlerinde EN1998 de belirtilen süneklik düzeylerine göre tekrar gruplandırılarak; EN1998, EN1994, EN1993 esas alınarak tasarlanmıştır. Bahsi geçen kompozit çerçevelerin Sap2000 V10 programı kullanılarak analitik modelleri oluşturulmuş ve belirlenmiş performans kriterleri çerçevesinde itme analizi yöntemi ile ‘taban kesme kuvveti – tepe yerdeğiştirmesi’ ilişkisi elde edilmiştir. Uang’ın “R” formülasyonu esas alınarak, her bir çerçeve için itme analizinden elde edilen dayanım fazlalığı katsayısı, ayrı ayrı Newmark, Nassar-Krawinkler ve Miranda’nın süneklik kaynaklı kuvvet azaltma katsayıları ile çarpılarak üç farklı yaklaşımla R katsayısı elde edilmiştir.

Yapılan değerlendirme neticesinde EN1998 ve EN1994 in öngörmüş olduğu tasarım ilkelerinin konservatifliği ve kompozit kesitlerin elastik ötesi davranışlarında etkin olan yüksek pekleşme oranı sebebiyle Eurocode’a göre tasarlanmış kompozit çerçevelerin tasarımında kullanılan R katsayısının konservatif olduğu sonucu çıkartılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Yapı Davranış Katsayısı, R, Kompozit Yapılar, CFT, Beton Dolgulu Çelik Tüp Kolonlar, Süneklik, Statik İtme analizi

EVALUATING OF STRUCTURAL BEHAVIOR FACTORS (R) OF FRAMES COMPOSED OF STEEL I BEAMS AND CONCRETE FILLED COMPOSITE STEEL TUBE COLUMNS

ABSTRACT

In the existing modern earthquake codes, structures (excluding special ones) are allowed to restricted deformations by showing non-elastic behavior and preserving safety of lives when they are exposed to earthquake loads during their economical service lives. On the other hand, beginning with the first earthquake codes, instead of non-elastic methods with spectral forces, elastic methods with decreased spectral forces are included in the codes for earthquake resistant structure design. The Coefficient (R) used to obtain decreased spectral forces is named differently in the several codes such as structural behavior factor, seismic load reduction factor, correction factor for seismic reaction, etc. Moreover it is not functional to design engineering structures under dynamic earthquake loads using non-linear analysis methods in the time domain despite having advanced computer technology and it is seemed that force based elastic methods would be used for long years. However, numerical values of R factors obtained through the experiences and judgments of the technical commission preparing the codes are not verified through scientific studies for a great many of structural systems.

Parallel to this need, in this study structural behavior factor of frames composed of steel I-beams and concrete filled composite steel tube columns having an increasing usage area in developed countries because of being economical and having a good performance under seismic loads are examined. For that purpose, non-linear behavior and moment-curvature relations of composite sections are determined with computer program formed by using fiber analysis methods within adequate approximations. Within this study, 12 different frames are designed. These frames are geometrically grouped into two and frames in these groups are re-grouped according to the ductility levels described in EN1998 and they are designed according to EN1998, EN1994 and EN1993. These composite frames are analytically modeled using Sap2000 V10 computer program and under specified performance

criteria, “base shear-top displacement” relations are obtained using pushover analyses. Based on R formulation of Uang, three different R factors are obtained by multiplying the “reduction factors due to overstrength” obtained from pushover analyses of each frames with the “reduction factors due to ductility” of Newmark, Nassar-Krawinkler and Miranda.

After evaluation, R factor used in the design of composite frames, which are prepared according to Eurocode, is concluded to be conservative because of the conservative design principles of EN1998 and EN 1994 and high hardening during non-elastic behavior of composite sections.

Key Words: “R”, Behavior Factor, Composite Structure, CFT, Concrete Filled Steel Tube, Pushover Analysis, ductility

1. GİRİŞ

1.1 Çalışmada İzlenen Yol

Çalışmada “CFT” olarak adlandırılan beton dolgulu kompozit kolonlar ve çelik(IPE) kirişlerden oluşan, EC4, EC3, EC8 e göre tasarlanmış çerçevelerin davranış katsayısı veya dayanım azaltma katsayısı olarak adlandırılan “R” değerleri doğrusal olmayan yöntemlerle teorik olarak elde edilerek EC8 de önerilen ve çerçevelerin tasarımında kullandığımız “R” değerleri ile karşılaştırılacaktır.

Bölüm1: “CFT” elemanların kullanım alanları, yapısal özellikleri ve dış yükler altındaki davranışının özetlenmesi

Kompozit kesitlerin doğrusal olmayan davranışlarını, moment eğrilik ilişkilerini belirlemek için yeterli yaklaşıklıkta kabuller çerçevesinde, fiber analiz metodu kullanılarak DELPHI programlama dili kullanılarak tez konusu çerçevesinde hazırlanan bilgisayar programının algoritması ve kabullerinin anlatılması.

Bölüm2: Hem kompozit kolonların tasarımında hem de kolonların mafsallı modellerini oluşturmak için kullanmak üzere kompozit kolonların EC4, esaslarına göre (M-N) Karşılıklı etkileşim diyagramlarının elde edilmesi.

Bölüm3: Yapı Davranış katsayılarının inceleneceği 12 farklı geometride çerçevenin EC3, EC4, EC8 yönetmeliklerinin esaslarında öngörülen düşey-yatay yükler ve rijitlikler de boyutlandırılıp tasarlanması.

Bölüm4: 3.bölümde tasarlanan çerçevelerin itme analizlerinin yapılarak ($V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$) taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi grafiklerinin elde edilmesi.

Bölüm5: Çerçevelerin analiz sonucu elde edilen Pushover eğrileri ile (tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti eğrisi) elde edilen süneklik değerleri Newmark, Nassar-Krawinkler ve Miranda’nın “ R_{μ} ” formülasyonu ile ayrı ayrı dayanım azaltma katsayıları hesaplanmış ve elde edilen “ R_{μ} ” değerleri U_{ang} ’ın “R” katsayısı formülünde kullanılarak çerçevelerin yapı davranış katsayıları elde edilmesi.

1.2 Çalışmanın Amacı Ve Kapsamı

Yapıların şiddetli deprem yükleri altında doğrusal davranarak hasar almadan yer hareketine karşı koyabilecek nitelikte tasarlanması, taşıyıcı eleman boyutlarının büyümesine bu ise başta imalat giderlerinin artmasına, mimari fonksiyonelliğin bozulmasına ve imalat güçlüklerine neden olabilmektedir. Bu bağlamda deprem şartnamelerinin ortak amacı yapıyı ufak şiddetli depremler altında az hasar alacak veya hasar almayacak, şiddetli depreme maruz kaldıklarında ise gerek minimum koşullar koyarak gerekse yapısal detaylar önererek yapıda can güvenliğini tehdit edecek hasarların önlenmesidir. Şartnameler uyarınca yapıların hasar alması beklendiği için taşıyıcı sistem artık doğrusal değil doğrusal olmayan karakterde davranacaktır, böylelikle doğrusal analiz yöntemlerinin yetersiz kalmaktadır ve doğrusal olmayan analiz yapmak gerekmektedir. Fakat doğrusal olmayan analiz yapılmak istenirse dahi günümüzün gelişmiş bilgisayar teknolojisi bile bu analizi hızlı ve pratik olarak çözmek için yetersiz kalmaktadır. Bu sorunları çözmek için günümüz deprem şartnameleri hem pratik de mühendisler için kullanımını kolay ve alışageldik bir yöntem olan kuvvete dayalı doğrusal analiz prosedürünü kullanan aynı zamanda doğrusal olmayan analiz sonuçlarına yakın neticelerin elde edilebileceği "R" yapı davranış katsayısı yöntemini kullanmaktadır. Azaltılmış spektral kuvvetleri elde etmek için kullanılan ve bir tür kuvvete dayalı doğrusal analiz yöntemi olan yapı davranış katsayısı yöntemi neredeyse 80 yıldır yaygın olarak kullanılmaktadır.

Başlangıçta Şartnamelerin hazırlayan teknik heyetlerin tecrübe ve gözlemlerine dayanarak belirlenen kuvvet azaltma katsayısı (R) 40 yılı aşkın bir süredir sayısal olarak da bilim adamları tarafından kalibre edilmekte olsa dahi kullanılan taşıyıcı sistemlerin çeşitliliği sisteme etki eden faktörlerin çokluğu, yeni gelişen taşıyıcı sistem modelleri ve malzemeler nedeniyle günümüzde halen araştırmalar yapılmaya devam etmektedir.

Bu çalışmada ülkemizde çokça kullanılmayan fakat kullanımı gelişmiş ülkelerde gün geçtikçe yaygınlaşan klasik betonarme veya çelik elemanlara nazaran yapısal ve geometrik üstün özelliklere sahip (CFT) olarak adlandırılan. Beton dolgulu çelik tüp kolonlardan ve çelik I kirişlerden oluşan yapıların yapı davranış katsayısı araştırıldı ve bu konuda yapılmış çalışmaların sonuçları ile karşılaştırılmıştır.



Şekil 1.1 CFT Kolonlar kullanılarak tasarlanmış çok katlı yapı.

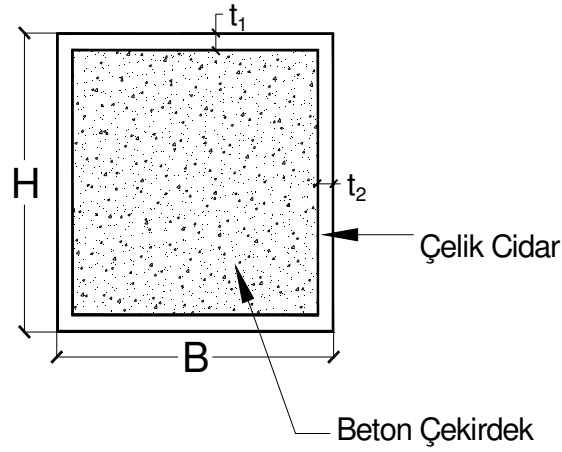
1.3 Beton Dolgulu Çelik Tüp Kolonların Kullanım Alanları Ve Yapısal Özellikleri

(CFT) Beton dolgulu çelik tüpler ülkemizde çokça kullanım alanı bulamamış olsa da Japonya, Amerika, Avustralya ve Avrupa gibi gelişmiş bölgelerde bünyesinde barındırdığı birçok yapısal avantajlar nedeniyle gün geçtikçe kullanım alanları yaygınlaşmaktadır. CFT elemanlar özellikle perdeli, tüp, çekirdek vs. sistemlerde yatay ve düşey taşıyıcı elamanları olarak kullanılmasının yanı sıra (Şekil 1.1) özellikle Japonya da köprü ayağı olarakda kullanılmaktadırlar (Şekil 1.2).



Şekil 1.2 CFT Eleman olarak tasarlanmış köprü ayağı.

CFT elemanlar eşdeğer klasik beton ve çelik yapı elemanlarına nazaran yapısal ve geometrik birçok üstün özelliklere sahiptir. (CFT) elemanların kesit özellikleri incelendiğinde elemanın rijitlik ve dayanım parametrelerini optimize edecek şekilde kesite yerleştikleri görülür(Şekil 1.3). Betona nazaran elastisite modülü çok büyük olan çelik eleman kesitte ağırlık merkezine en uzak bölgeye yerleştirilerek elde edilebilecek en büyük eğilme rijitliğine ve dayanımına ulaşılmıştır. Aynı mantıkla basınç dayanımı büyük olan beton, kesitin merkezine yerleştirilerek basınç kuvvetlerinin beton çekirdek tarafından merkezi olarak karşılanması sağlanmıştır. Bunlarla birlikte beton çekirdek yanında çelik cidarın yerel burkulma dayanımını da ciddi miktarda artırır (Şekil 1.4).



Şekil 1.3 Beton dolgulu çelik tüp(CFT) kesiti.

$$\sigma_{cr} = \frac{k\pi^2 E_s}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \quad (1.1)$$

$$k : \left\{ \begin{array}{l} 4 \rightarrow \text{içi boş çelik kutu} \\ 10 \rightarrow \text{beton dolgulu çelik kutu} \end{array} \right\}$$

σ_{cr} : (kritik burkulma dayanımı)

b: kesit genişliği

t: cidar kalınlığı

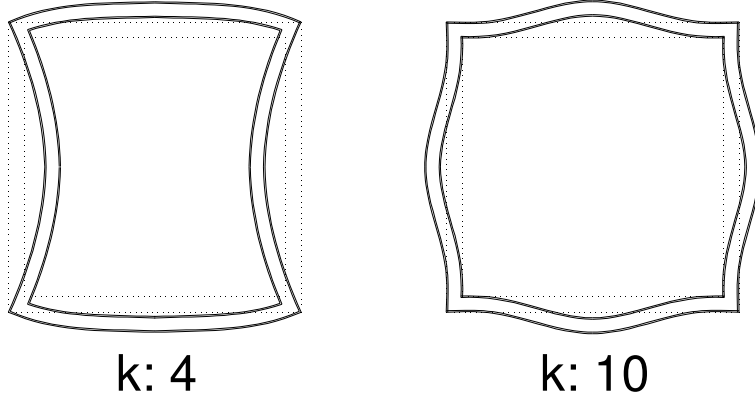
E_s : çeligin elastisite modülü

ν :çeligin poisson oranı

B: Kesit genişliği

H: Kesit yüksekliği

t_1, t_2 : Cidar kalınlıkları



Şekil 1.4 İçi boş ve beton dolgulu kutu kesitli çelik tüpün burkulma modları.

1.4 CFT Elemanlarının Avantajları

- Çelik cidar beton çekirdeği sararak çekirdekte üç eksenli gerilme oluşmasını sağlar.
- Sargı etkisinde kalan betonun taşıma kapasitesi ve sünekliği artar.
- Bununla beraber çelik tüp büyük yüklemeler altında kalarak beton çekirdeğin parçalanıp dağılmasını azaltan bir manto görevini üstlenir.
- Çelik tüp inşaat süresince aynı zamanda kalıp görevini üstlendiği için ciddi bir kalıp masrafı kaldırılarak ekonomi sağlanır.
- Çelik tüplerin birkaç kat çıkılabilmesi betonlama sürecini beklemeden inşaat sürecinin devam etmesini sağlar böylelikle çok katlı yapılarda iş süresi ve işçilik maliyetleri azaltılmış olur.
- CFT elemanlarda kesitin kompozit çalışmasından dolayı beton çekirdeğin yerel burkulmaları önlemesi sebebiyle çelik elemanlara nazaran daha ince cidarlı kesitler kullanılır.

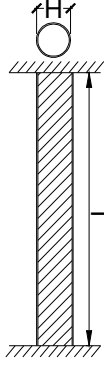
1.5 CFT Elemanlarının Dezavantajları

- İki farklı malzemenin yani iki farklı davranışın bir arada kullanılması hesap güçlüklerine yol açmaktadır.
- Atalet momenti gibi geometrik özelliklerinin hesaplanmasındaki zorluklar.

- Çelik ve beton etkileşim yüzeyindeki kuvvet aktarımı ve aderans kuvvetleri hakkındaki kısıtlı bilgi.
- Birçok yapısal ve davranışsal faktörler analiz ve tasarım sürecini uzatmaktadır.
- Kompozit kesitin elastisite modülünün hesaplanmasındaki zorluklar.

1.6 Eksenel Yüklü Kolon Davranışı

Eksenel yüklü kolonların davranışlarında narinlik oranlarına göre farklılıklar oluşmaktadır. Bu farklı davranışları kısa kolonlar, yüksek narinlikteki kolonlar ve yarı narinlikteki kolonlar olarak ayırabiliriz.



1.6.1 Kısa kolon davranışı

Kısa kolon davranışını genel olarak tanımlamak istersek kısa kolonlar görece olarak küçük “ L/H ” oranında çalışan kolonlardır. Kısa kolonların davranışlarında kesit (A_c , A_s , t , vs.) , malzeme (f_c , f_s , E , vs.) özellikleri belirleyici unsurdur. Kesiti oluşturan unsurların nihai dayanımlarına ulaşmalarıyla kesit taşıma kapasitesine ulaşır.

1.6.2 Narin kolon davranışı

“ L/H ” narinlik oranı büyük olan kolonlar narin kolon olarak adlandırılır. Narin kolonların davranış biçiminde kısa kolonların aksine elamanın narinliği etkili olur. Narin kolonlar elastik veya inelastik burkularak taşıma kapasitesine ulaşır.

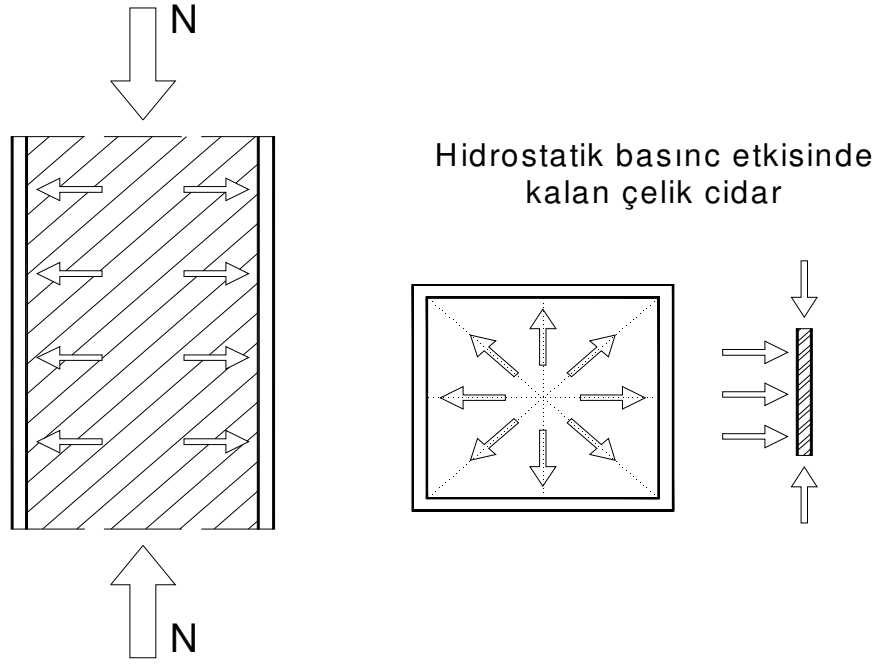
1.6.3 CFT elemanların kısa kolon davranışı

Mühendislik yapılarında sıklıkla karşılaşılmayan kısa kolonların davranışın incelenmesi genel

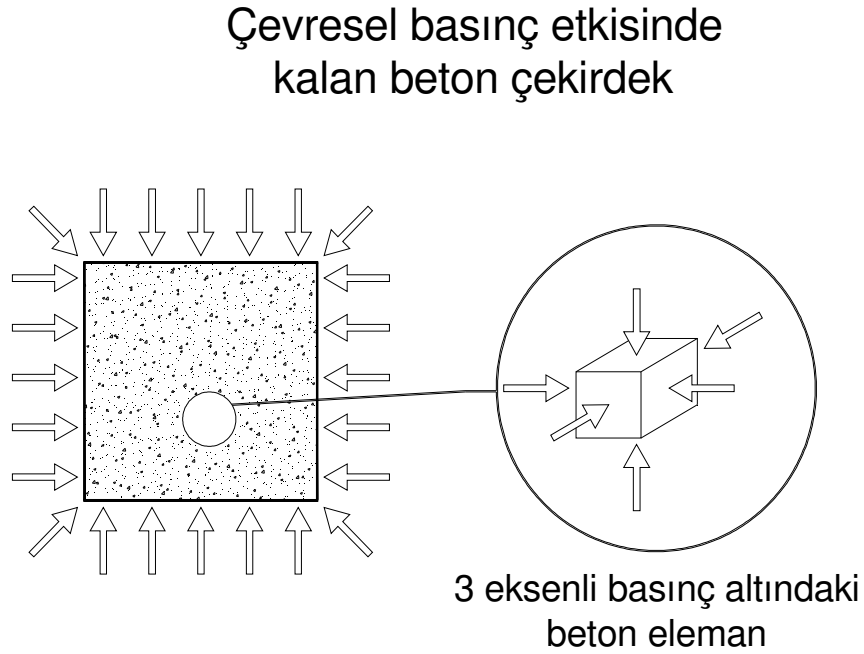
kolon davranışının tanımlanmasına yardımcı olması açısından önemlidir. CFT kolonlar eksenel yükleme altında çelik ve beton elemanlar birbirinden bağımsız, kesit rijitliklerine (EA) bağlı olarak yükü kabul ederler. Kısa kolonlarda yaklaşık olarak 0,001 birim kısalmaya kadar, çelik cidar ile beton çekirdek neredeyse birbirleriyle etkileşime girmezler bağımsız olarak çalışırlar. Betonun 0,001 deformasyona ulaşılmasıyla betonda mikro çatlakların meydana gelir böylelikle beton çekirdek çelik cidara yatay olarak basınç yapmaya başlar (Şekil 1.5). Bununla birlikte çelik cidarın poison oranının beton çekirdeğin poison oranından daha büyük olması sebebiyle çelik betondan daha büyük birim deformasyon yaparak bir miktar çekirdek ile cidar birbirleriyle etkileşime girmeye başlarlar. Bundan dolayı çekirdek de sargı etkisinin başladığı görülür Gerilmeler arttıkça beton ve çelik elemanların yatay genişlemeleri poison oranı ile hızlanır. Mikro çatlaklar ile başlayan çelik tüpün beton çekirdek de oluşturduğu sargı etkisi birim şekil değiştirmelerinin 0,002 seviyesine ulaşması ile maksimum sargı etkinse ulaşılmış olunur.

1.6.3.1 (CFT) Kısa kolonların eksenel yükler altındaki davranışı

Çelik cidarın iki eksenli gerilmeye beton çekirdeğin ise üç eksenli gerilmeye maruz kaldığı görülmektedir (Şekil 1.6). Çelikte oluşan iki eksenli gerilme çelik elemanının taşıma kapasitesini düşürürken, beton çekirdekte oluşan üç eksenli gerilme beton çekirdeğin taşıma kapasitesini artırır. Özellikle daire kesitli kolonlarda beton çekirdeğin elde ettiği kapasite artışı çelik elemanda oluşan kapasite azalmasından daha çok olur. Böylelikle CFT kolonların toplam taşıma kapasiteleri artmış olur. Çelik tüpün cidarına etkileyen iki eksenli gerilme tüpün elastik rijitliğini düşürerek üzerine gelen yükün bir kısmının çekirdeğe aktarılması sağlanır (Şekil 1.5).



Şekil 1.5 Eksenel basınç yükü altında kalan CFT elemanın çelik cidarına etkiyen kuvvetler.



Şekil 1.6 Eksenel basınç yükü altında kalan CFT elemanın beton çekirdeğine etkiyen 3 eksenli kuvvetler.

1.6.3.2 Kısa kolonların göçme mekanizması

B/t oranı CFT kısa kolonlarda göçme mekanizmanın oluşma biçimine büyük ölçüde etki eder. B/t oranına bağlı olarak kalın cidarlı kompakt kolonlar ve ince cidarlı kompakt kolonlar olarak ikiye ayrılır.

1.6.3.3 Kalın cidarlı kompakt (CFT) kolonlar.

Kalın cidarlı CFT kolonlar ince cidarlı CFT kolonların aksine kompakt davranarak mekanizma durumuna gelirler yani göçme mekanizmaları ince cidarlı kolonlara göre daha sünek ve süreç gerektiren bir oluşumdur.

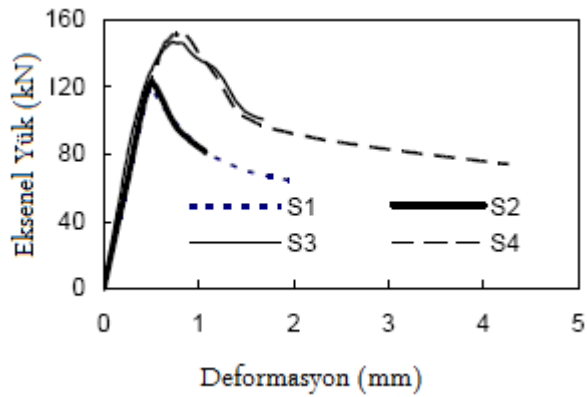
CFT kolonlarda beton çekirdeğin birim şekil değiştirmesi 0,002 değerine varmasıyla çelik tüp çekirdeğe baskı yapar ve betonda oluşan çatlamlar ile çekirdeğin rijitliğinde büyük azalmalar meydana gelir. Eğer CFT elemanda yüksek dayanımlı çelik kullanılmış ise birim deformasyonların 0,002 değerine ulaştığı anda çelik eleman akma yüküne ulaşmamış olabilir. Bu durumda beton çekirdek de çevresel etki ile dayanım fazlalığı kazanmış olsa bile özellikle kutu kesitli kolonlarda eleman mekanizma durumuna betonun ani olarak parçalanarak göçmesiyle ulaşır. Bu durum ise ani ve gevrek bir kırılma biçimi olduğundan tercih edilen bir durum değildir. Bu nedenden dolayı yüksek dayanımlı çelik kullanılmak istenirse çeliğin akma birim deformasyonunun 0,002 değerini geçmesine izin verilmemelidir. Bununla birlikte yüksek dayanımlı çelik kullanmanın bir diğer sakıncası ise betonun 0,001 birim deformasyondan başlayıp 0,002 birim deformasyonda maksimum değerlere ulaşan rijitlik kayıpları betonun çelik tüpü yerel burkulmalara karşı desteklemede yetersiz kalmasına neden olabilir, böylelikle çelik eleman tahmin edilen akma dayanımından daha düşük değerlerde akma yüküne ulaşabilir. Buna karşın bahsedilen değerlerden yeterince ufak dayanımlı çelik kullanıldığında sünek bir mekanizma oluşturularak çeliğin akmasıyla başlayan ve betonun parçalanmasıyla sonlanan sünek bir göçme mekanizması oluşturulabilir.

1.6.3.4 İnce cidarlı CFT kolonlarda göçme mekanizması

İnce cidarlı CFT kolonlar elastik veya inelastik yerel burkulmalar ile veya çelikte meydana gelen yerel burkulmaların etkisiyle yaklaşık 0,0005 birim şekil değiştirmede beton çekirdekte oluşan kayma gerilmeleri sonucu göçer. Böylelikle İnce cidarlı CFT kolonlarda çekirdekte 3 eksenli sargı kuvvetleri etkisi oluşturulacak birim kısalmaya ulaşılmadan sistem göçmüş

olur.

İnce cidarlı CFT kolonlarda yerel burkulmalar içi boş kutu kesitlerin aksine kesitin dışına doğru olduğundan yerel burkulma dayanımı boş kutuya nazaran daha yüksek olur. Yani beton çelik cidara mesnetlik yaparak ve burkulma yüzeyini genişleterek burkulma moduna katkıda bulunarak burkulmayı zorlaştırır (Şekil 1.7). Bununla beraber cidar dışa doğru burkulurken kesitin atalet yarıçapı, atalet momenti de artarak kesitin nihai dayanımına katkıda bulunur.



S1,S2: İçi boş çelik kutu örnekleri

S3,S4: Beton dolgulu çelik kutu örnekleri

Şekil 1.7 Sol köşedeki resim örnek bir İnce cidarlı CFT kolonun göçme anını ve içi dolu ve boş ince cidarlı çelik tüpler için karşılaştırmalı yük deformasyon ilişkisi.

1.6.4 Narin Kolonlar

Narin kolonları göçme mekanizmasına göre iki guruba ayırabiliriz.

1.6.4.1 Yarı narin kolonlar

Tam narin kolonlar ile kısa kolonlar arasında bir geçiş formu olan yarı narin kolonlar kısa ve tam narin kolonların her iki davranışı da bünyesinde bulundundur. Bu tür kolonlar narin kolonlar gibi burkularak taşıma gücüne ulaşırlar fakat burkulma meydana gelmeden önce kesitte akmalar ve betonda parçalanmalar meydana gelir. Bu yerel burkulmalar ve

çekirdekdeki parçalanmalar kesitin rijitliğini düşürerek elemanın bütün olarak burkulmasına sebep olur.

1.6.4.2 Tam narin kolonlar

Tam narin kolonlar büyük (L/H) narinlik oranına sahip kolonlardır. Tam narin kolonlar (L/H) oranlarının büyük olması sebebiyle kesitlerinde ciddi bir akma olmadan elastik olarak burkulurlar.

Araştırmacı Tsuda 1996 yılında Eksenel olarak yüklenmiş narin kolonlar üzerinde yaptığı testlerde (L/H) oranı 18 den büyük olan narinlikteki elemanlarda tam narin kolonlar gibi taşıma kapasitelerine ulaştıklarını gözlemlemiştir.

1.7 Eksenel Yük Ve Moment Etkisindeki CFT Elemanlar

Eksenel yük ve moment etkisindeki CFT kolonların davranışını ve göçme mekanizmasını etkileyen H/t , P/P_o , L/H parametrelerinin davranışa etkileri aşağıda açıklanmaktadır.

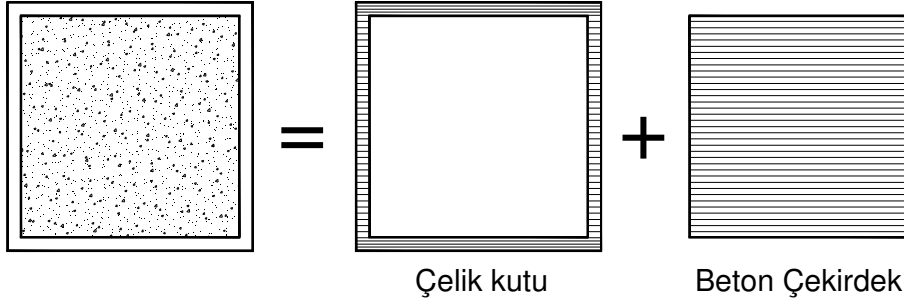
D/t oranını yerel burkulmaları ve kesitin sünekliğini kontrol eden parametre olarak adlandırabiliriz. Büyük H/t ($H/t > 50$) oranı kesitin akma dayanımına ulaşmadan yerel burkulmalar ile göçmesine neden olur. Ufak H/t oranları ($H/t < 24 \sim 34$) kesitin sünekliğini artırarak göçme oluşumunu geciktirir. Araştırmacılar (Tomi, Sakino 1979) $H/t > 44$ oranından itibaren kesitin sünekliğinde ciddi azalmalar meydana geldiğini fakat H/t oranının büyümesinin sadece büyük eksenel yükler altında kesitin taşıma kapasitesinin düşmesinde etkili olduğunu belirtmişler.

P/P_o oranının etkisi; moment-normal kuvvet karşılıklı etkileşim diyagramından da görüleceği üzere kesit üzerindeki eksenel yükün artması, kompozit çalışmanın etkisiyle moment kapasitesinde bir miktar artışa neden olsa da P/P_o oranının artması ile moment kapasitesinde hızlı düşüş meydana gelmektedir. Göreli olarak büyük P/P_o oranı kesitin ani olarak göçmesine neden olur. Bunun için standartlarda P/P_o oranına bir kısıtlama getirilmiştir. EN94 şartnamesi $P/P_o < 0,3$ şartının sağlanmasını öngörmektedir.

L/D oranı CFT elemanın performansını etkileyen önemli bir parametredir. Narinlik olarak da adlandırılan L/D oranı elemanın eksenel yük kapasitesini düşürür. Farklı L/H oranları için farklı etkileşim diyagramları çizilmektedir.

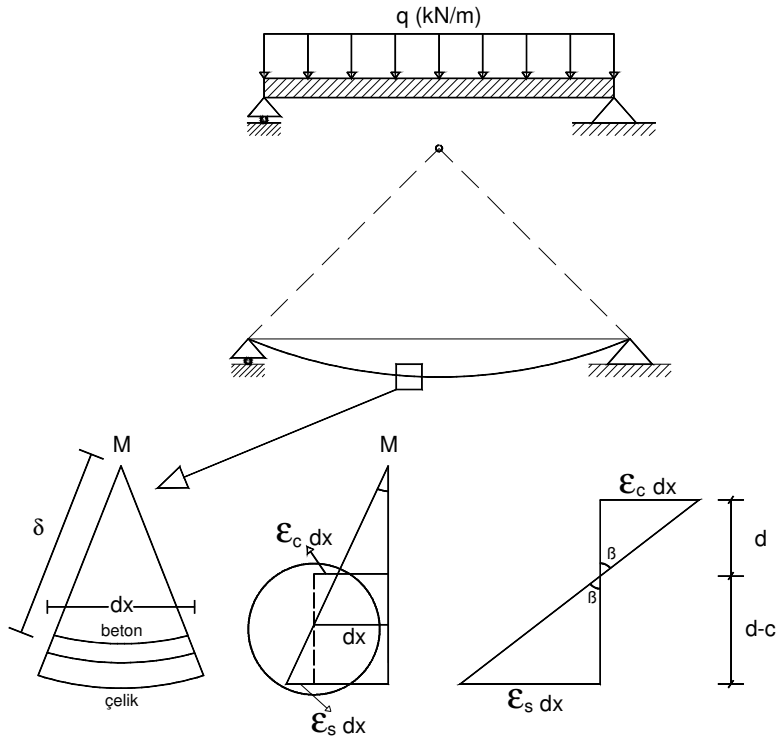
1.8 Moment Eğrilik Programı (MEP)

Programın Amacı: Fiber analiz metodunu kullanarak kesit ve malzeme bilgileri verilen dolu kutu kompozit kutu kesitlerin tek doğrultulu moment eğrilik diyagramını elde etmek.



Şekil 1.8 Fiber analiz metodu gereği enkesitin parçalara ayrılması.

Program kesiti beton ve çelik eleman olarak iki parça halinde fiber analize uygun ve yeterli sayıda parçalara böler (Şekil 1.8). Fiber analiz metodunda her parça kendi konum, şekil değiştirme ve malzeme özelliklerine göre diğer parçalardan bağımsız olarak hesaplanıp sonuçlar uygun biçimde süperpoze edilip herhangi bir şekil değiştirme durumundaki normal kuvvet ve moment değerleri elde edilir (Şekil 1.9).



Şekil 1.9 Moment eğrilik ilişkisi.

$$\frac{dx}{\delta} = \frac{\epsilon_c dx}{c} = \frac{\epsilon_s dx}{d-c} \quad (1.2)$$

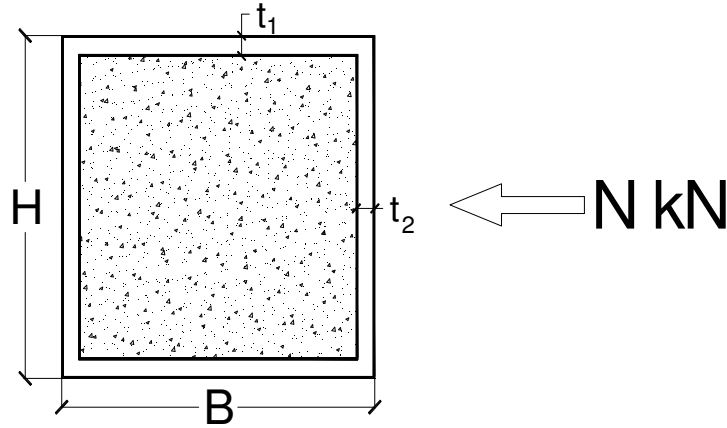
$$\frac{1}{\delta} = \frac{\epsilon_{cu}}{c} = \frac{\epsilon_s}{d-c} \quad (1.3)$$

$$\frac{1}{\delta} = \theta \text{ (eğrilik)} \quad (1.4)$$

1.8.1 Programın çalışma mekanizması:

1.8.1.1 Data girişi.(Malzeme ve Kesit Bilgileri)

Moment eğrilik ilişkisi belirlenecek olan kesitin geometrik, malzeme özelliklerinin ve başlangıç eksenel kuvvetinin programa veri olarak girişi yapılır(Şekil 1.10).



Şekil 1.10 Programda tanımlanan CFT enkesiti.

H(cm) :Kesit Yüksekliği

B(cm) :Kesit Genişliği

t₁ (cm) :Cidar kalınlığı

t₂ (cm) :Cidar Kalınlığı

F_c (kN/cm²) :Beton Dayanımı

F_s (kN/cm²) :Çelik Dayanımı

E_c (kN/cm²) :Betonun Elastisite Modülü

E_s (kN/cm²) :Çeligin Elastisite Modülü

N(kN) :Etki Eden Eksenel Kuvvet

Programda tanımlanan kesitin geometrik ve malzeme özellikleri

1.8.1.2 Malzeme ve kesit bilgilerine göre malzeme modellerinin şekillendirilmesi.

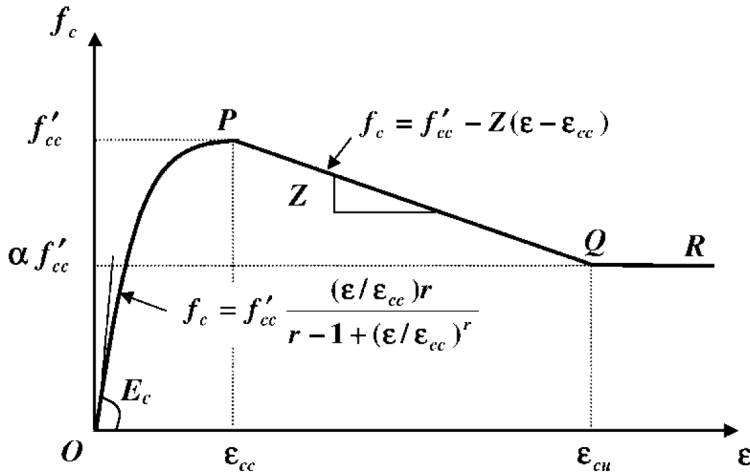
Hesaplamalar sırasında kullanılacak malzeme modelleri kesitin geometrik özelliklerine göre şekil değiştirmektedir. Örneğin kullanılan beton modeli kesitin H/t oranına göre iki farklı modelle tanımlanmaktadır. Bu nedenle malzeme modellerinin sabitlerinin önceden belirlenerek hesaplamalara başlanmalıdır.

a) Beton Malzemesi

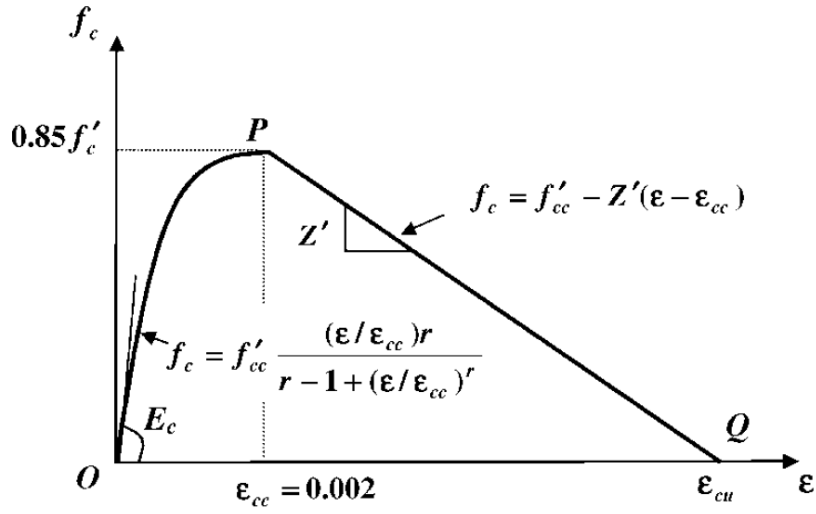
Dolu kuttu kompozit kesitlerin beton modeli olarak K. A. S. Susantha, Hanbin Ge and Tsutomu Usami'nin Cyclic analysis and capacity prediction of concrete-filled steel box columns adlı makalesinde bahsi geçen beton modeli kullanılmıştır. Model görel olarak kalın cidarlı beton dolgulu kompozit kutuların için sargı etkisini göz önünde bulundurarak tek eksenli gerilme şekil değiştirme ilişkisini ifade etmektedir. Model "R" mukayese katsayısına göre iki farklı şekil almaktadır. (Şekil 1.11), (Şekil 1.2)

$$R = \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{12(1 - \nu^2)}{4\pi^2}} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} \quad (1.5)$$

Not: Burada bahsi geçen "R" mukayese katsayısı sadece beton modelinin ifadesinde yer alıp yapı davranış katsayısı olan "R" katsayısıyla ilişkisi yoktur.



Şekil 1.11 $R < 0,85$ için betonun gerilme şekil değiştirme grafiği.



Şekil 1.12 $R > 0,85$ için betonun gerilme şekil değiştirme grafiği.

$$f'_{cc} = 0.85 f'_c + 4.0 f_{rp}^* \quad (1.6)$$

$$f_{rp}^* = -6.5R \frac{f_c'^{1.46}}{f_y} + 0.12 f_c'^{1.03} \quad (1.7)$$

f'_c : Sargısız Beton Dayanımı(MPa)

f_{rp}^* : Sargı etkisiyle beton çekirdekde oluşan ortalama enbüyük yatay basınç

$$f_c = f'_{cc} \frac{(\epsilon / \epsilon_{cc})^r}{r - 1 + (\epsilon / \epsilon_{cc})^r} \quad (1.8)$$

$$r = \frac{E_c}{(E_c - f'_{cc} / \epsilon_{cc})} \quad (1.9)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_c [1 + 5(f'_{cc} / f'_c - 1)] \quad (1.10)$$

$$f_c = f'_{cc} - Z(\epsilon - \epsilon_{cc}) \quad (\epsilon \leq \epsilon_{cu}) \quad (1.11)$$

$$Z = 23400R(f'_c / f'_y) - 91.26 \geq 0 \text{ (MPa)} \quad (R < 0.85) \quad (1.12)$$

$$Z' = 19890R(f'_c / f'_y) - 91.26 \geq 0 \text{ (MPa)} \quad (R \geq 0.85) \quad (1.13)$$

$$\epsilon_{cu} = 14.5[R(f'_c / f'_y)]^2 - 2.4R(f'_c / f'_y) + 0.116 \quad (0.018 \leq \epsilon_{cu} \leq 0.04) \quad (1.14)$$

ϵ_{cu} 'nun manasız değerlere ulaşmasını önlemek için (1.15) formülü ile sınırlandırılmıştır.

$$\epsilon_{cu} \leq (\epsilon_{cc} + f'_{cc} / Z) \quad (1.15)$$

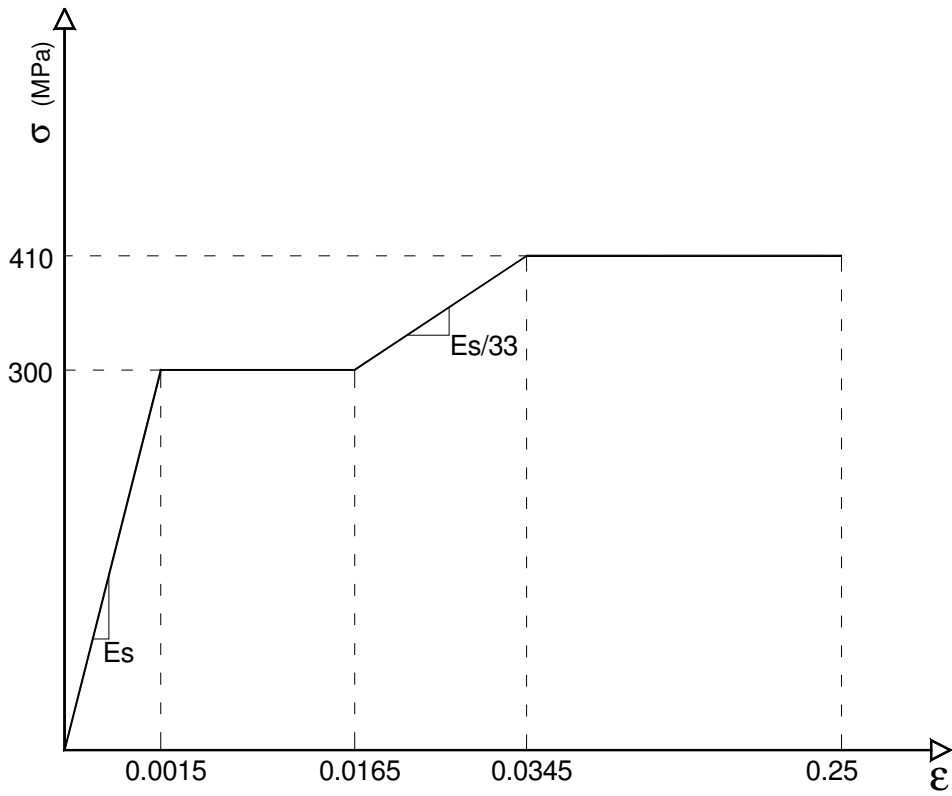
Beton modeline bağlı kesitin göçme kriteri ise ϵ_{uc} (1.16) şekil değiştirmesiyle sınırlandırılır.

$$\epsilon_{uc} = \epsilon_{cc} + \frac{0.2f'_{cc}}{Z} \leq 0.011 \quad (1.16)$$

ϵ_{uc} değerinin aşırı yüksek değerler çıkmasını önlemek için ve kutu kesitli beton dolgulu çelik tüpler ile yapılan deney sonuçları da dikkate alınarak 0.011 üst sınırı değeri ile sınırlandırılmıştır.

b) Çelik Malzemesi

Programda kullanılan çelik malzeme modeli aşağıda verilen grafik ile özetlenebilir. Çekme gerilmeleri altında kesitte pekleşme olmasına izin verilmektedir fakat kesit deki çelik cidar narin olmasından dolayı basınç gerilmeleri altında burkularak nihayi dayanımına erken varacaktır. Bu sebepten manasız sonuçların elde etmemek için basınç gerilmeleri altında pekleşmenin olmasına izin verilmemektedir.



Şekil 1.13 Çelik elemanın kabul edilen gerilme şekil değiştirme grafiği.

$E_s: 200000 \text{ MPa}$

$$0 < \epsilon_s < 0.0015 \Rightarrow \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \text{ MPa} \quad (1.17)$$

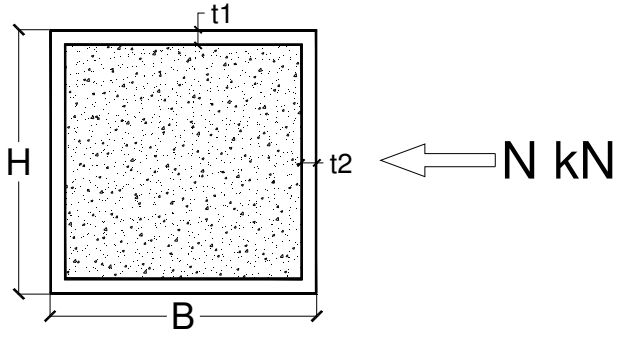
$$0.0015 < \epsilon_s < 0.0165 \Rightarrow \sigma_s = 300 \text{ MPa} \quad (1.18)$$

$$0.0165 < \epsilon_s < 0.0345 \Rightarrow \sigma_s = 300 + [(\epsilon_s - 0.0165) \cdot E_s / 33] \text{ MPa} \quad (1.19)$$

$$0.0315 < \epsilon_s < 0.25 \Rightarrow \sigma_s = 410 \text{ MPa} \quad (1.20)$$

1.8.1.3 Eksenel yük altında şekil değiştirmelerin hesaplanması.

Program kesite etki eden normal kuvveti başlangıç koşullarından kabul ettiği için hesaplara normal kuvvet ile başlar, eksenel yükü çelik ve beton eleman arasında elastisite modülleri arasındaki orana göre dağıtarak normal kuvvetten meydana gelen gerilme ve şekil değiştirmeleri doğrusal olmayan hesap yöntemlerine uygun biçimde hesaplar.

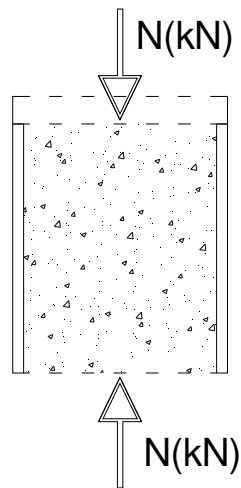


Şekil 1.14 Programda tanımlanan CFT enkesiti.

$$A_c = (H - 2t_1) * (B - 2t_2) \quad (1.21)$$

$$A_s = H * B - (A_c) \quad (1.22)$$

Malzemelerin doğrusal olmayan davranışını göz önünde bulundurmak için yük kesite küçük parçalara bölünerek azar azar artırılarak etki ettirilerek “ $\epsilon_s(N)$ ” nihai şekil değiştirme hesaplanır.



Şekil 1.15 Eksenel yük altında CFT kolonda oluşan şekil değiştirme.

$$P_c = \frac{E_c \cdot A_c}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s} \cdot N \quad (1.23)$$

$$P_s = N - P_c \quad f_c = P_c / A_c \quad (1.24)$$

$$df_c = \frac{f_c}{10^5} \quad (1.25)$$

df_c : Ufak yük artımı

$\epsilon_s(N)$: Sadece normal kuvvetin kesitte meydana getirdiği şekil değiştirme.

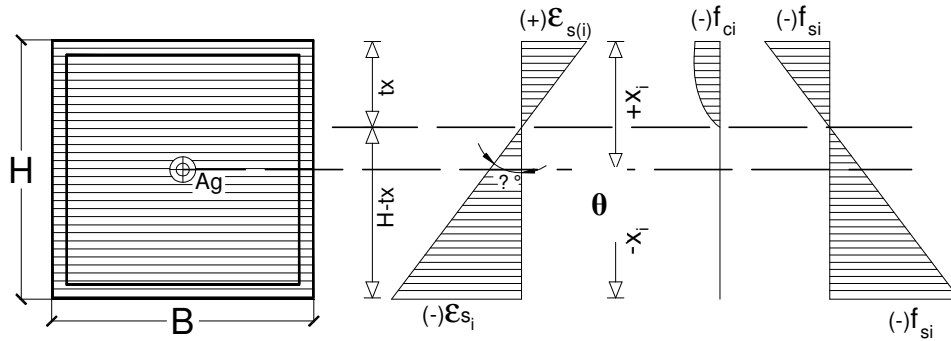
1.8.1.4 Moment ve karşılık gelen eğrilik değerlerinin hesaplanması.

Moment eğrilik diyagramının elde etmek için şekil değiştirme veya kuvvet(moment) değerlerinden birinin değişken olarak kullanılarak diğer değer elde edilmesi gerekmektedir.

$$f(\varphi, tx) = M \quad (1.26)$$

$$f(M) = \varphi, tx \quad (1.27)$$

φ, tx değerlerinin ilk iterasyonda değişken olarak kullanılması işlem süresini ciddi artıracaktır. Bu nedenle iterasyona moment artımı ile başlamak uygun görüldü, fakat ilk adımdan sonra yani ilk M- φ değerini elde ettikten sonra kontrolü ve işlem adımları daha kolay olan φ, tx artımları ile iterasyona devam edilerek M- φ diyagramı elde edildi.



Şekil 1.16 CFT kolonun eğilme altında şekil değiştirmesi ve enkesitte oluşan gerilmeler.

Hesap Adımları

1.Kısım

- 1) ilk adımda moment tek bir moment değeri için şekil değiştirme değeri araştırılacak

$$N=N'(\text{Eksenel Yük Olarak Girilen Değer})$$

$$M=100\text{kN.cm} \rightarrow \theta=?, tx=?$$

- 2) Başlangıç iterasyonun için artım değerlerinin belirlenmesi

$$tx=1\text{cm} \quad \theta=\frac{1}{10^8}\text{rad}$$

$$dtx=0.1\text{cm} \quad d\theta=\frac{1}{10^8}\text{rad}$$

tx: Basınç bloğu derinliği.

dtx: iterasyon için küçük “tx” artımı değeri.

θ : Kestin dönme açısı.

d θ : iterasyon için küçük “ θ ” artımı değeri.

- 3) İterasyon sonucu belirlenen şekil değiştirme değerlerine göre kesitte meydana gelen iç gerilmelerin hesaplanması(Şekil 1.16).

$$\epsilon_{s(i)}(\theta, tx) = x_i \cdot \tan(\theta) + (Ag - tx) \cdot \tan(\theta) \quad (i:1...n)$$

$$Ps_i(\epsilon_{s(i)}) = \dots\dots(i. \text{ çelik elemanda meydana iç kuvvet}) \quad (i:1...n)$$

$$Pc_i(\epsilon_{s(i)}) = \dots\dots(i. \text{ beton elemanda meydana gelen iç kuvvet}) \quad (i:1...n)$$

- 4) Elde edilen iç kuvvetlerin süperpoze edilerek kesite ait moment değerinin elde edilmesi.

$$M_1 = \int_1^n Ps_i(\epsilon_{s(i)}) \cdot (x_i) dx + \int_1^n Pc_i(\epsilon_{s(i)}) \cdot (x_i) dx \quad (1.28)$$

- 5) İterasyon ile elde edilen moment değeri hedef moment değeri ile karşılaştırılır. Eğer

yeterli yaklaşıklıkla sonuçlar birbirine yakın ise hedef normal kuvvet değerine ulaşıp ulaşılmadığı kontrol edilmek üzere 7. Adıma geçilir.

$M \approx M_1 \Rightarrow 7.$ Adım a geç.

6)

$M - M_1 > 0 \Rightarrow \theta_{n+1} = \theta_n + d\theta \rightarrow 3.$ Adım a geri dön.

$M - M_1 < 0 \Rightarrow \theta_{n+1} = \theta_{n-1} + \frac{d\theta}{2} \rightarrow 3.$ Adım a geri dön.

7) Elde edilen iç kuvvetlerin süperpoze edilerek kesite ait eksenel kuvvet değerinin elde edilmesi.

$$N_1 = \int_1^n P s_i(\epsilon_{s(i)}) dx + \int_1^n P c_i(\epsilon_{s(i)}) dx \quad (1.29)$$

8) İterasyon ile elde edilen normal kuvvet değeri hedef normal kuvvet değeri ile karşılaştırılır. Eğer sonuçlar birbirine yeterince yakın ise nihai şekil değiştirme değerleri kaydedilerek M-φ diyagramının ilk değeri elde edilmiş olur.

$$N \cong N_1 \Rightarrow M_1 = 100 \text{ kN.cm}, \theta_1 = \theta, tx_1 = tx$$

9)

$$N_1 > N \Rightarrow tx = tx - dtx$$

$$dtx = \frac{dtx}{2}$$

$$tx = tx + dtx \rightarrow 3.$$
Adıma dön

$$N_1 < N \Rightarrow tx = tx - dtx$$

$$dtx = \frac{dtx}{2}$$

$$tx = tx + dtx \rightarrow 3.$$
Adıma dön

2.Kısım

1) Başlangıç iterasyonun için artım değerlerinin belirlenmesi

$$dtx=0.1\text{cm} ; d\theta=\frac{1}{10^{12}}\text{rad}$$

$$tx=tx_1 + dtx ; \theta=\theta_1 + d\theta$$

2) İterasyon sonucu belirlenen şekil değiştirme değerlerine göre kesitte meydana gelen iç gerilmelerin hesaplanması.

$$\epsilon_{s(i)}(\theta, tx) = x_i \cdot \tan(\theta) + (Ag - tx) \cdot \tan(\theta) \quad (i:1...n)$$

$$Ps_i(\epsilon_{s(i)}) = \dots\dots(i. \text{ çelik elemanda meydana iç kuvvet}) \quad (i:1...n)$$

$$Pc_i(\epsilon_{s(i)}) = \dots\dots(i. \text{ beton elemanda meydana gelen iç kuvvet}) \quad (i:1...n)$$

3) Elde edilen iç kuvvetlerin süperpoze edilerek kesite ait moment değerinin elde edilmesi.

$$M_1 = \int_1^n Ps_i(\epsilon_{s(i)}) \cdot (x_i) dx + \int_1^n Pc_i(\epsilon_{s(i)}) \cdot (x_i) dx \quad (1.30)$$

4) İterasyon ile elde edilen moment değeri hedef moment değeri ile karşılaştırılır. Eğer yeterli yaklaşıklıkla sonuçlar birbirine yakın ise hedef normal kuvvet değerine ulaşıp ulaşılmadığı kontrol edilmek üzere 6. Adıma geçilir.

$$M \approx M_1 \Rightarrow 6.\text{Adım a geç.}$$

5)

$$M_{1(i)} - M_{1(i-1)} > 100kN.cm \Rightarrow d\theta = \frac{d\theta}{2} \rightarrow 2.\text{Adım a geri dön.}$$

$$M_{1(i)} - M_{1(i-1)} < 10kN.cm \Rightarrow d\theta = 2 \cdot d\theta \rightarrow 2.\text{Adım a geri dön.}$$

6) Elde edilen iç kuvvetlerin süperpoze edilerek kesite ait eksenel kuvvet değerinin elde

edilmesi.

$$N_1 = \int_1^n P s_i(\epsilon_{s(i)}) dx + \int_1^n P c_i(\epsilon_{s(i)}) dx \quad (1.31)$$

7) İterasyon ile elde edilen normal kuvvet değeri hedef normal kuvvet değeri ile karşılaştırılır. Eğer sonuçlar birbirine yeterince yakın ise nihai şekil değiştirme değerleri kaydedilerek M-φ diyagramının ilk değeri elde edilmiş olur.

$$N \cong N_1 \Rightarrow M_i = M_1 ; \theta_i = \theta ; tx_i = tx$$

8)

$$N_1 > N \Rightarrow tx = tx - dtx$$

$$dtx = \frac{dtx}{2}$$

$$tx = tx + dtx \rightarrow 2. \text{Adıma dön}$$

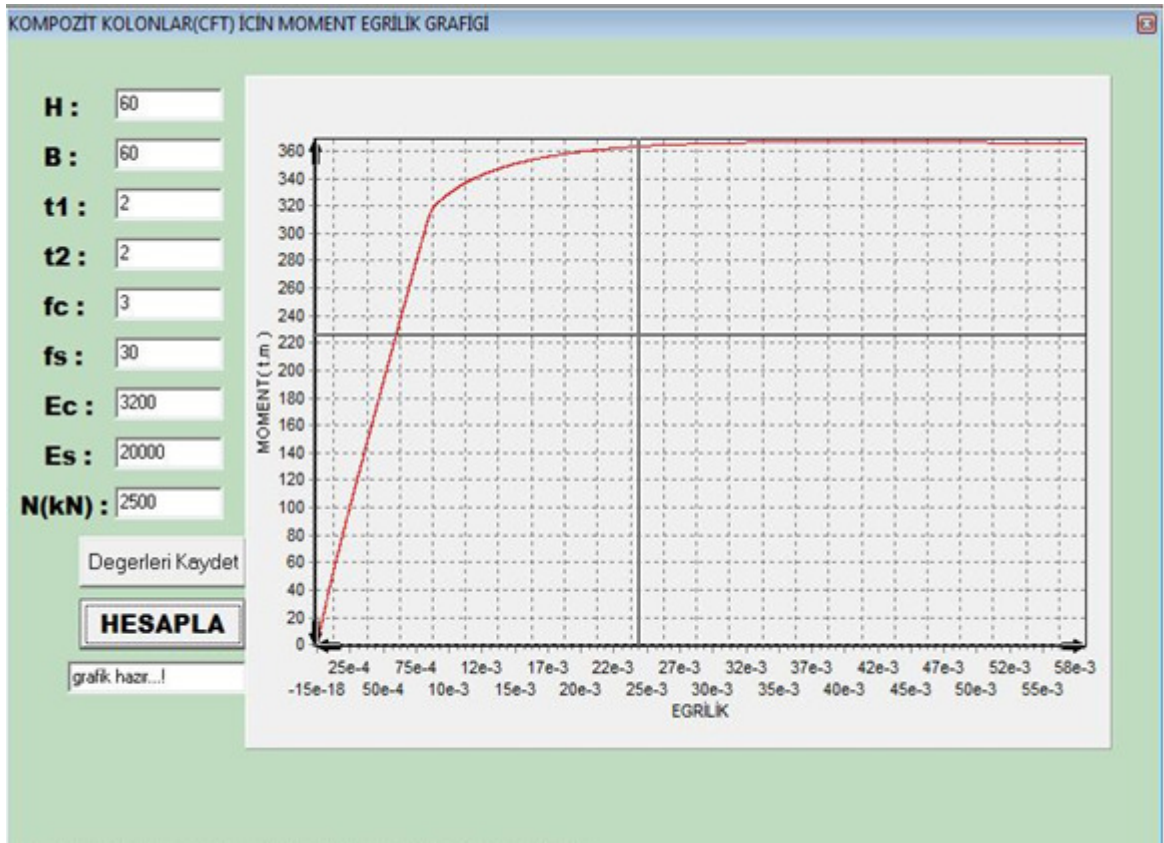
$$N_1 < N \Rightarrow tx = tx - dtx$$

$$dtx = \frac{dtx}{2}$$

$$tx = tx + dtx \rightarrow 2. \text{Adıma dön}$$

Hesap çıktılarının ve moment-eğrilik grafiğinin oluşturulması.

Hesaplamalar sonucu elde edilen M_i - ϕ_i değerleri uygun biçimde birleştirilerek M-φ diyagramı elde edildi (Şekil 1.17).



Şekil 1.17 Hazırlanılan programın grafik ekranı.

1.8.2 Program Sonuçları

Aşağıda moment eğrilik değerleri farklı kesitler için hesaplanarak tablolar halinde sunulmuştur.

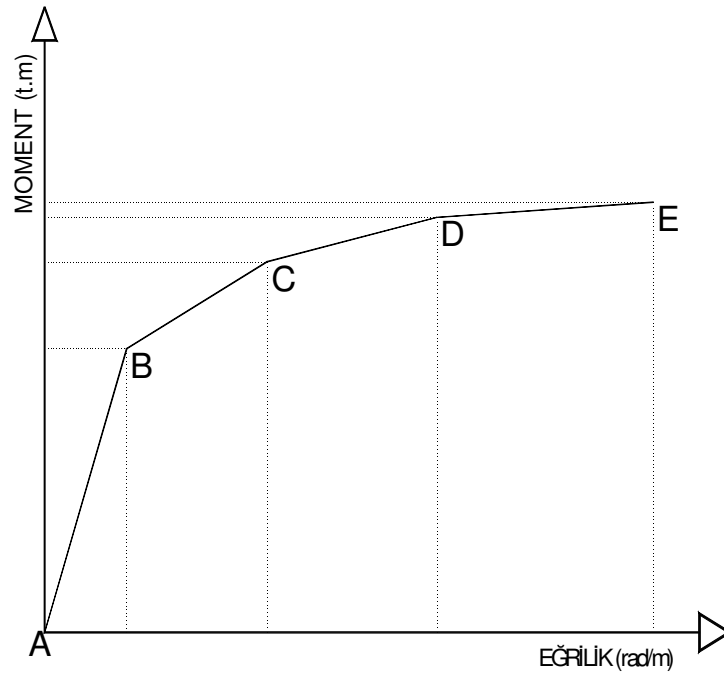
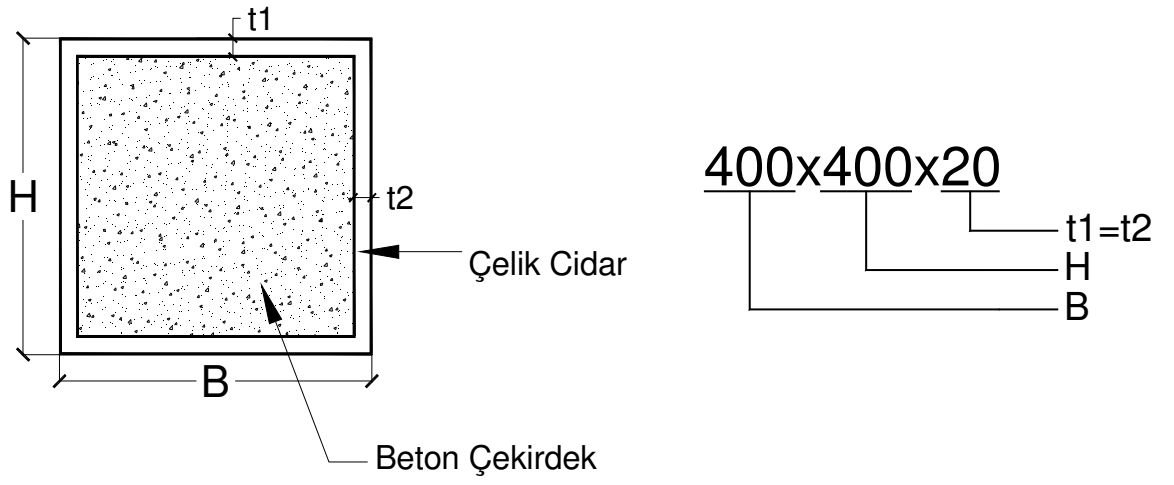
Tablolarda “M” Moment değerleri (t.m) ile Eğrilikler ise (m/rad) birimleri ile ifade edilmektedir.

H(mm): kesit yüksekliği.

B(mm): kesit genişliği.

t(mm): cidar kalınlığı.

1.8.3 Tabloların adlandırılması



Şekil 1.18 Hesap çıktılarının adlandırılması.

Çizelge 1.1 250x250x10 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	2880	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	230	4.40E-02	260	5.70E-02	300	1.83E-01	300	4.00E-01
3	-196	Çekme	240	4.60E-02	260	5.30E-02	300	1.70E-01	300	4.00E-01
4	-392	DENGE	260	4.80E-02	260	4.80E-02	300	1.50E-01	300	4.00E-01
5	-1837	Basınç	170	2.90E-02	270	8.40E-02	270	9.10E-02	270	2.20E-01
6	-3281	Basınç	72	1.30E-02	150	6.20E-02	150	1.75E-01		
7	-4726	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.2 250x250x12 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	3427	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	270	4.40E-02	300	5.60E-02	340	2.03E-01	340	4.50E-01
3	-186	Çekme	280	4.60E-02	300	5.20E-02	340	1.85E-01	340	4.50E-01
4	-373	DENGE	290	4.80E-02	290	4.80E-02	350	1.65E-01	350	4.50E-01
5	-2004	Basınç	200	3.00E-02	310	9.24E-02	310	9.24E-02	310	2.70E-01
6	-3636	Basınç	83	1.30E-02	160	7.00E-02	170	2.10E-01	0	0
7	-5267	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.3 300x300x8 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	2803	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	270	2.90E-02	330	4.60E-02	350	1.00E-01	360	3.00E-01
3	-314	Çekme	300	3.10E-02	330	3.90E-02	370	8.20E-02	370	2.20E-01
4	-629	DENGE	330	3.30E-02	330	3.30E-02	370	7.00E-02	380	2.00E-01
5	-2206	Basınç	230	2.00E-02	320	4.10E-02	350	6.20E-02	350	1.00E-01
6	-3783	Basınç	100	1.00E-02	170	2.70E-02	180	7.50E-02	0	0
7	-5360	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.4 300x300x10 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	3480	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	330	2.90E-02	390	4.30E-02	430	1.20E-01	430	2.70E-01
3	-297	Çekme	360	3.10E-02	390	3.80E-02	440	1.00E-01	450	2.10E-01
4	-593	DENGE	380	3.30E-02	380	3.30E-02	450	8.90E-02	460	2.40E-01
5	-2435	Basınç	260	2.00E-02	390	5.10E-02	420	6.30E-02	420	1.30E-01
6	-4276	Basınç	110	1.00E-02	220	3.80E-02	220	1.00E-01	0	0
7	-6118	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.5 300x300x12 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	4147	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	390	3.00E-02	450	4.10E-02	500	1.30E-01	510	2.87E-01
3	-282	Çekme	410	3.20E-02	450	3.70E-02	510	1.20E-01	520	3.20E-01
4	-564	DENGE	440	3.30E-02	440	3.30E-02	520	1.00E-01	530	3.00E-01
5	-2645	Basınç	290	2.00E-02	470	6.40E-02	460	5.80E-02	490	1.60E-01
6	-4725	Basınç	126	9.10E-03	250	4.30E-02	260	1.20E-01	0	0
7	-6806	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.6 300x300x15 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	5130	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	470	3.10E-02	530	3.90E-02	610	1.40E-01	610	3.10E-01
3	-265	Çekme	490	3.20E-02	530	3.60E-02	610	1.30E-01	620	3.00E-01
4	-530	DENGE	520	3.30E-02	520	3.30E-02	620	1.30E-01	630	3.30E-01
5	-2943	Basınç	340	2.00E-02	550	6.40E-02	560	6.50E-02	570	2.00E-01
6	-5356	Basınç	150	9.00E-03	300	4.90E-02	300	1.50E-01	0	0
7	-7769	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.7 350x350x8 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	3283	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	380	2.10E-02	460	3.50E-02	460	5.40E-02	460	1.50E-01
3	-382	Çekme	410	2.20E-02	460	2.90E-02	500	4.40E-02	500	1.25E-01
4	-764	DENGE	450	2.50E-02	450	2.50E-02	500	3.70E-02	500	1.07E-01
5	-2552	Basınç	320	1.51E-02	400	2.30E-02	480	4.50E-02	500	6.15E-02
6	-4340	Basınç	160	8.00E-03	210	1.45E-02	280	4.60E-02	0	0
7	-6128	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.8 350x350x10 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	4080	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	460	2.13E-02	550	3.33E-02	600	7.85E-02	600	2.00E-01
3	-420	Çekme	500	2.28E-02	550	2.80E-02	600	6.50E-02	600	1.70E-01
4	-840	DENGE	550	2.50E-02	550	2.50E-02	630	5.60E-02	630	1.50E-01
5	-3094	Basınç	380	1.50E-02	540	3.30E-02	600	4.60E-02	600	8.00E-02
6	-5348	Basınç	170	7.00E-03	300	2.30E-02	300	6.00E-02	0	0
7	-7602	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.9 350x350x14 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	5645	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	620	2.20E-02	720	3.00E-02	800	9.70E-02	800	2.00E-01
3	-384	Çekme	650	2.30E-02	720	2.70E-02	820	8.50E-02	820	2.15E-01
4	-768	DENGE	700	2.45E-02	700	2.45E-02	830	7.65E-02	830	2.00E-01
5	-3600	Basınç	460	1.50E-02	730	4.30E-02	750	4.70E-02	770	1.17E-01
6	-6432	Basınç	200	6.70E-03	400	3.15E-02	400	8.90E-02	0	0
7	-9263	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.10 350x350x18 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	7171	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	770	2.26E-02	870	2.82E-02	1000	1.05E-01	1000	2.10E-01
3	-357	Çekme	800	2.35E-02	870	2.60E-02	1000	9.50E-02	1000	2.18E-01
4	-715	DENGE	840	2.45E-02	840	2.45E-02	1020	8.75E-02	1020	2.30E-01
5	-4063	Basınç	550	1.50E-02	900	4.75E-02	900	4.90E-02	900	1.50E-01
6	-7411	Basınç	240	6.73E-03	500	3.70E-02	500	1.15E-01	0	0
7	-10759	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.11 400x400x12 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	5587	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	720	1.63E-02	850	2.51E-02	930	6.25E-02	930	1.50E-01
3	-541	Çekme	780	1.75E-02	860	2.15E-02	930	5.25E-02	960	1.40E-01
4	-1082	DENGE	850	1.90E-02	850	1.90E-02	980	4.50E-02	1000	1.20E-01
5	-4128	Basınç	570	1.13E-02	850	2.62E-02	920	3.50E-02	920	6.50E-02
6	-7174	Basınç	260	5.37E-03	460	1.85E-02	460	4.90E-02	0	0
7	-10220	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.12 400x400x15 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	6930	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	870	1.68E-02	1020	2.35E-02	1130	7.20E-02	1130	1.67E-01
3	-511	Çekme	940	1.80E-02	1020	2.10E-02	1150	6.30E-02	1170	1.63E-01
4	-1021	DENGE	1000	1.90E-02	1000	1.90E-02	1180	5.60E-02	1180	1.55E-01
5	-4565	Basınç	660	1.14E-02	1040	3.15E-02	1080	3.55E-02	1100	8.30E-02
6	-8109	Basınç	280	5.15E-03	560	2.31E-02	570	6.40E-02	0	0
7	-11653	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.13 400x400x20 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	9120	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	1120	1.72E-02	1270	2.20E-02	1440	8.02E-02	1440	1.67E-01
3	-471	Çekme	1180	1.80E-02	1270	2.00E-02	1460	7.22E-02	1460	1.60E-01
4	-942	DENGE	1230	1.87E-02	1230	1.87E-02	1480	6.60E-02	1480	1.76E-01
5	-5232	Basınç	800	1.15E-02	1310	3.64E-02	1310	3.67E-02	1360	1.13E-01
6	-9522	Basınç	350	5.15E-03	710	2.80E-02	710	8.50E-02	0	0
7	-13812	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.14 500x500x12 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	7027	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	1150	1.03E-02	1370	1.67E-02	1441	2.62E-02	1500	7.50E-02
3	-768	Çekme	1260	1.12E-02	1400	1.40E-02	1500	2.15E-02	1550	6.14E-02
4	-1536	DENGE	1370	7.42E-03	1370	7.42E-03	1520	1.80E-02	1600	5.25E-02
5	-5292	Basınç	960	3.88E-03	1180	1.12E-02	1470	2.24E-02	1500	2.95E-02
6	-9048	Basınç	480	3.90E-03	660	7.08E-03	850	2.26E-02	0	0
7	-12805	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.15 500x500x15 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	8730	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	1400	1.05E-02	1660	1.61E-02	1760	2.57E-02	1820	9.62E-02
3	-846	Çekme	1520	1.12E-02	1670	1.37E-02	1810	2.15E-02	1890	8.80E-02
4	-1693	DENGE	1640	1.97E-02	1640	1.97E-02	1910	2.90E-02	1940	7.60E-02
5	-6452	Basınç	1120	7.22E-03	1390	1.11E-02	179	2.23E-02	1800	4.13E-02
6	-11212	Basınç	500	3.42E-03	730	6.70E-03	940	3.14E-02	0	0
7	-15971	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.16 500x500x20 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

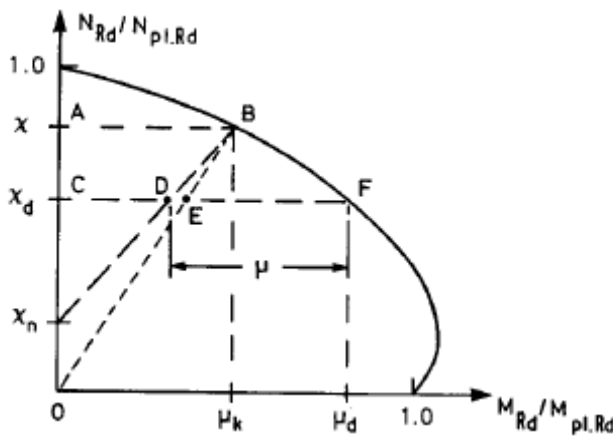
	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	11520	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	1800	1.08E-02	2080	1.47E-02	2240	2.40E-02	2350	1.06E-01
3	-784	Çekme	1920	1.09E-02	2080	1.31E-02	2270	2.09E-02	2390	1.06E-01
4	-1568	DENGE	2030	1.20E-02	2030	1.20E-02	2420	3.73E-02	2430	1.04E-01
5	-7347	Basınç	1340	7.26E-03	1700	1.12E-02	2200	2.28E-02	2250	5.70E-02
6	-13126	Basınç	580	3.28E-03	840	6.65E-03	1180	4.36E-02	0	0
7	-18905	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

Çizelge 1.17 500x500x25 CFT kolonun eksenel yüke bağlı moment eğrilik ilişkisi.

	Eksenel Yük(kN)	KIRILMA TÜRÜ	B		C		D		E	
			Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)		Moment(kN.m) / Eğrilik(rad/m)	
1	14250	Çekme	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	Çekme	2180	1.03E-02	2470	1.39E-02	2690	2.93E-02	2820	1.04E-01
3	-736	Çekme	2270	1.15E-02	2460	1.28E-02	2700	2.07E-02	2870	1.14E-01
4	-1472	DENGE	2300	1.11E-02	2400	1.20E-02	2710	1.88E-02	2900	1.17E-01
5	-8175	Basınç	1570	7.30E-03	2560	2.30E-02	2570	2.35E-02	2650	7.20E-02
6	-14878	Basınç	680	3.30E-03	980	6.73E-03	1400	5.50E-02	0	0
7	-21581	Basınç	0	0	0	0	0	0	0	0

2. CFT ELEMALARIN EC4 E GÖRE (M-N) ETKİLEŞİM DİYAĞRAMLARININ ELDE EDİLMESİ

Eksenel yük ve momentin birlikte etkisinde kalan elemanların tasarımını yapabilmek için karşılıklı etkileşim diyagramlarına ihtiyaç duyulur. Buna paralel olarak (CFT) kompozit kolonların tasarımında kullanmak üzere fiber analiz (MEP) programıyla elde edilen kesitlerin moment-eksenel yük ilişkileri EN1994 esas alınarak karşılıklı etkileşim diyagramına dönüştürülmüştür (Şekil 2.1). Aşağıda yapılan işlemler kısaca özetlenecektir.



Şekil 2.1 Karşılıklı Etkileşim diyagramı.

Kesitin Eksenel yük kapasitesi(2.1)

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_y + A_c \cdot f_{cd} \quad (2.1)$$

A_a : Çelik tüpün kesit alanı

f_y : Çeliğin akma dayanımı

A_c : Beton çekirdeğin kesit alanı

f_{cd} : Betonun akma dayanımı.

N_{cr} : Elastik kritik burkulma yükü

$$N_{cr} = \pi^2 (EI)_{eff} / (l_k^2) \quad (2.2)$$

Kritik burkulma yükünün hesabında kesitin efektif elastisite modülü kullanılmalıdır.

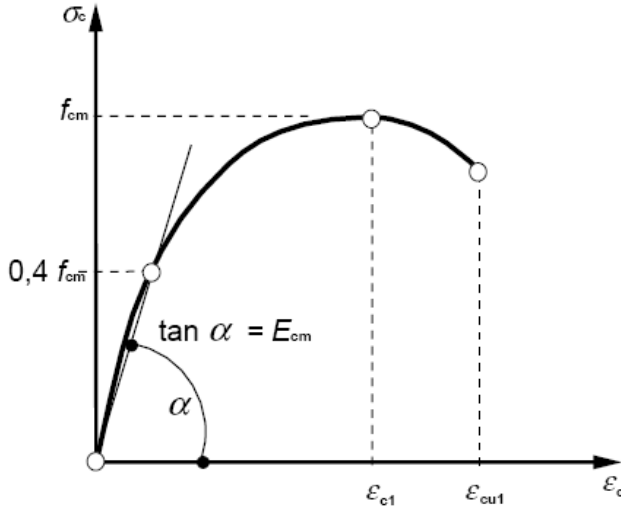
$$(EI)_{eff} = E_s \cdot I_s + 0,8 \cdot E_{cd} \cdot I_c \quad (2.3)$$

Elemanda oluşacak ikinci derece etkilerden dolayı betonda oluşabilecek çatlamların sebep olacağı rijitlik azalmaları dikkate almak için 0,8 azaltma katsayısı kullanılmıştır(EN1994)

E_s : Çeliğin Elastisite Modülü(Şekil 2.2).

$$E_{cd} = E_{cm} / 1,35 \quad (2.4)$$

1,35 değeri güvenlik faktörü olarak kullanılmıştır. Fakat bu katsayı farklı şartnamelerde değişse bile 1,35 değerinin kullanılması önerilmekte.

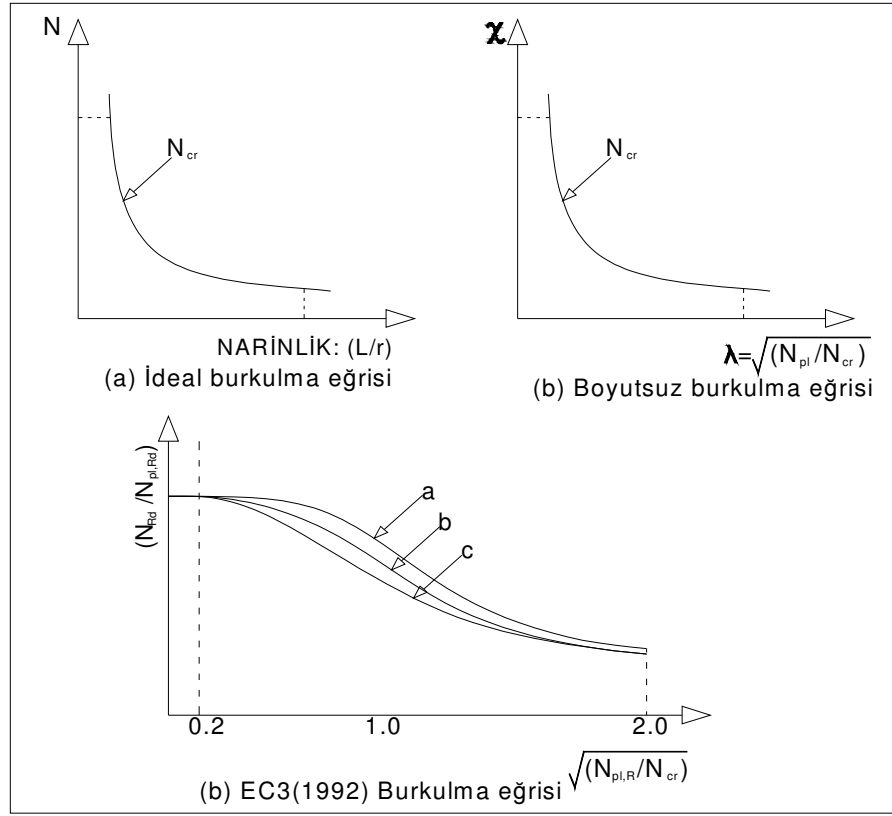


Şekil 2.2 Betonun sekant elastisite modülünün hesaplanması(E_{cm})(EN1992)

I_s : Çelik Cidarın ağırlık merkezine göre Atalet momenti

I_c : Beton Çekirdeğin Atalet Momenti

$$\lambda = \sqrt{N_{pl,Rd} / N_{cr}} \quad (2.5)$$

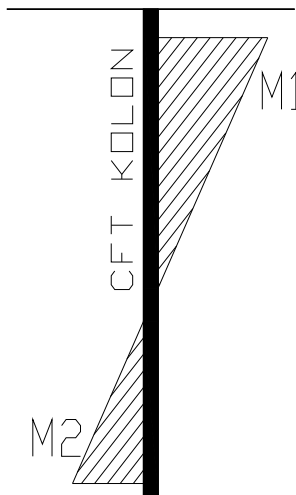


Şekil 2.3 Narinlik-Kritik burkulma yükü ilişkisini gösteren grafikler

$$\phi = 0,5 \times [1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] \quad (2.6)$$

$$\chi = 1/[\phi + \sqrt{(\phi^2 + \lambda^2)}] \leq 1,0 \quad \chi = N_{Rd} / N_{pl,Rd} \quad (2.7)$$

CFT elmanlar için $\alpha:0,21$ değeri alınırsa Şekil 2.3'deki "a" eğrisi elde edilmiş olur.



Çizelge 2.1 Burkulma eğrisi-(α) katsayısı ilişkisi

Burkulma Eğrisi	a	b	c
α	0,21	0,34	0,49

$$\chi_n = \chi \times \left[\frac{1 - |M2/M1|}{4} \right] \quad (2.8)$$

M2:mutlak değerce ufak olan uç moment değeri

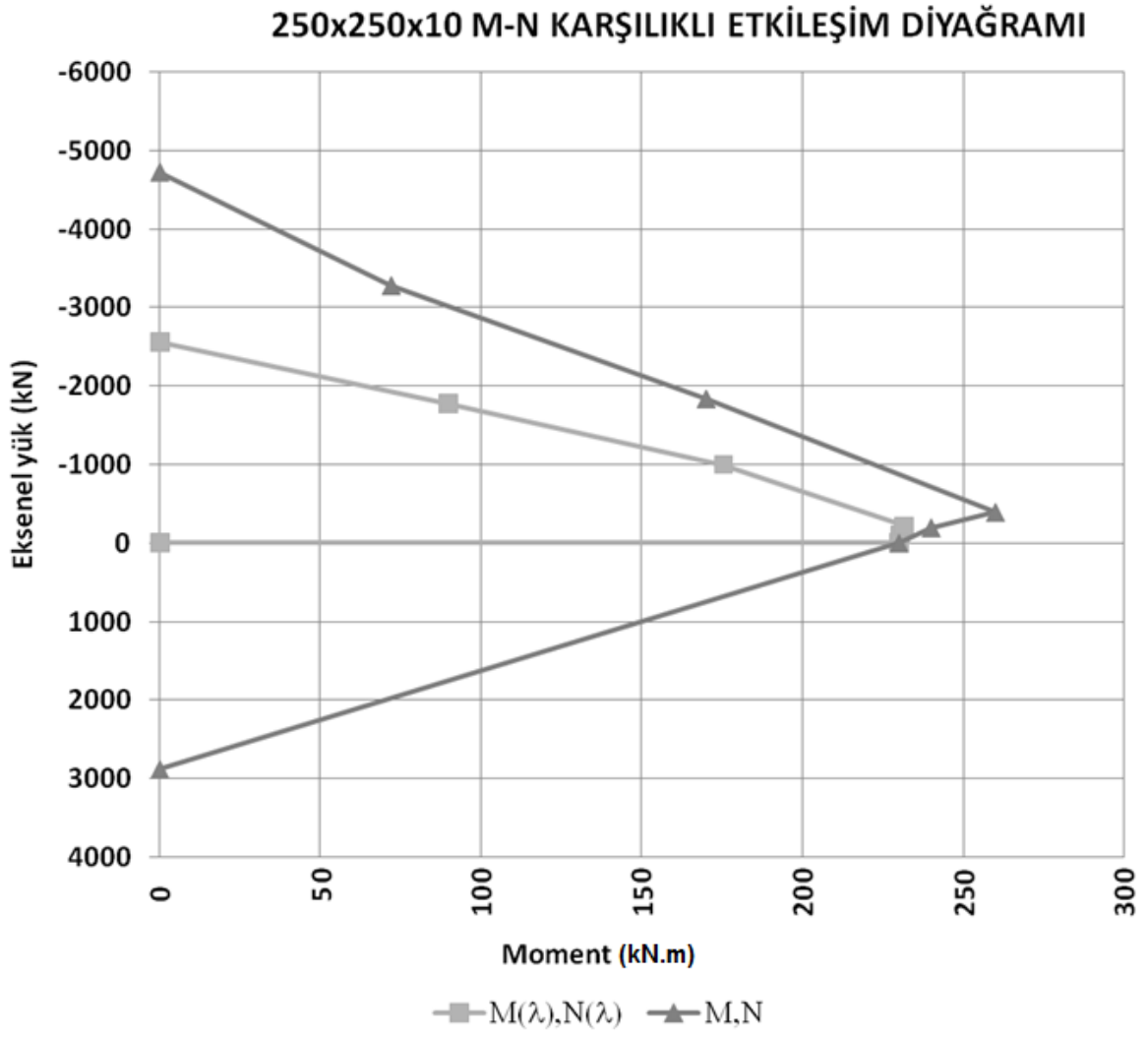
M1:mutlak değerce büyük olan uç moment değeri

$$\chi_{sd} = N_{sd} / N_{pl,Rd}$$

μ_d , μ_k : şekil2.1 üzerinden hesaplanarak (2.9) formülüne konulursa μ değeri elde edilir.

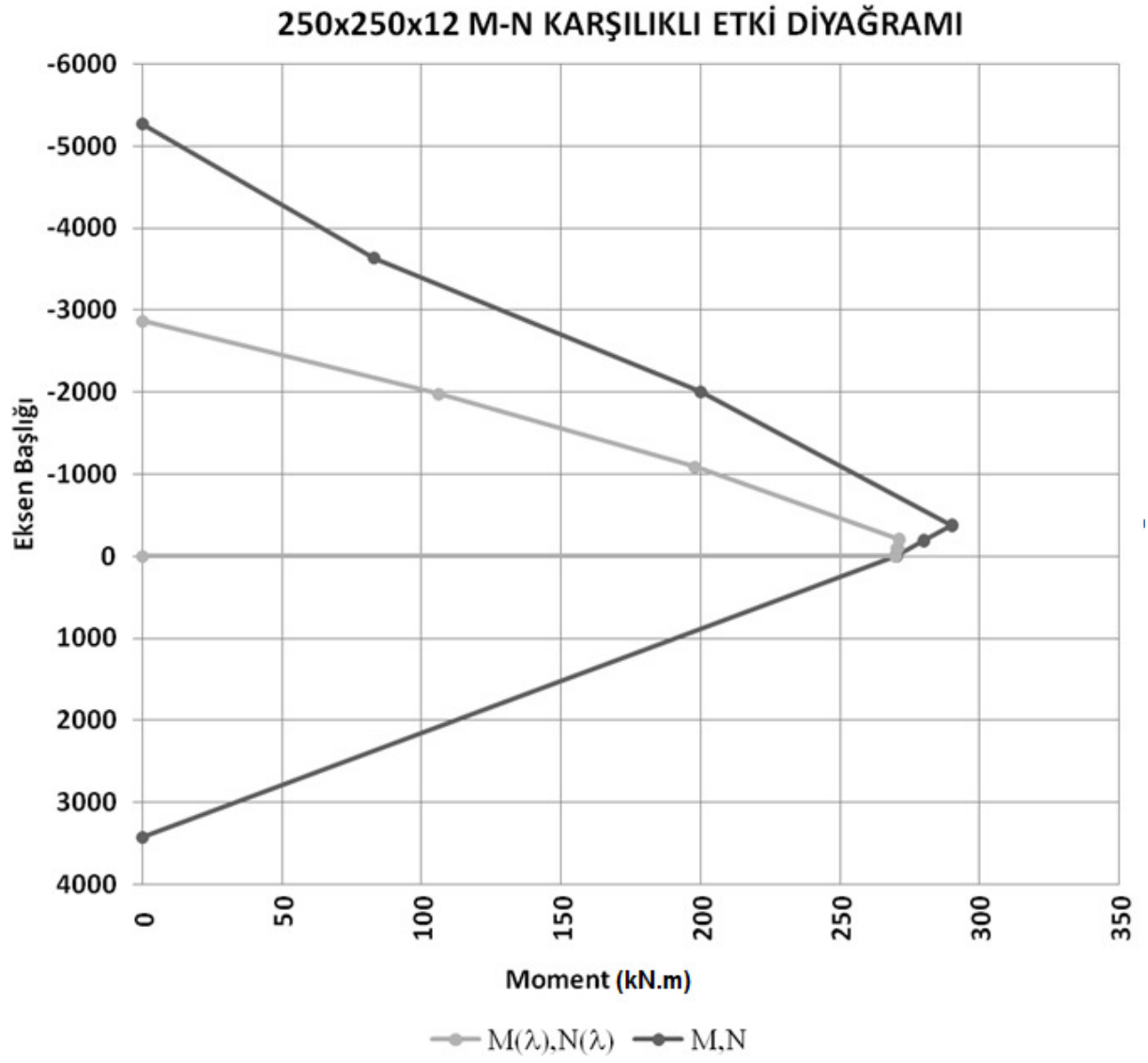
$$\mu = \mu_d - \mu_k \left(\frac{\chi_d - \chi_n}{\chi - \chi_n} \right) \quad (2.9)$$

Kısa kolon kabülü yapılarak fiber analiz (MEP) programından alınan moment kapasitesi μ_d ile eksenel yük kapasitesi ise χ_d ile çarpılarak narinlik etkisi hesaplara dâhil edilir $P(\lambda), M(\lambda)$.



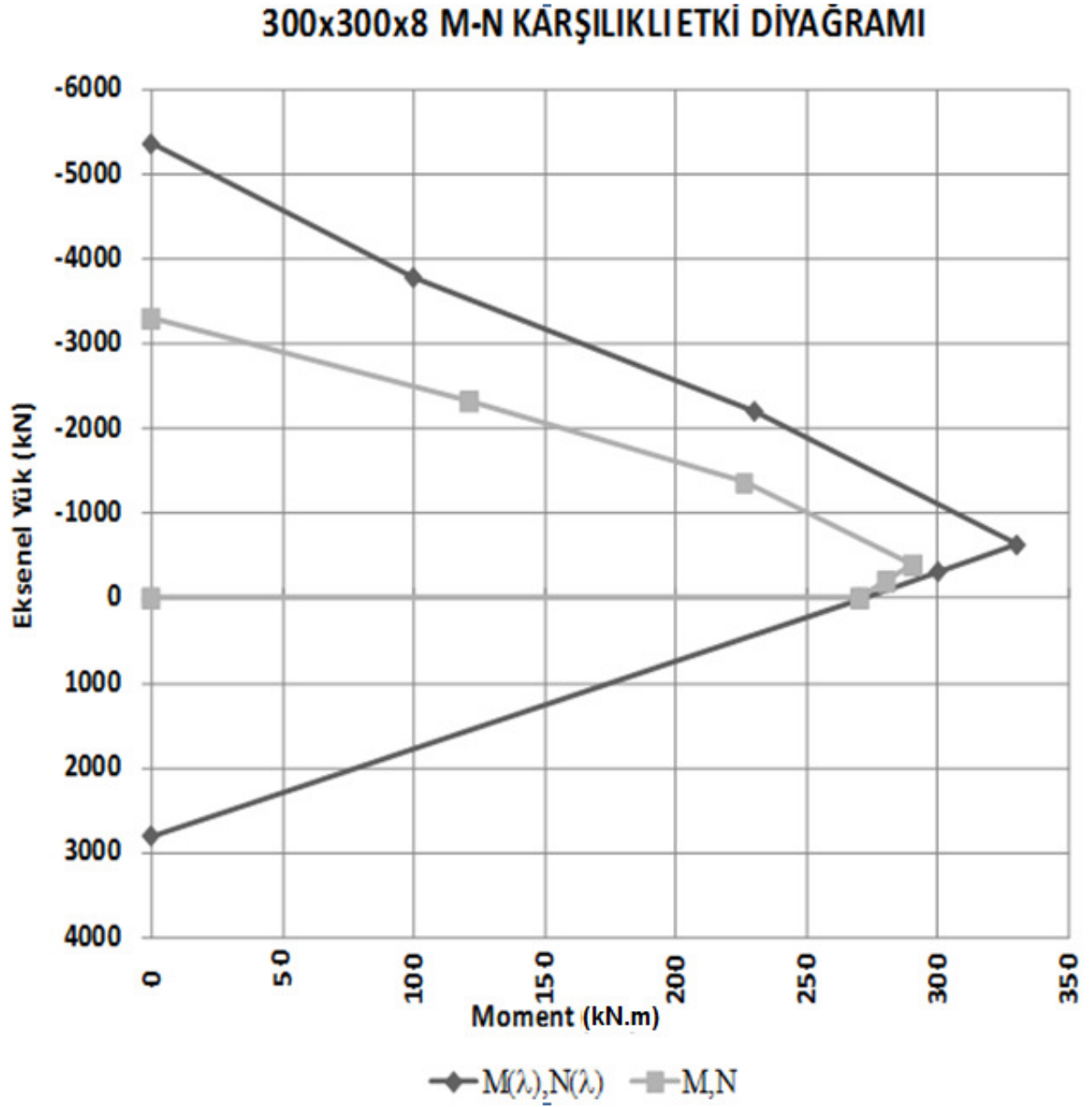
Şekil 2.4 250x250x10 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	480
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	229414560
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	9827,391281
λ	0,693485498
χ	0,541949699
ϕ	0,792277045



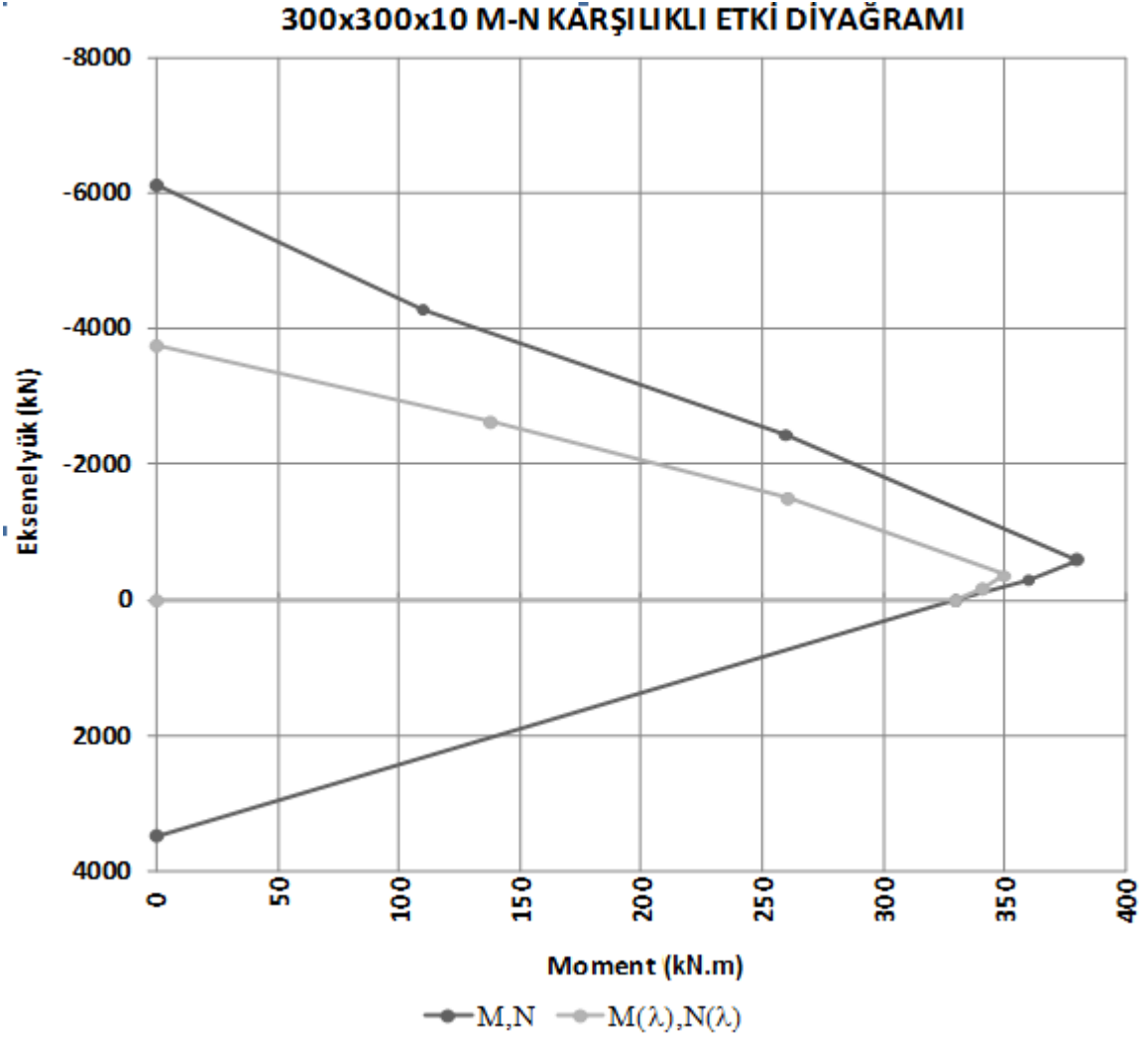
Şekil 2.5 250x250x12 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	480
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	257988828,4
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	11051,42221
λ	0,69038378
χ	0,543828445
ϕ	0,789805179



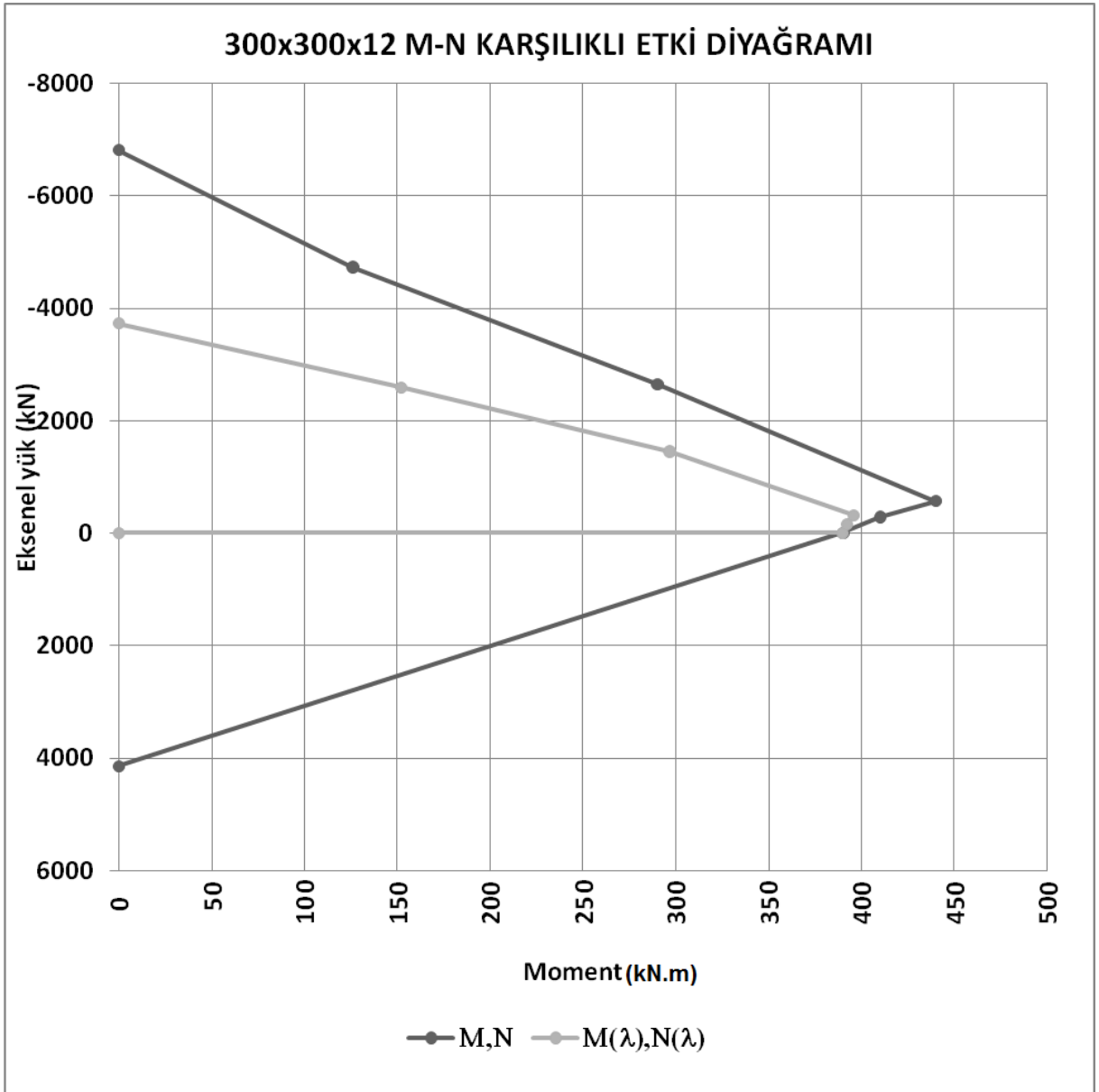
Şekil 2.6 300x300x8 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	480
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	257988828,4
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	11051,42221
λ	0,69038378
χ	0,543828445
ϕ	0,789805179



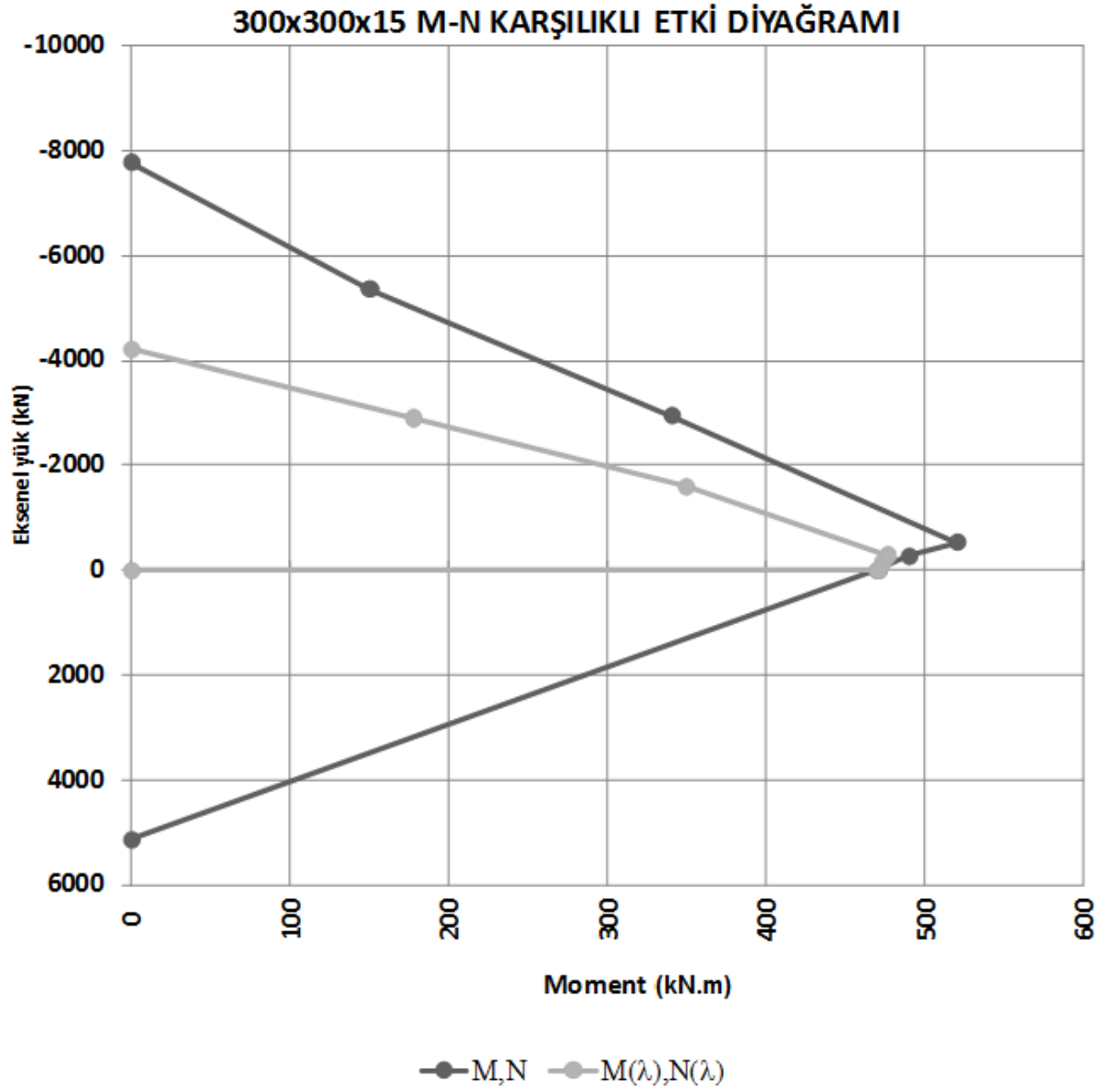
Şekil 2.7 300x300x10 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	480
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	423918293,3
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	18159,3136
λ	0,580428425
χ	0,615684171
ϕ	0,708393563



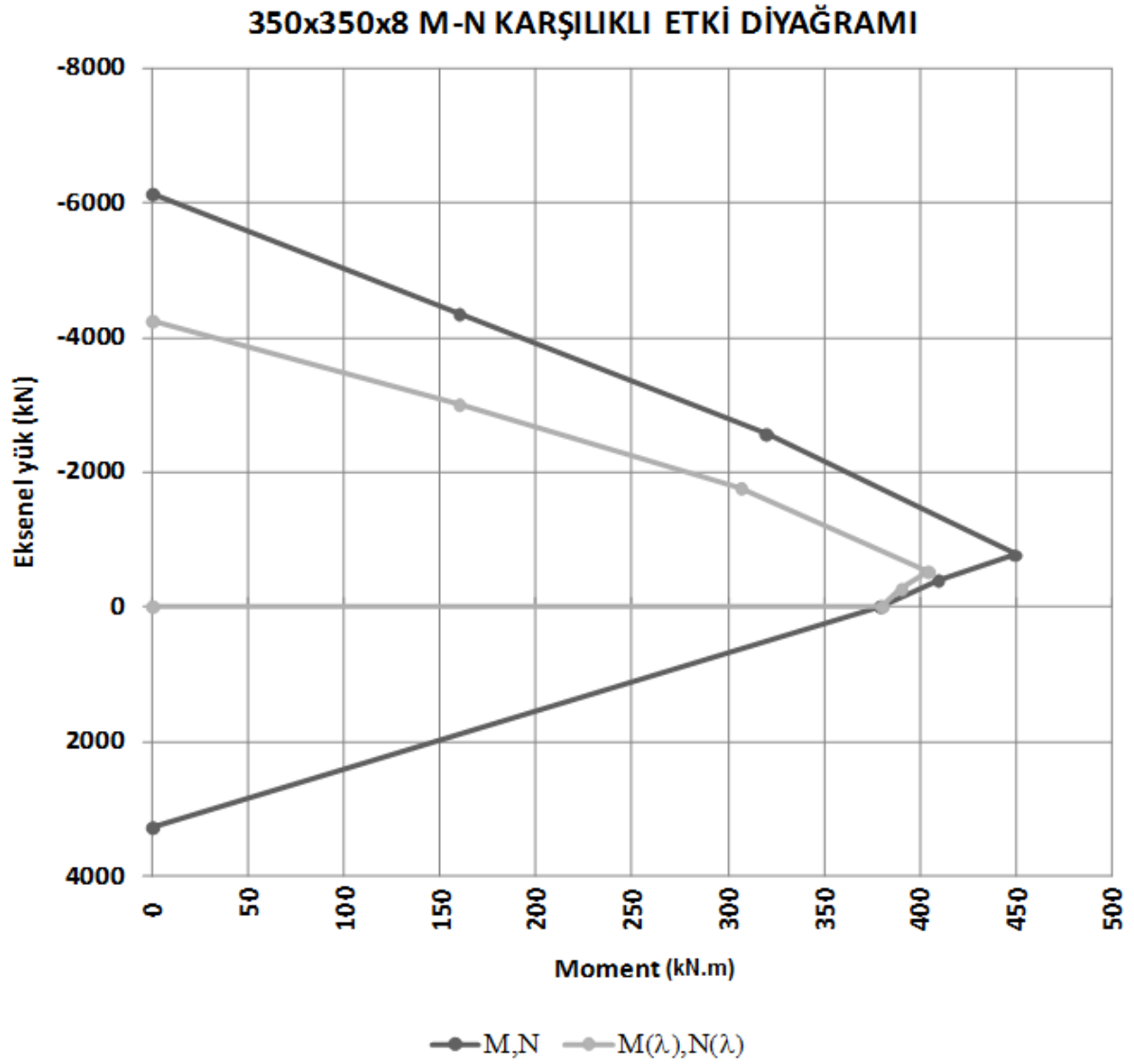
Şekil 2.8 300x300x12 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	570
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	475714031,6
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	14450,9366
λ	0,68626169
χ	0,54633748
ϕ	0,786535031



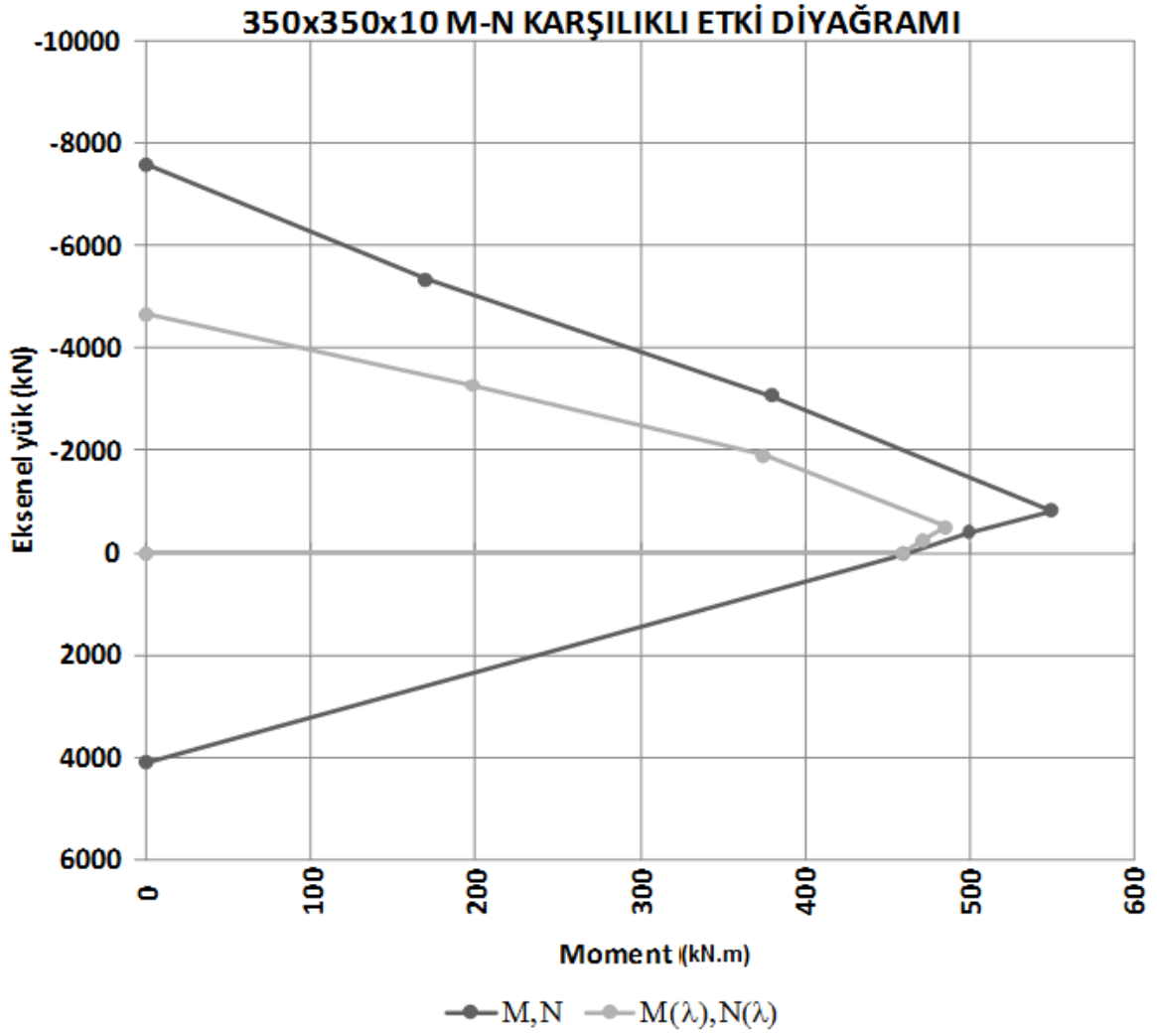
Şekil 2.9 300x300x15 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	580
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	549295560
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	16115,72496
λ	0,694315848
χ	0,541448084
ϕ	0,792940412



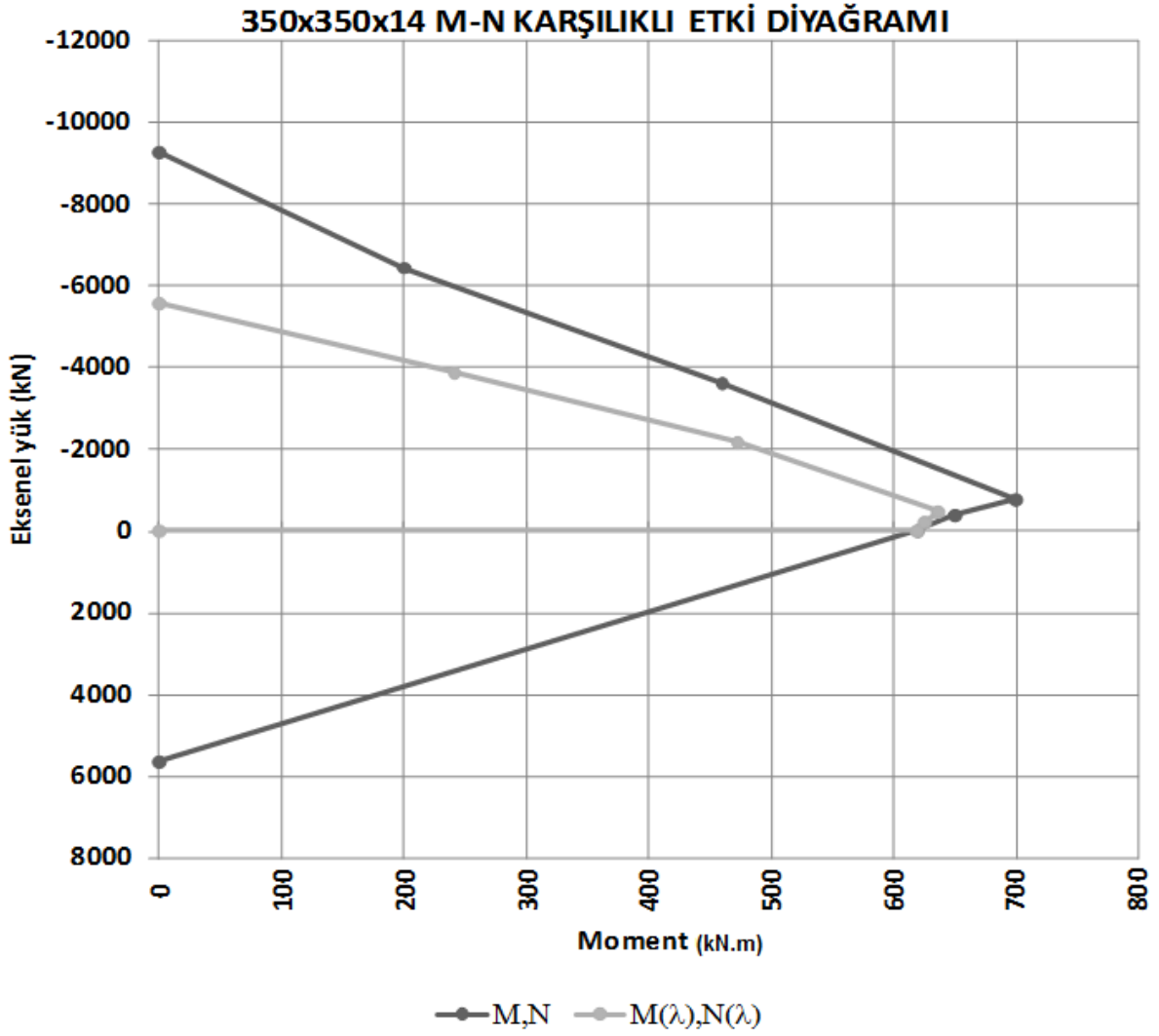
Şekil 2.10 350x350x8 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	480
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	626034002,2
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	26817,30878
λ	0,478021531
χ	0,692031263
ϕ	0,643444553



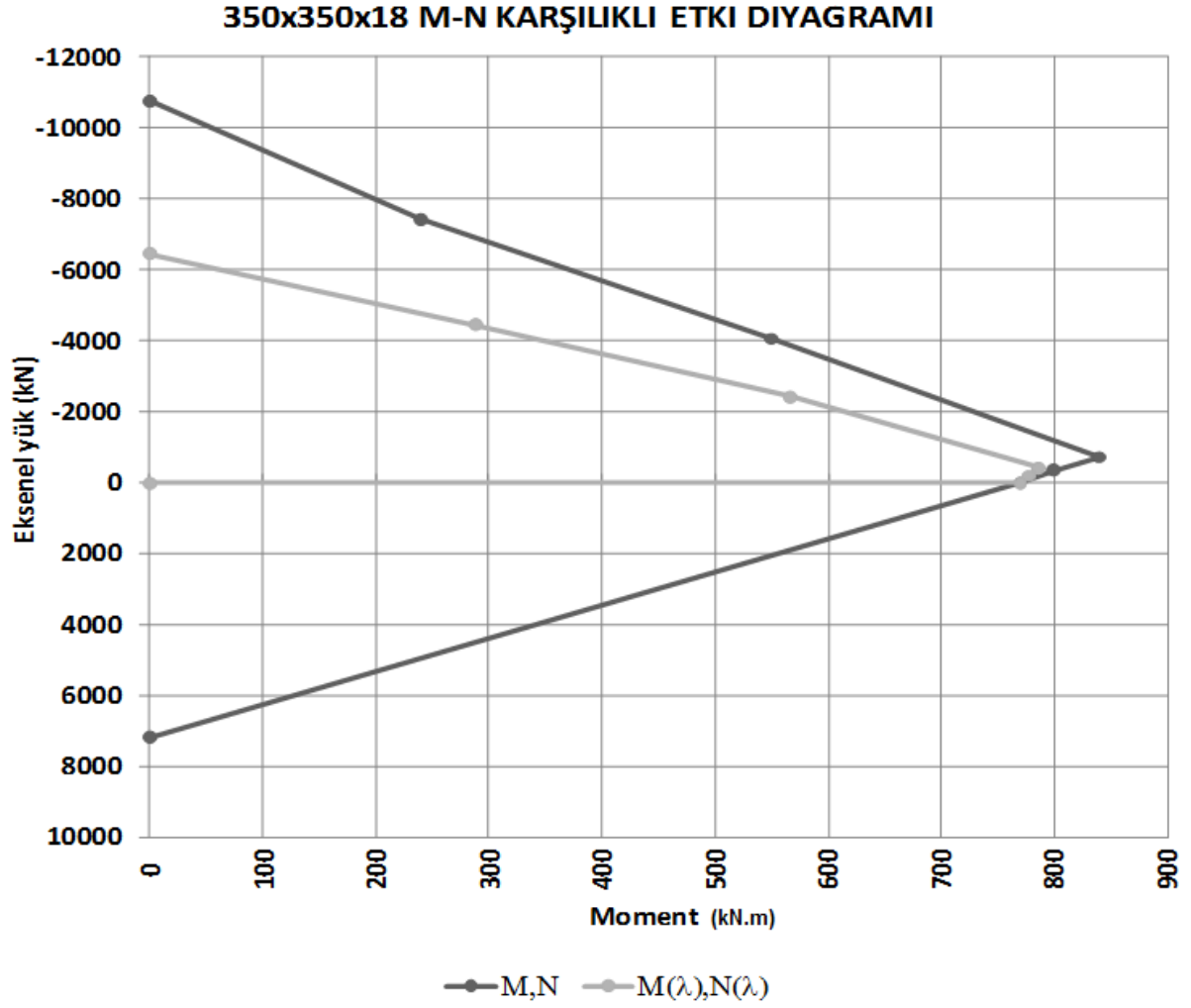
Şekil 2.11 350x350x10 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	560
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	714254026,7
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	22478,96902
λ	0,581550987
χ	0,614897756
ϕ	0,709163629



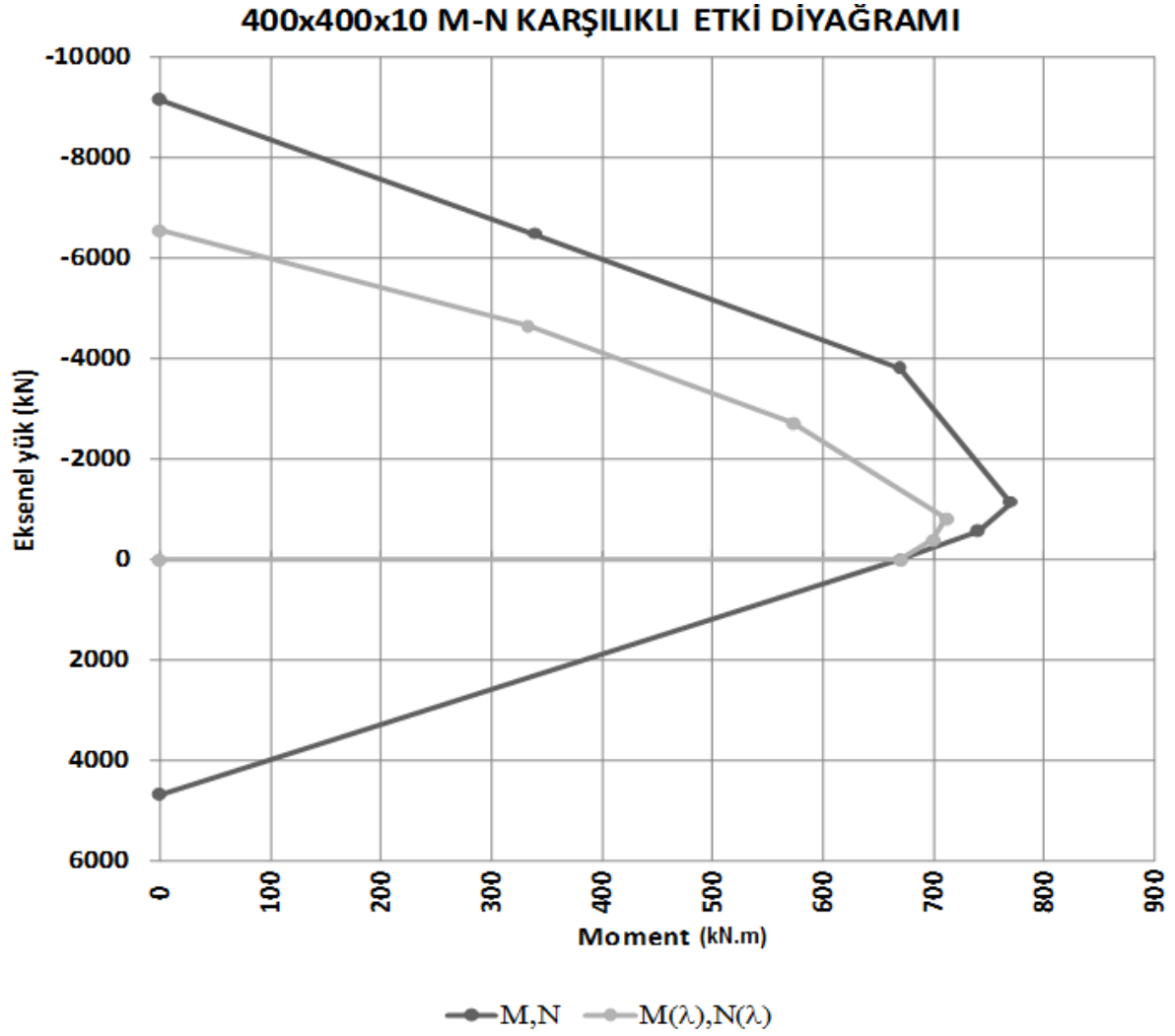
Şekil 2.12 350x350x14 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	580
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	881318973,7
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	25856,92515
λ	0,598544031
χ	0,603128014
ϕ	0,720974602



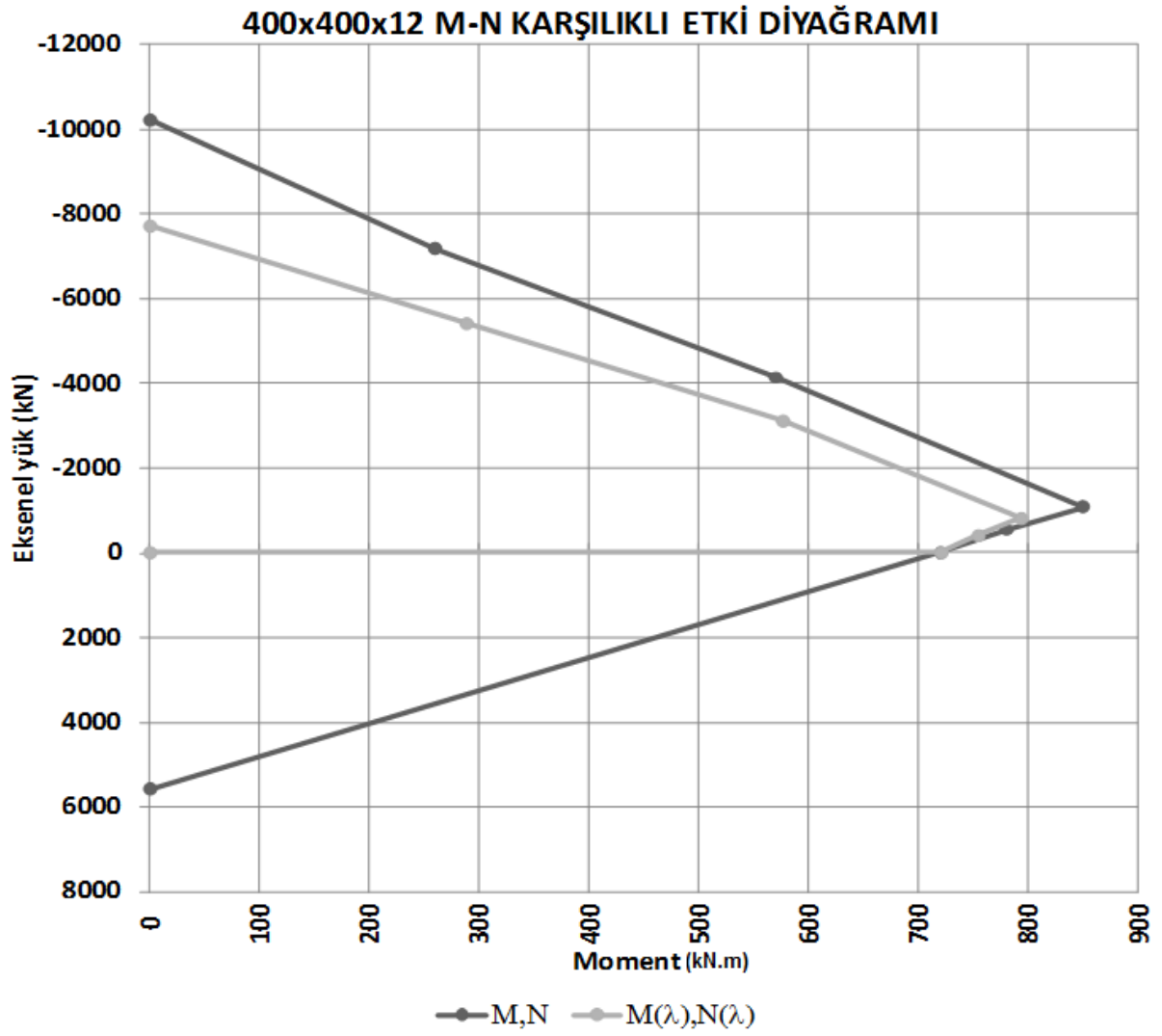
Şekil 2.13 350x350x18 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	588
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	1036385203
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	29584,64056
λ	0,603053842
χ	0,600046816
ϕ	0,724157622



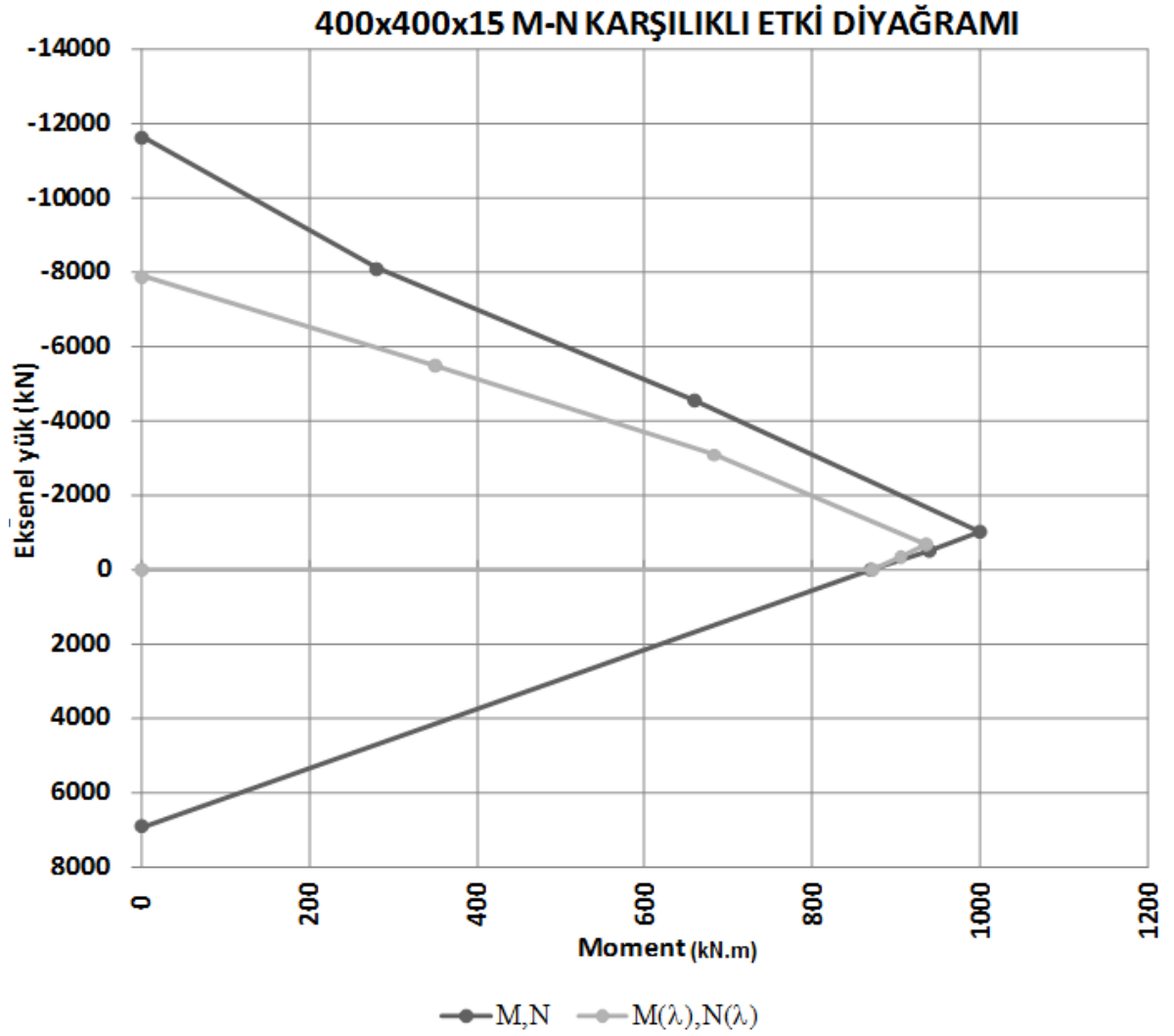
Şekil 2.14 400x400x10 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	495
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	1125061760
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	45317,47576
λ	0,449660252
χ	0,714726473
ϕ	0,627311498



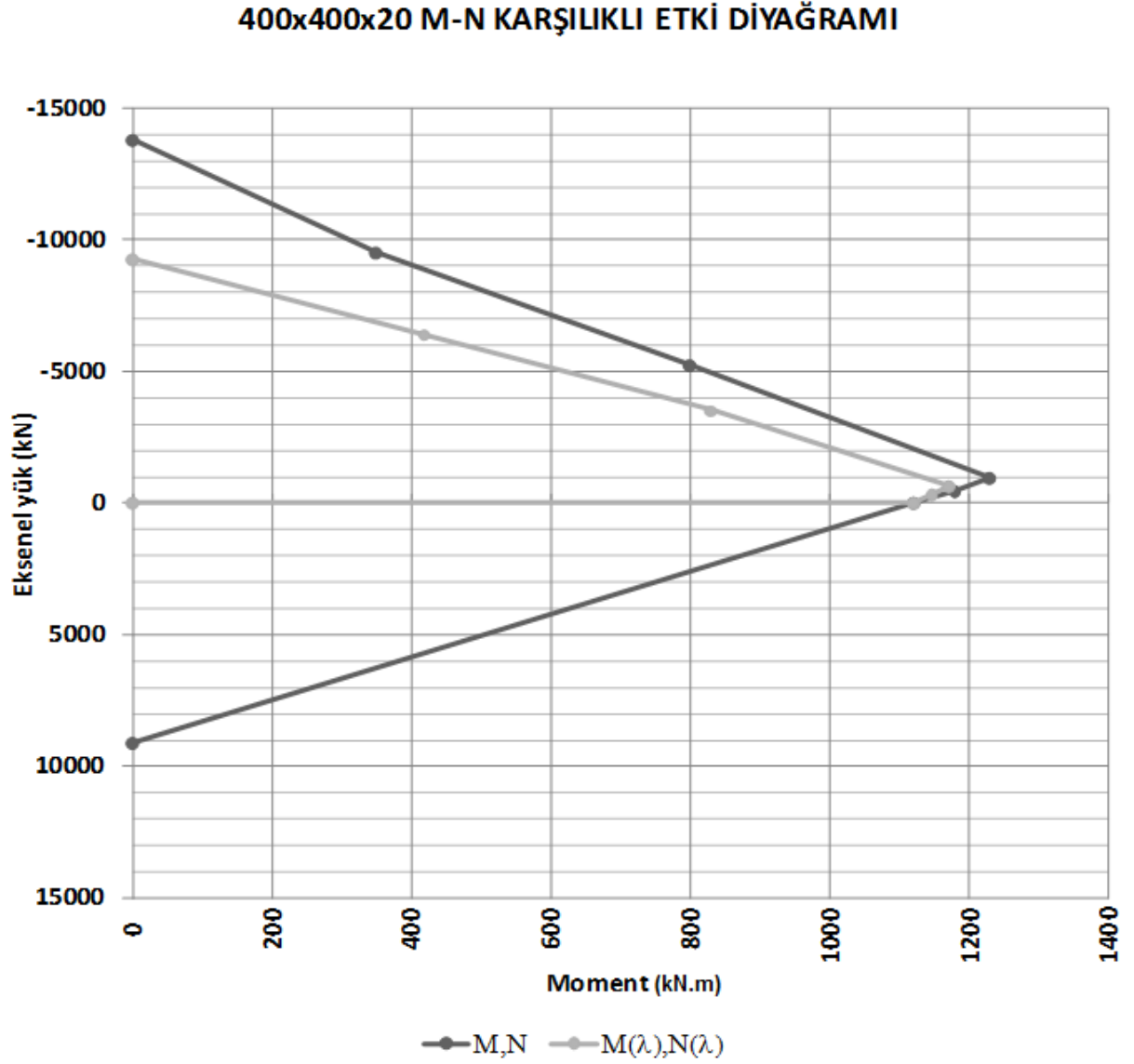
Şekil 2.15 400x400x12 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	440
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	1255265878
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	63992,65307
λ	0,399633912
χ	0,756200243
ϕ	0,600815193



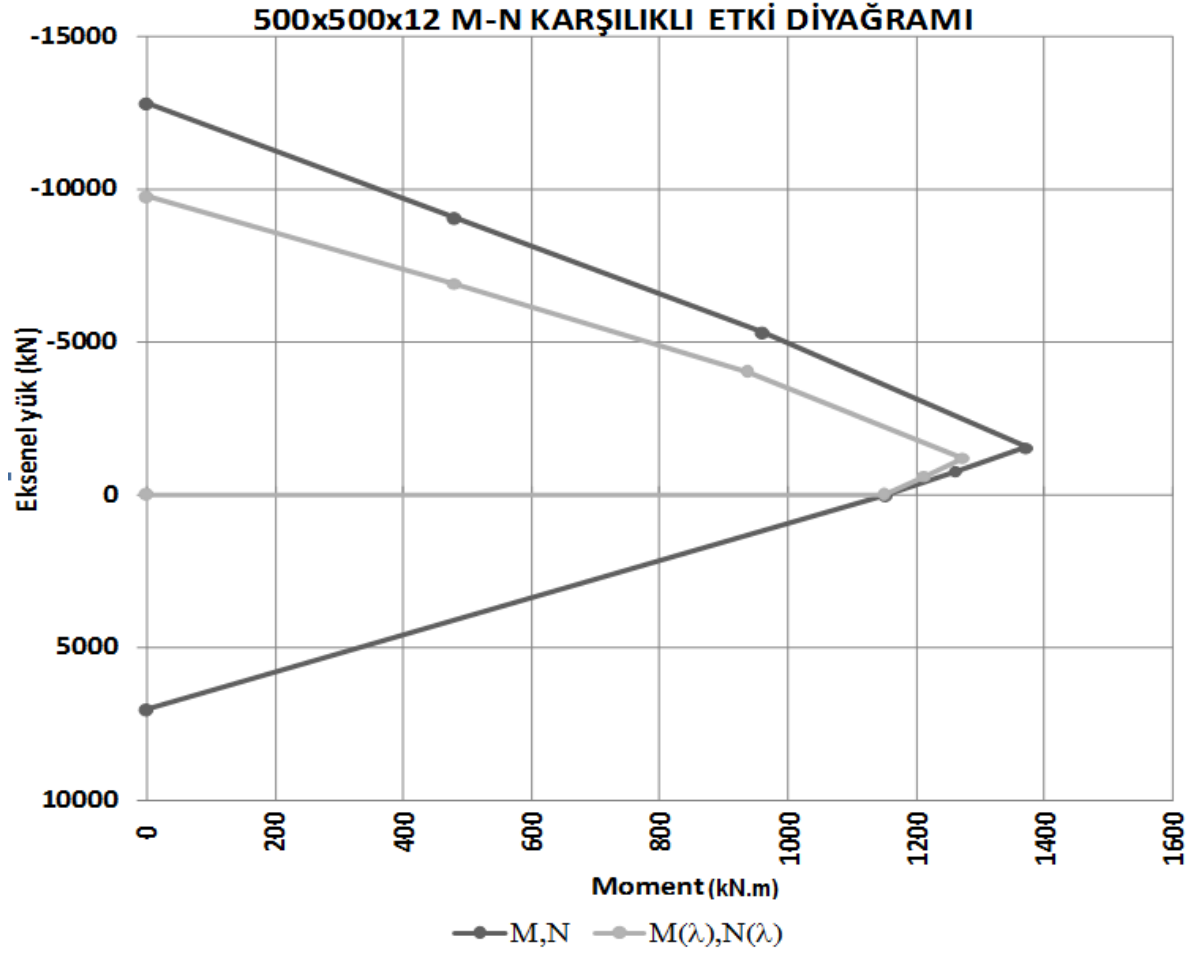
Şekil 2.16 400x400x15 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	548
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	1442930760
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	47422,4645
λ	0,495710074
χ	0,678204403
ϕ	0,653913797



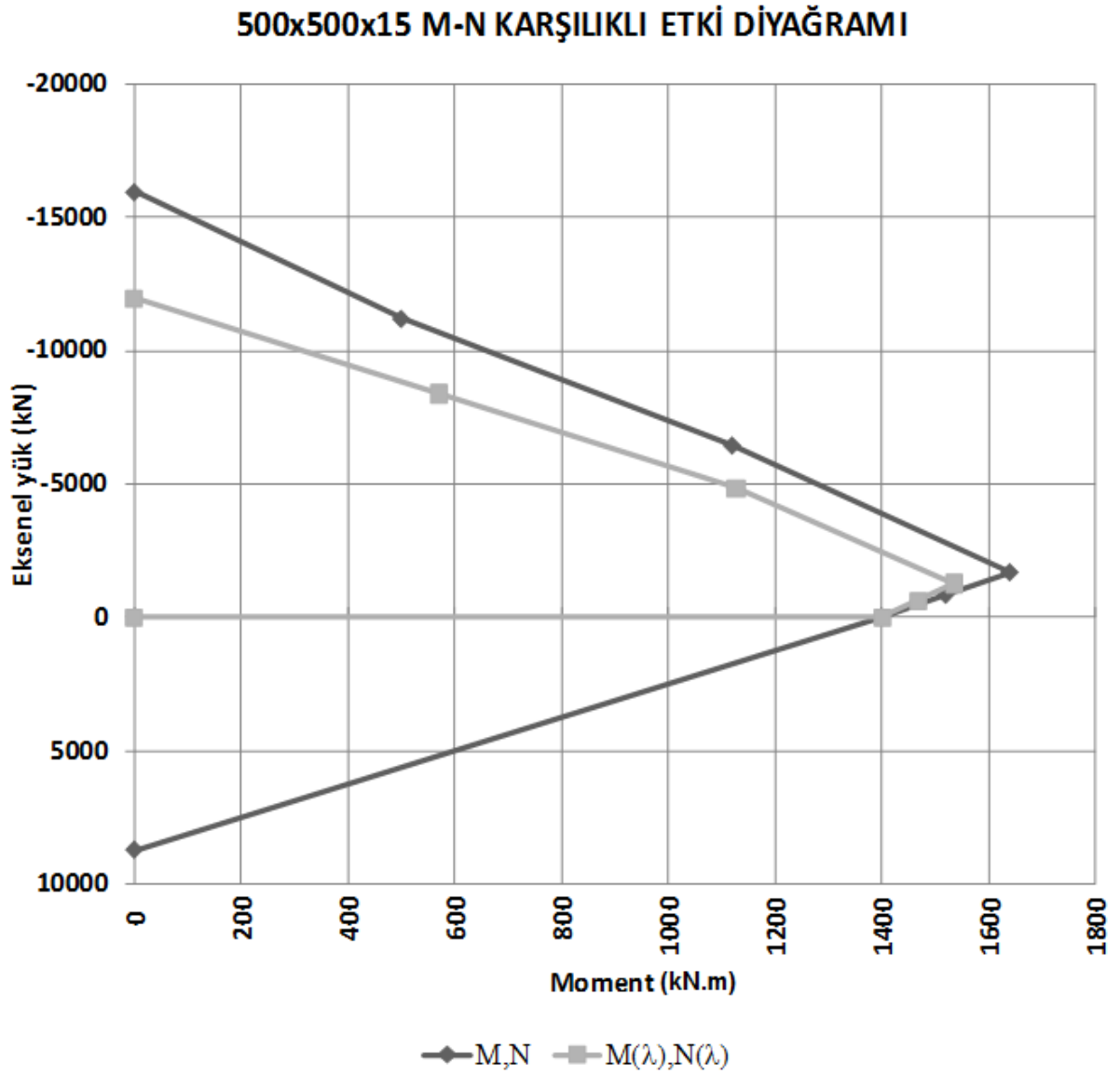
Şekil 2.17 400x400x20 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	560
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	1736045227
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	54636,73345
λ	0,502780442
χ	0,67275039
ϕ	0,658186033



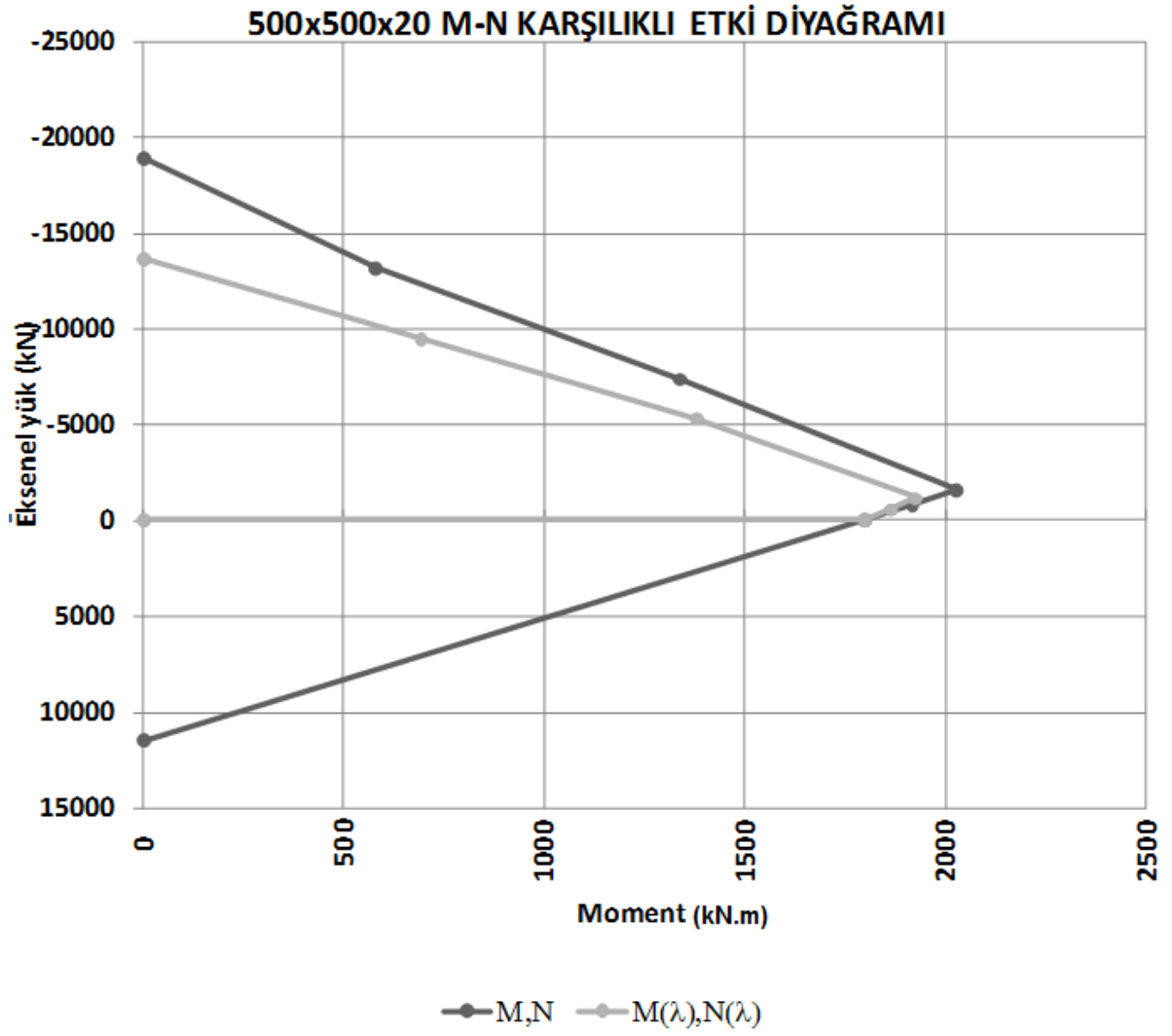
Şekil 2.18 500x500x12 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	562,5
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	2681939644
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	83657,27073
λ	0,39123351
χ	0,763323906
ϕ	0,596611348



Şekil 2.19 500x500x15 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	562,5
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	3064613960
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	95593,96323
λ	0,408741591
χ	0,748524725
ϕ	0,605452711



Şekil 2.20 500x500x20 M-N karşılıklı etkileşim diyagramı.

$L_k(\text{cm})$	608
$(EI)_{\text{ceff}}(\text{kN.cm}^2)$	3670632960
$N_{\text{cr}}(\text{kN})$	98001,6859
λ	0,439207482
χ	0,723247025
ϕ	0,621568392

3. ÇERÇEVELERİN EC8, EC4, EC3, ESASLARI YLA TASARLANMASI

Çerçeve geometrisindeki farklılıklar, kat sayısı, kesit değişkenliği, çelik tüpün cidar kalınlığı ve eleman düktülitelerindeki farklılık gibi değişkenlerin sistem davranış katsayısı üzerindeki etkisini analitik olarak araştırmak için çalışma kapsamında 12 farklı çerçeve boyutlandırılmıştır. Bu çerçeveler geometrik olarak 2 guruba ayrılmış ve bu gruplar da tekrar kendi içlerinde içinde EN1998 de belirtilen süneklilik düzeylerine göre gruplandırılarak; EN1998, EN1994, EN1993 alınarak tasarlandı.

(4-8-12)-(3-6-9) kat sayılı 2 guruba ayrılan çerçeveler kendi içlerinde EN1998 de belirtilen class1 ve class2 süneklilik sınıflarına ayrılarak aşağıda sınıflandırılan 12 farklı çerçeve modellendi.

- | | |
|----------|---|
| a. C1-4 | EN98 Standardının "class1" sınıfına göre tasarlanmış 4 katlı çerçeve |
| b. C1-8 | EN98 Standardının "class1" sınıfına göre tasarlanmış 8 katlı çerçeve |
| c. C1-12 | EN98 Standardının "class1" sınıfına göre tasarlanmış 12 katlı çerçeve |
| d. C1-3 | EN98 Standardının "class1" sınıfına göre tasarlanmış 3 katlı çerçeve |
| e. C1-6 | EN98 Standardının "class1" sınıfına göre tasarlanmış 6 katlı çerçeve |
| f. C1-9 | EN98 Standardının "class1" sınıfına göre tasarlanmış 9 katlı çerçeve |
| g. C2-4 | EN98 Standardının "class2" sınıfına göre tasarlanmış 4 katlı çerçeve |
| h. C2-8 | EN98 Standardının "class2" sınıfına göre tasarlanmış 8 katlı çerçeve |
| i. C2-12 | EN98 Standardının "class2" sınıfına göre tasarlanmış 12 katlı çerçeve |
| j. C2-3 | EN98 Standardının "class2" sınıfına göre tasarlanmış 3 katlı çerçeve |
| k. C2-6 | EN98 Standardının "class2" sınıfına göre tasarlanmış 6 katlı çerçeve |
| l. C2-9 | EN98 Standardının "class2" sınıfına göre tasarlanmış 9 katlı çerçeve |

3.1 Düşey Yükleme

Çerçevelere uygulanan düşey yükler çerçeve şekillerinin üzerinde gösterilmiştir.

D:Ölü yük

Q:Hareketli yük

3.2 Yük Kombinasyonları

- 1.5DL
- 1.35DL + 1.5LL
- 1.0DL + LL ± 1.0EQ
- 1.0DL ± 1.0EQ

3.3 Yapı Süneklilik Sınıflarının Belirlenmesi

Yapılar EN1998 şartnamesinde kompozit yapıların aşağıda belirtilen 3 sistemden biriyle tasarlanmasını önerir ve genel olarak süneklilik diye tanımlanan özelliklerine göre 3 ana sınıfa ayırır.

a) Sünek davranmayan sistemler (LOW). Bu tür sistemler elastik ötesi davranışa izin verilmediği veya sismik yüke maruz kalmayacağı düşünülen sistemlerdir. Sisteme etkiyen yüklerin yapıyı elastik ötesi davranışa zorlamayacağı yani sadece doğrusal çalışacağı düşünülen sistemlerdir.

b) Sünekliliğin kompozit çalışmayla sağlandığı sistemler (DCM). Bu tür sistemlerde yapıya etki edecek olan deprem yükleri, yapının sismik bölgelerinin elastik ötesi davranışı ile karşılanacağı düşünülür. Yapının sismik yük alan bölgelerinde çelik ve betonun birlikte çalışmasıyla sünek davranış sağlanır.

c) Sünekliliğin sadece çelik elemanların çalışmasıyla sağlandığı sistemler (DCH). Bu tür sistemlerde yapıya etki edecek olan deprem yükleri, yapının sismik bölgelerinin elastik ötesi davranışı ile karşılanacağı düşünülür. Yapının sismik yük alan bölgelerinde sadece çelik elemanların çalışmasıyla sünek davranış sağlanır.

Çizelge 3.1 Yapı süneklilik sınıflarına göre yapı davranış katsayısının üst sınırı
(EN 8 Tablo 7.1)

Yapı Süneklilik Sınıfı	Süneklilik Sınıfı	Yapı davranış katsayısı (q)
a) Sünek Olmayan Yapı	Sünek Olmayan Sistemler(LOW)	$\leq 1,5-2$
“b”, ”c” Tasarım Modeline Göre	Süneklilik Düzeyi Normal Sistemler(DCM)	≤ 4 ve EN1998de tablo 7,2 ile verilen değerle sınırlı
	Süneklilik Düzeyi Yüksek Sistemler(DCH)	Sadece EN1998de tablo 7.2 ile verilen değerle sınırlı
Tasarlanmış Sünek Sistemler.		

3.4 Dayanım Azaltma Katsayısının Belirlenmesi

Sistemin enerji yutma kapasitesinin sayısal ifadelerinden biri olan “R” yapı davranış katsayısı taşıyıcı sistem kurulumunun düzenliliğine, yapı elemanlarını oluşturan malzemenin yapısal özelliklerine, sismik bölgeler olarak adlandırılan düğüm noktalarının dönme kapasitelerine vs. bağlı olarak farklı şartnamelerde farklı değerler alır. EN1998 şartnamesinde “q” katsayısı olarak ifade edilir ve Spektrum azaltma katsayısı olarak kullanılır.

Taşıyıcı sistemlerin yatay yük altındaki davranışlarına göre EN1998 kompozit yapıları 6 ana gruba ayırmıştır.

- a) Kompozit çerçeve sistemler.
- b) Kompozit merkezi çaprazlı sistemler.
- c) Kompozit eksantrik çaprazlı sistemler.
- d) Konsol sistemler.
- e) Betonarme perdeli kompozit yapılar.
- f) Çelik levhaların perde olarak kullanıldığı kompozit yapılar.

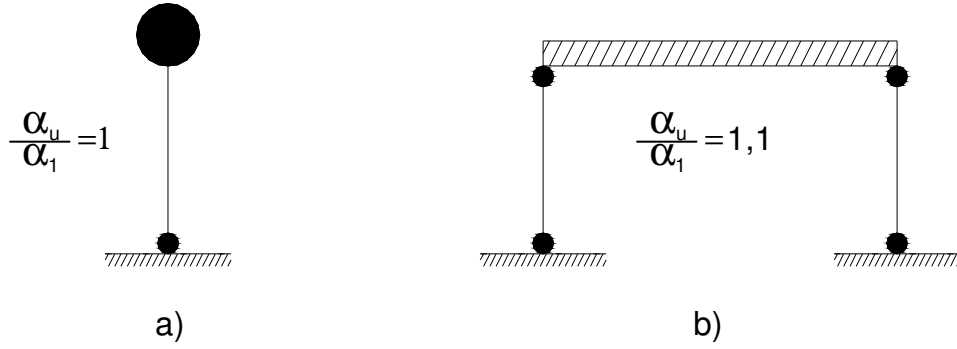
Çalışma kapsamında b), c) tasarım metotları kullanılarak DCM ve DCH süneklilik sınıflarında çerçeveler tasarlandı. Davranış katsayılarını belirlenirken EN1998 de verilen Tablo7.1 Tablo7.2 ve Tablo 6.2 kullanılarak yönetmeliğin önerdiği q değeri elde edilir.(Çizelge 3.1), (Çizelge 3.2), (Çizelge 3.3)

Çizelge 3.2 Yapı cinsine göre davranış katsayısının üst değeri (EC-8 Tablo 7.2)

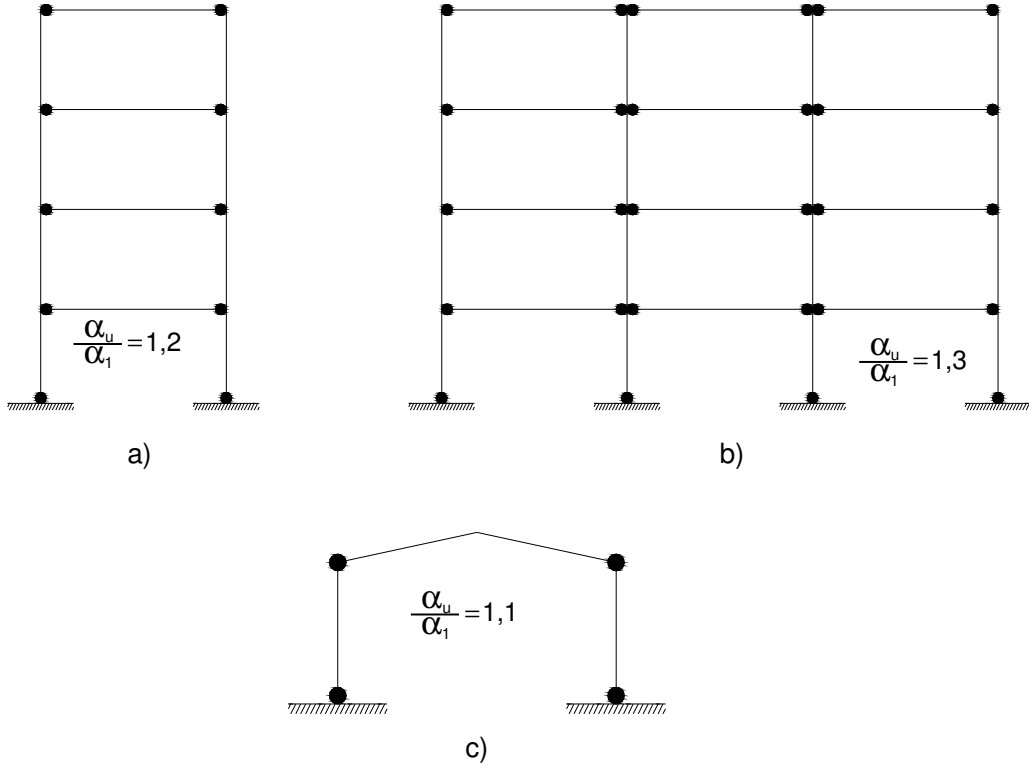
YAPI CİNSİ	Süneklik Sınıfları	
	DCM	DCH
a), b), c) ve d)	EN1998 TABLO 6.2	
e) Kompozit duvarlı sistemler	$3\alpha_u / \alpha_1$	$4\alpha_u / \alpha_1$
Kompozit veya betonarme duvarların çelik veya kompozit kirişler ile bağlandığı sistemler	$3\alpha_u / \alpha_1$	$4,5\alpha_u / \alpha_1$
Kompozit çelik perdeler	$3\alpha_u / \alpha_1$	$4\alpha_u / \alpha_1$

Çizelge 3.3 Taşıyıcı sistemin türüne göre davranış katsayısının üst değeri (EC-8 Tablo 6.2)
(Düşey de düzensizlik olması halinde tablodaki değerler %20 azaltılır)

YAPI CİNSİ	SÜNEKLİLİK SINIFI	
	DCM	DCH
a) Çerçeve sistemler(Şekil 3.2)	4	$5\alpha_u / \alpha_1$
b) Çerçeve ve Merkezi çaprazlı sistemler		
(X)Diagonal çaprazlar	4	4
(V) Çaprazlar	2	2,5
c) Çerçeve ve dış merkez çaprazlı sistemler	4	$5\alpha_u / \alpha_1$
d)Kirişleri üstten mafsallı Konsol Kolon Sistemler	2	$2\alpha_u / \alpha_1$
e) Betonarme çekirdekli veya perdeli sistemler	EN1998 5. bölüme bakınız	
f) Perdeli çerçeveli sistemler	4	$4\alpha_u / \alpha_1$



Şekil 3.1 (EC-8) taşıyıcı sistem sınıfına göre “ α_u/ α_1 ” parametresinin aldığı değerler.



Şekil 3.2 (EC-8) taşıyıcı sistem sınıfına göre “ α_u/ α_1 ” parametresinin aldığı değerler.

Celik Kirişler:

- 1) Kiriş elemanlar EN1993 şartnamesi esas alınarak yeterli yerel burkulma ve dayanım kriterlerini sağlayacak şekilde tasarlandı.
- 2) Basınç ve kesme gerilmelerinin kiriş elemanlarda oluşacak plastik mafsalların dönme kapasitelerini azaltmaması için EN1993 de tanımlanan Class1-Class2 türü kesitler için EN1998 şartnamesinde belirtilen aşağıdaki sınır değerlere uyuldu.(Class3 türü kesitler kullanılmadığı için burada bilgi verilmemiştir.)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (3.1)$$

N_{Ed} : Tasarım eksenel yükü.

M_{Ed} : Tasarım eğilme momenti.

V_{Ed} : Tasarım kesme yükü.

$V_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$ $N_{pl,Rd}$:Dayanım yükleri.

- 3) Süneklik düzeyi yüksek ve normal yapılar için kesit seçiminde EN1998 de sınırlamalar getirilmiştir. (Çizelge 3.4)

Çizelge 3.4 Yapı süneklik sınıfına göre gerekli kesit sınıfı(EC-8 tablo 6.3)

Süneklik Sınıfı	Davranış Katsayısı	Gerkli Kesit sınıfı
(DCM) Sünek düzeyi normal	$1.5 < q < 2$	1., 2., 3., sınıf
	$2 < q < 4$	1., 2., sınıf
(DCM) Sünek düzeyi yüksek	$q > 4$	1., sınıf

Kompozit Kolonlar:

- 1) Bütün kompozit kolonlarda

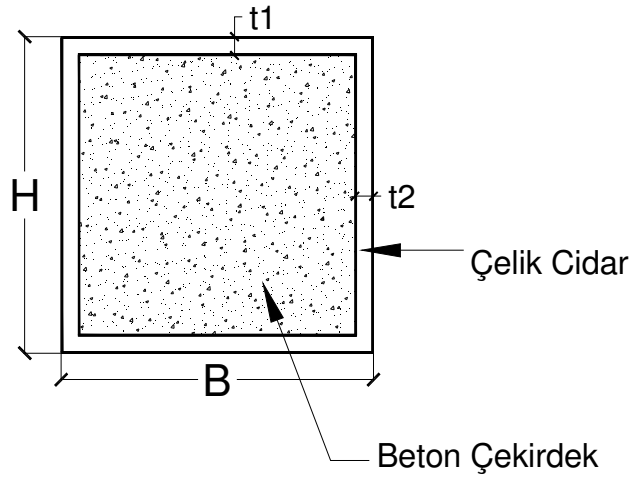
$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,30 \text{ şartını sağlanacaktır.} \quad (3.2)$$

- 2) (CFT) beton dolgulu kolonların kesitleri belirlenirken EN1998 de tablo 7.3 de belirtilen sınır değerlere uyulacaktır.

Çizelge 3.5 Kompozit elemanların da davranış katsayısı - kesit özellikleri ilişkisi
(EC-8 Tablo 7.3)

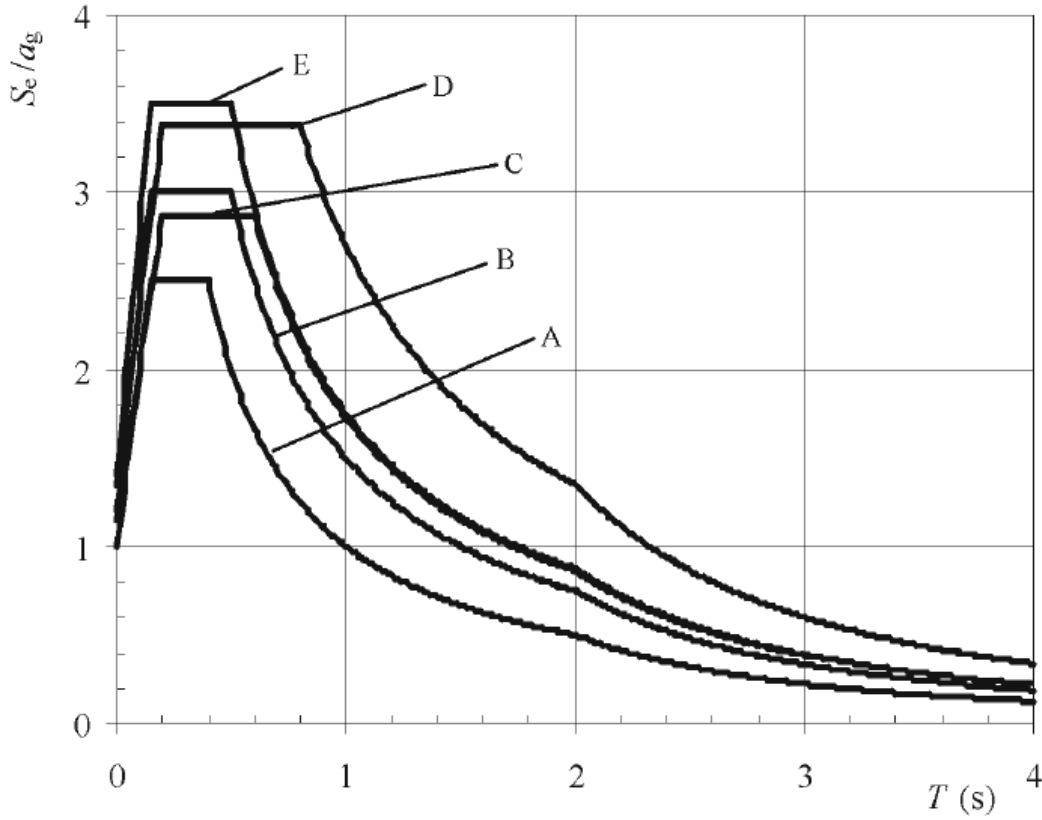
Süneklik sınıfı	DCM(Sünek düzeyi normal)		DCH(Sünek düzeyi yüksek)
Davranış Katsayısı	$q < 1.5-2$	$2-1.5 < q < 4$	$q > 4$
H, I Kesitli Yarı Gömme Kolonlar H, I Kesitli Tam Gömme Kolonlar için c/t sınırları	20ε	14ε	14ε
Dikdörtgen kesitli dolma kolonlar ın h/t sınırları	52ε	38ε	24ε
Dairesel kesitli dolma kolonlar ın d/t sınırları	$90\varepsilon^2$	$85\varepsilon^2$	$80\varepsilon^2$

$$\varepsilon = (f_y/235)^{0.5} \quad (3.3)$$



Şekil 3.3 Beton dolgulu çelik kutu kolonların(CFT) kesit özellikleri

3.5 Elastik Tepki Spektrumu



Şekil 3.4 Farklı zemin gruplarına göre %5 viskoz sönümlü yapılar için çizilmiş aşılma olasılığı %10 olan elastik tepki spektrum.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.4)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.5)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.6)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.7)$$

T: Periyot (sn)

a_g: Yer ivmesi (N.m/sn²)

T_B: Zemin tipine bağlı sabit ivme değerinin alt sınır periyodu

T_C: Zemin tipine bağlı sabit ivme değerinin üst sınır periyodu

T_D:Eş yerdeğiştirme ilkesinin geçerli olmaya başladığı periyot değeri.

S: zemin cinsine bağlı katsayı

Zemin Sınıfı	S	T _B (sn)	T _C (sn)	T _D (sn)
A	1,0	0,2	0,4	2,0
B	1,2	0,2	0,5	2,0
C	1,2	0,2	0,6	2,0
D	1,4	0,2	0,8	2,0
E	1,4	0,2	0,5	2,0

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \quad (3.8)$$

$$\xi = 0,05$$

3.6 Tasarım Spektrumu

EN1998 şartnamesinde tasarım spektrumu elastik tepki spektrumunun (şekil 3.4) “q” davranış katsayısı ile azaltılması ile elde edilir.

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.9)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.11)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.12)$$

T: Periyot (sn)

a_g: Yer ivmesi (N.m/sn²)

S: Zemin cinsine bağlı katsayı

T_B: Zemin tipine bağlı sabit ivme değerinin alt sınır periyodu

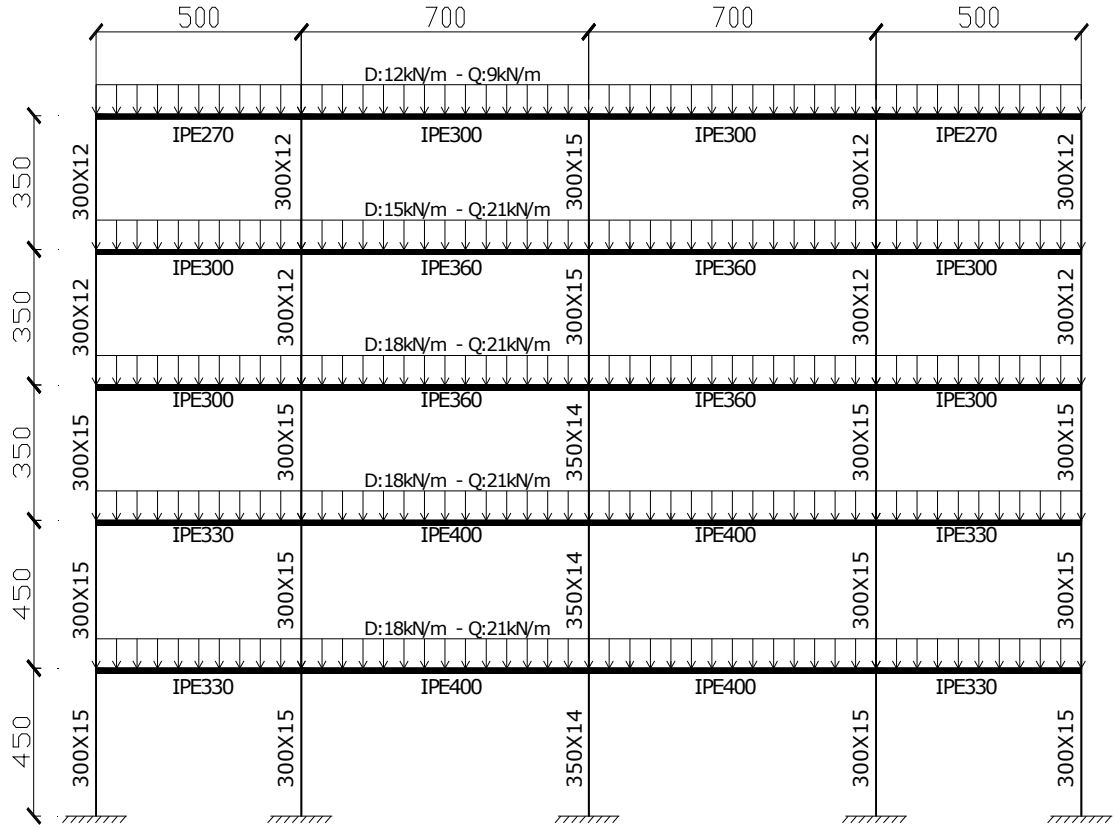
T_C: Zemin tipine bağlı sabit ivme değerinin üst sınır periyodu

T_D:Eş yerdeğiştirme ilkesinin geçerli olmaya başladığı periyot değeri.

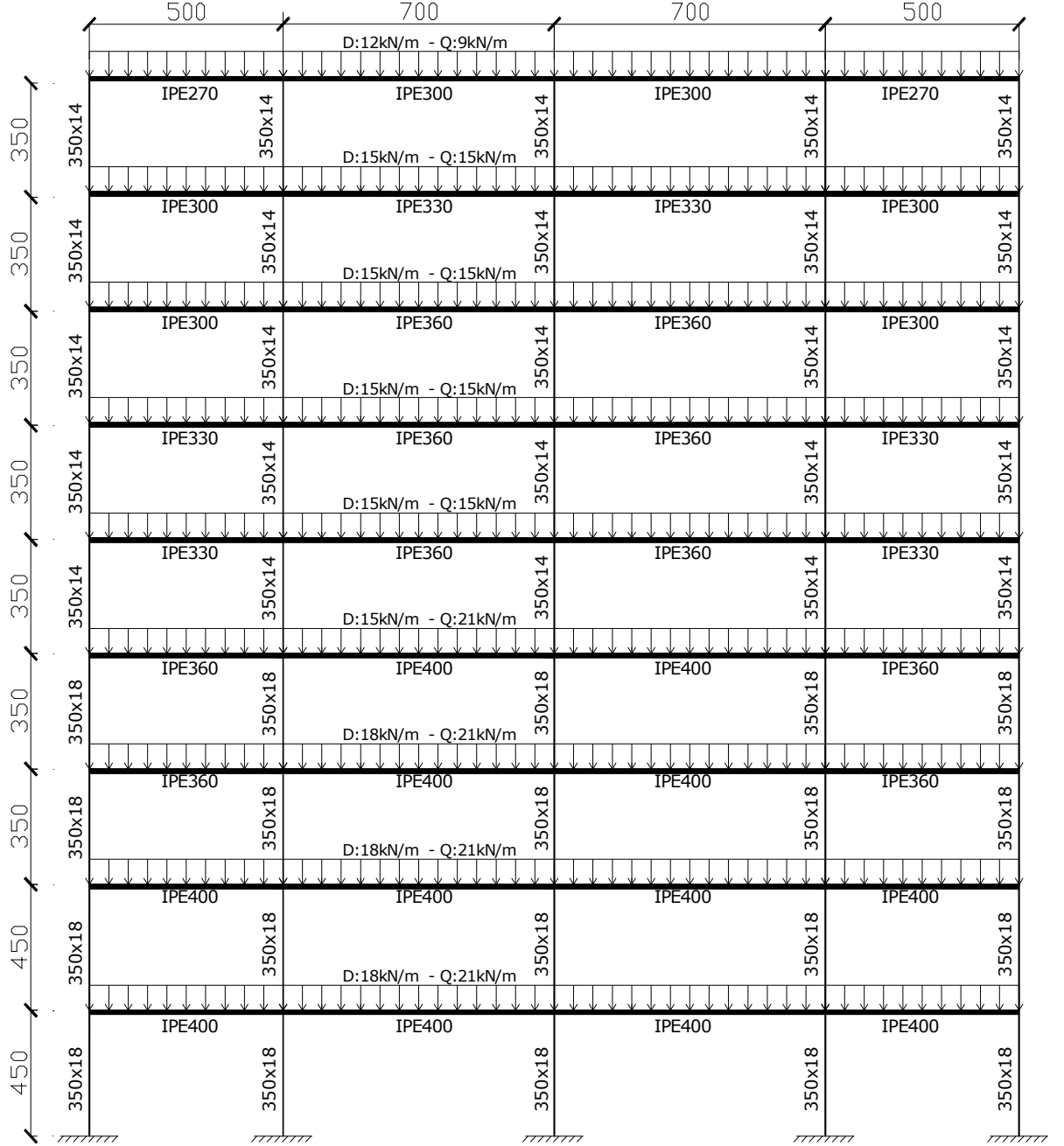
q:Yapı Davranış Katsayısı (EN 1998)

β:Tasarım Spektrumunun minimum ivme değerini gösteren katsayı

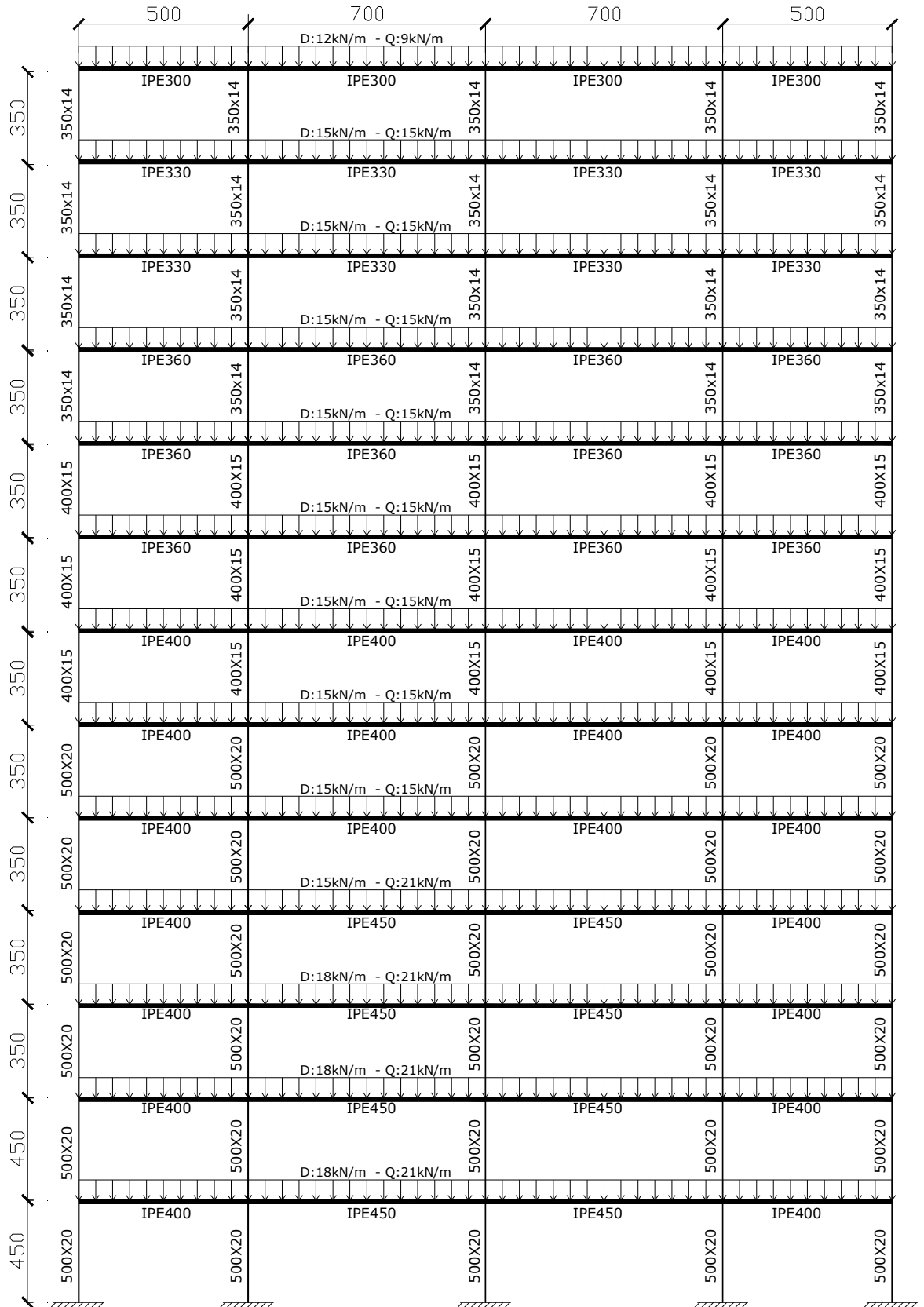
EN1998 de β katsayısının değerinin 0,2 olarak alınması tavsiye edilmiş.



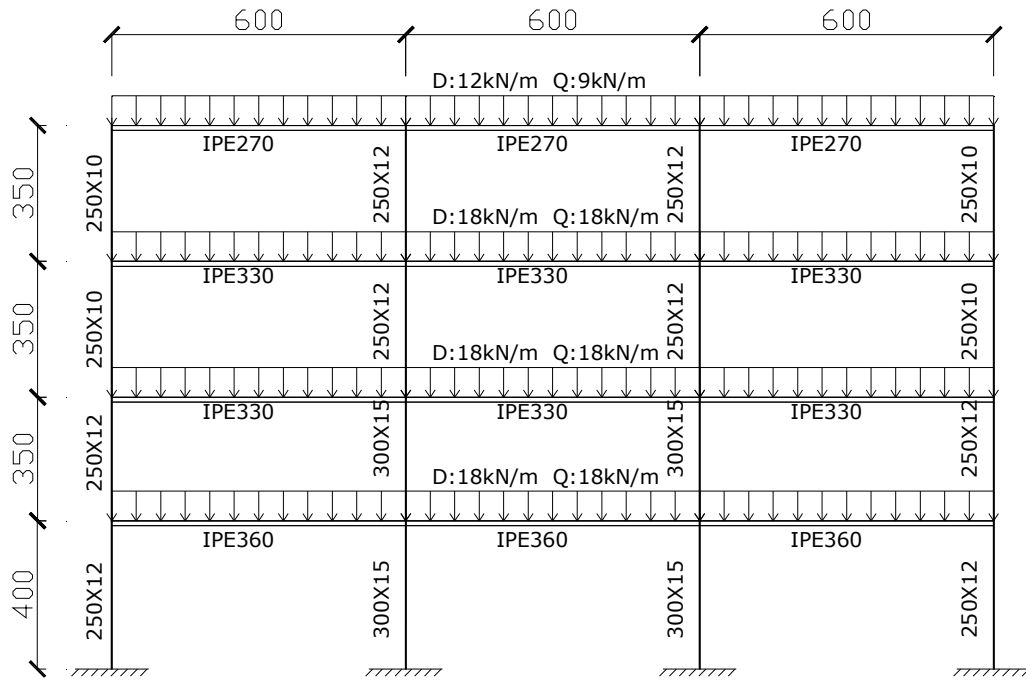
Şekil 3.5 C1-4 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.



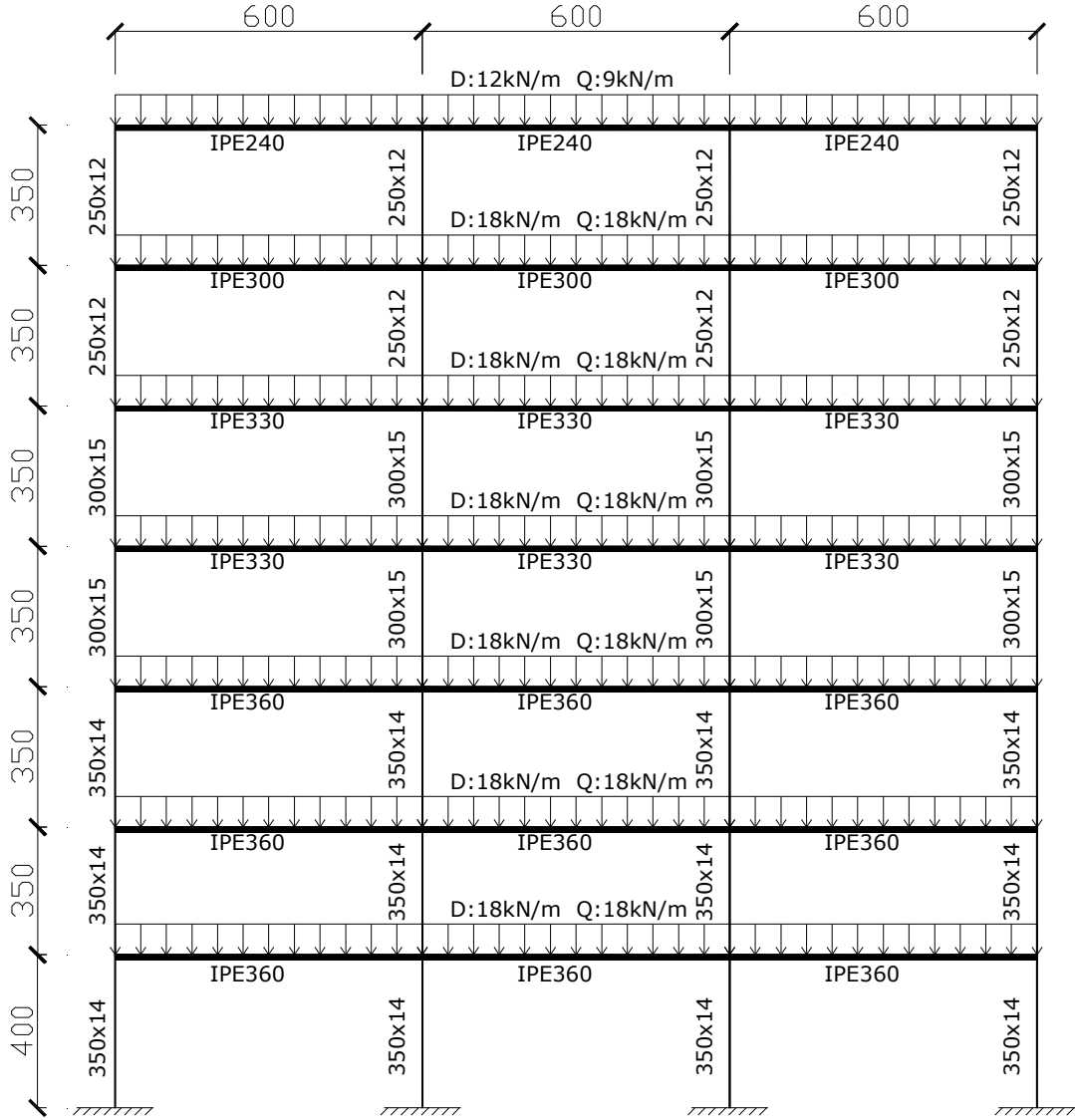
Şekil 3.6 C1-8 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.



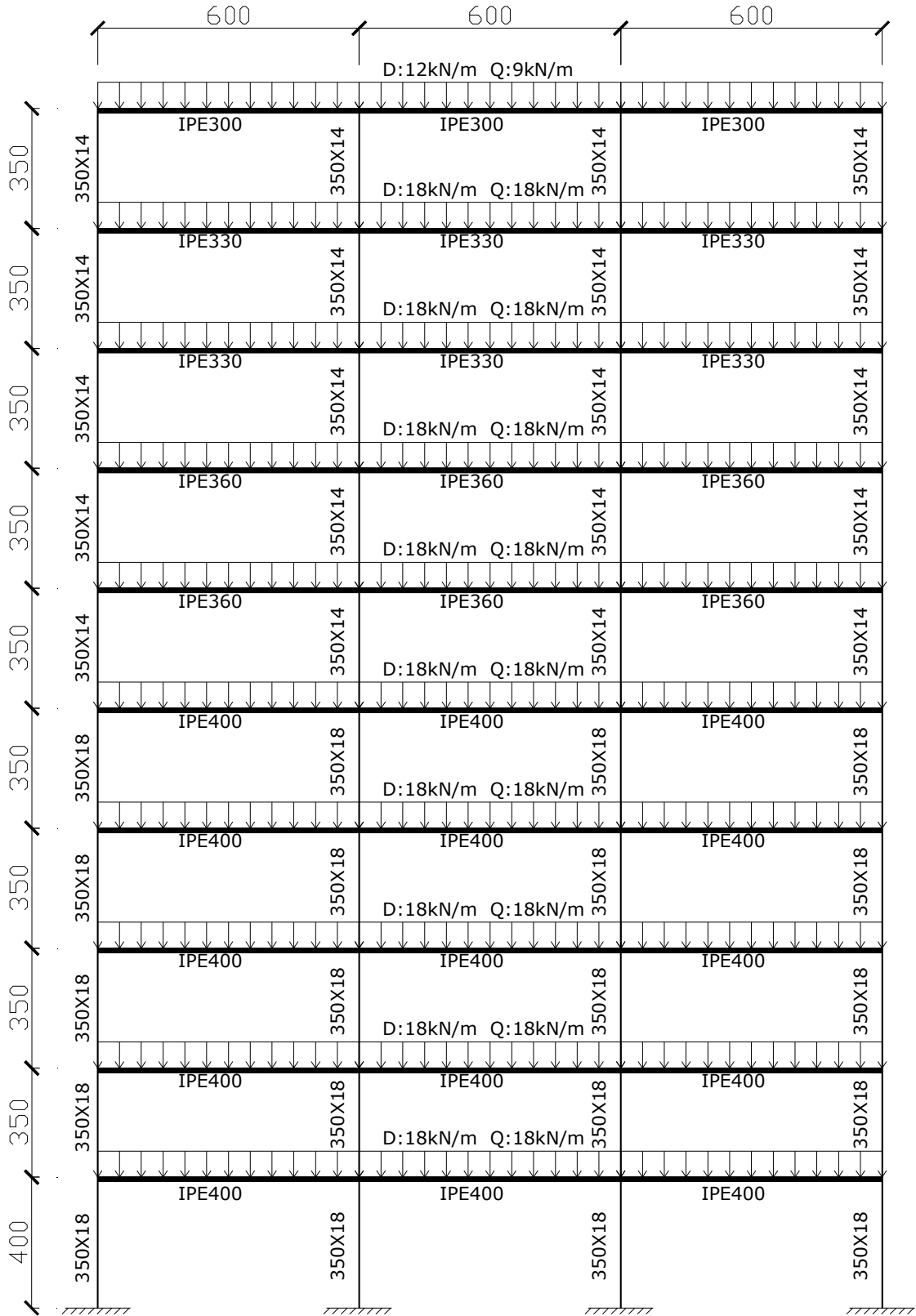
Şekil 3.7 C1-12 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.



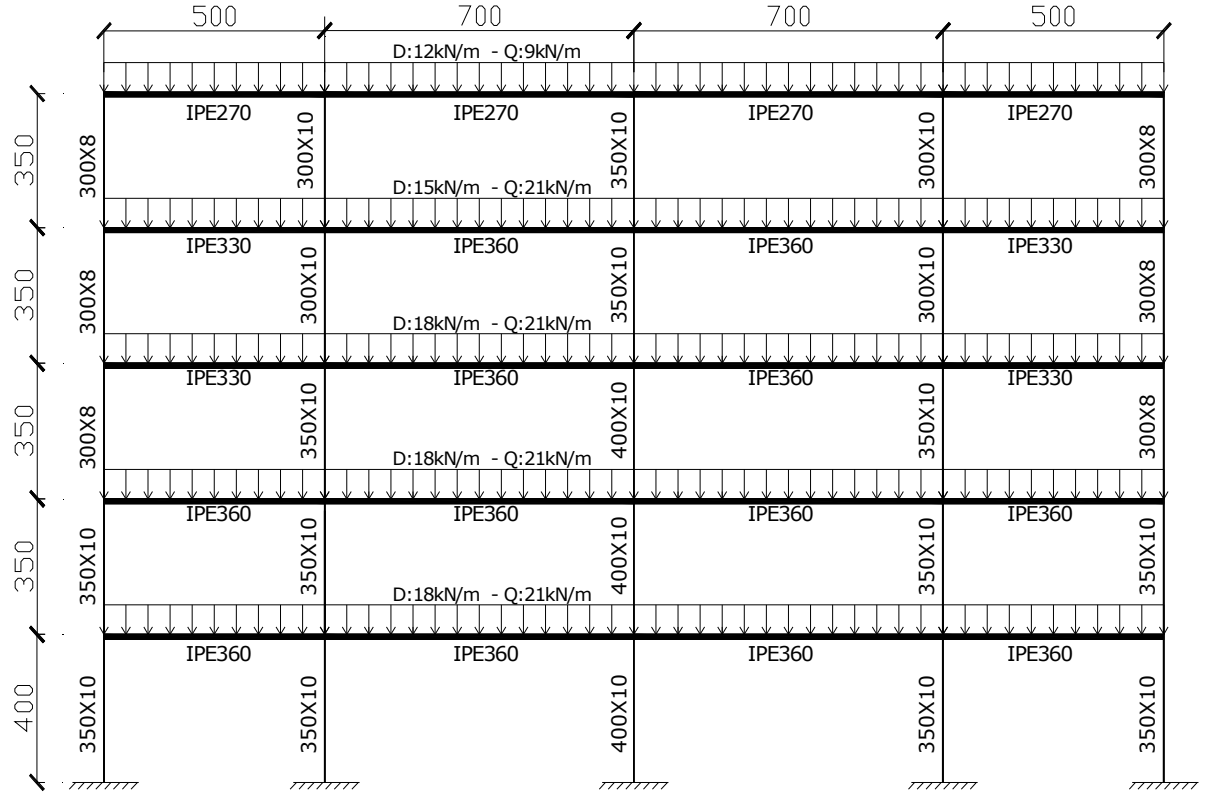
Şekil 3.8 C1-3 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.



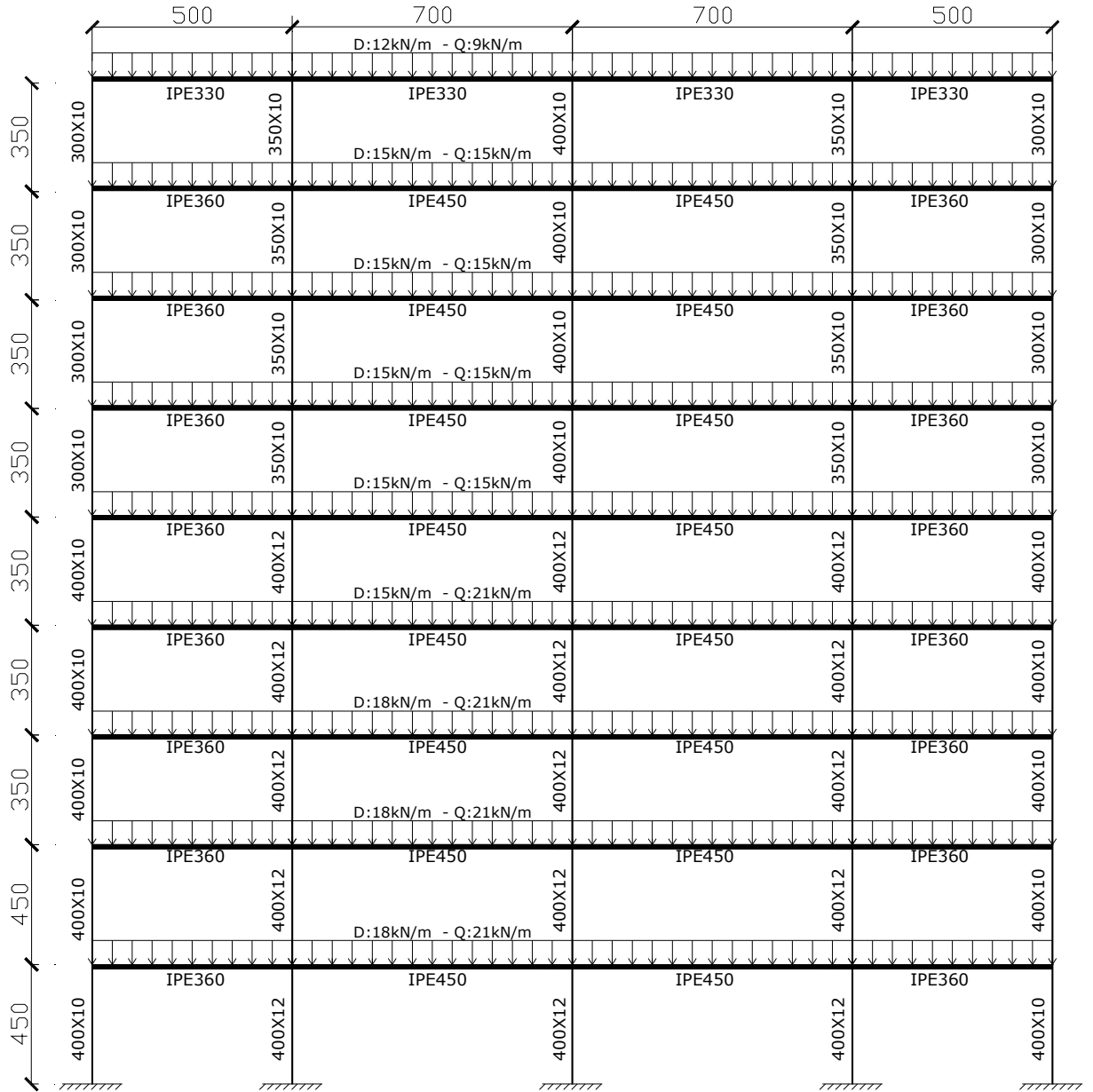
Şekil 3.9 C1-6 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.



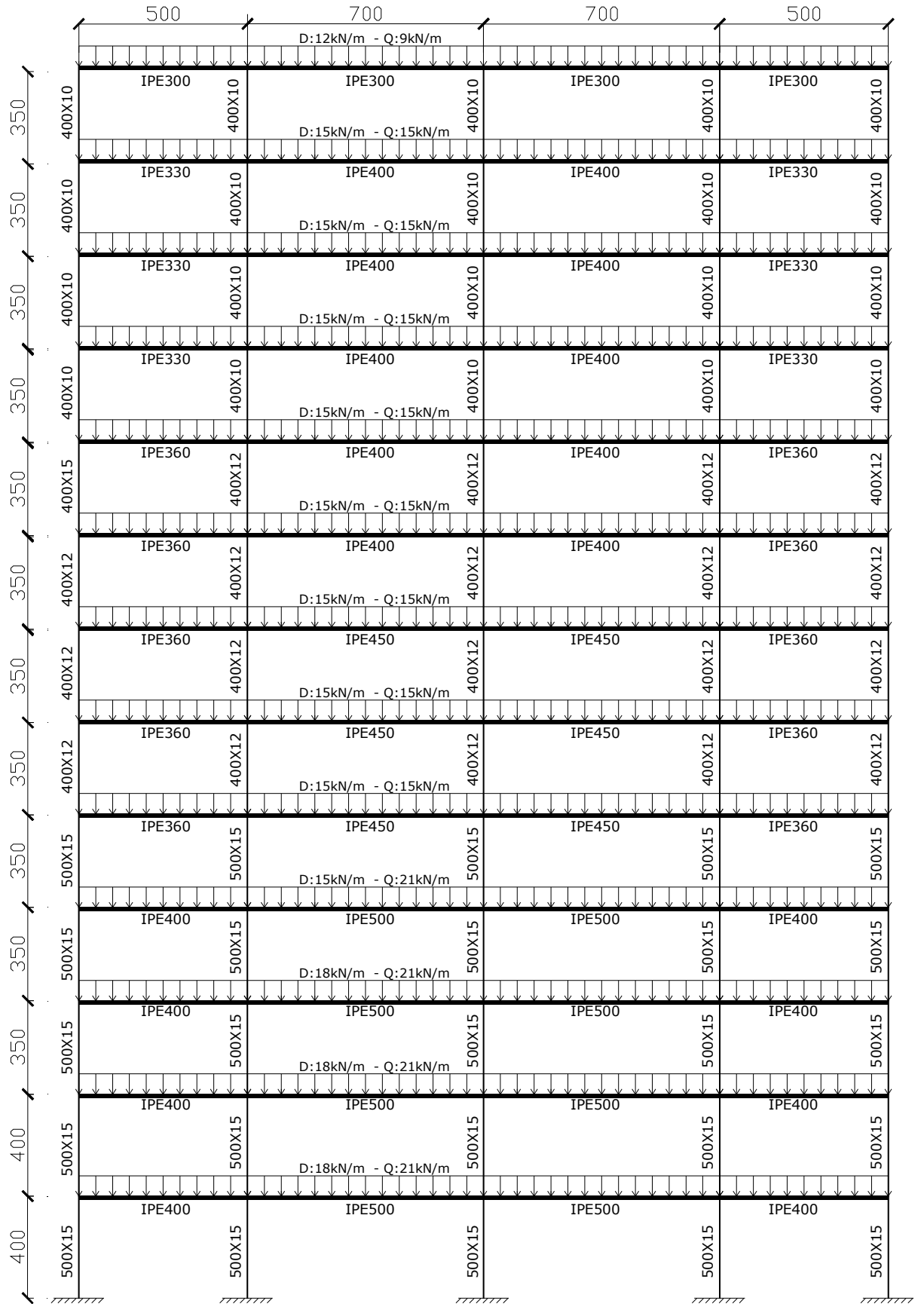
Şekil 3.10 C1-9 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.



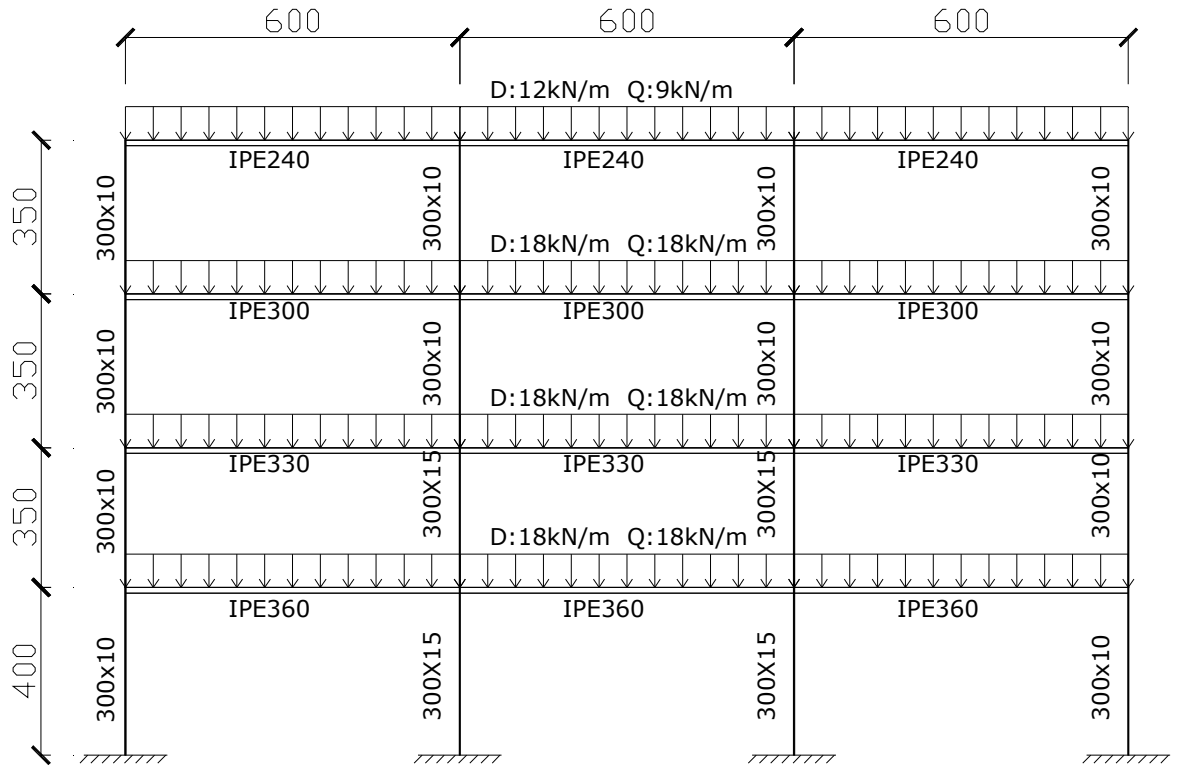
Şekil 3.11 C2-4 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.



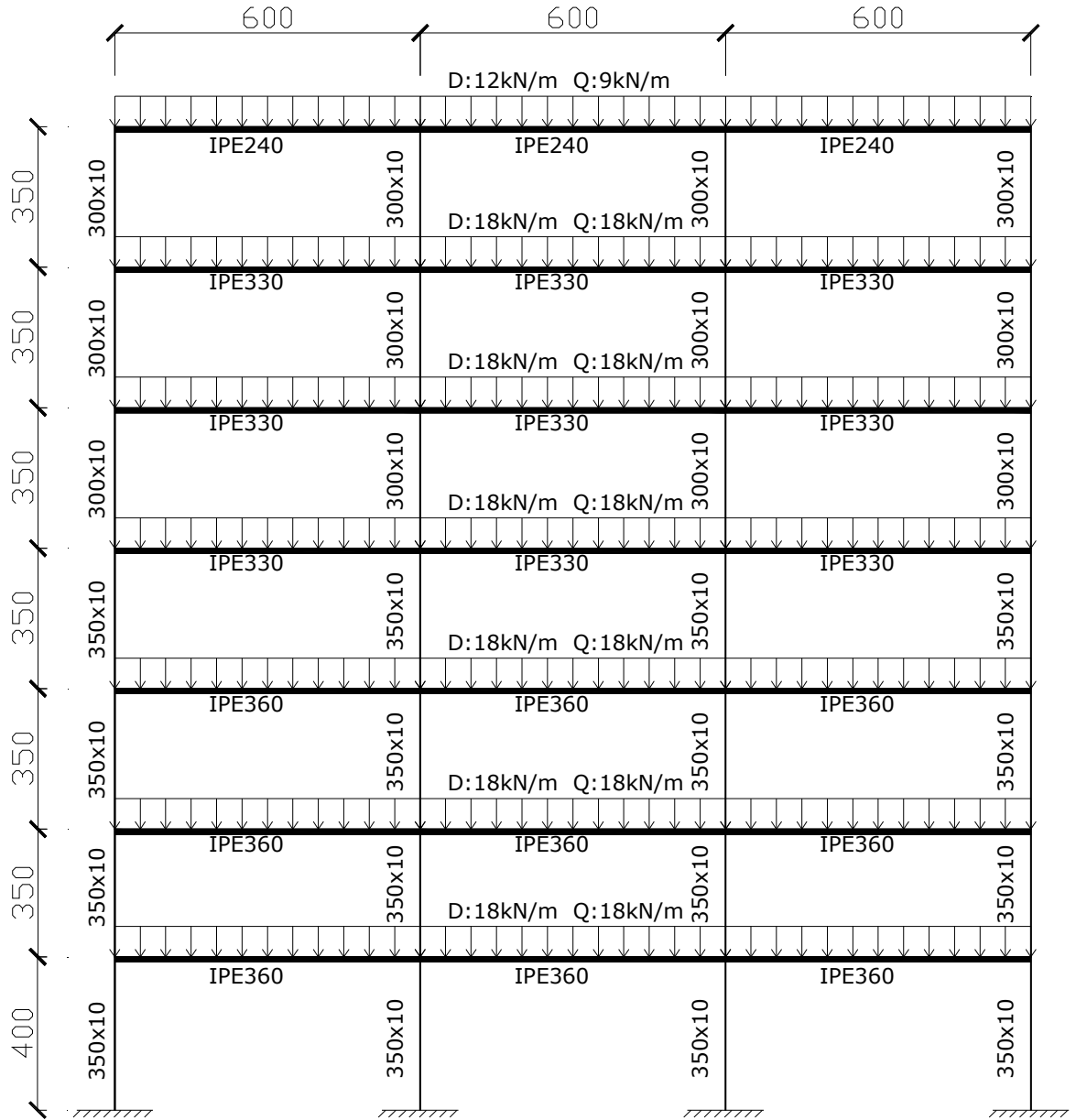
Şekil 3.12 C2-8 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.



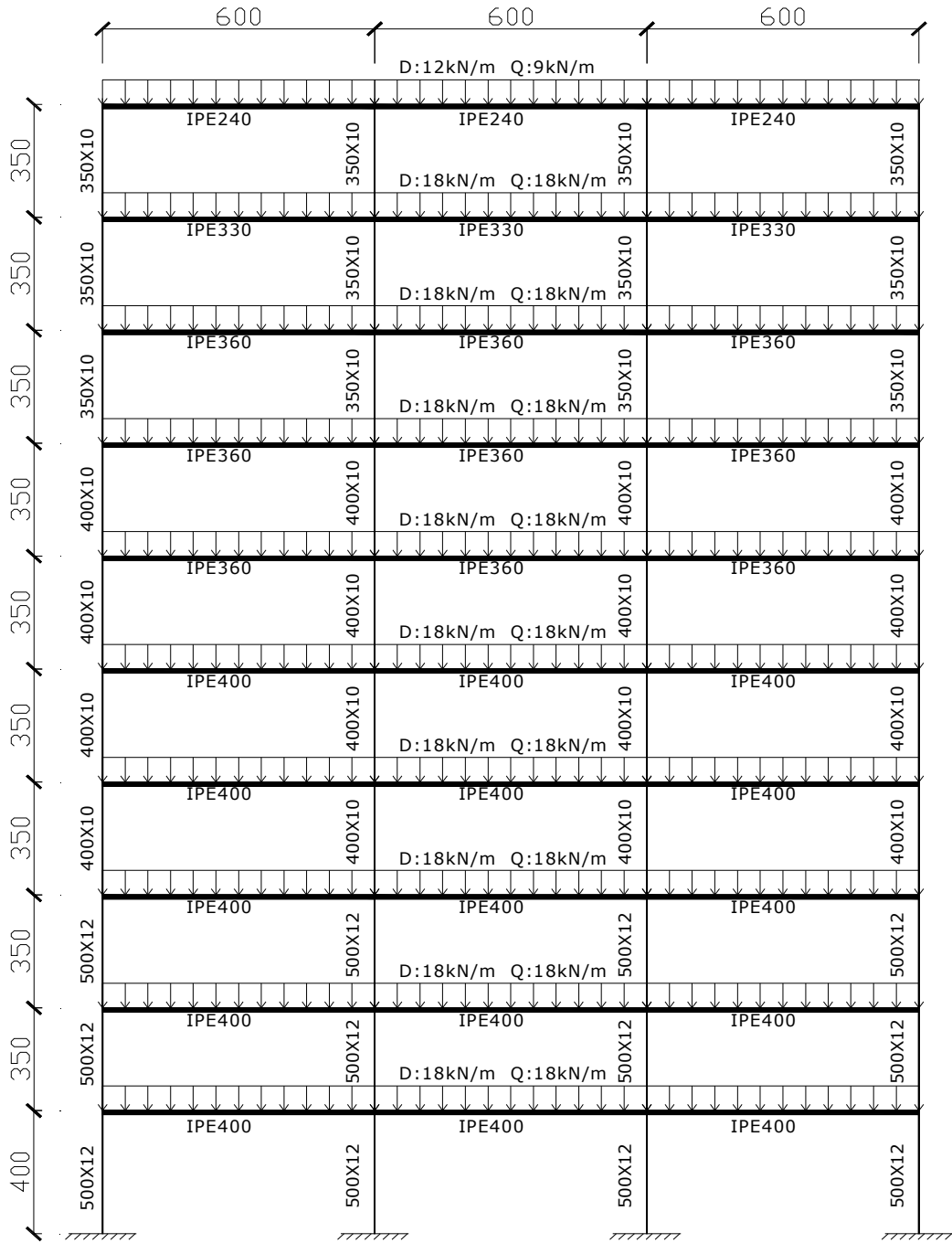
Şekil 3.13 C2-12 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.



Şekil 3.14 C2-3 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.



Şekil 3.15 C2-6 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.



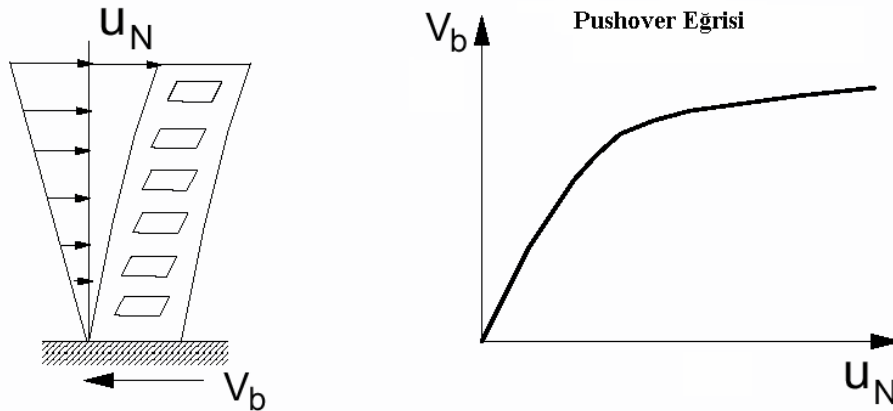
Şekil 3.16 C2-9 Çerçevesinin eleman ve çerçeve boyutları.

4. ÇERÇEVELERİN İTME ANALİZİ İLE DOĞRUSAL OLMAYAN DAVRANIŞLARININ BELİRLENMESİ.

EN1998, EN1994, EN1993 şartnamelerinin tasarım ve hesap esaslarına göre boyutlandırılmış çerçevelerin doğrusal olmayan mukabelelerini elde etmek için Sap2000 V10. Programı ile tepe itme analizi yapılarak Taban kesme kuvveti tepe yer değiştirmesi grafiği çizildi.

4.1 Pushover (İtme Analizi)

Yer değiştirmeye dayalı doğrusal olmayan kapasite analizi yöntemlerin temel noktası, pushover veya kapasite eğrisinin elde edilmesidir (Şekil 4.1). Pushover analiz, yapının yanal yük kapasitesini elde etmek için temel bir yaklaşımdır. Yapının kapasitesi, elemanların dayanım ve deformasyon kapasitelerine ve sistemin geometrisine bağlıdır. Pushover analizde yapının sismik davranışının tanımı, eşdeğer tek serbestlik dereceli bir sistem davranışı kabulüne dayanmaktadır.



Şekil 4.1 Örnek itme eğrisi (Pushover)

Statik itme analizinin iki esas tipinden biri kuvvet kontrollü yöntemdir. Bu yöntemde, daha önce seçilmiş yanal yük şekli iki veya üç boyutlu ana modellere artımsal olarak uygulanır. Çünkü, pek çok eleman için, etkiler, elastik kuvvet kapasitesini aştığı zaman, plastik mafsalların oluşumlarının ve iç kuvvetlerin tekrar dağıtılması gerekir. Bu tip Pushover analizi uygulamak kolaydır. Bununla birlikte, bu yöntemin sakıncası da vardır. Yapının toplam rijitliği azaltıldığı için, kuvvet seviyesinde herhangi bir önemli değişim olmaksızın yerdeğiştirme artar. Bu durum yakınsamada nümerik problemler yaratabilir. Bu problemin

üstesinden gelmek için araştırmacılar yerdeğiştirme kontrollü pushover analizin kullanılmasını önermişlerdir. Bu yöntemde ise, yanal yük paterni seçilir ve bu yük şablonu büyüklüğü önceden belirlenmiş yerdeğiştirme artımlarını sağlamak için iterasyonlar boyunca değişir. Yapıya uygulanmış yanal yük paterninin büyüklüğü değiştirilerek hedef yerdeğiştirmeye ulaşılır.

Genellikle bütün adımlar için yerdeğiştirme artımı sabit alınır ve önceden belirlenmiş yerdeğiştirme seviyesine veya göçme mekanizmasına kadar analiz sürdürülür. Başka bir deyişle; bir yapının pushover analizini yapmak için; eşdeğer yanal yük yöntemi veya modal analiz tekniği gibi uygun bir yöntemle ilk önce sismik yük dağılımı veya şablonu belirlenir. Kuvvet dağılımı uygulanır ve yükün büyüklüğü monotonik olarak artırılır. Yapının ilk plastik deformasyonu ile ilişkili olan yüklemenin konum ve büyüklüğü tespit edilir ve akma konumunda yapının rijitliği değiştirilir. Yükün büyüklüğü, tespit edilen bir sonraki akma noktasına kadar tekrar artırılır. Bu işlemler, maksimum beklenen bir deprem nedeniyle, hesaplanan maksimum yer değiştirmeleri veya deformasyon dayanımı aşmayacak şekilde oluşacak sismik kuvveti sağlamak için yeterli rijitlik indirgenmesine ulaşana kadar tekrar edilir. Diğer taraftan pushover analizde, önemli noktalardan biride yük şablonunun seçimidir. Genelde, seçilmiş yük paterni deprem esnasındaki atalet kuvvetlerinin dağılımına karşılık gelir. Bununla birlikte, atalet kuvvetlerinin dağılımı sismik etki halinde sabit değildir. Bu yüzden bazı araştırmacılar bu problemin üstesinden gelmek için farklı yollar önermişlerdir. Bu yollardan birinde, kat yükleri, sehim şekil ile orantılı olarak dağıtılırken, bir diğerinde, yüklerin, bir önceki adımdaki kat kesme kuvvetleri ile orantılı olarak dağıtılması önerilmektedir. Bir başkasında ise, her bir yük adımında sekant rijitlikleri kullanılarak çıkartılmış mod şekillerine dayalı SRSS yük paternlerinin kullanılmasını önerilmiştir. Hesaplarda daha basit yöntemler geliştirmek ve yakınsama için, sabit yük paternlerinin kullanılması da mümkündür. Sabit yük paterni kabulünde, deprem süresince atalet kuvvetlerinin dağılımı sabit kabul edilir. Sabit yük paterni kullanıldığı zaman, bu sabit yük paternleri ile elde edilen maksimum deformasyonlar, bir depremde beklenen deformasyonlarla uyumlu olmalıdır. Eğer yüksek mod katkısı yapı davranışında çok etkin değilse ve yapı için yalnızca tek göçme mekanizması varsa sabit yük paterni kabulü gerçekçidir. Ayrıca, üçgen dağılım, birinci mod şekli dağılımı, düzgün yayılı dağılım ve en üst kat seviyede tekil yatay yük uygulaması değişik yatay yük şablonları uygulanmaktadır. Bu çalışmada, kat ağırlık orantılı olarak kat seviyelerine tekil kuvvetler gelecek şekilde düzgün

yayılı(dikdörtgen) yükleme şablonu kullanılmıştır.

4.1.1 Tepe İtme Analizinin Yükleme Şablonunun Seçilmesi

Değişik yük dağılımları, değişik yatay yük-tepe noktası yerdeğiştirmesi ilişkisi vereceğinden, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yönteminde uygulanacak yatay yük dağılımının seçimi çok önemli olmaktadır. Genel olarak birinci mod etkilerinin hakim olduğu düzgün yapılarda, yatay yük dağılımı bu mod şekline benzer bir dağılım olarak seçilebilmektedir. Yüksek mod etkilerinin önemli olabileceği yapılarda ise, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizlerinde kullanılacak yatay yük dağılımları, yüksek modların katılımını da içermelidir. Bu yöntemler yüksek mod esaslı yöntemler olarak bilinmektedir (doğrusal olmayan statik modal artımsal itme analizi yöntemi). Bu çalışmada A.KORMAZ A.SARI'nın makalesi dikkate alınarak dikdörtgen yükleme şekli(sadece kütleyle bağlı) hesaplarda kullanılmıştır.

Armağan KORKMAZ, Ali SARI “EVALUATION OF LATERAL LOAD PATTERN IN PUSHOVER ANALYSIS” isimli makalelerinde tepe itme analizinde kullanılan üçgen, dikdörtgen, parabolik, dağılımlı yükleme şekillerini zaman alanında analiz yöntemiyle karşılaştırarak en uygun yükleme biçiminin hangisi olduğu irdelenmiş. Çalışmalarında 3, 5, 8, 15 katlı farklı serbest titreşim periyotlu yapıların üzerinde kullanılan üçgen, dikdörtgen, parabolik, dağılımlı yükleme şekilleri ile tepe itme analizi yapılmış ve aynı yapılar birde zaman alanında analiz ile değerlendirilerek sonuçlar karşılaştırılmış. Sonuç olarak aşağıdaki grafiklerden de anlaşıldığı üzere dikdörtgen yükleme şeklinin zaman alanında analiz yöntemine daha yakın sonuçlar verdiği ve diğer yük şekillerine göre daha tutarlı sonuçlar elde edilmiş

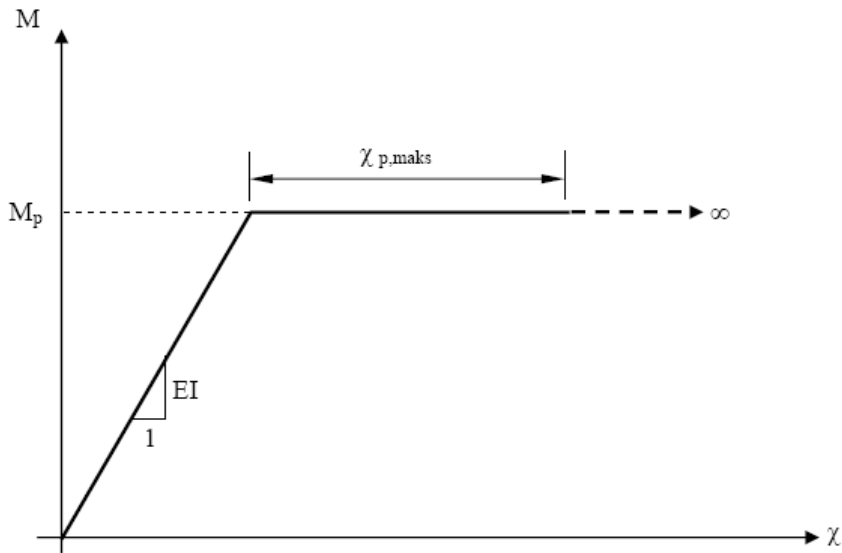
4.2 Plastik Mafsalların Tanımlanması

4.2.1 Plastik mafsal hipotezi:

Yeterli sünekliğe sahip kesitlerin eğilme momenti-eğrilik ($M-\chi$) ilişkileri incelendiğinde, eğilme momenti-eğrilik bağıntılarının esas olarak iki farklı bölgeden oluştukları gözlenmektedir(Şekil 4.2). Birinci bölgede, eğilme momentinin düşük değerleri için kompozit kesitlerin eğilme momenti-eğrilik bağıntıları doğrusal-elastik olarak kabul edilebilir. Bu bölgede, kesitteki beton ve çelik eleman doğrusal davranış bölgesinde kalmaktadır. Eğilme

momentinin artan değerleri için, sırasıyla kesitte çatlama ve elik elemanda akma meydana gelmektedir. Kesitteki gerilmelerin artmasıyla birlikte, betonda ve elik elemanda doğrusal olmayan gerilme-ekil değiştirme ilişkilerinin kesitin davranışında hâkim olmaya başlaması, kesitin eğilme momenti-eğrilik bağıntısının doğrusal davranışını terk etmesine neden olmaktadır. Eğilme momenti-eğrilik bağıntısının ikinci bölgesinde, eğri yataya yakın olmaktadır. Plastik davranışın hakim olduğu bu bölgede, kesite etkiyen eğilme momentinde çok küçük artımlar meydana gelirken kesit dönmeleri ve eğrilik hızlı bir şekilde artmakta ve eğriliğin sınır değerine erişmesi ile kesitte g tükenmesi meydana gelmektedir.

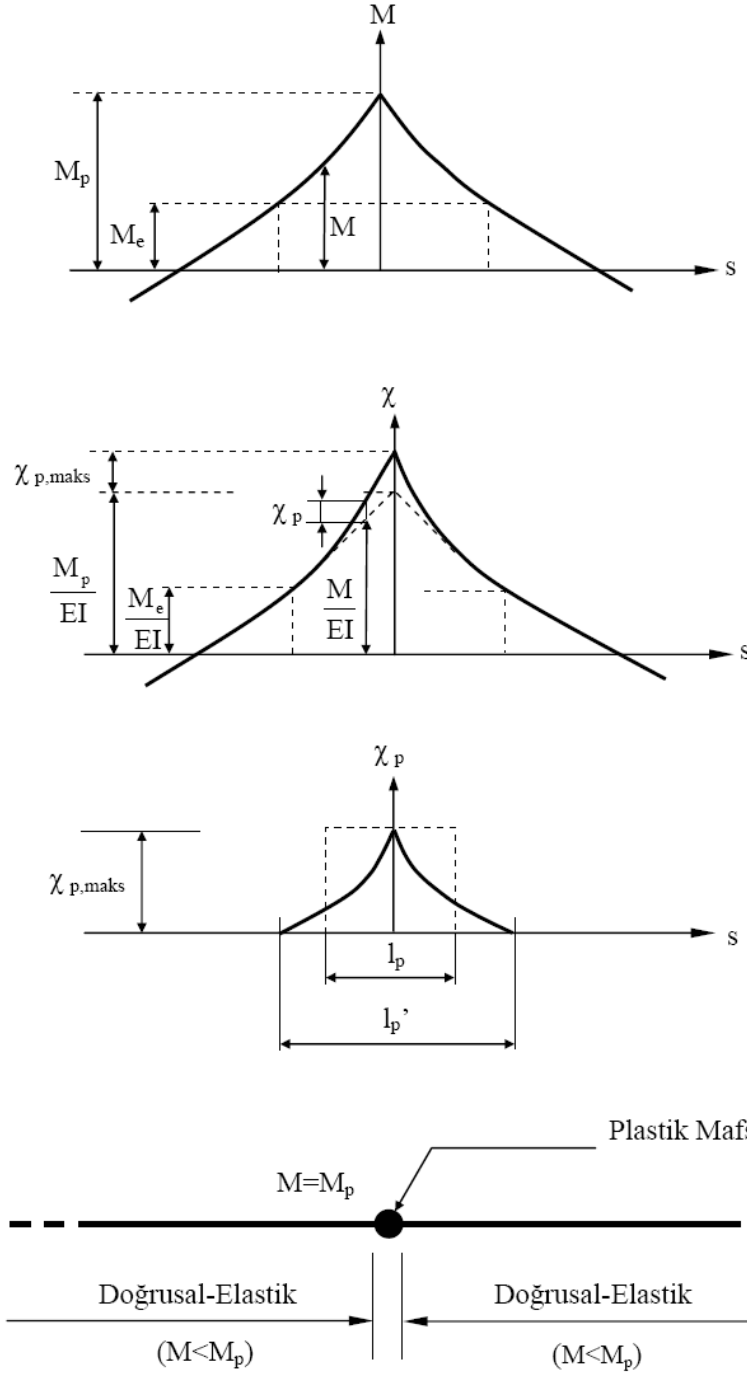
Toplam ekil değiştirmelerin doğrusal ekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan ekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan ekil değiştirmelerin plastik mafsallarda (plastik kesit) adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde sistemin doğrusal elastik davrandığı varsayılabilir. Plastik dönmelerin bu şekilde belirli bir bölgede toplanması plastik mafsallarda (plastik kesit) olarak adlandırılmaktadır. Plastik mafsallarda kesit dönmeleri eğilme momentinin en büyük değerine (M_p) ulaşması ile ortaya çıkmaktadır. Plastik mafsallarda adı mafsaldan ayıran en önemli özellik, plastik mafsallarda kesitin sabit bir moment değerine sahip olmasıdır.



şekil 4.2 Moment-eğrilik ilişkisini gösteren grafik

$$M < M_p \quad \text{için} \quad \chi = \frac{M}{EI} \quad (4.1)$$

$$M = M_p \quad \text{için} \quad \chi \longrightarrow \chi_{p,maks} \quad (4.2)$$



Şekil 4.2 Toplam Eğilme şekil değirmeleri ve Doğrusal Olmayan şekil değıştirmeler

Şekil 4.2 da gösterildiği üzere plastik şekil değıştirmeler, eleman üzerinde l_p uzunluğunda bir bölgede toplanmakta ve en büyük eğrilik $\chi_{p,maks}$ değerine eşit olmaktadır.

Plastik mafsalsal hipotezinde, çubuk elemanı üzerinde l_p uzunluğundaki bir bölgede sürekli olarak yayılmış olan plastik şekil değıştirmelerin

$$\theta_p = \chi_p l_p = (\chi - \chi_\epsilon) l_p \quad (4.3)$$

şeklinde, plastik mafsalsal olarak tanımlanan bir noktada toplandığı varsayılmaktadır. Verilen bağıntıda θ_p plastik mafsalsal dönmesini göstermektedir.

Plastik mafsalsalın kapasitesi ise

$$\theta_{p,maks} = \int_{l_p} \chi_p ds \quad (\chi_p \rightarrow \chi_{p,maks}) \quad (4.4)$$

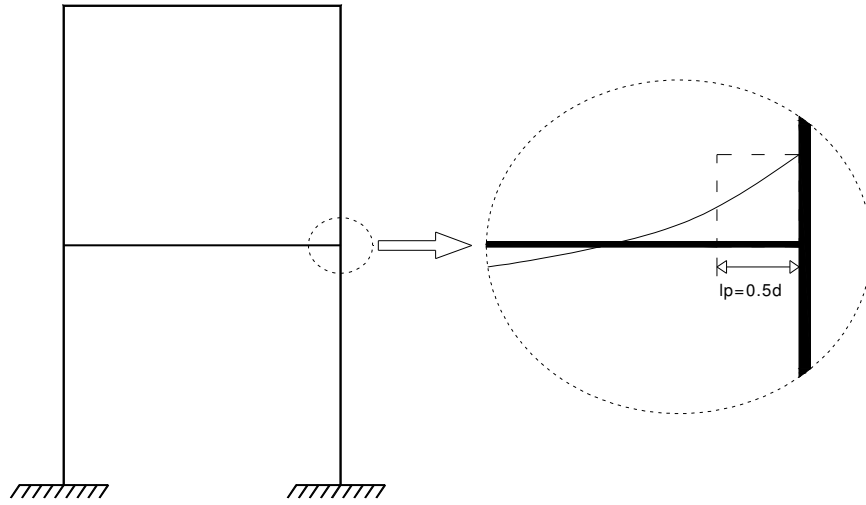
şeklinde elde edilir.

Maksimum plastik mafsalsal dönmelerine ait yukarıdaki bağıntıya alternatif olarak dönme kapasiteleri aşağıda verilen yaklaşık bağıntı ile elde edilebilmektedir.

$$\theta_p = l_p \chi_{p,maks} \quad (4.5)$$

(l_p) plastik mafsalsal uzunluğu yaklaşık olarak $l_p \approx 0.5d$ şeklinde hesaplanır (Şekil 4.3).

d: kesit yüksekliği



Şekil 4.3 Plastik mafsall bölgesinin uzunluğu (l_p)

4.3 Sap2000 Programı ile Artımsal İtme Analizinin Yapılması

Artımsal tepe itme analizi(Pushover) doğrusal ve doğrusal olmayan analiz olarak iki aşamada yapılır.

4.3.1 Doğrusal analiz

- Çerçeve geometrisinin modellenmesi.
- Kolon ve kiriş elemanların kesitlerinin belirlenmesi.

4.3.2 Doğrusal olmayan analiz.

Kirişlerin üzerine düşey yük değerleri atanır ve düşey yükleme analizinin doğrusal olmayan analiz ile yapılır (Şekil 4.4).

Analysis Case Data - Nonlinear Static

Analysis Case Name: D1 Set Def Name

Analysis Case Type: Static

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case DEAD

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

Analysis Type

☐ Linear

☒ Nonlinear

☐ Nonlinear Staged Construction

Modal Analysis Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load	D1	1.
Load	D1	1.

Add
Modify
Delete

Other Parameters

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

OK
Cancel

Şekil 4.4 Düşey yüklemelerin oluşturulması

Deprem yüklemesi esnasında yapıya yatay yükler ile birlikte düşey yüklerde etki edeceğinden Pushover analizinin başlangıç basamağı düşey yükleme olacaktır. Düşey yüklemeler de doğrusal olmayan analiz ile yapılarak tepe itme analizinin başlangıç koşulları belirlenmiş olur(Şekil 4.4). Düşey yüklemenin doğrusal olmayan analiz ile yapılmasının diğer bir nedeni ise böylelikle düşey yüklemekten oluşan kesit tesirlerinin mafsallaşmalar üzerindeki etkisinin göz önünde bulundurulacak olmasıdır.

Analysis Case Data - Nonlinear Static

Analysis Case Name PSH Set Def Name

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case Qcati

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

Analysis Case Type Static

Analysis Type

☐ Linear

☒ Nonlinear

☐ Nonlinear Staged Construction

Modal Analysis Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	1.
Accel	UX	1.

Add Modify Delete

Other Parameters

Load Application Displ Control Modify/Show...

Results Saved Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters User Defined Modify/Show...

OK Cancel

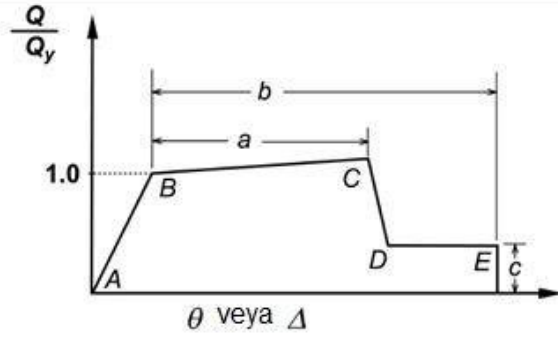
Şekil 4.6 İtme analizinin oluşturulması(Pushover case)

4.3.3 Plastik Mafsalların Tanımlanması.

Çalışmada kullanılan çerçeve modellerinde plastik mafsal şekli bakımında 2 tip eleman kullanıldı.

4.3.3.1 Kirişler

($N_d < 0,1 N_{mak}$), kesitin mafsallaşmasında moment etkisinin baskın olduğu diğer bir değişle normal kuvvet değerinin önemsenmeyecek kadar ufak olduğu elemanlar. Bu tür elemanlar için sap2000 programında “M” türü mafsallar kullanılır(Şekil 4.8) (Şekil 4.9).



Şekil 4.7 Fema 356 ya göre örnek kiriş mafsalı.

A: Kesitin Başlangıç noktası, yük ve deformasyon değerinin sıfır olduğu nokta.

B: Kesitin Akma Noktası, doğrusal olmayan davranışın başlangıç noktası.

A-B arasında program doğrusal analiz yapar.

C: Mafsada göçme oluşmaksızın alabileceği en büyük moment değerini gösterir.

D: Kesitte kısmi güç yitirmelerin meydana geldiği fakat halen toptan göçmeye ulaşmamış nokta.

E: Toptan göçme noktası

Çalışma kapsamında Kiriş mafsallı modellerinin belirlenmesinde FEMA 356 esas alınmıştır(Şekil 4.7).

FEMA 356 5.6 tablosunda “a” süneklik düzeyi yüksek kirişler olarak tanımlanırken “b” süneklik düzeyi normal kirişler olarak tanımlanır (Şekil 4.9).

Frame Hinge Property Data for **kiris - Moment M3**

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.6	-11
D-	-0.6	-9
C-	-1	-9
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1	9
D	0.6	9
E	0.6	11

☒ Symmetric

Type

☒ Moment - Rotation

☐ Moment - Curvature

Hinge Length

☐ Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

☒ Use Yield Moment Moment SF Positive Negative

☒ Use Yield Rotation Rotation SF Positive Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

☒ Immediate Occupancy Positive Negative

☒ Life Safety Positive Negative

☒ Collapse Prevention Positive Negative

☐ Show Acceptance Criteria on Plot

Şekil 4.8 Kiriş mafsallarının oluşturulması.

Table 5-6 Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria				
	Plastic Rotation Angle, Radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, Radians				
				IO	Primary		Secondary	
	a	b	c		LS	CP	LS	CP
Beams—flexure								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}}$	9θ _y	11θ _y	0.6	1θ _y	6θ _y	8θ _y	9θ _y	11θ _y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	4θ _y	6θ _y	0.2	0.25θ _y	2θ _y	3θ _y	3θ _y	4θ _y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used							
Columns—flexure ^{2, 7}								
For P/P _{CL} < 0.20								
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	9θ _y	11θ _y	0.6	1θ _y	6θ _y	8θ _y	9θ _y	11θ _y
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	4θ _y	6θ _y	0.2	0.25θ _y	2θ _y	3θ _y	3θ _y	4θ _y
c. Other	Linear interpolation between the values on lines a and b for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used							

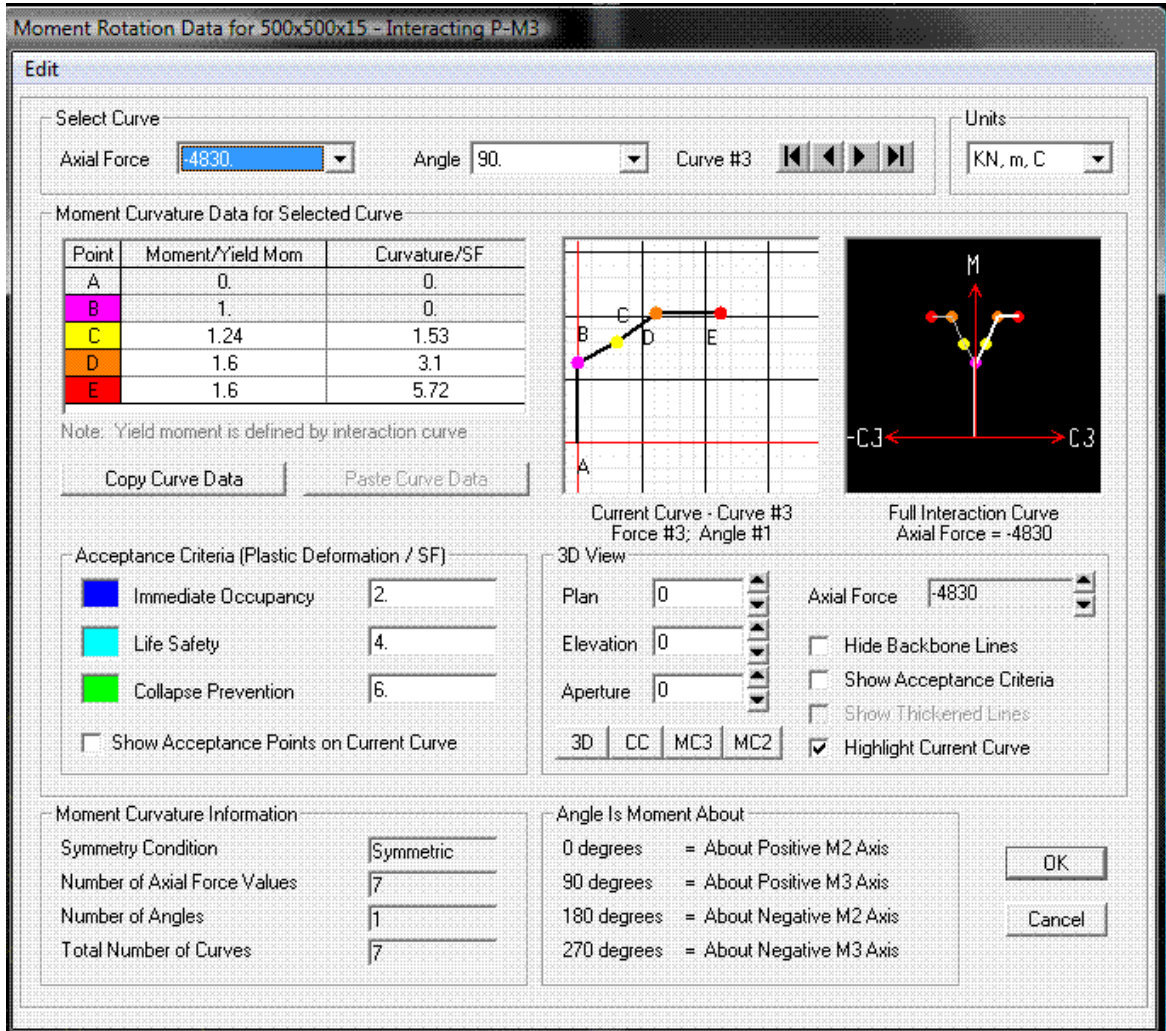
Şekil 4.9 Şekil 4.7 de gösterilen a,b,c parametreleri (Fema 356 5-6 Tablosu).

4.3.3.2 Kolon elemanlar

Eksenel yük seviyesinin mafsallaşmada etkili olacak kadar yüksek olduğu elemanlar. Çalışma kapsamında kolon eleman olarak kullanılan CFT elemanların mafsal modelleri “Cyclic analysis and capacity prediction of concrete-filled steel box columns”(K. A. S. Susantha, Hanbin Ge and Tsutomu Usami) makalesi esas alınarak yapılmıştır. CFT elemanların mafsal

modelleri ile ilgili 1. Bölümde geniş bilgi verildiği için burada bahsedilmeyecektir. Kolonlar için Sap2000 programında PMM mafsal modeli kullanılmaktadır(Şekil 4.10). Bu mafsal modeli farklı yük seviyeleri için ayrı ayrı tanımlanmış deformasyon eğrilerinden meydana gelir.

Deprem esnasında taşıyıcı sistemin kolonlarına etkiyen eksenel yük değeri sürekli değişir. Fakat Sap2000 programında PMM mafsalında sadece kesitin akma momentine ulaştığı andaki eksenel yük değerini kesitin eksenel yükü olarak kabul eder ve daha sonraki adımlarda mafsalı değişen eksenel yük seviyesine göre biçimlendirmez.



Şekil 4.10 Kolon mafsallarının oluşturulması

4.3.4 İtme analizinin yapılması

Mafsalların çerçeve elemanları üzerine atanması yapıldıktan sonra analiz tanımlanıp çalıştırılır.

Programın” Analysis Case” kısmından “Nonlinear Static” analizi oluşturularak Pushover analiz çalıştırılır.

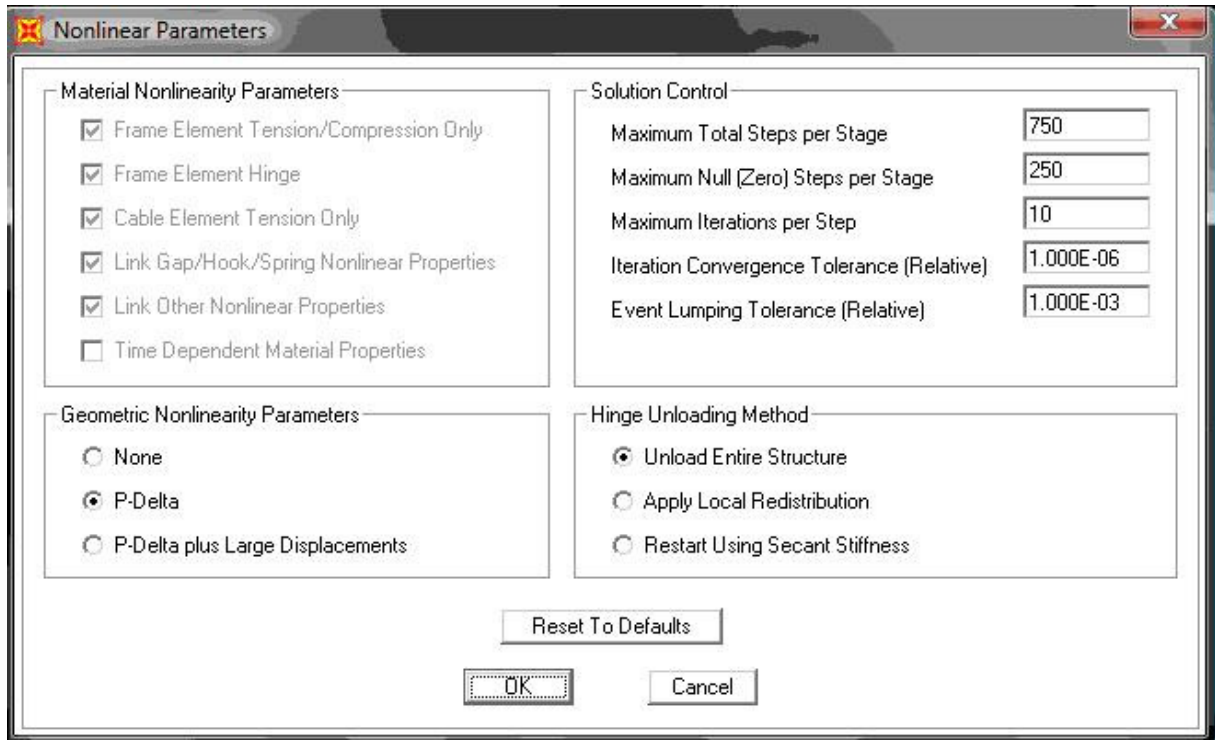
Sadece kütleyle bağlı yük şablonu oluşturulacağından “loads Applied” kısmından “load type” kısmı “Accel” (ivme) seçilir.

$$F=m.a$$

Yerdeğiştirme Kontrollü Pushover analizi yapılacağından dolayı “Load Application” bölümünden “Displacement control” seçilir. Yine aynı bölümden analizin sürdürülebileceği en büyük tepe yerdeğiştirmesi değeri girilir.

Pushover analiz boyunca büyük yerdeğiştirmeler meydana geldiğinden dolayı hesaplarda P-Δ etkisinin dikkate alınması gereklidir. (“Nonlinear Parameters” ==> P-Δ)

Uygun İterasyon adımları belirlenerek Analiz çalıştırılır.

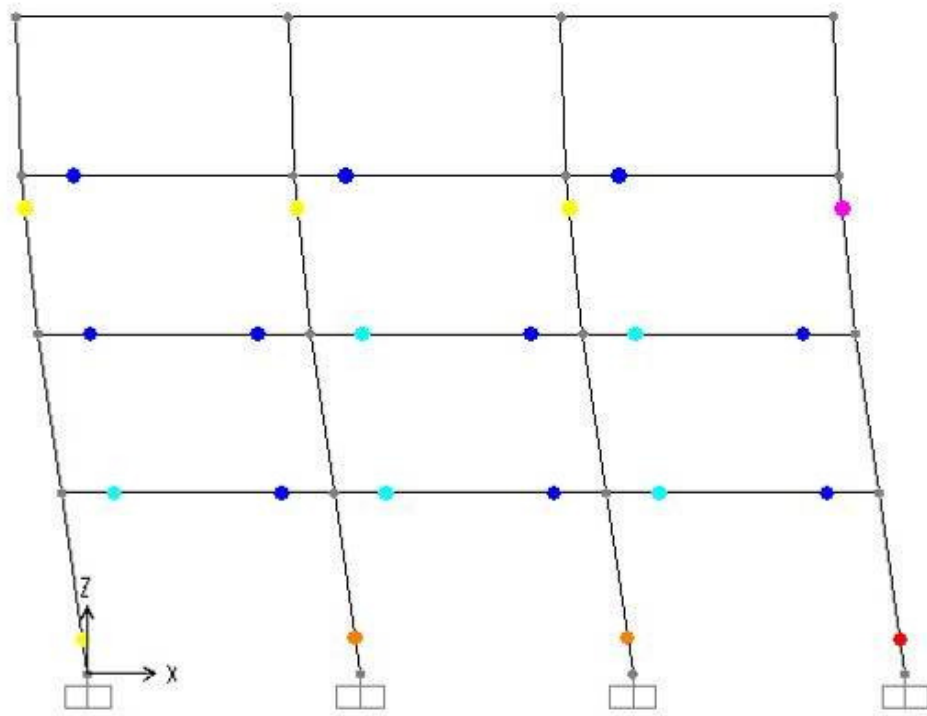


Şekil 4.11 Doğrusal olmayan analiz parametrelerinin tanımlanması

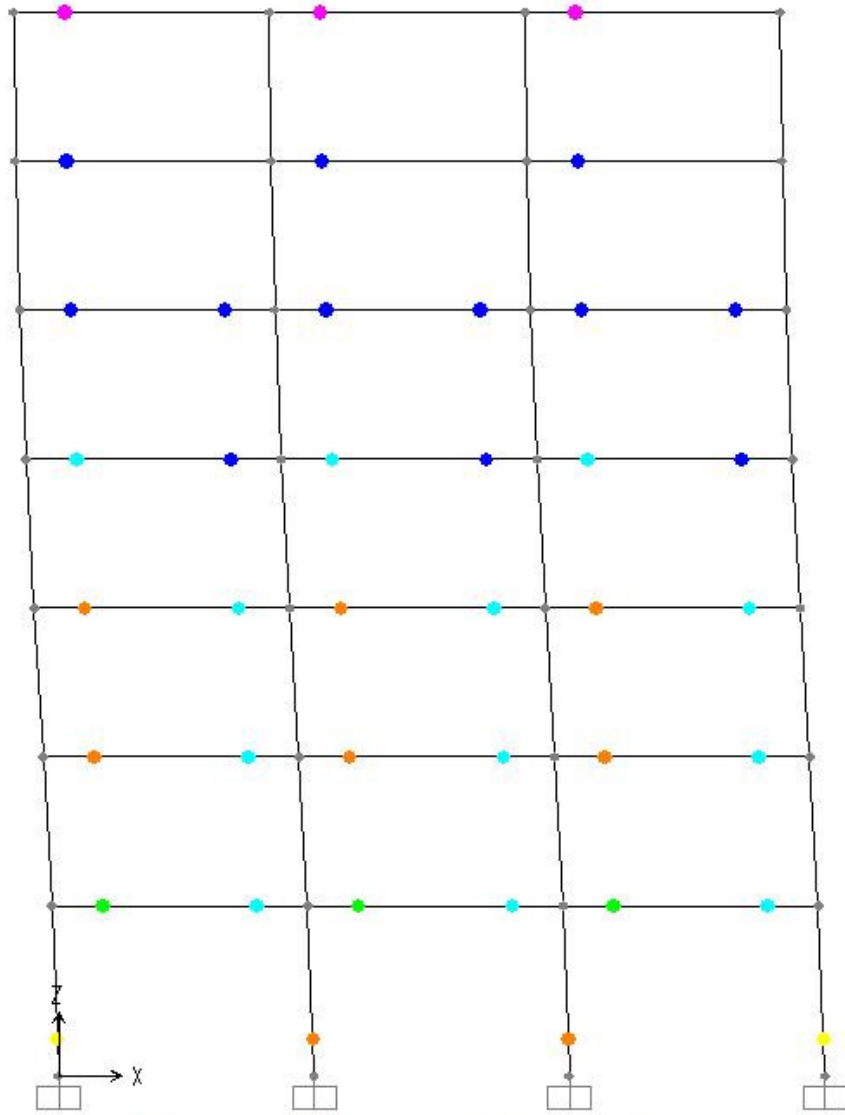
4.3.5 Performans kriterleri

Doğrusal olmayan itme analizi sonucunda anlamsız neticelere varmamak için bazı kriterler belirlenmelidir. Bu çalışma kapsamında kullanılan kriterler aşağıda belirtilmiştir.

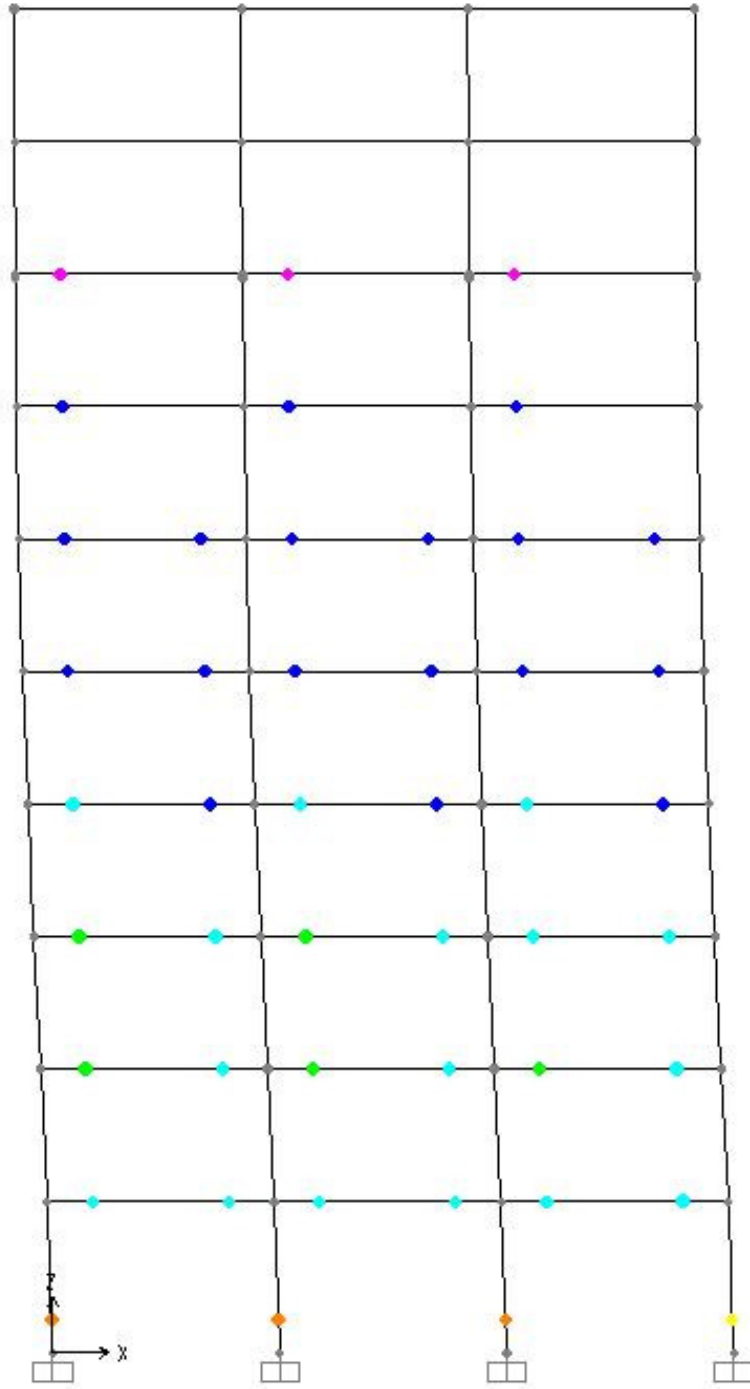
- 1) Herhangi bir kat mekanizması olduğu anda iterasyon bir önceki adımdan itibaren durdurulur.
- 2) Tepe yerdeğiştirmesi en çok yapı yüksekliğinin %4 üne ulaşabilir.
- 3) Herhangi bir kat için görelî kat ötelemesi kat yüksekliğinin %2 sini geçemez.
- 4) İtme analizi sırasında ciddi bir yük kaybı meydana gelirse bir önceki adımdan analiz sona erdirilir.
- 5) Herhangi bir katta yatay yük taşıyan kirişlerin en çok %20'si göçme bölgesini geçebilir.
- 6) Herhangi bir kolonun göçme bölgesine gemcesine izin verilmez.



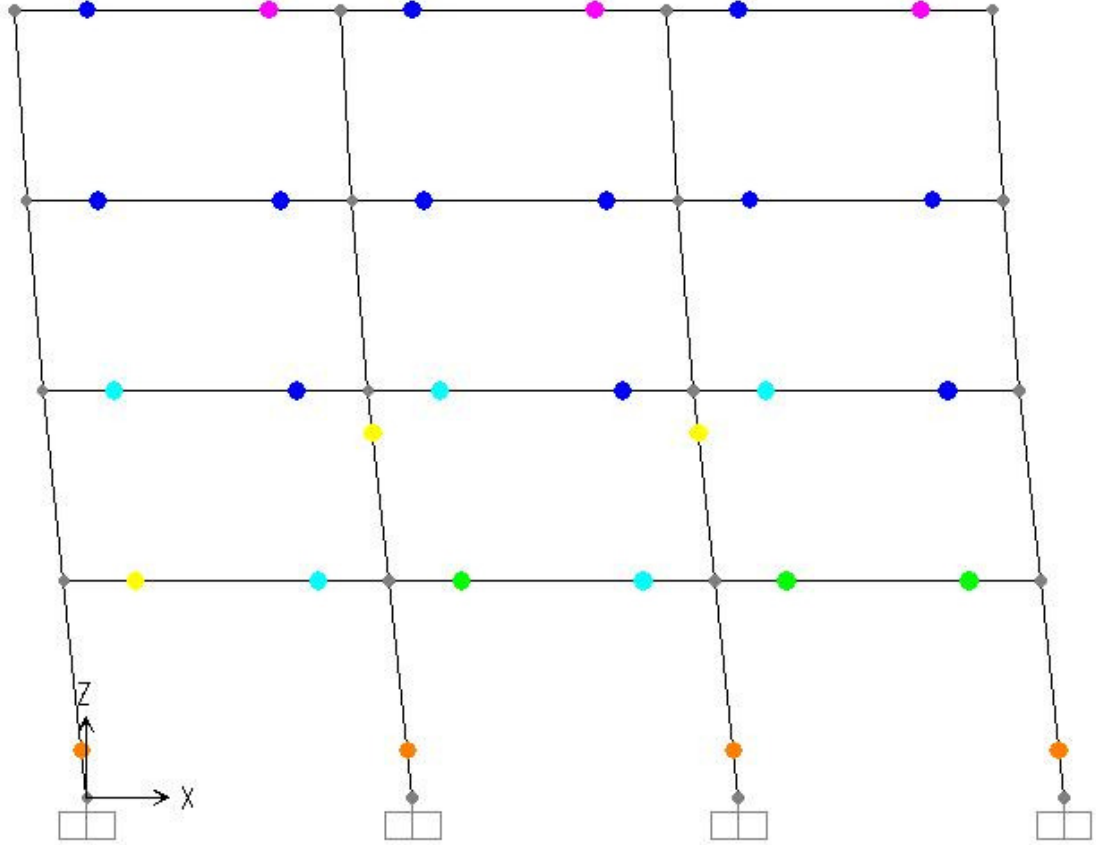
Şekil 4.12 C1-3 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu



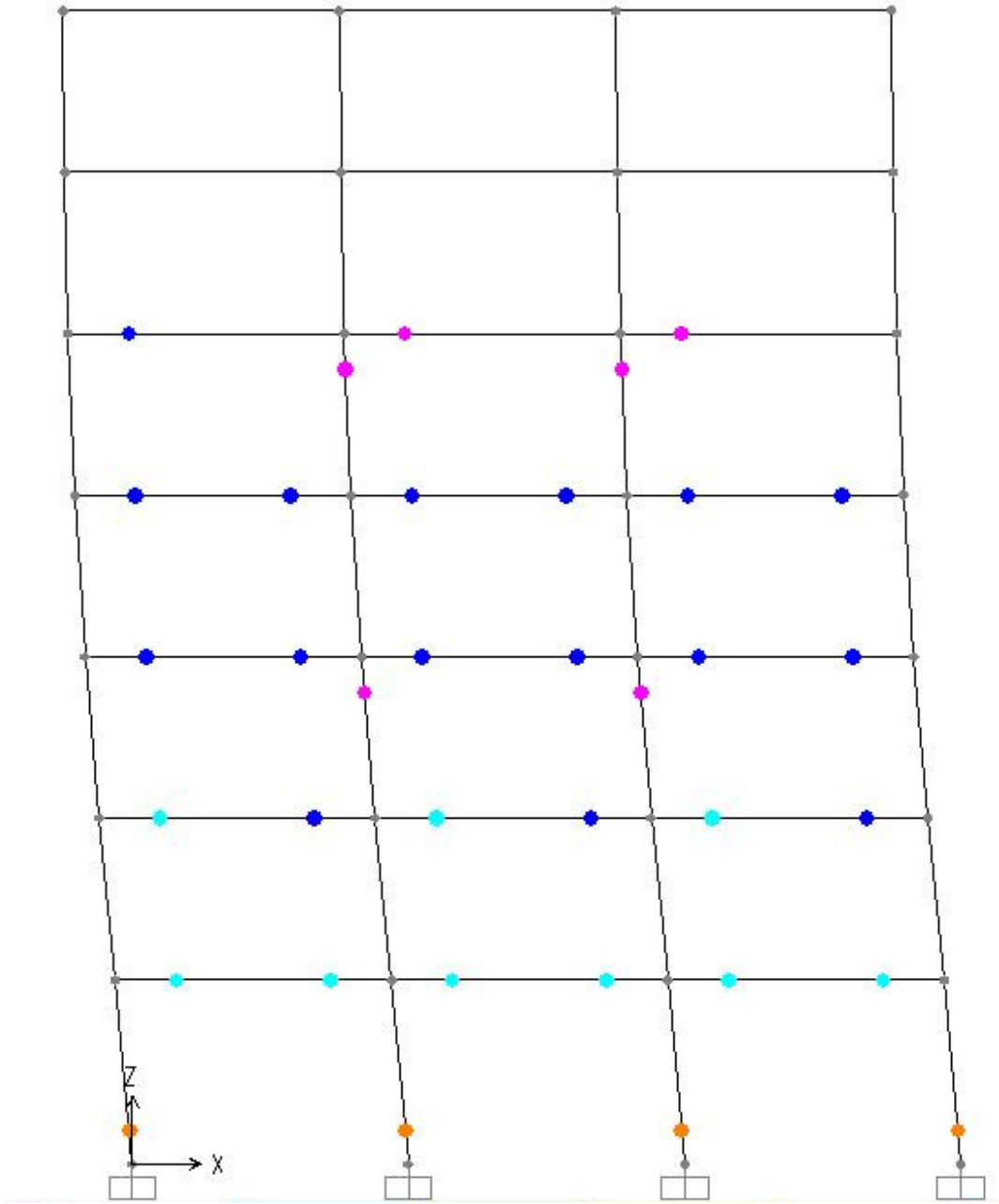
Şekil 4.13 C1-6 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu



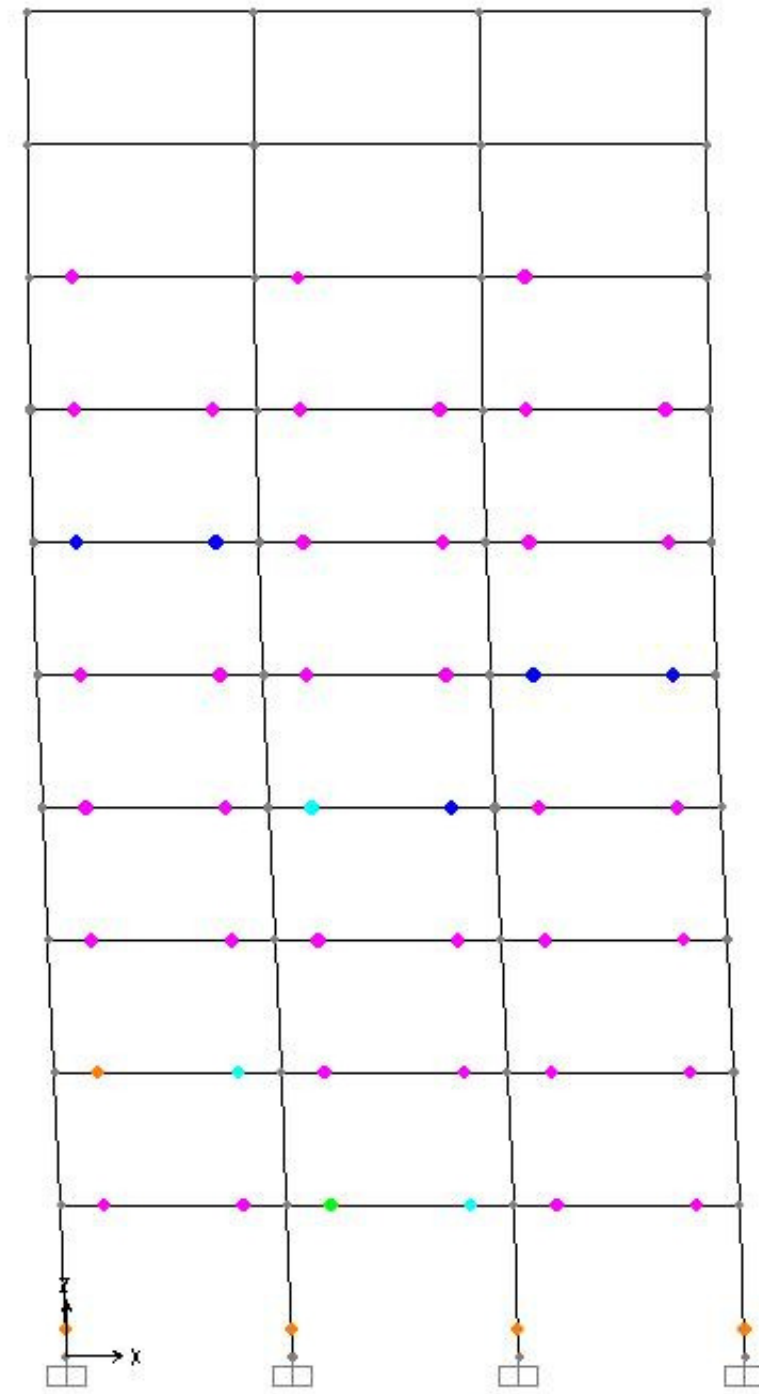
Şekil 4.14 C1-9 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu



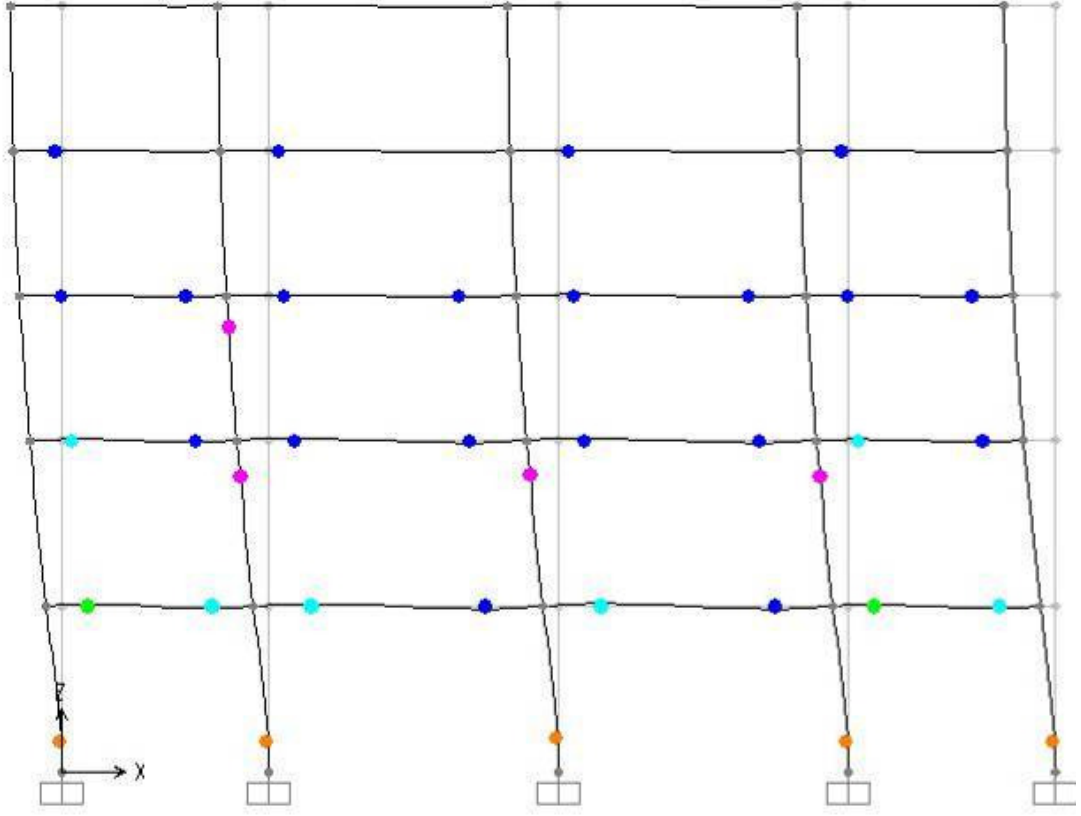
Şekil 4.15 C2-3 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu



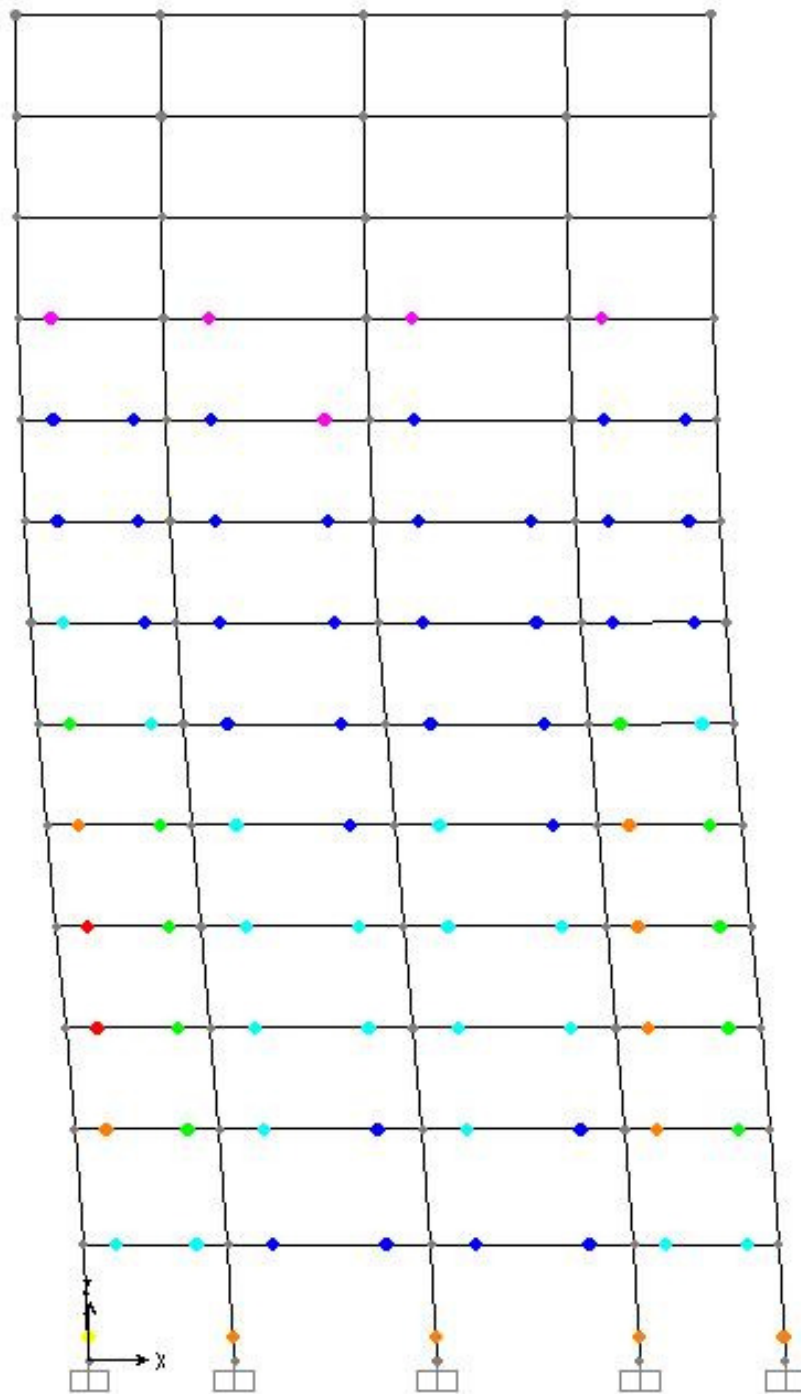
Şekil 4.16 C2-6 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu



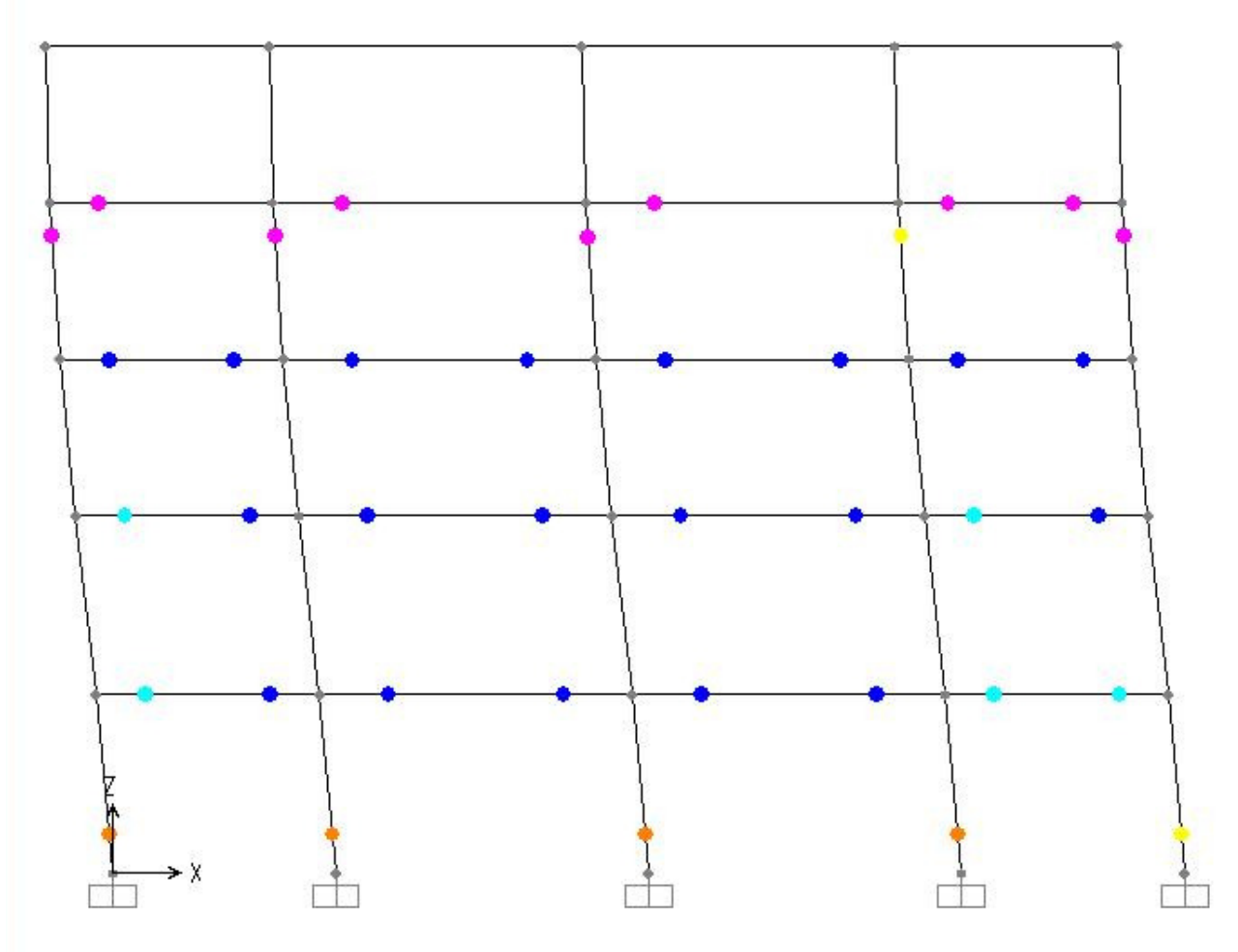
Şekil 4.17 C2-9 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu



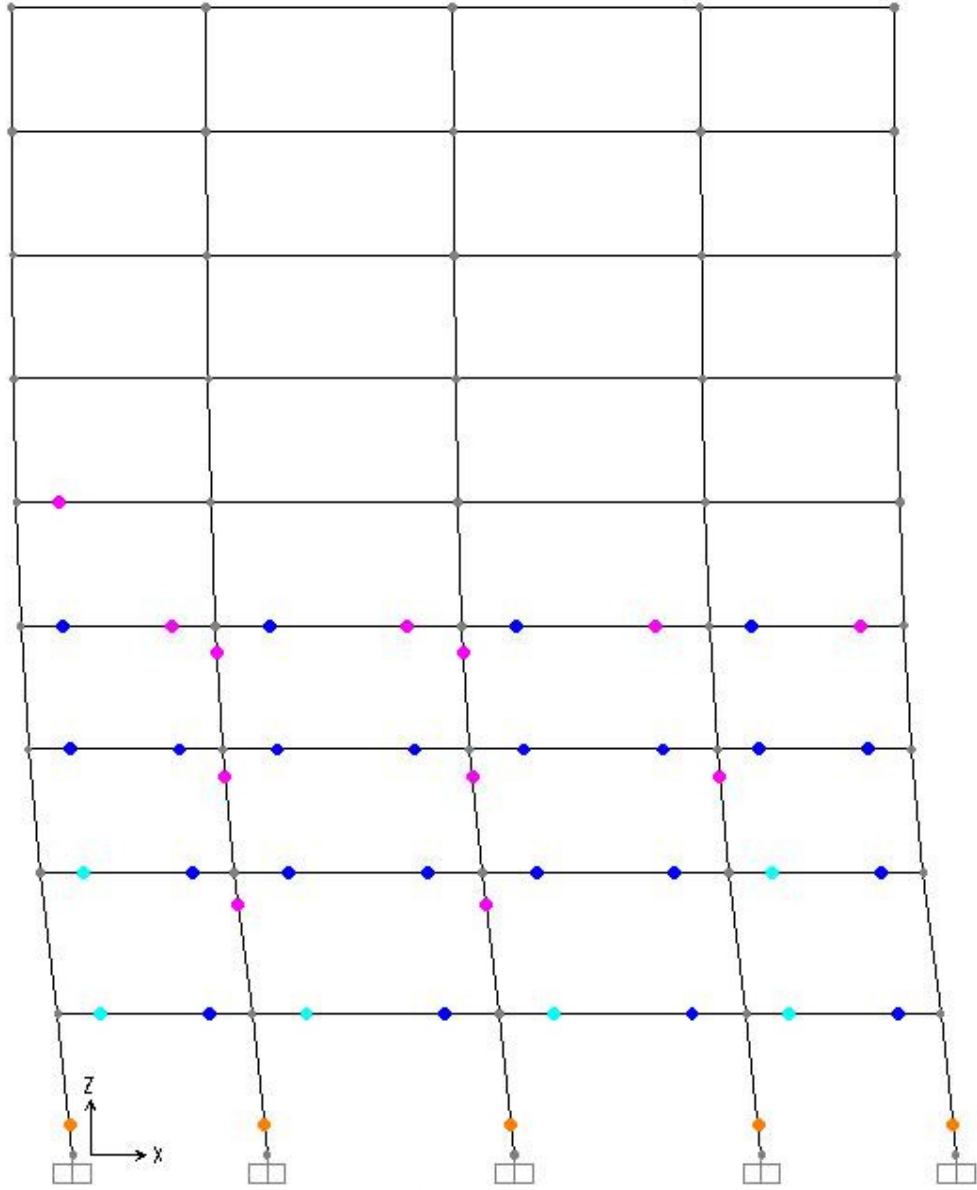
Şekil 4.18 C1-4 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu



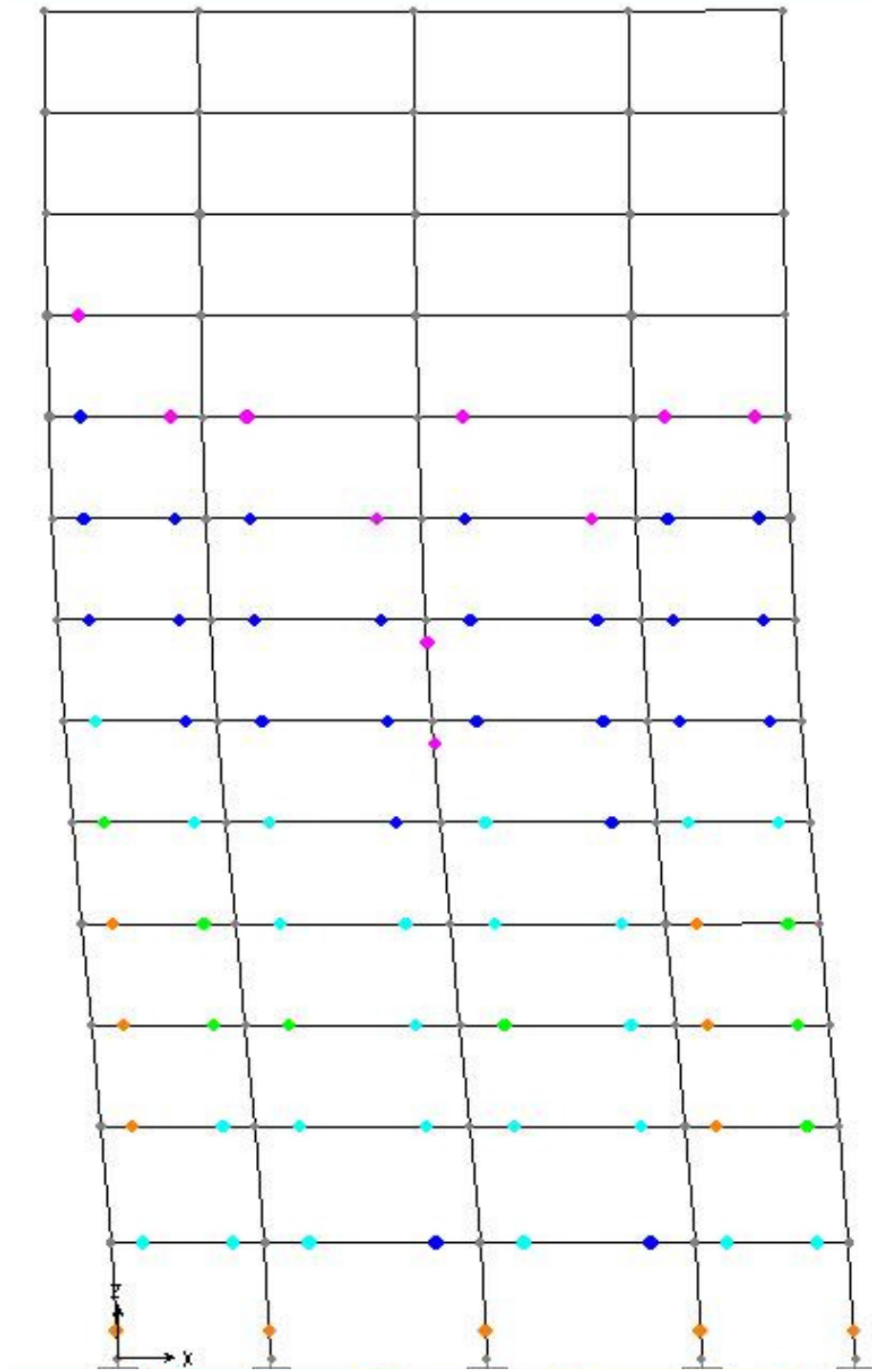
Şekil 4.20 C1-12 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu



Şekil 4.21 C2-4 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu



Şekil 4.22 C2-8 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu



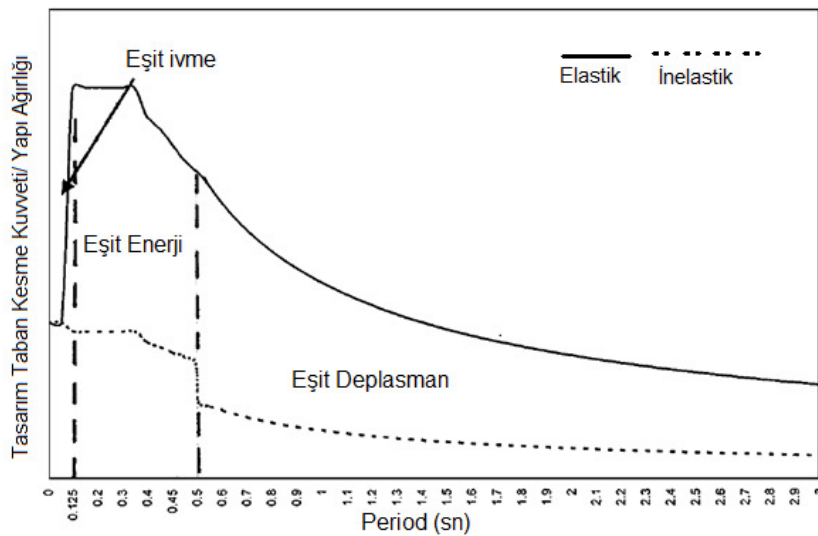
Şekil 4.23 C2-12 Çerçevesinin göçmeden öncesi mafsallaşma durumu

5. ÇERÇEVELERİN YAPI DAVRANIŞ KATSAYILARININ HESAPLANMASI

Çerçevelerin analiz sonucu elde edilen Pushover eğrileri ile (tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti eğrisi) elde edilen süneklik değeri Newmark, Nassar-Krawinkler ve Miranda'nın " R_{μ} " fomülüzasyonlarıyla ayrı ayrı dayanım azaltma katsayıları hesaplanarak elde edilen " R_{μ} " değeri Uang'ın " R " katsayısı formülünde kullanılarak çerçevelerin yapı davranış katsayıları elde edilmiştir.

5.1 "R"(Yapı davranış katsayısı)

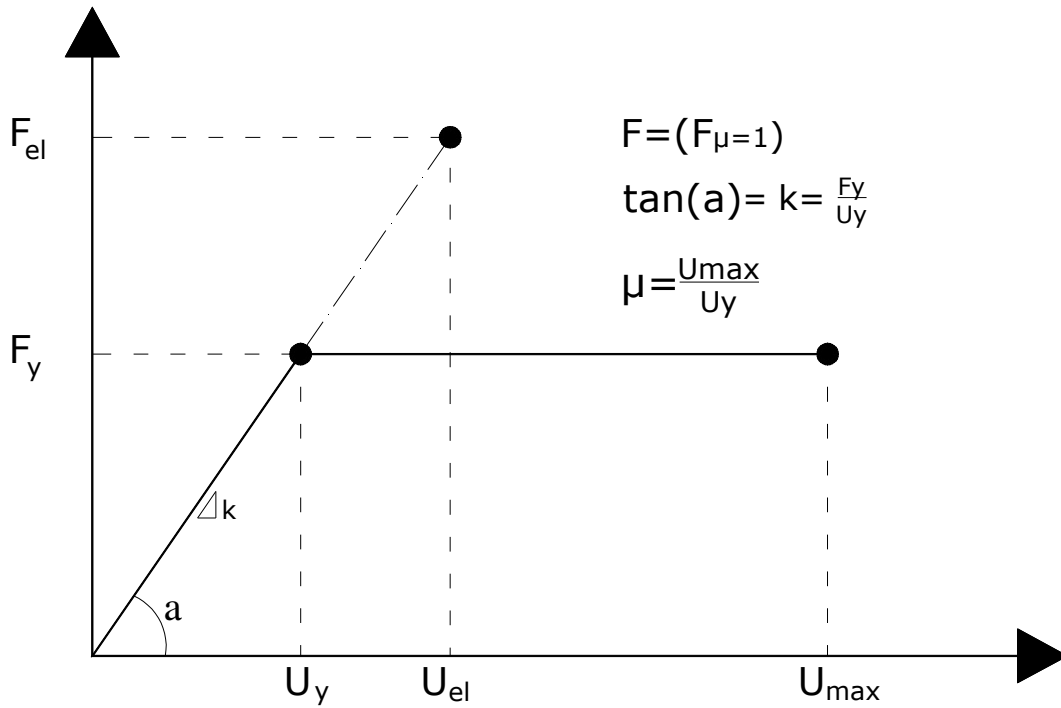
Depreme dayanıklı yapı tasarımında tüm dünyada uygulanan ilke, yapının sık ve küçük şiddetteki depremleri elastik sınırlar içinde kalarak; orta şiddetteki depremleri elastik sınırların ötesinde fakat taşıyıcı sistemlerin onarılabilecek hasarlarla; çok seyrek şiddetli depremleri, büyük hasarla fakat taşıyıcı sistem tamamen göçmeden, can kaybı olmaksızın karşılayabilmesidir. Fakat bu anlayış ile yapıları tasarlamamanın yolu doğrusal olmayan hesap yöntemleriyle çalışmaktan geçmektedir. Bu ise tasarım için mevcut bilgisayar teknolojisi düşünüldüğünde dahi zor ve zaman alıcı bir iştir. Bu nedenle araştırmacılar elastik ötesi analize göre daha basit olan elastik analiz yöntemini kullanarak yapının elastik ötesi talebini tahmin etmeyi hedefleyen "R" katsayısı (yapı davranış katsayısı) yöntemini geliştirmişlerdir. Bu anlayışla deprem hesaplarında yapıya uygulanacak deprem ivmesi dayanım azaltma katsayısına bölünerek yapıya etki ettirilir.



Şekil 5.1 Elastik ve inelastik spektrumun karşılaştırılması.

5.2 Süneklığe Bağlı Dayanım Azaltma Katsayısı “ R_μ ”

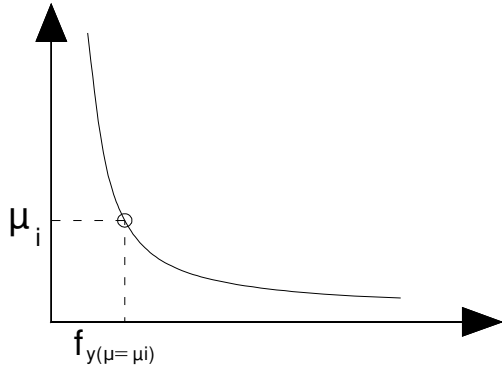
Mevcut modern yönetmeliklerin yapılar için öngördüğü dayanım yapıların yıkıcı depremler karşısında doğrusal davranması için gerekli dayanımın çokça altındadır. Bunun sebebi yukarıda da açıklandığı gibi yönetmeliklerin doğrusal olmayan talebi hedeflemeleridir. Yönetmelikler doğrusal olmayan dayanım talebine geçiş yaparken dayanım azaltma katsayısını kullanarak yapıya etkiyecek deprem yüklerini azaltıp sisteme yüklenmesini önerirler.



Şekil 5.2 Doğrusal olmayan kuvvet- yerdeğiştirme ilişkisi.

40 yılı aşkın bir süredir bu konuda çalışmalarını sürdüren bilim adamları dayanım azaltma katsayısını etkileyen ana faktörlerinin önem sırasıyla aşağıdaki gibi olduğu konusunda hemfikir olmuşlardır.

- 1) Süneklilik (μ); histerik enerji yutma kapasitesi.
- 2) Yapının Periyodu “ T ”
- 3) Yapının etkileşimde olduğu zemin koşulları T_o , T_a , T_b



Şekil 5.3 Sistemin yatay kuvvet dayanımı - süneklik ilişkisi.

$$m \cdot \ddot{u}(t) + c \cdot \dot{u}(t) + F(t) = -m \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (5.1)$$

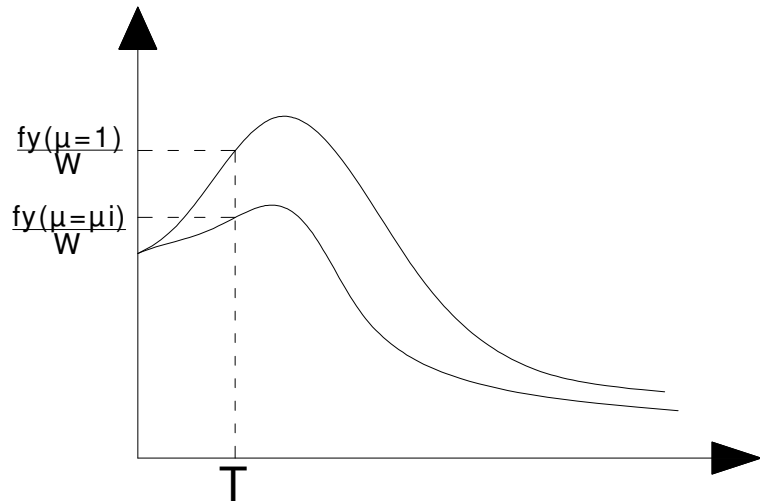
c: Viskoz Sönüm

u(t): Zamana Bağlı Yerdeğiştirme

F(t): Etkiyen Kuvvet

$$T = 2 \cdot \pi \left[\frac{m}{k} \right]^{1/2} = 2 \cdot \pi \left[\frac{m \cdot u_y}{f_y} \right]^{1/2} \quad (5.2)$$

$$R_\mu = \frac{F_{y(\mu=1)}}{F_{y(\mu=\mu_i)}} \quad (5.3)$$



Şekil 5.4 Doğrusal ve sabit süneklik deki iki farklı sistemin tepki.

$F_y(\mu = 1)$: Yapının deprem yükü altında elastik kalması için gerekli dayanım.

$F_y(\mu = \mu_i)$: μ_i sünekliğine sahip bir yapının deprem yükü etkisine karşı doğrusal olmayan davranış gösterdiğinde sahip olması gereken dayanım.

5.3 Sünekliğe Bağlı Dayanım Azaltma Katsayısı “ R_μ ” Üzerine Yapılmış Çalışmalar

5.3.1 Newmark-Hall

Araştırmacılar yaptıkları çalışmalar ve gözledikleri deprem hareketleri sonucunda yapı davranış katsayısının değerini yapının hâkim periyoduna bağlı olarak değişkenlik gösterdiğini gözlemlemişler.

- 1) Düşük frekanslı yapıların doğrusal ve doğrusal olmayan en büyük yerdeğiştirmeleri yaklaşık olarak eşit olmakta.
- 2) Çok yüksek frekanslı sistemlerin eş kuvvet ilkesiyle yerdeğiştirme yaptıkları.
- 3) Orta frekanslı sistemlerde ise elastik ve inelastik kuvvet-yerdeğiştirme diyagramlarının altlarında kalan alanların yaklaşık olarak aynı olduğunu yani enerjinin korunumu kanunun geçerli olduğunu gözlemlemişler.

Newmark-Hall formülü:

$$0 \leq T < \frac{T_1}{10} \Rightarrow R_\mu = 1 \quad (5.4)$$

$$\frac{T_1}{10} \leq T < \frac{T_1}{4} \Rightarrow R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \left[\frac{T_1}{4T} \right]^{2.513 \log \left[\frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \right]} \quad (5.5)$$

$$\frac{T_1}{4} \leq T < T_1' \Rightarrow R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (5.6)$$

$$T_1' \leq T < T_1 \Rightarrow R_\mu = \frac{T_\mu}{T_1} \quad (5.7)$$

$$T_1 \leq T < T_2 \Rightarrow R_\mu = \mu \quad (5.8)$$

$$T_1 \leq T < 10s \Rightarrow R_\mu = \mu \quad (5.9)$$

$$T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ev} V}{\phi_{ea} A} \quad (5.10)$$

$$T_1' = T_1 \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (5.11)$$

$$T_2 = 2\pi \frac{\phi_{ev} D}{\phi_{ea} V} \quad (5.12)$$

V: Yer hareketinin en büyük hız değeri.

A: Yer hareketinin en büyük ivme değeri.

D: Yer hareketinin en büyük yerdeğiştirme değeri.

T: Periyod.

μ : Süneklilik.

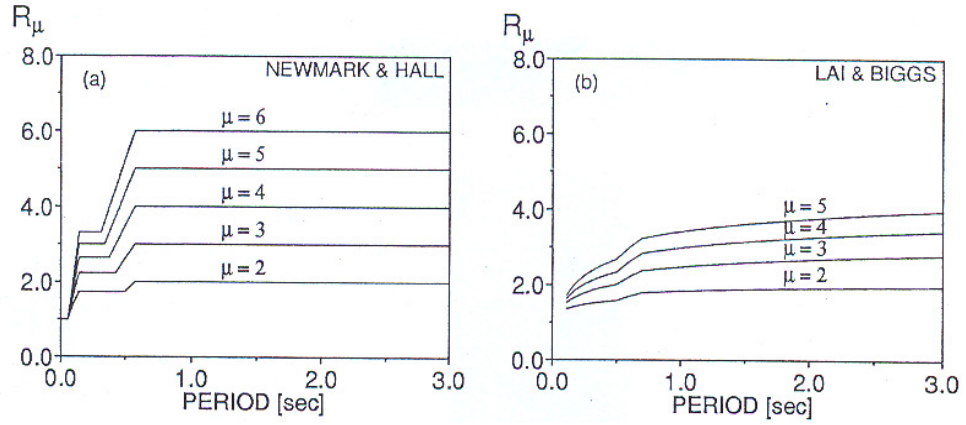
Φ_{ev} :Spektral hız

Φ_{ea} :Spektral ivme

5.3.2 Lia-Biggs

Araştırmacılar Newmark-Hall ın elastik spektrumuna uygun 20farklı yapay yer hareketi üretmişler. Analiz sonuçlarını 0,1-10sn arasında 50 periyot için logaritmik skala üzerinde çizmişler.

Lia-Biggs sadece tam elasto plastik sistemler üzerinde yaptıkları çalışmalarda 2 farklı viskoz sönümde 4 farklı süneklilik değeri kullanmışlardır.



Şekil 5.5 Newmark&Hall ve Lia&Biggs tarafında önerilen süneklığe bağlı dayanım azaltma katsayısı grafikleri.

$$R_\mu = \alpha + \beta(\log T) \quad (5.13)$$

Çizelge 5.1 Lia&Biggs in önerdiği dayanım azaltma katsayısını hesaplamak için gerekli sabit değerler.

PERIOD ARALIGI	KATSAYI	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=5$
$0.1 \leq T < 0.5 \text{sn}$	α	1.6791	2.2296	2.6587	3.1107
	β	0.3291	0.7296	1.0587	1.4307
$0.5 \leq T < 0.7 \text{sn}$	α	2.0332	2.7722	3.3700	3.8336
	β	1.5055	2.5320	3.4217	3.8323
$0.7 \leq T < 4 \text{sn}$	α	1.8409	2.4823	2.9853	3.4180
	β	0.2642	0.6605	0.9380	1.1493

5.3.3 Riddell-Newmark

Bu çalışmada kaya ve alüvyon zeminler üzerinde kaydedilmiş 10 adet yer hareketinin doğrusal olmayan spektrumlarının istatistiksel analizlerini kullanan araştırmacılar araştırmada %5 sönümlü pekleşmeli sistemlerin ve %2, %5, %10 pekleşmesiz elasto plastik sistemlerin için 1 ile 10 arasında değişen farklı süneklilik oranlarında doğrusal olmayan talep spektrumunun istatistiksel analizine dayanan bir dayanım azaltma katsayısı üzerinde çalışılmış.

$$0 \leq T < 0.0303 \text{ sn} \Rightarrow R_\mu = 1$$

$$0.0303 \leq T < 0.125 \text{ sn} \Rightarrow R_\mu = (p_0\mu - q_0)^{r_a} \left[\frac{1}{8T} \right]^{1.625 \log[(p_0\mu - q_0)^{-r_a}]} \quad (5.14)$$

$$0.125 \text{ sn} \leq T < T_1' \Rightarrow R_\mu = (p_0\mu - q_0)^{r_a} \quad (5.15)$$

$$T_1' \leq T < T_1 \Rightarrow R_\mu = \frac{T}{T_1} (p_v\mu - q_v)^{r_v} \quad (5.16)$$

$$T_1 \leq T < T_2' \Rightarrow R_\mu = (p_v\mu - q_v)^{r_v} \quad (5.17)$$

$$T_2' \leq T < T_2 \Rightarrow R_\mu = \frac{T}{T_2 p_d \mu^{-rd}} \quad 1.5 \leq \mu < 10 \quad (5.18)$$

$$T_2 \leq T < 10 \Rightarrow R_\mu = \frac{1}{p_d \mu^{-rd}} \quad 1.5 \leq \mu < 10 \quad (5.19)$$

$$p_a = q_a + 1 \quad q_a = 3.0\beta^{-0.3} \quad r_a = 0.48\beta^{-0.3} \quad 2 \leq \beta \leq 10 \quad (5.20)$$

$$p_v = q_v + 1 \quad q_v = 2.7\beta^{-0.4} \quad r_v = 0.66\beta^{-0.04} \quad 2 \leq \beta \leq 10 \quad (5.21)$$

$$p_d = 0.87\beta^{0.055} \quad r_d = 1.07 \quad 2 \leq \beta \leq 10 \quad (5.22)$$

$$T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ev} V}{\phi_{ea} A} \quad (5.23)$$

$$T_1' = T_1 \frac{(p_a\mu - q_a)^{r_a}}{(p_v\mu - q_v)^{r_v}} \quad (5.24)$$

$$T_2 = 2\pi \frac{\phi_{ev} D}{\phi_{ea} V} \quad (5.25)$$

$$T_2' = T_2 p_d \mu^{-rd} (p_v\mu - q_v)^{r_v} \quad (5.26)$$

V: Yer hareketinin en büyük hız değeri.

Φ_{ev} :Spektral hız

A: Yer hareketinin en büyük ivme değeri.

Φ_{ea} :Spektral ivme

D: Yer hareketinin en büyük yer değıştirme değeri.

T: Periyod.

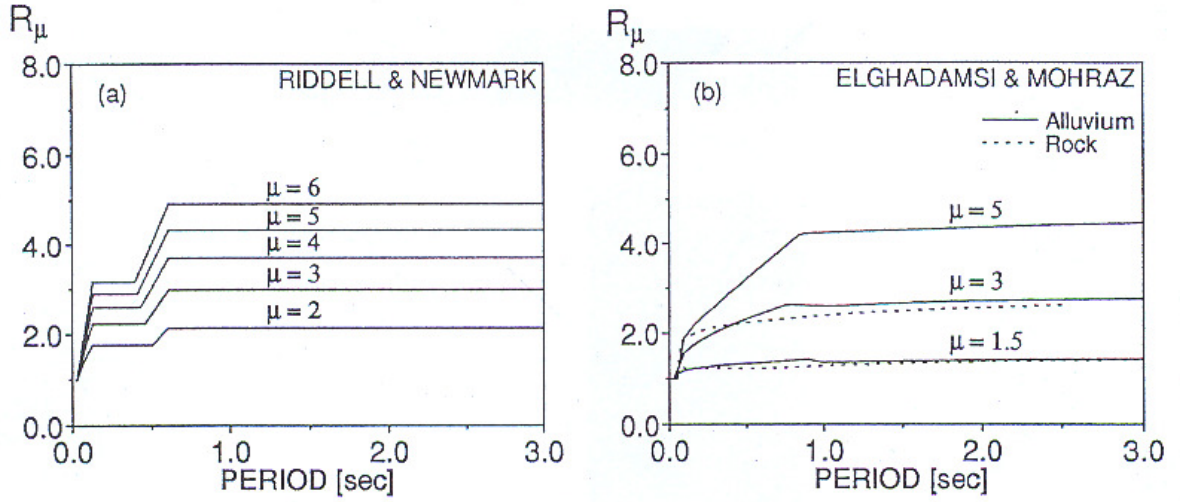
μ : Süneklilik.

β : Viskoz elastik sönüm oranı (%)

Araştırma sonucunda elasto plastik, pekleşmeli ve pekleşmesiz sistemlerin spektral istemlerinin birbirine oldukça yakın sonuçlandığını ve elasto palstik spektrumun kullanılması durumunda genellikle güvenli yönde sonuçlandığını gözlemlemişler.

5.3.4 Elghadamsi- Mahraz

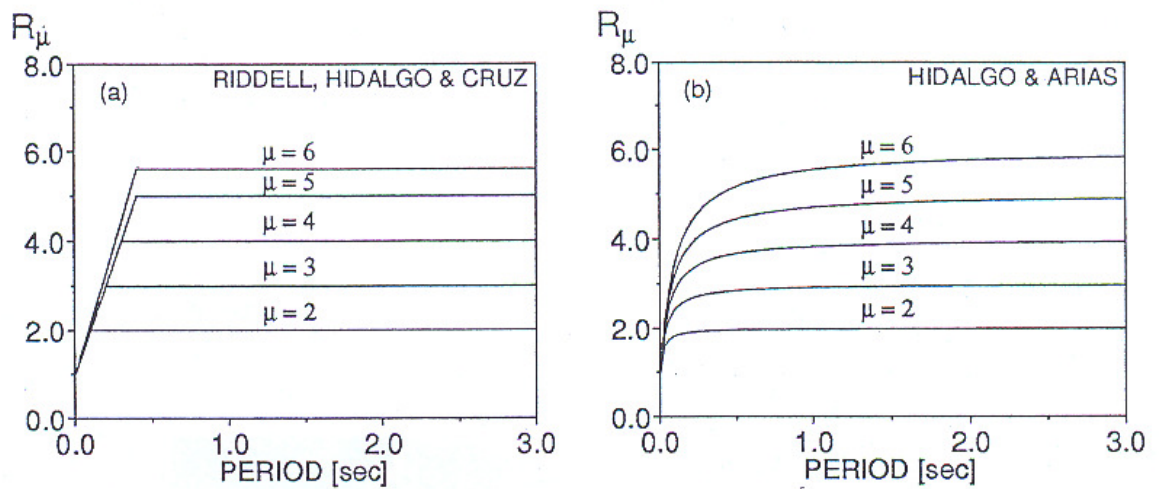
Zemin koşullarının dayanım azaltma katsayısına olan etkisini inceleyen ilk çalışmalardan biridir. Bu çalışmada 50 adet alüvyon zeminlerden, 26 adet kaya zeminlerden olmak üzere 76 yatay yer hareketi incelenmiş. Araştırmacılar yaptıkları çalışmalar sonucunda zemin koşullarının dayanım azaltma katsayısına ciddi bir etkisinin olmadığı sonucuna varmışlar.



Şekil 5.6 Riddell&Newmark ve Elghadamsi&Mohraz tarafında önerilen süneklığe bağlı dayanım azaltma katsayısı grafikleri.

5.3.5 Riddell Hidalgo –Cruz

Araştırmacıların çalışması elasto plastik histerik davranan %5 sönümlü tek serbest dereceli bir sistem üzerinde 4 adet yer hareketi için çizilmiş doğrusal olmayan talep spektrumlarına dayanmaktadır. Araştırmacılar bu çalışmada ortalama talep spektrumları üzerinde çalışarak ortalama bir dayanım azaltma katsayısı değerine varmaya çalışmışlardır.



Şekil 5.7 Riddell Hidalgo&Cruz ve Hidalgo&Arias tarafında önerilen süneklığe bağlı

dayanım azaltma katsayısı grafikleri.

$$0 \leq T \leq T^* \quad R_{\mu} = 1 + \frac{R^* - 1}{T^*} T \quad (5.27)$$

$$T \leq T^* \quad R_{\mu} = R^* \quad (5.28)$$

Çizelge 5.2 Hidalgo&Cruz in önerdiği dayanım azaltma katsayısını hesaplamak için gerekli sabit değerler.

PARAMETRE	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=5$	$\mu=6$	$\mu=7$	$\mu=8$
R^*	2.0	3.0	4.0	5.0	5.6	6.2	6.8
T^*	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4

5.3.6 Nassar-Krawinkler

Araştırmacılar bu çalışmalarında batı Amerika da alüvyon ve kaya zeminlerde kaydedilmiş 15 yer hareketine karşı tek serbestlik dereceli tek serbestlik dereceli doğrusal olmayan sistemler üzerindeki taleplerini ve sistemlerin bu talebe karşı gösterdikleri tepkiler üzerinde çalışmışlardır. Araştırmada kullanılan yer hareketi kayıtları farklı zemin guruplarından toplanmış olsa dahi farklı zemin gruplarının etkisi göz önünde bulundurulmamıştır. Bu çalışmada yer hareketinin merkez üssü ile yapı arasındaki mesafe farkı, yapının hakim periyodu, sistemin pekleşme oranı ve malzemenin doğrusal olmayan davranışlarının dayanım azaltma katsayısı üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Sonuç olarak yer hareketinin merkez üssünün yeri ve sistemin pekleşme oranının dayanım azaltma katsayısına etkisinin önemsenmeyecek kadar az etki ettiği sonucuna varılmıştır.

Çizelge5.3 Nassar-Krawinkler'in önerdiği dayanım azaltma katsayısını hesaplamak için kullanılan pekleşme oranına bağlı parametreler.

α	a	b
0.00	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.1	0.80	0.29

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (5.28)$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (5.29)$$

5.3.7 Miranda

Bu çalışmada araştırmacı yer hareketlerinin karakteristiklerinin ve zemin koşullarının dayanım azaltma katsayısı üzerindeki etkisini tespit etmek için çeşitli zemin guruplarında ölçülmüş oldukça çok sayıda (124) kayıtlı çalışmasında kullanmıştır.

Çalışmasında zemin koşullarının 3 ana gruba ayırarak zemin koşullarının etkisini incelemiştir.

1) Kaya, 2) Alüvyon, 3) Yumuşak Zeminler

Sünekliği 2-6 arasında değişen %5 sönümlü pekleşmeli tek serbest dereceli sistemlerin üzerinde çalışarak ortalama bir dayanım azaltma katsayısı elde etmeyi hedeflemiştir.

Araştırmanın Sonucunda Miranda zemin koşullarının dayanım azaltma katsayısını etkilediğini fakat yer hareketinin büyüklüğü ve merkez üssünün yerinin dayanım azaltma katsayısına ciddi bir etkisinin olmadığı sonucuna varmışlardır.

Bütün bu çalışmaların sonucunda araştırmacıların ortak görüşü dayanım azaltma katsayısının yapının periyodu ve sünekliğinden etkilendiği olmuştur. Yani $R_{\mu} = R_{\mu}(T, \mu)$ olarak ifade edilebilir.

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (5.29)$$

Kaya zeminler için:

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad (5.30)$$

Alüvyon Zeminler için:

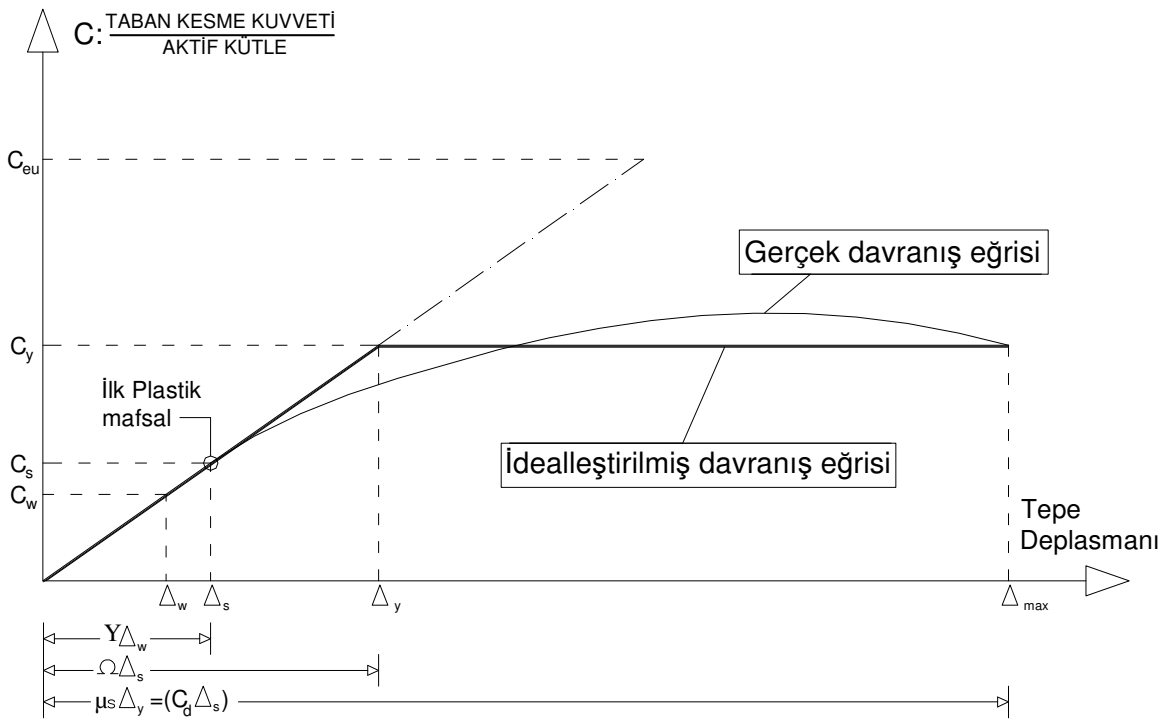
$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{1}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad (5.31)$$

Yumuşak Zeminler için:

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad (5.32)$$

5.4 Chia-Ming Uang' ın R tanımı

Yapıların doğasında bulunan süneklik nedeniyle histerik enerji yutma kapasitesine sahiptir. Bu enerji yutma kapasitelerinden dolayı yapılarda elastik hesap sonucu bulunan tasarım yükü yapının idealleştirilmiş akma dayanımı kapasitesine kadar düşürülebilir.



$$\mu_s = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} \quad (5.33)$$

$$C_{eu} = \frac{V_e}{W} \quad (5.34)$$

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (5.35)$$

R: Spektrum Azaltma Katsayısı

Cd: Deplasman Artırma Katsayısı

5.4.1 Dayanım fazlalığı katsayısı (Ω)

İdealleştirilmiş yapısal akma noktası ile yapıda ilk kayda değer akmanın oluştuğu nokta birbirinden farklı noktalardır. Bu iki seviye arasındaki fazlalığın bir ifadesi olarak (5.36) dayanım fazlalığı ifadesi elde edilir. Yapının hiperstatikliği malzemelerin doğasında bulunan pekleşme gibi unsurlar bu katsayıya etki eden temel unsurlardır.

$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} \quad (5.36)$$

5.4.2 Emniyet gerilmesi ile akma noktası arasındaki farktan oluşan fazlalık(Y)

Yapının akma yükü ile tasarım yükü arasında fark vardır. Bu farkın oluşmasının birkaç sebebi aşağıda maddeler halinde verilmiştir.

- 1) Doğrusal analizi esas alan yönetmeliklerde eleman tasarımında iki farklı yol izlenir. Eleman tasarımında taşıma gücü yerine elemanın akma dayanımını bir katsayı ile azaltarak kullanılır veya kabul edilen yük bir katsayı ile artırılarak sisteme etki ettirilmesi.
- 2) Yapı elemanlarının kesitlerinin geometrisine bağlı olarak kesitin doğrusal ve doğrusal olmayan dayanımı arasında bir fark mevcuttur.
- 3) Malzemelerin akma gerilmelerinin bir güvenlik katsayısı ile çarpılarak azaltılması.

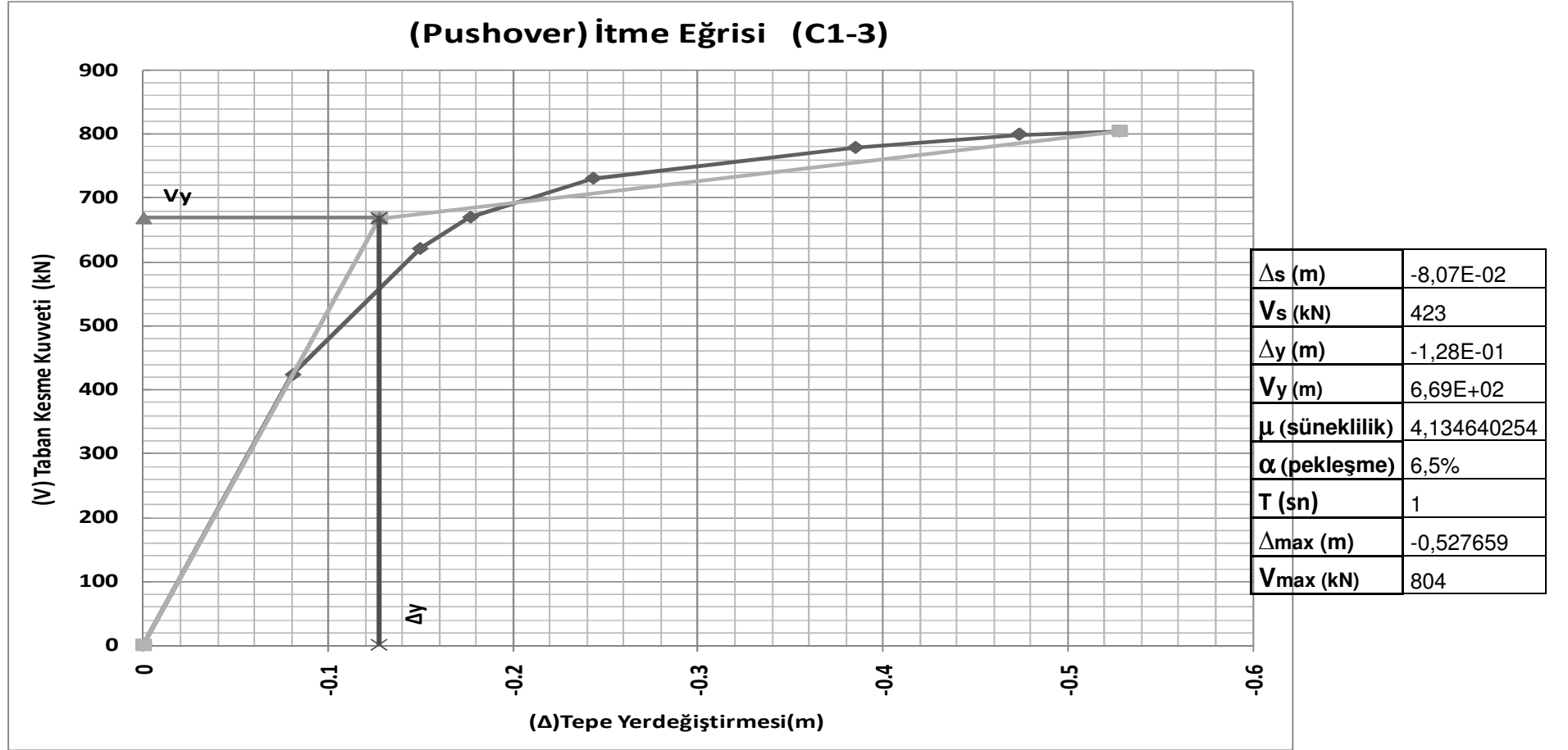
Bunun gibi sebeplerden dolayı emniyet gerilmesi faktörü katsayısı ortaya çıkar.

$$Y = \frac{C_s}{C_w} \quad (5.37)$$

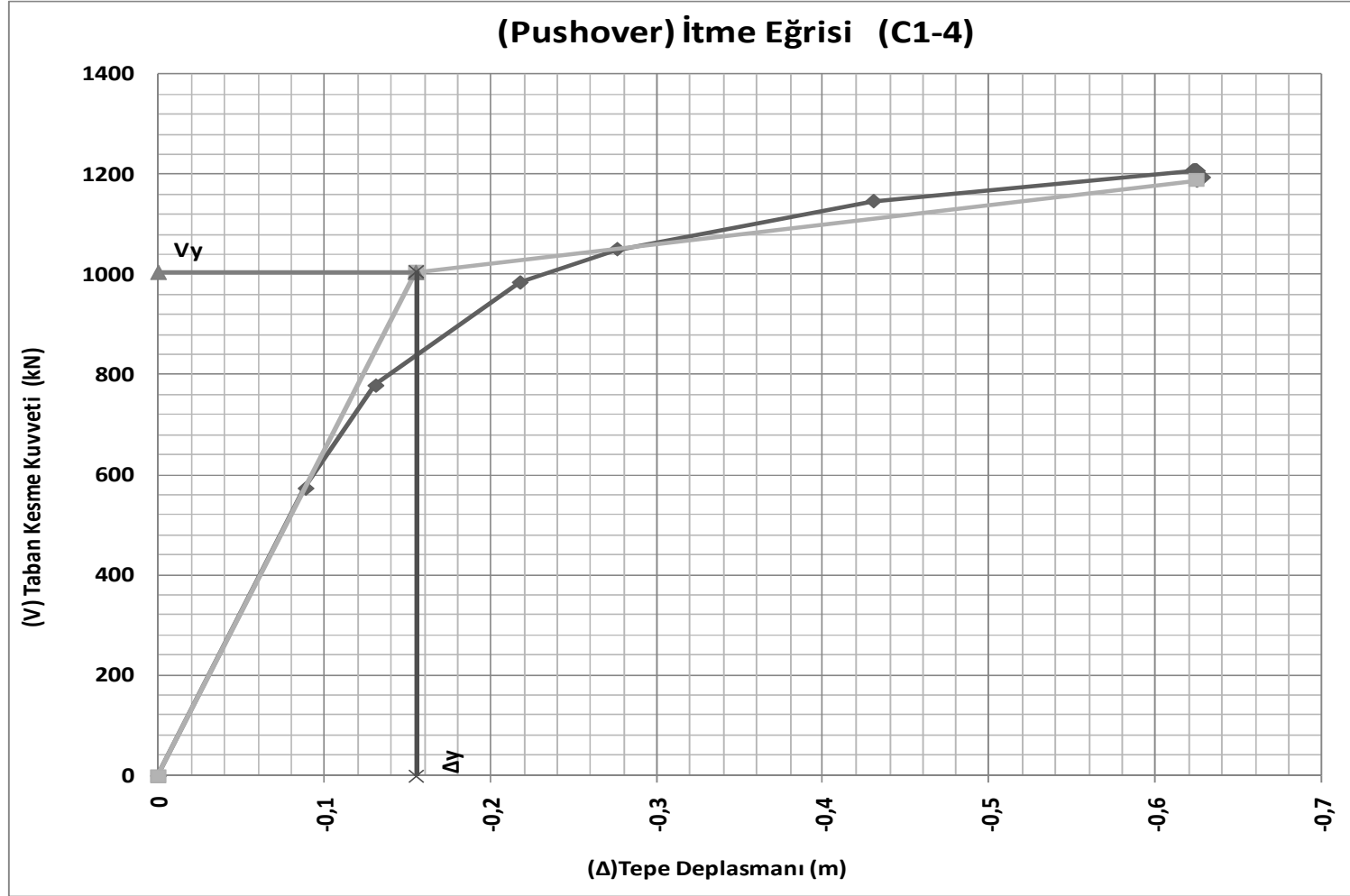
5.4.3 Uang' in R formülü

$$R = \frac{C_{eu}}{C_s} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} = R_\mu \cdot \Omega \quad (5.38)$$

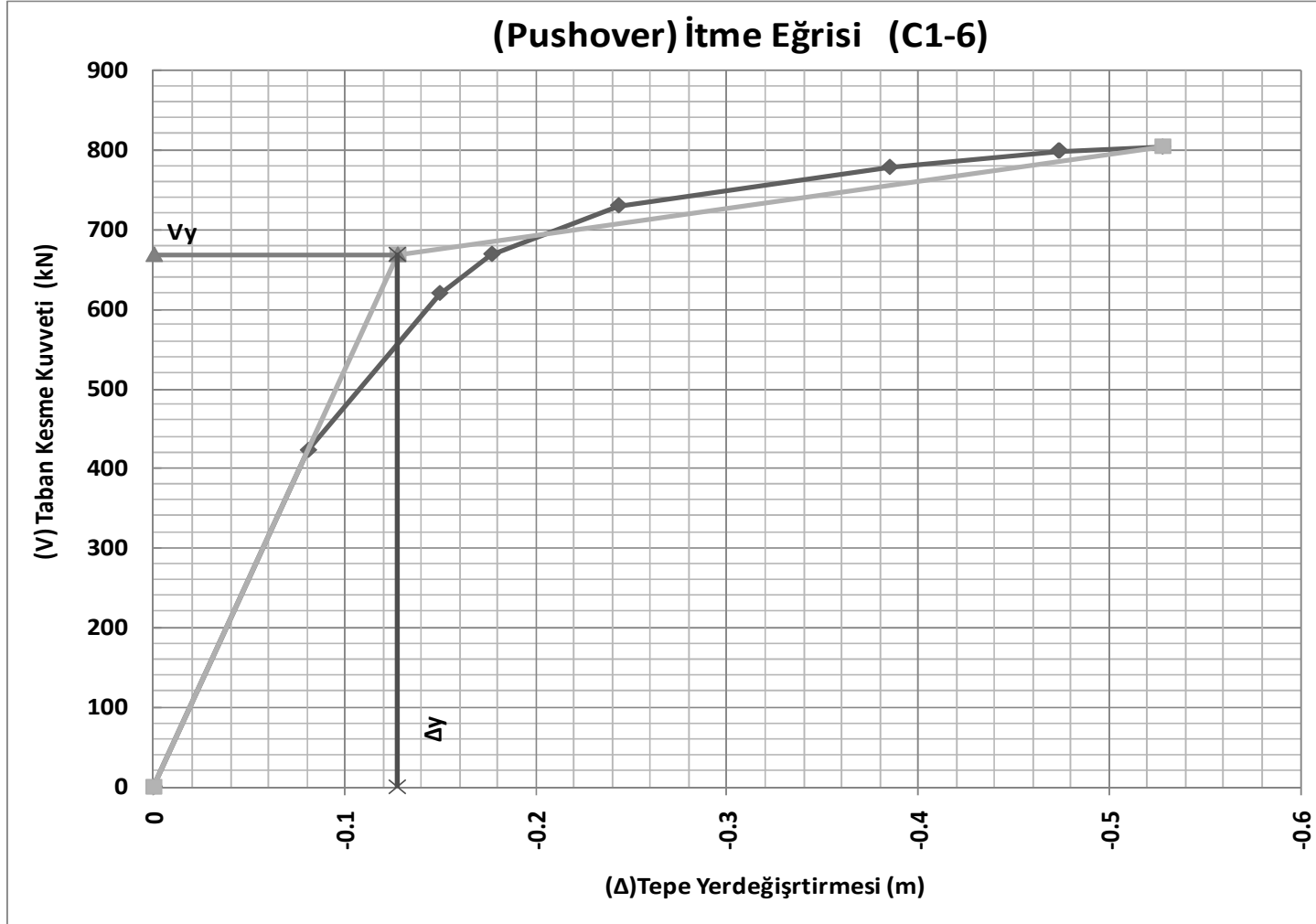
$$R_w = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} \cdot \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \cdot \Omega \cdot Y \quad (5.39)$$



Şekil 5.9 C1-3 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen V_{taban}/Δ_{tepe} eğrisi.

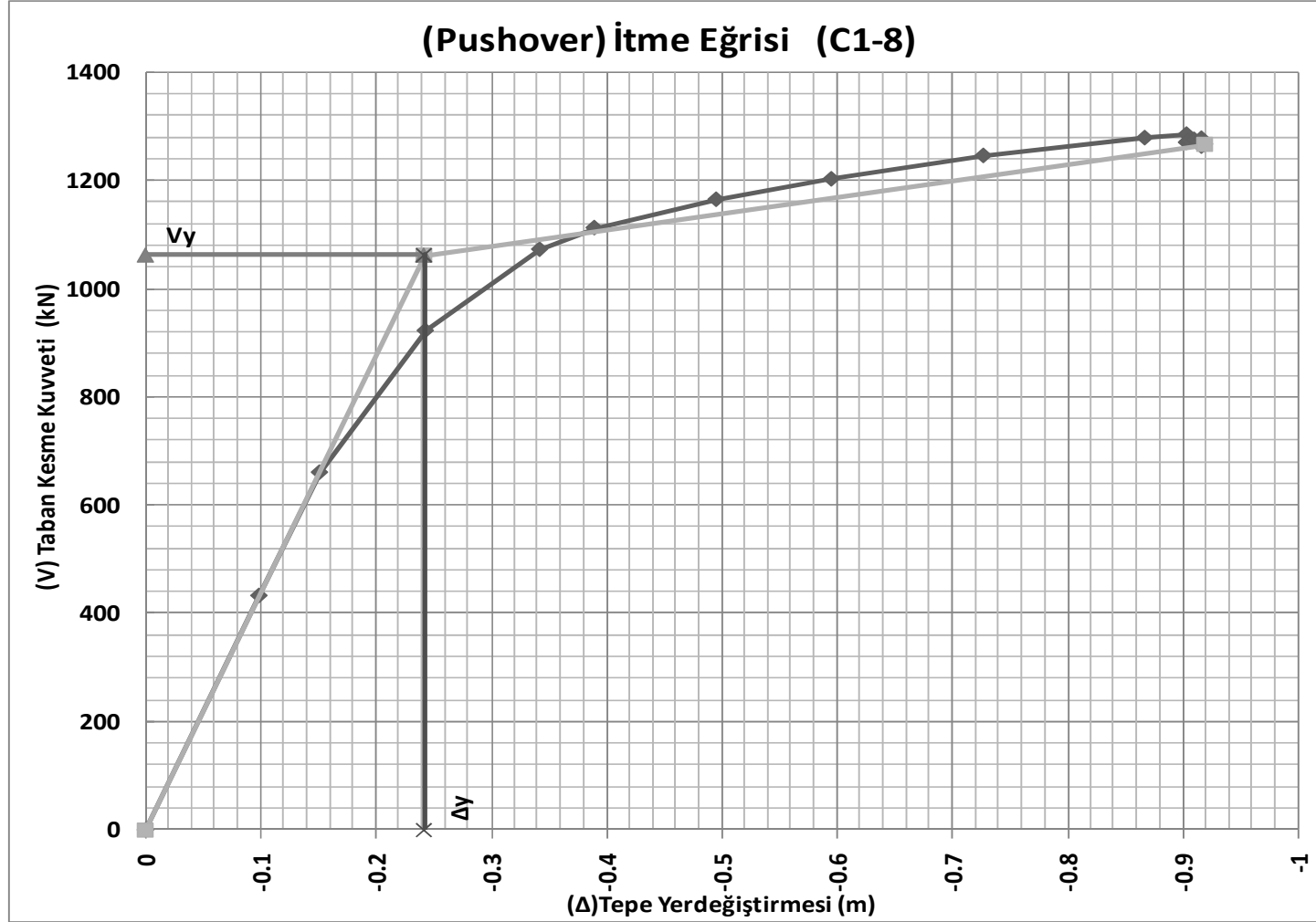


Şekil 5.10 C1-4 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen V_{taban}/Δ_{tepe} eğrisi.

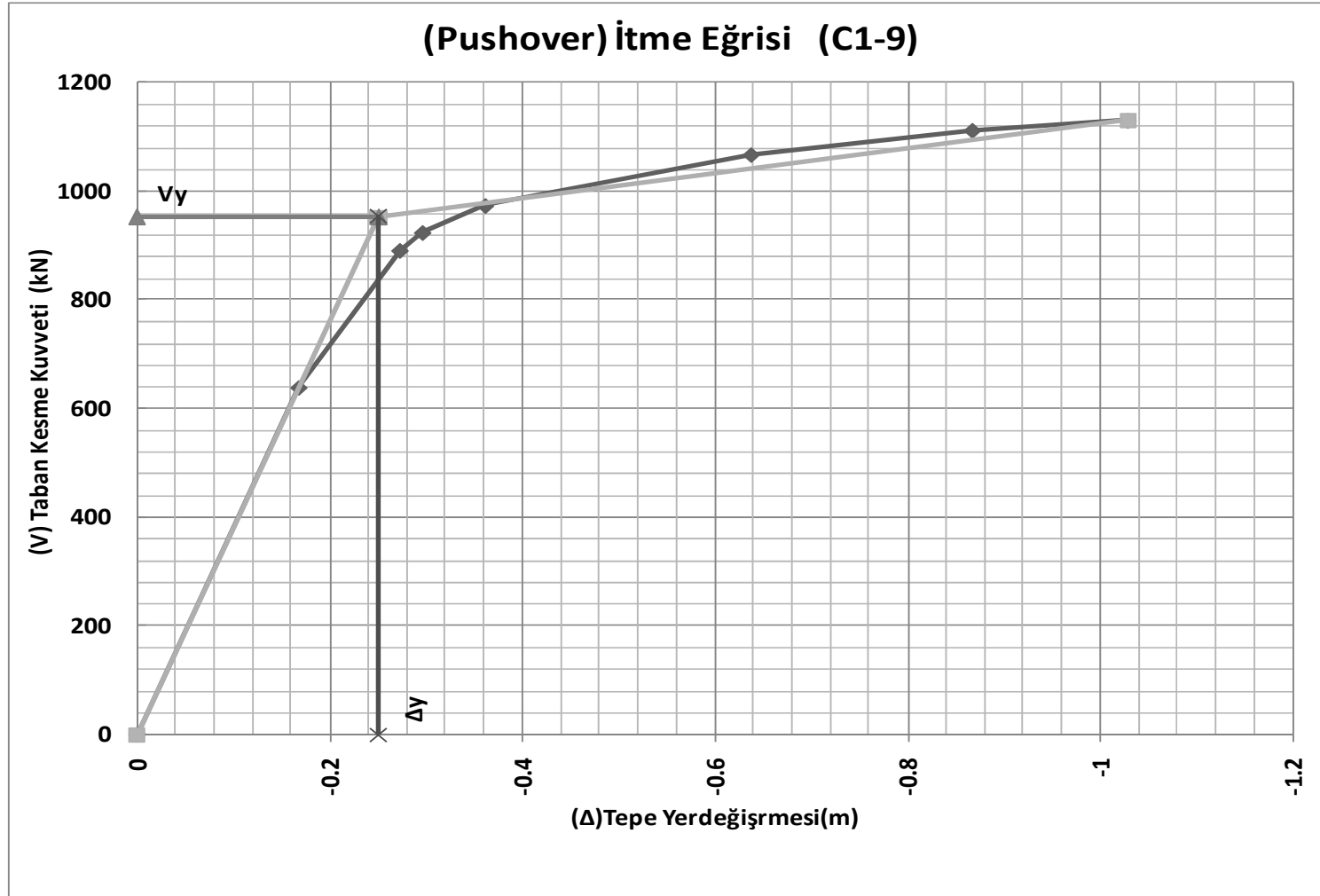


Δ_s (m)	-1,15E-01
V_s (kN)	477
Δ_y (m)	-1,85E-01
V_y (m)	764
μ (süneklik)	3,988
α (pekleşme)	8,3%
T (sn)	1,7
Δ_{max} (m)	-0,736479
V_{max} (kN)	953

şekil 5.11 C1-6 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen V_{taban}/Δ_{tepe} eğrisi.

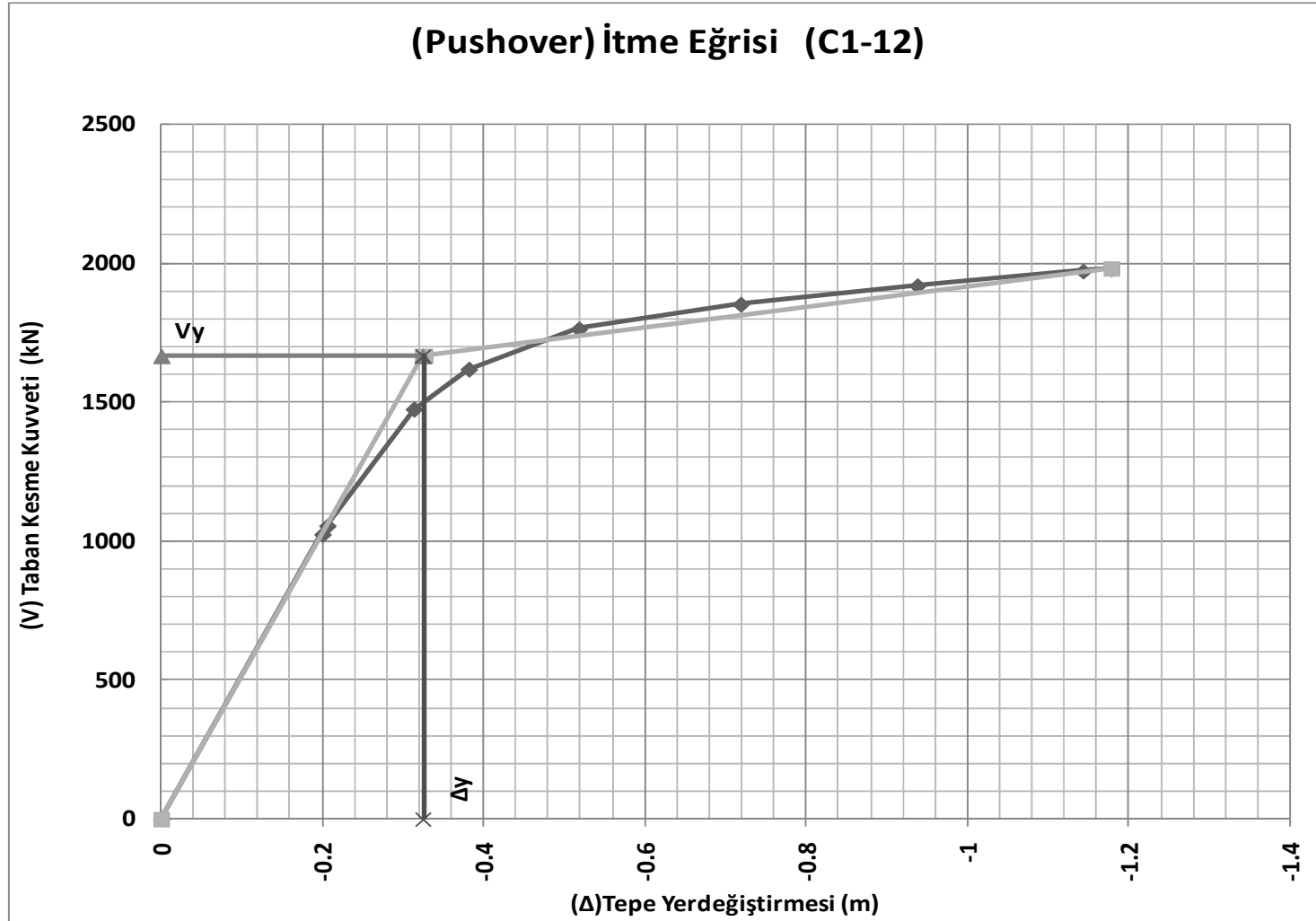


Şekil 5.12 C1-8 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen $V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$ eğrisi.

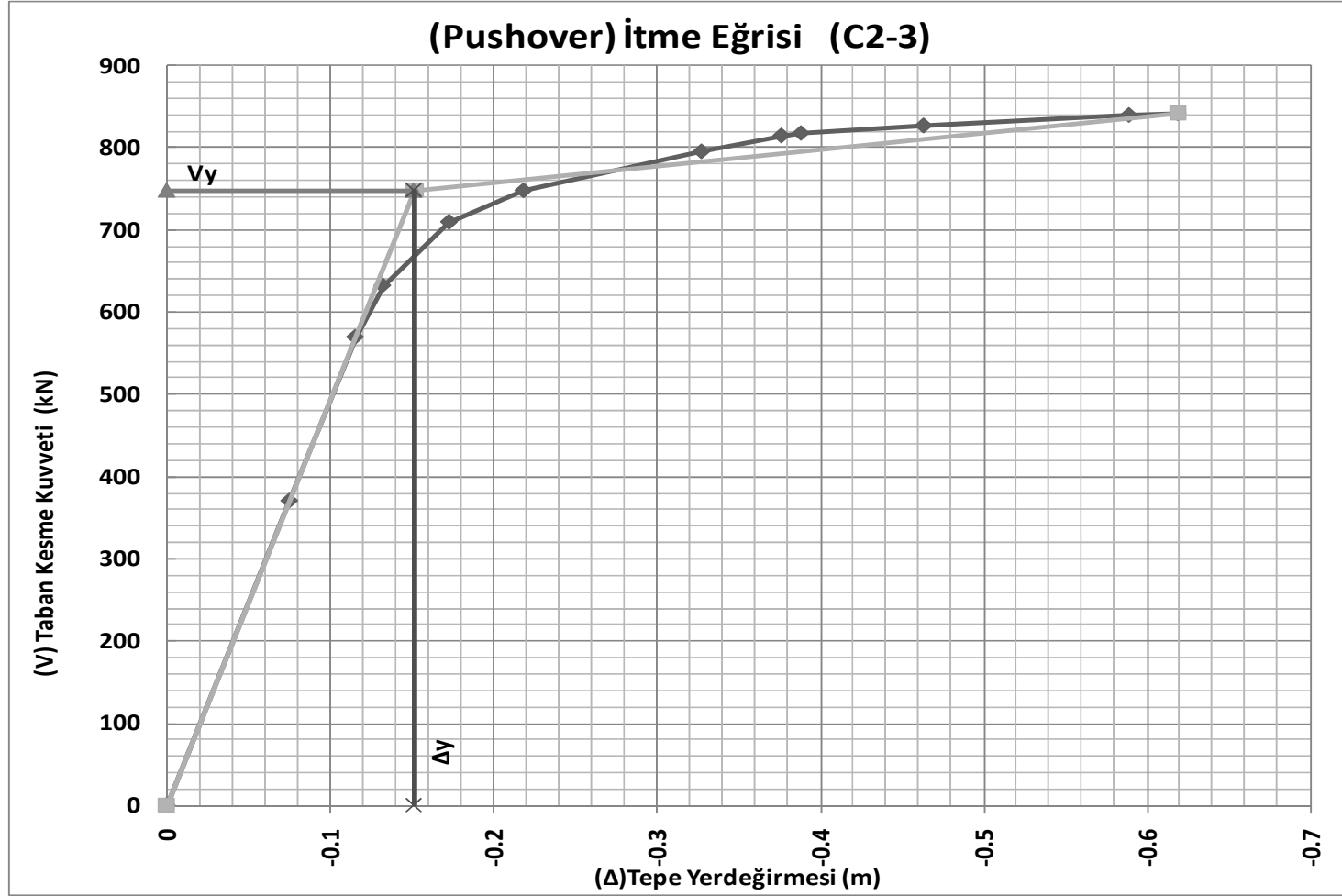


Δ_s (m)	-1,68E-01
V_s (kN)	638
Δ_y (m)	-2,51E-01
V_y (kN)	9,52E+02
μ (süneklilik)	4,105
α (pekleşme)	6,0%
T (sn)	2,1
Δ_{max} (m)	-1,028957
V_{max} (kN)	1130

Şekil 5.13 C1-9 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen V_{taban}/Δ_{tepe} eğrisi.

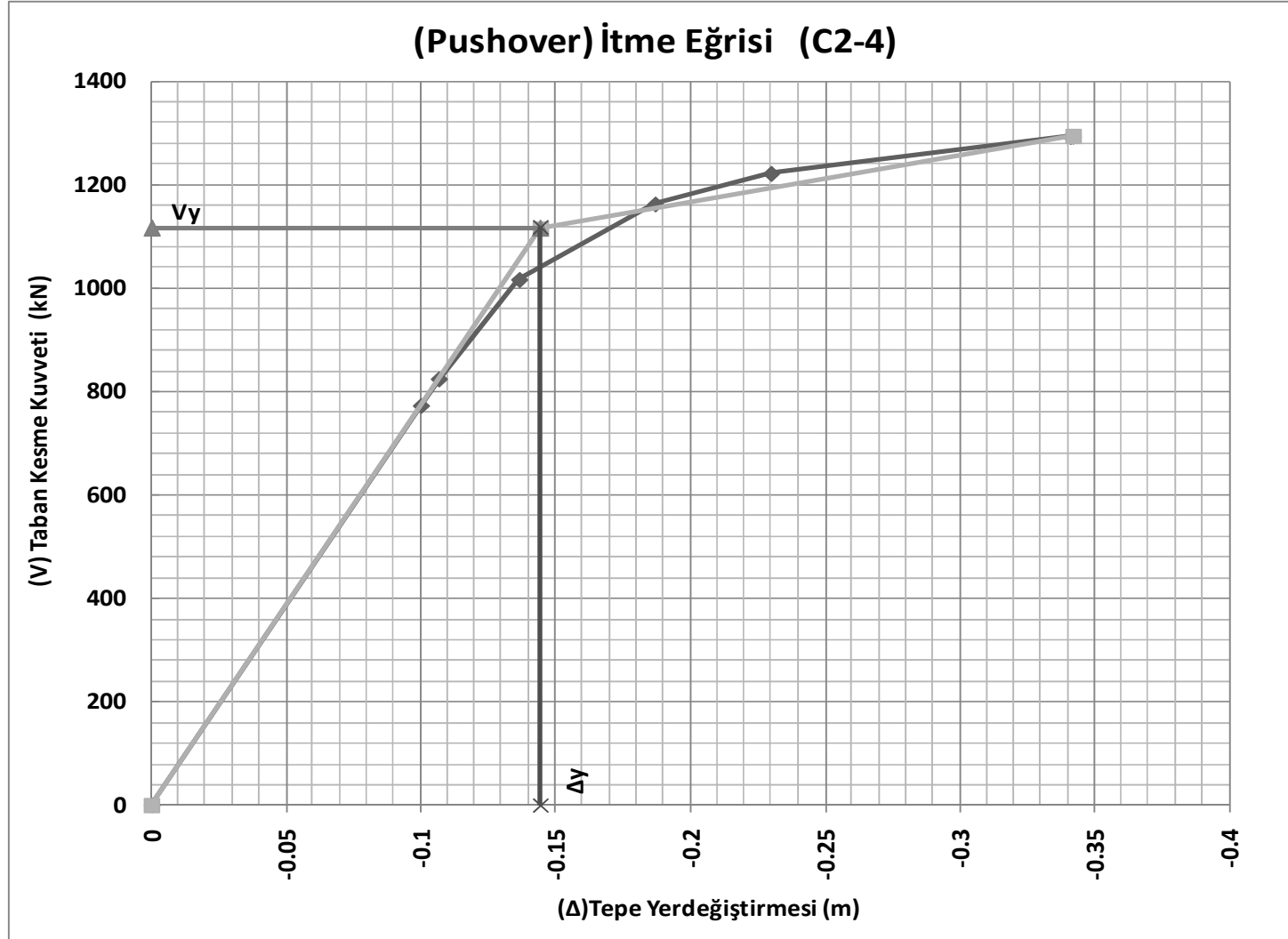


Şekil 5.14 C1-12 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen V_{taban}/Δ_{tepe} eğrisi.



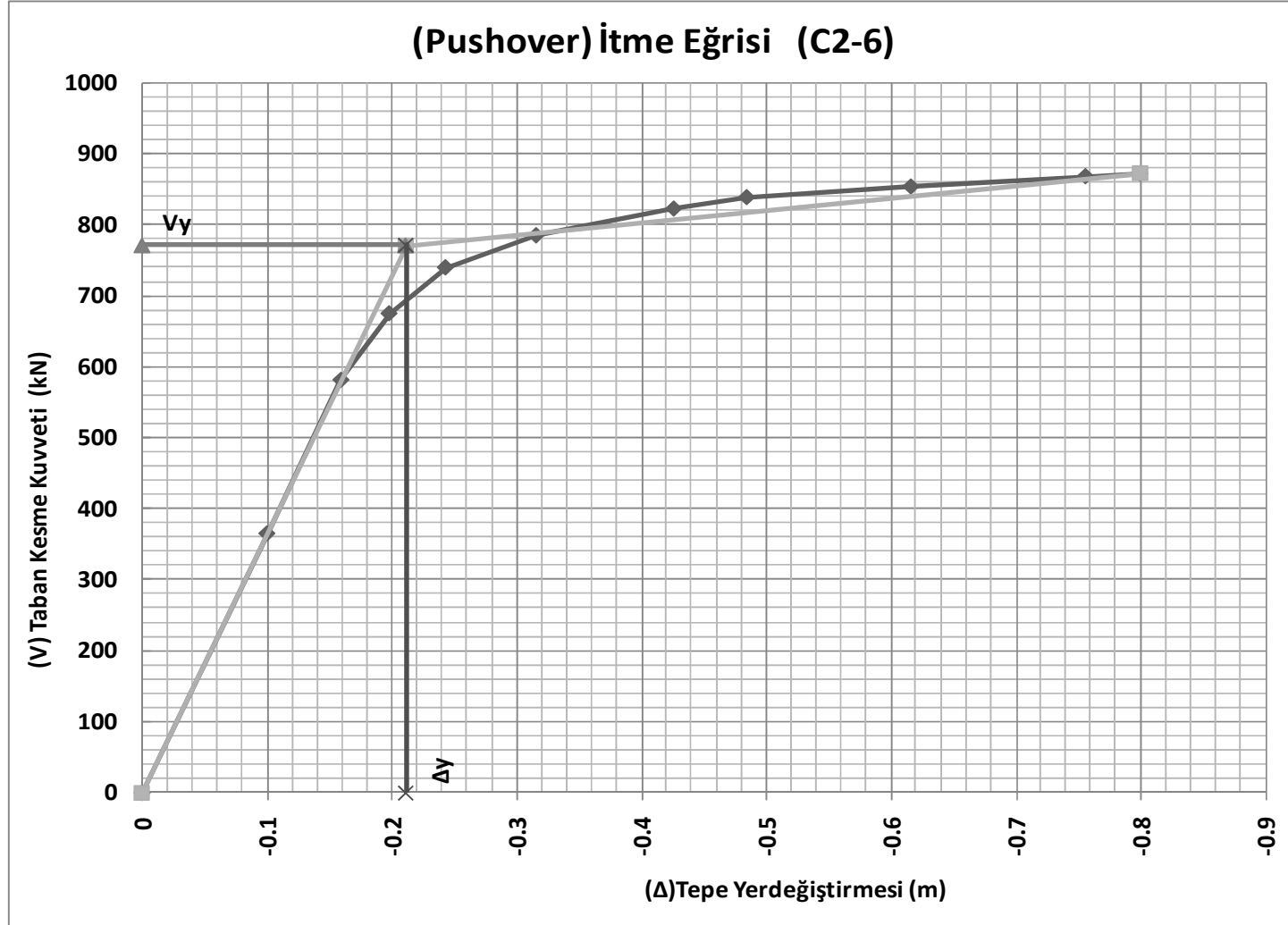
Δ_s (m)	-1,15E-01
V_s (kN)	569
Δ_y (m)	-1,52E-01
V_y (kN)	748
μ (süneklik)	4,081370736
α (pekleşme)	4,1%
T (sn)	1
Δ_{max} (m)	-0,618417
V_{max} (kN)	842

Şekil 5.15 C2-3 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen V_{taban}/Δ_{tepe} eğrisi.



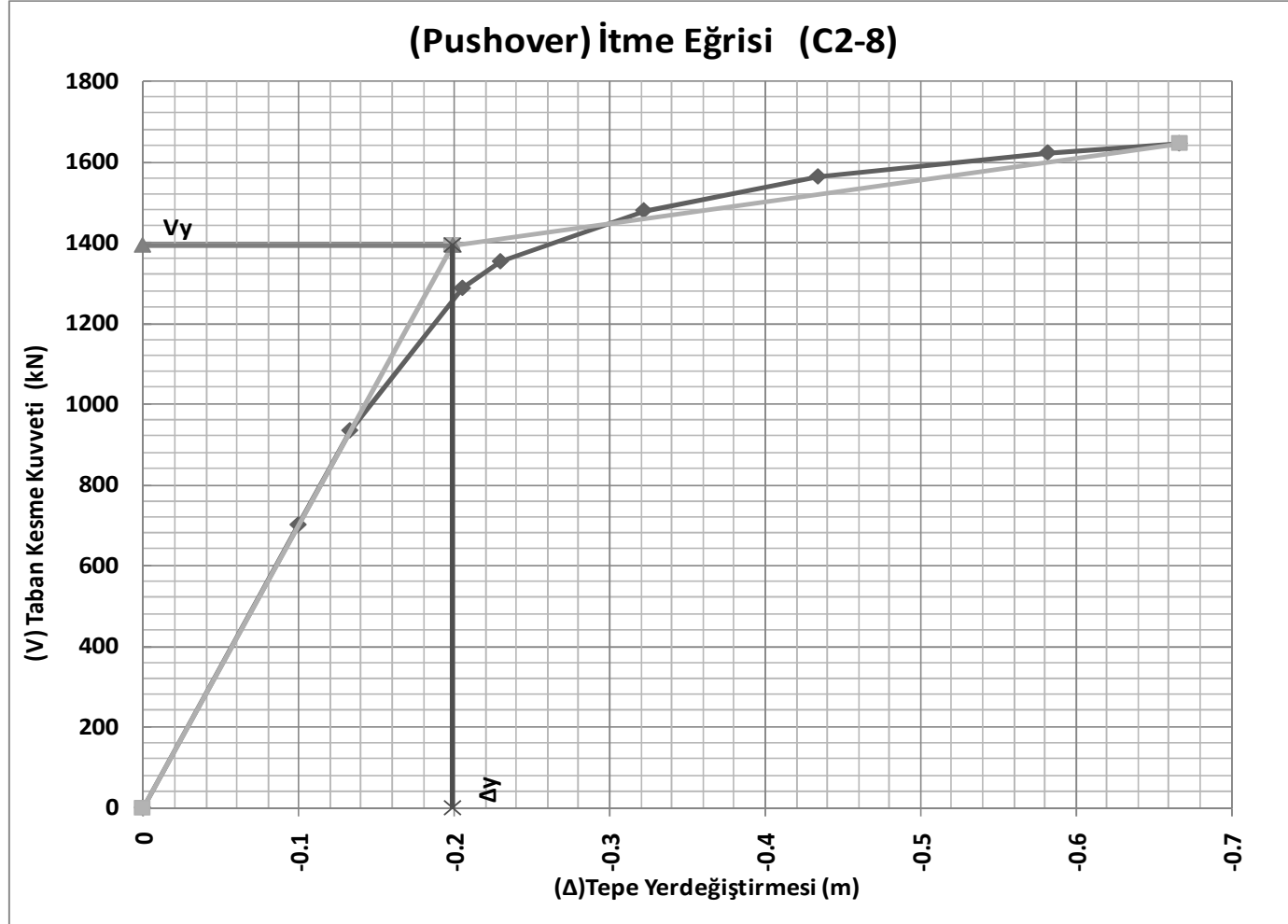
Δ_s (m)	-1,07E-01
V_s (kN)	824
Δ_y (m)	-1,44E-01
V_y (kN)	1115
μ (süneklik)	2,37
α (pekleşme)	11,7%
T (sn)	1,2
Δ_{max} (m)	-0,341231
V_{max} (kN)	1293

Şekil 5.16 C2-4 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen V_{taban}/Δ_{tepe} eğrisi.



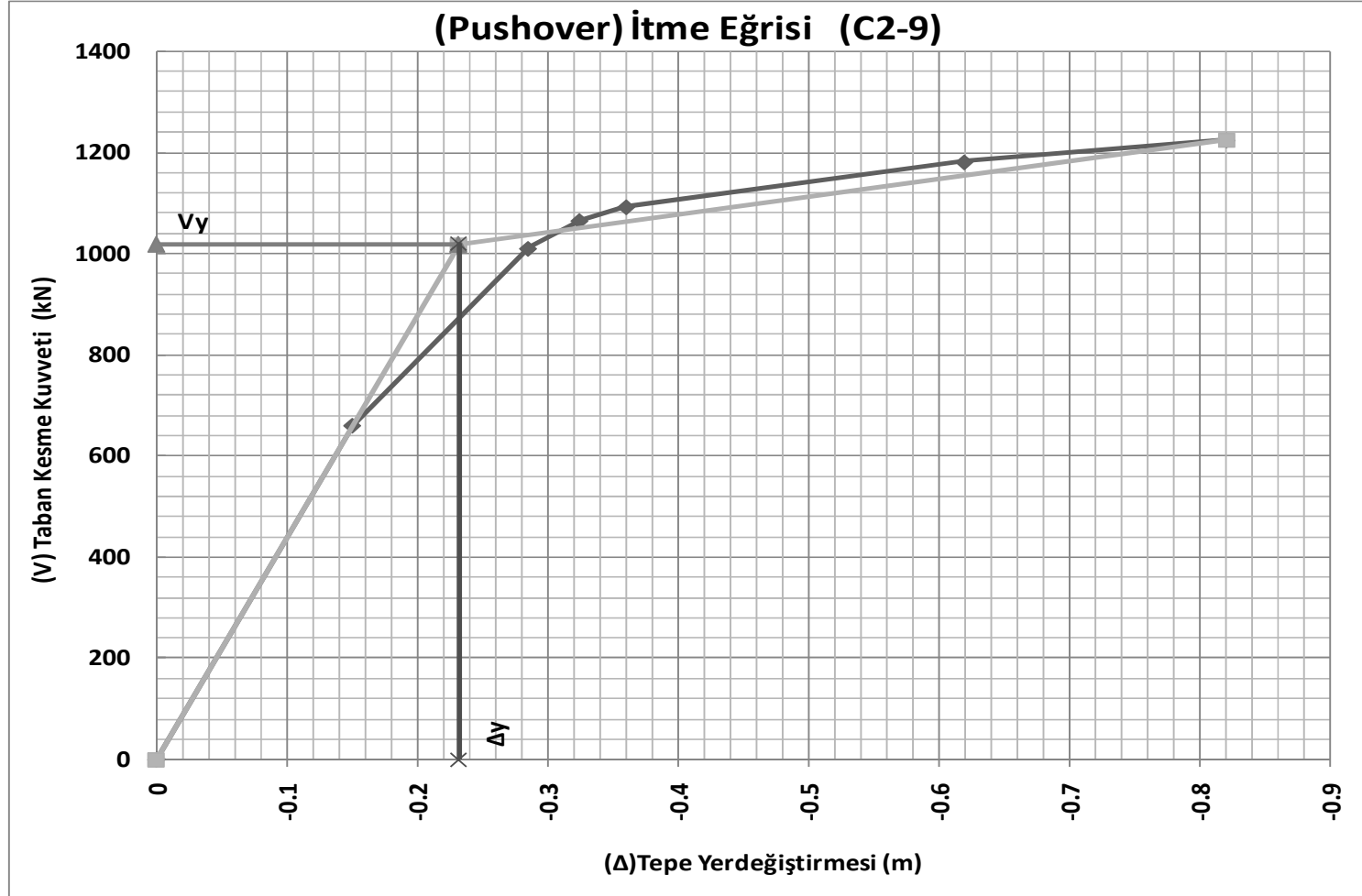
Δ_s (m)	-3,16E-01
V_s (kN)	785
Δ_y (m)	-2,11E-01
V_y (kN)	7,71E+02
μ (süneklik)	3,79
α (pekleşme)	4,7%
T (sn)	1,7
Δ_{max} (m)	-0,755246
V_{max} (kN)	868

Şekil 5.17 C2-6 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen V_{taban}/Δ_{tepe} eğrisi.



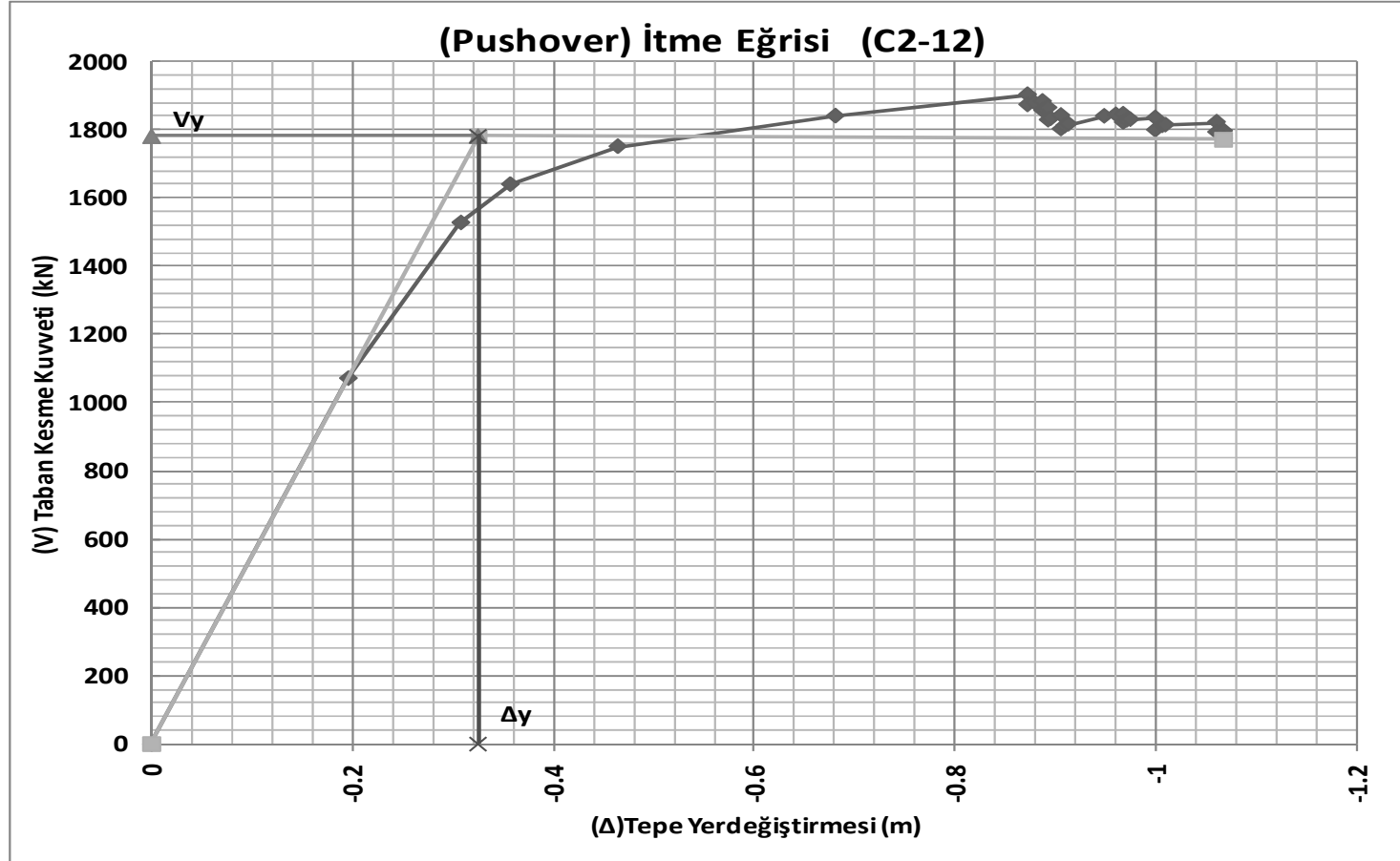
Δ_s (m)	-1,33E-01
V_s (kN)	934
Δ_y (m)	-1,99E-01
V_y (m)	1394
μ (süneklilik)	3,35
α (pekleşme)	7,7%
T (sn)	1,7
Δ_{max} (m)	-0,434124
V_{max} (kN)	1563

Şekil 5.18 C2-8 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen $V_{\text{taban}}/\Delta_{\text{tepe}}$ eğrisi.



Δ_s (m)	-1,50E-01
V_s (kN)	660
Δ_y (m)	-2,32E-01
V_y (kN)	1018
μ (süneklik)	3,54
α (pekleşme)	8,0%
T (sn)	2
Δ_{max} (m)	-0,82067
V_{max} (kN)	1224

Şekil 5.19 C2-9 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen V_{taban}/Δ_{tepe} eğrisi.

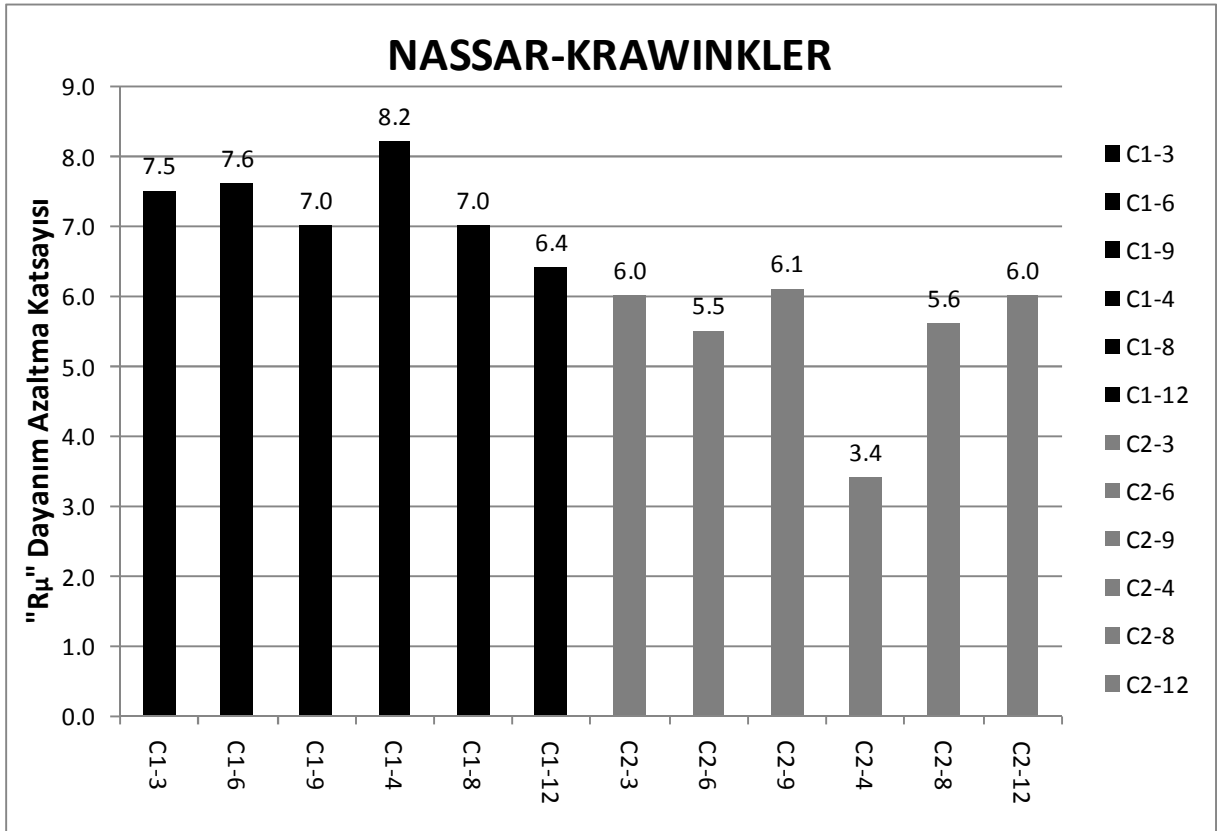


Δ_s (m)	-1,96E-01
V_s (kN)	1072
Δ_y (m)	-3,26E-01
V_y (kN)	1,78E+03
μ (süneklilik)	3,25
α (pekleşme)	1,0%
T (sn)	2,3
Δ_{max} (m)	-1,061261
V_{max} (kN)	1822

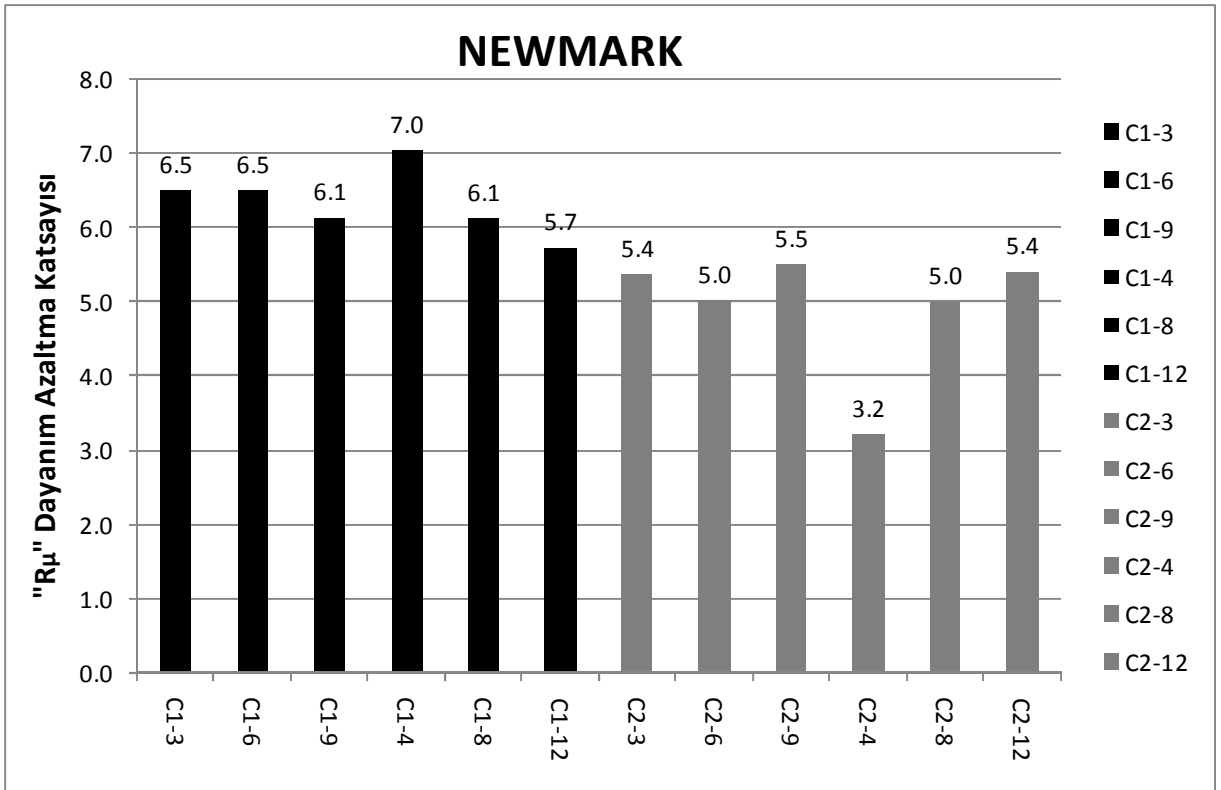
Şekil 5.20 C2-12 çerçevesine uygulanan itme analizi sonucu elde edilen V_{taban}/Δ_{tepe} eğrisi.

5.5 Çerçeveslerin Dayanım Azaltma Katsayılarının(“R”) Elde Edilmesi Ve Sonuçların Değerlendirilmesi

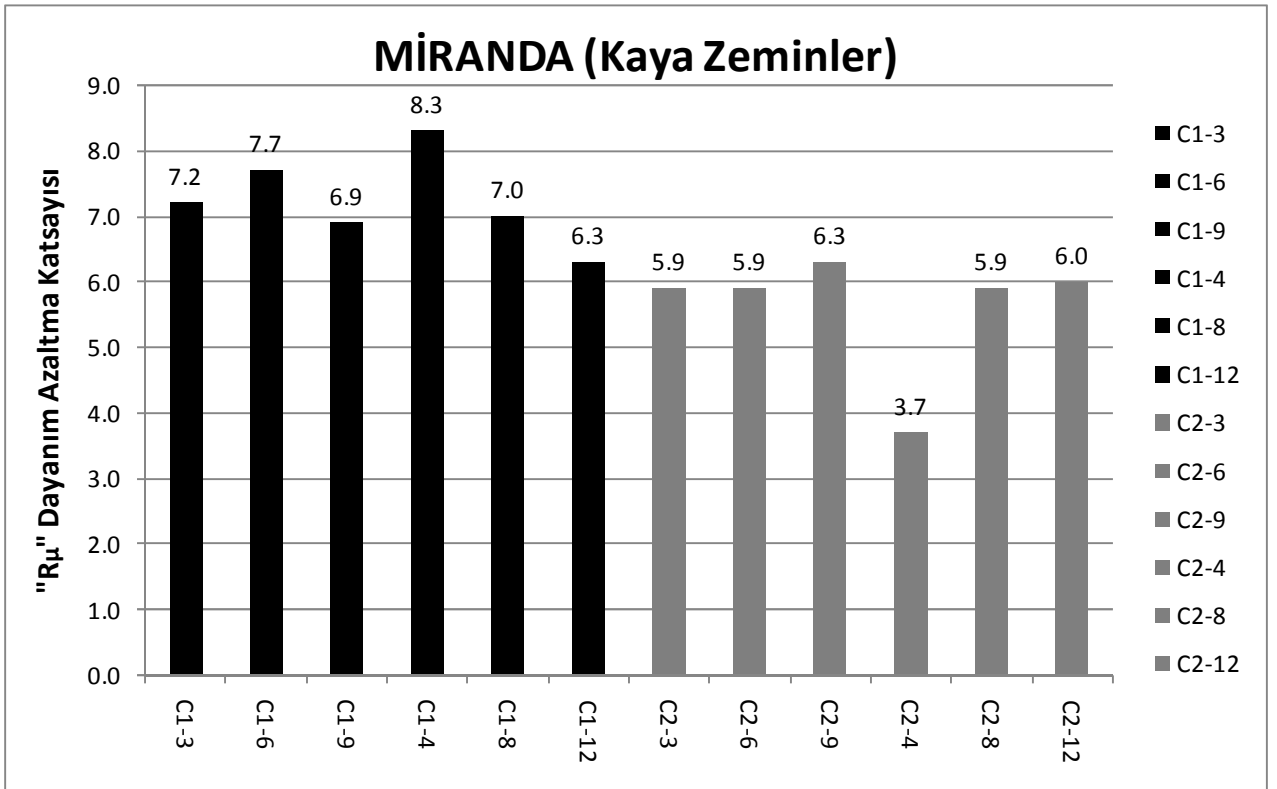
Çerçeveslerin Davranış katsayılarının irdelenmesinde Uang’ın R formülasyonu esas alınmış, her bir çerçeve için itme analizinden elde edilen dayanım fazlalığı katsayısı, ayrı ayrı Newmark, Nassar-Krawinkler ve Miranda’nın süneklik kaynaklı kuvvet azaltma katsayıları ile çarpılarak üç farklı yaklaşımla R katsayısı elde edilmiştir.



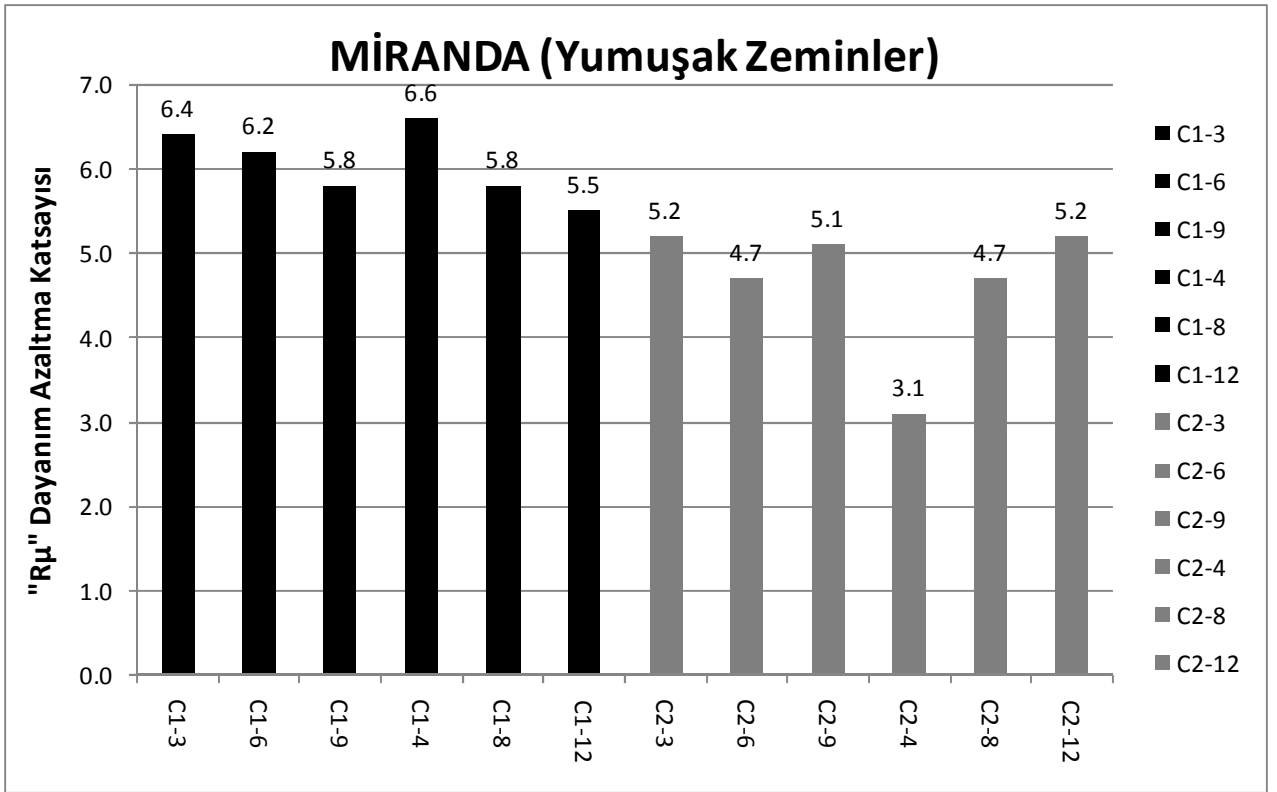
Şekil 5.21 Nassar-Krawinkler’in önerdiği formülüzasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R_{μ}).



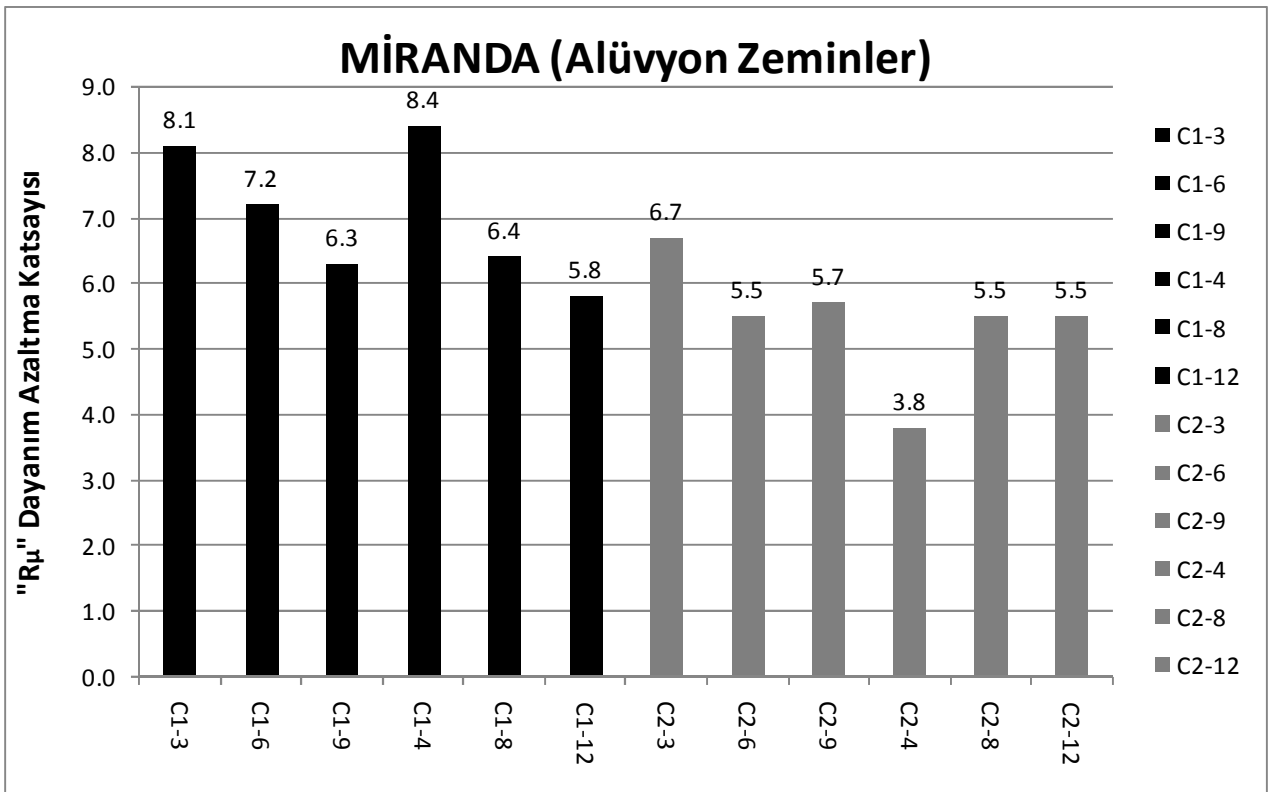
Şekil 5.22 Newmark&Hall'ın önerdiği formülüzasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R_μ).



Şekil 5.23 Miranda kaya zeminlere oturan yapılar için önerdiği formülüzasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R_μ).



Şekil 5.24 Miranda yumuşak zeminlere oturan yapılar için önerdiği formülüzasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R_{μ}).



Şekil 5.25 Miranda alüvyon zeminlere oturan yapılar için önerdiği formülüzasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R_{μ}).

Çerçeve tasarımında yönetmeliğin önerdiği minimum eleman enkesiti boyutlarının, dayanımlarının ve minimum sistem rijitliğinin hedeflenmesine karşın, EC8 ve EC4 ün öngörmüş olduğu tasarım ilkelerinin konservatifliği ve kompozit kesitlerin elastik ötesi davranışlarında etkin olan yüksek pekleşme oranı sebebiyle. Eurocode'a göre tasarlanmış kompozit çerçevelerin tasarımında kullanılan R katsayısının konservatif olduğu sonucu çıkartılmıştır.

Beton dolgulu çelik tüp kesitlerin süneklik düzeylerini büyük ölçüde belirleyen “B/t” parametresinin çerçevenin sahip olduğu davranış katsayısına önemli ölçüde etki ettiği teorik olarak da gözlenmiştir.

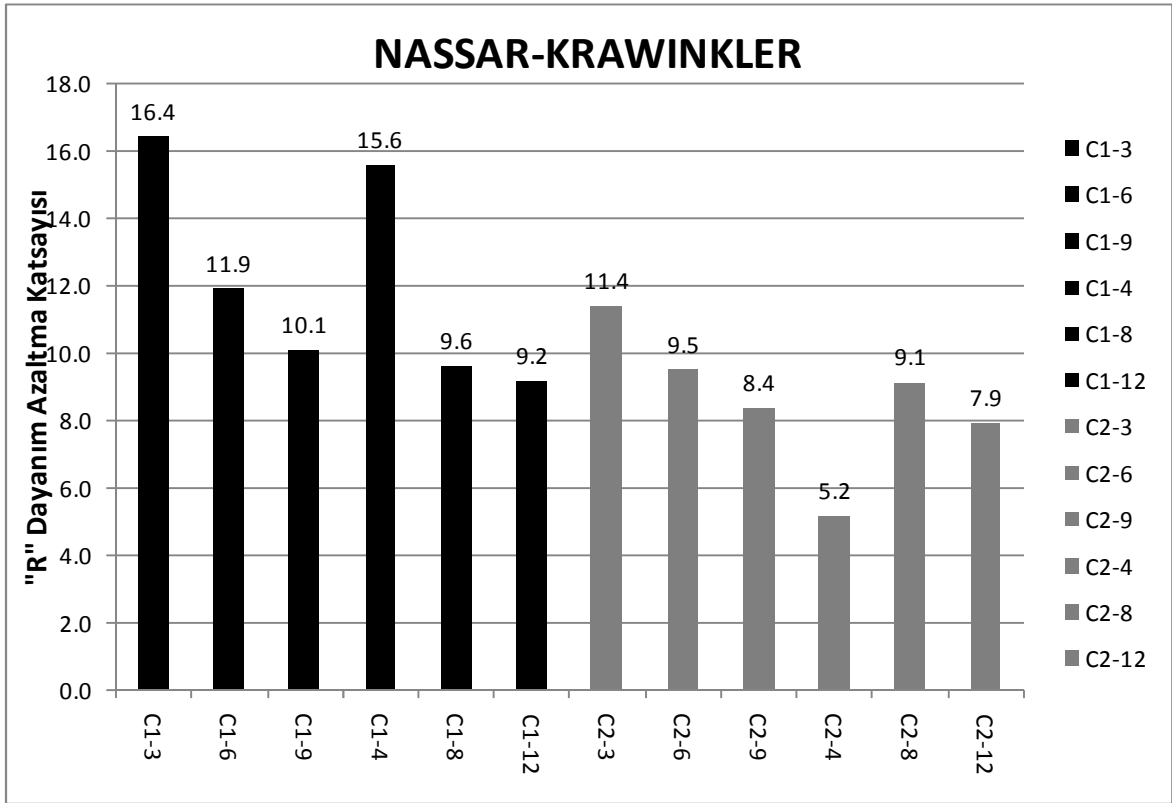
Elde edilen R_μ değerleri başlangıçta EC8 standardına göre kabul edilen R değerleri ile karşılaştırmak istersek R_μ değerleri aşağıda gösterildiği şekilde R değerlerine dönüştürülebilir.

$$n = \frac{V_{y(taban)}}{V_{d(taban)}}$$

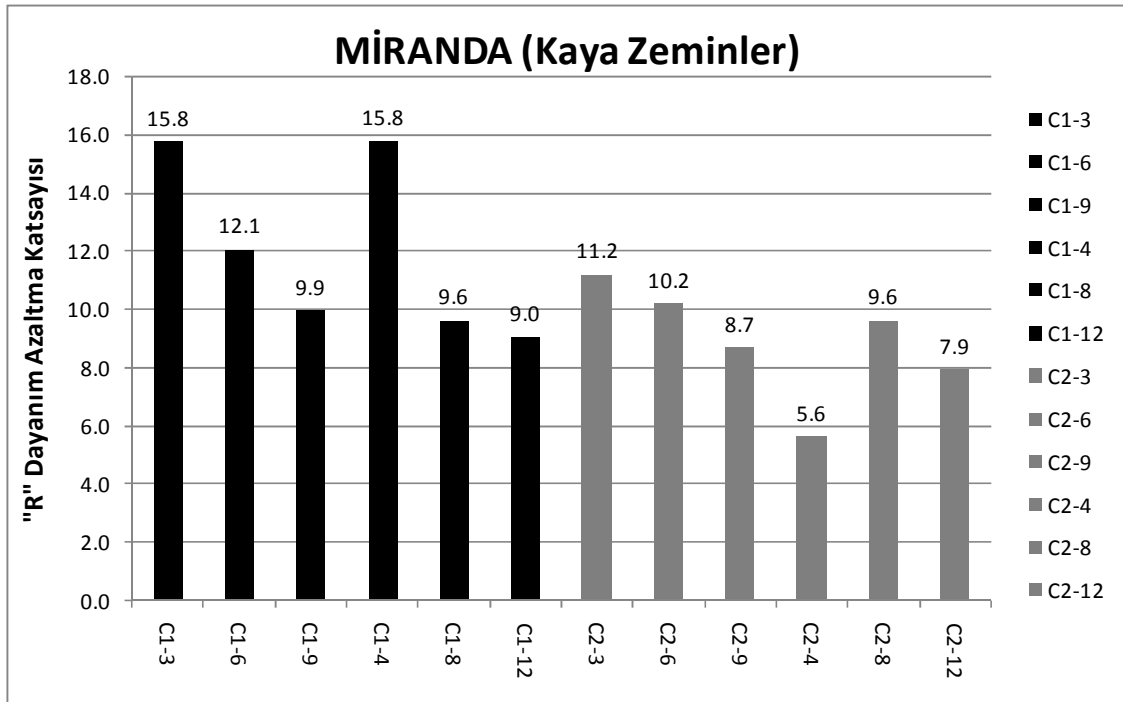
$$R = R_\mu \cdot n$$

Elde edilen “R” değerlerinin yönetmelikçe belirlenen “R” değerlerinden oldukça fazla olduğu gözlenmiştir. Fakat kompozit yapıların davranış katsayısını irdeleyen “Seismic design and performance of composite frames” isimli makale ile paralel sonuçlar elde edilmiştir.

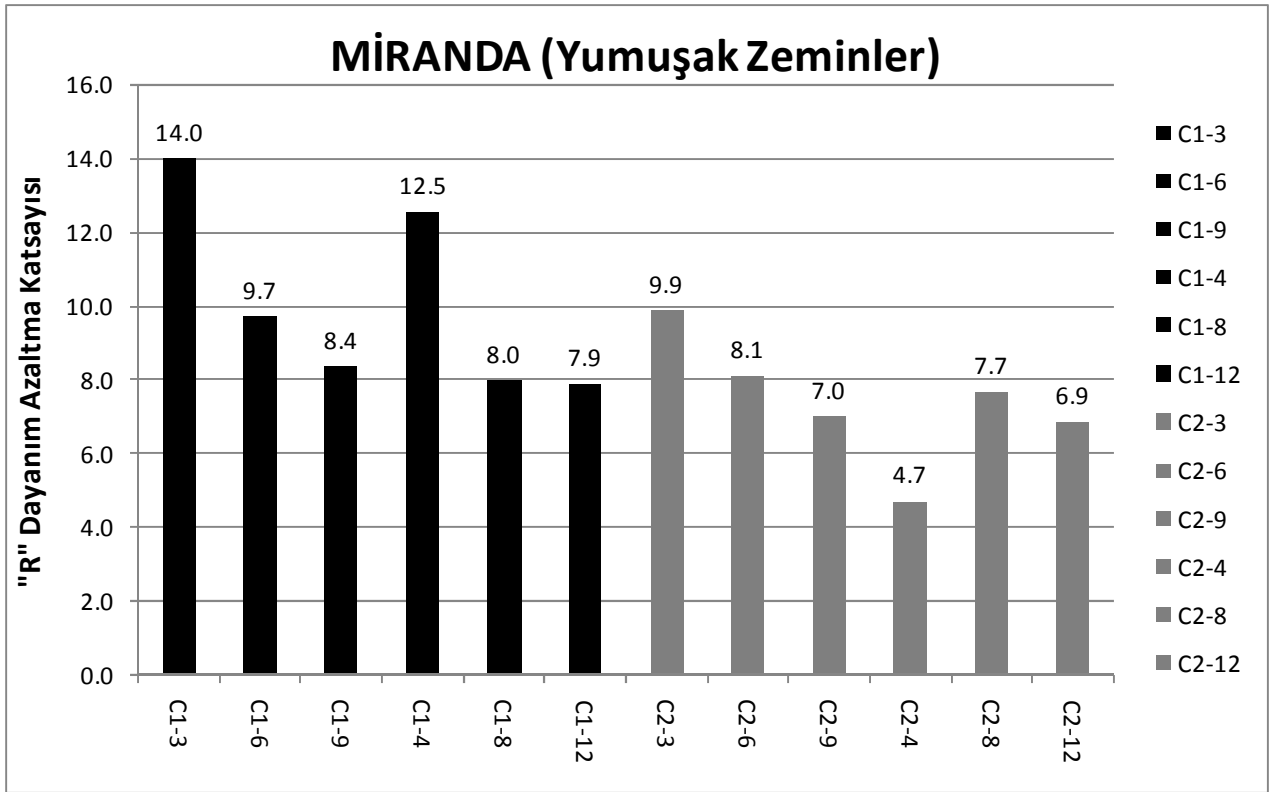
Elde edilen dayanım azaltma katsayıları aşağıda tablolar halinde verilmiştir.



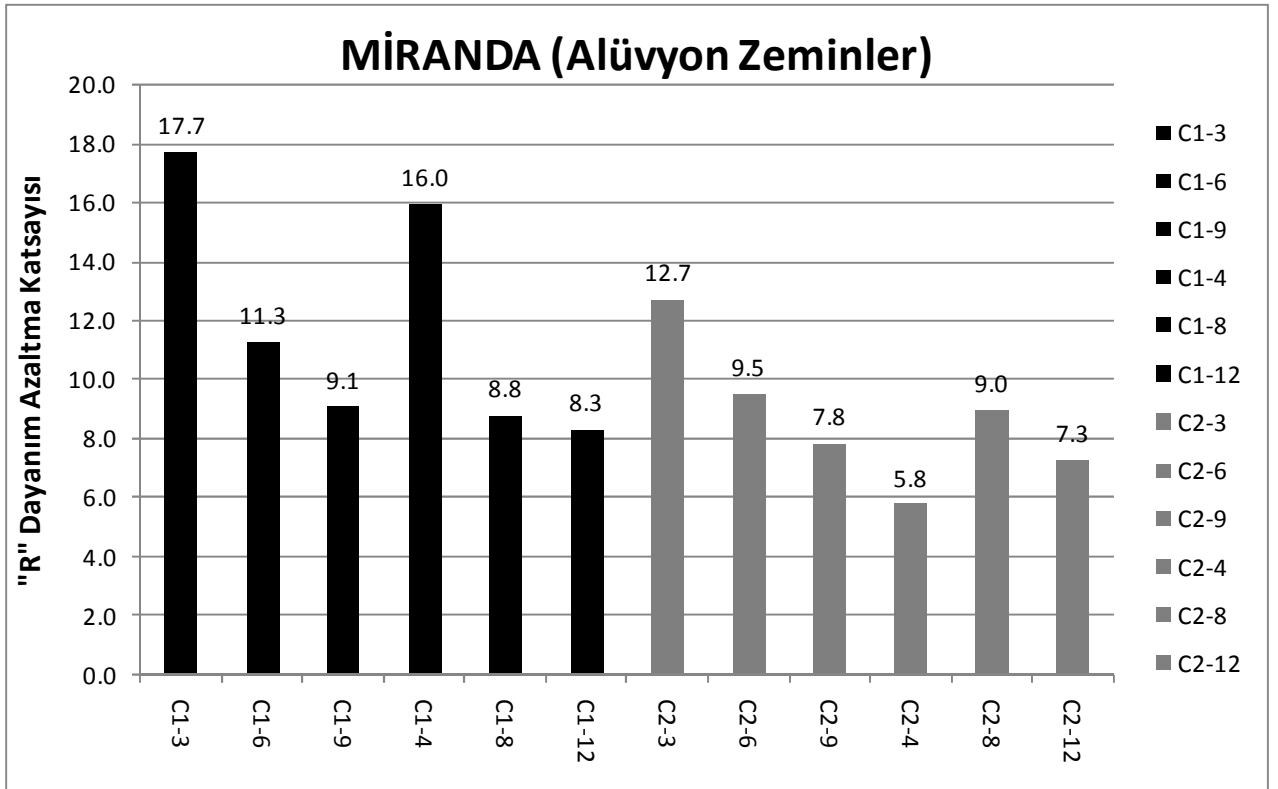
Şekil 5.26 Nassar-Krawinkler'in önerdiği formülüzasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R).



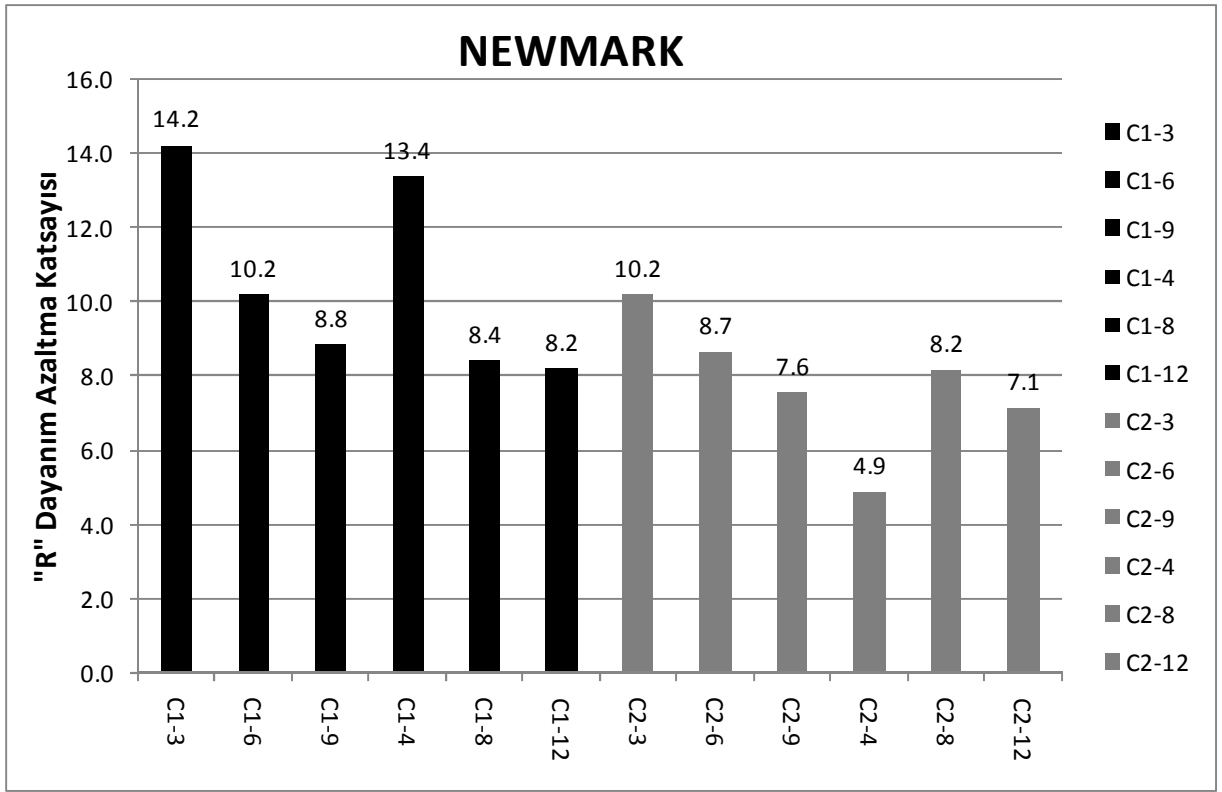
Şekil 5.27 Miranda kaya zeminlere oturan yapılar için önerdiği formülüzasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R).



5.28 Miranda yumuşak zeminlere oturan yapılar için önerdiği formülüzasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R).



5.29 Miranda alüvyon zeminlere oturan yapılar için önerdiği formülüzasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R).



5.30 Newmark'ın önerdiği formülizasyona göre 12 çerçevenin dayanım azaltma katsayıları(R).

KAYNAKLAR

Akbas, B., (2002), Yapıların Doğrusal Olmayan Analizleri, Ders Notları

Atımtay, E., (2000), Açıklamalar ve Örneklerle Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, Cilt I, Bizim Büro Yayınevi, Ankara

Brett C. Gourley, Cenk Tort, Jerome F. Hajjar, and Paul H. Schiller ,(2001), “A Synopsis Of Studies of The Monotonic And Cyclic Behavior Of Concrete Filled Steel Tube Beam-Columns”, Minnesota

Celep, Z. ve Kumbasar, N., (2003), Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Birsen Yayınevi, İstanbul.

Cosenza, E. and Zandonini, R.,(2002) “Composite Construction” Structural Engineering Handbook, London

Durmuş D. (2003) “Çelik Çerçeve Yapıların Doğrusal Olmayan Deprem Davranışı”, Isparta

Fujimoto T., Mukai A., Nishiyama I., Sakino K.,(2004), “Behavior of Eccentrically Loaded Concrete-Filled Steel Tubular Columns”, Ibaraki

G.E. Thermou, A.S. Elnashai, A. Plumier, C. Doneux,(2004),” Seismic design and performance of composite frames”, ABD, Greece, Belgium

Hajjar F.,(2000) ,”Concrete-Filled Steel Tube Columns Under Earthquake Loads”, Minnesota

Hajjar F.,(1998) “A Distributed Plasticity Model For CFT Beam-Columns With Slip”, Minnesota

Polat, Z., (2001), Deprem Mühendisliği Ders Notları.

Polat, Z., Kırçıl, M., Hancıoğlu, B.,(2004) “Mevcut Betonarme Binaların Deprem Güvenliklerinin incelenmesi ve Performans Yaklaşımı”, Y.T.Ü inşaat Fakültesi, inşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul.

Korkmaz A. , Sarı A. (2000), “Evaluation Of Lateral Load Pattern In Pushover Analysis”, Texas

Johnson R.P.,(1994)” Composite Structures Of Steel And Concrete “,London

Kappos A.J. ,(1999) , “Evaluation Of Behaviour Factors On The Basis Of Ductility And Overstrength Studies”, London

Susantha K. A. S., Ge H. and Usami T. (2001), “Cyclic Analysis And Capacity Prediction Of Concrete-Filled Steel Box Columns,” Nagoya

Lam N.,Wilson J. And Hutchinson G., (1998) “The Ductility Reduction Factor In The Seismic Design Of Buildings”, Victoria, Australia

Miranda E., Bertero V.,(1994) “Evaluation Of Strength Reduction Factors For Earthquake-Resistant Design”,

Roeder C.W and Lehman D.E.,(2007) , “Composite Action In Concrete Filled Steel Tubes”, New Zealand

Uang C.M.,(1991), “Establishing R (or R_w) And C_d Factors For Buildings Seismics” Provisions, Boston

Uy B., Liew J. Y. R., (2001), “Advanced Analysis Of Composite Frames”, Singapore, Wales

Varma A., Ricles J. , Sause R., Lu L.W.(2002), “Experimental Behavior of High Strength Square Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns”

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 22.09.1982

Doğum yeri Ankara

Lise 1996-1999 Bahçelievler Deneme Lisesi/Ankara

Lisans 2000-2005 Erciyes Üniversitesi Mühendislik Fak.
İnşaat Mühendisliği Bölümü/Kayseri

Yüksek Lisans 2005-2008 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Anabilim Dalı Yapı Programı /İstanbul

Çalıştığı kurum(lar)

2005-2007 Akçe İnşaat Mühendislik.
2007-Devam ediyor Kibar Holding Assan Yapı A.Ş.