İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KARMA KOLONLU YÜKSEK YAPILARIN DEPREM ETKİLERİ ALTINDA İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş.Müh. Güven DÜNDAR

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ (DEPREM)

OCAK 2005

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KARMA KOLONLU YÜKSEK YAPILARIN DEPREM ETKİLERİ ALTINDA İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş.Müh. Güven DÜNDAR
(501011022)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 27 Aralık 2004
Tezin Savunulduğu Tarih : 25 Ocak 2005

Tez Danışmanı :	**Prof.Dr. Zeki HASGÜR**
Diğer Jüri Üyeleri	**Prof.Dr. Zekai CELEP**
	Prof.Dr. Kaya ÖZGEN

OCAK 2005

ÖNSÖZ

Bu tez çalışması sırasında, yardımlarını esirgemeyen, çalışmalarımı yönlendiren değerli hocam Sayın Prof.Dr. Zeki HASGÜR'e en içten dileklerimle teşekkürlerimi sunarım.

Ocak 2005 İnş.Müh. Güven DÜNDAR

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR **viii**
TABLO LİSTESİ **ix**
ŞEKİL LİSTESİ **x**
SEMBOL LİSTESİ **xii**
ÖZET **xv**
SUMMARY **xvii**
1. GİRİŞ **1**
1.1. Yüksek Yapılar ve Yapı Sistemi Arayışları 1
1.2. Karma Yüksek Yapı İhtiyacı 2
2. KARMA YÜKSEK YAPILAR **5**
2.1. Karma Yapılar Tanımı, Kullanım Alanları ve Tercih Sebepleri 5
2.2. Karma Yapıların Tarihsel Gelişimi ve Geçmişte Kullanımları 7
2.1.1. Betona Gömülmüş Çelik 7
2.1.2. İlk Araştırmalar 9
2.2.3. Kesme Bağlantıları 10
2.2.3.1 İlk Mekanik Bağlantılar 10
2.2.3.2. İkinci Nesil Kesme Bağlantıları 11
2.2.3.3. Kesme Çivileri 11
2.2.4. 1960 Sonrası Gelişmeler 12
2.2.5. Günümüzde Karma Yapı İnşaatı 15
2.3. Karma Yapıların Avantajları ve Yapısal Karma Elemanlar 16
2.3.1. Karma Döşemeler 17
2.3.2. Karma Kirişler 18
2.3.3. Karma Kolonlar 19
2.4. Karma Yapı Sistemleri 21
2.4.1. Karma Tüp Sistem 21
2.4.2. Süper Kolonlu Çerçeveler 22
2.5. Uygulama Örnekleri 22
2.5.1. InterFirst Plaza (Dallas) 22
2.5.2. Bank of China (Hong Kong) 23

2.5.3. The NationsBank Tower (Atlanta) 25
2.5.4. The Bank of Southwest Tower (Houston) 25
2.5.5. First Bank Place (Minneapolis) 26
2.5.6. The America Tower (Houston) 27
2.5.7. Two Union Square (Seattle) 28
3. KARMA KOLONLAR 30
3.1. Tanımı ve Üstünlükleri 30
3.2. Kullanım Alanları 31
3.3. Karma Kolon Kesitlerinin Hesaplanması için "Kesdong-Karma" Programı 35
3.3.1. Akış Diyagramı 37
3.4. Karma Kolonlar için Eurocode 4 (Avrupa Yönetmelikleri 4) Basitleştirilmiş Hesap Metodu 39
3.4.1. Karma Kesit Eksenel Basınç Dayanımı 39
3.4.1.1. Betona Gömülü Çelik Kesitler ve Beton Dolgulu Çelik Kare Kesitler 39
3.4.1.2. Beton Dolgulu Dairesel Çelik Kesitler 40
3.4.1.3. Çelik Kesitlerin Yerel Burkulması 42
3.4.2. Etkili Elastik Eğilme Rijitliği 42
3.4.2.1. Kısa Süreli Yükleme 42
3.4.2.2. Uzun Süreli Yükleme 43
3.4.3. Boyutsuz Narinlik 44
3.4.4. Eksenel Yük Dayanımı 46
3.4.5. Eksenel Basınç ve Tek Eksenli Eğilme 47
3.4.5.1. Eksenel Basınç ve Tek Eksenli Eğilme Etkileri İçin Etkileşim Diyagramı 47
3.4.5.2. İkinci Derece Etkiler İçin Eğilme Momentlerinin Hesabı 50
3.4.5.3. Eksenel Basınç ve Tek Eksenli Eğilme Altındaki Elemanların Dayanımı 52
3.4.5.4. UK NAD (İngiliz Standardı) Uygulama Koşulları 54
3.4.5.5. UK NAD 'e Göre Bileşik Basınç ve Tek Eksenli Eğilme 54
3.4.6. Yatay ve Düşey Kayma Gerilmesi 55
3.4.7. Kuvvet Geçiş Bölgeleri 57
3.4.8. Basitleştirilmiş Yöntemin Kısıtlamaları 59
3.5. Karma Kolonlar için AISC-LRFD (Amerikan Çelik İnşaat Enstitüsü Taşıma Gücü Tasarımı) Hesap Metodu 60

3.5.1. Eksenel Dayanım 61
3.5.2. Narinlik Etkisi 63
3.5.3. Sınırlamalar 65
3.5.4. Eksenel Yüksüz Moment Kapasitesi 65
3.5.5. Eksenel Yük ve Eğilme 66
3.6. Çeşitli Standartlar ve Hesap Yöntemleriyle Örnek Bir Karma Kolonun Çözümü ve Çözümlerin Karşılaştırılması 66
3.6.1. Kesit Malzeme Özellikleri ve Geometrisi 66
3.6.2. Kesdong-Karma Programı Çözümü 68
3.6.2.1. Kesit Geometrisi ve Kesit Özellikleri 68
3.6.2.2. Giriş Datası 69
3.6.2.3. Sonuçlar 70
3.6.3. Eurocode 4 (EC4) Çözümü 72
3.6.3.1. Karma Kolon Özellikleri 72
3.6.3.2 Kesit Geometrisi ve Kesit Özellikleri 72
3.6.3.3. Basitleştirilmiş Metot Uygulama Limitleri 74
3.6.3.4 Tasarım Kontrolleri 74
3.6.3.5. Basınç ve Tek Eksenli Eğilme Etkileri Altında Karma Kolon Dayanımı 77
3.6.3.6. Etkileşim Diyagramı 79
3.6.4. Karma Kolon AISC-LRFD Çözümlü Örneği 82
3.6.4.1 Narinlik Oranı ve Eksenel Basınç Dayanımının Hesaplanması 82
3.6.4.2 Eksenel Yük ve Eğilme Etkileri Altında P/M Diyagramı Hesaplanması 85
3.6.5 Karma Kolon Plastik Analizi Örneği 87
3.6.6. CCD Programıyla EC4'e Göre Karma Kesit Çözümü 90
3.6.6.1. Proje Girişi 92
3.6.6.2. Kesit Özellikleri Girişi 93
3.6.6.3. Malzemelerin tanımlanması 95
3.6.6.4. Malzeme güvenlik katsayıları 97
3.6.6.5. Yükleme 98
3.6.6.5. Sonuçlar 99
3.6.7. Yönetmelikler ve Kesdong-Karma Programının Sonuçlarının Karşılaştırılması 102
3.7. EC4' e Göre Karma Kolonların Yangın Dayanımı 103

3.7.1. EC4 Genel Yangın Dayanım Felsefesi 103
3.7.2. EC4 Genel Tasarım İlkeleri 104
3.7.3. EC4 Yangın Tasarımı için Performans Gereksinimleri 104
3.7.4. EC4 Yangın Tasarımı için Malzeme Özelliklerinin Tasarım Değerleri 106
3.7.5. Karma Kolonların Yangın Tasarımı Yordamları 107
3.7.6. Karma Kolonların Yangına Karşı Tasarımı için Basit Hesap Modelleri 108
3.7.6.1. Yapısal Davranış 108
3.7.6.2. Parçalı Gömülmüş Çelik Kesitler için Yangın Tasarım Kuralları 110
3.7.6.3. Yangın Korumasız Beton Dolgulu Çelik Kesitler için Yangın Tasarım Kuralları 110
3.7.6.4. Yangın Korumalı Beton Dolgulu Çelik Kesitler İçin Yangın Tasarım Kuralları 111
3.7.7 Uygulama Detayları 111
3.7.7.1. Genel Uygulama Detayları 111
3.7.7.2. Karma Kolonlar için Uygulama Detayları 112
3.7.8. Örnek Çözüm 112
3.7.6.1. Kesit Özellikleri 113
3.7.6.2. Malzeme özellikleri 114
3.7.6.3. Çözüm ve Sonuçlar 114
4. KARMA YAPI ANALİZİ 117
4.1. SAP2000 Yapı Analizi Programı ile Statik ve Dinamik Analiz 117
4.1.2 Giriş 117
4.1.3. Analiz Tipleri 117
4.1.4. Statik Analiz 118
4.1.5. İvmelenme Yükleri 118
4.1.6. Öz-vektör Analizi 119
4.1.7. Modal Analizin Sonuçları 120
4.1.7.1 Periyotlar ve Frekanslar 120
4.1.7.2. Katılım Faktörleri 120
4.1.7.3. Kütle Katılım Oranları 121
4.1.7.4. Kütle ve Kütle Ağırlık Merkezi 121
4.1.8. Elastik Tepki Spektrumu Analizi 122
4.2. Karma Kolonlu Örnek Yapının Deprem Etkileri Altında İncelenmesi 123
4.2.1 Yapı Karakteristik Özellikleri 123

4.2.1.1 Taşıyıcı Sistem Boyutları 127
4.2.1.2 Karma Kesit Özellikleri 127
4.2.2. Yapı Kat Kütleleri Hesaplanması 131
4.2.3. Yatay Yüklere Göre Hesap 132
4.2.3.1 Mod Birleştirme Yöntemi 133
4.2.3.2 SAP2000 Yapı Analiz Programı ile Modal Analiz 135
4.2.3.3 Modal Analiz Sonuçları 136
4.2.3.4. Modal Analiz Yönteminin Eşdeğer Deprem Yükü ile Karşılaştırılması 140
4.2.3.5. Artırılmış Modal Analiz Sonuçları 142
4.2.3.6. Göreli Kat Ötelemeleri ve İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü 142
5. SONUÇLAR 145
KAYNAKLAR 147
EKLER 148
EK A
KESDONG PROGRAMI C++ KODU 149
EK B
CCD PROGRAMI ÖRNEK KARMA KOLON ÇÖZÜMÜ ÇIKTILARI 150
ÖZGEÇMİŞ 151

KISALTMALAR

ABYYHY	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
ABD	: Amerika Birleşik Devletleri (United States of America)
ACI	: Amerikan Beton Enstitüsü (American Concrete Institute)
AISC	: Amerikan Çelik İnşaat Enstitüsü (American Institute of Steel Construction)
ASCE	: Amerika İnşaat Mühendisleri Odası (American Society of Civil Engineers)
EC	: Avrupa Yönetmelikleri (Eurocode)
IABSE	: Uluslararası Köprü ve Yapı Mühendisliği Kurumu (International Association for Bridge and Structural Engineering)
LRFD	: Load and Resistince Factor Design (Taşıma Gücü Yöntemiyle Tasarım)
UK NAD	: İngiliz Standartları (United Kingdom National Application Document)

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 3.1. Beton dolgulu dairesel çelik kesitli kolonlarda üç eksenli sargı etkisinin gözönüne alınması için temel η_{10} ve η_{20} değerleri 41
Tablo 3.2. Uzun süreli yükleme için $\bar{\lambda}$ değerleri 43
Tablo 3.3. EC3'teki çeşitli burkulma eğrileri için kusur katsayısı α 46
Tablo 3.4. Karma kolonların hesabı için ampirik katsayılar 63
Tablo 3.5. Çelik profil geometrik özellikleri 68
Tablo 3.6. Karma kolon narinlik ve eksenel dayanım değerleri 84
Tablo 3.7. Etkileşim diyagramı değerleri 86
Tablo 3.8. Karma kolon plastik analizi etkileşim diyagramı değerleri 89
Tablo 3.9. Betona Tamamen Gömülü Çelik Kesitlerin minimum kesit boyutları,minimum paspayları ve minimum çelik profil dışı beton kabuk boyutları 107
Tablo 3.10. Betona Parçalı Gömülmüş Çelik Kesitler için minimum kesit boyutları, betonarme donatılar için minimum donatı yüzdesi ve aks aralıkları 108
Tablo 3.11. Örnek kesit kullanım durumu hesapları 115
Tablo 3.12. Örnek kesit R 30 yangın durumu hesapları 116
Tablo 4.1. Yapının kolon boyutları 127
Tablo 4.2. Yapının kiriş boyutları 127
Tablo 4.3. Yapı Çeliği UB762*267*197 128
Tablo 4.4. W27X258 Boyutları 129
Tablo 4.5. Eşdeğer karma kesit özellikleri 130
Tablo 4.6. Dikdörtgen şeklin boyutları 131
Tablo 4.7. Birim ağırlıklar 131
Tablo 4.8. Döşeme için alınan hareketli yük değerleri 131
Tablo 4.9. Karma yapı kat kütleleri 132
Tablo 4.10. Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabileceği yapılar 133
Tablo 4.11. Karma kolonlu yapı modal değerleri 137
Tablo 4.12. Perdeli yapı modal değerleri 138
Tablo 4.13. Y doğrultusu tepki spektrumu karma kolonlu yapı taban kesme kuvvetleri ve momentleri 138
Tablo 4.14. Y doğrultusu tepki spektrumu perdeli yapı taban kesme kuvvetleri ve momentleri 138
Tablo 4.15. Karma kolonların karşıladığı taban tesirleri 138
Tablo 4.16. Perdelerin karşıladığı taban tesirleri (perdeli yapı) 139
Tablo 4.17. Karma kolonlu yapı modlara ait kütle katılım oranları 140
Tablo 4.18. Y doğrultusunda artırılmış tepki spektrumu taban tesirleri 142
Tablo 4.19. Karma kolonlu yapı y yönü yer değiştirme ve kat ötelemeleri 143
Tablo 4.20. Perdeli yapı y yönü yer değiştirme ve kat ötelemeleri 144

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1 : Karma döşeme tipleri 18
Şekil 2.2 : Karma kiriş tipleri 19
Şekil 2.3 : Çeşitli karma kolon kesitleri..... 20
Şekil 2.4 : Karma tüp yapı kat planı 21
Şekil 2.5 : Interfirst Plaza kat planı 23
Şekil 2.6 : Bank of China sistem planı 24
Şekil 2.7 : The NationsBank Tower kat planı..... 26
Şekil 2.8 : The NationsBank Tower kat planı..... 27
Şekil 2.9 : First Bank Place şematik planı 27
Şekil 2.10 : The American Tower kat planı..... 29
Şekil 2.11 : Two Union Square kat planı..... 29
Şekil 3.1 : Betona gömülü çelik tipinde karma kolon kesiti..... 31
Şekil 3.2 : Basit düğüm noktası birleşimli beton içine gömme karma kolon 32
Şekil 3.3 : Rijit çerçevede beton içine gömülmüş karma kolon 33
Şekil 3.4 : Karma geçiş kolonu..... 34
Şekil 3.5 : Dolma karma kolon..... 34
Şekil 3.6 : Karma beton duvarlar..... 35
Şekil 3.7 : Genel karşılıklı etki diyagramı 37
Şekil 3.8 : Kesdong-Karma programı akış diyagramı 38
Şekil 3.9 : Betona gömülü çelik enkesitin eksenel basınç etkisinde gerilme dağılımı 40
Şekil 3.10 : (a) İdealize kolon burkulma eğrisi. (b) Boyutsuz kolon burkulma eğrisi. (c) EC3 kolon burkulma eğrileri 45
Şekil 3.11 : Eksenel basınç ve tek eksende eğilme altında etkileşim diyagramı..... 48
Şekil 3.12 : Lineer yaklaşım ile hesaplanan etkileşim diyagramı 48
Şekil 3.13 : Betona gömülü çelik kesitli karma kolonun etkileşim diyagramında çeşitli noktalardaki gerilme dağılımlarının elde edilmesi 49
Şekil 3.14 : Tarafsız eksen pozisyonunun değişimi..... 50
Şekil 3.15 : Eksenel yük altında geometrik kusurlu kolon..... 50
Şekil 3.16 : Uç momentleri oranı "r"..... 51
Şekil 3.17 : Eksenel basınç ve tek eksenli eğilme etkileri altında (a) EC4 metodu ve (b)UK NAD'deki basitleştirilmiş metot kullanılarak elde edilen etkileşim diyagramları 53
Şekil 3.18 : Yatay kesme gerilmeleri altındaki, kesme bölgesindeki çelik kesitin hesap dayanımının azaltılması..... 56
Şekil 3.19 : Beton kısma yük transferinin sağlanması için kullanılan kafa çivilerinin kesme dayanımı 58
Şekil 3.20 : Örnek karma kolon kesiti 67
Şekil 3.21 : EC4 basitleştirilmiş hesap metodu ile etkileşim diyagramı 80
Şekil 3.22 : Eurocode4 basitleştirilmiş hesap metodu (Burkulma göz önüne

alınmamış)..... 81
Şekil 3.23 : Eurocode4 basitleştirilmiş hesap metodu (Burkulma göz önüne alınmış)..... 82
Şekil 3.24 : AISC LRFD narinlik etkisinde eksenel yük – etkili boy diyagramı 84
Şekil 3.25 : AISC LRFD etkileşim diyagramı (burkulma göz önüne alınmış) 87
Şekil 3.26 : Karma kolon kesiti üzerinde plastik gerilme dağılımı iç kuvvetleri 88
Şekil 3.27 : Plastik analiz örneği karma kolon kesiti ölçüleri 89
Şekil 3.28 : Plastik analiz ile elde edilen etkileşim diyagramı 90
Şekil 3.29 : CCD programı bilgi ekranı..... 91
Şekil 3.30 : CCD programı ana ekranı 91
Şekil 3.31 : Proje bilgi girişi ekranı..... 92
Şekil 3.32 : Kesit özellikleri girişi ekranı..... 94
Şekil 3.33 : Malzeme özellikleri giriş ekranı..... 96
Şekil 3.34 : Malzeme dayanım katsayıları giriş ekranı..... 97
Şekil 3.35 : Yükleme giriş ekranı 98
Şekil 3.36 : Sonuç ekranı..... 100
Şekil 3.38 : Grafik ekranı 102
Şekil 3.39 : Çeşitli hesap metodları ile elde edilen karma kolon etkileşim diyagramları 103
Şekil 3.40 : Yangın tasarım prosedürü 105
Şekil 3.41 : Yanal ötelenmesi önlenmiş karma kolonların yangın etkisinde burkulma boyu 110
Şekil 3.42 : Yangın dayanımı hesabı için karma kolon örneği..... 112
Şekil 3.43 : Örnek kesit boyutları..... 113
Şekil 4.1 : Perdeli yapı kat planı..... 125
Şekil 4.2 : Karma kolonlu yapı kat planı 126
Şekil 4.3 : Karma kolonda kullanılan çelik profil kesiti..... 127
Şekil 4.4 : Karma kolonda kullanılan çelik profil kesiti..... 129
Şekil 4.5 : Z2 zemin sınıfına ait spektrum eğrisi..... 136

SEMBOL LİSTESİ

A : Kesit alanı
Av : Eğilme düzlemindeki çelik kesitin kesme alanı
Ao : Etkin yer ivmesi katsayısı
A(T) : Spektral ivme katsayısı
As : Çelik kesit alanı
Ar : Kesitteki boyuna betonarme donatı alanı
Ac : Kesitteki beton alanı
$\mathbf{A_w}$: Çelik gövdesinin ve kesit merkezindeki tüm boyuna betonarme donatıların alanı
b : Kesit genişliği
$\mathbf{c_1, c_2, c_3}$: Karma kolonların hesabında kullanılan ampirik katsayılar
$\mathbf{c_r}$: Donatı çubuğunun merkezinden eğilme eksenindeki kesitin kenarına beton kabuk kalınlığı
d : Yarıçap, yükseklik
e : Dışmerkezlik
$\mathbf{e_o}$: Malzeme kusurları
E30 : 30 dakika yangına karşı içerik kriterini devam ettiren yapı elemanı (EC4 Yangın Dayanımı)
$\mathbf{E_m}$: Eşdeğer elastisite modülü
EI : Kesit eğilme rijitliği
$\mathbf{E_s}$: Çeliğin elastisite modül (E_a)
$\mathbf{E_c}$: Betonun elastisite modülü
$\mathbf{(EI)_{ey}}$: Kesit eşdeğer eğilme rijitliği
$\mathbf{E_aI_{ay}}$: Çelik kesit eğilme rijitliği
$\mathbf{E_sI_{sy}}$: Betonarme donatı eğilme rijitliği
$\mathbf{E_{cd}}$: Azaltılmış beton elastisite modülü
E : Elastisite modülü
$\mathbf{f_c'}$: Standart silindir testlerine dayalı beton dayanımı
$\mathbf{f_{my}}$: Karma kesit eşdeğer eğilme gerilmesi
$\mathbf{f_y}$: Yapı çeliğinin eğilme dayanımı
$\mathbf{f_{yr}}$: Boyuna betonarme donatının eğilme dayanımı
$\mathbf{f_y}$: Yapı çeliğinin eğilme dayanımı
$\mathbf{f_{cr}}$: Elastik kritik gerilme
$\mathbf{f_{ck}}$: Beton karakteristik dayanımı
$\mathbf{f_{sk}}$: Betonarme donatısı karakteristik dayanımı
$\mathbf{f_y}$: Yapı çeliği akma dayanımı
$\mathbf{f_{cd}, f_{yd}, f_{sd}}$: Beton, yapı çeliği ve betonarme donatının hesap dayanımı
F : Yükleme durumunda kesitte oluşan kuvvet
G : Sabit yük
$\mathbf{h_1}$: Eğilme eksenine dik beton kesit uzunluğu
$\mathbf{h_2}$: Eğilme eksenindeki beton kalınlığı
h : Elemanın yüksekliği

I : Atalet momenti
I60 : 60 dakika yangın halinde ısıl izolasyon sağlayan yapı elemanı
I : Bina önem katsayısı
k : İkinci derece etkiler için moment düzeltme katsayısı
λ : Etkili burkulma boyu
K : Etkili uzunluk katsayısı
l : Yanal hareketi engellenmemiş kolon uzunluğu
L : Uzunluk veya açıklık
M : Moment
$\mathbf{M_{pl.Rd}}$: Kesitin plastik moment dayanımı
$\mathbf{M_{a.Rd}}$: Çelik kesitin moment dayanımı
$\mathbf{M_{pl.y.Rd}}$: Plastik dayanım momenti (EC 4), y ekseni etrafındaki eğilmeye göre
$\mathbf{M_{pl.z.Rd}}$: Plastik dayanım momenti (EC 4), z ekseni etrafındaki eğilmeye göre
$\mathbf{M_u}$: Narinlik etkileri için artırılmış moment
$\mathbf{M_n}$: Maksimum moment kapasitesi (eksenel yük=0)
$\mathbf{M_{pl.Rd}}$: Plastik moment dağılımı
$\mathbf{N_{G.Sd}}$: Hesap yükünün kolon üzerinde sürekli etkiyen bölümü
$\mathbf{N_{a.Rd}}$: Çelik kesitin alabileceği maksimum basınç yükü
$\mathbf{N_{u.y.Rd}}$: EC 4'e göre kolonun alabileceği maksimum yük, y ekseni etrafındaki burkulmaya göre
$\mathbf{N_{u.z.Rd}}$: EC 4'e göre kolonun alabileceği maksimum yük, z ekseni etrafındaki burkulmaya göre
$\mathbf{N_{sd}}$: Tasarım eksenel yükü
$\mathbf{N_{Sd}}$: Hesap uygulama yükü
$\mathbf{N_{cry}}$: Elastik kritik eksenel yük
$\mathbf{N_{pl.R}}$: Plastik normal kuvvet dayanımı
$\mathbf{N_{cs.Sd}}$: Beton ve betonarme donatıya uygulanan eksenel yük
N : Eksenel yük
$\mathbf{N_{b.Rd}}$: Karma kolonun kısa süreli yüklemeler için eksenel burkulma dayanımı
$\mathbf{N_{cr}}$: Kolonun kritik eğilme yükü
$\mathbf{N_{pl.Rd}}$: Kesidin basınç dayanımı
$\mathbf{N_{pm.Rd}}$: Betonun eksenel dayanımı
$\mathbf{P_o}$: Kesitin tek eksenli basınç kapasitesi
$\mathbf{P_n}$: Narinlik etkilerini içeren eksenel yük kapasitesi.
$\mathbf{P_u}$: Artırılmış eksenel yük
$\mathbf{P_n}$: Narinlik etkilerini kapsayan eksenel yük kapasitesi
r : Uç momenti oranı
R30 : 30 dakika süre boyunca standart yangın dayanımı yük taşıma durumunu yangın halinde devam ettirebilen yapı elemanı.
$\mathbf{r_m}$: Burkulma ekseninin eşdeğer atalet yarıçapı
S(T) : Spektrum katsayısı
t : Elemanın kalınlığı
$\mathbf{t_w}$: Gövde kesiti kalınlığı
T : Yapı periyodu
$\mathbf{T_A}$, $\mathbf{T_B}$: Zemin karakteristik periyotları
V : Kesme kuvveti
$\mathbf{V_{a.Sd}}$: Çelik kesit tarafından karşılanan hesap kesme kuvveti
$\mathbf{V_{pl.a.Rd}}$: Kesme alanındaki çelik kesitin dayanımı
$\mathbf{V_t}$: Taban kesme kuvveti

W : Statik moment
W_e : Elastik kesit modülü
W_{pl} : Plastik kesit modülü
Z : Çelik gövdenin plastik kesit modülü
γ_F : Yük güvenlik katsayısı
γ : Malzeme güvenlik katsayısı
λ : Narinlik ($\bar{\lambda}$ = boyutsuz narinlik)
x : Katsayı
α : Kusurluluk katsayısı
α_c : Beton dayanım katsayısı
β : Moment büyütme katsayısı
χ : Burkulma için azaltma katsayısı
χ_{pm} : Betona göre eksenel dayanım oranı, $N_{pm.Rd} / N_{p\lambda.Rd}$
η_c : Uzun süreli yüklemeler için eksenel burkulma dayanımı ($N_{b.Rd}$) azaltma katsayısı.
δ : Kesit içindeki yapı çeliği oranı, $A_s f_{yd} / N_{p\lambda.Rd}$
μ : Moment dayanım oranı
μ_f : Sürtünme katsayısı
ϕ_b : Eğilme dayanımı katsayısı
ϕ_c : Basınç dayanımı katsayısı = 0,85

İndisler:

a : Yapı çeliği (Fransızca'da 'acier')
b : Genişlik
c : Beton
f : Başlık
k : Karakteristik değer
$p\lambda$: Plastik (eğilme, kesme ve basınç dayanımları için)
R : Elemanın dayanımı
Rd : Elemanın hesap dayanımı
s : Betonarme donatısı
S : İç kuvvet ya da moment
Sd : Kuvvet ya da momentin hesap değeri
w : Yapı çeliği gövde kısmı

KARMA KOLONLU YÜKSEK YAPILARIN DEPREM ETKİLERİ ALTINDA İNCELENMESİ

ÖZET

Günümüzde büyük metropollerde, özellikle iş ve ticaret merkezi olan bölgelerde arsa yetersizliği nedeniyle yüksek yapıların inşaası kaçınılmaz hale gelmiştir. Endüstri, sanayi ve ticaret iş kolları metropollerde kalan dar arazilerin en verimli şekilde kullanılıp ofis binaları ve iş merkezleri haline getirilmesi için inşaat sektöründen sürekli talepte bulunmaktadır. 1900'lü yılların başından sonra, bu taleplerden dolayı yüksek yapılar yaygınlaşmaya başlamış, teknolojinin de kullanımıyla yükseklikleri her geçen gün artma eğilimi göstermiştir. Yapı yüksekliği ve mimarisi talepte bulunan şirketler için aynı zamanda bir prestij kaynağı halini almıştır.

Bu tür yapılarda, taşıyıcı yapı malzemesi olarak önceleri çelik kullanılmış, daha sonraları yüksek mukavemetli betonlar elde edilebilmeye başlandığında sağladığı ekonomiden ve bazı avantajlarından dolayı çeliğin yerine beton da tercih edilmeye başlanmıştır.

Çelik ve beton malzemesinin yüksek yapılarda ayrı ayrı kullanımı fazla uzun sürmemiştir. Sürekli olarak daha fazla yükseklik talebi, mühendislerde, bu iki malzemenin avantajlarını birleştirerek yapılar oluşturma fikrini doğurmuştur.

Bu çalışmanın amacı karma kolonlara sahip yüksek yapıların deprem etkileri altında davranışlarını incelemek, perdeli yapılarla karşılaştırmak ve eleman bazında karma kolonu inceleyerek, karma kolon için karşılıklı etkileşim diyagramı oluşturan bilgisayar programı geliştirmektir.

İlk olarak birinci bölümde, karma yüksek yapıların kullanım alanları ve avantajları anlatılarak tez çalışmasına giriş yapılmıştır.

İkinci bölümde, karma yapıların geçmişte kullanımları, mevcut yapılar arasındaki yerleri ve bu yapılarda kullanılan yapı elemanlarının ve yapı sistemlerinin özellikleri anlatılmış, mevcut modern karma yüksek yapılardan önemlileri ayrıntılı olarak incelenmiştir.

Üçüncü bölümde, karma kolonlar ve çeşitleri ayrıntılı olarak incelenmiş, karma kolonların karşılıklı etki diyagramlarının elde edilebilmesi için geliştirilen bir bilgisayar programı verilmiştir. Ayrıca örnek bir karma kolon kesiti, farklı yönetmeliklere göre, farklı hesap yaklaşımlarıyla hesaplanmış, geliştirilen programın sonuçları ile yönetmeliklerden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Ek olarak, Eurocode 4'e (Avrupa Yönetmeliği 4) göre karma kolonların yangın dayanımları ile ilgili bilgi verilmiş ve örnek bir kesitin yangın dayanımı hesabı yapılmıştır.

Dördüncü bölümde, üç boyutlu betonarme perdeli bir yapı ile bunun yerine geçebilecek kısmi karma kolonlu bir yapının karşılaştırmalı incelemesi yapılmış, ivme spektrumu ile modal analiz yapılarak yapının yatay yükler altında tepkileri ve yerdeğiştirmeleri hesaplanmıştır.

Beşinci bölümde ise sonuçlar verilmiştir.

Sonuçlar şu şekilde özetlenmektedir:

Karma kolonlar, yüksek yapılarda betonarme perdelerin yerine kullanılabilmekte ve böylece perdelerden kolona geçişte kazanılan boşluklar yapının giriş katlarında mimari açıdan önemli esneklikler sağlamaktadır. Perde elemanlarının yerine yapıda karma kolon kullanıldığında, deprem yükleri altında elde edilen kat ötelenme değerleri, yönetmelikçe verilen sınır değerleri aşmamaktadır.

EXAMINING HIGH RISE STRUCTURES WITH COMPOSITE COLUMNS UNDER EARTHQUAKE LOADS

SUMMARY

Recent days, being used as business, shopping and entertainment centers, high-rises are very important for a metropolis. Industry and trade professions are demanding an efficient usage of limited remaining available areas in the cities by building office towers and business centers. Thus in early 1990's, tall structures started to become widespread and with the help of new developing building technologies, height of buildings gained a tendency to increase. Architecture and height of a building become a prestige sign for the firms requiring those-high rise buildings.

In the beginning, steel was used as the structural material and then by the development of high strength concrete, because of the economy gained by low cost and some other advantages, concrete buildings started to be considered instead of steel ones.

The separation of steel and concrete in the construction of high-rise buildings finished shortly. The continuous request of higher buildings, brought forth the idea of building structures using advantages of both material at the same time among engineering communities.

The purpose of this study is to examine behaviours of high-rise structures under earthquake loads, to make a comparison between structures with shear walls and developing a software which forms an interaction diagram by studying composite columns as a single member.

In the first section, an entrance made to the thesis by describing the usage areas and advantages of composite structures.

In the second section, the usage of old tall structures, a comparison to the recent buildings and specifications of the structural members and systems explained and a detailed study of a few of present important tall structures made.

In the third section, a detailed study of composite columns and types made, and a software, developed for forming an interaction diagram is given. Further more, an example of composite column has been solved due to different regulations, using various calculation methods. After all , a comparison of the results between the program developed during the study and other methods is given. In addition, information about fire resistance of composite columns is given according to Eurocode 4 and an example composite cross section is calculated for fire resistance with the regulations of Eurocode 4.

In the forth section, one reinforced concrete structure with shear walls and the same structure using composite columns instead of shear walls are studied and the structures are solved for modal values and displacements with response spectrum. Then, the results under lateral loads compared each other.

In the fifth section the results are discussed.

The results are summarized as follows:

Composite columns can be used as lateral force resisting members instead of shear walls in high rise structures, so that it provides architectural flexibility, there could be openings and columnless spaces at the entrance floors of high rise. The limited story drifts due to the earthquake code are satisfied when the composite columns are utilized instead of the shear walls.

1. GİRİŞ

1.1. Yüksek Yapılar ve Yapı Sistemi Arayışları

Mısır'daki Giza piramiti, Guatemala'daki Maya tapınakları ve Hindistan'daki Kutab Minar benzeri tarihi yüksek yapılar insanoğlunun gittikçe daha yüksek yapılar yapma tutkusunu gösteren örneklerdir. Herşeyden önce bu binalar, kapalı alan yaratmak yerine dolu gövdeli olağanüstü dev anıtlar olarak hizmet etmek üzere yapılmıştır. Bir çelişki olarak, bu döneme dek sayılı yüksek yapılar, hızla artan insan nüfusuna ve kentleşme ihtiyacına cevaben tasarlanmış yaşama alanları olmamakla beraber, dikey ölçeklerindeki cesurca boyutları onlara olağanüstü eser ünvanlarını kazandırmıştır. Dolu gövdeli anıtsal yapılarla kapalı alan yaratan binaların kullanımındaki farklılıklar, kendi içinde binanın temel stabilite ve dayanım gereksinimlerini değiştirmemiştir; yapısal olarak önemli noktalar aynıdır, kullanılan malzeme ve metotlar farklıdır [1].

İlk dev anıtların tasarımında, yapısal alt sistemler arasındaki uzaysal etkileşimin incelenmesi göreceli olarak önemsizdi, çünkü onların büyük boyutları dayanım ve stabilite için gerekli idi. Mukayese etmek gerekirse, modern yüksek yapılardaki yapı elemanlarının boyutu ve birim alana gelen ağırlığı önemli ölçüde düşüktür. Yenilenen estetik prensipler, yeni yapısal çözümler ve malzeme dayanımında gelişmelerle de düşmeye devam etmiştir. Sonuç olarak, yüksek yapı teknolojisindeki eğilimin, yapının kontürlerindeki taşıyıcı elemanların boyutlarındaki azaltma ve aralarındaki açıklıkların arttırılması olduğu düşünülebilinir [1].

Bir yüksek yapı, başarılı olabilmesi için, birbiriyle sıkça çatışan mekanik, elektrik, yapı ve mimari gibi iş kollarının zorla yüklediği talepleri ekonomik açıdan karşılamak zorundadır. Yapısal bir bakış açısından, bir bina ancak tasarım, inşaat ve kullanım açısından yüksekliğinden dolayı daha az katlı yapılara göre farklı koşullar yaratabiliyorsa yüksek olarak tanımlanabilir. Bu koşullar, yanal yüklerin etkileri tasarımı etkilemeye başladığında ortaya çıkar. Örnek olarak, yüksek yapıların tasarımında dayanım, rijitlik ve stabilite için tasarım gereklerine ek olarak, rüzgar ya da sismik yüklere bağlı yanal yerdeğiştirmeler de yapısal olan ya da olmayan

hasarları önleyebilmek için kontrol altında tutulmalıdır. Bununla beraber üst katların, sık oluşan rüzgar yükleri ve ivmeleri altında davranışı, binanın hareketini ve bina sakinlerinin rahatsızlıklarını en aza indirecek kabul edilebilir sınırlar içinde tutulmalıdır [1].

Yüksek yapı mimarisindeki eğilim, bina cephelerinde, karmaşık detaylara sahip uzaysal bir biçim yaratmaktır. Bunun başlıca nedeni, kentsel çevrede, estetik açıdan güzel bir yüksek yapı oluşturup, aynı zamanda binada çalışanlarca çok talep edilebilen iç mekanlar sağlamaktır. Sonuç yapısal çözümler bu yüzden çok karmaşıktır. Bununla birlikte, 1970'lerin başlarına kadar binanın mimari şekli üzerinde hatırı sayılır değişikliler yapma serbestisine sahip mühendisler, bunu yapmayı daha fazla gerekli görmemişlerdir. Bunun yerine, yapı mühendisleri, bilgisayarlar tarafından sağlanan uçsuz bucaksız analitik destekle, özellikle deprem tehlikesi olmayan bölgelerde tasarım mimarlarını yapısal kısıtlamalardan ve zorunluluklardan bağımsız kılmışlardır. Serbest stil mimarisi, mevcut sistemler üzerinde daha dikkatli araştırmalar yapılmasını talep etmiş, mühendislerin bulunan sistemleri geliştirmesi ya da tamamen yeni yapısal çözümler üretmesi için uğraşmıştır. Belli bir yüksek yapıya uygulanabilecek birbirine eşdeğer, değişik yapısal çözümler bulunması mümkün olmakla beraber, son proje, daha çok yapısal olmayan gereksinimlerin ne kadar iyi karşılandığına bağlı olarak seçilir. Yapı sistemlerinin iyileştirilmesi diğer yapı disiplinleri ile uyum içinde yapılması gereken bir iştir.

Sismik kuvvetler ve rüzgar altında yapının davranışında binanın dış cephesi ve formu büyük bir rol oynuyor olsa bile, pek az mühendise binanın şeklini değiştirip biçimlendirme yetkisi verilmiştir. Bunun yerine mühendislik, yapı mimarının ve mal sahibinin istediği özel formun korunarak bunun optimizasyonunu yapmak, statik ve dinamik çözümlerini tamamlamak olarak tanımlanmıştır.

1.2. Karma Yüksek Yapı İhtiyacı

Mimarların yaptıkları yüksek yapı tasarımlarının yanı sıra, mühendisleri sınırlayan diğer etkenler de özellikle ofis binalarında katlarda gereken büyük alanlar, düşey taşıyıcı boyutlarının giriş katlarında sınırlandırılması ve bu taşıyıcılar arasında olması gereken büyük boşluklar ile bunların getirdiği hem ekonomik hem de yapısal zorunluluklar olmaktadır. Bu tip zorluklar, yapı mühendislerinin, gelişen teknolojinin

de yardımıyla farklı yapı malzemelerini ve yapısal elemanları farklı kombinasyonlarda kullanmalarını zorunlu hale getirmiştir [2].

Önceleri, yüksek yapılarda taşıyıcı elemanlar olarak sadece çelik kullanılmış, ilerleyen yıllarda da yüksek mukavemete sahip beton elde edilebilmeye başlandığında düşey taşıyıcı olarak betonarmenin de kullanımı yaygınlaşmaya başlamıştır. Bir çelik iskeletli yapıda, taşıyıcı sistemin bütün elemanlarında malzeme olarak yalnız çelik kullanılması hiçbir zaman söz konusu olmaz. Çeliği en yüksek oranda kullanan endüstri yapılarında bile, en azından temeller betonarmedir. Köprülerde çelik kirişlere oturan tabliyeler, binalarda döşemeler ve bazen perdeler genellikle betonarme plaklardan teşkil edildiler [3].

Çeliğin ve betonun avantajları ayrı ayrı, uzun bir süre yüksek yapılarda tecrübe edildikten sonra, yukarıda belirtilen gelişen teknolojinin, mimarinin ve ekonominin getirdiği zorunluluklar dolayısıyla, bu iki malzemeden farklı özelliklerinden dolayı aynı anda aynı yapı elemanlarından faydalanmak fikri doğmuştur. Yapı çeliğinin çekme dayanımı ve betonun yüksek basınç dayanımı kombinasyonu ile "Karma Elemanlar" elde edilerek büyük açıklıklara sahip yüksek prestij yapılarının inşaa edilebilmesine olanak sağlanmıştır.

İlk karma inşaatlar çelik kirişlerin, betonarme döşemelerin ve bunların içinde kesme birleşimlerinin kullanılmasıyla başlamıştır. Bu sisteme "Karma Döşeme Sistemi" denmiş ve ilk olarak köprü yapılarıyla kullanımı yaygınlaşmıştır. Karma döşeme sisteminin başarıyla bina türü yapılara da uygulanabilmesi karma bina sistemlerinde yapı çeliğinin ve betonarmenin beraber kullanımı için mühendisleri etkilemiştir. 50 MPa'dan 130 MPa'a kadar yüksek mukavemetli beton elde edildiğinde betonarme kolonlu yapı inşaa etmek salt çelik kolonlu yapıdan daha ekonomik hale gelmiştir. Betonarme veya karma kolonlar, çelik kolonlardan 4-5 kat daha düşük maliyetlerde uygulanabilmeye başlanmıştır [1].

Son 30 yıl içinde yapılan gökdelenlerin hemen hepsi kolonsuz boş alanların ekonomik bir zorunluluk olduğu ofis binalarıdır. Bu tür yapılarda, karma yatay ve düşey taşıyıcı elemanların kullanımı hem ekonomik hem de yapısal nedenlerle zorunluluk haline gelmiştir. Karma yapı elemanlarının yukarıda sayılan avantajları sayesinde, bu tür prestij yapılarının yapımı olanaklı olmuştur. Günümüzde yeni

yapılan yüksek yapıların çoğunluğu betonarme ve çelik karma yapı elemanlarıyla tasarlanmaktadır [1].

2. KARMA YÜKSEK YAPILAR

2.1. Karma Yapılar Tanımı, Kullanım Alanları ve Tercih Sebepleri

Genel olarak ABD'de, bütün yüksek binaların karma inşa edilmiş olduğunu söylemek yanlış olmaz. Çünkü işlevsel binalar sadece çelik ya da beton kullanılarak yapılamazlar. Örnek olarak, düşey taşıyıcıları salt çelik kullanılarak yapılan yapılarda, beton, alternatifsiz olarak kat döşemelerinde kullanılmıştır. Benzer bir şekilde, betonarmede çelik donatı kullanımı, beton bir yapıyı karma bir yapıya dönüştürmüştür. Karma binalar için "Yapı çeliği ile betonarmenin uyumlu bir birleşimi" tanımı yapılabilir.

8 Ağustos 1988'de Bank of China (Hong Kong) inşaatının tamamlanması, yapı çeliğinin ve yüksek mukavemetli betonun birlikte kullanıldığı karma yüksek yapılar için önemli bir adım olmuş, Bank of China Amerika kıtası dışındaki en yüksek yapı ünvanını almıştır. Yapı mühendislerinin, yapı çeliğinin çekme dayanımını ve betonun yüksek basınç dayanımını birlikte kullanarak büyük açıklıklı yüksek prestij yapılarını inşa edebilmesi, karma yapı elemanları için iyi bir başlangıç olmuştur [2].

İlk karma inşaatlar, aralarında kesme bağlantıları olan yapısal çelik kirişlerle betonarme döşemelerden oluşmuştur. İlk olarak köprü inşaatları için geliştirilmiş, "Karma döşeme sistemi" olarak adlandırılan sistem, aynı şekilde bina inşaatlarına da uygulanmıştır. Bu sistemin uygulamadaki başarısı, mühendisleri çeşitli dikey yapı sistemlerinde yapı çeliği ile betonarmeyi birleştiren karma bina sistemleri geliştirmeye yöneltmiştir. 1960'lardan itibaren, 50 MPa ila 130 MPa aralığındaki basınç dayanımlarına sahip betonların üretilebilmesi ile beton kolonların, salt çelik kolonlardan çok daha ekonomik olduğuna ilişkin bir kanı oluşmuştur. Gerçekte de, Kuzey Amerika'daki çalışmalar betonarme ya da karma kolonlar kullanmanın salt çelik kolonlardan dört beş kat daha ucuza mal olduğunu göstermiştir. Betonun ekonomik olmasının yanında, yüksek rijitliği ve yangına karşı koruyucu karakterinin getirdiği avantajlar ile çeliğin, dayanım, yapım hızı, geniş açıklık geçebilme kapasitesi ve hafifliği şeklinde niteleyebileceğimiz avantajları, bu iki malzemenin yüksek yapılarda beraber kullanımını tasarımcılara benimsetmiştir [1].

Bölgesel seçeneklere bağlı olarak, örneğin apartmanlar, müstakil evler ve oteller dışında, düşük deprem riskine sahip bölgelerde betonun ve çeliğin inşaat açısından ekonomikliği birbirine çok yakındır. Hariç tuttuğumuz yapılarda beton tercih sebebidir, çünkü kat döşemesinin altı asma tavana gerek olmadan, genelde son kat tavan olarak kullanılır. Ofis binalarının tersine, bu binalarda gereksinim duyulan havalandırma boruları göreceli olarak basittir ve bu sebepten asma tavana ihtiyaç duyulmaz. Bununla beraber, bir ofis binası çelikten de betonarmeden de yapılabilir. Seçim, binanın taşıyıcı sisteminin yapımı sonrasındaki toplam maliyetine de bağlı olmakla beraber, inşaatın yapım hızı ve yapım süresinden de etkilenir. Eğer bina daha hızlı yapılabilecekse ve kısa sürede yatırıma bir geri dönüş getirebilecekse, inşaatın hızı da maliyet formülüne dahil edilir. Bir başka deyişle, malzeme seçimi, sadece maliyete değil, aynı zamanda inşaat hızına dayalı olarak da yapılır. Çelik ve betonun ikisi de bazı avantajlara ve dezavantajlara sahiptir. Bu sebepten dolayı, ideal bir yapısal sistem, avantajların dezavantajlara üstün geldiği ve kullanılan tüm malzemelerin avantajlarının yapıda başarıyla bütünleştirilebildiği sistemdir [1].

Yapı çeliği, modern yüksek ofis binalarında, gereksinim duyulan kolonlardan bağımsız, büyük boşluklara sahip kiralık katların yapıda sağlanabilmesi için çok uygun bir yapı malzemesidir. Hafif oluşu sebebiyle, daha küçük boyutlarda temellere ihtiyaç duyar ve yapı çabucak yükselir. Ayrıca, hafifliği sismik tasarım açısından da tercih sebebidir. Çelik inşaatın bir diğer avantajı da, bir katın yapımı sırasında çelik döşeme elemanları kullanılmasının kablolama açısından, betonarme bir döşeme yapılmasına göre çok daha esnek oluşudur. Ayrıca, çelik bir döşeme sisteminde, kullanıcıların değişen ihtiyaçlarını karşılamak için değişiklik yapmak çok daha basittir. Çelik bir döşeme sisteminde, yine bina sakinlerinin değişen gereksinimlerine bağlı olarak, katın taşıma kapasitesini arttırmak ya da merdivenler, boşluklar vb. elemanlar yerleştirmek için delikler kesmek çok daha ucuz ve kolaydır. Bu nedenle, onarım ve rehabilitasyona uyumlu olabilme özelliği seçme işlemindeki önemli bir etmendir. Benzer şekilde, betonarme binaların da kendilerine özgü avantajları mevcuttur. Süper akışkanlaştırıcılar ve yüksek dayanımlı betonların yapılması, biçimsiz, geniş kolonlara ihtiyaç duymadan betonarme binaların inşa edilebilmesini mümkün kıldı. Ayrıca, döşeme sistemlerindeki gelişmeler sayesinde de, betonarme döşeme sistemlerinin geçebildiği açıklık mesafelerinde artışlar sağlandı. Yanal taşıyıcı sistemleri, çelik sistemlerdekine rakip olabilecek şekilde geliştirildi.

Betonarme çerçeve elemanlarının avantajları; düşük maliyetleri, kullanılan kalıbın şeklini alabilmesi ve kalıba girebilmesi, yalıtım ve yangına karşı yüksek dayanım özellikleri ve hepsinden de önemlisi büyük rijitlikleridir. Ancak, betonarme inşaatlarda yapım hızı, genel olarak çelik inşaatlara göre daha yavaştır.

İki yapı sistemi de, birbirinden bağımsız bir şekilde evrimleşmiştir ve 1960'lara kadar mühendisler, beton ve çeliği yüksek bina tasarımlarında ayrı düşünebilecek şekilde eğitilmişlerdir. 1969 yılında, Skidmore'dan Owings & Merrill Şirketi'nde çalışan Dr. Fazlur Khan, göreceli olarak kısa denilebilecek 20 katlı bir bina için, dış kolonları ve ana kirişleri, yanal yükleri karşılaması amacıyla betonla kılıflamak suretiyle, çelik ve betonu karma bir sistemde bütünleştirerek, bu engeli kırmıştır. Sistem temel olarak betonarme ile stabilize edilmiş çelik bir iskeletten ibarettir. Ancak bugün, yüksek dayanımlı betonların ortaya çıkışı, büyük beton elemanların ekonomikliği, rijitliği ve sönüm karakteristikleri ile çelik elemanların hafifliği ve kolay inşa edilebilme özelliklerinin bütünleştiği bir noktada, "Süper Kolonlar" ve "Mega Çerçeveler" in çağını başlatmıştır. Bu tarz bir yapı sistemi olmadan, günümüzdeki modern yüksek yapılardan bir çoğu şu anki şeklinde inşa edilemezdi.

Yakın zamanda, "Karma Sitem" terimine, birçok çelik ve beton kombinasyonunu tanımlamak için sayısız anlam yüklenmiştir. Burada, "Karma Sistem" terimi, çelik ve beton elemanların bütün kombinasyonlarını ve karma sistemler, melez sistemler gibi diğer bütün eşanlamlı tanımları da içine alacak şekilde kullanılmıştır. Terim hem düşey yük taşıyıcı elemanları, hem de yanal yüklere karşı koyan elemanları kapsayacak şekilde kullanılmıştır.

2.2. Karma Yapıların Tarihsel Gelişimi ve Geçmişte Kullanımları

2.1.1. Betona Gömülmüş Çelik

Yapı işlerinde demirin kullanılması ilk olarak 1645 yılında Massauchussets'de (ABD) olmuştur. Bundan sonraki iki yüzyıl çelik genel olarak yapısal alanda daha çok kullanılır olmuştur. Çimento endüstrisi 1818'de Amerika'da oluşmaya başlamıştır. Mühendis Canvass White, doğal hidrolik çimentonun patentini 1819 yılında almıştır ve bunu yığma yapılarda kullanmaya başlamıştır. Yarım yüzyıl sonra, 1871'de, David Saylor, portland çimentosuna benzer yapıda bir çimento için patent almıştır. Saylor bir fabrika kurarak, Amerika'da ilk portland çimentosunun

üretimine başlamıştır. O zamanlarda çelik üreticileri de ciddi ilerlemeler kaydetmeye başlamışlardı. 1869 yılında James Eads, Missisippi Nehrinde yapacağı köprü için ilk alaşımlı çelik tüpleri kullanmıştır. Bu, çeliğin köprü yapımında kullanılmaya başlandığı ilk önemli örnektir. Glasgow köprüsü tamamen çelik kullanılarak yapılan ilk büyük köprü olmuştur. 1878'de yapımına başlanan bu köprü Glasgow'da Missouri Nehrini geçmektedir. Çok sonra, William Jenny, yaptığı Chicago bakım evinin inşaatında ilk çelik iskeleti kullanmıştır. Bu yapının inşası 1884 yılında başlamış ve ilk altı katı dövme demir kirişlerle yapılmış daha sonra kalanı dökme çelik kirişlerle tamamlanmıştır [2].

Kayıtlara göre betona gömülü çelik putrel kullanılan ilk karma kiriş New York'ta, 1877 yılında, özel bir apartman inşaatında kullanılmıştır. Bu yeni karma elemanların yapısal anlamda daha çok kullanılmaya başlanması için bir on yıl daha geçmesi gerekmiştir. Bina inşaatlarında, beton, ahşap ve yığmanın yerini 1880 yıllarında döşeme yapımında almaya başlamıştır. 1894 yılında yapılan Pittsburgh'daki Metodist Binası, betona gömülü çelik kirişlerin kullanıldığı ilk yapılardan biri olmuştur. 1897 yılında bu yapının yanında bir yangın başlamış daha sonra yangın bu yapıya atlamış, binanın çoğunu yok etmiş, fakat yapının ana iskeleti etkilenmeden kalmıştır. 1896 yılında çeşitli şirketler döşeme yapımlarını yangın testlerine tabi tutmuş ve betonun çelik yapılarda yangın koruyucu eleman olarak kullanılmasının uygun olduğu görülmüştür [2].

1894 yılında, Josef Melan, Viyana'dan bir mühendis, tamamen beton içine gömülü çelik I putreller kullanılan ve eğilerek kemer haline getirilmiş kirişlerle yapılacak bir otoyol köprüsü için Amerika'dan patent almıştır. Melan, çelik elemanın ve betonun uyumlu davranış göstereceğini ummuş, yaptığı yerdeğiştirme hesaplarını kendini kanıtlamak için sunmuştur. Bu şekilde yapılan ilk köprülerden biri Rock Rapids (Iowa) olmuş ve aynı yıl bir çok Melan köprüsü daha yapılmıştır. 19. yüzyılın sonlarına doğru beton içine gömülü çelik kirişler kullanılması, esas olarak çeliğin yangından korunması amacıyla birçok yapıda ve köprüde yaygın bir uygulama halini almıştır [2].

1898'de Chicago'da yapılan Druecker ambarları yapımında betona gömülü çelik kolonların kullanıldığı ilk yapılar olmuştur. Bu metodun tam tersi, çelik boru kolonların kapasitelerinin arttırılması için betonla doldurulması uygulaması da ilk olarak 1901'de, Washington'da, devlet matbaa binası inşasında kullanılmıştır [2].

2.1.2. İlk Araştırmalar

Karma kolonlarla ilgili ilk sistematik deneyler Kolombiya Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Laboratuarında 1908 yılında W. H. Burr tarafından yapılmıştır. 1912 yılında A. N. Talbot ve A. R. Lord, Illinois Üniversitesinde 21'i karma ve 10'u çelik kolon olan 31 kolon üzerinde deneyler yapmıştır. Deneyler karma kolonların dayanımının, çelik ve beton kısımlarının dayanımlarının ayrı ayrı hesaplanmasıyla bulunabileceğini göstermiştir. Karma kolonların tasarımı için uygulanacak kurallar ilk olarak ulusal yönetmeliklerde betonarme tasarım kısımlarında ele alınmıştır. Bu kurallar kesitin beton kısmı için çok düşük gerilmelere izin vermiş ve kolonun rijitliği için ciddi tedbirler alınmıştır. Bu ilk kurallar eğilme için herhangi bir koşul vermemiştir [2].

1922 yılında Dominion Köprüsünde (Kanada), her biri betonarme döşeme ve iki adet betona gömülmüş çelik I kiriş içeren iki döşeme paneli için deneyler yapılmıştır. Deney sonuçlarında karma elemanlarda beton ve çeliğin zorlamalar altında uyumlu davranış gösterdikleri görülmüştür. Aynı dönemlerde Amerika'da ve İngiltere'de de karma kirişler için deneyler yapılmaktaydı. Bütün deneyler bu iki malzemenin arasında iyi etkileşim olduğunu göstermiştir. Bu, karma kirişlerin bugüne kadar kullanımı için başlangıç noktası olmuştur. 1924 yılında, Dominion Köprüsü deneylerinde çalışan H. M. MacKay, McGill Üniversitesinde (Montreal) malzemelerdeki aderans ve yatay kesme etkileri için yeni deneyler yapmaya başlamıştır. Bu deneylerde yenilik olarak, MacKay, deney elemanları arasında betona parçalı gömülü çelik kirişler kullanmıştır [2].

1928 yılında, Portland Çimento Birliğinden mühendis R. R. Zipprodt, Amerikan ve Kanada yönetmeliklerinde karma elemanlarda, betonun dayanıma etkisinin ya hiç ya da çok az alındığını rapor etmiştir. Aynı yılın sonlarına doğru, Chicago'lu bir yapı mühendisi F. A. Randall tam boyutlu bir döşeme için deneyler yapmaya başlamıştır. Döşeme elemanları 12-20 m boyutlarında olup betona gömülü çelik kirişlerden oluşmaktadır. Yapılan deneyler sonucunda betonun dayanıma etkisinin ciddi boyutlarda olduğu görülmüştür [1].

New York şehrinde yapılan Empire State Binası inşasında çelik çerçeveler betona gömülü olarak yapılmış ve yapının gerilme hesaplarında betonun katkısı göz önüne

alınmamış, ancak yerdeğiştirme hesaplarında çerçeve elemanlarının rijitliği iki kat arttırılarak karma kesitin etkisi göz önüne alınmıştır.

1936 yılında, AISC (Amerikan Çelik İnşaat Enstitüsü), karma elemanlar için 1923 yönetmeliğini yenileyerek tekrar yayınlamıştır. Bu yeni standart içinde betona gömülü çelik kirişler için genel gereklilikler konu edilmiş ve 1946 ve 1961 yönetmeliklerinde aynı hükümler verilmiştir [2].

2.2.3. Kesme Bağlantıları

Beton ve çelik arasındaki kenetlenme probleminin çözümü Amerika'da 1903 ve 1926 yıllarında çıkan iki patentle belirtilmiştir.

2.2.3.1 İlk Mekanik Bağlantılar

1903'te çıkan ilk patent, çelik kiriş ve betonarme döşemeyi mekanik anlamda birbirine bağlamayı sağlıyordu. Bu karma inşaatın gelişimi için ilk önemli adımlardan biri idi. Bu tip kirişler 1920'li yıllarda Massachusetts Teknoloji Enstitüsü, Purdue Üniversitesi, Truscon Çelik Şirketi ve Nebraska Üniversitesi tarafından denenmeye başlandı. Sekiz deney kirişinden altısında, çeliğin akmasından sonra, döşemede eğilme sonucu oluşan basınçta göçme oldu. İşletme yükleri altında çelik ve beton arasında iyi etkileşim olduğu ve yüksek yüklemeler altında kapasitelerinin yüksek olduğu gözlemlendi. R. A. Caughey tarafından 1929 yılında altı karma kirişle yapılan deneyler sonucunda, Caughey karma kirişlerin düşük kenetlenme gerilmeleri altında güvenli olarak basit tasarım prensipleriyle tasarlanabileceği ve yüksek kenetlenme gerilmeleri altında ise çelik kiriş elemanının başlıklarında ek kesme elemanları eklenmesi gerektiği sonuçlarına ulaştı [2].

Beton ve yapı çeliğinin karma davranışı Kuzey Amerika ve Avrupa'da çok geçmeden dikkat çekti. 1887 yılında Engineering News dergisinde köprü ve bina döşemeleri ve kolonlar için yapı çeliğinin ve betonun palplanja benzer şekilde kullanımını anlatan bir makale yayınlandı. 1891 yılında Amerika İnşaat Mühendisleri Enstitüsü tarafından yayınlanan bir başka makalede de çeşitli yangın koruma sistemleri anlatılırken betona gömülmüş çelik elemanların faydalarından bahsedildi. 1920 yıllarında İngiltere'de karma kirişler için tasarım metodları ve tasarım tabloları yayınlandı, 1922 yıllarında ise İngiltere'de Ulusal Fizik Laboratuarı çelik kirişlerle güçlendirilen betonarme döşemeler üstünde deneyler yaptı. Avrupa kıtasında daha

sonra yayınlanana makalelerde karma elemanlar için akademik ilginin artmaya başladığı görüldü. 1932 yıllarında yayınlanan raporlar, sadece betona gömülü çelik enkesitleri doğal kenetlenme kabulü ile incelemiş, parçalı ve tamamen betona gömülü çelik kirişler için yüzeysel araştırmalar yayınlanmış, çok az bir kısmında ise incelenen elemanlara kesme bağlantıları eklendiği görülmüştür. Bununla birlikte 1940'lı yıllara gelindiğinde Otto Schaub spiral kesme bağlantıları için bir İsviçre patenti aldı. Schaub bunu Amerika'da uygulamaya başladıktan sonra ise 1935 yılında bir Amerikan patenti ile ödüllendirildi [2].

2.2.3.2. İkinci Nesil Kesme Bağlantıları

Karma kirişler için mekanik kesme bağlantıları üzerinde ilk çalışmalar sistematik olarak İsviçre'de yapılmaya başlandı. Bu çalışmalar içinde denenen sistemin ilk uygulamaları Belçika'da ve Fransa'da görüldü. Bu metotta yatay kesme kuvvetinin betonarme döşemeden çelik kirişe aktarılması sarmal şeklinde oluşturulan yuvarlak çubuklarla sağlandı. Spiral kesme bağlantıları denilen bu sarmal çelik kesitin üst başlığına kaynaklanıyordu. Bu spiral kesme bağlantılarının çalışmaları daha sonra İsviçre Federal Enstitüsünde Voellmy ve Brunner tarafından yürütüldü. Bu çalışmalar 1936 yılında tamamlandı. Bu sistem ticari olarak Amerika'da kullanılmaya başlandığında Kolombiya ve Illinoi Üniversitelerinde ek deneyler yapılmaya devam edildi. New Jersey'de Porete isimli bir tasarım firması bu sistem için tasarım dokümanı yayınladı. Bu sistemin uygulamaları daha sonra otoyol köprü inşaatlarında çok kullanılır oldu. Spiral kesme bağlantıları bina inşaatlarında ilk olarak New York'ta 1946'da yapılan bir apartmanda kullanıldı [2].

Spiral bağlantılar için yapılan ilk çalışmalar sonrasında, Avrupa Araştırma Topluluğu ilgisini iki yeni tip üzerinde yoğunlaştırdı: (1) Betonarme donatılarla oluşturulan kancalarla yapılan bağlantılar , (2) Dairesel çelik profillerle oluşturulan rijit bağlantılar. Çelik elemanın başlıklarına kaynaklanan bu bağlantılar eğilmeye karşı iyi dayanım sağlıyordu. Bu iki tip beraber de kullanılmaya başlandı. İsviçre ve Almanya'da daha sonra yapılan deneyler sonucunda Avrupa'da da otoyol köprülerinde spiral kesme bağlantıları kullanılmaya başlandı [2].

2.2.3.3. Kesme Çivileri

Mekanik kesme bağlantıları kullanımında en önemli gelişme profillere kaynaklı çivilerin ortaya çıkmasıyla oldu. Çiviler, hem ekonomik kesme bağlantıları olurken

hem de karma inşaattaki bu uygulamaları çok pratik hale getirdi. Çivi bağlantıları ile ilgili ilk çalışmalar Illinoi Üniversitesi'nde 1954 yılında ticari deneyler olarak Ohio bağlantılı özel bir şirket adına başladı. Köprü inşaatlarını hedef alan bu ilk çalışmalar, çiviler için yorulma deneylerini de içeriyordu. 1950 sonlarında Lehigh Üniversitesi'nde, bina inşaatlarını hedefleyen daha yoğun deneyler yapılmaya başlandı. Çivi kesme bağlantılarının kullanıldığı ilk uygulamalar, 1956 yılında, Pierre köprüsünde yapılan bir sürekli kiriş, IBM Mühendislik Laboratuvarı'nda yapılan bir karma çerçeve ve Amerikan Şeker Rafine Şirketi için yapılan stok tanklarıydı. Bir kaç yıl içinde karma döşemelerden oluşan önemli yapılar inşa edilmeye başlandı. Çift yönlü karma döşemeler ilk olarak Detroit'te Cobo Toplantı Salonu inşaatında kullanıldı. 1961 yılında bitirilen bu yapının tasarımı, çelik çerçevenin iki yönde sürekliliği sağlanarak ve pozitif moment bölgelerinde karma davranışı kabulüyle yapıldı [2].

Kuzey Amerika dışında, ilk olarak 1950'li yıllarda, Londra'da, Imperial Koleji'nde deneysel çalışmalar yapılmaya başlandı. Bu deneyler, 1960 yıllarında, çivi kesme bağlantıları içeren 28 adet tam ölçekli kiriş ve 66 adet küçük ölçekli kiriş deney numuneleriyle devam etti. İngiliz çalışmalarını daha sonra Avustralya'da ve Japonya'da yapılan deneyler izledi. Yenilikçi bir uygulama Fransa'da Tancarville asma köprüsünde çelik plakaların betona çivilerle bağlanarak yapılan döşeme uygulamasıyla oldu. Bugün, bu çivi bağlantıları tüm dünyada geniş uygulama alanı bulmaktadır [2].

2.2.4. 1960 Sonrası Gelişmeler

Devam eden çalışmalar tasarım yöntemlerini elastik gerilme tasarımı yönteminden taşıma gücü yöntemine geçirmiştir. 1965 yılında, Colorado Üniversitesi'nde J. Chin, karma kirişlerde hafif beton uygulamasını incelemeye başlamıştır. Lehigh Üniversitesi'nde ve Missouri Üniversitesi'nde bu tip kirişler üzerinde çalışmalar devam etmiş, sonuçları yayınlanmış ve 1978 yılında Amerikan Çelik İnşaat Enstitüsü (AISC) tarafından bu sonuçları içeren standartlar yayınlanmıştır. Bu çalışmaların sonuçları hafif betonarme döşeme ile oluşturulan karma kirişlerin dayanımlarının, normal ağırlıklı beton kullanılarak yapılan karma kirişlerin basınç dayanımlarıyla eşdeğer oldukları görülmüştür. Bununla birlikte, hafif beton kullanıldığında izin

verilebilen yerdeğiştirmeler daha büyük olmuş ve daha düşük dayanımlara sahip kesme bağlantıları yeterli olmuştur [2].

Karma inşaattaki diğer önemli gelişmeler, Lehigh Üniversitesi'nde ve Londra'da Imperial Koleji'de yapılan çalışmalarla ortaya çıkmıştır. Lehigh Üniversitesi'nde yapılan araştırmalar sonucunda üniform yük dağılımına sahip kirişlerde eş aralıklı kesme bağlantılarının yerleştirilmesinin yeterli olduğu görülmüştür. 1964 yılında, Londra'da Imperial Koleji'nde, karma kirişler üzerinde ağır konsantre yüklemeler yapıldığında üniform aralıklarla yerleştirilmiş kesme çivilerinin, kesme kuvvetlerinin bu kesme çivileri arasında tekrar dağılımını engellediği görülmüş ve karma kirişlerde doğal olmayan göçmeler yaşanmıştır. Bu durumu engellemek amacıyla, 1969 AISC Standartları'nda kesme bağlantılarının konsantre yükler ve en yakın sıfır moment değeri arasında sayısını belirten minimum gereklilik koşulu konulmuştur. Case Teknoloji Enstitüsü'nde, 1968 yılında, kesme bağlantılarının dayanımları için çelik kiriş başlığı kalınlığının etkisi incelenmiştir. Bu testler sonucunda ise 1969 AISC Standartları'nda bir minimum çelik başlık kalınlığı belirtilmiştir. 1960 yıllarında Amerika'da ve İngiltere'de, sürekli karma kirişlerin negatif moment bölgeleri için teorik ve deneysel araştırmalar yürütülmüştür. Tüm bu çalışmaların sonucunda, döşemelere yeterli ankrajı sağlanmış betonarme boyuna donatıların negatif moment bölgelerinde basit plastik teori ile analiz edilebileceği görülmüştür. 1970 yılında, Warwick Üniversitesi'nde yapılan bir çalışma sonucunda, basit ve sürekli kirişlerde yatay donatıların miktarı için bir metot geliştirilmiştir. 1972 yılında daha sonra yapılan çalışmalarda ise, düşey kesme kuvvetinin ve lokal burkulmanın çelik elemanların basınca çalışan başlığında etkileri incelenmiştir [2].

1969 AISC Standartları, karma davranış için gereken minimum sayıda bağlantılar yerine daha az kesme bağlantısı kullanılan karma kirişler için yeni gelişmeleri de içermektedir. Lehigh Üniversitesi'nde yapılan çalışmalar, çelik kiriş ve betonarme döşeme için eğilme dayanımının, tam karma davranış ve karma olmayan davranış aralığında olduğu ve bu dayanımın beton ve çelik arasındaki kesme dayanımına orantılı olmakla birlikte beton ve çelik arasındaki kesme bağlantı sayısına da bağlı olduğu görülmüştür. Ayrıca tam karma davranış elde etmenin elverişli olmadığı göz önüne alınarak ilk kez bu standartta "Tam ve Tamamlanmamış Karma Davranış"'tan bahsedilmiştir [2].

Karma kirişlerin tasarımında en önemli gelişme, 1970'li yılların başlarında çelik ve betonarme binalar için geliştirilen yeni tasarım metodu "Taşıma Gücü Yöntemi" kullanılmaya başlanmasıyla olmuştur. Karma kesitlerin tam plastik dayanımını öngören bu metot, malzemenin hesaplarda gerçekçi ve tam anlamıyla kullanımını ve hesap yönteminde basitliği getirmiştir. Karma yapılar için taşıma gücü yöntemine eklenen koşullar 1986 yılında AISC tarafından çıkartılan ve 1993 yılında yenilenen standartlara eklenmiştir. Bu doküman başka bir önemli gelişmeyi de beraberinde getirmiştir. Karma kolonların tasarım kuralları da bu dokümanda ele alınmıştır. 1986 yılından önce karma kolonların tasarımı Amerikan Beton Enstitüsü (ACI) tarafından çıkarılan "Betonarme için Gerekli Bina Yönetmeliği"nde ele alınmıştır. Bu yönetmelikte karma kolonların tasarımı, betonarme kolonların tasarımıyla aynı prensipler çerçevesinde ele alınmıştır. AISC Standartları, bu tasarım yönteminin kullanılabilmesi için, karma kesitteki çelik şeklin alanının tüm karma kesite oranının en az %4 olmasını ön görmektedir [1].

Karma kolonlar 20. yüzyılın ilk yarısında binalarda sık kullanılmaktayken, ikinci dünya savaşı sonrasında hafif beton yangın koruyucu olarak kullanılmış ve karma kolonlar yeni yapılan binalarda yavaş yavaş kullanılmamaya başlanmıştır. Ancak 1970'li yıllardan sonra tekrar karma kolonlar gündeme gelmiştir. Amerikan Çelik İnşaat Enstitüsü (AISC) ve Amerikan Beton Enstitüsü (ACI) tarafından karma kolonlar için yeni standartlar çıkarılmaya başlanmıştır. Daha sonraları karma kolonların kullanımı Avrupa'da da yaygınlaşmış ve California Üniversitesi'nde yapılan yüksek dayanımlı betona sahip karma kolonların deneyleri ile incelemeler devam etmiştir [2].

Karma elemanlar içinde de en az gelişme karma yapısal birleşimler için olmuştur. Bugüne kadar bir çok karma eleman birleşiminin tasarımı çelik yapı kabulü yapılarak uygulanmış ve beton kabuk göz ardı edilmiştir. Kiriş-kolon birleşimleri için ilk deneyler Lehigh Üniversitesi'nde yapılmıştır. Minnesota Üniversitesi ve Virginia Teknoloji Enstitüsü'nde yapılan kiriş-kolon birleşimi ve kiriş-kiriş birleşimi deneyleri döşeme yapımında önemli ekonomi sağlanabildiğini göstermiştir. Daha sonra Japonya'da yapılan çeşitli çalışmalar, bu birleşimlerin deprem kuvvetleri altındaki dayanımlarını incelemektedir [2].

Karma yapı elemanlarının birleşimlerinin yüksek dayanımları, şiddetli depremler olan bölgelerde önemli avantajlar sağlamaktadır. Bu özelliği karma tasarımın

özellikle Japonya'da popüler hale gelmesini sağlamıştır. Karma inşaatın California'da kullanılmaya başlanması Amerika'nın diğer bölgelerinden daha çok zaman almıştır. İlk olarak kesme bağlantıları sadece yatay diyaframların çelik çerçeveye bağlantısı için kullanılmış ama kirişlerin tasarımı karma çalışma göz önüne alınmadan yapılmıştır. Bununla birlikte yaklaşan yıllarda karma döşemeler yüksek yapı inşaatlarında standart haline gelmiştir. Ancak karma yapıların sismik dayanımlarının araştırılması için önemli bir çalışma yapılmamıştır. California Berkeley Üniversitesi'nde döşeme kirişleri, San Diego Üniversitesi'nde kolonlar ve Lehigh Üniversitesi'nde çerçeveler için araştırmalar yapılmıştır [1].

Karma bina tasarımının ayrıntılı olarak araştırılması Avrupa'da 1980 yıllarından sonra gündeme alınmış, Eurocode denilen Uluslararası Avrupa Standarları'nda incelenmiştir. Karma inşaat için kurallar Eurocode 4'de ele alınmış ve ilk bölümünde özellikle binalar incelenmiştir [4].

2.2.5. Günümüzde Karma Yapı İnşaatı

Son otuz yılda yapılmış gökdelenlerin hemen hepsi karma döşemelere, çoğunlukla karma bir dış perde duvara ya da bir kaç ana karma kolona sahiptir. 1968 yılında tamamlanan Chicago'daki 100 katlı John Hancock Merkezi'nin tasarımında rüzgar kuvvetlerini karşılamaları için dış perde duvarlar kullanılmıştır. Çelik çerçevelere sahip bu yapıda, kesme rijitliğini sağlamak amacıyla, bütün bina genişliği boyunca uzanan ve birçok katı geçen çaprazlar kullanılmıştır. John Hancock Merkezi yapıldığında, mevcut en yüksek yapı olan New York'ta bulunan Empire State binasından % 10 daha kısaydı.1972 yılında tamamlandığında kısa bir süre için dünyanın en yüksek yapısı olarak kalan Dünya Ticaret Merkezi ikiz kuleleri, birbirine çok yakın yerleştirilen çelik dış kolonların ve derin kirişlerin oluşturduğu düşey tüp sisteminden ve çelik iç çekirdekten oluşmaktaydı. Dış duvarlar ile iç çekirdek arasındaki boşluk, birbirine bağlı iki kafesten oluşan karma kafes elemanlar ile geçilmişti. Yapımı 1974'te tamamlandıktan sonra uzun bir süre dünyanın en yüksek binası olarak kalan Chicago'daki Sear's Tower binası, John Hancock Merkezi gibi yapı mühendisi Fazlur R. Khan tarafından tasarlanmıştır. Khan'ın yaptığı bina tasarımlarındaki kabulle, rüzgar kuvvetleri önceden tasarlandığı gibi iç çekirdekler tarafından değil, tamamen dış duvarlar tarafından taşınmaktadır. Khan'a göre bu, bugünün teknolojisiyle aynı zamanda da en ekonomik çözümdür. Sear's ve

John Hancock yapılarındaki gibi tamamen çelik çerçevelerden oluşan dış duvarlar hem ağır kesitler hem de pahalı uygulama gerektirmektedir. Khan, iç ve dış tüm çelik kolonların sadece düşey yükler altında tasarlanması ve rüzgar kuvvetlerinin sadece dış çelik kolonların beton içine gömülmesiyle elde edilen kesitler ile karşılanmasının önemli bir ekonomik çözüm olabileceğini öne sürmüştür. Bu sistem son 20 yıl içinde, 50 ila 75 katlı yapıların birçoğunda kullanılmıştır. İlk uygulaması, Houston'daki 20 katlı Kontrol Data Şirketi binasıdır. Bu ilk adımın başarılı olmasıyla, sistem yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır [2].

Yapımı 1982 yılında biten 75 katlı Houston'daki Texas Ticaret Kulesi tamamlandığında, dış karma çerçevelere sahip en yüksek yapı olmuştur. İnşasında çelik çerçevelerin yapımı, beton bölümden 12 kat önde gitmiştir. Karma döşemelerden ve karma dış duvarlardan oluşan, yapımı 1982 yılında tamamlanan Birinci Ulusal Plaza binası, 57 kata sahiptir ve 231 m yüksekliktedir. Tüp tasarım kavramının başka bir varyasyonu da, yapımı 1985 yılında tamamlanan, 73 katlı Dallas Ana Merkezi binasıdır. Bu yapıda, ofis katlarında kesintisiz görüntü sağlanması amacıyla, yapının tüm ağırlığı, en dıştan 6 m içeride kalan 16 karma kolon tarafından taşıtılmıştır [1].

A.G. Tarics, 1972 yılında, yüksek yapılarda yapım maliyetlerini düşürmek amacıyla, içleri betonla doldurulmuş tüp kesitli çelik kolonların kullanımını önermiştir. Şu anda Seattle'da 6 yüksek yapı, büyük boru kesitli içleri betonla doldurulmuş kolonlardan oluşmaktadır. İki Birleşik Kare binası, bu karma yapı sisteminin en önemli uygulamasıdır [1].

Son 30 yıl içinde yapılan gökdelenlerin hemen hepsi, kolonsuz boş alanların ekonomik bir zorunluluk olduğu ofis binalarıdır. Bu, birçok yapıda, dış çerçeve ile iç çekirdeğin birbirine karma kafeslerle bağlanmasını zorunlu kılmıştır. Bu kafeslerin kullanılması, hem mimari zorunlulukları sağlamış hem de yapıyı yatay yüklere karşı rijitleştirmiştir.

2.3. Karma Yapıların Avantajları ve Yapısal Karma Elemanlar

Aşağıdaki özelliklerin kombinasyonuyla giriş katlarında büyük açıklıkları olan ve katlarda betonarme yapılara göre daha çok kullanım alanı kalan, çelik yapılara göre

de önemli ötelenme rijitliklerine ve yangın dayanımına sahip yüksek yapılar elde edilmeye başlanmıştır.

-Betonarmenin yüksek rijitliği,

-Betonun yüksek mukavemet değerleri,

-Betonarme elemanların düşük narinliği ve burkulmaya karşı mukavemeti,

-Betonarmenin yangın dayanımı,

-Çeliğin yüksek elastisite modülü ve eğilme rijitliği (EI),

-Çeliğin sünekliği,

-Çeliğin yapım hızı,

-Çeliğin hafifliği ve çelik ile büyük açıklıkların geçilebilmesi,

olarak özetle sıralanabilir.

Değişik karma yapı planlarını kavrayabilmek için, çeşitli karma yapı elemanlarını incelemekte fayda vardır. Bunlar:

- Karma döşemeler.
- Karma kirişler.
- Karma kolonlar.
- Karma diyagonaller.
- Karma perde duvarlar.

2.3.1. Karma Döşemeler

Yüksek binalarda, yüksek mukavemetli hafif beton ile yüksek mukavemetli hafif çelik döşeme saclarının beton ile kullanılması standart döşeme uygulama metodu haline gelmiştir.

Son yıllarda, önemli bir destek iskelesi gerektirmeden kendini taşıyabilen katlanmış çelik sacların kalıcı kalıp olarak karma döşemelerde kullanılması yaygınlaşmıştır. Kalıcı çelik kalıp, ancak aynı zamanda donatı görevini üstlenmesi durumunda, yani plak karma çalışırsa, ekonomik bir anlam taşımaktadır. Bir karma döşeme plağında kalıcı kalıp olarak kullanılan soğukta veya sıcakta katlanarak biçimlendirilmiş çelik sac yeni dökülen plak betonu ve donatısını, kendi ağırlığını ve inşaat sürecindeki

hareketli yükleri taşır. Beton mukavemetini kazanıp karma çalışma gerçekleştiğinde de işletme yüklerini taşıyan plağın donatısı görevini büyük ölçüde yerine getirir [3].

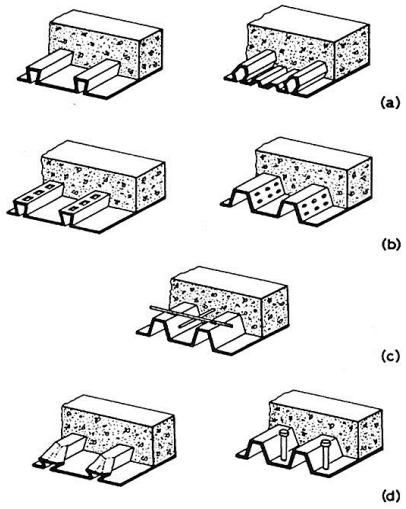
Bu karma çalışmanın gerçekleşebilmesi için katlanmış çelik sac ile betonun bir bütün teşkil etmesi gerekir. Sac ile beton arasındaki aderans bu bütünleşme için güvenilemeyecek mertebede azdır. Bağlantı aşağıdaki şekillerde elde edilir. Ayrıca, Şekil 2.1'de bazı tipleri görülmektedir.

- Sac katlamasının kırlangıç kuyruğu şeklinde düzenlenerek kesme etkisinin artırılması.

- Katlanmış sac yüzeyinde oluşturulan girinti ve çıkıntılar.

- Katlanmış saca kaynaklanmış hafif bir çelik donatı hasırı.

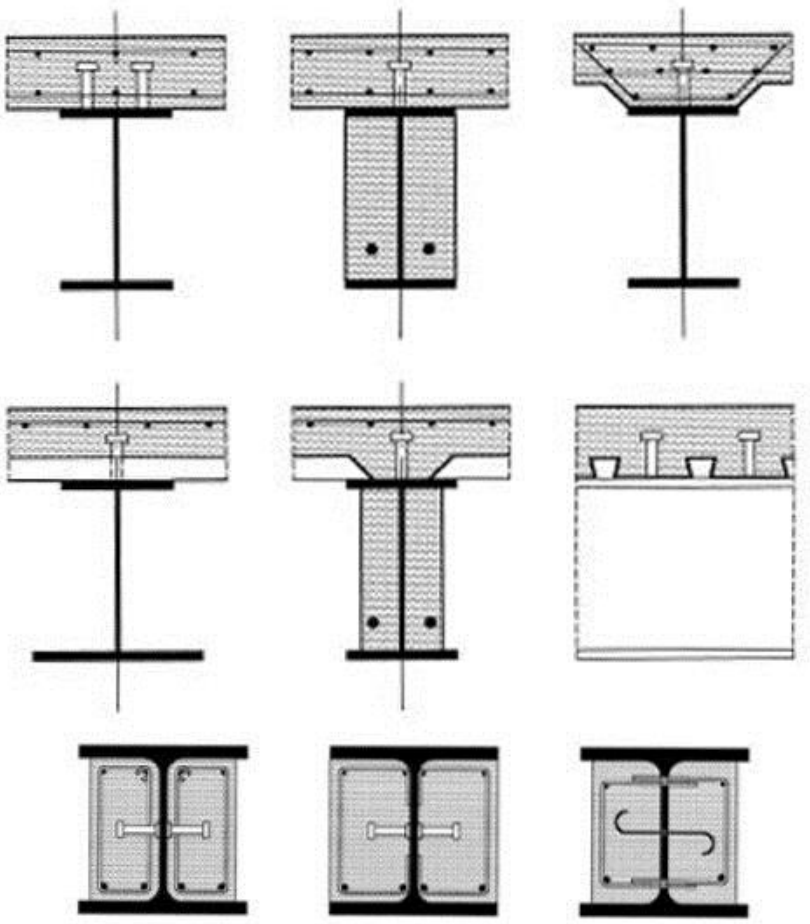
- Uç ankrajları [3].



Şekil 2.1 Karma döşeme tipleri [3]

2.3.2. Karma Kirişler

Betonarme ya da karma döşeme plaklarıyla çelik döşeme kirişlerinin ya da köprü tabliyesiyle kirişlerinin ortak çalıştırılmasıyla ortaya çıkan karma kirişler üzerlerine serbestçe oturan plağı yalnız başlarına taşımaya çalışan çelik kirişlere göre çok daha ekonomiktirler. Çünkü bir karma kirişte eğilmeden ileri gelen kuvvet çiftinin çekme bileşeni çelik profile basınç bileşeni ise karma kirişin betonarme kısmıyla ve çelik profilin bir bölümünce ortak olarak taşınmaktadır. Dolayısıyla da çelik profil eğilmenin basınç bileşenini taşımaktan ya bütünüyle ya da büyük ölçüde kurtulmaktadır [3]. Ayrıca, Şekil 2.2'de karma kiriş tiplerine yer verilmiştir.



Şekil 2.2 Karma kiriş tipleri [3]

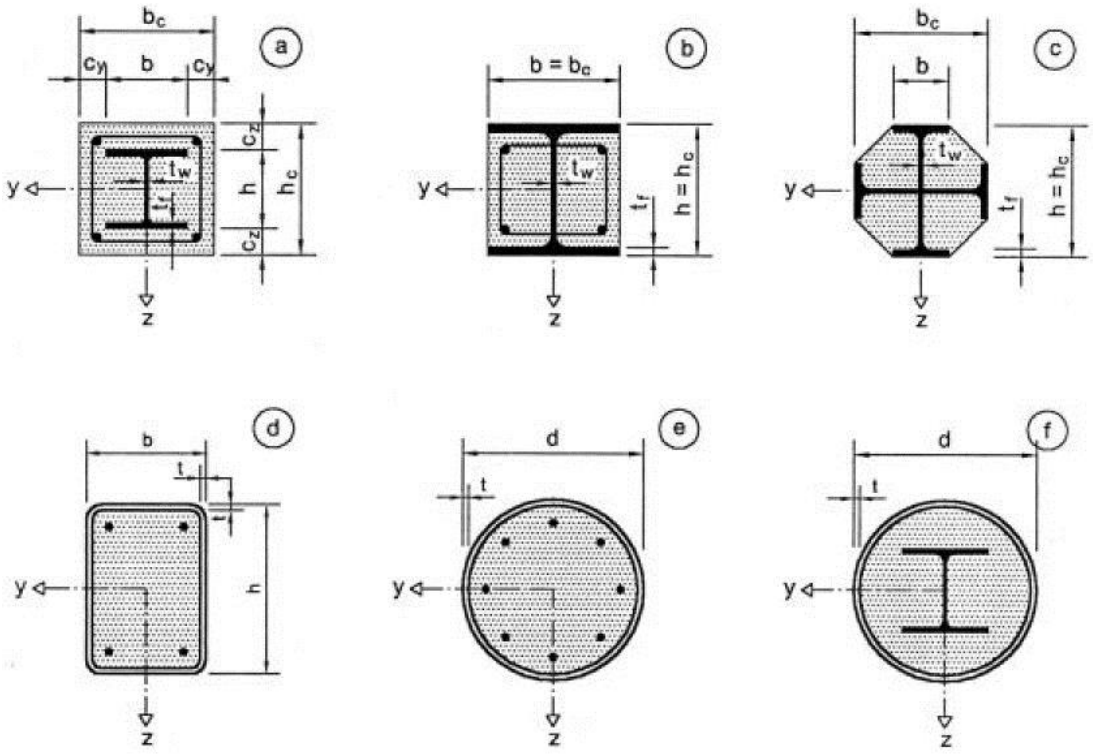
2.3.3. Karma Kolonlar

Çelik-Betonarme karma kolonlar iki türlü olabilirler:

a) Betona gömülmüş çelik enkesitler

b) İçleri betonla doldurulmuş boru veya kutu enkesitli çelikler

Bunlardan gömme karma kolonlarla yüksek yapı inşaatında sık karşılaşılır. Karma kolonların ilk kullanımları çelik binalardaki yapı çeliğinin yangına karşı beton tarafından korunması amacıyla olmuştur. İlk yıllarda düşük mukavemetli beton kullanıldığından karma kolonda çelik kolona göre çok düşük mukavemet artışı sağlamıştır. Bu yüzden karma kolonun dayanımında betonun katkısı ihmal edilmiş ancak burkulma dayanımı hesaplarında göz önüne alınmıştır.



Şekil 2.3 Çeşitli karma kolon kesitleri [2]

İlerleyen yıllarda yüksek dayanımlı betonun kullanılabilmesiyle yüksek yapı inşaatında karma kolonlar kullanılarak önemli ekonomi sağlanabildiği görülmüştür. Yapı çeliği ve beton arasındaki kimyasal aderans ve sürtünme ile iki farklı malzemenin dış yüklere karşı uyumlu etkileşimi sağlanmaktadır. Yeterli betonarme donatının da kesitte kullanılması betonun aşırı yer değiştirmelerde dökülmesini engellemektedir. Gömme karma kolonlar depreme dayanıklı yüksek yapı tasarımında tercih edilir türden elemanlar olmuştur. Günümüzde büyük süneklikleri ve enerji yutma sığaları, karma kolonları özellikle deprem bölgelerinde çekici kılmaktadır. Karma kolonların büyük eğilme rijitlikleri kullanılmalarının bir diğer nedenidir.

Karma kolonların avantajları:

- Kısıtlı eleman ölçülerinde yüksek dayanım

- Rijitlik, düşük narinlik ve önemli burkulma dayanımı

- Yangına karşı yüksek dayanım

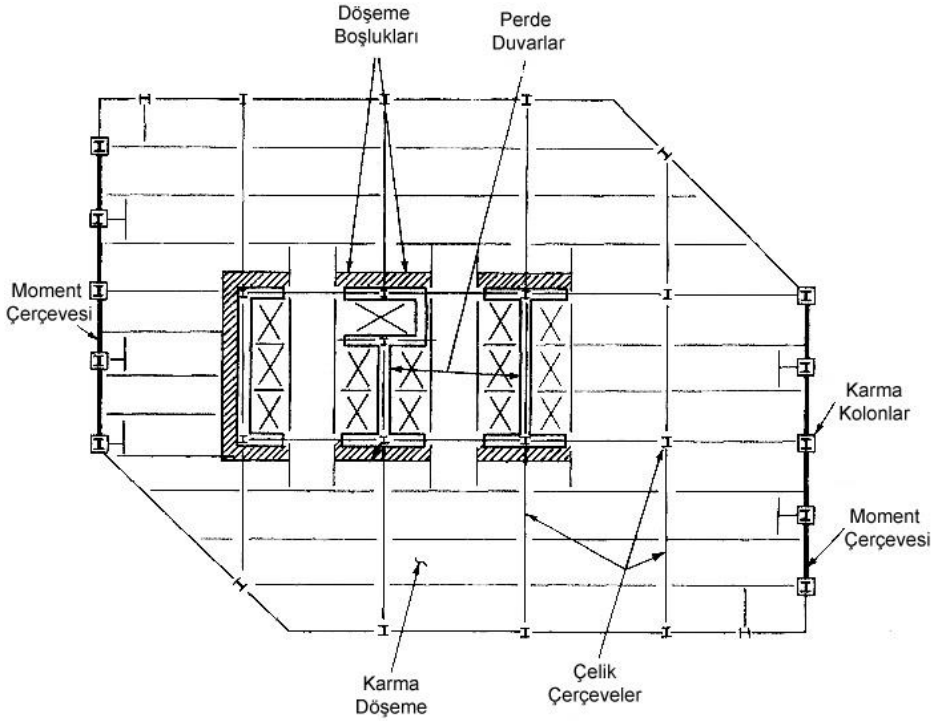
- Gömme karma kolonlarda çeliğin korozyona karşı korunması

- Çelik elemanın birleşimleri

Karma kolonlar salt yapı çeliğine ve salt betonarme kolonlara göre önemli ekonomik avantajlar da sunmaktadır. Bunun yanında yapı çeliğin kalınlığını, betonun mukavemetini ya da betonarme donatı adedini değiştirerek eşit ölçülerde ama farklı yük ve moment dayanımlarına sahip düşey taşıyıcı elemanlar elde edilebilmektedir. Bu düşey taşıyıcı elemanların dış ölçülerinin yapının tüm katları boyunca aynı olmasını sağlayarak mimari detaylandırmayı basitleştirmektedir [1]. Ayrıca Şekil 2.3'de bazı karma kolon kesitleri görülmektedir.

2.4. Karma Yapı Sistemleri

1. Perdeli Yapılar
2. Perde Çerçeve Etkileşimli Yapılar
3. Tüp Sistemler
4. Süper Kolonlu Çerçeveler



Şekil 2.4 Karma tüp yapı kat planı [2]

2.4.1. Karma Tüp Sistem

Betonarme ve çelik yapı sistemlerinde olduğu gibi, yakın aralıklarla yapı çevresine yerleştirilen kolonlardan ve bunların arasındaki derin kirişlerden oluşmaktadır. Popüler iki uygulaması vardır. Birincisi karma kolonlar arasında betonarme derin kirişler, ikincisi de yine karma kolonlar arasında çelik kirişlerden oluşmaktadır.

İki sistemde de inşaat hızı çelik yapıda olduğu kadar hızlıdır. Karma elemanlar içindeki çelik çerçeve inşaat sırasında betonarme tüpten 10-12 kat önde gitmektedir. Şekil 2.4'te karma tüp sistem kullanılarak inşa edilmiş bir yapının kat planı görülmektedir.

2.4.2. Süper Kolonlu Çerçeveler

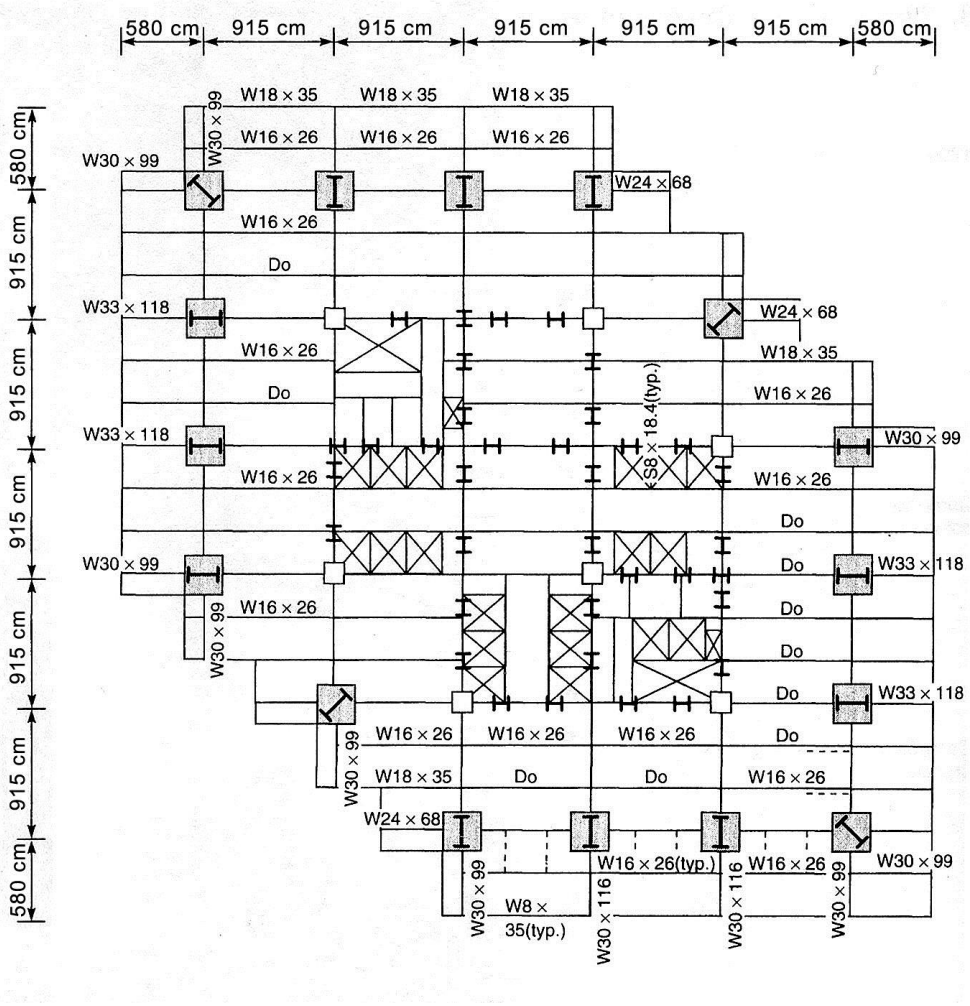
Yüksek binalarda yatay yükleri karşılamanın en etkili yolu yapı kat alanı içinde birbirinden mümkün olduğunca büyük aralıklarla "Süper Kolonlar" (ebat olarak büyük ölçülere sahip kolonlar) kullanmak ve bu kolonları kayma dayanımları yüksek çelik kirişler, virendel çerçevelerle veya çaprazlarla birbirine bağlamaktır. Bu uygulama fikri süper kolonların kullanımıyla karma bina sistemlerinde yeni bir yapı tipi yaratmıştır [1].

2.5. Uygulama Örnekleri

2.5.1. InterFirst Plaza (Dallas)

1985 yılında tamamlanan, 73 katlı 281 m yüksekliğindeki InterFirst Plaza için karma kolonlar kullanılan bir tüp kavram varyasyonu LeMessurier Danışmanlık Şirketi tarafından geliştirilmiştir. Görüş mesafesi kolonlar tarafından sınırlanmamış geniş ofisler talebini gidermek için binanın tüm yükü dış cepheden 6 m içeriye yerleştirilmiş 16 karma kolona aktarılmıştır. Dış kaplama ile kolonlar arasındaki 6 m'lik mesafe kesintisiz görüşe sahip sürekli bir ofis şeridi oluşmasını sağlamıştır. Eğilme rijitliğindeki kaybı telafi etmek için bütün yükler, beşinci kattan başlayıp 36,6 m ve 45,7 m açıklık geçen, çift yönü yedi katlık Virendel kafes kirişlerle birbirine bağlı karma kolonlar vasıtasıyla zemine iletilmiştir. Binada kullanılan karma kolonlar, kesit alanları 1,5 ila 2,1 m^2 arasında değişen, 69Mpa dayanımında beton kullanılarak yapılmış, 517 Mpa dayanımında donatılarla güçlendirilmiş ve içine 3454 Mpa dayanımında WE36 çelik profiller gömülmüş kolonlardır. Geniş başlıklı çelik putrellerin beton ile kılıflanması 62. katta sona ermektedir[1, 2].

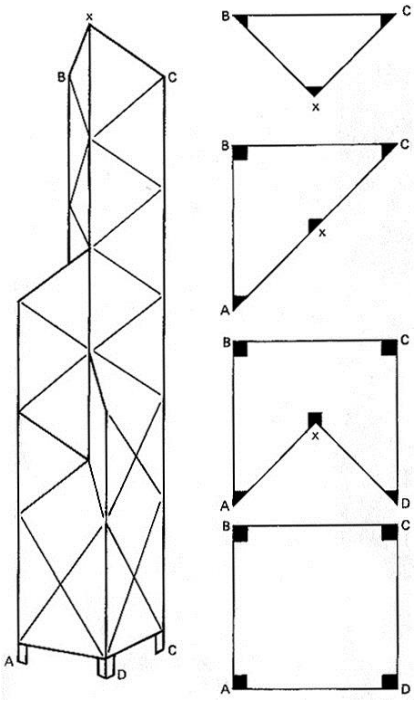
InterFirst kulesinin olağandışı özelliklerinden biri onun narinliğidir. Yapısal genişliğinin yüksekliğine oranı 7:1'dir. Mukayese edilirse, Dünya Ticaret Merkezi'nin 6:1 gibi narin olmayan bir oranı vardır. Şekil 2.5'te yapının kat planı görülmektedir.



Şekil 2.5 Interfirst Plaza kat planı [1]

2.5.2. Bank of China (Hong Kong)

Mimarlık firması I. M. Pei & Ortakları ve Yapı Mühendisi Leslie E. Robertson tarafından dizayn edilmiş ve prizma şekilli bina 76 kat yüksekliğe sahiptir. Binanın dört çeyreğinden her biri değişik yüksekliğe çıkmıştır ve dört çeyrekten sadece biri 76 kat yüksekliğe ulaşmıştır. Yatay taşıyıcı sistemi, yapıya gelen yatay yükleri karşılamanın yanında yapının tüm ağırlığını da kullandığı uzay kafes sistemle düşey taşıyıcılara aktarmaktadır. Yerçekimi yükü, zirveden yere kadar sistematik bir şekilde binanın köşe kolonlarına transfer edilmektedir. Yatay kafesler, binayı çeşitli yüksekliklerinde sarmalayarak yükün köşe kolonlara transferine yardım etmektedir.



Şekil 2.6 Bank of China sistem planı

Yapı, köşelerindeki 55 Mpa dayanımında betonla kılıflanmış 50 mm'lik profillerden yapılmış dört büyük karma kolona ek olarak, 25. katta başlayan beşinci bir karma kolonla daha desteklenmiştir. 25. katta, binanın dört çeyreğinin tam ortasındaki kolon uzay kafes sistem vasıtasıyla banka lobisi için kesintisiz 48 m'lik bir açıklık sağlayacak şekilde binanın dört bir köşesine transfer edilmiştir. Dış cephe duvarları 12 kat yüksekliğe erişebilen dikey kafeslerden oluşmuştur. Uzay kafes sistemin değişik kiriş elemanlarında devamlılığı sağlamak için pahalı kaynaklar gerektiren karışık üç boyutlu bağlantılar kullanmak yerine, birleşim bölgeleri betonarme karma kolonların içinde kalacak şekilde düzenlenmiştir. Diyagonaller boyutları 0,4x1,0 m'den 0,4x1,5 m'ye kadar değişebilen, rijitliğin artması için betonla doldurulmuş kutu elemanlardan oluşmuştur. Çelik kolonları sarmalayan beton kılıf hem kesme kuvvetlerini transfer eden hem de kafes sistemindeki dışmerkezliklere karşı koyan bir mekanizma şeklinde davranmıştır. Böylece yanal yükler uzay kafes sistem ve köşe kolonlar vasıtasıyla dördüncü kata kadar taşınmıştır. Dördüncü katta kesme kuvvetleri, betonarme döşeme ile birlikte çalışan 12 mm kalınlığında çelik diyafram plakalar vasıtasıyla, iç çekirdek karma duvar sistemine transfer edilmiştir. Çekirdek duvarlarında toplanan kesme kuvvetinin büyük bölümü 0,9 m kalınlığındaki dış perdelere aktarılıyor olmakla beraber, çekirdek duvarları banka kasasının duvarı olmak ve kesme kuvvetini karşılamaktan oluşan iki görevini yerine getirebilmek için

temele kadar devam etmiştir. Temele kadar devam eden köşe kolonlar, devrilme momentlerine karşı koymaktadırlar [1, 2]. Şekil 2.6'te sistem planı görülmektedir.

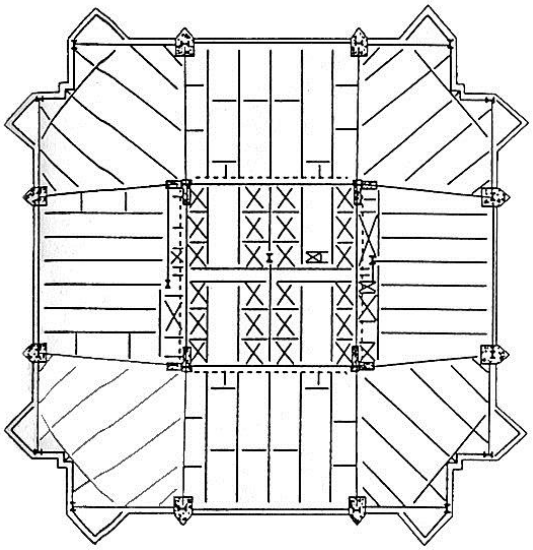
2.5.3. The NationsBank Tower (Atlanta)

27 m yüksekliğinde, çelik ve fiberglastan yapılmış, koni şeklinde açık çelik iskeletle desteklenen, sivri bir tepe ile taçlandırılmış bu karma yapı, 57 katlık ofis, yer altında 5 katlık otopark ve çok amaçlı toplantı salonlarına ev sahipliği yapmaktadır. Binanın köşeleri daha fazla köşe ofislerine olanak tanıyacak şekilde dişli yapıda inşaa edilmiştir. Kule, sivri tepesi ile birlikte etrafını çevreleyen araziden 300 m yükselmektedir. Dikdörtgen çekirdeğin her köşesine bir tane ve binanın her yüzüne ikişer tane gelecek şekilde yerleştirilmiş ve diyagonal yatay taşıyıcı sistemlere bağlanmış 12 süper karma kolondan oluşan taşıyıcı sistem, kolonsuz, geniş kiralık ofis alanları oluşmasına imkan tanımıştır. Bina köşelerindeki süper kolonlar, aynı zamanda Amerika'da yapılmış en büyük çelik kesitler olan W14x808 daire kesitleri içermektedir. Süper kolonların içindeki betonun mukavemeti alt katlarda 69 Mpa iken üst katlara doğru azalarak 48 Mpa'a kadar düşer. Tipik döşeme elemanları W18 karma kirişlerle çekirdekten binanın çevresine kadar olan açıklığı geçmektedir. 51 mm kalınlığında metal döşeme içeren 133 mm kalınlığında bir döşeme, kirişler arasındaki açıklığı geçmektedir. Çekirdek ve çevre süper kolonları 56. ve 59. katlar arasında sekiz kafesle birbirine bağlanmıştır. Bina Houston'lı CMB Mühendislik Şirketi tarafından dizayn edilmiştir [1, 2]. Şekil 2.7'da yapının kat planı görülmektedir.

2.5.4. The Bank of Southwest Tower (Houston)

Houston şehir merkezi için düşünülen 82 katlı, 372 m yüksekliğindeki The Bank of Southwest Tower, merkezi güçlendirilmiş çelik diyagonal çaprazlar karma kolonlar kavramını kullanmaktadır. Diyagonaller, hem yerçekimi kuvvetini hem yanal yükleri sekiz karma süper kolona transfer etmek için kullanılmaktadır.

Binanın 50,32 m'lik taban genişliği ona 7,4:1 yüksekliğe genişlik oranı kazandırır. Tasarımın karakteristik özelliği, iç çekirdeğe kadar uzanan iç çaprazlara sahip olması ve bu çaprazların yapının tüm genişliğini iyi yönde de geçmesidir. Bütün yerçekimi yükleri binanın çevresine yerleştirilmiş sekiz güçlü karma kolona aktarılmıştır. Çaprazlama diyagonaller birbirine bağlı olduğundan ve üç boyutlu bir davranış gerçekleştiğinden, sekiz kolon da devrilme momentine karşı dayanıma iştirak eder.



Şekil 2.7 The NationsBank Tower kat planı [1]

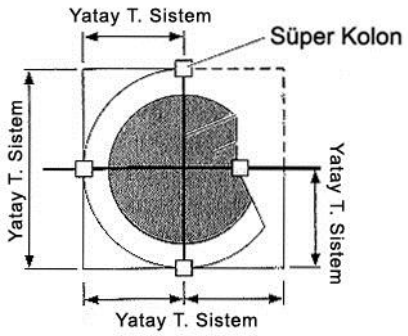
Sekiz kolonlu yapısal sistem, özellikle bina köşelerinde ve bina çevresi boyunca, görüntüyü kesen kolonlardan muaf olunmasını sağlamaktadır. Yapı mühendisliği LeMeussurier Danışmanlık Şirketi ve Walter P. Moore & Arkadaşları şirketi tarafından yapılmıştır [1, 2].

2.5.5. First Bank Place (Minneapolis)

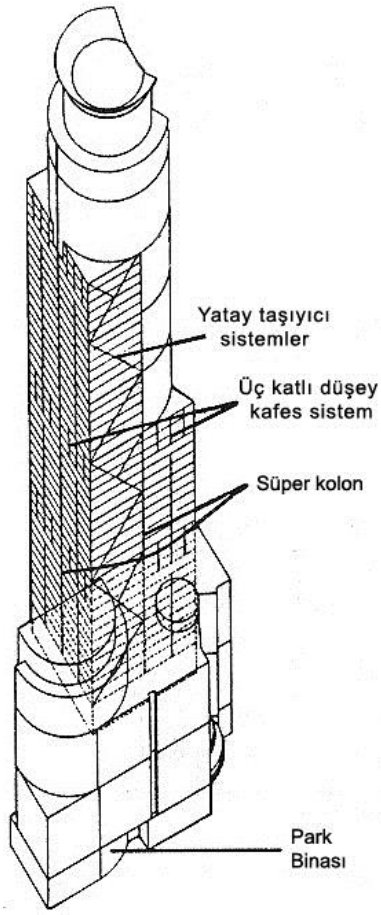
L şeklinde bir alana dikilmiş bu ofis kompleksi tamamen farklı kentsel koşullara ve ayrıca bireysel benzerlikleri olan iki büyük ortak kiracıya yer sağlama ihtiyacına istinaden gerçeğe dönüştürülmüş bir cevaptır.

Dört büyük çelik ve beton karma süper kolonla 53 kat kesintisiz yükselen 236 m'lik First Bank Place adındaki kule'yi Minneapolis'in komplike geometrisine verimli bir şekilde yerleştirmek Houston'lı CMB Mühendislik Şirketi haç şeklinde omurgaya sahip bir tasarımı tercih etmiştir. Kulenin her yüzünün tam ortasına yerleştirilmiş süper kolonlar tabanda 7 m^2 kesite ve tepede 4.6 m^2 kesite sahiptir. Kuleye gerekli burkulma rijiditesini elde etmek için tüm çevre boyunca yatay taşıyıcı sistemine ihtiyaç duyulmuştur. Bina için iki tamamlayıcı sistem temin edilmiştir: binanın doğu ve batı yüzüne yerleştirilmiş altı katlı diyagonal düşey kafesler ve diyagonallerin varlığının rahatsız edici olabileceği binanın diğer iki yüzünde üç yatay virendel kafes. Üç kat yüksekliğindeki virendel'ler, binanın profilinin değiştiği yere yerleştirildi. Bu üç katı inşa etmek beton enjeksiyonu boyunca kafesi desteklemek için kirişlere ve kat döşemesine bitişik geçici çelik kolonların kullanıldığı olağan dışı bir inşaat prosedürü gerektirmiştir. Geçici kolonlar döşeme betonunun pürüzünü

alması için enjeksiyondan sonra hemen yukarı kaldırılmıştır. Şekil 2.9'da yapının şematik planı, 2.8'de ise kat planı görülmektedir [1, 2].



Şekil 2.8 The NationsBank Tower kat planı [1]



Şekil 2.9 First Bank Place şematik planı [1]

2.5.6. The America Tower (Houston)

Bu sistemde çok yakın yerleştirilmiş kolonlar ve derin kirişler içeren bir dış betonarme tüp gerekli yanal taşıyıcı sistemi oluşturur. Çelik yapının hızlı inşaatı, hafif yapısal kolonların çevre etrafında kullanılmasıyla başarılmıştır. Bu sistem,

yatay yüklere karşı koymak için karma kolonlarla birlikte çalışan çelik kirişler yerine, kirişlerin betonlanmasıyla iş görür [2].

Binanın dış cephesi, cam veya prefabrike panellere alternatif olarak, perde duvarlar kullanılarak tasarlanmıştır. Yakın yerleştirilmiş dış kolonlar ve kirişler içeren tüp taşıyıcı sistem, uygun yapısal çözüm olarak seçilmiştir.

Bir çok tüp yapıya benzer şekilde, America Tower için kullanılan sistem prefabrike kolon sistem olarak adlandırılmıştır. Karışık tüp yapıdaki en büyük fark, kolon boyutlarının tamamen çelik projelerdekiyle karşılaştırılabilecek kadar küçük olması ve sonuçta imalat ve çelik elemanların yapımında büyük tasarruflar meydana gelmesidir [2].

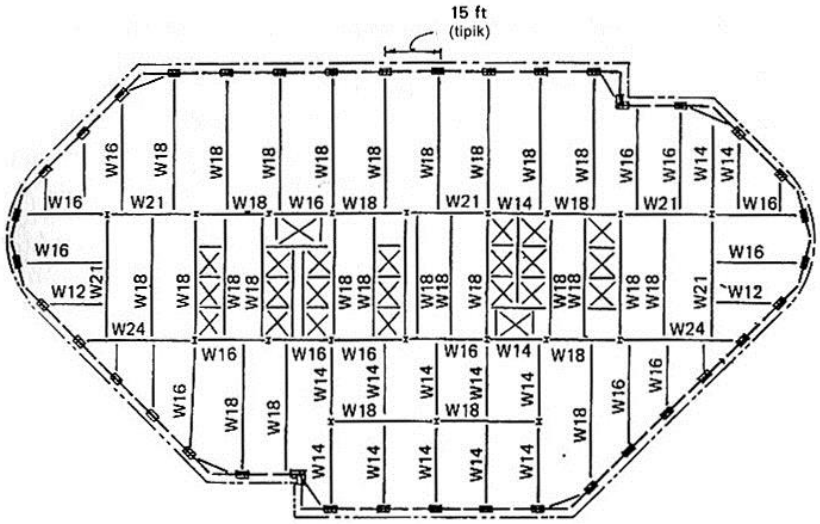
Dikkate değer tasarruflar sağlayan bir başka özellik ise yapının çevresi boyunca melez borulu iskeletlerin kullanılmasıdır. Tipik katlarda kullanılan karma kolonlar saf çelik kolonlara ikinci seviyeden entegre edilmiştir. Çelik kolonların ve karma kolonların bu birleşimi tipik olmayan daha düşük seviyelerde dış kolonların inşaatını basitleştirmiştir.

Kulenin yapımı boyunca yanal yüklere karşı dayanım kolonlarla derin kirişlerin tüp davranışı ile karşılanmıştır. İnşaatın 12 katının yerçekimi yüklerine göre boyutlandırılmış kolonlar, yanal yüklere karşı dayanım için de yeterli bulunmuştur. Kolonların eğilme dayanımı kapasitesini arttırmak için inşaa edilen kolonlarla, kiriş ve rijitleştiriciler arasında ek kaynaklar yapmak gerekmiştir. Şekil 2.10'da yapının kat planı görülmektedir [2].

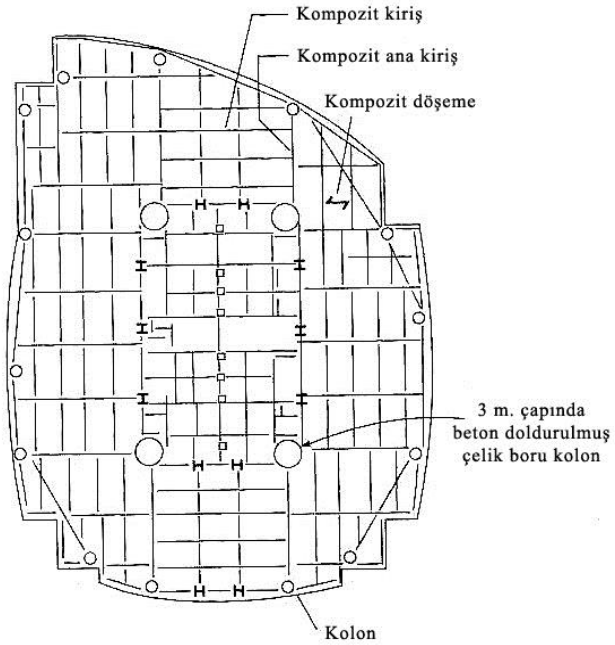
2.5.7. Two Union Square (Seattle)

50 katlı bu bina geniş aralıklarla yerleştirilmiş kolonlarda, kavisli bir dış cepheye sahiptir. Yanal yük destek elemanlarının çekirdek duvarları içine yerleştirilmesi, bina çevresi boyunca kolonların, tipik 3,05 ya da 4,58 m'lik mesafeler yerine 14.32 m'lik aralıklarla yerleştirilmesini sağlamıştır [1]. Seattle'daki Two Union Square iki yenilikçi özelliği birleştirmiştir; 3 m çapında boru çelik profiller ve 131 Mpa dayanımında beton. Dört adet, 3,05 m çapında, içi 191 Mpa dayanımında betonla doldurulmuş boru çelik profil, ana yanal yük dayanım elemanlarını oluşturmuştur. Binanın köşelerinde bu devasa kolonlardan dört adet bulunmaktadır. Boru kolonlarda donatı yerleştirilmemiştir. Boruların betona bağlantısı iç yüzlerine kaynaklanmış çiviler sayesinde yapılmıştır. Daha küçük çaplı 14 karma boru kolon daha bina

çevresinde yerçekimi yüklerini karşılamak üzere yerleştirilmiştir. Binanın üst katlarındaki yanal hareketleri azaltabilmek için yapı sistemi 16 adet titreşim emici ile işbirliği içinde çalışır. Taşıyıcı sistemin tasarımı Skilling Ward Magnusson Barkshire Inc. tarafından yapılmıştır. Şekil 2.11'de yapının kat planı görülmektedir [1, 2].



Şekil 2.10 The American Tower kat planı [1]



Şekil 2.11 Two Union Square kat planı [1]

3. KARMA KOLONLAR

3.1. Tanımı ve Üstünlükleri

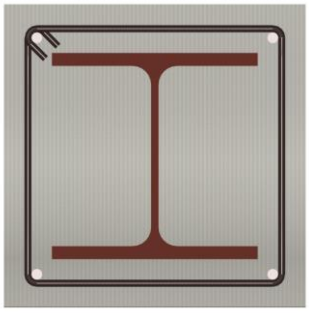
Kolonların temel işlevi düşey kuvvetleri yapın çerçevelerinin temellerine iletmektir. Geleneksel olarak, kolonun enkesiti, sadece istenen eksenel yüke dayanacak şekilde, kullanılacak malzemelerin en ekonomik karışımına göre seçilir. Ama kolonlar basınç elemanlarından fazlası da olabilirler. Yanal yerdeğiştirmeleri ve aynı zamanda döşeme yerdeğiştirmelerini da sınırlayan, kirişlere moment aktaran düğüm noktalarıyla bağlı kolonlar, kiriş-kolon elemanlar olarak tasarlanmalıdır. Enkesitleri hem eksenel yük hem de eğilme zorlamaları göz önüne alınarak seçilmelidir.

Beton, birim alanı başına düşük maliyetle güvenilir basınç dayanımı veren bir malzemedir. Ancak, yanal hareketi engellenmemiş eksenel yüklenmiş bir yapı elemanının, eksenel yükleri önemli mesafelere iletebilmesi için sadece taşıma dayanımına değil, burkulma rijitliğine de sahip olması gerekir. Narin kolonların dengesi, malzemenin dayanımından çok rijitliği ile ölçülebilen bir değerdir. Betona göre beş ila sekiz kat daha fazla rijitliğe ve dayanıma sahip olan çelik, narin kolonlar için daha iyi bir malzemedir. Bir çok modern yapı uygulamasında, yapının kolonları ne narin ne de kısadır. Yüksek yapılardaki birçok büyük basınç elemanı genel olarak, asansör perdeleri, yangın korumalı merdivenler, ya da çok büyük boyutlarda beton dolu çelik tüplerdir. Bu süper kolonlar, boyutlarından dolayı, narinlik etkileri olmayan kısa kolon olarak karakterize edilirler ve büyük oranlarda eksenel yük alırlar.

İkinci bölümde de kısaca bahsedildiği gibi, yapılarda iki temel tip karma kolon kullanılmaktadır. Bunlar, (1) Betona gömülmüş çelik kesitli karma kolonlar ve (2) Betonla doldurulmuş boru veya kutu çelik kesitli karma kolonlardır. Betona gömülmüş çelik kesitli karma kolonlar, Şekil 3.1'de de görüldüğü gibi içlerinde çelik putrel elemanlar olan betonla kaplı kesitlerdir. Beton, çelik elemanı sarabilmek için yatay ve düşey donatılara da ihtiyaç duymaktadır. Beton ve çeliğin karşılıklı etkileşimi ve yük altında beraber çalışmasının iyileştirilmesi için, kesitte kesme bağlantıları da gerekmektedir. Çivi kesme bağlantıları, örneğin, çelik elemana

kaynakları sayesinde uyumlu yük aktarımını ve beton kabuğun çelik elemanla beraber hareket etmesini sağlarlar.

Doldurulmuş karma kolonlar da beton ve çeliğin çok etkili ve verimli birleşimleridir. Çelik eleman, boru, tüp ve kutu kesitli olabilir. Beton çekirdek için şekli oluşturmakla beraber, dayanım ve rijitliği de oldukça arttırmaktadır. Ek olarak, yüksek rijitliği ve yüksek çekme dayanımı sayesinde, beton kesit için sargı elemanı olarak kesiti oldukça sünek hale getirirler.



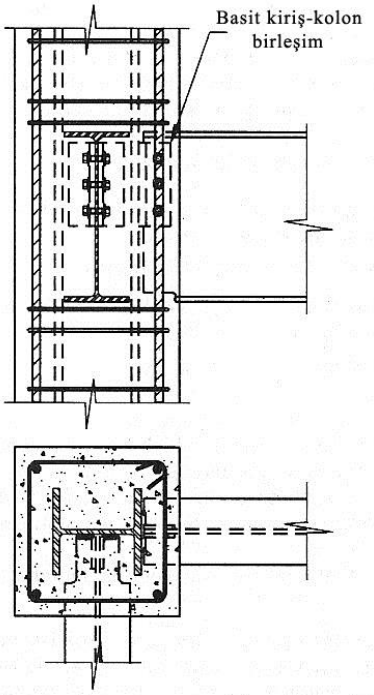
Şekil 3.1 Betona gömülü çelik tipinde karma kolon kesiti

3.2. Kullanım Alanları

Günümüzde karma basınç elemanlarının aşağıdaki uygulamaları görülmektedir:

a. Esas olarak eksenel yüklü elemanlar olarak kullanılan, yapıda yerçekimi yüklerini karşılayan betona gömülmüş çelik enkesitli kolonlar Şekil 3.2.'de görülmektedir. Çelik kesit, inşaat sürecinde beton kısımdan önce giden çelik çerçevenin inşaat ağırlığını ve betonarme döşemenin ağırlığını taşıyabilecek şekilde boyutlandırılır. Dışa gelen beton kılıf kesite ek burkulma rijitliği katar. Beton içindeki yanal donatılar veya kesme çivileri kesme kuvveti transferini ve çelik-beton arasındaki etkileşimi sağlar.

b. Betona gömülmüş karma kolonlar, Şekil 3.3'de görüldüğü gibi, rijit çerçevelere gelen yatay yükleri karşılamak için kullanılan çerçevelerin elemanları olabilirler. Düşey yüklere karşı kullanılan karma kolonlara benzer olarak, göreli olarak daha küçük çelik kesitler içerirler ve dış çerçevelerde kullanıldıklarında betonarme kesitleri oldukça büyüktürler. Kolonun çelik kesiti, standart kesme kuvvetine ve kolon çekirdeğiyle karma döşeme kirişlerinin çelik kesiti arasında oluşan moment bağlantılarına izin verir. Genelde kullanımı, birbirine çok yakın aralıklı ve derin

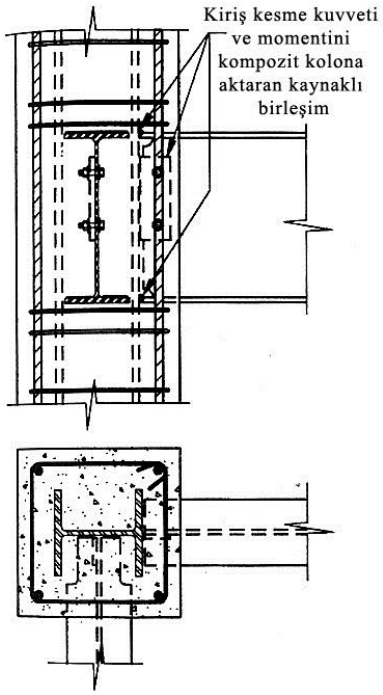


Şekil 3.2 Basit düğüm noktası birleşimli beton içine gömme karma kolon [2]

kirişlerle bağlı kolonlar şeklindedir. Bu halde burkulmaya ve eğilmeye karşı rijit ve etkili yatay çerçeve sistemi oluşturabilirler. Yüksek yapılarda kat yerdeğiştirmelerinin kontrolünün sağlanabildiği, yeterli eğilme rijitliğine sahip, genel bilinen adıyla kısmi tüp yapıyı oluştururlar.

c. Üst katlardaki çelik çerçevelerden gelen eksenel yükleri alt katlardaki betonarme kolonlara aktaran karma geçiş kolonları da kullanılmaktadır. Şekil 3.4'te böyle bir yapı görülmektedir. Bu tip, alt katlarda betonarme çerçevelerin, üst katlarda da çelik çerçevelerin bulunduğu bina yapılarında kullanılır. Örneğin, Betonarme otoparkın üzerinde çelik ofis binası bulunan yapılar bu türden yapılardır. Karma kolon, çelik yapının betonarme yapıyla birleştiği yerde çok büyük çelik temel plağının kullanılmasını engellemek amacıyla kullanılmaktadır. Karma kolonun içindeki çelik kesit, üst çelik yapıdaki en alt kolonla aynı kesite sahiptir. Karma kolonun betonarme kesiti ise alt kattan gelen betonarme kolonun ölçüleri ile aynı olmalıdır. Karma geçiş kolonu, eksenel yükün düzeyine göre bir kaç kat da devam edebilir [2].

d. Şekil 3.5'te görüldüğü gibi dolma karma kolonlar da kullanılmaktadır. Çelik tüp kesitin içindeki beton, kesite ek dayanım, rijitlik ve sağlamlık katmaktadır. Çelik kolonun yangından korunması gereken yüksek yapılarda, çelik tüp içindeki beton, içinde donatı bulunan betonarme kolon şeklinde düzenlenmelidir.

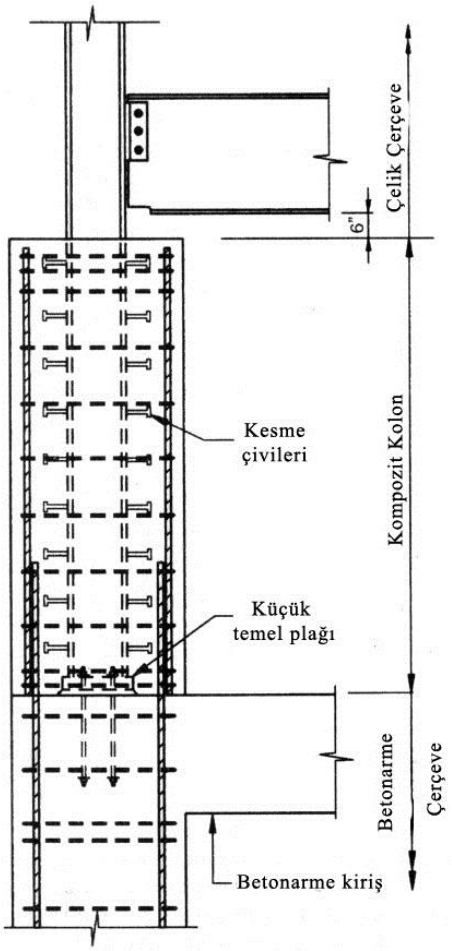


Şekil 3.3 Rijit çerçevede beton içine gömülmüş karma kolon [2]

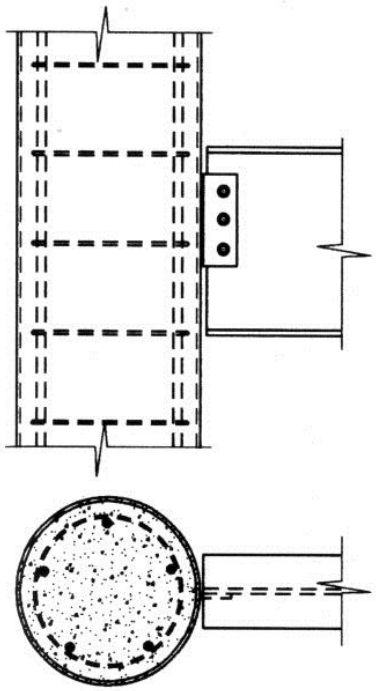
Tüm karma kesit yanal kat yerdeğiştirmelerinin yapının tümünde kontrol edilmesi için tasarlanabilir. Dolma karma "süper kolonlar" yüksek yapılarda, kesitin içinde yüksek mukavemetli beton kullanıldığında rijitliklerine göre tasarlanırlar. Dolma karma kolonlar dinamik yüklere karşı %1,5-%2 arası sönüm sağlarlar.

e. Şekil 3.6'te görülen karma beton duvarlar, çelik yapılarda yanal rijitliğin sağlanması amacıyla perde duvar olarak kullanılırlar. Çerçeve sistemine bağlı olarak karma beton duvarın içinde birden fazla çelik kesit bulunabilir. Karma beton duvarların genel olarak kullanıldıkları yerler merdiven ve yürüyen merdiven boşluklarıdır. Bununla birlikte yapı içinde herhangi iki kolonun arasına da yerleştirilebilirler.

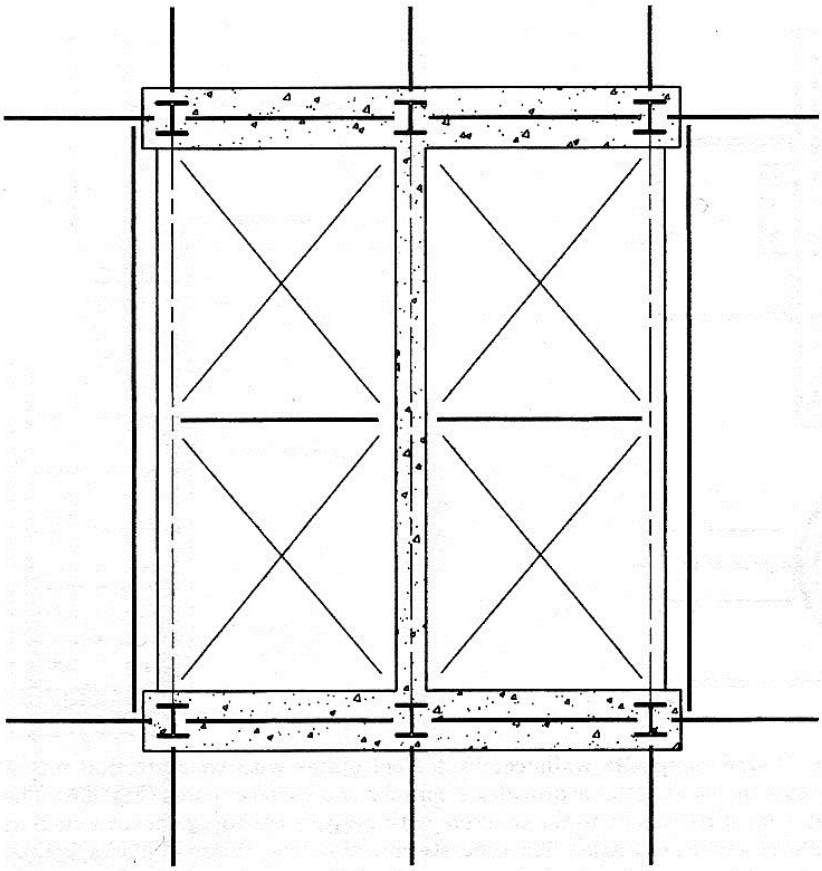
f. Plaklı karma duvarlar, çelik plakları ve betonu aynı kesitte kombine ederler. Kesit içindeki plak ya da plaklar kesmeye karşı betonla etkileşimli davranış göstermelidir. Bunun için çelik korniyerler, C kesitler ve kesme çivileri kullanılabilir. Kesitin beton kısmı yerel burkulmaya karşı etkilidir ve çelik plaklarda karma kesite rijitlik ve dayanım katarlar. Bu tip kesitler kesme kuvvetine karşı yüksek dayanımlı ve son derece sünektirler. Özellikle önemli deprem bölgelerinde kullanılabilirler.



Şekil 3.4 Karma geçiş kolonu [2]



Şekil 3.5 Dolma karma kolon [2]



Şekil 3.6 Karma beton duvarlar [2]

3.3. Karma Kolon Kesitlerinin Hesaplanması için "Kesdong-Karma" Programı

Karma kolonlar, etkisinde kaldığı yükleri, beton ve çeliğin birlikte çalışmaları sonucu karşılar. Beton ve çelik arasında karma etkileşim genelde sinerjiktir ve bu etkileşimden ortaya çıkan performans iki malzemeden ayrı ayrı beklenen davranıştan oldukça iyidir.

Çatlamamış bir karma kesitin rijitliği eksenel yükler ve eğilme etkileri altında her iki malzemenin de rijitliklerinin toplamına eşittir.

Eksenel yük için:

$$EA = E_s A_s + E_c A_c \tag{3.1}$$

Eğilme etkileri için:

$$EI = E_s I_s + E_c I_c \tag{3.2}$$

Karma kolonların kapasitelerinin karşılıklı etki diyagramlarının bulunması amacıyla çeşitli yabancı yönetmeliklerde basitleştirilmiş yaklaşık metotlar verilmektedir.

Bunlardan önemlileri:

a) American Concrete Institute (ACI) 318-95

b) Eurocode 4: Karma çelik ve betonarme yapıların tasarımı

(DD ENV 1994-1-1:1994)

c) AISC-LRFD (Amerikan Çelik İnşaat Enstitüsü Taşıma Gücü ile Tasarım Yönetmeliği)

Bu çalışma kapsamında karma kolonların belirli normal kuvvet altında moment kapasitelerinin ve karşılıklı etki diyagramlarının bulunması amacı ile betonarme kolonlar ve perdeler için yazılmış "Kesdong" isimli bilgisayar programı karma kolonlar için değiştirilerek geliştirilmiş ve C++ programlama dilinde yazılmıştır [5].

Geliştirilen yeni "Kesdong-Karma" yazılımı basınç kuvveti verilmiş karma kolon ve perdelerin (kesit simetrik olmayabilir) yalnız donatı aktığındaki kesit eğriliği ve kırılma momentini hesaplar, (N-M) karşılıklı etki diyagramı koordinatlarını verir, taşıma gücü hesabı yapar. Programda istenilen geometride karma kolon incelenebilir.

Programda yapılan kabuller ve hesap esasları:

1- Betonun çekme dayanımı ihmal edilmektedir.

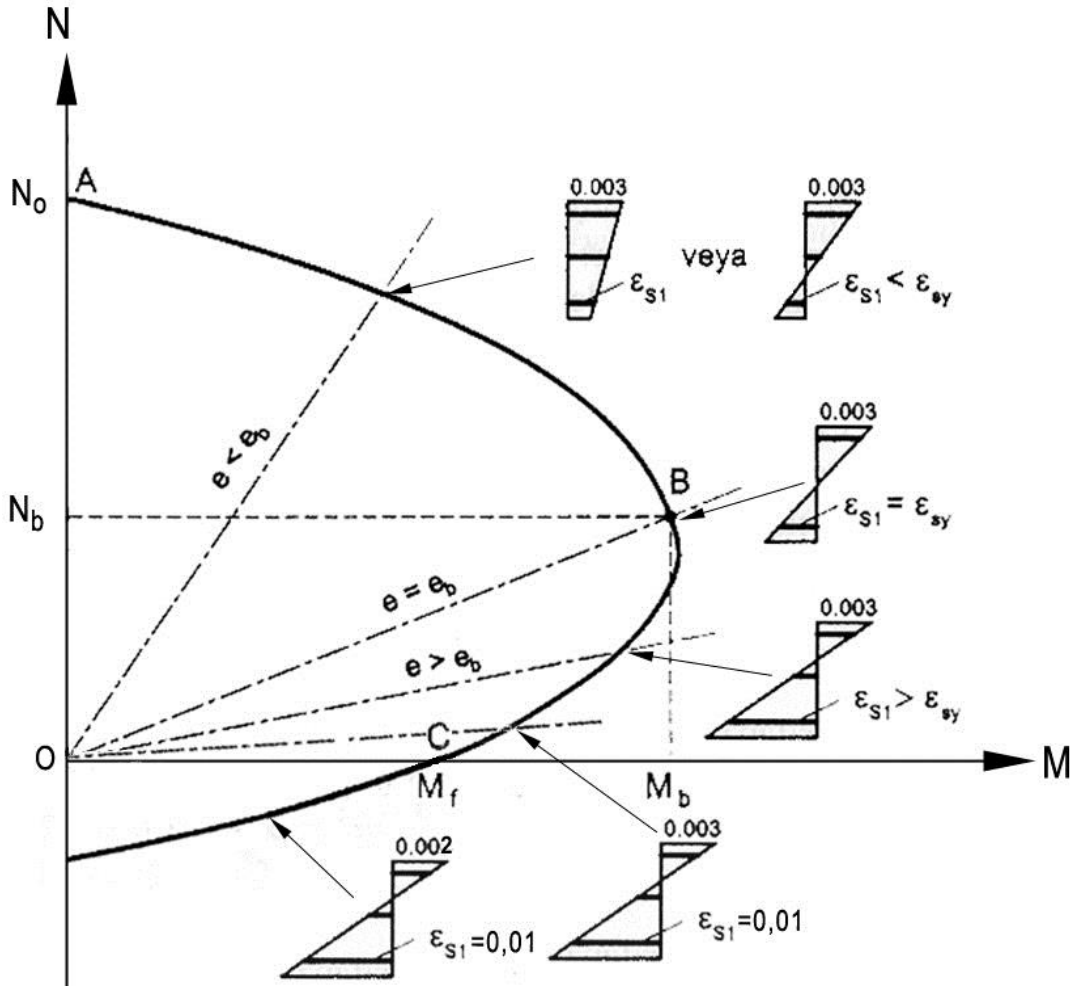
2- Beton basınç dağılımı parabol+dikdörtgen alınmaktadır.

3- Çelik modelinde pekleşme ihmal edilmektedir.

4- Sargı etkisi göz önüne alınmamaktadır.

5- Çeliğin gerilme-birim deformasyon ilişkisi elasto-plastik kabul edilmiştir. Programda donatı çeliği elastisite modülü için E_s=200.000 MPa, yapı çeliği için E_a=210.000 MPa alınmıştır.

6- Karşılıklı etki diyagramının hesaplanmasında, çekme kırılmasından başlayarak, bir yüzünde birim kısalmanın sıfır olduğu (tüm kesitte basınç var) duruma kadar betonun ezilme birim kısalması ε_s=0,003 alınmıştır. Eksenel çekme durumunda ise ε_s=0,002 kabul edilmiştir. Tüm kesitte çekme olduğu durumlarda ε_s=0,01 iken ε_{cu}, 0,003'den 0.002'ye kadar değiştirilmektedir.

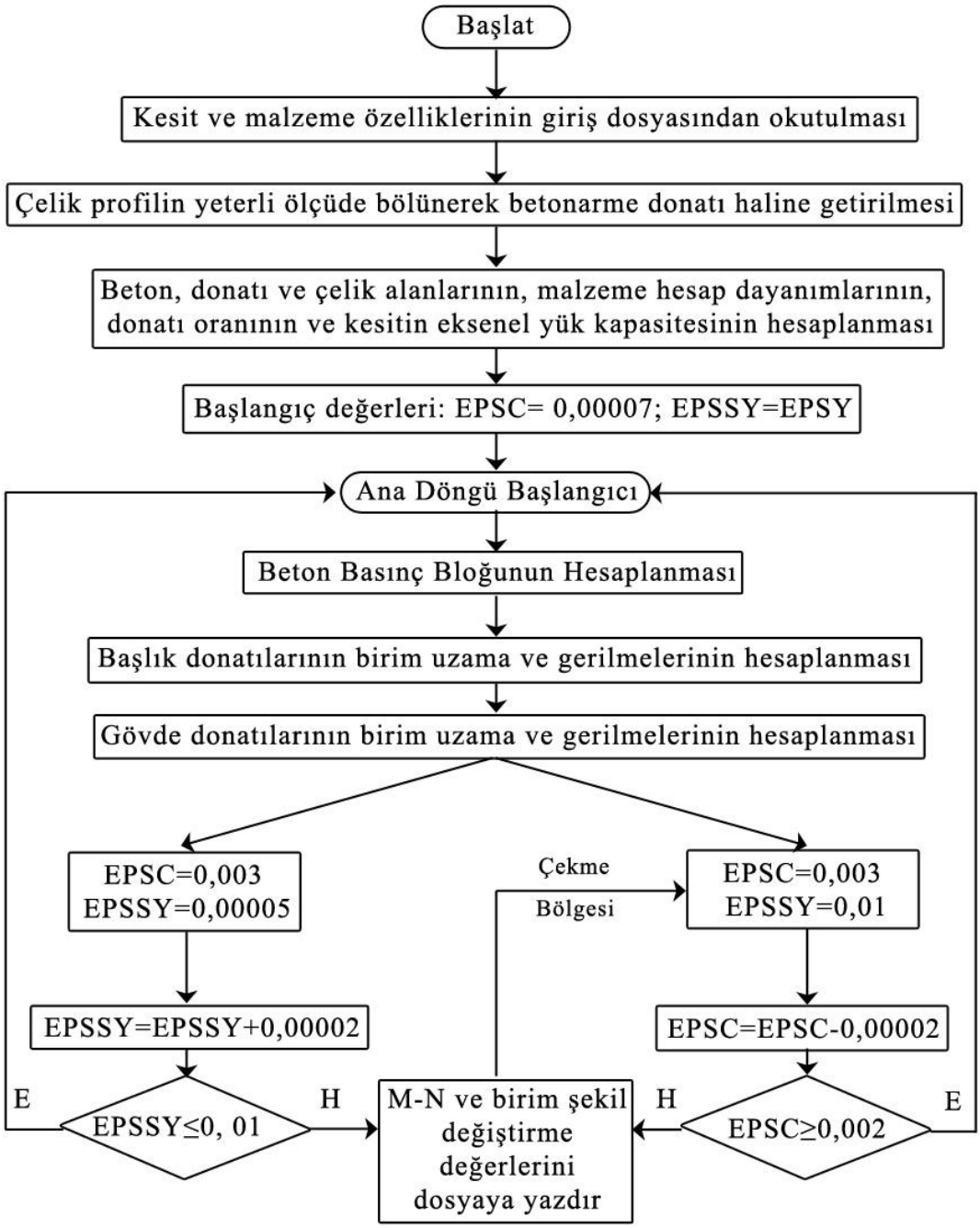


Şekil 3.7 Genel karşılıklı etki diyagramı

3.3.1. Akış Diyagramı

Aşağıda "Kesdong-Karma" yazılımının karşılıklı etki diyagramı elde etmek için izlediği akış diyagramı görülmektedir.

Bölüm 3.6'da, örnek bir karma kolon kesitinin "Kesdong-Karma" programı vasıtasıyla hesabı, programın giriş ve sonuç dataları verilmektedir. Ayrıca, program "C++" kodu ekler bölümünde verilmektedir.



Şekil 3.8 Kesdong-Karma programı akış diyagramı

3.4. Karma Kolonlar için Eurocode 4 (Avrupa Yönetmelikleri 4) Basitleştirilmiş Hesap Metodu

Bu metot çift eksene göre simetrik ve düzgün karma kolon kesitlerinin kolon yüksekliği boyunca hesaplanmasını sağlar. Metot, karma kesitler için çeşitli kesin kabuller içermektedir. Ayrıca, Avrupa yönetmelikleri (Eurocode 3) çelik kolonlar için mevcut burkulma eğrilerini karma kolon burkulma hesabı için kullanır. Bu metodun uygulanılabilirlik limitleri sağlanamadığında "Genel Hesap Metodu" kullanılmaktadır.

Basitleştirilmiş hesap metodu, sadece çift eksene göre simetrik, prizmatik karma kolonlar için geçerlidir. Metodun uygulanabilirlik limitleri her hesap adımında kontrol edilmelidir.

3.4.1. Karma Kesit Eksenel Basınç Dayanımı

Karma kolon kesitinin plastik eksenel basınç dayanımı, kısa kolon kesitine uygulanabilecek maksimum eksenel yükü vermektedir. Beton dolgulu çelik daire kesitlerin eksenel basınç dayanımı hesabında kesitin üç eksenli sargı etkileri de göz önüne alınmaktadır. Tamamen veya parçalı olarak betona gömülü çelik enkesitlerde ve beton dolgulu kare kesitlerde ise sargı etkisi yoktur. Avrupa standartlarında (Eurocode 4) bu yaklaşımla, karma kesitler iki farklı kategoride incelenmektedir.

3.4.1.1. Betona Gömülü Çelik Kesitler ve Beton Dolgulu Çelik Kare Kesitler

$$N_{pl.Rd} = A_a f_{yd} / \gamma_a + \alpha_c A_c f_{cd} / \gamma_c + A_s f_{sd} / \gamma_s \qquad (3.3)$$

A_a, A_c ve A_s çelik kesit, beton ve betonarme donatı alanları.

$f_{y,} f_{ck}$ ve f_{sk} çelik kesit akma dayanımı, beton karakteristik basınç dayanımı ve betonarme donatı akma dayanımı.

α_c beton dayanım katsayısı. beton dolgulu çelik kesitler için 1,0 , tamamen veya parçalı betona gömülü çelik kesitler için 0,85 olmaktadır.

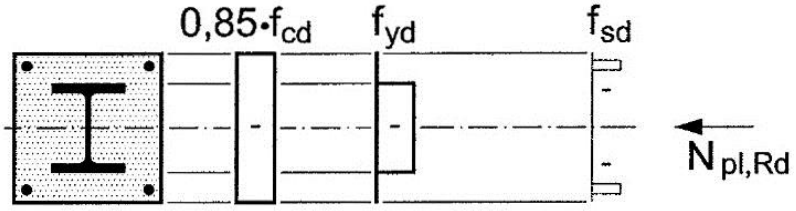
Hesap kolaylığı için $\frac{f_y}{\gamma_a}, \frac{\alpha_c f_{ck}}{\gamma_c}$ ve $\frac{f_{sk}}{\gamma_s}$ bağıntıları ile hesap dayanım değerleri f_{yd}, f_{cd} ve f_{sd} değerleri elde edilebilir. Böylece;

$$N_{pl.Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \tag{3.4}$$

Önemli bir hesap parametresi olan kesitte mevcut yapı çeliği oranı, δ ;

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{p\lambda.Rd}} \tag{3.5}$$

Şekil 3.9'da, (3.4) bağıntısının temeli olan gerilme dağılımı görülmektedir.



Şekil 3.9 Betona gömülü çelik enkesitin eksenel basınç etkisinde gerilme dağılımı

3.4.1.2. Beton Dolgulu Dairesel Çelik Kesitler

Beton dolgulu dairesel çelik kesitler için betondaki sargı etkisinden kaynaklanan dayanım artışı göz önüne alınarak hesap yapılacaktır. Aynı zamanda, dairesel çelik kesiti için dairesel çekme gerilmelerinden kaynaklanan ve eşdeğer kesitin eksenel dayanımını azaltan etki de göz önüne alınacaktır.

Bununla birlikte betondaki bu dayanım artışı karma kolonun narinliğine de bağlıdır ve bu sadece kısa kolonlarda geçerlidir. Boyutsuz narinlik katsayısı $\bar{\lambda} \leq 0{,}5$ olan karma kolonlar için bu etki ihmal edilir. Ayrıca, uygulanan yükün dışmerkezliği, e, d/10 değerini aşmayacaktır (d, dairesel çelik kesitin çapıdır).

Dışmerkezlik, e;

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} \tag{3.6}$$

M_{Sd} maksimum hesap momenti (ikinci derece etkiler ihmal edilir)

N_{Sd} hesap uygulama yükü

Beton dolgulu dairesel çelik kesitin basınç etkisinde plastik dayanımı;

$$N_{p\lambda.Rd} = A_a \eta_2 f_{yd} + A_c f_{cd}\left(1 + \eta_1 \frac{t}{d}\frac{f_y}{f_{ck}}\right) + A_s f_{sd} \tag{3.7}$$

t dairesel çelik kesitin kalınlığı

$$\eta_1 = \eta_{10}\left(1 - \frac{10\,e}{d}\right) \tag{3.8}$$

ve

$$\eta_2 = \eta_{20} + (1 - \eta_{20})\frac{10\,e}{d} \tag{3.9}$$

Genel olarak, beton dolgulu dairesel kesitin basınç dayanımı, eksenel basınç yükü altında, üç eksenli sargı etkisi göz önüne alındığında %15 artmaktadır.

$$\eta_{10} = 4{,}9 - 18{,}5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \qquad \eta_{10} \geq 0 \tag{3.10}$$

$$\eta_{20} = 0{,}25(3 + 2\bar{\lambda}) \qquad \eta_{20} \leq 1{,}0 \tag{3.11}$$

Dışmerkezlik, e, d/10 değerini aşarsa veya boyutsuz narinlik katsayısı $\bar{\lambda} > 0{,}5$ olursa, $\eta_1 = 0$ ve $\eta_2 = 1{,}0$ 'dir. Tablo 3.1'de $\bar{\lambda}$'in çeşitli değerleri için temel η_{10} ve η_{20} değerleri verilmektedir. Beton dolgulu dairesel çelik kesitler için $N_{p\lambda.Rd}$'nin elde edilmesi için, $\bar{\lambda}$ başlangıçta malzeme katsayıları 1 alınır.

Tablo 3.1 Beton dolgulu dairesel çelik kesitli kolonlarda üç eksenli sargı etkisinin gözönüne alınması için temel η_{10} ve η_{20} değerleri [12]

	$\bar{\lambda}$ =0,0	$\bar{\lambda}$ =0,1	$\bar{\lambda}$ =0,2	$\bar{\lambda}$ =0,3	$\bar{\lambda}$ =0,4	$\bar{\lambda} \geq$ 05
η_{10}	4,90	3,22	1,88	0,88	0,22	0,00
η_{20}	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00

3.4.1.3. Çelik Kesitlerin Yerel Burkulması

Erken yerel burkulmanın engellenmesi için basınç altındaki çelik kesitin genişlik-kalınlık oranı aşağıdaki şartları sağlamalıdır;

- $\frac{d}{t} \leq 90\ X$ beton dolgulu dairesel çelik kesitler
- $\frac{h}{t} \leq 52\ X$ beton dolgulu kare çelik kesitler
- $\frac{b}{t_f} \leq 44\ X$ parçalı betona gömülü çelik I kesitler

$$X = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{3.12}$$

f_y çelik kesitin akma dayanımı (N/mm^2)

Tamamı betona gömülü çelik kesitler için yerel burkulma kontrolüne gerek yoktur. Bununla birlikte çelik başlıkların dışında kalan beton kabuk 40 mm'den veya b/6'dan (b, çelik başlık genişliği) az olmamalıdır.

3.4.2. Etkili Elastik Eğilme Rijitliği

Karma kolonlarda burkulma etkisi altında göçme olabilir. Karma kolonların burkulma hesabı için elastik kritik burkulma yükü, N_{cr}, önemlidir;

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{(EI)_e}{\lambda^2} \tag{3.13}$$

$(EI)_e$ karma kolonun etkili elastik eğilme rijitliği

λ kolon burkulma boyu

EC4, yanal hareketleri önlenmiş karma kolonlar için burkulma boyu λ'yi kolon boyu L'ye eşit kabul etmektedir. Bununla birlikte betonun zamana bağlı sünme ve büzülme etkileri, karma kolonun etkili elastik eğilme rijitliği üzerinde etkisi olacağından özel olarak incelenmelidir. Etkili elastik eğilme rijitliğinin hesaplanması için EC4 iki hesap kuralı ön görmektedir.

3.4.2.1. Kısa Süreli Yükleme

Etkili elastik eğilme rijitliği, $(EI)_e$, kesitteki her bileşenin eğilme rijitlikleri toplanarak elde edilir

$$(EI)_e = E_a I_a + 0{,}8E_{cd} I_c + E_s I_s \tag{3.14}$$

I_a, I_c and I_s çelik kesit, beton (çatlamamış) ve betonarme donatının eğilme etkisi doğrultusunda eylemsizlik momentleri

E_a and E_s çelik kesit ve betonarme donatının elastisite modülü

$0{,}8E_{cd} I_c$ betonun etkili eğilme rijitliği; 0,8 katsayısı deneylerle elde edilen değerlere uyumlu olacak şekilde ampirik olarak elde edilmiştir

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c \tag{3.15}$$

E_{cm} beton elastisite modülü

γ_c betonun etkili eğilme rijitliğinin elde edilmesi için 1,35 değerine düşürülmüştür

3.4.2.2. Uzun Süreli Yükleme

Uzun süreli yükleme etkisi altındaki narin kolonlarda betonun sünme ve büzülme etkileri betonun elastik eğilme rijitliğinde azalmaya yol açar. Buda karma kolonun burkulma dayanımını azaltır. Bununla birlikte bu etki sadece narin kolonlar için önemlidir. Basitçe, uzun süreli yükleme etkisi, burkulma boy-derinlik oranı onbeşi geçen kolonlarda göz önüne alınır. [12]

Eğer yükleme dışmerkezliği kesit boyutunun iki katından fazla ise, betonun sünme ve büzülme etkilerinden dolayı oluşan şekil değişiminin eğilme momenti dağılımı üzerindeki etkisi çok düşük olacaktır. Sonuç olarak uzun süreli yüklemenin etkisi ihmal edilecektir. Ayrıca, karma kolonun boyutsuz narinlik oranının $\bar{\lambda}$ Tablo 3.2'de verilen değerlerden daha düşükse uzun süreli yükleme etkisi yine ihmal edilecektir.

Tablo 3.2 Uzun süreli yükleme için $\bar{\lambda}$ değerleri

	Yanal	Yanal öteleme mevcut

	ötelenmesi önlenmiş	
Betona gömülü kesitler	0,8	0,5
Beton dolgulu kesitler	$\frac{0,8}{1-\delta}$	$\frac{0,5}{1-\delta}$

Bununla birlikte, tüm şartlar sağlandığında, betonun elastisite modülü için E_{cd} yerine $E_{c\infty}$ alınarak betonun sünme ve büzülme etkileri gözönüne alınır.

$$E_{c\infty} = E_{cd}\left(1 - \frac{0,5N_{G.Sd}}{N_{Sd}}\right) \tag{3.16}$$

N_{Sd} hesap uygulama yükü

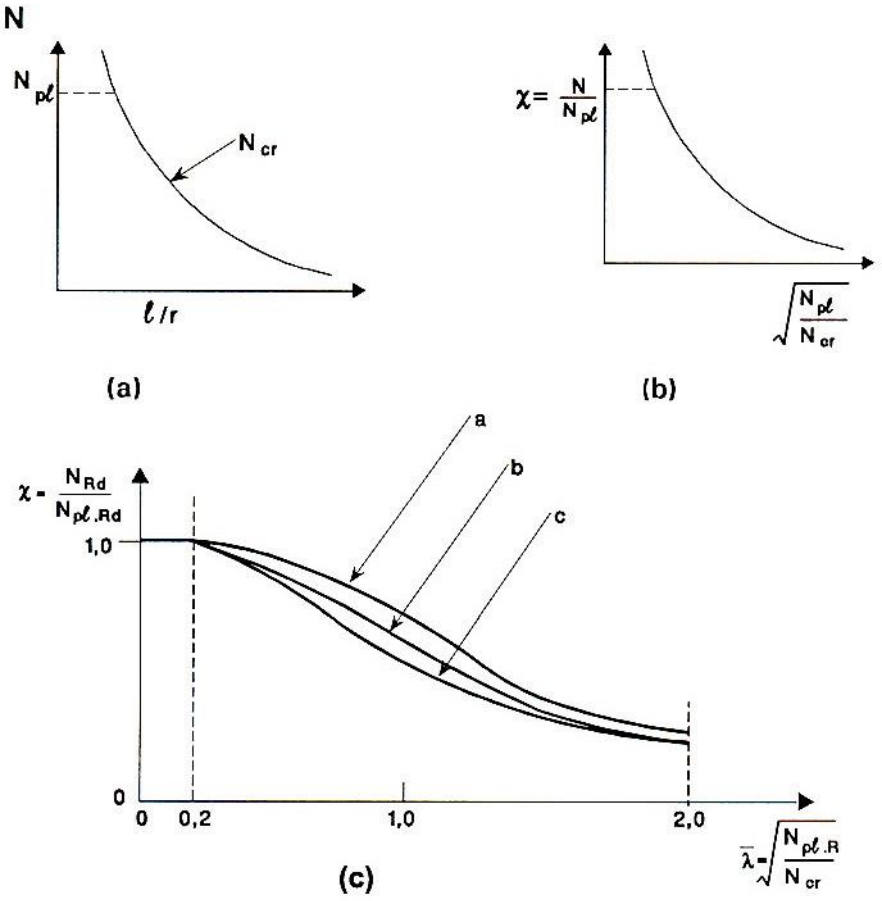
$N_{G.Sd}$ hesap yükünün kolon üzerinde sürekli etkiyen bölümü

Tablo 3.2'te görüldüğü gibi, $\bar{\lambda} \le 2,0$ olan beton dolgulu kesitlerde, δ, yanal ötelenmesi önlenmiş kolonlarda 0,6'dan büyük olduğunda ve yanal ötelenmesi önlenmemiş kolonlarda 0,75'ten büyük olduğunda uzun süreli yükleme etkisi ihmal edilecektir.

3.4.3. Boyutsuz Narinlik

Karma kesitin eksenel basınç plastik dayanımı, $N_{p\lambda}$, kısa kolona uygulanabilecek maksimum yükü vermektedir. Elastik kritik yükü düşük olan narin kolonlarda burkulma toptan göçmesi kritik olmaktadır [12].

Şekil 3.10.a'da görüldüğü gibi, kolon için tipik burkulma eğrisinde, yatay çizgi $N_{p\lambda}$'yi, eğri N_{cr}'yi (kolon narinliğinin bir fonksiyonu) temsil etmektedir. Bunlar kolonun basınç dayanımı için sınır değerlerdir.



Şekil 3.10 (a) İdealize kolon burkulma eğrisi. (b) Boyutsuz kolon burkulma eğrisi. (c) EC3 kolon burkulma eğrileri [12]

Şekil 3.10.c'de görülen EC3 burkulma eğrileri artık gerilmeler ve geometrik kusurlar göz önüne alınarak hazırlanmıştır. Bu eğriler hem çelik hem karma kolonların burkulma hesaplarının yapılmasını sağlamaktadır.

EC3 burkulma eğrileri ile bir kolonun basınç dayanımının burulması için boyutsuz narinlik katsayısı, $\bar{\lambda}$, aşağıdaki gibi hesaplanır :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{p\lambda.R}}{N_{cr}}} \tag{3.17}$$

$N_{p\lambda.R}$ kesitin plastik basınç dayanımı; malzeme katsayıları $\gamma_a = \gamma_c = \gamma_s = 1{,}0$ alınarak hesaplanır

N_{cr} kolon elastik burkulma yükü

Karma kolonun boyutsuz narinlik değeri hesaplandığında kolonun basınç etkisindeki burkulma dayanımı ileride açıklanacağı gibi elde edilecektir.

3.4.4. Eksenel Yük Dayanımı

Kolonun her asal ekseni için; $N_{Sd} \leq \chi N_{p\lambda.Rd}$ olmalıdır.

$N_{p\lambda.Rd}$ kesit plastik basınç dayanımı

χ kolon burkulma etkisi için azaltma katsayısı (karma kolonun boyutsuz narinliğine bağlı fonksiyon)

EC3 burkulma eğrileri karma kolonlar için kullanılır. Bu eğriler çelik kesitin tiplerine ve eğilme eksenlerine bağlı olarak seçilmektedir.

eğri a beton dolgulu çelik kesitler

eğri b tamamı veya parçalı betona gömülü çelik I kesitler (burkulma, çelik kesitin güçlü ekseni etrafında)

eğri c tamamı veya parçalı betona gömülü çelik I kesitler (burkulma, çelik kesitin zayıf ekseni etrafında)

Bu eğriler matematiksel olarak şu şekilde de ifade edilebilir;

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \qquad \chi \leq 1{,}0\,; \tag{3.18}$$

$$\phi = 0{,}5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0{,}2) + \bar{\lambda}^2]\,. \tag{3.19}$$

α katsayısı burada, kusurların çeşitli seviyelerinin göz önüne alınabilmesi için kullanılmaktadır. Tablo 3.3 her burkulma eğrisi için α değerlerini vermektedir. Kusurlara bağlı ikinci derece momentler bu metotda farklı burkulma eğrileri ile göz önüne alınmıştır.

$\bar{\lambda}$'in çeşitli değerleri kullanılarak ve azaltma katsayısı, χ, hesaplanarak karma kolonun basınç etkisinde burkulma hesap dayanımı, $N_{b.Rd}$ veya $N_{pl.Rd}$ χ, hesaplanabilir.

Tablo 3.3 EC3'teki çeşitli burkulma eğrileri için kusur katsayısı α

EC3 burkulma eğrisi	a	b	c
Kusur katsayısı	0,21	0,34	0,49

Bununla birlikte, aşağıdaki koşullar sağlandığında yanal ötelenmesi önlenmiş karma kolonlar burkulma etkileri için kontrol edilmezler.

(a) Kolon eksenel yükü $0{,}1\,N_{cr}$'den küçük olmalıdır; N_{cr}, kolon elastik burkulma yüküdür.

(b) Boyutsuz narinlik katsayısı, $\bar{\lambda}$, 0,2'den küçük olmalıdır.

3.4.5. Eksenel Basınç ve Tek Eksenli Eğilme

Bileşik eksenel basınç ve eğilme etkileri altında karma kolon tasarımı aşağıdaki gibi yapılır :

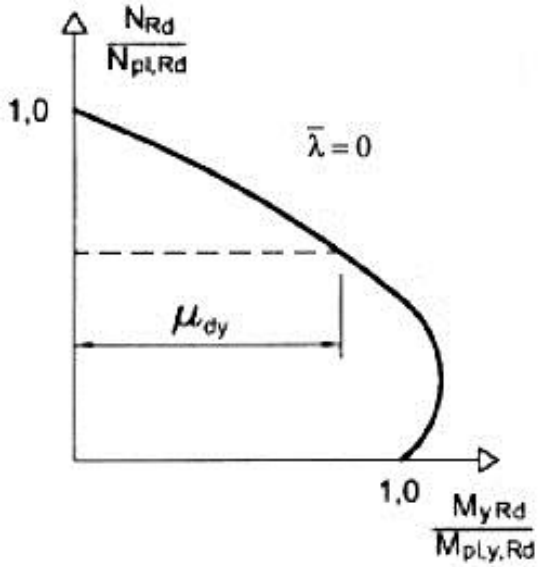
- Karma kolon çerçeveden çıkartılır, analiz sonucu elde edilen uç momentleri kolona etki ettirilir. Kolon boyunca istenilen iç moment ve kuvvetler, uç momentleri, eksenel ve yanal yüklerden elde edilir.
- Her simetri ekseni için basınç burkulma dayanımı, karma kolonun ilgili boyutsuz narinlik katsayısı göz önüne alınarak kontrol edilir.
- Tek eksen etrafında uygulanan moment mevcutken, karma kesit moment dayanımı ilgili boyutsuz narinlik katsayısı ile kontrol edilir.
- Narin kolonlar için hem uzun süreli yükleme etkileri hem de ikinci derece etkiler gözönüne alınır.

Basitleştirilmiş metotda, kolon boyunca kusurlar, kolon burkulma dayanımı hesaplanırken göz önüne alındığından tekrar irdelenmez.

3.4.5.1. Eksenel Basınç ve Tek Eksenli Eğilme Etkileri İçin Etkileşim Diyagramı

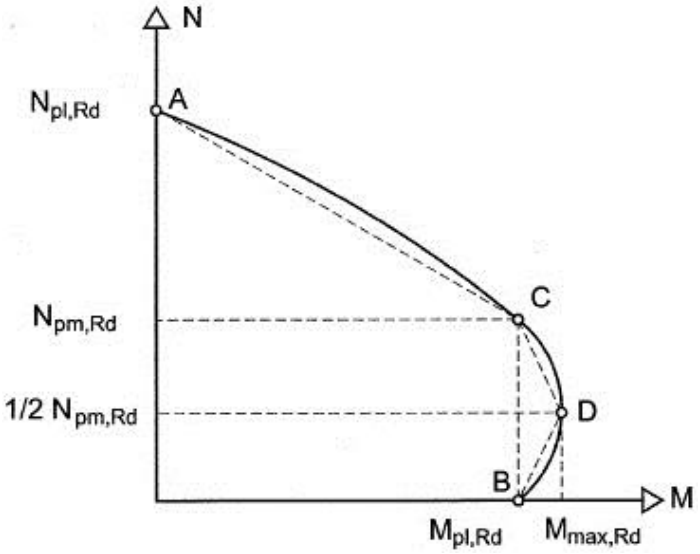
EC4'te, karma kolonun bileşik eksenel basınç ve eğilme etkileri altında dayanımı etkileşim diyagramı ile hesaplanır. Tipik bir çelik kesitli kolon etkileşim diyagramında moment dayanımı eksenel yükün artmasıyla sürekli olarak azalır.

Bununla beraber Şekil 3.11'de etkileşim diyagramının bir bölümünde görüldüğü gibi kısa karma kolonda moment dayanımı eksenel yük altında artış da gösterebilir. Bunun nedeni eksenel yükün, bazı koşullar altında beton çatlamasını engellemesi ve karma kesitin moment karşılama dayanımını daha etkili hale getirmesidir.



Şekil 3.11 Eksenel basınç ve tek eksende eğilme altında etkileşim diyagramı [12]

Kısa karma kolon için bu tip bir etkileşim diyagramı, tarafsız eksenin çeşitli pozisyonları göz önüne alınarak elde edilebilir. Tarafsız eksenin, kesit ağırlık merkezinden $\pm h_n$ uzaklıkta olduğu pozisyonlar için, iç kuvvet ve momentler ilgili gerilme bloklarından elde edilir. Şekil 3.12'te görüldüğü gibi basitleştirilmiş metotda böyle bir etkileşim diyagramı dört nokta hesaplanarak kolayca çizilebilir.



Şekil 3.12 Lineer yaklaşım ile hesaplanan etkileşim diyagramı [12]

Şekil 3.13, betona gömülü çelik kesitli karma bir kolonda, etkileşim diyagramındaki A, B, C, D noktaları için gerilme dağılımları görülmektedir.

- A noktası, kesitin basınç etkisindeki plastik dayanımını temsil etmektedir:

$$N_A = N_{p\lambda.Rd}$$
$$M_A = 0$$

- B noktası, kesitin plastik moment dayanımını temsil etmektedir:

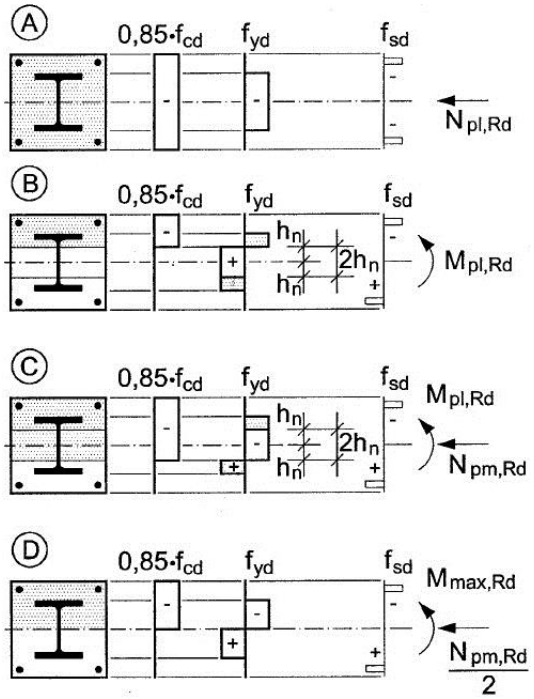
$$N_B = 0$$
$$M_B = M_{p\lambda.Rd}$$

- C noktası için kesitin basınç ve moment dayanım değerleri aşağıdaki gibi elde edilir:

$$N_C = N_{pm.Rd} \text{ (yada } N_{c.Rd}) = A_c f_{cd}$$
$$M_C = M_{p\lambda.Rd}$$

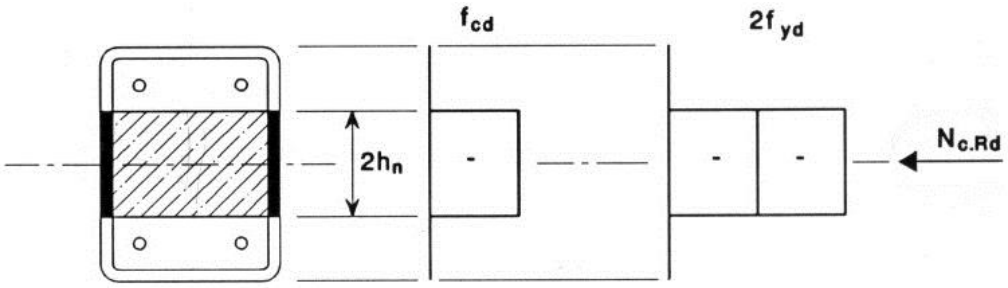
- D noktasında plastik tarafsız eksenkesitin ağırlık merkezi ile çakışmakta ve sonuç eksenel kuvvet C noktasındakinin yarısı olmaktadır:

$$N_D = N_{pm.Rd} / 2$$
$$M_D = M_{max.Rd}$$



Şekil 3.13 Betona gömülü çelik kesitli karma kolonun etkileşim diyagramında çeşitli noktalardaki gerilme dağılımlarının elde edilmesi [12]

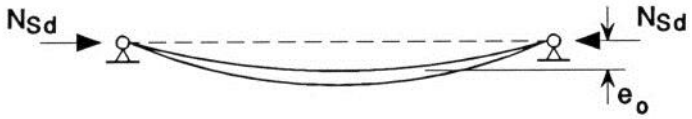
Tarafsız eksenin, etkileşim diyagramındaki B ve C noktalarındaki konumları arasındaki uzaklık, h_n, B ve C noktalarındaki gerilmelerin farkından bulunabilir. Tarafsız eksenin pozisyonuna bağlı sonuç eksenel yükleri Şekil 3.14'daki gibi kolayca bulunabilir. Bu kuvvetlerin toplamı, $N_{pm.Rd}$ 'ye eşittir.



Şekil 3.14 Tarafsız eksen konumunun değişimi

3.4.5.2. İkinci Derece Etkiler İçin Eğilme Momentlerinin Hesabı

Şekil değiştirmiş bir kolonda (e_o), N_{Sd} hesap eksenel yükü uygulandığında, $N_{Sd} . e_o$ maksimum iç momenti oluşur (Şekil 3.15). Bu ikinci derece momentin (kusur momenti) ayrıca ele alınması gerekmemektedir. Çünkü, karma kolonun burkulma dayanımı üzerindeki etkisi EC3 burkulma eğrileri ile hesaba katılmıştır.



Şekil 3.15 Eksenel yük altında geometrik kusurlu kolon

Bununla birlikte, eksenel yüklere ek olarak, kolon aynı zamanda bir çerçevenin parçası olduğu için, karma kolonda yatay yüklerin etkisiyle uç momentleri olacaktır. Başlangıçta elde edilen bu momentler ve yerdeğiştirmeler "birinci mertebe" değerlerdir. Narin kolonlar için "birinci mertebe" yerdeğiştirmeler önemlidir ve ek veya "ikinci mertebe" eğilme momentleri, uygulanan yüklerin sonucu olarak kolona etki edecektir. Basit bir kural olarak, ikinci mertebe etkiler, karma kolonun burkulma boyu-derinlik oranı onbeşi geçerse hesapta dikkate alınacaktır.

Yanal ötelenmesi önlenmiş kolonlarda eğilme momentleri üzerindeki ikinci mertebe etkiler, aşağıdaki koşullar sağlanırsa göz önüne alınacaktır.

$$\frac{N_{Sd}}{N_{cr}} > 0{,}1$$

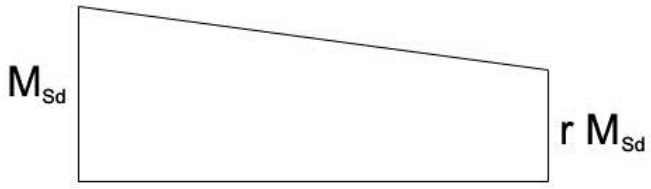
N_{Sd} hesap uygulama yükü

N_{cr} karma kolonun elastik kritik yükü

$$\bar{\lambda} > 0{,}2(2 - r)$$

$\bar{\lambda}$ karma kolonun boyutsuz narinliği

r küçük uç momentinin büyük uç momentine oranı; yatay yük varsa $r = 1$ alınmalı



$-1 \le r \le +1$

Şekil 3.16 Uç momentleri oranı "r"

Yanal ötelenmesi önlenmiş kolonlarda ikinci mertebe etkilere, birinci mertebe eğilme momenti $M_{max.Sd}$ 'de k düzeltme faktörü ile değişiklik yapılması koşuluyla izin verilir.

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr,L}}} \ge 1{,}0 \qquad (3.20)$$

N_{Sd} hesap uygulama yükü

$N_{cr,L}$ karma kolonun, kolon boyu L'ye bağlı elastik kritik yükü

β eşdeğer moment katsayısı

Kolon boyunca yanal yüklere maruz kolonlarda, β katsayısı 1,0 alınmalıdır. Uç momentleri için β şu şekilde bulunur:

$$\beta = 0{,}66 + 0{,}44\,r \quad , \quad \beta \ge 0{,}44 \qquad (3.21)$$

3.4.5.3. Eksenel Basınç ve Tek Eksenli Eğilme Altındaki Elemanların Dayanımı

Karma kesitlerin eksenel yük ve tek eksenli eğilme altında kontrol edilmesi Şekil 3.17'de gösterilmiştir. İlk olarak eksenel yük altında karma kolonun dayanımı (eğilme etkileri yok) $\chi N_{pl.Rd}$ hesaplanır. Karma kolonun moment dayanımı, eğilme momentinin bulunduğu eksen için hesap edilen boyutsuz narinliği ile kontrol edilir. Daha önce açıklandığı gibi kolon boyunca eğilme momentinin elde edilmesi için, kolonun geometrik kusurlarının hesaba katılmasına gerek yoktur.

Bileşik eksenel yük ve eğilme etkileri altında etkileşim diyagramı incelenirse, N_{Sd} eksenel yükü ($=\chi N_{pl.Rd}$) mevcutken, yatay koordinat $\mu M_{p\lambda.Rd}$ kusurlardan oluşan ikinci mertebe momenti temsil etmektedir. Kolonun moment dayanımı tümüyle kullanıldığından, "kusur momenti"'ne ek olarak kolon başka bir moment taşıyamaz. Ayrıca eksenel yük oranı χ'dan düşük olduğunda ve χ_n-χ aralığında lineer olarak değiştiğinde kusurların etkisi azalmaktadır. χ_n'den düşük bir eksenel yük oranı varsa, kusurların etkisi ihmal edilmektedir.

χ_n değeri hesaplanırken, kusurların etkisi ve eğilme momenti aynı anda etkimeyeceği varsayılmaktadır. Uç momentleri olan bir kolonda χ_n değeri aşağıdaki gibi bulunur.

$$\chi_n = \frac{(1-r)}{4}\chi \tag{3.22}$$

r küçük uç momentinin büyük uç momentine oranı

Kolon boyunca yatay yükler mevcut olduğunda r=1'dir ve dolayısıyla χ_n=0'dır.

Hesap eksenel yükü N_{Sd} iken, eksenel yük oranı χ_d aşağıdaki gibidir.

$$\chi_d = N_{Sd} / N_{p\lambda.Rd} \tag{3.23}$$

Etkileşim diyagramında yatay uzaklık okunarak, moment dayanım oranı, μ, hesaplanır ve karma kolonun bileşik eksenel yük ve eğilme etkisi altında moment dayanımı elde edilir.

EC4, aşağıdaki koşul sağlandığında tasarımın yeterli olduğunu varsayar;

$$M_{Sd} \leq 0{,}9\mu M_{p\lambda.Rd}$$

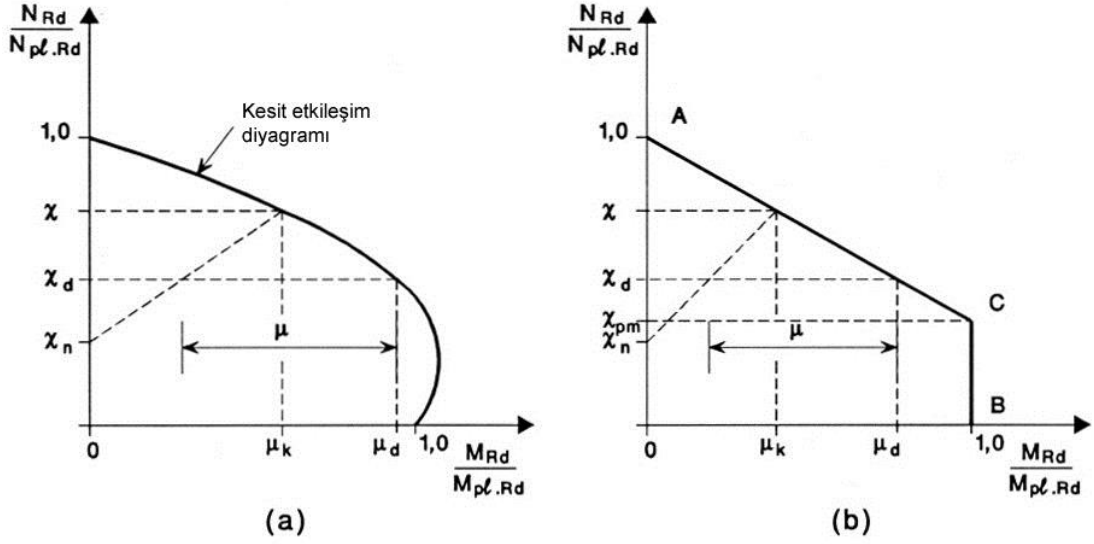
M_{Sd} hesap eksenel yükü; gerektiğinde ikinci mertebe etkilerin göz önüne alınması için katsayı ile değiştirilir

μ etkileşim diyagramından elde edilen moment dayanım oranı

$M_{p\lambda.Rd}$ karma kesitin plastik moment dayanımı

Etkileşim diyagramı betonun şekil değiştirme sınırları göz önüne alınmadan elde edilir. Böylece momentler, varsa ikinci mertebe etkilerle beraber, etkili elastik eğilme rijitliği "$(EI)_e$" kullanılarak ve tüm beton kesiti hesaba katılarak elde edilir (beton çatlamamış kabul edilir). Sonuç olarak, hesaptaki basitleştirmelerin göz önüne alınabilmesi için, moment dayanımı 0,9 azaltma katsayısı kullanılarak hesaplanır.

Etkileşim diyagramının bazı bölümlerinde, eksenel yük mevcutken, moment dayanım oranının 1'den büyük olmasına izin verilir. Bu durum, kesitin moment dayanımı hesaplanırken, uygulanan eksenel yükün, çekme bölgesindeki çatlamış kesitin azalmasına neden olması ile ortaya çıkmaktadır. Bununla birlikte, eğilme momenti ve uygulanan yük birbirinden bağımsızdır ve μ değeri 1,0 değeri ile sınırlandırılmaktadır.



Şekil 3.17 Eksenel basınç ve tek eksenli eğilme etkileri altında (a) EC4 metodu ve (b)UK NAD'deki basitleştirilmiş metot kullanılarak elde edilen etkileşim diyagramları [12]

Beton dolgulu çelik kesitler için, etkileşim diyagramının Şekil 3.12'deki gibi A-C-D-B noktalarında hesaplanması tercih edilir, bu daha ekonomik tasarım yapılmasını

sağlar. Daha iyi bir yaklaşım için E noktası, A ve C noktaları arasında seçilmek yerine, A noktasına daha yakın seçilebilir.

3.4.5.4. UK NAD (İngiliz Standardı) Uygulama Koşulları

Aşağıda UK NAD için ek şartlar verilmektedir.

- Bileşik basınç ve eğilme etkisi altındaki kolonlarda, χ_n oranı aşağıdaki gibi elde edilir.

(i) Betona gömülü çelik kesitler ve beton dolgulu kare çelik kesitlerde, boyutsuz narinlik $\bar{\lambda} \le 1$ iken χ_n oranı EC4'e göre hesaplanır, $\bar{\lambda}$ değerleri 1,0 ve 2,0 aralığında ise $\chi_n = 0$ 'dır.

(ii) Bileşik basınç ve tek eksenli eğilme etkileri altındaki karma kolonda tasarım moment dayanımı, uygulanan eksenel yük N'den bağımsız olarak, tasarım plastik moment dayanımı $M_{p\lambda.Rd}$ 'den küçük olmalıdır.

3.4.5.5. UK NAD 'e Göre Bileşik Basınç ve Tek Eksenli Eğilme

Bileşik basınç ve tek eksenli eğilme etkileri altındaki karma kolonun moment dayanım oranı, μ , aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\mu = \frac{(\chi - \chi_d)(1 - \chi_n)}{(1 - \chi_{pm})(\chi - \chi_n)} \qquad \chi_d \ge \chi_{pm} \tag{3.25}$$

$$\mu = 1 - \frac{(1 - \chi)(\chi_d - \chi_n)}{(1 - \chi_{pm})(\chi - \chi_n)} \qquad \chi_d < \chi_{pm} \tag{3.26}$$

χ_{pm} = beton eksenel yük oranı, $\dfrac{N_{pm.Rd}}{N_{p\lambda.Rd}}$ (3.27)

χ_d = hesap eksenel yük oranı, $\dfrac{N_{Sd}}{N_{p\lambda.Rd}}$ (3.28)

χ = kolon burkulması için azaltma faktörü

Betona gömülü çelik kesitlerde ve beton dolgulu kare çelik kesitlerde;

$$\chi_n = \frac{(1 - r)}{4}\chi \qquad \bar{\lambda} < 1{,}0 \tag{3.29}$$

$$\chi_n = 0 \qquad 1{,}0 \le \bar{\lambda} \le 2{,}0 \tag{3.30}$$

Betona gömülü dairesel veya kare çelik kesitler;

$$\chi_n = \frac{(1-r)}{4}\chi \quad , \quad \bar{\lambda} \le 2{,}0 \tag{3.31}$$

Basitleştirmek için, yukarıdaki bağıntılar $\chi_n = 0$ alınarak değiştirilebilir;

$$\mu = \frac{\chi - \chi_d}{\chi(1-\chi_{pm})} \quad , \quad \chi_d \ge \chi_{pm} \tag{3.32}$$

$$\mu = 1 - \frac{(1-\chi)\chi_d}{(1-\chi_{pm})\chi} \quad , \quad \chi_d < \chi_{pm} \tag{3.33}$$

Yukarıdaki eşitlikler, Şekil 3.17.b'de görüldüğü gibi UK NAD'in basitleştirilmiş etkileşim diyagramından geometrik yaklaşımla elde edilir. Basitleştirilmiş eşitlikler, r=1 ve $\chi_n = 0$ kabul edildiğinden her zaman güvenli tarafta kalırlar.

3.4.6. Yatay ve Düşey Kayma Gerilmesi

Genelde, kolonun uçlarına bağlanan elemanlardan gelen uygulama iç kuvvet ve momentleri, karma kolonun çelik kesit ve beton kısmı arasında dağılmaktadır. EC4, bu iç kuvvetler ve momentler için yeterli hesapların yapılmasını öngörmektedir.

Çelik kesit ve beton arasında kayma dayanımı olması için

- İki malzeme arasındaki kimyasal bağ ve aderansın veya
- Mekanik kesme birleşiminin

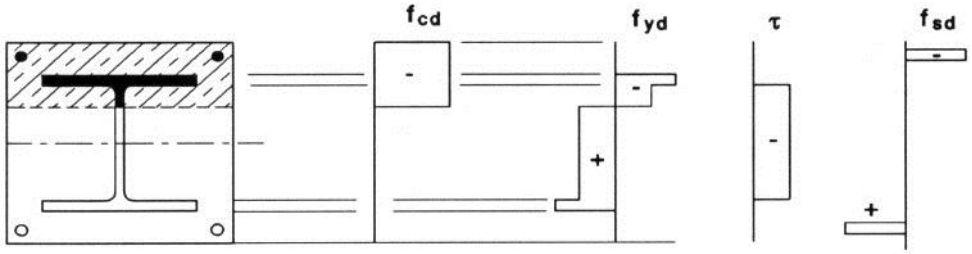
bulunması gerekir.

Kimyasal bağ ve sürtünmeye bağlı hesap kayma gerilmesi aşağıdaki değerlerle sınırlandırılır:

- Tamamı betona gömülü çelik I kesitler 0,6 N/mm^2
- Tamamı betona dolgulu çelik I kesitler 0,4 N/mm^2
- Parçalı gömülmüş I kesitlerin başlıkları 0,2 N/mm^2
- Parçalı gömülmüş I kesitlerin gövdesi 0,0

Eksenel yüklü kolonlar için, beton ve çelik arasındaki bu bağ kayma gerilmesi genelde yeterlidir. Önemli uç momentleri olan kolonlar için, yatay kayma gerilmesi gerekmektedir.

Benzer olarak yatay kesme kuvvetlerinin hesabı, sadece çelik kesit üzerine etkidiği veya çelik kesit ile beton arasında paylaştığı varsayılarak hesaplanır. Beton tarafından karşılanacak kayma gerilmesi EC2'ye göre, çelik kesitteki kayma gerilmesi ise von Mises kriteri kullanılarak hesaplanmalıdır. Şekil 3.18, yatay kayma gerilmeleri altındaki çelik kesitte, kayma bölgesindeki tasarım çelik dayanımının azalmasını göstermektedir.



Şekil 3.18 Yatay kesme gerilmeleri altındaki, kesme bölgesindeki çelik kesitin hesap dayanımının azaltılması [12]

Hesap için, çelik kesitin kayma alanındaki hesap çelik dayanımının azaltılması, çelik kalınlığının azaltılmasına dönüştürülebilir. Yanal kayma etkileri altındaki, ana eksen etrafında eğilme yapan betona gömülü çelik I kesitler için kayma alanı çelik kesitin gövdesi ve etkili gövde kalınlığı, $t_{w.d}$, aşağıdaki gibi elde edilir.

$$t_{w.d} = t_w \left[1 - \left(\frac{2V_{a.Sd}}{V_{p\lambda.a.Rd}} - 1 \right)^2 \right] \tag{3.34}$$

$V_{a.Sd}$ çelik kesit tarafından karşılanan hesap kayma kuvveti

$V_{p\lambda.a.Rd}$ kesme alanındaki çelik kesitin dayanımı, $A_v \dfrac{f_{yd}}{\sqrt{3}}$ (3.35)

A_v eğilme düzlemindeki çelik kesitin kayma alanı

Bununla birlikte, gövde kısmındaki kalınlığın azaltılması, $V_{a.Sd} < 0{,}5V_{p\lambda.a.Rd}$ ise gerekmektedir.

Çelik kesitin etkili gövde kalınlığı $t_{w.d}$ kullanılarak, karma kesitin moment dayanımı aynı eşitliklerle elde edilir.

Basitleştirmek için, çelik kesitin ve beton kesitin kesme kuvvetinin oranı ihmal edilir ve hesap kesme kuvveti sadece çelik kesit tarafından karşılanır. Pratikte, karma kolonların hesabında kesmenin etkisi yoktur.

3.4.7. Kuvvet Geçiş Bölgeleri

Karma kolona yük uygulanan bölgede, belirli bir geçiş uzunluğunda, karma kesitin bağımsız bileşenlerinin kendi dayanımları ile yüke karşı koydukları kesindir. Bu yüzden, uygulanan yükün, çelik kesit ve beton arasında paylaşımı 2.1.6'deki şekliyle yapılacaktır.

Uygulanan yükün dağılımının tahmin edilmesi için, yük geçiş bölgesinin başında ve sonundaki gerilme dağılımları bilinmelidir. Bu gerilmelerin arasındaki fark, kesitin bileşenleri arasında transfer edilen yükün miktarını verecektir. Yükün uygulandığı ve dağıldığı geçiş bölgesinin uzunluğu, λ_1, aşağıdaki şartı sağlamalıdır:

$\lambda_1 \leq 2d$

d eğilme eksenine dik kesit boyutu

Yüklerin, çelik kesit, beton ve betonarme donatının plastik dayanımlarına göre basitçe dağıldığı aşağıda görülmektedir:

$$N_{cs.Sd} = N_{Sd}\left(1 - \frac{N_{a.Rd}}{N_{p\lambda.Rd}}\right) \quad N_{Sd}(1-\delta) \tag{3.36}$$

$$N_{a.Sd} = N_{Sd} - N_{cs.Sd} \tag{3.37}$$

$$M_{cs.Sd} = M_{Sd}\left(1 - \frac{M_{a.Rd}}{M_{p\lambda.Rd}}\right) \tag{3.38}$$

$$M_{a.Sd} = M_{Sd} - M_{cs.Sd} \tag{3.40}$$

$N_{a.Rd}$ çelik kesitin basınç dayanımı

$N_{p\lambda.Rd}$ karma kesitin basınç dayanımı

$M_{a.Rd}$ çelik kesitin moment dayanımı

$M_{p\lambda.Rd}$ karma kesitin plastik moment dayanımı

$N_{cs.Sd}$ Beton ve betonarme donatıya uygulanan eksenel yük

$M_{cs.Sd}$ beton ve betonarme donatıya uygulanan eğilme momenti

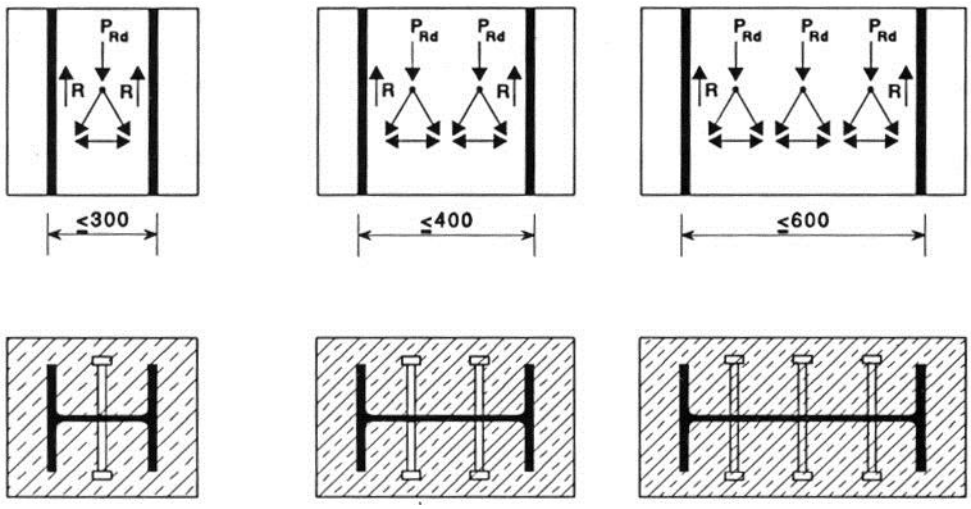
Eğer yük çelik kesit birleşiminde uygulanırsa, yükün geçiş bölgesinin elemanları (kesme çivileri), beton bileşene etki eden, $N_{cs.Sd}$ ve $M_{cs.Sd}$ kuvvet ve momenti taşıyacak şekilde tasarlanmalıdır.

Tek katlı kolonlar için, kafa plakaları, yük geçişi elemanı olarak kullanılmaktadır. Sürekli kolonlarda özel detaylandırma gerekmektedir; bazı durumlar için, kafa çivileri, Şekil 3.19'da görüldüğü gibi uygulandığında daha ekonomik olacaktır. Dış çivi bağlantılarındaki kuvvetler çelik kesitin başlık bölgesi ile transfer edilir ve ortaya çıkan sürtünme kuvveti, R, aşağıdaki gibi elde edilir.

$$R = \mu_f P_{Rd} / 2 \qquad \mu_f = 0{,}5 \tag{3.41}$$

P_{Rd} tek kafa çivisi birleşiminin hesap dayanımı

μ_f sürtünme katsayısı



Şekil 3.19 Betona yük geçişinin sağlanması için kullanılan kafa çivilerinin kesme dayanımı [12]

3.4.8. Basitleştirilmiş Yöntemin Kısıtlamaları

Basitleştirilmiş metodun uygulaması, aşağıda tarif edilen bir takım kısıtlamalara bağlıdır.

(a) Kolon çift eksene göre simetrik olmalı ve kolon yüksekliği boyunca kesit tek biçimli olmalıdır.

(b) Kesitte mevcut yapı çeliği oranı, δ , aşağıdaki şartı sağlamalıdır.

$$0,2 \leq \delta \leq 0,9$$

Eğer δ oranı 0,2'den küçükse, kolon EC2'ye göre hesaplanmalıdır. δ oranı 0,9'dan büyükse, beton hesaplamalarda ihmal edilmeli ve kolon çelik kesit olarak hesaplanmalıdır.

(c) Karma kolonun maksimum boyutsuz narinliği, $\bar{\lambda}$, 2,0'den küçük olmalıdır.

(d) Tamamı betona gömülü çelik kesitlerde, beton kabuk kalınlığı için EC4'te tarif edilen minimum değer, aynı zamanda çelik kesit için maksimum kabuk kalınlığıdır. Betonarme donatı oranı arttırılarak beton kabul kalınlığı büyütülebilir, ancak hesapta dikkate alınamaz.

(e) Boyuna donatının beton alanına oranı minimum %0,3 olmalıdır. Betonarme donatının hesaplarda kullanılabilecek maksimum oranı %4 olmalıdır. Yangın güvenliği için daha fazla betonarme donatı kullanılabilir, ama hesaplarda dikkate alınmaz. Beton dolgulu çelik kesitler betonarme donatı olmadan kullanılabilir.

$$\%0,3 \leq \frac{A_s}{A_c} \leq \%4,0$$

(f) Betona gömülü kesitler için, boyuna donatı oranı hesaplarda dikkate alınmayabilir, ancak EC4'te tarif edilen minimum donatı oranı sağlanmalıdır.

Ayrıca, erken yerel burkulmayı önlemek için, basınç altındaki çelik kesitin genişlik/kalınlık oranı aşağıdaki şartları sağlamalıdır.

- $\frac{d}{t} \leq 90\ X^2$ beton dolgulu dairesel çelik kesitler

- $\frac{h}{t} \leq 52\ X$ beton dolgulu kare çelik kesitler

- $\frac{b}{t_f} \leq 44\ X$ betona parçalı gömülmüş çelik I kesitler

$$X = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \tag{3.42}$$

f_y çelik kesit akma dayanımı (N/mm^2)

Tamamı betona gömülü çelik kesitler için yerel burkulma kontrolü gerekmemektedir. Bununla birlikte, bazı yüksek h/t oranına sahip kare çelik kesitlerde yerel burkulma kritik olur. EC4'te yerel burkulma limitlerini aşan kesitler için herhangi bir hesap önerisi bulunmamaktadır ve bu tip kesitler deneylerle kontrol edilmelidir.

3.5. Karma Kolonlar için AISC-LRFD (Amerikan Çelik İnşaat Enstitüsü Taşıma Gücü Tasarımı) Hesap Metodu

AISC standartları 1961 yılından beri kesme bağlantılı karma kolon tasarımı hakkında öngörüler içermektedir. Karma kolonlar için tasarım koşulları ilk defa 1986 yılında yayınlanan AISC-LRFD standartlarında açıklanmıştır. Karma kolonlar için kabul edilen metot, taşıma yükü tasarım prosedürüne göre, ACI-AISC-AISI komitesinin yardımlarıyla geliştirilmiştir. Komitenin amacı, ACI standartlarına ve AISC standartlarına yakın değerler veren metotlar geliştirmek olmuştur [13].

Eşdeğer özelliklerin kullanımıyla AISC kolon tasarım metodolojisini karma kolonlara uygulama kavramı ilk kez 1976 yılında Furlong tarafından ortaya çıkarılmıştır. Eşdeğer kesit akma gerilmesi F_{my}, eşdeğer elastisite modülü E_m ve eşdeğer atalet yarıçapı r_m 1979 yılında Yapı Statiği Araştırma Konseyinin 20 numaralı çalışma grubu tarafından uygulanabilir bir tasarım prosedürünün birer parçası haline getirilmiştir. Washington Üniversitesi elemanları öncülüğünde yürütülen, karma kolonların eldeki test bilgilerine ait genişletilmiş bir istatistiksel çalışma ve eşdeğer özellikler, daha sonra 1986 AISC-LFRD standartlarının parçası haline gelen bir LRFD yordamında benimsenmiştir [13].

Çelik ve karma kirişlerin moment aktarmadığı varsayılan kesme eksenine bağlanması alışılagelmiş genel bir uygulama olduğundan karma kolonlar için LRFD standartları

eğilmesiz eksenel yüklü kolonlara izin verir. Bunun yanı sıra LRFD standartları narin kolonlar, kısa kolonlar ve çerçeve statiği hakkında da öngörüler içermektedir [13].

3.5.1. Eksenel Dayanım

Karma kolon enkesitlerinin basınç dayanımı, yapı çeliği, boyuna betonarme donatı ve beton bileşenlerinin basınç kapasitesinin toplamıyla isabetli bir şekilde tahmin edilebilir. Bileşen kapasitelerinin süperpoze edilmesi, her bileşenin artan gerilmelere karşı rijitliğini nominal kapasitelerine kadar koruyabildiği durumlarda güvenilir bir prosedürdür. Böyle bir durumda, kesitin nominal dayanımı P_n, (3.43) bağıntısında verilen P_o'a eşit olur [13].

$$P_o = A_s f_y + A_r f_{yr} + 0{,}85 A_c f_c' \tag{3.43}$$

P_o = kesitin tek eksenli basınç kapasitesi

A_s = çelik kesit alanı

A_r = kesitteki boyuna betonarme donatı alanı

A_c = kesitteki beton alanı

f_y = yapı çeliğinin eğilme dayanımı

f_{yr} = boyuna donatının eğilme dayanımı

f_c' = standart silindir testlerine dayalı beton dayanımı

Karma kolonların hesap dayanımı, f_{my}, E_m ve r_m eşdeğer özelliklerini içeren bağıntılar hariç, çelik kolonlara uygulanan bağıntıların aynıları kullanılarak elde edilebilir. Eksenel hesap dayanımı:

$$\phi_c P_n = \phi_c A_s f_{cr} \tag{3.44}$$

şeklinde hesaplanır.

(3.45) bağıntılarında verilen A_s yapı çeliğinin kesit alanı ve f_{cr} kritik gerilme değeri olmak üzere:

$$f_{cr} = f_{my}\,(0{,}658^{A}) \qquad (A \le 2{,}25) \tag{3.45a}$$

$$f_{cr} = f_{my} \frac{0{,}877}{A} \qquad (A \geq 2{,}25) \tag{3.45b}$$

$$A = \lambda_c^2 = \left(\frac{Kl}{\pi r}\right)^2 \frac{f_{my}}{E_m} \tag{3.45c}$$

f_{my} = Eşdeğer eğilme gerilmesi

$\lambda_c = (Kl/\pi l)\sqrt{f_{my}/E_m}$

K = etkili uzunluk katsayısı

l = yanal hareketi engellenmemiş kolon uzunluğu

r_m = burkulma ekseninin eşdeğer dönme yarıçapı

E_m = eşdeğer elastisite modülü

Eşdeğer özellikler f_{my}, E_m ve r_m, betonun ve boyuna donatının etkileri için hesap edilir. Eşdeğer dönme yarıçapı r_m, çelik kesitin dönme yarıçapı ve karma kesitin eğilme eksenindeki bürüt kalınlığından büyük olandır. f_{my} ve E_m eşdeğer özellikleri aşağıdaki bağıntılardan bulunabilir:

$$F_{my} = F_y + c_1 F_{yr} \frac{A_r}{A_s} + c_2 f_c' \frac{A_c}{A_s} \tag{3.46a}$$

$$E_m = E_s + \frac{c_3 E_c A_c}{A_s} \tag{3.46b}$$

f_y = yapı çeliğinin eğilme dayanımı ≤ 60 ksi (414 MPa)

f_{yr} = boyuna betonarme donatının eğilme dayanımı ≤ 60 ksi (414 MPa)

A_r = boyuna donatı toplam alanı

A_s = yapı çeliği alanı

A_c = beton alanı

f_c' = beton hesap dayanımı

E_s = çeliğin elastisite modülü

E_c = betonun elastisite modülü

c_1, c_2, c_3 = Tablo 3.4'de listelenmiş ampirik katsayılar

(3.43) bağıntısının her iki tarafının yapısal çelik alanına (A_s) bölümü, etkili birleşik gerilmeyi (f_{my}) verir. c_1, c_2, c_3 katsayıları dolu gövdeli karma kolonlar için betona gömülü karma kolonlardan daha büyüktür. Dolu gövdeli karma kolonlarda yanal hareketi engelleyen çelik kılıf sayesinde kesitin içerdiği betonun, en az beton hesap dayanımını (f_c') belirlemek için kullanılan yanal hareketi engellenmemiş beton deney silindirlerinin dayanımına ulaşacağına dair hiçbir şüphe yoktur. Mukayese edilirse, yanal hareketi engellenmemiş bir beton kılıfın $0{,}85 f_c'$ gerilmeye ulaşma ihtimali daha düşük bir olasılıktır. Eğer yanal hareketi engellenmemiş bu beton kılıf $0{,}85 f_c'$ gerilmeye ulaşmayı başaramazsa, dengede tuttuğu boyuna betonarme donatıda eğilme gerilmesi olan f_{yr} değerine ulaşamayabilir. Betona gömülü karma kolonlar için c_1 ve c_2 değerleri, daha yüksek mertebedeki belirsizliği yansıtacak şekilde, dolu gövdeli karma kolonların değerlerinin yüzde 70'i kadardır [13].

Tablo 3.4 Karma kolonların hesabı için ampirik katsayılar

	Ampirik katsayılar		
Karma kolon tipi	c_1	c_2	c_3
Beton dolgulu tüpler	1	0,85	0,4
Betona gömülü kesitler	0,7	0,6	0,2

3.5.2. Narinlik Etkisi

Kolonlar için narinlik analitik olarak, elemanın elastik rijitliğinin (EI/l) bir ölçümü şeklinde ifade edilebilir. Bir elastisite modülünün, bir enkesitin atalet momentinin ve etkili uzunluğun, geleneksel bir yolla çelik kolon tasarımında doğrudan uygulaması, karma ve betonarme elemanlar için kullanılamaz. Her bileşenin etkileri nispi paylaşımı yükleme boyunca sabit kalmaz. Beton elastik gerilme altında çatlar, çelik kadar homojen bir yapıya sahip değildir ve rijitliği burkulma durumunda çelikten daha düşüktür. Bir boru ya da tüp içinde bulunan betonun eğilme rijitliğinin mertebesi, sargı donatısı olmayan bir betondan beklenebileceğinden daha yüksektir. Çelik iskelet dolu gövdeli karma kolonların genel stabilitesinde beton çekirdekten

daha fazla etkilidir. Buna karşın, betonun, betona gömülü bir karma kolon üzerindeki etkisi, çeliğe göre gözle görülür oranda fazladır [13].

Bir karma kolonda betonun burkulma dayanımına katkısındaki belirsizliği hesaba katmak için (3.46b) bağıntısı, dolu gövdeli karma kolonlar için 0.4, betona gömülü karma kolonlar için 0.2'ye eşit olan ampirik c_3 katsayısını içermektedir. Bu katsayılar, ACI standartları elastik olmayan burkulma yüklerine bağlı eğilme rijitliği EI değerleriyle uyumludur. ACI standardı açıklamaları, uzun süreli basınç yüklemelerinde bahsi geçen, betondaki kusurların etkisiyle oluşan güç kaybı için bir parametre içermektedir. Betondaki kusurların etkisi, kusur barındırmayan geniş çelik alanların varlığı durumunda ihmal edilebilir. LRFD standartlarına uygun tasarlanmış her karma kolon, en az toplam kolon kesitinin %4'üne eşit boyutta yapı çeliği alanına sahip olmalıdır. Tablo 3.4'de verilen c_3 değerleri hem betondaki kusurların hem de çatlakların etkilerini yeterli miktarda hesaba katmaktadır.

(3.44), (3.45) ve (3.46) bağıntıları, eksenel yük kapasitesinin bulunması için doğrudan uygulanabilirdir, ama deneme kesitlerinin kontrol ve seçme işlemlerinden oluşan iteratif bir sürecin parçası olarak usandırıcıdır. Bunun yerine eksenel yüke maruz kalmış hem dolu gövdeli hem de betona gömülü karma kolonlar için geniş tabloları içeren AISC'nin "LRFD için Çelik İnşaat Kılavuzu" ile birlikte, eksenel ve burkulma etkilerine maruz betona gömülü karma kolonlar için ayrıntılı tablolar içeren "Çelik Tasarım Rehberi Dizisi 6" kaynaklarından yararlanılarak sonuca daha kolay ulaşılabilinir.

Geleneksel atalet yarıçapının tanımı karma kesitlere tam olarak uygulanamaz. Ancak, eğilmeye karşı koyan kesit genişliğinin indeksine, narinliğin bir ölçüsü olması açısından ihtiyaç vardır. Bir dikdörtgen prizmanın dönme yarıçapı yaklaşık olarak derinliğinin %30'udur ve bir küp cisminin ya da geniş başlıklı bir şeklin dönme yarıçapı kesitin derinliğinin %50'sine kadar ulaşabilir. Karma kolonun yapı çeliği ve beton bölümü elastik yerdeğiştirmelere karşı dayanımı paylaşır. Eğer yapı çeliği bu paylaşımın oranında daha üstün olan tarafsa, yapı çeliğinin dönme yarı çapı bütün kesit için esas kabul edilebilir. Eğer elastik deformasyon birincil olarak beton tarafından karşılanmakta ise, narinlik hesaplarında beton kesitin dönme yarıçapı esas kabul edilir. Her iki durumda da karma kesitin etkili dönme yarıçapı, bir şekilde her iki malzeme ayrı ayrı ele alındığında bulunan değerlerin büyüğünden daha fazla olmaktadır. Daha titiz bir tanım bulunana kadar, (3.45c) bağıntısındaki λ_c değerleri

için hesaplanan narinlik indeksi (l/r_m) bulunurken, kesitteki çelik ve beton bileşenlerinden dönme yarıçapı büyük olanın değerinin esas kabul gerekmektedir.

3.5.3. Sınırlamalar

Beton, yaklaşık olarak yüksek dayanımlı yapı çeliğinin 60 ksi (414 MPa) gerilmeye denk gelen ε_s=0,002 ve daha üstü değerdeki şekil değiştirmeleri için burkulmalarla rijitlik kaybına uğrar ya da çeliği dengede tutmakta tam anlamıyla etkili olamaz. Karma kolonların dayanımının hesaplanmasında kullanılan yapı çeliğinin eğilme gerilmesi f_y ve betonarme donatısının eğilme gerilmesi f_{yr}, 60 ksi değerini aşmamalıdır. Bununda ötesinde 10 ksi dayanıma sahip sadece bir kaç karma kolon için testler müsait olduğundan beton dayanımı, f_c', 10 ksi (69MPa) ile sınırlı ve bundan daha küçük değerlerde olmalıdır. Bir kalite kontrol seviyesinin tutturulmasının desteklenmesi açısından hali hazırda bulunabilen ve daha bilindik olan bir sınıftaki yapı betonunun dayanımı olan, f_c'=2,5 ksi'lik (17 MPa) daha düşük bir limit tavsiye edilmektedir.

3.5.4. Eksenel Yüksüz Moment Kapasitesi

Bir kolon kesitinin eğilme dayanımı M_n en büyük gerilme durumundaki eğilme dayanımının analizinden belirlenebilir. Basitleştirmek için, LRFD anlatımı her iki eksene göre simetrik kesitlerin moment kapasitesi için yaklaşık sonuç veren bir bağıntı sunmaktadır. Kesit bileşenlerinin toplam eğilme kapasitesi, çelik kesitinin plastik moment kapasitesini ve her altı donatıdan üçünün kesitin karşıt yüzlerinde olduğu kabulüyle betonarme donatısının eğilme momentini ve de basınç betonunun orta derinlikte boyuna betonarme donatılarla ve çelik gövdeyle donatıldığının düşünüldüğü bir moment kapasitesini kapsamaktadır:

$$M_n = ZF_y + \tfrac{1}{3}(h_2 - 2c_r)A_rF_{yr} + \left(\frac{h_2}{2} - \frac{A_wF_y}{1{,}7f_c'h_1}\right)A_wF_y \qquad (3.47)$$

A_w = çelik gövdesinin ve kesit merkezindeki tüm boyuna betonarme donatıların alanı

Z = çelik gövdenin plastik kesit modülü

h_1 = eğilme eksenine dik beton kesit uzunluğu

h_2 = eğilme eksenindeki beton kalınlığı

c_r = donatı çubuğunun merkezinden eğilme eksenindeki kesitin kenarına beton kabuk kalınlığı

3.5.5. Eksenel Yük ve Eğilme

Eğilme ekseni civarında simetrik olan karma kolonlar için, basınç ve eğilmenin etkileşimi aşağıdaki ikili ilişki çerçevesinde sınırlanabilir:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9}\frac{M_u}{\phi_b M_n} \le 1 \qquad \text{for } P_u \ge 0{,}2\phi_c P_n \tag{3.48a}$$

$$\frac{P_u}{2\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_n} \le 1 \qquad \text{for } P_u < 0{,}2\phi_c P_n \tag{3.48b}$$

P_u = artırılmış eksenel yük

M_u = narinlik etkileri için artırılmış moment

P_n = narinlik etkilerini kapsayan eksenel yük kapasitesi

M_n = maksimum moment kapasitesi (eksenel yük=0)

ϕ_b = eğilme dayanımı katsayısı = 0,85

ϕ_c = basınç dayanımı katsayısı = 0,85

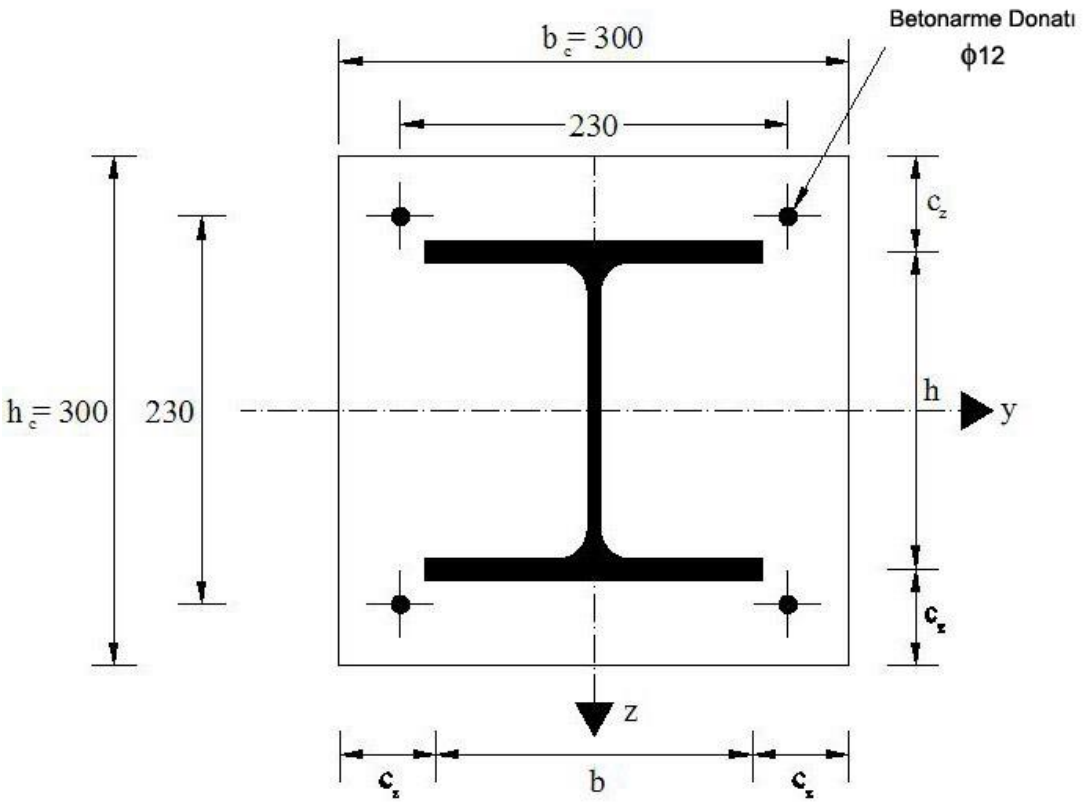
Narinlik etkisinin sıfıra eşit olduğu kolonlarda, bağıntı (3.48a) ve bağıntı (3.48b) kesit plastik analizinden elde edilen aynı tipteki etkileşim limitini temsil eder.

3.5.6. Betona Gömülü Karma Kolonlar İçin Betonarme Donatı

Bir karma kolonda çelik gövdeyi kaplayan betonarme kabuk, kısa kolon tarafındaki genişliğin 2/3'ünden daha kısa aralıklı olmamak şartıyla hem boyuna hem enine çubuklarla donatılmalıdır. Çubuk alanı, çubuk aralıklarının 0,2 mm^2/mm'sinden daha az olmamalıdır. Paspayı en az 38 mm olmalıdır.

3.6. Çeşitli Standartlar ve Hesap Yöntemleriyle Örnek Bir Karma Kolonun Çözümü ve Çözümlerin Karşılaştırılması

3.6.1. Kesit Malzeme Özellikleri ve Geometrisi



$b_c=h_c$ =300 mm

Şekil 3.20 Örnek karma kolon kesiti

Yapı çeliği: St37

Tip: Tamamı beton içine gömülü çelik profil.

- Yapı çeliği

Yapı çeliği sınıfı St37

Akma dayanımı $f_y = 240\ N/mm^2$

Elastisite modülü $E_a = 200\ N/mm^2$

- Beton

Beton dayanım sınıfı C20/C25

Karakteristik dayanım $f_{ck} = 20\ N/mm^2$

Elastisite modülü $E_{cm} = 28{,}0\ kN/mm^2$

- Betonarme donatısı

Donatı sınıfı S420

Karakteristik dayanım $f_{sk} = 420\ N/mm^2$

Elastisite modülü $E_S = 200\ kN/mm^2$

- Yapı çeliği kesit boyutları ve kesit özellikleri

203x203x46 UC

Tablo 3.5 Çelik profil geometrik özellikleri

Geleneksel İngiliz Notasyonu	Eurocode Notasyonu	Değerler
B	b	203,2 mm
D	h	203,2 mm
t	t_w	7,3 mm
T	t_f	11,0 mm
A	A_a	$58{,}8.10^2\ mm^2$
l_{xx}	I_{ay}	$4565.10^4\ mm^4$
l_{yy}	I_{az}	$1539.10^4\ mm^4$
S_x	$W_{pa.y}$	$497.10^3\ mm^3$
S_y	$W_{pa.z}$	$230.10^3\ mm^3$

3.6.2. Kesdong-Karma Programı Çözümü

3.6.2.1. Kesit Geometrisi ve Kesit Özellikleri

- Tasarım eksenel yükü, $N_{Sd} = 900\ kN$
- Güvenlik katsayıları: $\gamma_a = 1{,}05 \quad \gamma_c = 1{,}50 \quad \gamma_s = 1{,}15$
- Tasarım dayanımları

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{240}{1{,}05} = 229\ N/mm^2$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_c f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0{,}85 \times 20}{1{,}5} = 11{,}3\ N/mm^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{420}{1{,}15} = 365\ N/mm^2$$

- Betonarme donatı

$4\phi 12$, $A_s = 452\ mm^2$

- Beton Alanı

$A_c = 300 \times 300 - 5880 - 452 = 83668\ mm^2$

$$c_y = c_z = \frac{300 - 203,2}{2} = 48,4\ mm$$

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{452}{83668} = \%0,54 > \%0,3$$

3.6.2.2. Giriş Datası

DATA GUVEN DUNDAR KARMA KOLON HESABI

fck fyk epscl du(pp) gama

----- ------ -------- -------- -----

200.0 2628. 0.003 3.5 0.0

enr h nbets nbs ngds akesad

------ ---- ------- ---- ---- -------

90000.0 30.0 5 8 10 KST1

bfbet(I) hfbet(I)

-------- ---------

30.0 4.85

10.0 5.95

29.25 24.05

10.0 25.15

30.0 30.00

fbx(I) fb(I) fyki(I)

------ ------- -------

3.51 2.26 4200.

5.11 7.45 2628.

5.39	7.45	2628.
5.66	7.45	2628.
24.34	7.45	2628.
24.61	7.45	2628.
24.89	7.45	2628.
26.50	2.26	2628.

fgx(I)	fg(I)
7.69	1.33
9.43	1.33
11.11	1.33
12.93	1.33
14.68	1.33
16.42	1.33
18.17	1.33
19.92	1.33
21.67	1.33
23.41	1.33

3.6.2.3. Sonuçlar

KST1 Kesit Karakteristikleri ***

NOR.K. (KG) B(CM) H(CM) FCK(KG/CM*2) EPSCL FYK (KG/CM*2)

========== ======== ======= ========== ======== ========

90000 30 30 133.333 0.003 2285.22

BEHAT=842.425 cmA2 NGDS=10 NBS=8

DMU=0.0742143 EN0=241436 kg

Baslik Donatilari

FBX=3.51 FB=2.26

FBX=5.11 FB=7.45

FBX=5.39 FB=7.45

FBX=5.66 FB=7.45

FBX=24.34 FB=7.45

FBX=24.61 FB=7.45

FBX=24.89 FB=7.45

FBX=26.5 FB=2.26

Govde Donatilari

FGX=7.69 FG=1.33

FGX=9.43 FG=1.33

FGX=11.11 FG=1.33

FGX=12.93 FG=1.33

FGX=14.68 FG=1.33

FGX=16.42 FG=1.33

FGX=18.17 FG=1.33

FGX=19.92 FG=1.33

FGX=21.67 FG=1.33

FGX=23.41 FG=1.33

Step=3 Nr=90000 Nr1=75773.3 Pnr=75828.3

X=19.1873 Mr=1.4328e+006 Mr1=1.43288e+006

Kapa=0.000156406 EYI=9.16081e+009 Epsc=0.003001

Fctop=47488.3 Iter=977

Step=3 X=19.1873 Fip=0

Tasima Gucu Momenti ve Egriligi Kapau=0.000156406

Akapa=0.000156406

epsc =0.003001 epssy0.00114261

Mru=1.4328e+006 Etaka=1 Nr1=75773.3

Dengeli Kesit Normal Kuvvet ve Momenti

Nden=75864.9Mden=1.43276e+006 E pssy=0.00114261

fctop=47506.8 fsbtop=16272.8 fsgtop=12085.2

Basit Egilme Momenti (N=0)

emrben=1.14184e+006kg epsc=0.003 epssy=0.003849 pnre=56.3692kg

emrben1=386009 emrben2=-64578.8 emrben3=820411

3.6.3. Eurocode 4 (EC4) Çözümü

Aşağıdaki çözümlü örnekle betona gömülü karma kolonun EC4'deki basitleştirilmiş yöntem ile çözümü yapılmaktadır. Etkili kolon boyu 4 m'dir. Tasarım yük ve momentleri aşağıdaki gibidir;

3.6.3.1. Karma Kolon Özellikleri

Kolon boyu: 4000 mm

Yapı çeliği: St37

Tip: Tamamı beton içine gömülü çelik kesit.

3.6.3.2 Kesit Geometrisi ve Kesit Özellikleri

- Tasarım eksenel yükü, $N_{Sd} = 900$ kN
- Maksimum tasarım eğilme momenti (y-y), $M_{y.max.Sd} = 110$ kNm

- Maksimum tasarım eğilme momenti (z-z), $M_{z.max.Sd} = 0$ kNm
- Kesme kuvveti göz önüne alınmamıştır.
- Yapı çeliği

Yapı çeliği sınıfı St37

Akma dayanımı $f_y = 240\ N/mm^2$

Elastisite modülü $E_a = 200\ N/mm^2$

- Beton

Beton dayanım sınıfı C20/C25

Karakteristik dayanım $f_{ck} = 20\ N/mm^2$

Elastisite modülü $E_{cm} = 28,0\ kN/mm^2$

- Betonarme donatısı

Donatı sınıfı S420

Karakteristik dayanım $f_{sk} = 420\ N/mm^2$

Elastisite modülü $E_S = 200\ kN/mm^2$

- Güvenlik katsayıları

$\gamma_a = 1,05 \quad \gamma_c = 1,50 \quad \gamma_s = 1,15$

- Tasarım dayanımları

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{240}{1,05} = 228,57\ N/mm^2$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_c f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \times 20}{1,5} = 11,3\ N/mm^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{420}{1,15} = 365,22\ N/mm^2$$

- Betonarme Donatı

$4\phi 12$, $A_s = 452\ mm^2$

- Beton Alanı

$A_c = 300 \times 300 - 5880 - 452 = 83668\ mm^2$

$$c_y = c_z = \frac{300 - 203,2}{2} = 48,4\ mm$$

$$\frac{A_s}{A_c} = \frac{452}{83668} = \%0,54 > \%0,3$$

3.6.3.3. Basitleştirilmiş Metot Uygulama Limitleri

Basitleştirilmiş metodun uygulama limitleri aşağıdaki gibidir:

(a) Kolon her iki eksene göre de simetriktir.

(b) $0,2 \le \delta$ (çelik-donatı oranı) $\le 0,9$.

(c) Narinlik katsayısı $\bar{\lambda} \le 2,0$.

(d) Tamamı gömülü çelik kesit dışındaki beton kalınlığı;

y yönünde, $40\ mm \le c_y \le 0,4b$

z yönünde, $40\ mm \le c_z \le 0,4h$

(e) Betonarme boyuna donatı alanı $\le$ 0,04 A_c.

3.6.3.4 Tasarım Kontrolleri

- Karma kesitin plastik basınç dayanımı

Karma kesitin plastik basınç dayanımı, $N_{pl.Rd}$, bileşenlerin plastik dayanımlarının toplamı ile elde edilir.

$$N_{pl.Rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd}$$
$$N_{pl.Rd} = (5880 \times 228,57 + 83668 \times 11,3 + 452 \times 365,22)$$
$$N_{pl.Rd} = 2457,45\ kN$$

- Karma kolonun etkili elastik eğilme rijitliği

$$(EI)_{ey} = E_a I_{ay} + 0{,}8 E_{cd} I_{cy} + E_s I_{sy}$$

$$E_a I_{ay} = 200 \times 4565 \times 10^4 = 9130 \times 10^6 \text{ kNmm}^2$$

$$E_s I_{sy} = 200 \times 452 \times \left(\frac{230}{2}\right)^2 = 1196 \times 10^6 \text{ kNmm}^2$$

$$E_{cd} = {E_{cm}}/{\gamma_c} = {28{,}0}/{1{,}35} = 20{,}74 \text{ kNmm}^2$$

$$0{,}8 E_{cd} I_{cy} = 0{,}8 \times 20{,}74 \times \left[\frac{300 \times 300^3}{12} - 4565 \times 10^4 - 452 \times \left(\frac{230}{2}\right)^2\right]$$

$$= 10343 \times 10^6 \text{ kNmm}^2$$

$$(EI)_{ey} = (9130 + 10343 + 1196) \times 10^6$$

$$(EI)_{ey} = 20670 \times 10^6 \text{ kNmm}^2$$

- Narinlik

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{p\lambda.R}}{N_{cr}}}$$

$$N_{p\lambda.R} = A_a f_y + A_c 0{,}85 f_{ck} + A_s f_{sk}$$

$$N_{p\lambda.R} = (5880 \times 240 + 83668 \times 0{,}85 \times 20 + 452 \times 420) \times 10^{-3}$$

$$N_{p\lambda.R} = 3023{,}6 \text{ kN}$$

$$N_{cry} = \pi^2 \left[\frac{(EI)_{cy}}{\lambda^2}\right]$$

$$N_{cry} = \pi^2 \times \frac{20670}{4^2} = 12750 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{p\lambda.R}}{N_{cry}}} = \sqrt{\frac{3023{,}55}{12750}} = 0{,}487$$

- Basitleştirilmiş metot uygulanabilirliği kontrolü

(a) Kolon her iki eksene göre de simetriktir.

(b) Çelik ve donatı – brüt kesit oranı:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{p\lambda.Rd}} = \frac{5880 \times 228,57 \times 10^{-3}}{3023,55} = 0,55$$

$0,2 \le \delta \le 0,9$ değeri sağlanmaktadır.

(c) $\bar{\lambda}_y = 0,487$

$\bar{\lambda} \le 2,0$ değeri sağlanmaktadır.

(d) Yapı çeliği dışındaki beton kabuk

$c_y = c_z = 48,4 mm$

$40\,mm < c_y \le 0,4b\ (= 81,3mm)$

$40\,mm < c_z \le 0,3h\ (= 61,0mm)$

(e) Betonarme donatı alanı 4%'yi geçmemelidir.

$A_s = 452\ mm^2 = \%0,54 < \%4$

Basitleştirilmiş metodun kullanılabilmesi için tüm limit şartları sağlanmaktadır.

- Karma kolon eksenel basınç dayanımı

$N_{Sd} < \chi N_{p\lambda.Rd}$

$N_{p\lambda.Rd} = 2457\ kN$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \qquad \chi \le 1$$

$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$

$\alpha = 0,34$ (EC3 burkulma eğrilerinden alınmıştır.)

$\phi = 0,5[1 + 0,34(0,487 - 0,2) + 0,487^2]$

$\phi = 0,667$

$$\chi = \frac{1}{0,667 + \sqrt{0,667^2 - 0,487^2}}$$

$\chi = 0,89$

$$N_{b.Rd} = 0,89 \times 2457,45 = 2187 \ kN > N_{Sd} \ (=900 \ kN)$$

- İkinci mertebe etkilerin kontrolü

$$\frac{N_{Sd}}{N_{cry}} \leq 0.1 \ \text{Ana eksen doğrultusunda}$$

$$\frac{900}{12750} = 0,07 \leq 0,1$$

İkinci mertebe etkilerin kontrolüne gerek yoktur.

3.6.3.5. Basınç ve Tek Eksenli Eğilme Etkileri Altında Karma Kolon Dayanımı

Plastik eğilme dayanımı $M_{p\lambda.Rd}$ yapı çeliği kesiti, betonarme donatısı ve betonun plastik dayanım değerleri birbirine eklenerek bulunur.

$$M_{p\lambda.Rd} = f_{yd}(W_{pa} - W_{pan}) + 0,5f_{cd}(W_{pc} - W_{pcn}) + f_{sd}(W_{ps} - W_{psn})$$

Yapı çeliği statik modülü = $W_{pa} = 497 \times 10^3 \ mm^3$

Betonarme donatısı statik momenti;

$$W_{ps} = 452 \times \frac{230}{2} = 52,0 \times 10^3 \ mm^3$$

Beton statik momenti

$$W_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps}$$

$$W_{pc} = \frac{300 \times 300^2}{4} - 497 \times 10^3 - 52,0 \times 10^3$$

Tarafsız eksenin ağırlık merkezinden uzaklığı;

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2t_w(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$h_n = \frac{83668 \times 11,3}{2 \times 300 \times 11,3 + 2 \times 7,3 \times (2 \times 228,57 - 11,3)}$$

$$h_n = 71,248 \text{ mm}$$

$$h_n < \left(\frac{h}{2} - t\right) = \left(\frac{203,2}{2} - 11,0\right) = 90,6 \text{mm}$$

Tarafsız eksen gövde kısmındadır.

$$W_{pan} = t_w h_n = 7,3 \times 57,3^2$$
$$W_{pcn} = b_c h_n^2 - W_{pan} - W_{psn}$$
$$W_{pcn} = 300 \times 57,3^2 - 23968 - 0$$
$$W_{pcn} = 961019 \text{ mm}^3$$

$W_{ps} = 0$ Ağırlık merkezinden $2h_n$'lik kısımda betonarme donatı yoktur.

Karma kesitin plastik moment dayanımı;

$$M_{p\lambda.Rd} = f_{yd}(W_{pa} - W_{pan}) + 0,5 f_{cd}(W_{pc} - W_{pcn}) + f_{sd}(W_{ps} - W_{psn})$$

$$f_{yd} = 228,57 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 11,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{sd} = 365,217 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{pa} = 497 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pan} = 23968 \text{ mm}^3$$

$$W_{pc} = 6201 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pcn} = 961019 \text{ mm}^3$$

$$W_{ps} = 52,0 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{psn} = 0$$

$$M_{p\lambda.Rd} = [228,57 \times (497 \times 10^3 - 23968) + 0,5 \times 11,3 \times (6201 \times 10^3 - 961019)$$
$$+ 365,27 \times (52,0 \times 10^3 - 0)] \times 10^{-6} = 150,85 \text{ kNm}$$

Etkileşim diyagramı için ilgili değerlerin elde edilmesi;

Beton kesit eksenel yük (basınç) dayanımı;

$$N_{pm.Rd} = A_c f_{cd} = 83668 \times 11,3 \times 10^{-3} = 945,5 \text{ kN}$$

$$\chi_{pm} = \frac{N_{pm.Rd}}{N_{p\lambda..Rd}} = \frac{945,5}{2457,45} = 0,386$$

$\chi = 0,890$ Ana eksen eğilmesi için

$\chi_n = 0$ Yaklaşık hesap için

$$\chi_d = \frac{N_{Sd}}{N_{p\lambda..Rd}} = \frac{900}{2457,45} = 0,366 < \chi_{pm}$$

Moment dayanım katsayısı;

$$\mu = 1 - \frac{(1 - \chi)\chi_d}{(1 - \chi_{pm})\chi}$$

$$\mu = 1 - \frac{(1 - 0,890) \times 0,366}{(1 - 0,386) \times 0,890}$$

$\mu = 0,940$

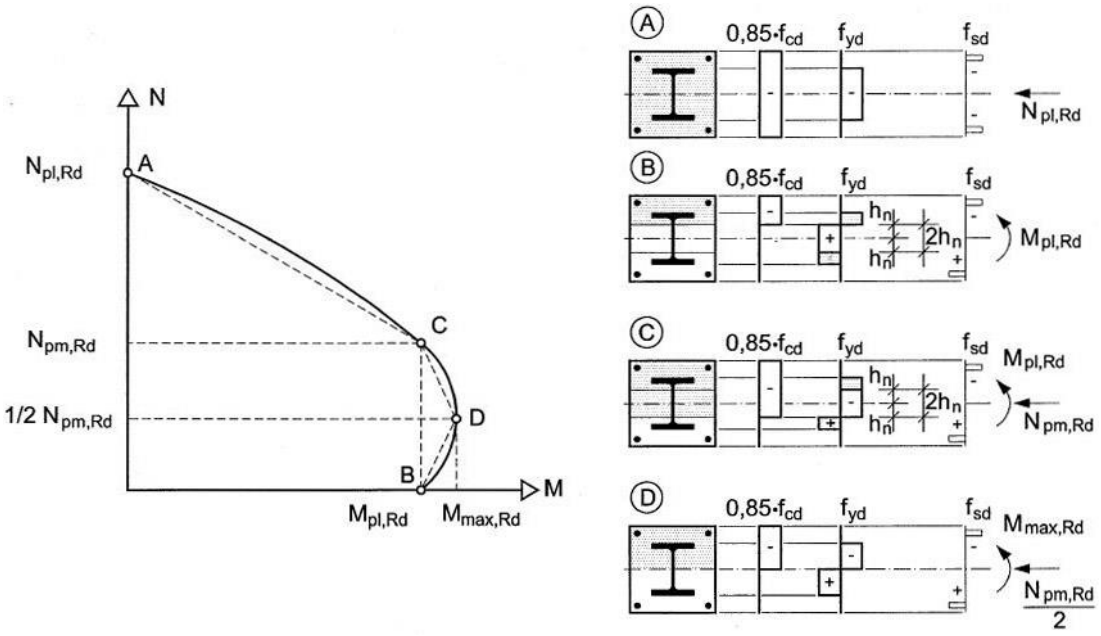
Sonuç olarak, karma kolonun bileşik eksenel yük (basınç) ve eğilme etkileri altında tasarım moment dayanımı aşağıdaki gibi elde edilir;

$M_{Rd} = 0,9\mu M_{p\lambda..Rd}$

$M_{Rd} = 0,9 \times 0,94 \times 150,85$ kNm Kesit yeterlidir.

$M_{Rd} = 127,84$ kNm $> M_{y.max.Sd}$ $(= 110$ kNm $)$

3.6.3.6. Etkileşim Diyagramı



Şekil 3.21 EC4 basitleştirilmiş hesap metodu ile etkileşim diyagramı

- Kesit kapasitesi etkileşim diyagramı

A Noktası :

$$N_{pl.Rd} = 2457,45\ kN$$

B Noktası :

$$M_{p\lambda.Rd} = 150,85\ \text{kNm}$$

C Noktası :

$$h_n = 71,248\ \text{mm}$$

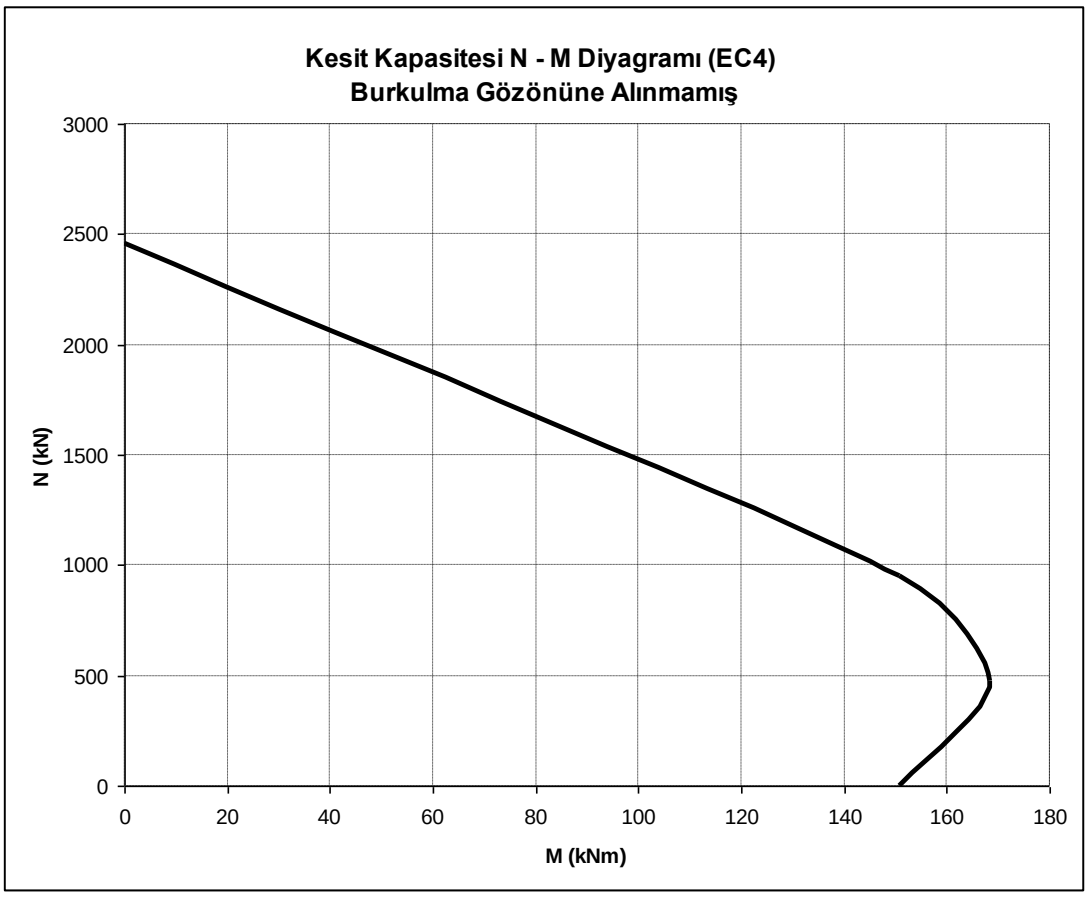
$$M_{p\lambda.Rd} = 127,84\ \text{kNm}$$

$$N_{pm.Rd} = A_c f_{cd} = 83668 \times 11,3 \times 10^{-3} = 945,5\ \text{kN}$$

D Noktası :

$$0.5 N_{pm.Rd} = 471,12\ \text{kN}$$

$$M_{max.Rd} = 168,38\ \text{kNm}$$



Şekil 3.22 Eurocode 4 basitleştirilmiş hesap metodu (Burkulma gözönüne alınmamış)

- Kolon kapasitesi etkileşim diyagramı (burkulma göz önüne alınmış)

A Noktası :

$$N_{b.Rd} = \chi N_{p\lambda.Rd}$$

$$\chi = 0,89$$

$$N_{b.Rd} = 0,89 \times 2457,45 = 2187 \text{ kN}$$

B Noktası :

$$M_{b.Rd} = 0.9 M_{p\lambda.Rd} = 135,76 \text{ kNm}$$

C Noktası :

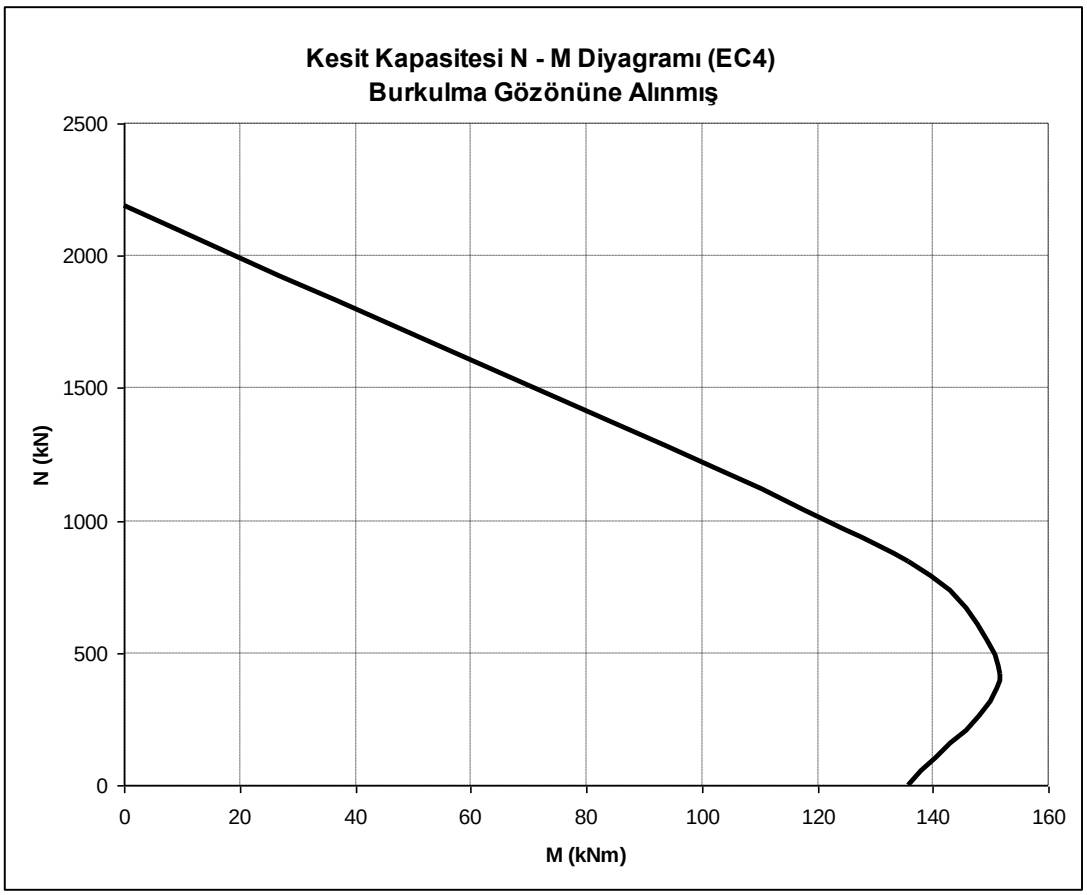
$$M_{b.Rd} = 0.9 M_{p\lambda.Rd} = 135,76 \text{ kNm}$$

$$N_{b.Rd} = \chi N_{pm.Rd} = 843.87 \text{ kN}$$

D Noktası :

$0.5N_{b.Rd} = \chi 0.5N_{pm.Rd} = 421,94\,kN$

$M_{b.Rd} = 0.9M_{p\lambda.Rd} = 151,54\ kNm$



Şekil 3.23 Eurocode4 basitleştirilmiş hesap metodu (Burkulma göz önüne alınmış)

3.6.4. Karma Kolon AISC-LRFD Çözümlü Örneği

3.6.4.1 Narinlik Oranı ve Eksenel Basınç Dayanımının Hesaplanması

- Kesit Geometrik özellikleri

$h = b = 300\ mm \qquad r = 0,3h = 0,3 \times 300 = 90\ mm$

$A_s = 5880\ mm^2 \qquad r_x = 88,2\ mm$

$A_r = 4A_b = 4 \times 113 = 452\ mm^2$

$A_c = bh - A_s - A_r = 300^2 - 5880 - 452 = 83668\ mm^2$

- Eşdeğer kesit malzeme özellikleri

AISC-LRFD standardından betona gömülü çelik kesitli karma kolonlar için c_1=0,7 , c_2=0,6 ve c_3=0,2 değerleri alınmıştır.

Eşdeğer kesit akma gerilmesi;

$$F_{my} = F_y + c_1 F_{yr} \frac{A_r}{A_s} + c_2 f_c' \frac{A_c}{A_s}$$

$$F_{my} = 228,571 + 0,7 \times 365,22 \times \frac{452}{5880} + 0,6 \times 13,333 \times \frac{83668}{5880} = 362 \ \text{N/mm}^2$$

Beton elastisite modülü;

$$E_c = 28000 \ \text{N/mm}^2$$

Eşdeğer kesit elastisite modülü;

$$E_m = E_s + \frac{c_3 E_c A_c}{A_s} = 200000 + 0,2 \times (28000) \times \frac{83668}{5880} = 279683 \ \text{N/mm}^2$$

Karma kesit atalet yarıçapı değeri için, beton kesit (r) ve yapı çeliği kesiti (r_x) arasından büyük olan değer kullanılır.

r_m = 90 mm

- Burkulma değerleri

$$A = \lambda_c^2 = \left(\frac{Kl}{\pi r}\right)^2 \frac{F_{my}}{E_m}$$

Kritik gerilme değeri F_{cr};

$$F_{cr} = F_{my}(0,658^{A}) = 362 \times 0,685^{A} \qquad (A \le 2,25)$$

$$F_{cr} = F_{my} \frac{0,877}{A} = \frac{317,54}{A} \qquad (A \ge 2,25)$$

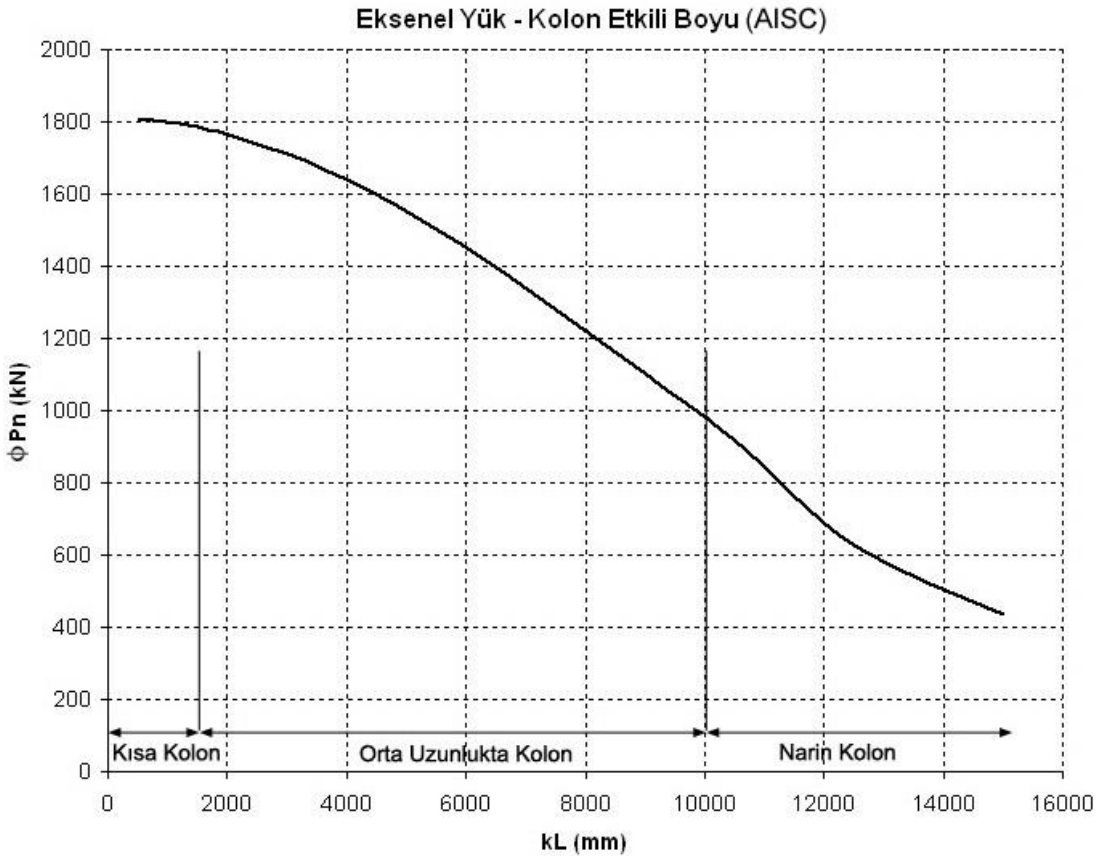
Tasarım eksenel dayanımı $\phi_c P_n$;

$$\phi_c P_n = \phi_c A_s F_{cr} = 0,5 \times 5880 \ F_{cr} = 2940 \ F_{cr}$$

Aşağıdaki tabloda on adet etkili kolon boyu (Kl) değeri için A ve $\phi_c P_n$ değerleri hesaplanmıştır. Narinliğin kolonun eksenel dayanımındaki etkisi aşağıdaki diyagramda görülmektedir.

Tablo 3.6 Karma kolon narinlik ve eksenel dayanım değerleri

Kl, mm	A<2,25	f_{cr} (N/mm^2)	P (kN)
1500	0,04	357,1	1784,9
3000	0,14	342,6	1712,6
4000	0,26	328,3	1640,7
4500	0,33	319,8	1598,5
6000	0,58	290,4	1451,5
7500	0,91	256,5	1282,1
9000	1,31	220,4	1101,7
10500	1,78	184,3	920,9
12500	2,5	125,6	627,2
15000	3,6	87,1	435,6



Şekil 3.24 AISC LRFD narinlik etkisinde eksenel yük – etkili boy diyagramı

1. Kısa kolonlar: $\phi P_n \geq 0{,}9 P_o$

2. Orta Uzunlukta Kolonlar: $0{,}9 P_o > \phi P_n \geq 0{,}6 P_o$

3. Uzun Kolonlar: $\phi P_n < 0{,}6 P_o$

3.6.4.2 Eksenel Yük ve Eğilme Etkileri Altında P/M Diyagramı Hesaplanması

- Eksenel yük $P_n = 0$ Durumunda

$$M_n = ZF_y + \tfrac{1}{3}(h_2 - 2c_r)A_r F_{yr} + \left(\frac{h_2}{2} - \frac{A_w F_y}{1{,}7 f_c' h_1}\right)A_w F_y$$

A_w = Yapı çeliği gövde kısmı alanı.

Z = Yapı çeliği plastik kesit modülü.

h_1 = Eğilme doğrultusuna dik beton kesit genişliği.

h_2 = Eğilme doğrultusundaki beton kesit kalınlığı.

c_r = Paspayı.

$A_w F_y = 1322{,}8 \times 228{,}6 = 302344{,}6 \text{ N}$

$ZF_y = 489000 \times 228{,}6 = 111771219 \text{ Nmm}$

$\tfrac{1}{3}(h_2 - 2c_r)F_{yr}A_r = \tfrac{1}{3}(300 - 2 \times 35) \times 365{,}2 \times 452{,}4 = 12667290 \text{ Nmm}$

$M_n = 156{,}3 \text{ kNm}$, $\phi M_n = 0{,}85 \times 156{,}3 = 132{,}9 \text{ kNm}$

- Eksenel yük ve eğilme etkileri altında

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9}\frac{M_u}{\phi_b M_n} \leq 1$$

P_u = Eksenel yük.

M_u = Narinlik etkileri için artırılmış moment.

P_n = Narinlik etkilerini içeren eksenel yük kapasitesi.

M_n = Moment kapasitesi (Eksenel yük, $P_n = 0$).

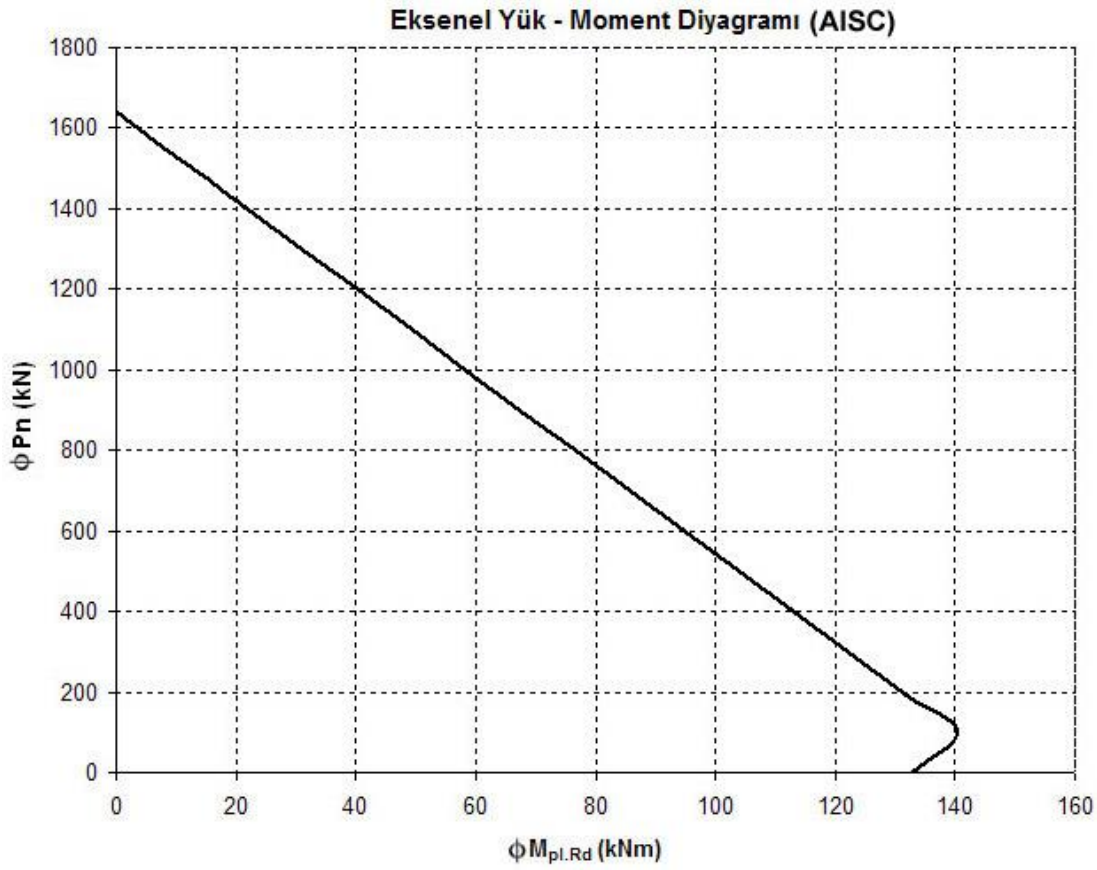
ϕ_b = Eğilme için dayanım katsayısı = 0,85

ϕ_c = Basınç için dayanım katsayısı = 0,85

Aşağıdaki tabloda çeşitli P_u değerlerine karşılık gelen M_u moment değerleri hesaplanmıştır. Narinlik etkilerinin hesaba katılması için kolon etkili boyu (Kl)=4m alınmıştır.

Tablo 3.7 Etkileşim diyagramı değerleri

$\Phi_c P_u$ (kN)	$\Phi_c M_u$ (kNm)
0	132.9
100	140.4
200	131.3
300	122.2
400	113.1
500	103.9
600	94.8
700	85.7
800	76.6
900	67.5
1000	58.4
1100	49.3
1200	40.2
1300	31.0
1400	21.9
1500	12.8
1640.7	0.0

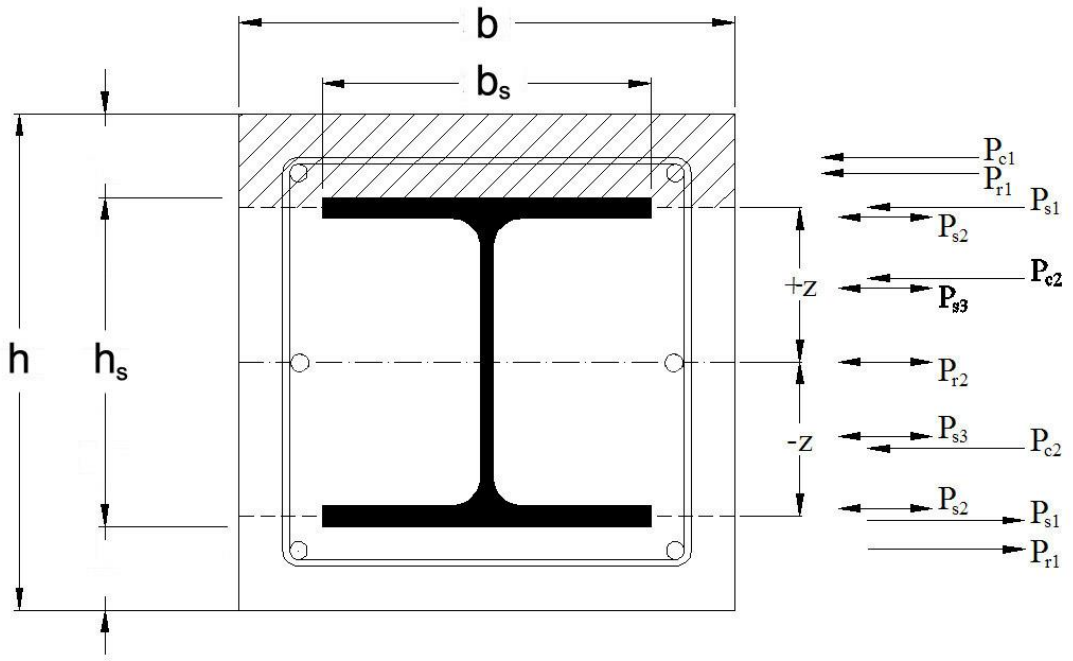


Şekil 3.25 AISC LRFD etkileşim diyagramı (burkulma göz önüne alınmış)

3.6.5 Karma Kolon Plastik Analizi Örneği

Karma kolonun bileşik eksenel yük ve eğilme etkileri altında kapasitesi ve dayanımı, kesitteki bileşenler için limit durumlarındaki plastik gerilme dağılımı kabulü yapılarak hesaplanabilir. P ve M değerleri tarafsız eksenin dört ayrı yeri için hesaplanır. Bunlar, eksenel yük P = 0 durumu, eğilme momenti M = 0 durumu ve tarafsız eksenin başka iki elverişli durumudur.

Aşağıdaki kesitte tarafsız eksenin çeşitli pozisyonlar için plastik gerilme değerleri ve bunların yerleri gösterilmiştir.



Şekil 3.26 Karma kolon kesiti üzerinde plastik gerilme dağılımı iç kuvvetleri

P_{c1} = Kesit ortasından +z uzaklıktan itibaren beton kesit kuvveti.

P_{c2} = Kesit ortasında $\pm z$ aralığında beton kesit kuvveti.

P_{r1} = Kesit üst ve alt kısmında betonarme donatı kuvveti.

P_{r2} = Kesit ortasında betonarme donatı kuvveti.

P_{s1} = Kesit ortasından +z uzaklıktan itibaren çelik kesiti başlık bölümü kuvveti.

P_{s2} = Kesit ortasından +z uzaklığa kadar olan çelik kesiti başlık bölümü kuvveti.

P_{s3} = Yapı çeliği yarı gövdesi kuvveti.

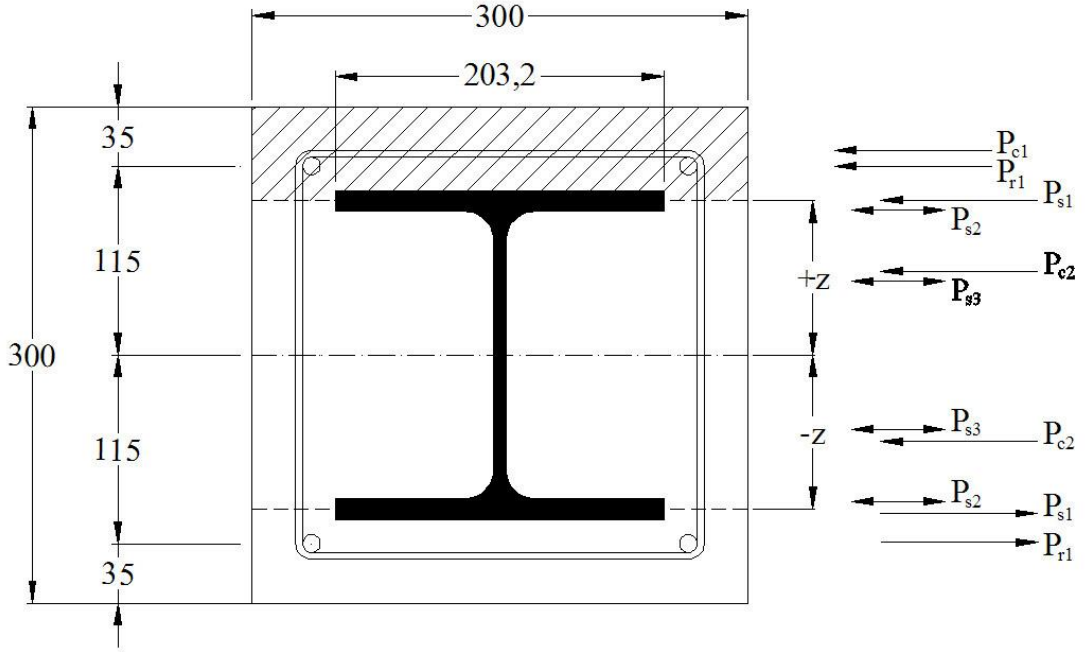
$$P_o = A_s F_y + A_r f_{yr} + 0{,}85 A_c f_c'$$

$$P_o = 5880 \times 228{,}6 + 4 \times 113 \times 365{,}2 + 0{,}85 \times 83668 \times 13{,}33 = 24574556 \quad N$$

$$\phi_c P_o = 0{,}85 \times 2457{,}5 = 2088{,}8 \text{ kN}$$

$$0{,}75 f_c' b(0{,}5h - z) = P_{r2} + 2P_{s3} + 2F_y b_s (z - 0{,}5h_s)$$

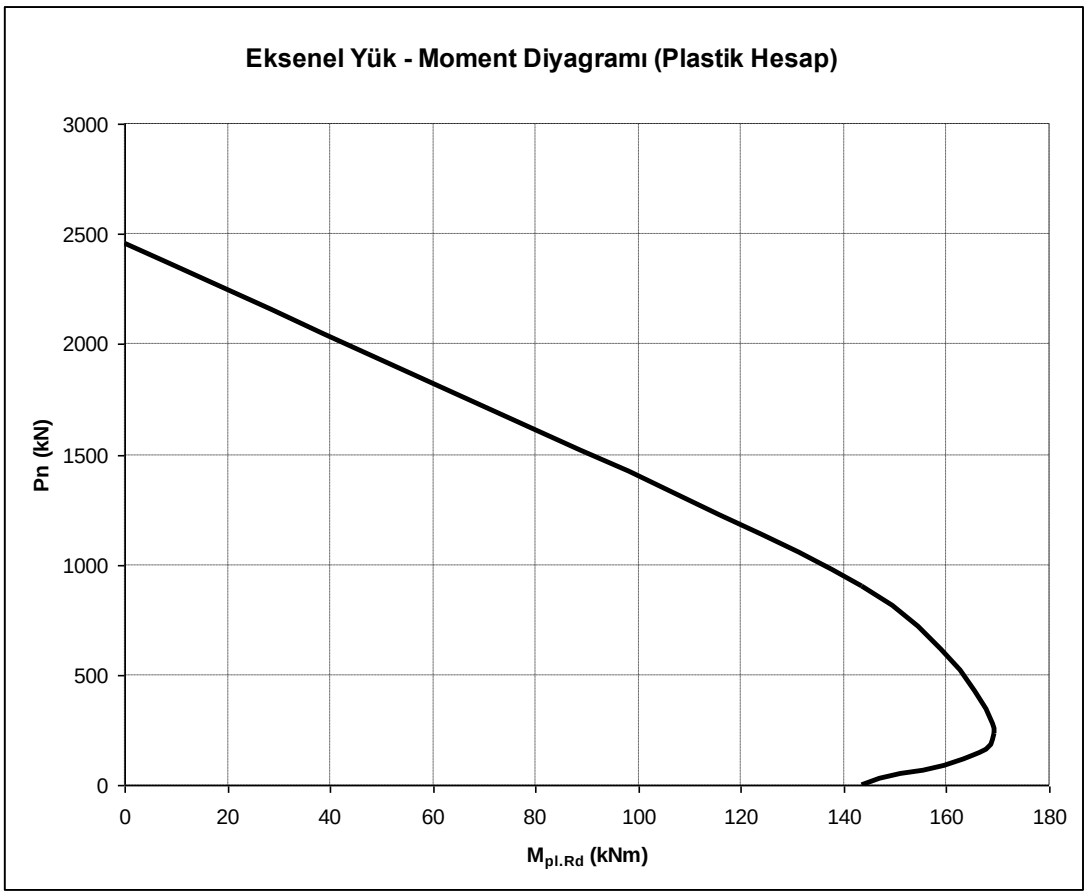
$$z = 71 \text{ mm}$$



Şekil 3.27 Plastik analiz örneği karma kolon kesiti ölçüleri

Tablo 3.8 Karma kolon plastik analizi etkileşim diyagramı değerleri (beton dikdörtgen blok)

		"+z"		z=0 mm		"-z"	
Kuvvet	Merkeze Uzaklık (mm)	Kuvvet (kN)	Moment (kNm)	Kuvvet (kN)	Moment (kNm)	Kuvvet (kN)	Moment (kNm)
Pc1	110.51	236970	26186370	236970	26186370	236970	26186370
Pr1	115.00	82613	9500468	82613	9500468	82613	9500468
Ps1	96.10	510902	49097673	510902	49097673	510902	49097673
Ps2	0.00	0	0	0	0	0	0
Pc2	35.51	0	0	213030	7563630	213030	7563630
Ps3	35.51	-118485	-4206811	151172	5367372	118485	4206811
Pr2	0.00	0	0	0	0	0	0
Ps3	-35.51	-118485	4206811	-151172	5367372	118485	-4206811
Pc2	-35.51	0	0	-213030	7563630	213030	-7563630
Ps2	0.00	0	0	0	0	0	0
Ps1	96.10	-510902	49097673	-510902	49097673	-510902	49097673
Pr1	-115.00	-82613	9500468	-82613	9500468	-82613	9500468
kNm		0	143	237	169	900	143



Şekil 3.28 Plastik analiz ile elde edilen etkileşim diyagramı

3.6.6. CCD Programıyla EC4'e Göre Karma Kesit Çözümü

CCD programı Eurocode 4 standartlarını (ENV 1994-1-1) göz önünde bulundurarak, çelik profiller, beton ve betonarme donatı çubuklarından oluşan karma kolonların hesabını yapar. Program sadece her iki eksene göre simetrik profillerin hesabı için yazılmıştır. Beton kesit, tamamen gömülü dikdörtgen veya dairesel gövdeden ya da profillerin doldurulmuş kapalı hacimlerinden oluşur (parçalı gömülü profiller). [15]

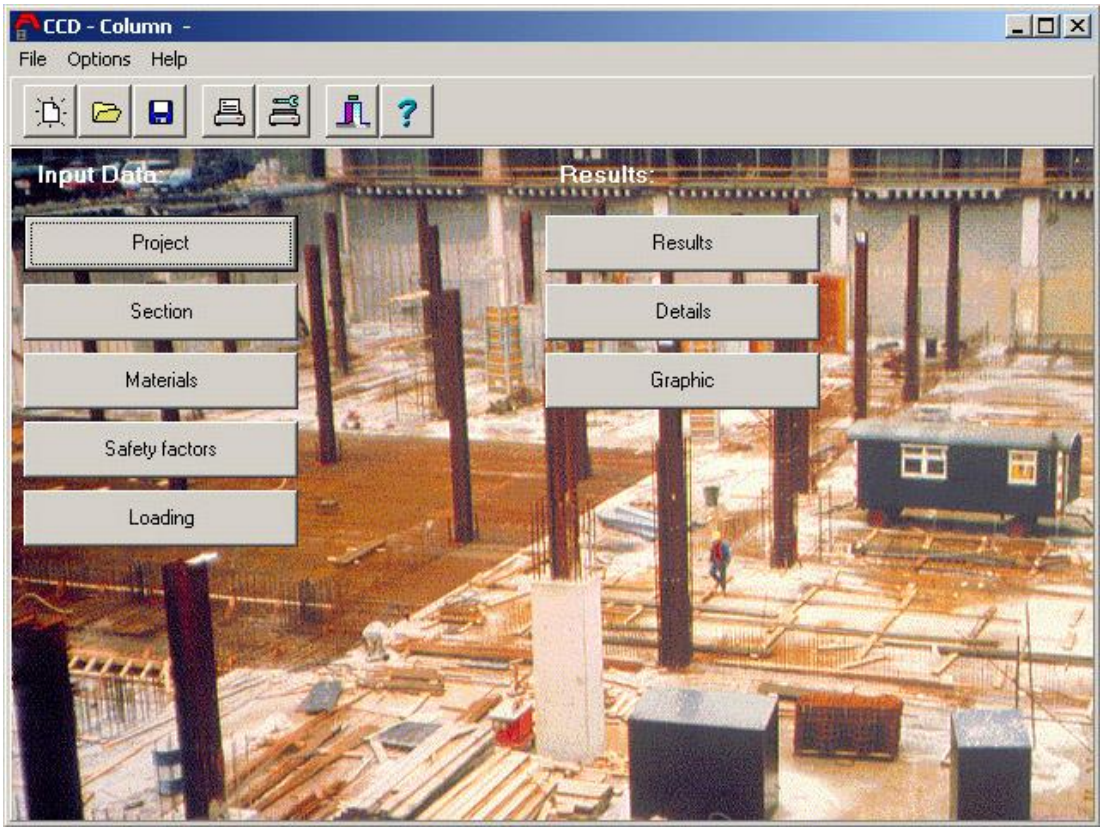
Programda tanımlanabilen yüklemeler, kolonun üstüne veya tabanına uygulanabilen, her iki ana doğrultudaki eksenel yük ve momentlerdir.

Kolon hesapları Eurocode 4'e göre yapılmaktadır. Hesaplanan kolonlar her zaman her iki eksene göre simetriktir ve bütün kolon yüksekliği boyunca sabit bir kesit vardır.

Örnek karma kolon kesitinin CCD programı ile çözülmesi için veri girişi ve sonuç alınması işlemleri aşağıda detaylı olarak anlatılmıştır.



Şekil 3.29 CCD programı bilgi ekranı



Şekil 3.30 CCD programı ana ekranı

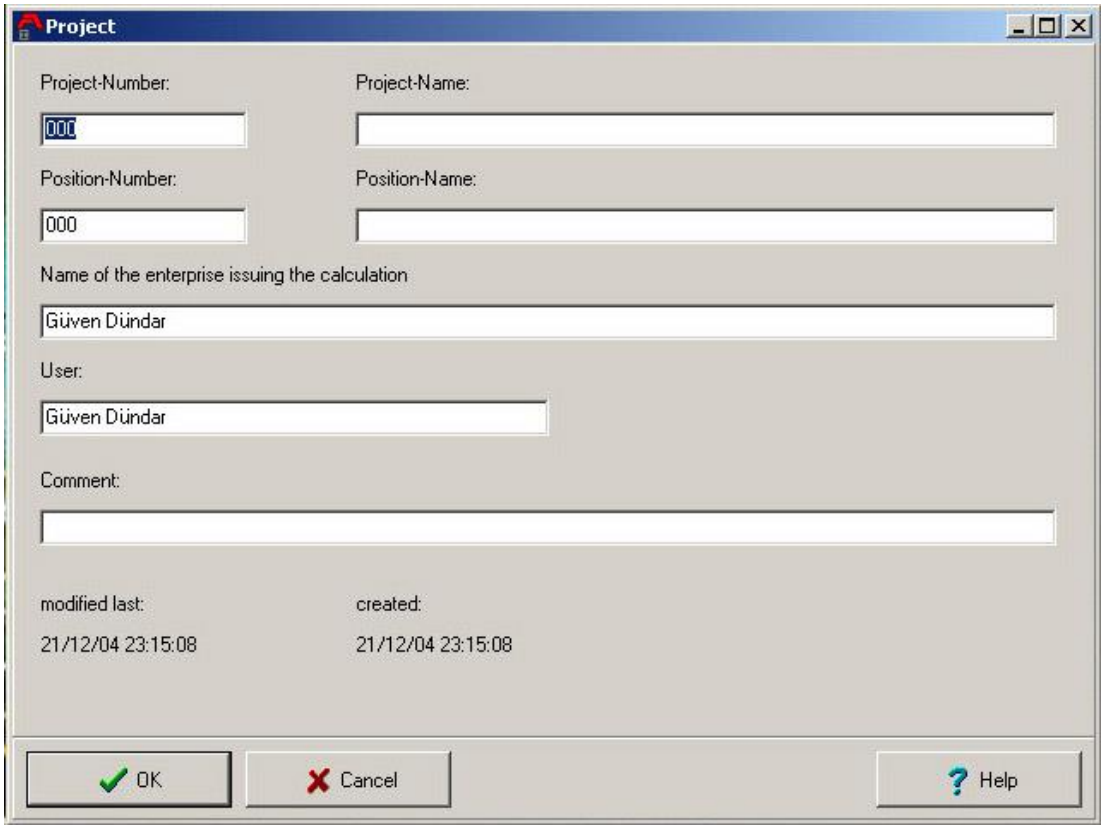
3.6.6.1. Proje Girişi

Projeyle ilgili genel bilgiler aşağıdaki başlıklar altında, ayrıca Şekil.3.29'da görülebildiği gibi programa girilmektedir.

Aşağıdaki girdiler verilebilir:

- Proje Numarası,
- Proje Adı,
- Pozisyon Numarası,
- Pozisyon Adı,
- Proje Sahibi
- Kullanıcı,
- Yorum,

Program her çıkışta "Hesaplamaları isteyen firmanın adı" ve "Kullanıcı" değerlerini kayda geçer ve bir dahaki açılışında, bu değerleri her yeni pozisyon için varsayılan değerler olarak atar.



Şekil 3.31 Proje bilgi girişi ekranı

3.6.6.2. Kesit Özellikleri Girişi

Program penceresinin üst tarafındaki üç büyük düğme kesit tipinin seçilmesine izin verir (Şekil 3.30).

Soldan sağa kullanılabilen üç kesit tipi,

1. Parçalı gömülü profil,

2. Dikdörtgen beton kesitli tam gömülü profil,

3. Dairesel beton kesitli tam gömülü profildir.

- Profil seçimi;

Profili tanımlamanın üç değişik yolu:

1. Profilin tam adının büyük harflerle yazmak (ör. HE 300 A),

2. Önce seri adını vererek profilin serisini seçmek (IPE, HE, HL, HD, HP, W, UB ya da UC), ardından seçilen serinin listesinde bulunan profillerden arzu edileni seçmek,

3. Profili doğrudan listeden seçmektir.

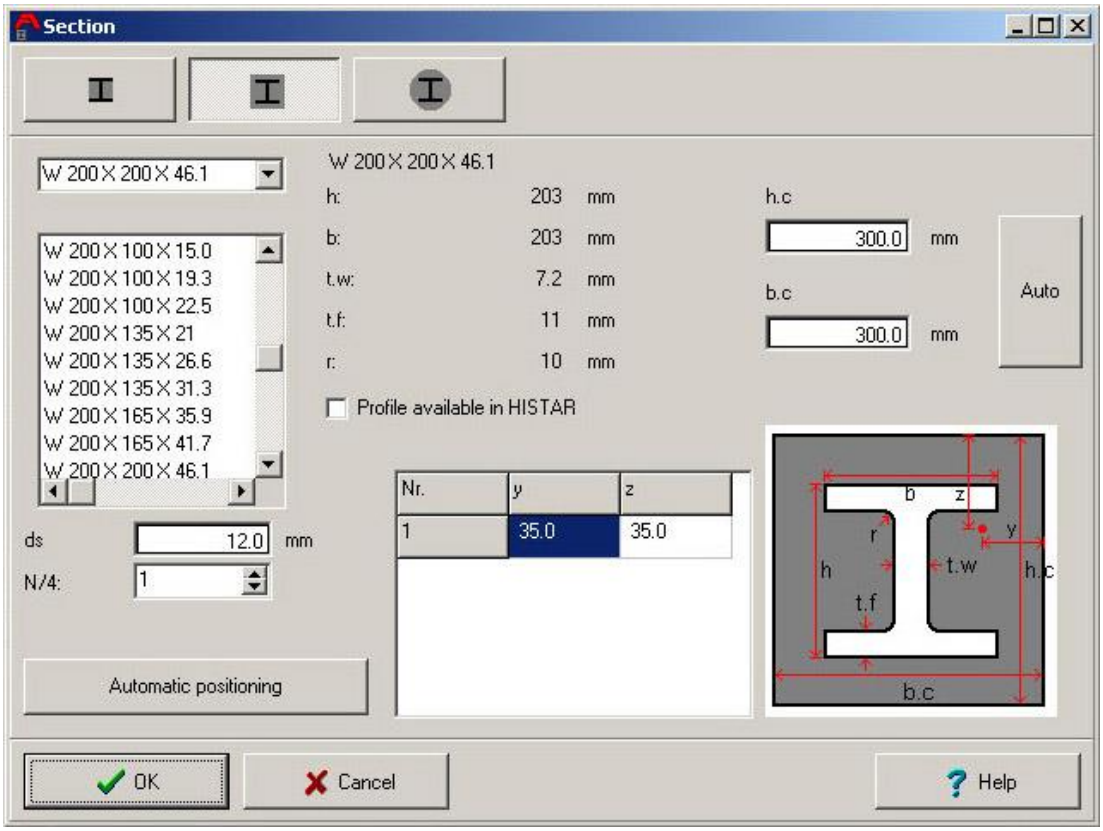
- Beton kesitin tanımlanması;

Birinci kesit tipi için beton kesit tamamen profil seçimi tarafından tanımlanmıştır. Başka bir bilgi girmeye ihtiyaç yoktur.

İkinci kesit tipi için betonun yüksekliği h_c ve genişliği, b_c tanımlanmalıdır. "Auto" düğmesine basıldığı taktirde program yaklaşık olarak profilden 10 cm daha geniş bir kesit seçecektir.

Üçüncü kesit tipi için beton kesitin yarıçapı h_c tanımlanmalıdır. "Auto" düğmesine basıldığı takdirde program yaklaşık olarak profilden 10 cm daha geniş bir kesit seçecektir.

Burada unutulmaması gereken nokta, çelik profilde bir değişikliğe gidildiğinde, beton kesitin program tarafından otomatik olarak yeni profile uygun hale getirilmeyeceğidir.



Şekil 3.32 Kesit özellikleri girişi ekranı

- Betonarme Donatısının Tanımı;

Donatı tanımında beton kesitin boyutları temel alınır. Bir çok durumda betonarme kesitin, donatılar tanımlanmadan önce seçilmiş olması gereklidir

Birinci yol için önce donatı yarıçapı, d_s, tanımlanmalıdır. Sonra kesitin her çeyreği için donatı sayısı, N/4, tanımlanır.

Manuel donatı yerleştirme için, her donatı çubuğu için donatı ekseniyle paralel beton kenar arasındaki y mesafesi ve donatı ekseniyle çelik profilin üst yüzeyi arasındaki z mesafesini tanımlamak gereklidir. Tüm mesafelerin milimetre cinsinden girilmesi zorunludur.

Eğer otomatik yerleştirmeyi tercih ediyorsanız, "Automatic Positioning" isimli düğmeye basıp aşağıdaki değerleri giriniz:

- c_y, donatı ekseni ile paralel beton kenar arasındaki minimum uzaklık (mm)

- c_z, donatı ekseni ile çelik profilin üst yüzeyi arasındaki minimum uzaklık (mm)

Sonra "OK" düğmesine basılır. Program donatıları uygun biçimde yerleştirir.

İkinci yol için yine önce donatı yarıçapı, d_s, tanımlanmalıdır. Sonra kesitin her çeyreği için donatı sayısı, N/4, tanımlanır.

Manuel donatı yerleştirme için, her donatı çubuğu için donatı ekseniyle paralel beton kenar arasındaki y mesafesi ve donatı ekseniyle beton kesitin üst yüzeyi arasındaki z mesafesini tanımlamak gereklidir. Tüm mesafelerin milimetre cinsinden girilmesi zorunludur.

Eğer otomatik yerleştirmeyi tercih ediyorsanız, "Automatic Positioning" isimli düğmeye basıp aşağıdaki değerleri giriniz:

- c_y, donatı ekseni ile paralel beton kenar arasındaki minimum uzaklık (mm)

- c_z, donatı ekseni ile beton kesitin üst yüzeyi arasındaki minimum uzaklık (mm)

Sonra "OK" düğmesine basılır. Program donatıları uygun bir şekilde yerleştirecektir.

Üçüncü yol için önce donatı yarıçapı, d_s, tanımlanmalıdır. Sonra bütün kesit için donatı çubuğu sayısı, N, girilir.

Üçüncü yol için betonarme donatı çubuklarının yerleştirilmesi her zaman otomatik olarak gerçekleştirilir. Donatı çubukları kesitin çevresine dağıtılır. Belirtilmesi gereken tek değer:

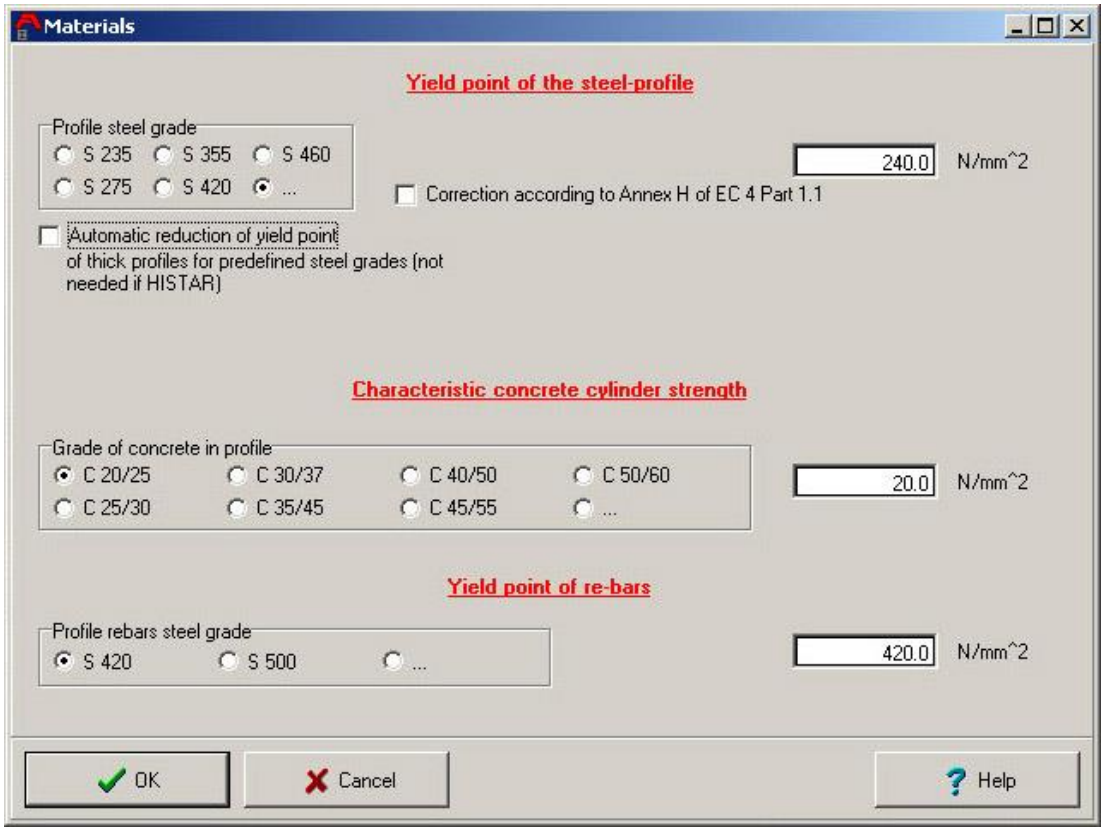
-c_z, donatı ekseni ile beton kesitin yüzeyi arasındaki mesafedir.

Otomatik yerleştirme donatıları eksenlerinin uzaklığı " donatı çubuğu yarıçapı x 1.1 + donatı çubukları arasındaki minimum uzaklık " olacak şekilde ayarlamaya çalışır. Donatılar arasındaki minimum boşluk için "donatı yarıçapı" ve " 20 mm" değerlerinden büyük olanı seçilir. 1.1 katsayısı donatıların her zaman belirtilen yarıçap değerlerinden büyük olması gerçeğini hesaba katmak için kullanılmaktadır. Eğer bir donatı çubuğu çelik profille çakışıyorsa yerleştirilmesi yapılmaz ve program yerleştirmeye bir sonraki pozisyondan devam eder.

3.6.6.3. Malzemelerin tanımlanması

Bu pencerede kullanılan malzemelerin özellikleri tanımlanır. (Şekil 3.31)

Programda tanımlı olan, kullanılabilecek çelik sınıfları S235, S275, S355, S420, S460'den ibarettir.



Şekil 3.33 Malzeme özellikleri giriş ekranı

Ayrıca, malzeme tanım bölümünün yanında bırakılan boş kutucuğa, çelik profil akma değeri için istenilen herhangi bir değer girilebilir.

Önceden tanımlanmış çelik sınıfları S235, S275, S355, S420 ve S460 için, profilin akma noktası otomatik azaltma seçeneği işaretlenerek hesaplarda azaltılması sağlanabilir. Bu durumda, "Automatic reduction of yield point of thick profiles for predefined steel grades (not needed if HISTAR)" düğmesini seçmek yeterli olacaktır.

Azaltma S235, S275,S355,S240 ve S460 için yapılır.

Programı S420 ve S460 sınıfı çeliklerle kullanmak için, EC4'ün H eki, Bölüm 1.1.'e uygun düzeltmeleri yapmak mümkündür. Eğer bu sınıftaki çelikleri kullanırsanız uygun düşen kutucukları işaretlemeniz gereklidir.

- Beton karakteristik dayanımı;

Kullanılabilir beton sınıfları : C20/25, C25/30, C30/37, C35/45, C40/50, C45/55, C50/60. (ENV 1994-1-1,3.1)

Ayrıca, malzeme özelliklerinin yanında bulunan boş kutucuktan istenilen herhangi bir değer programa girilebilir.

- Donatıların akma noktası;

Kullanılabilir donatı çeliği sınıfları : S420, S500. (ENV 1994-1-1,3.2)

Ayrıca, malzeme özelliklerinin yanında bulunan boş kutucuktan istenilen herhangi bir değer programa girilebilir.

3.6.6.4. Malzeme güvenlik katsayıları

"Material safety factors" penceresinde, kesitin dayanımının hesaplanması için kullanılan malzeme özelliklerine uygulanan güvenlik katsayıları tanımlanabilir.

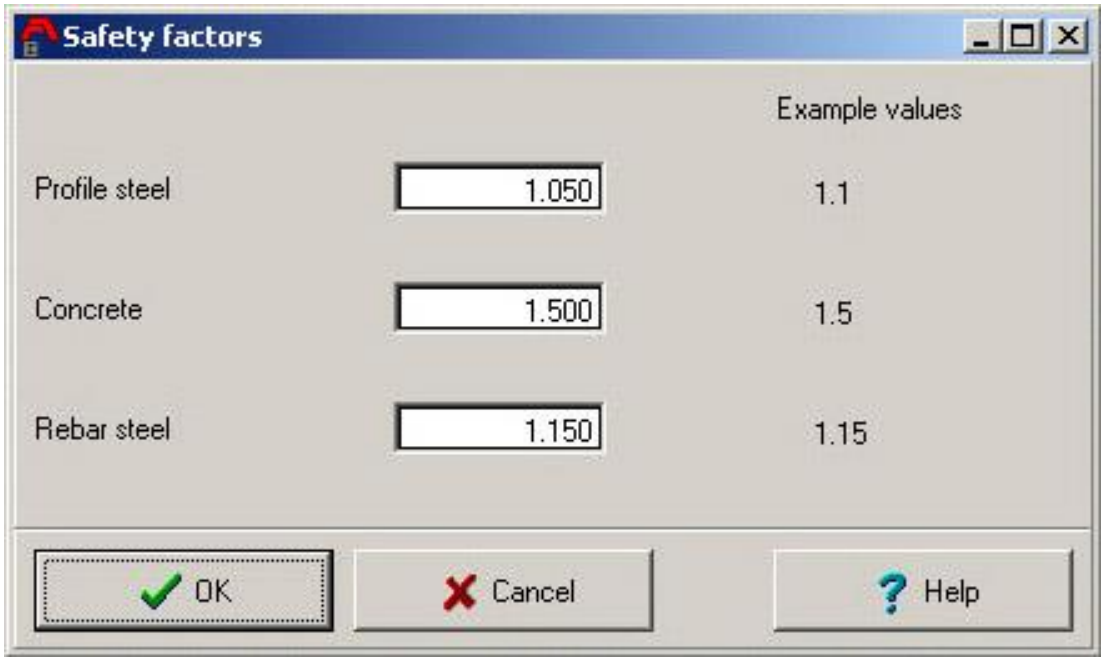
Eğer yeni bir pozisyon yaratılırsa, güvenlik katsayıları aşağıdaki varsayılan değerlere ayarlanır (ENV 1994-1-1, 2.3.3.2):

γ profil = 1.1

γ beton = 1.5

γ donatı = 1.15

Betonun dayanımının hesabı için ihtiyaç duyulan 0,85 katsayısı program tarafından sağlanmaktadır ve buraya dahil edilmesine gerek yoktur.



Şekil 3.34 Malzeme dayanım katsayıları giriş ekranı

3.6.6.5. Yükleme

"Loading" ekranı burkulma boyları ve kolon üstünde etkili yüklemelerin tanımlanmasına olanak tanır.

- Burkulma boyları

Burkulma boylarının tanımı sırasında iki ana yön için, metre cinsinden kolonun serbest açıklığı ve burkulma katsayısı girilir. Bu iki değerin girilmesi sonucunda, sağ tarafta burkulma boyu değeri gösterilir.

- Yüklemelerin programa girişi,

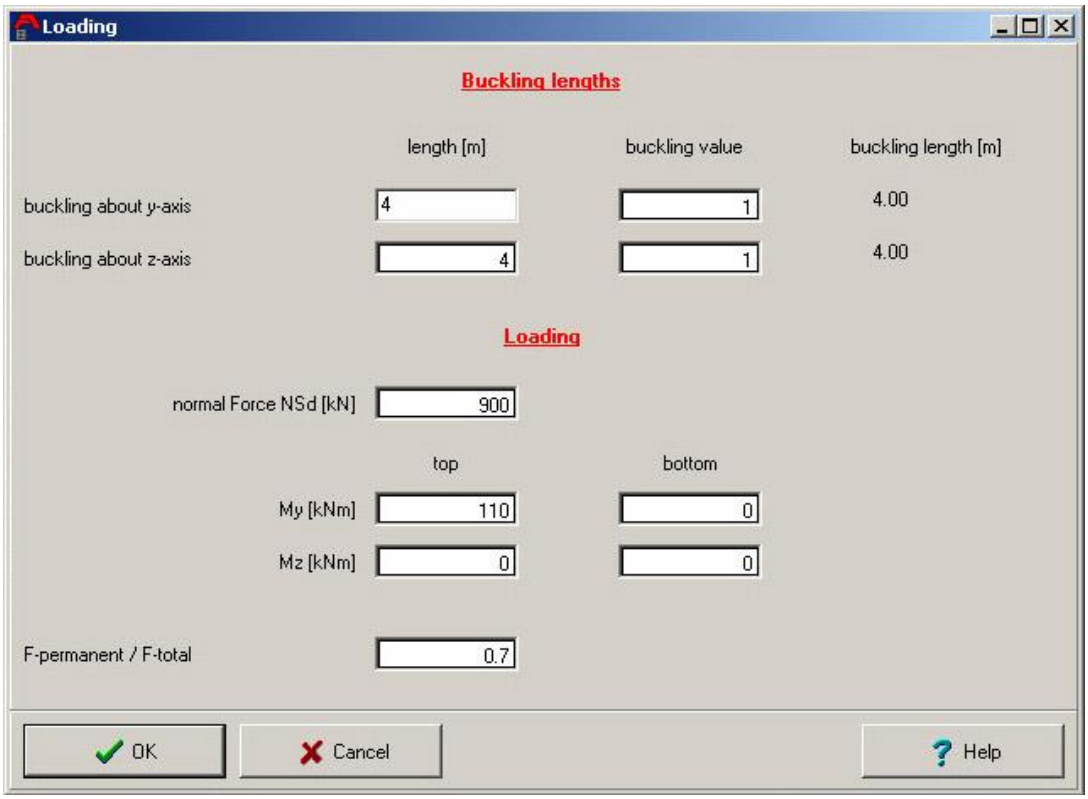
- Tekil kuvvet (kN, sadece pozitif değerlere izin verilir),

- Üst M_y momenti (kNm),

- Alt M_y momenti (kNm),

- Üst M_z momenti (kNm),

- Alt M_z momenti (kNm), şeklinde gerçekleştirilebilir.



Şekil 3.35 Yükleme giriş ekranı

Eğer kolonun üstündeki moment, kolonun altındaki momentle aynı işarete sahipse, kolon boyunca moment tesir diyagramında momentin işareti değişmez. Eğer kolonun

üstündeki momentle altındaki momentin işaretleri farklıysa kolon yüksekliği boyunca bir noktada moment tesir diyagramında momentin işareti değişecektir.

Kesit her iki eksene göre de simetrik olduğundan, M_y ve M_z'nin işaretleri sadece verilen bir yön için kolonun üst ve alt momentlerinin aynı işarette mi yoksa zıt işarette mi olduğunu anlamak için gereklidir. Verilen yönlere göre değişiklik gösterdiğinden üst ve alt momentlerin işaretlerinin hesaplamalarla ilgisi yoktur.

- Sürekli Yük/Toplam Yük;

Bu değer toplam yüklemeler içerisinde sürekli yüklerin oranını ifade eder. Binalar için bu katsayı genellikle 0,7 civarında olur.

3.6.6.5. Sonuçlar

"Results", "Details" ya da "Graphics" düğmelerinden birine basmak, eğer yeni bir hesaplama gerekliyse, otomatik olarak hesaplamayı başlatır.

Eğer hesaplama herhangi bir hata ya da uyarı mesajı olmaksızın gerçekleşirse, sonuçlar derhal gösterilir. Diğer durumda, hata ya da uyarı içeren bir pencere ortaya çıkar. Eğer sadece uyarı içeriyorsa, sonuçlar bu pencerenin kapatılmasından sonra gösterilecektir. Eğer hata içeriyorsa, sonuçlar gösterilemez.

Aşağıda verilenler şunları temsil eder:

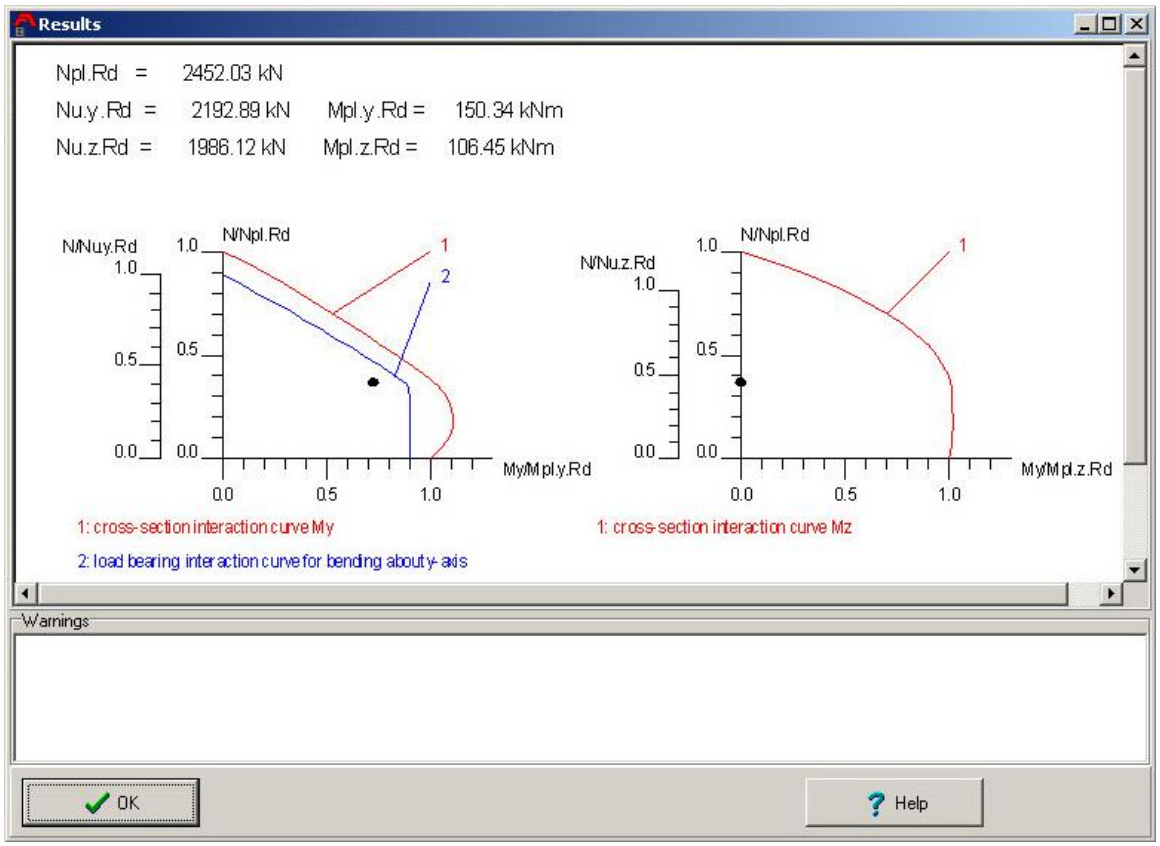
$N_{pl.Rd}$ EC 4'e göre kesitin plastik dayanımı, alan değerlerinin toplamlarının sonuçları ve ilgili dayanımlar (malzeme güvenlik katsayıları hesaba katılmıştır).

$N_{u.y.Rd}$ EC 4'e göre kolonun maksimum dayanımı, y ekseni etrafındaki burkulma hesaba katılmıştır

$N_{u.z.Rd}$ EC 4'e göre kolonun maksimum dayanımı, z ekseni etrafındaki burkulma hesaba katılmıştır.

$M_{pl.y.Rd}$ Plastik dayanım momenti (EC 4), y ekseni etrafındaki eğilme hesaba katılmıştır.

$M_{pl.z.Rd}$ Plastik dayanım momenti (EC 4), z ekseni etrafındaki eğilme hesaba katılmıştır.



Şekil 3.36 Sonuç ekranı

Diyagramlar:

1.eğri (kırmızı) kesitin normal kuvvet (basınç) ve tek eksenli eğilme durumundaki etkileşim diyagramıdır.

Eğer y ya da z ekseni için bir eğilme momenti verilmişse;

2. eğri (mavi) belirtilen eksen etrafındaki eğilmeyi temsil eder. Mavi eğri, normal kuvvet (basınç) ve eğilme etkisinde kolonun dayanımı için etkileşim diyagramını temsil eder.

Eğer eğilme momenti hem y hem de z ekseni için verilmişse:

İki eksenli eğilme hesabı için kullanılan burkulma boyu gösterilmiştir.

2. eğri (mavi) her iki şekil için de gösterilmiştir.

3. eğri (yeşil) her iki eksen için de gösterilmiştir. Bu eğri normal kuvvet ve iki eksenli eğilme etkisi altındaki kolonun etkileşim eğrisini temsil eder.

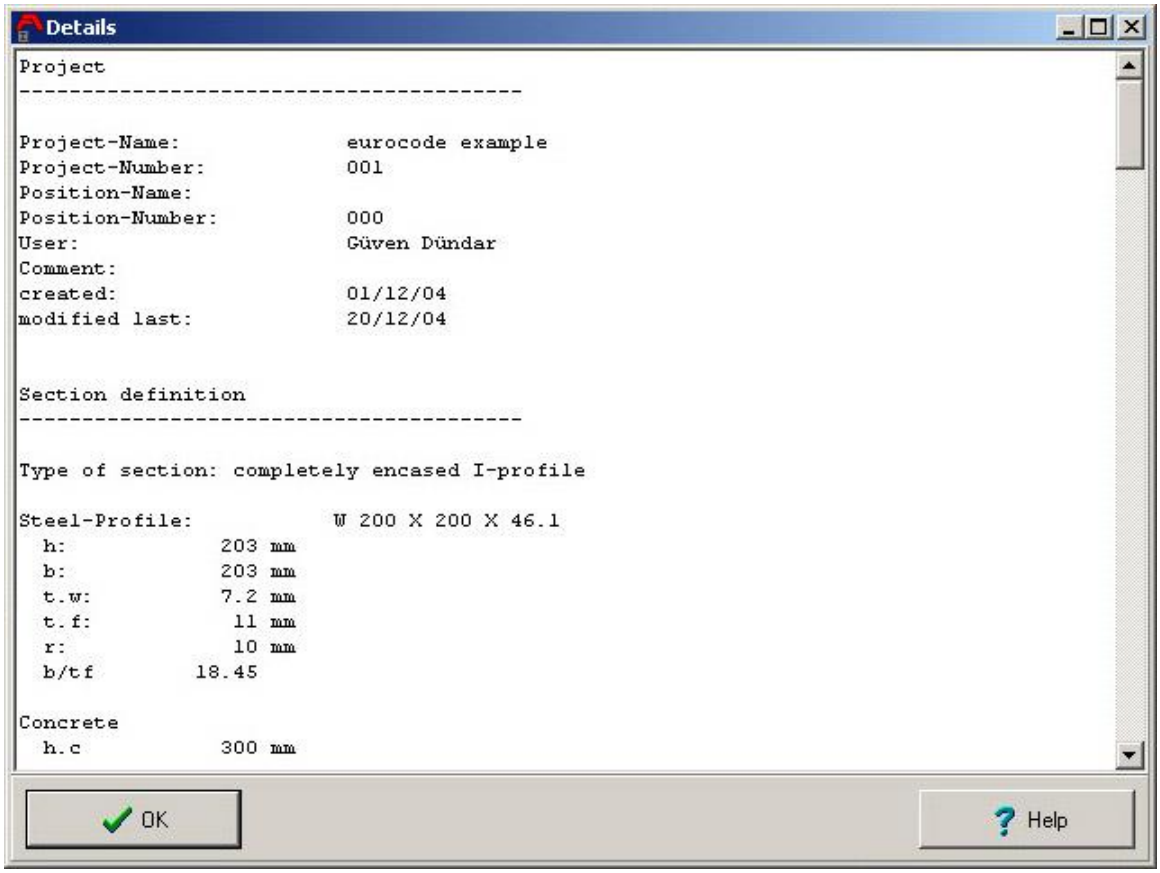
Şekillerde N-M_y ya da N-M_z şeklinde kombinasyonlar gösterilmiştir.

Dikey eksen normal kuvveti temsil eder. Birinci şekil normal kuvvet/$N_{pl.Rd}$ oranını, ikinci şekil normal kuvvet/ $N_{u.yRd}$ oranını ya da normal kuvvet/ $N_{u.zRd}$ oranını gösterir.

Her iki şekildeki yatay eksen eğilme momenti/ $M_{pl.y.Rd}$ ya da eğilme momenti/ $M_{pl.y.Rd}$ oranını göstermektedir.

- Detaylar;

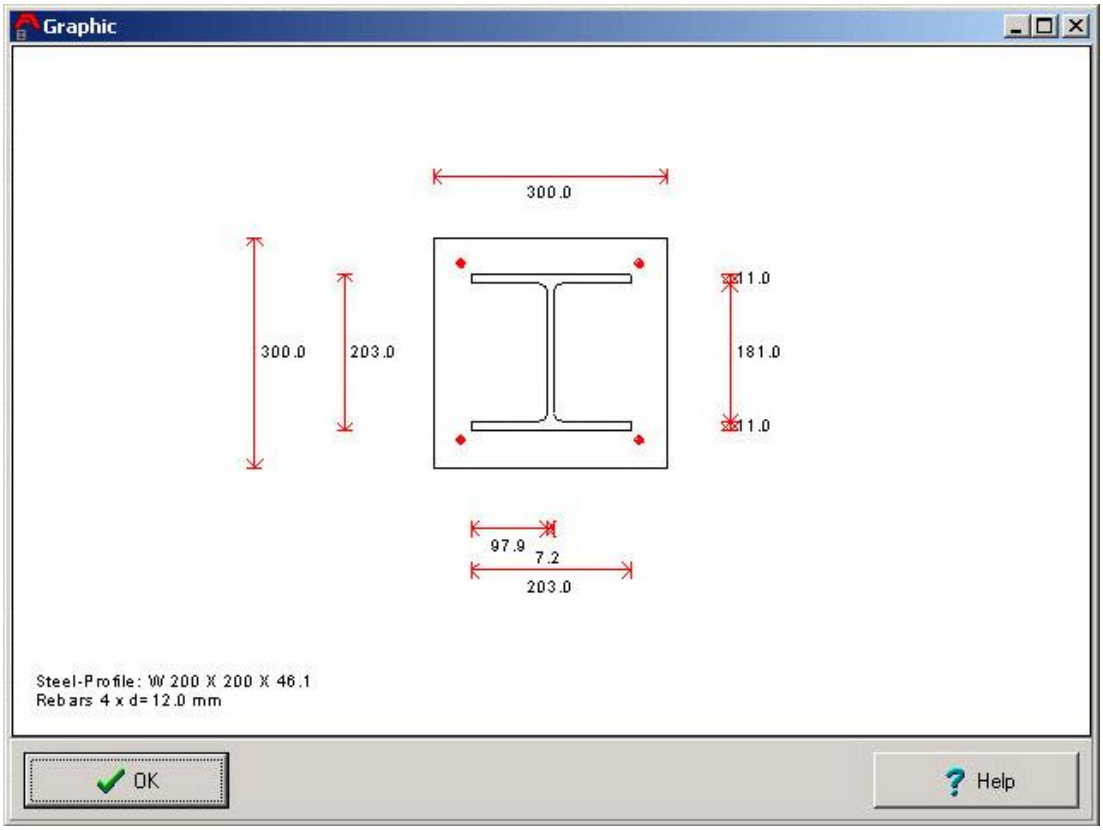
"Details" penceresi, başarılı bir hesaplamanın ardından, girdileri ve sonuçları gösterir.



Şekil 3.37 Sonuç raporları ve detaylar

- **Grafik;**

Programın bu bölümü, kullanıcı tarafından girilen geometrik özellikler, çelik profil tipi, betonarme donatı çubuklarının yerleşimi gibi bilgilerle tanımlanan kesitin genel bir görünüşünü ekrana getirir.



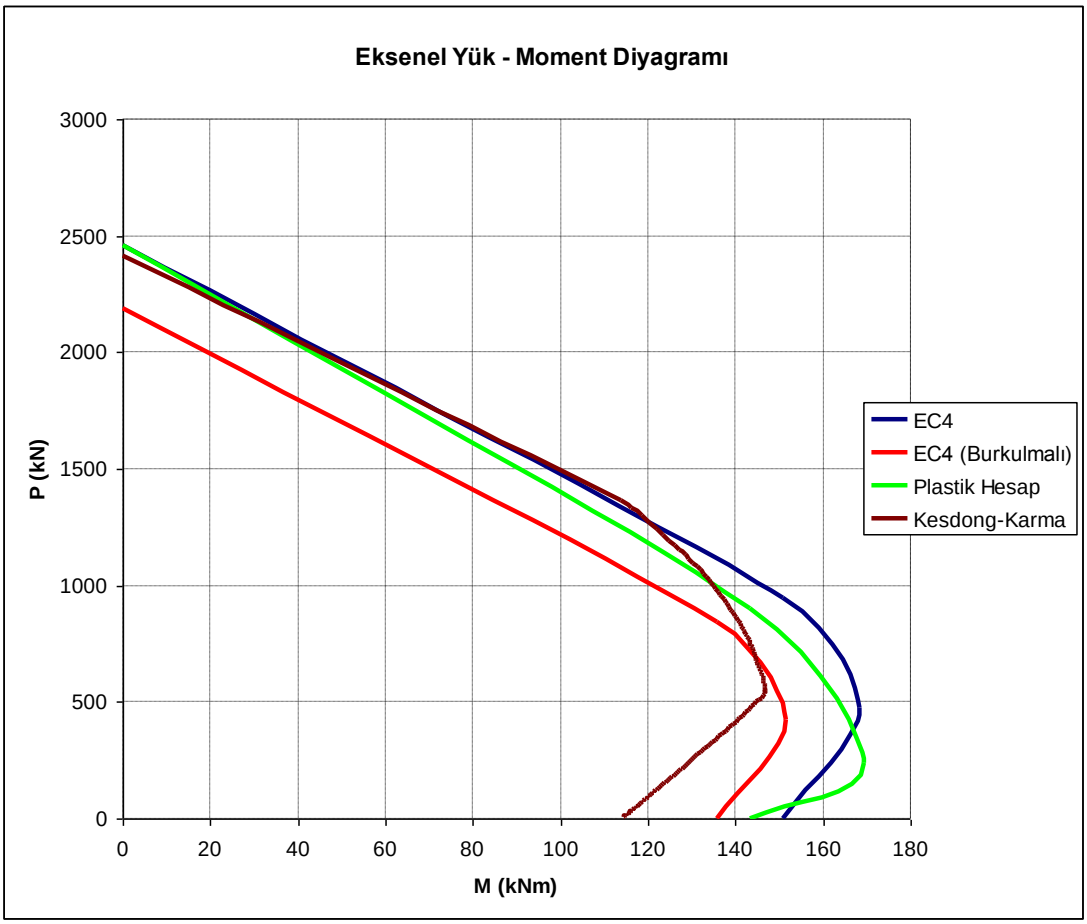
Şekil 3.38 Grafik ekranı

CCD programı ile örnek karma kolon kesiti için elde edilen sonuçlar ve program rapor çıktıları "Ekler" bölümünde verilmektedir.

3.6.7. Yönetmelikler ve Kesdong-Karma Programının Sonuçlarının Karşılaştırılması

Aşağıdaki Şekil 3.37, örnek karma kolon kesitinin yukarıda ayrıntılı anlatılan ve sonuçları hesaplanan yönetmeliklerde ve "Kesdong-Karma" bilgisayar programında elde edilen etkileşim diyagramlarının karşılaştırılmasını vermektedir.

Şekil 3.37'de verilen diyagramda, EC4 eğrisi, Eucrocode 4'e göre karma kolon çözümünün sonuçlarının yanı sıra, aynı zamanda CCD programı ile bulunan sonuçları da yansıtmaktadır.



Şekil 3.39 Çeşitli hesap metodları ile elde edilen karma kolon etkileşim diyagramları

3.7. EC4' e Göre Karma Kolonların Yangın Dayanımı

3.7.1. EC4 Genel Yangın Dayanım Felsefesi

Yangına karşı tasarımın genel amaçları herhangi bir yangın durumunda bireyi ve toplumu, çevredeki yapıları ve gerektiğinde doğrudan yangına maruz kalan yapıları mümkün olduğunca risklerden arındırmaktır.

Yapılar, ortaya çıkan bir yangın durumunda:

- Yapının yük taşıma dayanımının belirli bir zaman periyodu boyunca devam edebileceği,

- Yangının yayılması riskinin azaltıldığı,

-İçinde bulunanların kısa sürede uzaklaşabileceği ya da başkaları tarafından kurtarılabileceği ,

- Kurtarma ekiplerinin güvenliklerinin dikkate alındığı

bir şekilde tasarlanmalı ve geliştirilmelidir.

Avrupa standartları (Eurocode), yeterli yük taşıma kapasitesinin korunması ve yangının yayılması olasılığının azaltılması açısından yapı tasarımındaki belirli pasif yangın tedbirlerine değinmektedir.

İstenilen işlevler ve performans seviyeleri, standart yangın dayanımı değerlerinden ya da pasif ve aktif ölçümlerin değerlendirmesi için yangın güvenliği mühendisliğine başvurularak belirlenebilir.

3.7.2. EC4 Genel Tasarım İlkeleri

Yapının yangın tasarımının tam bir analitik yöntemi, yapısal sistemin yüksek sıcaklıklardaki davranışını, ortaya çıkacak ısı potansiyelini ve çalışmakta olan yangın güvenlik sistemlerinin olumlu etkilerini, bu üç önemli özellikle ilgili belirsizlikleri ve yapının önem derecesini (yangın sonrası hemen kullanılıp kullanılamayacağı) birlikte hesaba katmalıdır [14].

Günümüzde bu parametrelerin hepsini olmasa da bazılarını içine alan ve yapının ya da yapı bileşenlerinin binadaki gerçek bir yangın sırasında yeterli performansı göstereceğini kanıtlayan bir prosedür yaratmak mümkündür.

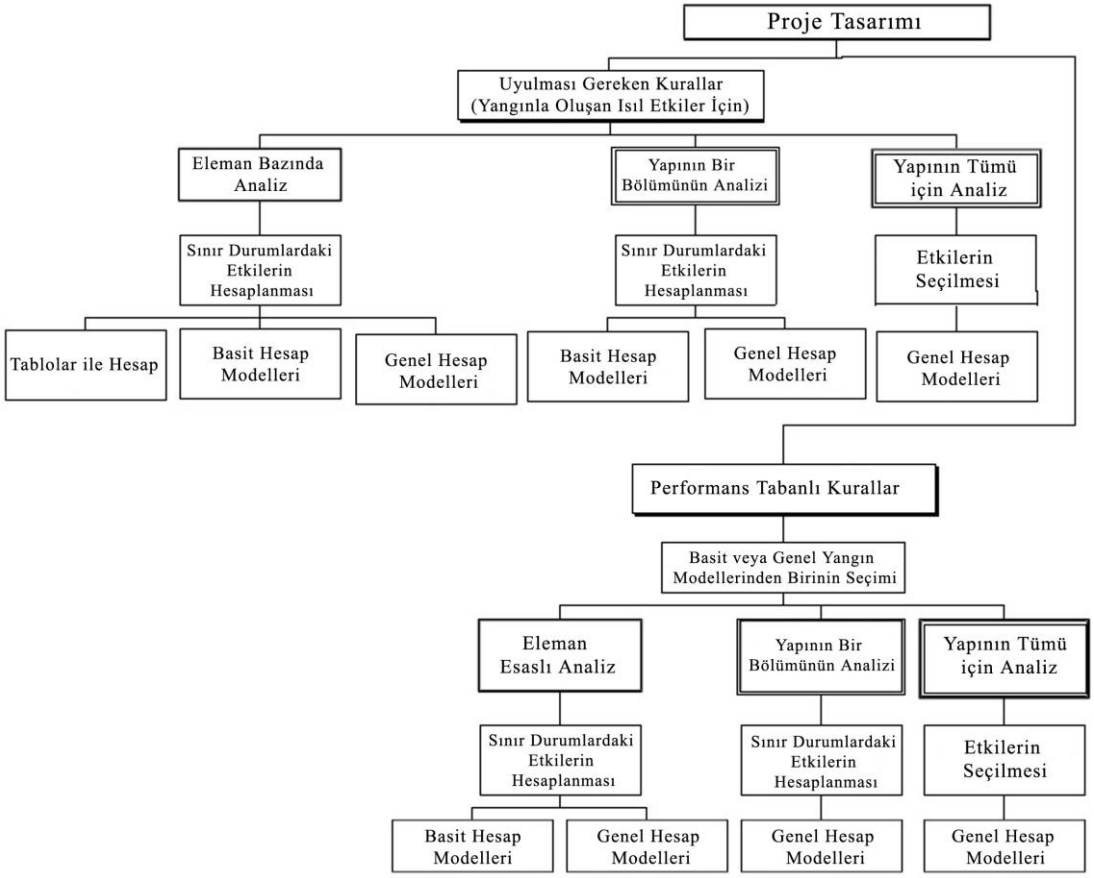
Aşağıda, Şekil 3.40'ta Eurocode'un yangın tasarımı uygulama prosedürü gösterilmektedir.

Eurocode, yangın tasarımı için genel hesap modelleri, basit hesap modelleri ve belirli geçerlilik limitleri içerisinde kullanılabilecek, tablolardan okunan bilgilere dayalı tasarım çözümleri sunmaktadır.

3.7.3. EC4 Yangın Tasarımı için Performans Gereksinimleri

Yangın durumunda mekanik dayanımın istenildiği yerlerde, karma çelik ve beton yapılar yangına maruz kaldıkları süre boyunca yük taşıma işlevlerini koruyabilecekleri bir şekilde tasarlanmalı ve inşaa edilmelidirler.

Bölmelendirmenin istenildiği yerlerde, yangın bölmesinin sınırlarını oluşturan yapı elemanlarının, ek yerleri dahil, yangına maruz kaldıkları süre boyunca ayırma işlevlerini yerine getirmeye devam edebilecekleri bir şekilde tasarlanmalı ve inşaa edilmelidirler. [14]



Şekil 3.40 Yangın tasarım prosedürü [14].

Yapının bütünlüğünde, alevlere, sıcak gazlara dolayısıyla yangından korunan bölgelere alevlerin ulaşması için geçit oluşturabilecek herhangi bir hata olmamalıdır.

Yalıtımda, yangından korunan bölgelerde ısının belirli seviyenin üstüne çıkmasına neden olabilecek herhangi bir hata olmamalıdır.

"I" kriterinde, korunan bölgenin yüzeylerinin tamamında ortalama ısının, standart bir yangın etkisi altında, 140K'ne (K: Mutlak sıcaklık, Kelvin) ulaşmadığı ve bu yüzeylerdeki maksimum ısı artışının 180K'ya ulaşmadığı kabul edilir.

R, E ve I kriterleriyle uyumlu olması gereken yapı elemanları:

sadece ayırıcı elemanlar: E ve I

sadece taşıyıcı elemanlar: R

ayırıcı ve taşıyıcı elemanlar: R,E ve I

R 30 veya 60... dakika süre boyunca standart yangın dayanımı yük taşıma durumunu yangın halinde devam ettirebilen yapı elemanı. Örneğin R60: 60 dakika yangın halinde yük dayanımı olan eleman için kullanılır.

I örneğin I60; 30,60... dakika yangın halinde ısıl izolasyon sağlayan yapı elemanı

E örneğin E30; 30,60... dakika yangın etkisinde kendisinin ve yapının bütünlüğünü devam ettirebilen yapı elemanı

Deformasyon kriteri, ayırıcı yapı elemanları için, güvenliğin gerekliliklerinin ya da tasarım kritelerlerinin, taşıyıcı yapının deformasyonunu göz önüne almasını gerektirdiği yerlerde uygulanmalıdır.

Desteklerden kaymaları, kaplamalardaki ayrılmaları ya da ayrıcı elemanlarda oluşabilecek hasarları engellemek için uzama ve kısalmaları sınırlandırmak gerekebilir. [14]

3.7.4. EC4 Yangın Tasarımı için Malzeme Özelliklerinin Tasarım Değerleri

Isıl ve mekanik malzeme özelliklerinin hesap değerleri $\chi_{fi,d}$ aşağıdaki gibi tanımlanmıştır;

Yapı analizi için dayanım ve deformasyon özellikleri;

$$\chi_{fi,d} = k_\theta . \chi_k / \gamma_{M,fi} \qquad (3.49)$$

χ_k ısı tasarımı için malzemenin karakteristik dayanım ya da deformasyon özelliği (genellikle y_k ve E_k için)

k_θ dayanım ya da deformasyon özelliği için malzeme ısısına bağlı azaltma katsayısı ($\chi_{k,\theta} / \chi_k$)

$\gamma_{M,fi}$ ilgili malzeme özelliğinin yangın durumundaki güvenlik katsayısı

Çelik ve betonun ısıl özellikleri için, yangın durumunda güvenlik katsayısı aşağıdaki gibi seçilebilir;

$\gamma_{M,fi} = 1,0$

Çelik ve betonun mekanik özellikleri için güvenlik katsayısı aşağıdaki gibi seçilebilir:

$\gamma_{M,fi,a} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,s} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,c} = 1,0$; $\gamma_{M,fi,v} = 1,0$

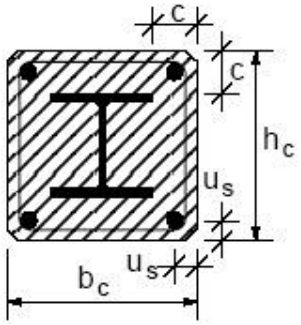
Isıya bağlı gerekli dayanım azaltmasını uygulamadan önce beton basınç dayanımının tasarım değeri 1,0 $f_{c,20°}$ 'nin $\gamma_{M,fi,c}$ 'ye bölümü ile elde edilir. Döşemeler için basit hesaplama modellerinin kullanılacağı zaman, ilgili dayanım ısıya bağlı dayanım azaltmasını azaltmadan önce $0,85f_{c,20°}$'nin $\gamma_{M,fi,c}$ 'ye bölümü ile elde edilir.. 0,85 katsayısı, döşemedeki dikdörtgen gerilme bloğunu hesaba katmak içindir.

3.7.5. Karma Kolonların Yangın Tasarımı Yordamları

Tamamen gömülü çelik kesitlerden yapılmış karma kolonlar ve parçalı gömülmüş çelik kesitli karma kolonlar için zorunlu geometrik boyutlar Tablo 3.9 ve Tablo 3.10'da her iki kolon kesiti için ayrı ayrı verilmektedir.

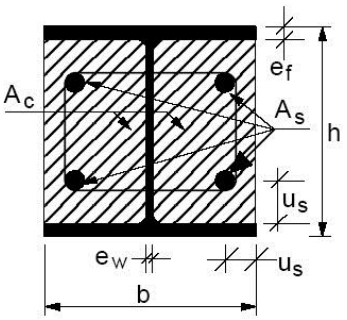
Eurocode 4'ün yangın hesap kurallarına göre, betona tamamen gömülü çelik kesitlerden oluşan karma kolonlar için, Tablo 3.9'daki kurallar uygulandığında, herhangi bir yangın hesabına gerek kalmamaktadır. Yangın hesabı için EC4'de verilen hesap metodu, betona tamamen gömülü olmayan çelik kesitli karma kolonlar için geçerlidir [12].

Tablo 3.9 Betona Tamamen Gömülü Çelik Kesitlerin minimum kesit boyutları, minimum paspayları ve minimum çelik profil dışı beton kabuk boyutları

			Standart Yangın Dayanımı					
			R30	R60	R90	R120	R140	R180
1.1	Minimum boyutlar h_c ve b_c (mm)		150	180	220	300	350	400
1.2	Profili çevreleyen min beton kabuk "c" (mm)		40	50	50	75	75	75
1.3	Minimum paspayı u_s (mm)		-20	30	30	40	50	50
	veya							
2.1	Minimum boyutlar h_c ve b_c (mm)		-	200	250	350	400	-
2.2	Çelik profili çevreleyen min beton kabuk (mm)		-	40	40	50	60	-
2.3	Minimum paspayı u_s (mm)		-	-20	-20	30	40	-

Betonarme donatıları en az 12 mm çapında 4 çubuktan oluşmalıdır.

Tablo 3.10 Betona Parçalı Gömülmüş Çelik Kesitler için minimum kesit boyutları, betonarme donatılar için minimum donatı yüzdesi ve aks aralıkları [14].

		Yeterli Deprem Dayanımı						
		R30	R60		R90		R120	
	Minimum Gövde/Başlık oranı e_w/e_f	0,5	0,5	0,7	0,5	0,7	0,5	0,7
1	Yükleme seviyesi için minimum kesit boyutları							
1.1	Minimum h ve b boyutları (mm)	160	200		300	240	400	300
1.2	Minimum pas payı u_s (mm)	-	50		50	50	60	60
1.3	Minimum donatı yüzdesi $A_s/(A_s+A_c)$%	-	4		4	4	6	6
2	Yükleme seviyesi için minimum kesit boyutları							
2.1	Minimum h ve b boyutları (mm)	160	300	240	400	300	-	
2.2	Minimum pas payı u_s (mm)	-	50	50	60	60	-	
2.3	Minimum donatı yüzdesi $A_s/(A_s+A_c)$%	-	4	4	6	6	-	
3	Yükleme seviyesi için minimum kesit boyutları							
3.1	Minimum h ve b boyutları (mm)	160	400	300	-		-	
3.2	Minimum pas payı u_s (mm)	40	60	60	-		-	
3.3	Minimum donatı yüzdesi $A_s/(A_s+A_c)$%	1	6	6	-		-	

3.7.6. Karma Kolonların Yangına Karşı Tasarımı için Basit Hesap Modelleri

3.7.6.1. Yapısal Davranış

Basit hesap modelleri sadece yanal ötelenmesi önlenmiş kolonlarda uygulanabilirler.

Basit hesaplama modellerinde eksenel basınç (burkulma yükü) altındaki karma kolonların dayanımının yangın durumundaki tasarım değeri şu bağıntıdan elde edilecektir;

$$N_{fi,Rd} = \chi N_{fi,pl.Rd} \tag{3.50}$$

χ, boyutsuz narinlik oranı $\overline{\lambda}_\theta$'ye bağlı, Eurocode burkulma eğrilerindeki c eğrisi için azaltma katsayısıdır.

$N_{fi,pl.Rd}$, yangın durumundaki eksenel basınca karşı plastik dayanım değeridir.

Bir karma kolonun kesiti, çelik profil "a", betonarme donatıları "s" ve beton "c" göz önüne alınarak bölümlere ayrılır.

Yangın durumundaki eksenel yüke karşı plastik dayanım değeri aşağıdaki bağıntıda verilmiştir:

$$N_{fi,pl.Rd} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} \overline{E}_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} \overline{E}_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_j (\varphi_{c,\theta} \overline{E}_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}) \quad (3.51)$$

$A_{i,\theta}$, kesitteki her elemanın alanıdır.

Etkili eğilme rijitliği aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} \overline{E}_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} \overline{E}_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} \overline{E}_{c,sec,\theta} I_{c,\theta}) \quad (3.52)$$

$I_{i,\theta}$ zayıf ya da güçlü eksendeki eğilme için kesitin parçalı azaltılmış bölümü i'nin atalet momenti

$\varphi_{i,\theta}$ ısıl gerilme etkisine bağlı azaltma katsayısı

Yangın durumundaki Euler burkulma yükü ya da elastik kritik yük aşağıdaki gibidir:

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / l_\theta^2 \quad (3.53)$$

l_θ kolonun yangın durumundaki burkulma boyu

Boyutsuz narinlik oranı aşağıdaki gibi bulunur:

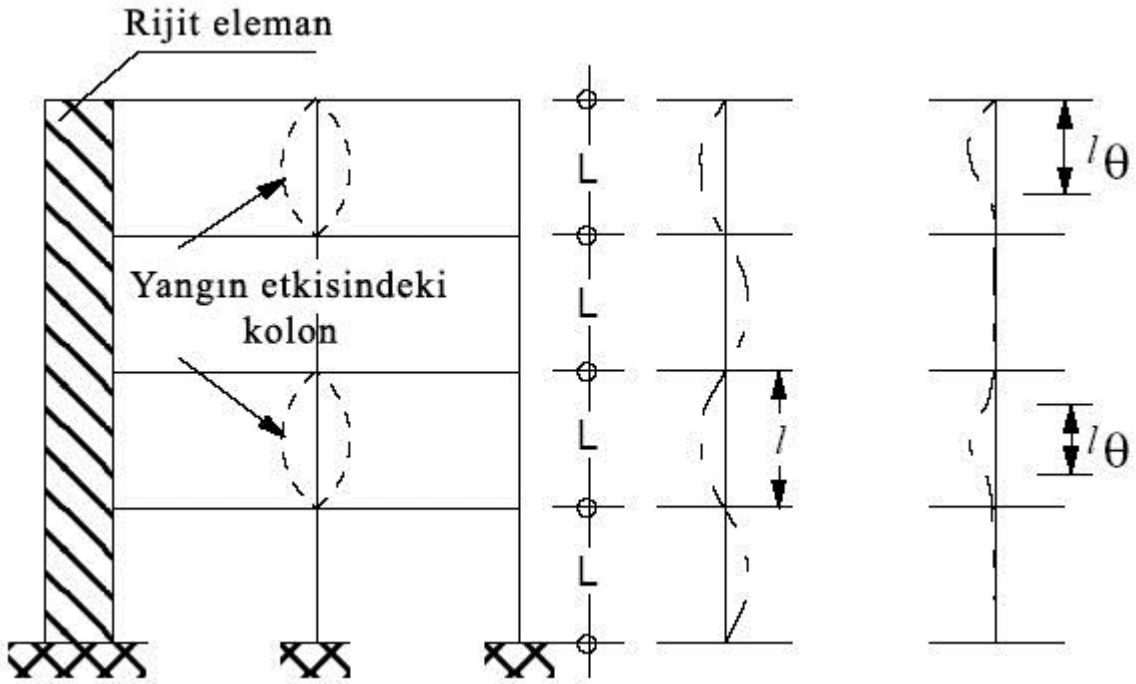
$$\overline{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl.R} / N_{fi,cr}} \quad (3.54)$$

$N_{fi,pl.R}$, $N_{fi,pl.Rd}$'nin, $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,s}$ ve $\gamma_{M,fi,c}$ 1,0'a eşit olduğu zamanki değeridir.

Kolonların burkulma boyu l_θ ;

Orta katlarda yangına maruz kalmış bir kolon için, kolon boyu L'nin 0,5 katına eşit olmaktadır.

En üst katta yangına maruz kalmış bir kolon için, kolon boyu L'nin 0,7 katına eşit olmaktadır.



Şekil 3.41 Yanal ötelenmesi önlenmiş karma kolonların yangın etkisinde burkulma boyu

3.7.6.2. Parçalı Gömülmüş Çelik Kesitler için Yangın Tasarım Kuralları

Parçalı gömülü kolonların yangın dayanımı burkulma ve eğilme için çelik profilin zayıf ekseni etrafında da geçerli sayılan hesaplama modelleriyle değerlendirilebilir.

Aşağıda hesaplama için gerekli şartlar görülmektedir:

burkulma boyu l_θ ≤ 13,5b

230 mm ≤ kesitin yüksekliği h ≤ 1100 mm

230 mm ≤ kesitin genişliği b ≤ 500 mm

1% ≤ donatı yüzdesi ≤ 6%

standart yangın dayanımı ≤ 120 dakika

Ek olarak, minimum kesit boyutları b ve h, R90 ve R120 yangın sınıfları için 300 mm'den küçük olmamalıdır.

3.7.6.3. Yangın Korumasız Beton Dolgulu Çelik Kesitler için Yangın Tasarım Kuralları

Beton dolgulu kare ya da dairesel kesitler basit hesaplama modelleriyle değerlendirilebilir.

Aşağıda hesaplama için gerekli şartlar görülmektedir:

burkulma boyu l_θ ≤ 4,5 m

140 mm ≤ kesitin derinliği b ya da yarıçapı d ≤ 1100 mm

C20/25 ≤ beton sınıfı ≤ C40/50

1% ≤ donatı yüzdesi ≤ 5%

standart yangın dayanımı ≤ 120 dakika

3.7.6.4. Yangın Korumalı Beton Dolgulu Çelik Kesitler İçin Yangın Tasarım Kuralları

Beton dolgulu çelik kesitlerin yangın dayanımında, ısı transferini azaltmak için çelik kolonun etrafında bir koruma sistemi kullanılarak iyileştirmeler sağlanabilir.

Yük taşıma kriteri "R"'nin, kesitin ısısı 350°'den düşük olduğu sürece geçerli olduğu düşünüle bilinir.

3.7.7 Uygulama Detayları

3.7.7.1. Genel Uygulama Detayları

Uygulama detayları, normal ısı ve yangın durumu tasarımlarında çelik ve beton için karma kolonlarda ve karma kirişlerde gerekli seviyede kesme bağlantısını garanti etmelidir. Eğer bu kesme bağlantıları yangın koşulları altında korunamaz ise, karma kesitin çelik ve beton bölümlerinden her ikisi de birbirinden bağımsız olarak yangına karşı görevlerini tam olarak yerine getirmek zorundadır [14].

Beton dolgulu ve parçalı betona gömülü kesitler için, kesme bağlantıları, çelik kesitin doğrudan ısıtılmış korumasız bölümlerine bağlanmamalıdırlar.

Eğer kaynaklı kesitler kullanılmışsa, doğrudan ateşe maruz kalmış çelik kesimler, korumalı çelik kesitlere yeterince güçlü kaynaklarla bağlanmalıdırlar.

Ateşe maruz kalmış betonarme yüzeyler için, betonarme donatılarının beton kılıfları bütün donatı çubukları için en az 20 mm olmalı fakat 50 mm'yi geçmemelidir. Bu şart yangın sırasında beton kılıfın dökülmesi riskini azaltmak için getirilmiştir.

Beton kabuğun sadece yalıtım işlevi olduğu durumlarda, en fazla 250 mm aralıklı ve en az 4 mm çapında çelik betonarme donatıları kesitin her iki yönünde yerleştirilmelidir.

3.7.7.2. Karma Kolonlar için Uygulama Detayları

Betona parçalı gömülü çelik kesitler,

Çelik kesitlerin başlıkları arasındaki beton, etriye ya da çivilerle gövdeye bağlanmalıdır.

Etriyeler gövdeye kaynaklanmalıdır ya da önceden açılan deliklerden gövdeye sokulmalıdır. Eğer çiviler kullanılmışsa, onlar da gövdeye kaynaklanmalıdır.

Etriyelerin ya da çivilerin kolon ekseni boyunca aralıkları 500 mm'yi geçmemelidir.

Yük giriş bölgelerinde bu aralıklar azaltılmalıdır.

Beton dolgulu karma kolonlar kesitleri;

Kolon boyunca, kiriş kolon bağlantılarında hiçbir ek kesme bağlantısı bulunmayacaktır.

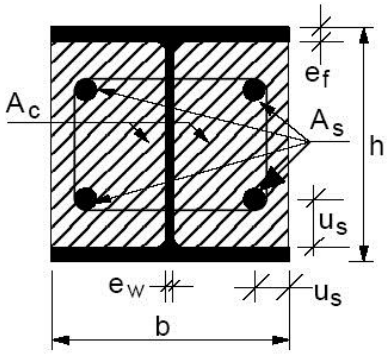
Ek donatı etriye ve dağıtma donatılarının yerleştirilmesiyle karşılanacaktır.

Kolon ekseni boyunca etriye aralıkları en küçük boyuna donatının çapının 15 katından büyük olmamalıdır.

Kesite 20 mm'den küçük yarıçaplı olmamak koşuluyla, üstte ve altta, her katta en az bir delik açılmalıdır.

Bu deliklerin aralıkları hiç bir zaman 5 m'yi geçmemelidir.

3.7.8. Örnek Çözüm



Şekil 3.42 Yangın dayanımı hesabı için karma kolon örneği

3.7.6.1. Kesit Özellikleri

- Çelik profil:

W360x370x134

h: 356 mm

b: 369 mm

t_w: 11.2 mm

t_f: 18 mm

r: 15 mm

- Betonarme donatılar:

Donatı çapı d: 20 mm

Donatı sayısı n_1: 8

Donatı çapı n_2: 4

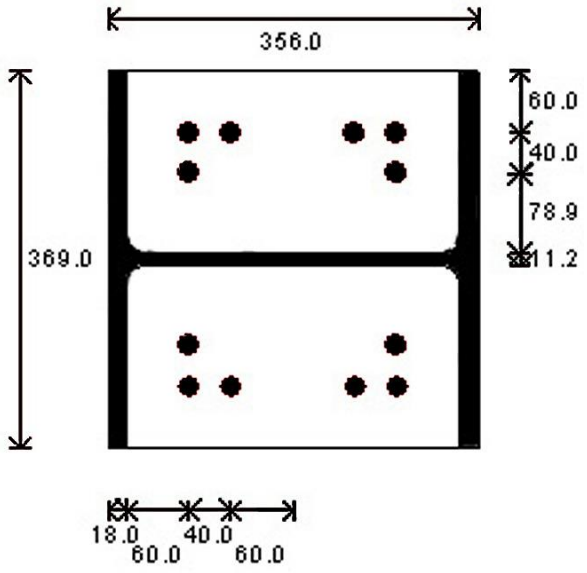
Paspayı: 60 mm

Donatı oranı: %3,29

- Burkulma boyu

Kullanım durumu: Güçlü eksen 2,40 m

Yangın durumu: Güçlü eksen 2,00 m



Şekil 3.43 Örnek kesit boyutları

3.7.6.2. Malzeme özellikleri

Çelik profil akma gerilmesi: 355 N/mm^2

Çelik profil azaltılmış akma gerilmesi: 345 N/mm^2

Beton karakteristik silindir dayanımı: 2,30 N/mm^2

Donatı akma gerilmesi: 500 N/mm^2

- Güvenlik faktörleri

Çelik profil: Kullanma durumu 1,10, Yangın durumu 1,00

Beton: Kullanma durumu 1,50, Yangın durumu 1,00

Betonarme donatı: Kullanma durumu 1,15, Yangın durumu 1,00

3.7.6.3. Çözüm ve Sonuçlar

Aşağıda Tablo 3.11'de karma kolon için kullanım durumu ve yangın hallerinde, zayıf ve güçlü eksenlerde bulunan eksenel yük sonuçları verilmiştir. Kullanım durumu ve R 30 yangın durumu aşağıda ayrıntılı olarak hesaplanmaktadır.

Hesaplarda aşağıdaki bağıntılar kullanılmaktadır:

$$N_{fi,Rd} = \chi N_{fi,pl.Rd}$$

$$N_{fi,pl.Rd} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} \overline{E}_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} \overline{E}_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_j (\varphi_{c,\theta} \overline{E}_{c,sec,\theta} I_{c,\theta})$$

$$(EI)_{fi,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} \overline{E}_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} \overline{E}_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} \overline{E}_{c,sec,\theta} I_{c,\theta})$$

$$N_{fi,cr} = \pi^2 (EI)_{fi,eff} / l_\theta^2$$

$$\overline{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl.R} / N_{fi,cr}}$$

- **Kullanım durumu: Güçlü eksen**

Plastik yük $N_{pl.R}$: 10590 kN

Plastik yük $N_{pl.Rd}$: 8869 kN

Etkili eğilme rijitliği, $EI_{\theta l} = 1{,}113 \times 10^{14}$ kN/mm^2

Burkulma boyu, L = 4 m

Elastik kritik yük, N_{cr} = 68630 kN

Eşdeğer narinlik oranı: 0,3928

Burkulma katsayısı = 0,9289

Maksimum yük: 8239 kN

Tablo 3.11 Örnek kesit kullanım durumu hesapları

Başlıklar					
A=	1,33E+04	fy	313,6	I=	3,80E+08
Ea=	2,10E+05	Npl	4166		
E*I=	7,98E+13	φ*E*I	7,98E+13		
Gövde					
A=	3,78E+03	fy	313,6	I=	3,53E+07
Ea=	2,10E+05	Npl	1185		
E*I=	7,42E+12	φ*E*I	7,42E+12		
Donatılar					
A=	3,77E+03	fy	434,8	I=	2,98E+07
Es=	2,10E+05	Npl	1639		
E*I=	6,25E+12	φ*E*I	6,25E+12		
Beton					
A=	1,11E+05	fy	17	I=	9,43E+08
Ec=	1,89E+04	Npl	1879		
E*I=	1,78E+13	φ*E*I	1,78E+13		

- **R 30 yangın durumu: Güçlü eksen**

Plastik yük $N_{pl.R}$: 6910 kN

Plastik yük $N_{pl.Rd}$: 6910 kN

Etkili eğilme rijitliği, $E_{\theta I} = 3{,}156 \times 10^{13}$ kN/mm^2

Burkulma boyu, L = 2 m

Elastik kritik yük, $N_{cr} = 7{,}788 \times 10^4$ kN

Eşdeğer narinlik oranı: 0,2979

Burkulma katsayısı = 0,9502

Maksimum yük: 6566 kN

R 30 yangın durumu için φ, beton malzemesi için 0,8 alınmıştır.

Tablo 3.12 Örnek kesit R 30 yangın durumu hesapları

Ea=	4,37E+04	Npl	1532		
E*I=	1,66E+13	φ*E*I	1,66E+13		
Gövde					
A=	3,29E+03	fy	316,7	I=	2,37E+07
Ea=	2,10E+05	Npl	1042		
E*I=	4,96E+12	φ*E*I	4,96E+12		
Donatılar					
A=	3,77E+03	fy	500	I=	2,97E+07
Es=	1,96E+05	Npl	1885		
E*I=	5,84E+12	φ*E*I	5,84E+12		
Beton					
A=	1,05E+05	fy	23,26	I=	8,55E+08
Ec=	6,06E+03	Npl	2451		
E*I=	5,18E+12	φ*E*I	4,14E+12		

4. KARMA YAPI ANALİZİ

4.1. SAP2000 Yapı Analizi Programı ile Statik ve Dinamik Analiz

SAP2000 yapı analizi programı, yapı sistemi modellerinin geliştirilmesi, analizi ve boyutlandırması için kullanılır. Genel amaçlı bir programdır. Program Windows ortamında çalışmakta ve tüm işlemler özel grafik kullanıcı ara yüzü yardımı ile SAP2000 ekranı üzerinde gerçekleşmektedir. [16]

Statik ve dinamik analizler, yapının değişik tip yüklemeler altında vereceği tepkileri tespit etmek, yapı elemanlarında meydana gelen çeşitli iç kuvvetleri belirlemek için kullanılır.

4.1.2. Giriş

SAP2000 yapı analizi programı kullanılarak bir çok değişik analiz yapmak mümkündür. Bunların bazıları şunlardır;

- Statik analiz.
- Öz vektörler ya da Ritz vektörleri kullanarak modal analiz, ivme spektrumu kullanarak bulunan modlarda yapının yerdeğiştirmeleri ve tepkilerinin analizi ve bu farklı modlarda bulunan değerlerin CQC, SRSS gibi metotlarla birleştirilmesi.
- Zaman tanım alanında çözüm için deprem kaydı uygulanması.

Bu farklı tipteki analizler, bir uygulama içinde aynı anda yaptırılabilir ve sonuçlar bazı özel durumlar haricinde kombine edilebilir.

4.1.3. Analiz Tipleri

Uygulanan her ayrı analiz, farklı bir analiz hali olarak adlandırılır. Her bir analiz hali için analizi tanımlayan bir isim verilir. Bu isimler yardımıyla ek kombinasyonlar oluşturulabilir ve çıktılar yardımıyla her analiz sonucunda elde edilen sonuçlar karşılaştırılabilir.

- Yük hali ya da kısaca yük; yüklemenin temel olarak uzaysal dağılımı ve buna karşılık gelen statik analiz sonucu.

- Mod; bir öz vektör ya da Ritz vektörü ve titreşim mod analizi sonucunda karşılık gelen frekans değerleri
- Spec; bir elastik tepki spektrum analizi ana sonucu.

Programın bir yapı sisteminin analizi aşamasında, değişik tipteki analiz hallerinde çeşitli sayıda analiz tanımlanabilir.

SAP2000 grafik arabirim kullanılarak, çeşitli analiz hallerinde lineer kombinasyonlarının zarfları bulanabilir.

4.1.4. Statik Analiz

Bir yapının statik analizi aşağıda tanımlanan lineer bağıntı takımının çözümü içerir (matris deplasman yöntemi);

$$K.u = r \qquad (4.1)$$

Burada K rijitlik matrisi, r uygulanan yük vektörü ve u da sonuç yerdeğiştirme değerleridir.

Tanımlanan her Yük Hali için program otomatik olarak yük vektörü, r'yi oluşturur ve statik yerdeğiştirme değerleri, u için çözümü yapar. Her yük hali aşağıdaki yüklerden oluşabilir.

- Çerçeve ve/veya kabuk elemanlar üzerindeki ölü yükler.
- Çerçeve elemanları üzerindeki tekil veya yayılı yükler.
- Alan elemanları üzerindeki üniform yükler.
- Düğüm noktalarındaki kuvvet ve/veya zemin yerdeğiştirme yükleri.

4.1.5. İvmelenme Yükleri

SAP2000 yapı analizi programı her üç global eksen yönündeki birim yanal ivmelenme için yapıya etkiyecek ivmelenme yüklerini otomatik olarak hesaplar. Bu değerler d'Alembert ilkelerine göre hesaplanır ve m_x, m_y ve m_z ile gösterilir. Bu yükler zemin ivme değerlerinin elastik tepki-spektrum analizine uygulanması için ayrıca Ritz-vektör analizinde başlangıç yük vektörleri olarak kullanılır.

Bu yükler her bir düğüm noktası ve eleman için hesaplanıp tüm sistem üzerinde birleştirilirler.

Düğüm noktaları için ivmelenme yükleri, basitçe düğüm noktası lokal ekseninde düğüm noktası yanal kütle değerinin negatifine eşittir. Bu yükler daha sonra global koordinat eksenine dönüştürülür.

Elemanlar için ise ivmelenme yükleri her yön için aynıdır ve eleman kütle değerlerinin negatifine eşittir. Koordinat ekseni dönüşümüne gerek duyulmaz.

İvmelenme yükleri herhangi bir koordinat eksenine dönüştürülebilir. Global koordinat sisteminde pozitif X, Y ve Z eksenlerindeki ivmelenme yükleri sırasıyla Ux, Uy ve Uz olarak adlandırılır. Elastik tepki-spektrum analizi için tanımlanmış bir lokal koordinat sisteminde ise ivmelenme yükler pozitif 1, 2 ve 3 eksenlerinde sırasıyla U1, U2 ve U3 olarak adlandırılır.

4.1.6. Öz-vektör Analizi

Öz-vektör analizi ile sistemin sönümsüz serbest titreşim mod şekilleri ve frekansları tespit edilir. Bu doğal modlar yapının davranışı hakkında doğru karar verebilmek için imkan sağlar. Her ne kadar Ritz vektörlerinin kullanılması önerilse de bu modlar elastik tepki-spektrum analizi için temel bilgiler olarak alınırlar.

Öz vektör analizi genelleştirilmiş bir öz değer probleminin çözümünü içerir;

$$\left[K - \Omega^2 \bullet M\right] \bullet \Phi = 0 \qquad (4.2)$$

Burada K rijitlik matrisini, M diyagonal kütle matrisini, Ω^2 diyagonal öz değer matrisini ve Φ ise öz vektörlere karşılık gelen matrisi (mod şekillerini) temsil eder.

Her bir öz değer – öz vektör çifti yapının doğal titreşim modu olarak adlandırılır.

Bir öz değer o mod için açısal frekans w'nın karesidir. Bir moda ait periyodik frekans f, periyot T ve w ile aşağıdaki şekilde ilişkilidir.

$$T = 1 / f \qquad (4.3)$$

$$f = w / 2\pi \qquad (4.4)$$

Hesaplanacak mod sayısı n, kullanıcı tarafından tanımlanabilir. Bu durumda program n adet en düşük frekans (en büyük periyot) değeri bulmaya çalışacaktır.

Bulunabilecek mod sayısı n, aşağıdaki koşullarla sınırlıdır.

- İstenilen mod sayısı

- Modeldeki kütle serbestlik derecesi sayısı
- Bir kütle serbestlik derecesi yanal kütleyi veya dönmeye karşı kütle atalet momentini temsil eden herhangi aktif bir serbestlik derecesidir. Kütle direkt olarak düğüm noktasında tanımlandığı gibi o düğüm noktasına bağlı elemanlardan da gelebilir.

Yapılacak herhangi bir elastik tepki spektrum analizinde sadece daha önceden bulunmuş olan modlar kullanılabilir.

4.1.7. Modal Analizin Sonuçları

SAP2000 yapı analizi programı grafik ara biriminde titreşim modlarına ait çok çeşitli özellikler görüntülenebilir. Bu bilgiler özvektör ya da Ritz vektörleri kullanması durumları için aynıdır ve şu alt başlıklarla tanımlanabilir.

4.1.7.1 Periyotlar ve Frekanslar

Her bir mod için aşağıdaki zaman özellikleri verilir;

Periyot, T; zaman birimindedir (s).

Frekans, f; birim zamanda atılan tur sayısı. Periyot T'nin tersi

Açısal frekans, birim zamandaki radyan; $w = 2\pi f$

Öz değer, w^2 / T^2 radyan bölü zaman kare birimindedir.

4.1.7.2. Katılım Faktörleri

Modal katılım faktörleri üç ivmelenme yükünün mod şekilleri ile skaler çarpımına eşittir. Global X, Y ve Z yönlerindeki ivmelenme yüklerine karşılık gelen n. Mod katılım faktörleri aşağıdaki şekilde gösterilebilir;

$$f_{xn} = \varphi_n^T \bullet m_x \qquad (4.5a)$$

$$f_{yn} = \varphi_n^T \bullet m_y \qquad (4.5b)$$

$$f_{zn} = \varphi_n^T \bullet m_z \qquad (4.5c)$$

Burada mod şekilleri ve m_x, m_y ve m_z birim ivmelenme yükleridir. Bu faktörler, her bir ivmelenme yükünden dolayı o moda etkiyen genelleştirilmiş yük değerleridir. Global koordinat eksenine göre tanımlanırlar.

Bu değerler "faktör" olarak adlandırılırlar çünkü mod şekilleri ve birim ivmeye bağlıdırlar. Mod şekilleri kütle matrisine göre aşağıdaki gibi normalize edilirler ya da ölçeklendirilirler;

$$\varphi_n^T \bullet M \bullet \varphi_n = 1 \tag{4.6}$$

Katılım faktörlerinin gerçek büyüklükleri ve işaretleri önemli değildir. Asıl önemli olan bir mod için bulunan görevli üç faktör değeridir.

4.1.7.3. Kütle Katılım Oranları

bir mod için kütle katılım oranı, o modun, global ekseninin her bir yönünde etkiyen ivmelenme yükleri için hesaplanacak elastik tepkideki öneminin anlaşılmasını sağlar. Bu şekilde elastik tepki-spektrum analizinin doğruluğu saptanabilir.

Herhangi bir n. Mod için X, Y ve Z yönlerindeki ivmelenme yüklerine karşılık gelen kütle katılım oranları aşağıdaki gibi hesaplanabilirler.

$$P_{xn} = (f_{xn})^2 / M_x \tag{4.7a}$$

$$P_{yn} = (f_{yn})^2 / M_y \tag{4.7b}$$

$$P_{zn} = (f_{zn})^2 / M_z \tag{4.7c}$$

Burada f_{xn}, f_{yn} ve f_{zn} bir önceki alt başlıkta tanımlanan katılım faktörleridir. M_x, M_y ve M_z ise X, Y ve Z yönünde etkiyen toplam tutulmamış kütlelerdir. Kütle katılım oranları yüzde cinsinden ifade edilir.

Bütün modlar için kütle katılım oranlarının kümülatif toplamları, her bir modun kütle katılım oranları ile birlikte verilir. Bu şekilde yer hareketinin temsili için yeterli olabilecek mod sayısının görülmesi sağlanır.

Eğer yapının bütün öz modları mevcut ise her üç yöndeki ivmelenme yükleri için kütle katılım oranları %100 olacaktır. Fakat bu durum bazı tip bağlanmalarının bulunması durumunda simetri koşullarının, kütlenin yanal ivmelenmelerden etkilenmesini önlenmesinden dolayı her zaman geçerli değildir.

4.1.7.4. Kütle ve Kütle Ağırlık Merkezi

Global X, Y ve Z yönünde etkiyen toplam kütle, M_x, M_y ve M_z olarak verilir.

Bu kütleler düğüm noktalarındaki yanal kütleler eşit olarak yerleştirilmiş olsa bile farklı olabilir. Çünkü bir düğüm noktasındaki yanal serbestlik dereceleri aynı olmak zorunda değildir.

M_x, M_y ve M_z için kütle ağırlık merkezlerinin yerleri global orijine göre tanımlanır.

Bunlar, kütle değerleri ile birlikte kullanılarak ivmelenme yüklerinden oluşacak momentler hesaplanır.

4.1.8. Elastik Tepki Spektrumu Analizi

Zemin hareketine binanın vereceği tepkiyi ifade eden dinamik denge bağıntıları aşağıdaki gibi yazılabilir;

$$K \bullet u(t) + C \bullet \dot{u}(t) + M \bullet \ddot{u}(t) = m_x \bullet \ddot{u}_{gx}(t) + m_y \bullet \ddot{u}_{gy}(t) + m_z \bullet \ddot{u}_{gz}(t) \qquad (4.8)$$

Burada K rijitlik matrisi, C; orantılı sönüm matrisi, M; diyagonal kütle matrisi, u, $\dot{u}$ ve $\ddot{u}$ yere göre rölatif yerdeğiştirmeler hızlar ve ivmeler; m_x, m_y ve m_z birim ivmelenme yükleri ve $\ddot{u}_{gx}$, $\ddot{u}_{gy}$ ve $\ddot{u}_{gz}$ yer ivmesi bileşenleridir.

Elastik tepki spektrumu analizi ile zaman tanım alanındaki tüm değerler yerine bağıntı takımına maksimuma yakın tepkiyi veren değer bulunmaya çalışır. Her yöndeki deprem yer ivmesi, suni spektral ivme değerleri ile yapı periyot değerlerine bağlı elastik tepki-spektrum eğrileri olarak verilir.

Her ne kadar ivmeler her üç yön için de tanımlansa bile, her tepki değeri tek ve pozitif bir sonuç bulunur. Bu tepki değerleri yerdeğiştirmeler, kuvvetler ve gerilmeler olabilir. Hesaplanmış her sonuç tepki değerlerinin maksimuma yakın büyüklükleri istatistiksel bir değeri belirtir. Gerçek tepki kendi pozitif değeri ile negatif değeri arasında değişen bir değer olabilir.

Farklı iki tepki değeri arasında karşılaştırma yapmak mümkün değildir. Sismik yükleme anında herhangi bir tepki değeri için ne zaman oluştuğuna dair bir bilgi almak ya da diğer tepki değerlerinin o andaki değerlerinin ne olduğunu bulmak mümkün değildir.

Elastik tepki spektrumu analizi mod süperpozisyon yöntemi kullanılarak yapılır. Modlar, öz vektörler ya da Ritz-vektörlerinden herhangi biri kullanılarak

hesaplanabilir. Aynı sayıda mod için Ritz-vektörlerinin daha iyi sonuçlar verdiği göz önüne alınarak bu yöntemin kullanılması önerilir.

Programın bir uygulamasında farklı sayıda elastik tepki spektrumu analizi gerçekleştirilebilir. Her bir analiz "spec" olarak adlandırılır.

4.2. Karma Kolonlu Örnek Yapının Deprem Etkileri Altında İncelenmesi

Bu örnekte, birinci derece deprem bölgesinde bulunan 14 katlı betonarme perde-çerçeveli bir yapı ve bu yapıda perdelerin kaldırılıp yerlerine karma kolonlar yerleştirilmesi suretiyle elde edilen karma bir yapının deprem etkileri altında analizi yapılmış ve sonuçlar iki yapı tipi için karşılaştırmalı olarak verilmiştir.

Şekil 4.1'de kat planı verilen, köşelerinde 4,5 m'lik perdelere sahip 14 katlı perde çerçeve yapının (Hgiriş=4 m, Hkat=3 m) köşe perdeleri yerine 1,00*0,50 m boyutlarında karma kolonlar yerleştirilmiştir. Modal analizi yapılarak modları bulunmuş ve ABYYHY kapsamında tepki spektrumu kullanılarak Y-Y yönünde deprem etkileri analiz sonuçları elde edilmiş ve aşağıda bazı sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Yapı davranış katsayısı "R" , betonarme perdeli yapıda ABYYHY uyarınca "7" olarak alınmış, karma kolonlu yapıda ise çerçeve davranışı göstermesine rağmen, karma kolon kesitlerinin sünekliği gözönüne alınarak "7" değeri kullanılmıştır.

4.2.1 Yapı Karakteristik Özellikleri

İncelenen yapının karakteristik özellikleri;

- Yapı 14 normal kattan oluşmaktadır. Toplam yapı yüksekliği 43 m'dir.
- Yapının normal kat yükseklikleri 3 m, yalnizca giriş kati 4 m yüksekliktedir.
- Yapı için BS 25 beton sınıfı kullanılmıştır.
- Donatı çeliği olarak tüm yapı elemanlarında S420 (BÇIIIa) kullanılmıştır.
- Yapı çeliği olarak St37 kullanılmıştır.
- Yapı kat alanı 480 m²'dir.
- Yapı I. Derece Deprem Bölgesindedir. Etkin yer ivmesi katsayısı (A_0) = 0.40 alınmıştır.

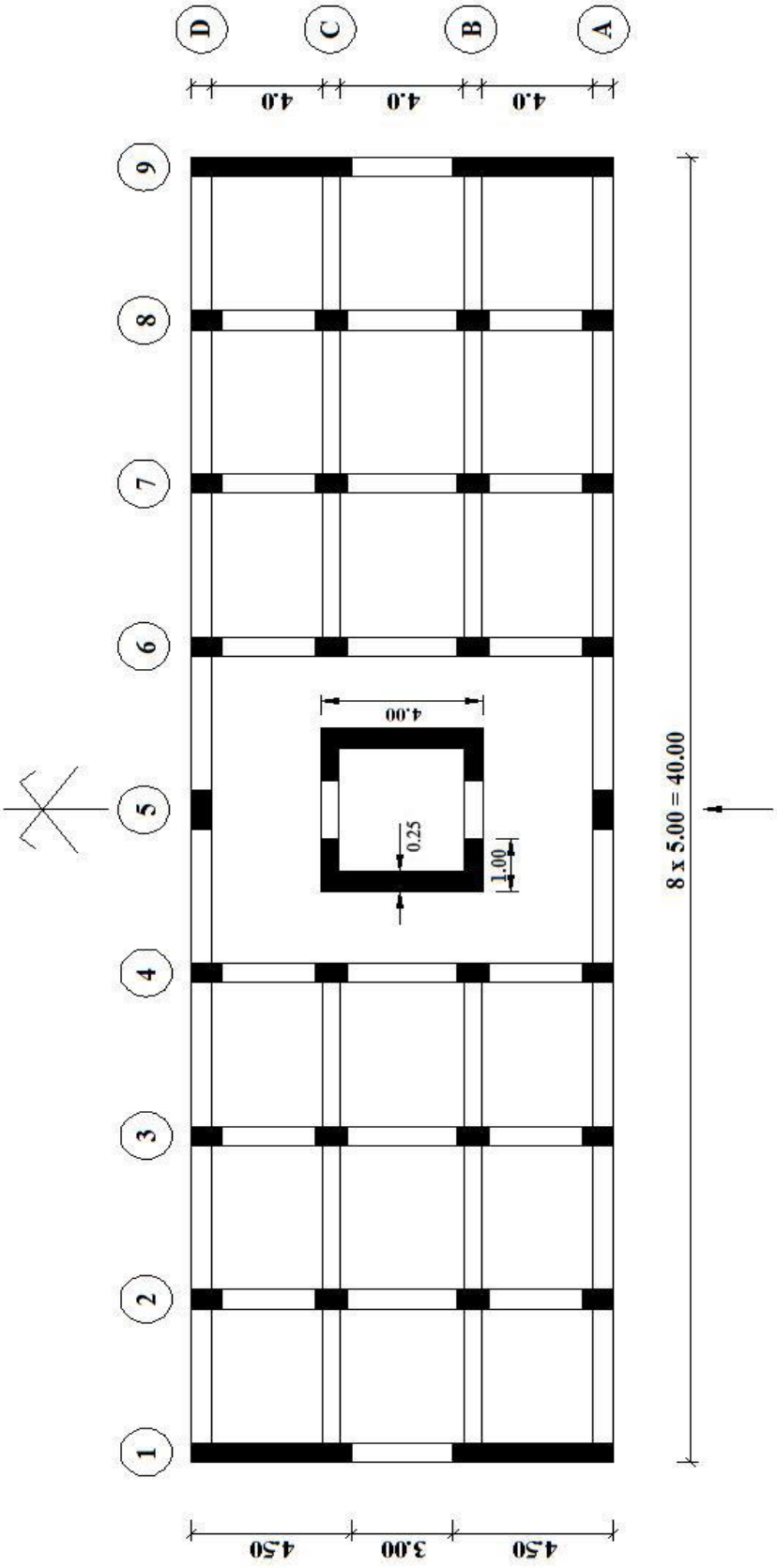
Yapı, zemin sınıfı Z2 için irdelenmiştir. Zemin karakteristik periyotları aşağıda verildiği gibidir:

T_A = 0.15 s ve T_B = 0.40 s

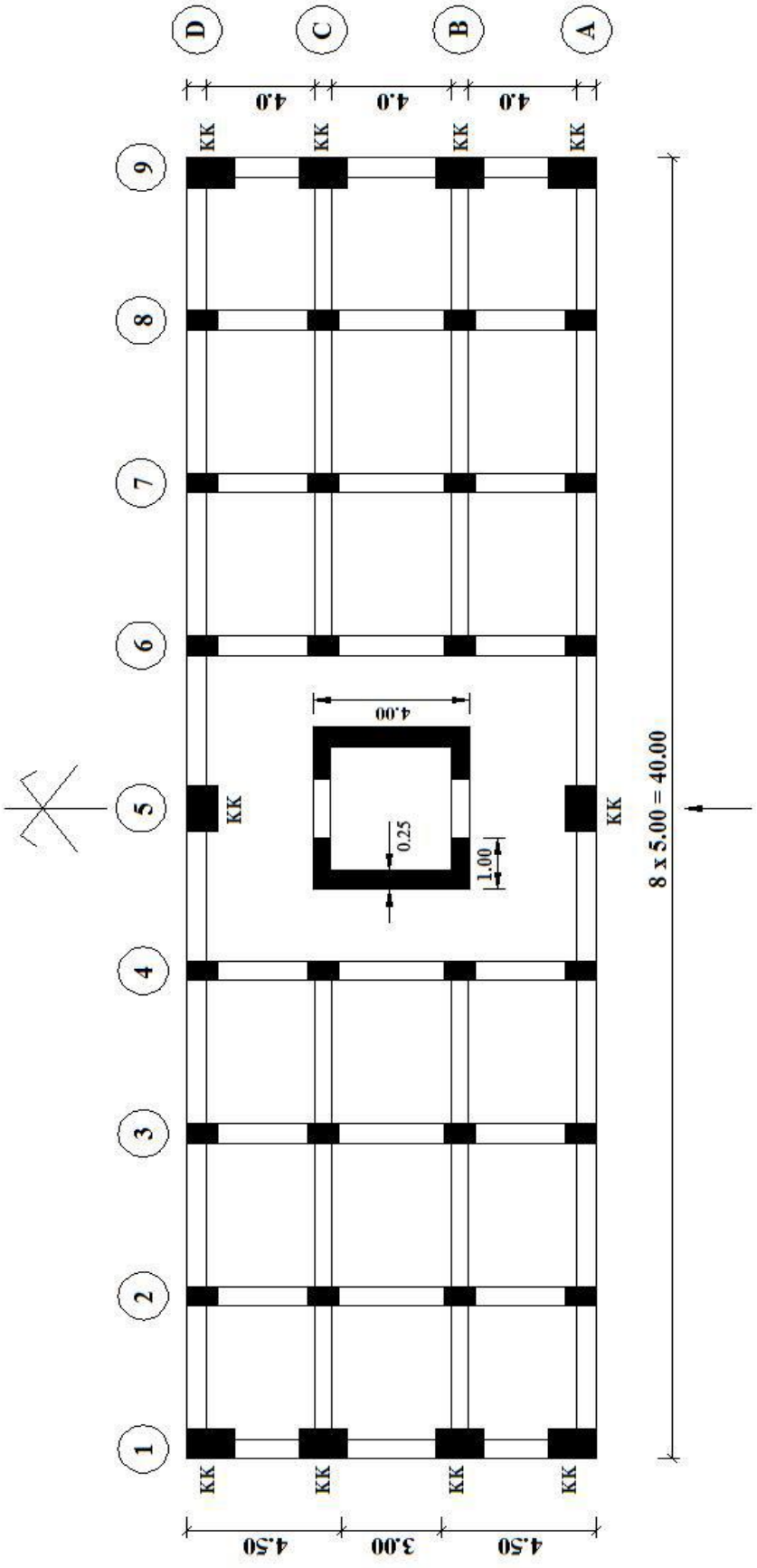
- Yapı ofis olarak kullanılacağı için hareketli yük katılım katsayısı (hareketli yük azaltma katsayısı) n = 0.30 ve yapı önem katsayısı I = 1.0 olarak alınmıştır.

Karma kolon için kullanılan çelik profil kesitinin ve betona gömülü çelik profil olarak seçilen karma kolon kesitinin geometrik özellikleri 4.2.2.1'de ayrıntılı olarak verilmiştir.

Yapının yatay yükler altındaki hesabı (deprem hesabı) SAP2000 v.8 yapı analizi programı ile ABYYHY kriterlerine uygun olacak şekilde üç boyutlu analiz yapılmıştır.



Şekil 4.1 Perdeli yapı kat planı



Şekil 4.2 Karma kolonlu yapı kat planı

4.2.1.1 Taşıyıcı Sistem Boyutları

Her iki yapıda da betonarme perde kalınlıkları 25 cm alınmıştır. Kolon boyutları ve kiriş boyutları sırasıyla Tablo 4.1 ve 4.2'de görülmektedir.

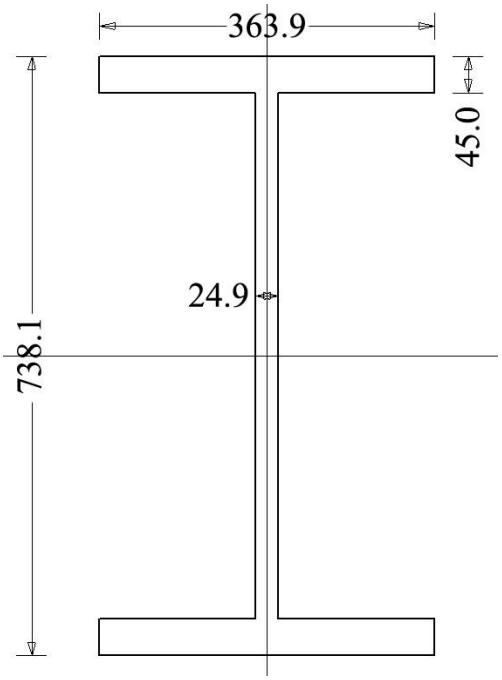
Tablo 4.1 Yapının kolon boyutları

	A-D Aksları	B-C Aksları
Kat	Kolon Kesiti (cm x cm)	Kolon Kesiti (cm x cm)
1.-4. Katlar	30x60	40x70
5.-8. Katlar	30x50	30x70
9.-11. Katlar	30x40	30x55
12.-14. Katlar	30x30	30x40

Tablo 4.2 Yapının kiriş boyutları

	A-D Aksları	B-C Aksları
Kat	Kiriş Kesiti (cm x cm)	Kiriş Kesiti (cm x cm)
1.-2. Katlar	25x80	25x80
3.-14. Katlar	25x60	25x60

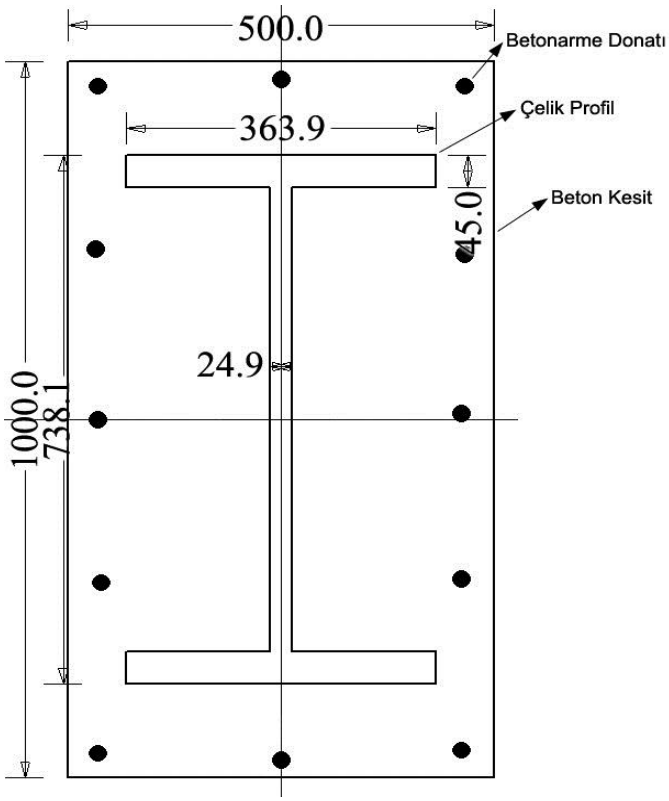
4.2.1.2 Karma Kesit Özellikleri



Şekil 4.3 Karma kolonda kullanılan çelik profil kesiti

Tablo 4.3 Yapı Çeliği UB762*267*197

Toplam Genişlik	363,9	mm
Toplam Yükseklik	738,1	mm
Merkez, Xo	0	mm
Merkez, Yo	0	mm
X-bar (Sağ)	181,95	mm
X-bar (Sol)	181,95	mm
Y-bar (Üst)	369,05	mm
Y-bar (Alt)	369,05	mm
Eşdeğer Özellikler:		
Alan, A	49200	mm^2
Atalet Momenti, I33	4530000000	mm^4
Atalet Momenti, I22	360000000	mm^4
Atalet Momenti, I32	0	mm^4
Burulma Momenti, J	215000000	mm^4
Asal Açı	0	°
Atalet Momenti, I33'	4530000000	mm^4
Atalet Momenti, I22'	360000000	mm^4
Modül, S3(Üst)	102000000	mm^3
Modül, S3(Alt)	102000000	mm^3
Modül, S2(Sol)	16600000	mm^3
Modül, S2(Sağ)	16600000	mm^3
Statik Moment, Z3	116000000	mm^3
Statik Moment, Z2	25000000	mm^3
Kesme Alanı, A3	151000	mm^2
Kesme Alanı, A2	259000	mm^2
Çap, r3	303,38	mm
Çap, r2	85,56	mm



Şekil 4.4 Karma kolonda kullanılan çelik profil kesiti

- W27X258 Temel Parametreleri

Ana Madde St-37, E = 2.10×10^5 N/mm^2

Tablo 4.4 W27X258 Boyutları

Sr.No	Boyut	Değer	Birim
1	Dim-bf	363.9	mm
2	Dim-tw	24.9	mm
3	Dim-h	738.1	mm
4	Dim-tf	45	mm

- Dikdörtgen Şeklin Temel Parametreleri

Ana Malzeme = Beton

$f_c^{'}$ = 25 N/mm^2, E = 3.00×10^5 N/mm^2, Donatı = 12-d 20 ; S420

Tablo 4.5 Eşdeğer karma kesit özellikleri

Toplam Genişlik	500	mm
Toplam Yükseklik	1.000,00	mm
Merkez, Xo	2,48	mm
Merkez, Yo	-2,12	mm
X-bar (Sağ)	247,52	mm
X-bar (Sol)	252,48	mm
Y-bar (Üst)	502,12	mm
Y-bar (Alt)	497,88	mm
Eşdeğer Özellikler:		
Alan, A	971000	mm^2
Atalet Momenti, I33	84000000000	mm^4
Atalet Momenti, I22	15600000000	mm^4
Atalet Momenti, I32	0	mm^4
Burulma Momenti, J	26700000000	mm^4
Asal Açı	0	°
Atalet Momenti, I33'	84000000000	mm^4
Atalet Momenti, I22'	15600000000	mm^4
Modül, S3(Üst)	167000000	mm^3
Modül, S3(Alt)	169000000	mm^3
Modül, S2(Sol)	61800000	mm^3
Modül, S2(Sağ)	63000000	mm^3
Statik Moment, Z3	263000000	mm^3
Statik Moment, Z2	100000000	mm^3
Kesme Alanı, A3	670000	mm^2
Kesme Alanı, A2	820000	mm^2
Çap, r3	294,06	mm
Çap, r2	126,73	mm

Tablo 4.6 Dikdörtgen şeklin boyutları

Sr.No	Boyut	Değer	Birim
1	Dim-b	500.0	mm
2	Dim-h	1,000.0	mm

4.2.2. Yapı Kat Kütleleri Hesaplanması

Dişli döşeme yük analizinde, hareketli yükler normal ofis döşemesi ve sık kullanılan döşemelerde iki ayrı yük alınarak hesap yapılmıştır. Yapıda kullanılan beton, duvar ve dış cephe kaplaması gibi malzemelerin birim ağırlıkları Tablo 4.7'de verilmiştir.

Tablo 4.7 Birim ağırlıklar

Malzeme	Birim Ağırlık	Birim Ağırlık
	(kN/m^3)	(kN/m^2)
Beton	25	-
Duvar	-	2
Dış Cephe Kaplaması	25	-

Döşemeye gelen hareketli yük değerleri TS498 (Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri) yönetmeliği uyarınca belirlenmiştir. TS 498'de kat adedi 12 ve daha fazla olan binalarda konut ve büro tipi olan yapılarda hareketli yük değerinin azaltılabileceği bildirilmiştir.

- Döşeme Yük Analizi

Sıva + Kaplama ağırlığı……..……...……...……..0.95 kN/m^2

Harç + Şap ağırlığı……..……..0.86 kN/m^2

Plak ağırlığı……...…..……..0.12*25 = 3.0 kN/m^2

Toplam sabit yük…...……..…..g_2 = 4.81 kN/m^2

Hareketli yük (q_3)…….……...……q_3 = 2.0 kN/m^2

Tablo 4.8 Döşeme için alınan hareketli yük değerleri

Hareketli Yük No	Yük Şiddeti
	(kN/m^2)
q_1 (Normal Döşemeler)	2
q_2 (Çatı Döşemesi)	1,5
q_3 (Koridor Döşemeleri)	3,5

Aşağıda Tablo4.9'da karma yapı kat kütleleri görülmektedir. Perdeli yapıda perde kütleleri ayrıca eklenmiştir.

Tablo 4.9 Karma yapı kat kütleleri

Kat	X	Y
	kN-s^2/m	kN-s^2/m
1	1100	1100
2	1100	1100
3	1100	1100
4	1100	1100
5	1100	1100
6	1100	1100
7	1100	1100
8	1100	1100
9	1100	1100
10	1100	1100
11	1100	1100
12	1100	1100
13	1100	1100
14	800	800
Toplam	15100	15100

4.2.3. Yatay Yüklere Göre Hesap

Yapının yatay yük hesapları tamamen ABYYHY kriterlerine göre yapılmıştır.yapının yatay yük analizi ile ilgili tüm parametreler bu yönetmelik ışığı altında değerlendirilerek uygun değerler kullanılmıştır.

Bina ve bina türü yapıların deprem hesabında kullanılacak yöntemler Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi, Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap

Yöntemleridir. Mod Birleştirme Yöntemi ve Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi tüm bina ve bina tipi yapıların deprem hesaplarında kullanılabilir.

Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin uygulanabileceği yapılar aşağıdaki Tablo 4.10'da gösterilmiştir.

Tablo 4.10 Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabileceği yapılar

Deprem Bölgesi	Bina Türü	Toplam Yükseklik Sınırı
1, 2	A1 türü burulma düzensizliği olmayan, varsa her bir katta $\eta_{bi} < 2.0$ koşulunu sağlayan binalar	$H_N < 25$ m
1, 2	A1 türü burulma düzensizliği olmayan, varsa her bir katta $\eta_{bi} < 2.0$ koşulunu sağlayan ve ayrıca B2 türü düzensizliği olmayan binalar	$H_N < 60$ m
3, 4	Tüm Binalar	$H_N < 75$ m

Bu çalışmada incelenen yapı, I. Derece deprem bölgesinde yer aldığından ve yapı yüksekliği 43 m olduğundan Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi de kullanılabilir. Yapı üç boyutlu olarak modellenmiş olup yatay yük analizinde spektrum eğrisi uygulanarak, Mod Birleştirme Yöntemi kullanılmıştır.

4.2.3.1 Mod Birleştirme Yöntemi

Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminde yapının birinci modu esas alınır ve katlara etkiyen deprem kuvvetlerinin kat kütlesi ve katın temelden yüksekliği ile orantılı olduğu kabul edilir.

Titreşim periyodunun hesabında ve deprem yükünün dağıtılmasında binanın kütlesi hesaba katıldığı için bu yöntemde yapının birinci serbestlik derecesini esas alan dinamik bir yöntem olarak kabul edilir.

Mod Birleştirme Yönteminde ise toplam deprem kuvvetlerinin bulunmasında diğer titreşim periyotları ve mod şekilleri hesaba katılır ve bu toplam kuvvetlerin katlara dağıtılmasında ilgili mod şekilleri esas alınır. Bu yöntem çok serbestlik dereceli sistemlerin davranışını veren ifadelerin her mod şekli için ayrı ayrı değerlendirilmesi olarak da görülebilir.

Deprem etkilerinin yön değiştirilebilen özelliğinden dolayı spektrum eğrilerinin hazırlanmasında ilgili parametrelerin işaretleri göz önüne alınmaz. Ayrıca, her titreşim mod şekli için bulunan değer bağıntının belirli bir zamanında oluştuğu için,

elde edilen maksimum değerlerin üst üste toplanması uygun bir sonuç olmaz. Bunun yerine, binaya etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvvetleri, iç kuvvetler, yer değiştirme ve rölatif kat yer değiştirmesi gibi her mod için elde edilen büyüklüklerin birleştirilmesi, T_i ve T_j gibi herhangi iki mod periyodunun ($T_i < T_j$) olmak üzere birbirinden $T_i / T_j < 0.80$ koşulunu sağlayacak kadar ayrık olması durumunda, "Karelerin Toplamının Karekökü Kuralı" kullanılarak yapılabilir. [8]

Mod periyotlarının yeterli ayrık olmaması durumunda yukarıdaki yaklaşım yerine "Tam Karesel Birleştirme (CQC) Kuralı" uygulanarak modal etkiler birleştirilir.

Hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı Y, göz önüne alınan birbirine dik x ve y yatay deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamının, hiçbir zaman bina toplam kütlesinin %90'ından daha az olmaması kuralına göre belirlenecektir.

Ayrıca, göz önüne alınan deprem doğrultusunda etkin kütlesi, bina toplam kütlesinin %5'inden büyük olan bütün titreşim modları göz önüne alınacaktır.

Matematiksel bakış açısıyla Mod Birleştirme Yöntemi, Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemine göre daha kesin bir hesap yöntemi olarak görülür. Ancak, taşıyıcı sistem elemanlarının atalet momentlerinde, davranışlarındaki belirsizlikler yanında hesapta depremi temsil eden spektrum eğrisindeki kabuller bu yönteminde önemli bir yaklaşıklık içerdiğini gösterir. Elastik deprem yükünün azaltılması, kesit hesaplarının daha sonra doğrusal olmayan kabullere dayanan taşıma gücü yöntemine göre de yapılması da bu yöntemin yaklaşımlar içerdiğine işaret eder. Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin kabullerinin daha az sayıda olması pek çok durumda bu yönteme olan güveni artırır. Bu nedenle, ABYYHY Mod Birleştirme Yöntemi ile elde edilen sonuçların Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminden elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmasını öngörmektedir. [8]

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, Mod Birleştirme Yöntemi ile elde edilen bin toplam deprem yükü V_{tB}'nin, Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile hesaplanan bina toplam deprem yükü V_t'ye oranının aşağıda tanımlanan β değerinden küçük olması durumunda ($V_{tB} < \beta V_t$), Modal Birleştirme Yöntemine göre bulunan tüm iç kuvvet ve yer değiştirme büyüklükleri, aşağıdaki bağıntıya göre büyütülecektir.

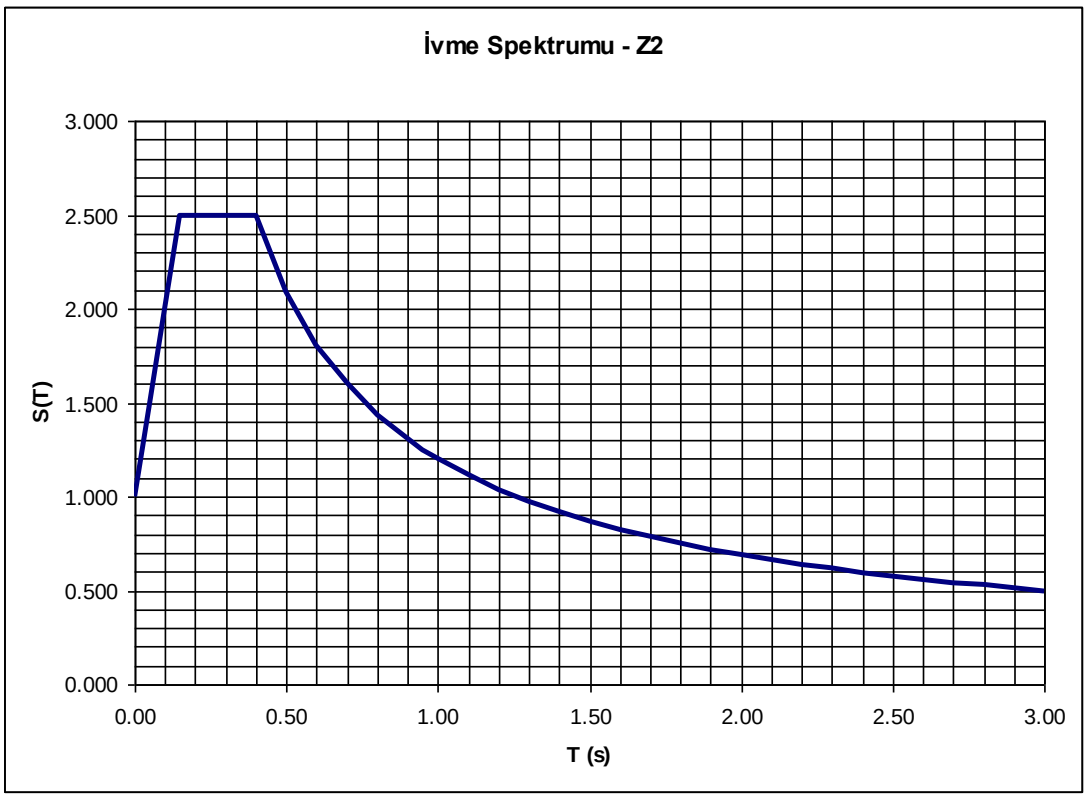
$$B_D = (\beta V_t / V_{tB})\, B_B \qquad (4.9)$$

A1, B2 veya B3 türü düzensizliklerden en az birinin yapılarda bulunması durumunda β = 1.00, bu düzensizliklerden hiç birinin bulunmaması durumunda ise β = 0.90 olarak alınacaktır.

4.2.3.2 SAP2000 Yapı Analiz Programı ile Modal Analiz

ABYYHY yönetmeliğinde yer alan spektrum eğrisinin programa giriş yapılmıştır. Spektrum eğrisinin oluşturulmasında yapının özelliklerine bağlı olarak aşağıda açıklanan kabuller yapılmıştır.

- Yapı I. Derece deprem bölgesinde olup etkin yer ivmesi katsayısı A_o = 0.40 alınmıştır.
- Yapı işyeri ve büro amaçlı kullanacağı için yapı önem katsayısı I = 1.00 alınmıştır.
- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (deprem yükü azaltma katsayısı) perdeli yapıda R = 7, karma kolonlu yapıda R=7 alınmıştır.
- Yapı Z2 zemin sınıfına göre analiz edileceğinden, karakteristik periyotları T_A = 0.15 sn ve T_B = 0.40 sn olarak alınmıştır.
- Yapının deprem hesabında etkili olacak kütlesi hesaplanarak Tablo 4.10'da verilmiştir.



Şekil 4.5 Z2 zemin sınıfına ait spektrum eğrisi

4.2.3.3 Modal Analiz Sonuçları

Yapılan spektrum analizi sonucunda karma kolonlu yapının 1. ve 2. etkin periyodu T_1 = 2.14 s ve T_2 = 2.01 s olarak belirlenmiştir. Yapının birinci periyodu y doğrultusunda, ikinci periyodu ise x doğrultusunda oluşmaktadır.

$\frac{T_2}{T_1} = \frac{2.01}{2,14} = 0,940 > 0.8 \rightarrow$ CQC (Tam Karesel Birleştirme Metodu) kullanılmasının uygun olduğu görülmüştür.

Perdeli yapıda ise yapının 1. ve 2. etkin periyodu T_1 = 2.28 s ve T_2 = 1.66 s olarak belirlenmiştir. Yapının birinci periyodu x doğrultusunda, ikinci periyodu ise y doğrultusunda oluşmaktadır.

İki yapı arasında karşılaştırılacak periyotlar, karma kolonlu yapının 1. periyodu ile perdeli yapının 2. periyodudur.

Yapıya uygulanacak spektrum eğrisinin değerleri aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır;

$$S(T) = 2.5 \times (\frac{T_B}{T_k})^{0.8} \qquad (4.10)$$

- Spektrum ölçek katsayısı (S) için aşağıdaki değer alınmıştır.

$$S = \frac{A_0 \times g}{R} \Rightarrow S = \frac{0.40 \times 9.81}{7} = 0.56 \qquad (4.11)$$

- CQC Tam Karesel Birleştirme Metodu kullanılmıştır.
- CQC Tam Karesel Birleştirme Metodunun uygulanmasında kullanılacak çapraz korelasyon katsayılarının hesabında, modal sönüm oranları bütün titreşim modları için %5 olarak alınacaktır.
- Toplam 14 mod göz önüne alınmıştır.

Tablo 4.11 Karma kolonlu yapı modal değerleri

Mod	Periyot	Frekans	w
	s	1/s	rad/s
1	2.14	0.47	2.94
2	2.01	0.50	3.12
3	0.67	1.49	9.38
4	0.57	1.77	11.10
5	0.37	2.74	17.19
6	0.26	3.92	24.64
7	0.24	4.22	26.48
8	0.16	6.09	38.26
9	0.15	6.67	41.91
10	0.12	8.29	52.11
11	0.10	9.81	61.63
12	0.09	10.92	68.59
13	0.08	13.10	82.30
14	0.07	13.91	87.39

Tablo 4.12 Perdeli yapı modal değerleri

Mod	Periyot	Frekans	w
	s	1/s	rad/s
1	2.28	0.05	0.35
2	1.66	0.05	0.45
3	0.77	0.05	0.83
4	0.43	0.05	1.32
5	0.41	0.05	1.38
6	0.29	0.05	1.40
7	0.21	0.05	1.40
8	0.18	0.05	1.40
9	0.16	0.05	1.40
10	0.12	0.05	1.26
11	0.10	0.05	1.13
12	0.10	0.05	1.12
13	0.08	0.05	1.01
14	0.07	0.05	0.94

Tablo 4.13 Y doğrultusu tepki spektrumu karma kolonlu yapı taban kesme kuvvetleri ve momentleri

FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
0.000077	4972.41	0	117049.14	0.0000074	0

Tablo 4.14 Y doğrultusu tepki spektrumu perdeli yapı taban kesme kuvvetleri ve momentleri

FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
0	6208.85	0	144888.64	0.000015	0.000

Tablo 4.15 Karma kolonların karşıladığı taban tesirleri

Kolon	P	V2	V3	M2	M3
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
KK1	1396.45	0.84	46.97	150.02	1.02
KK2	1396.45	0.84	46.97	150.02	1.02
KK3	704.20	0.38	68.07	177.62	0.45
KK4	704.20	0.38	68.07	177.62	0.45
KK5	292.32	0.00	108.90	607.81	0.00
KK6	292.32	0.00	108.90	607.81	0.00
KK7	1396.45	0.84	46.97	150.02	1.02
KK8	1396.45	0.84	46.97	150.02	1.02
KK9	704.20	0.38	68.07	177.61	0.45
KK10	704.20	0.38	68.07	177.61	0.45
Toplam				2526.16	

Tablo 4.16 Perdelerin karşıladığı taban tesirleri (perdeli yapı)

Perde	P	V2	V3	M2	M3
	kN	kN	kN	kN-m	kN-m
KK1	-3704.30	-3.25	-1010.34	8656.5	-4.32
KK2	-3704.30	-3.25	-1010.34	8656.5	-4.32
KK3	-3704.30	-3.25	-1010.34	8656.5	-4.32
KK4	-3704.30	-3.25	-1010.34	8656.5	-4.32
Toplam				34626.2	

Yapılan Modal Analiz sonuçlarına göre, modlara ait kütle katılım oranları Tablo 4.17'de gösterilmiştir.

Tablo 4.17 Karma kolonlu yapı modlara ait kütle katılım oranları

Mod	Periyot	UX	UY	Toplam UX	Toplam UY
1	2.135	0	0.705	0	0.705
2	2.014	0.746	0	0.746	0.705
3	0.669	0.126	0	0.873	0.705
4	0.565	0	0.161	0.873	0.867
5	0.365	0.053	0	0.926	0.867
6	0.255	0	0.0647	0.926	0.93
7	0.237	0.030	0	0.957	0.93
8	0.164	0.016	0	0.973	0.93
9	0.149	0	0.0314	0.973	0.963
10	0.120	0.0094	0	0.982	0.963
11	0.101	0	0.01621	0.982	0.979
12	0.091	0.0059	0	0.988	0.979
13	0.076	0	0.00879	0.988	0.988
14	0.071	0.00392	0	0.992	0.988

Tablolarda görüldüğü gibi 14 mod için toplam etkin kütle oranı %99 mertebesindedir. ABYYHY'de belirlenen koşullar sağlanabilmektedir.

4.2.3.4. Modal Analiz Yönteminin Eşdeğer Deprem Yükü ile Karşılaştırılması

Y-Y Doğrultusunda Kontrol

Karma Kolonlu yapının modal analizi sonucunda elde edilen periyot → $T_1 = 2.14$ s

Yapının modal analiz sonucu elde edilen toplam deprem yükü → $V_t = 4972$ kN

Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile yapının periyodunu ve yapıya etkiyen toplam deprem yükü hesaplanırsa;

$$T_1 = T_{1A} = C_t H_N^{3/4} \tag{4.11}$$

$C_t = 0.07$ → Tamamen çerçevelerden oluşan yapı

H_N = 43 m

$$T_1 = T_{2A} = C_t H_N^{3/4} = 0.07 \times 43^{3/4} = 1.175 \text{ s}$$

T_{1A} > 1.0 sn olması durumunda T_1'nin deprem hesabında alınacak en büyük değeri, T_{1A}'nın 1.30 katından daha fazla olamayacağı kuralı uygulanırsa

T_1 = 1.30 x 1.175 = 1.52 s

Yapının y yönünde, deprem hesabında kullanılacak periyot değeri T_1 = 1.52 s'dir.

$$V_t = \frac{W \times A(T_i)}{R_a(T_i)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times W \qquad (4.12)$$

$$A(T_i) = A_0 \times I \times S(T_i) \qquad (4.13)$$

Bu bağıntılarda;

V_t → Taban Kesme Kuvveti

W → Yapının Toplam Ağırlığı

$A(T_i)$ → Spektral İvme Katsayısı

$S(T_i)$ → i'inci moda ait spektrum katsayısı

I → Yapı Önem Katsayısı

$R_a(T_i)$ → Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (Deprem Yükü Azaltma Katsayısı)

$$S(T_1) = 2.5\left(\frac{T_B}{T}\right)^{0.8} = 2.5\left(\frac{0.4}{1.52}\right)^{0.8} = 0.86$$

$$A(T_1) = A_0 \times I \times S(T_1) = 0.40 \times 1 \times 0.86 = 0.344$$

$$R_a(T_1) = 7$$

$$V_t = \frac{W \times A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 \times A_0 \times I \times W = \frac{148131 \times 0.344}{7} = 7279{,}6\,\text{kN} > 5925{,}2\,\text{kN}$$

Yapıda A1, B2 ve B3 tipi yapı düzensizliği bulunmadığından β = 0.90 alınacaktır.

$$\beta V_t = 0.90 \times 7279{,}58 = 6551{,}6\,\text{kN} \Rightarrow {}^{6551{,}6}\!/_{4972} = 1.31$$

Modal Analiz ile bulunan tüm iç kuvvet ve yer değiştirme değerleri 1.31 kat büyütülecektir.

Bu büyütme katsayıları göz önüne alınarak düzeltilmiş Modal Analiz sonuçları aşağıda tablolar halinde verilmiştir.

4.2.3.5. Artırılmış Modal Analiz Sonuçları

Yapının y doğrultusundaki ABYYHY kriterlerine göre artırılmış tepki spektrumu taban tesirleri Tablo 4.18'de verilmiştir.

Tablo 4.18 Y doğrultusunda artırılmış tepki spektrumu taban tesirleri

FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
0.0001	6513.86	0	153334.4	0	0

4.2.3.6. Göreli Kat Ötelemeleri ve İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü

Spektrum eğrisi kullanılarak yapılan modal analiz sonucunda elde edilen d öteleme değerleri kullanılarak Δ_i göreli kat ötelemeleri hesaplanmış ve bu değerlerin ABYYHY yönetmeliğinde verilen koşulları sağladığı görülmüştür.

$$\frac{(\Delta_i)_{max}}{h_i} \leq 0.0035 \tag{4.14}$$

$$\frac{(\Delta_i)_{max}}{h_i} \leq \frac{0.02}{R} \tag{4.15}$$

Ayrıca gözönüne alınan deprem doğrultusunda ikinci mertebe gösterge değerleri, θ_i:

$$\theta_i = (\Delta_i)_{ort} \sum_{j=1}^{N} \frac{w_{jj}}{V_i h_i} \leq 0.12$$

bağıntısı ile hesaplanmış ve bu değerlerin ABYYHY'de verilen $\theta_i \leq 0.12$ koşulunu sağladığı görülmüştür.

Yapının y doğrultusunda, kat ötelemelerinin ve ikinci mertebe etkilerinin kontrolleri Tablo 4.19 ve Tablo 4.20'de gösterilmiştir.

Tablo 4.19 Karma kolonlu yapı y yönü yer değiştirme ve kat ötelemeleri

Kat	UY (m)	h_i (m)	Δ_i (m)	$\Delta_{i.max} / h_i$	$\Delta_{i.max}/h_i<0.0035$	$\Delta_{i.max}/h_i<0.02/R$
14	0.0620	3.00	0.0044	0.0015	Tamam	Tamam
13	0.0576	3.00	0.0046	0.0015	Tamam	Tamam
12	0.0530	3.00	0.0048	0.0016	Tamam	Tamam
11	0.0482	3.00	0.0049	0.0016	Tamam	Tamam
10	0.0433	3.00	0.0051	0.0017	Tamam	Tamam
9	0.0382	3.00	0.0052	0.0017	Tamam	Tamam
8	0.0330	3.00	0.0052	0.0017	Tamam	Tamam
7	0.0278	3.00	0.0052	0.0017	Tamam	Tamam
6	0.0226	3.00	0.0051	0.0017	Tamam	Tamam
5	0.0175	3.00	0.0048	0.0016	Tamam	Tamam
4	0.0127	3.00	0.0043	0.0014	Tamam	Tamam
3	0.0083	3.00	0.0037	0.0012	Tamam	Tamam
2	0.0047	3.00	0.0028	0.0009	Tamam	Tamam
1	0.0019	4.00	0.0019	0.0004	Tamam	Tamam

Tablo 4.20 Perdeli yapı y yönü yer değiştirme ve kat ötelemeleri

Kat	UY (m)	h_i (m)	Δ_i (m)	$\Delta_{i.max} / h_i$	$\Delta_{i.max}/h_i<0.0035$	$\Delta_{i.max}/h_i<0.02/R$
14	0.0464	3.00	0.0036	0.0011	Tamam	Tamam
13	0.0429	3.00	0.0037	0.0012	Tamam	Tamam
12	0.0392	3.00	0.0038	0.0013	Tamam	Tamam
11	0.0354	3.00	0.0038	0.0013	Tamam	Tamam
10	0.0316	3.00	0.0039	0.0013	Tamam	Tamam
9	0.0277	3.00	0.0039	0.0013	Tamam	Tamam
8	0.0237	3.00	0.0039	0.0013	Tamam	Tamam
7	0.0198	3.00	0.0038	0.0013	Tamam	Tamam
6	0.0160	3.00	0.0037	0.0012	Tamam	Tamam
5	0.0123	3.00	0.0035	0.0011	Tamam	Tamam
4	0.0088	3.00	0.0031	0.0010	Tamam	Tamam
3	0.0057	3.00	0.0026	0.0008	Tamam	Tamam
2	0.0031	3.00	0.0019	0.0006	Tamam	Tamam
1	0.0012	4.00	0.0012	0.0003	Tamam	Tamam

5. SONUÇLAR

Karma kolonlar, yüksek yapılarda betonarme perdelerin yerine kullanılabilmekte ve böylece perdelerden kolona geçişte artan boşluklar yapının giriş katlarında mimari açıdan önemli avantajlar sağlamaktadır. Perde elemanlarının yerine yapıda karma kolon kullanıldığında, yatay yükler altında gerekli kat ötelenme değerleri sağlanabilmektedir. Bu avantajlar kullanılarak metropollerde yapılacak yüksek prestij yapılarında mimarilere bağlı olarak istenen kolonsuz mekanlar yaratılabilir.

Tez çalışması kapsamında, karma yapılar konusu dünyada çok güncel olduğundan ve ülkemizde bu konudaki yayın eksikliğinden dolayı, konunun gelişimi ile ilgili tarihsel bilgiler verilmiş ve dönem içinde yapılan karma yüksek yapılarla ilgili çokça detaylı örnek sunulmuştur. Karma yapı elemanları hakkında ayrıntılı bilgiler verilmiş ve kullanılan tüm yapı elemanları detaylı olarak tanıtılmıştır.

Çalışmada, ağırlıklı olarak karma kolonlar ve bunların davranışı incelenmiş olmasıyla birlikte, 4. Bölüm'de kısmi olarak karma kolonlarla oluşturulmuş bir yapı incelenmiş, deprem etkileri altında yapının tepkileri, betonarme perdeli bir yapı ile karşılaştırılmıştır. Yatay deprem etkileri altında kat ötelenmeleri ve modal değerleri hesaplanan karma yapının, betonarme perdeli yapı ile karşılaştırıldığında, birinci mod periyodlarının birbirine çok yakın olduğu görülmekte, kat yatay ötelenmeleri incelendiğinde ise karma kolonlu yapının ötelenme değerlerinin ABYYHY koşullarını sağlamakta olduğu anlaşılmaktadır. Dolayısıyla, incelenen yapı örneğinde betonarme perdeler yerine karma kolonlar kullanmanın deprem etkileri açısından bir olumsuzluk yaratmadığı görülmekte, karma kolon yapıya sağladığı olumlu özellikler tercih sebebi olabilmektedir.

Karma kolonların davranışlarının incelenmesi amacıyla geliştirilen bilgisayar programı sonuçları, çeşitli standartlar ve hesap metodlarının sonuçları ile karşılaştırılmış ve hesap programı ile uyumlu sonuçlar elde edildiği görülmüştür. Eurocode (Avrupa Yönetmeliği)'da verilen basitleştirilmiş hesap yöntemi sonuçları incelendiğinde, bu yönetmelikte verilen hesap esasları plastik hesaba dayalı

olduğundan, bilgisayar programı ile elde edilen sonuçların daha güvenli değerler verdiği görülmüştür.

Karma yüksek yapılar, belirtilen nedenlerden dolayı son yıllarda dünyada çok yaygın hale gelmiştir. Güncel bir konu olduğundan, dünyada bu konuda yapılan çalışmalar yoğun olarak devam etmektedir.

Ülkemizde, karma yüksek yapılar ve karma elemanlar hakkında yayın ve yönetmelik eksikliği bulunmaktadır. Mevcut yönetmelikler, karma elemanları ve karma yüksek yapıları kapsamamaktadır. İleride bu konuda hazırlanabilecek bir yönetmeliğe temel olması için, deneysel çalışmalar da yapılmalı, üniversitelerde yapılacak tez çalışmaları teşvik edilmelidir.

KAYNAKLAR

[1] **Taranath, Bungale S.,** 1997. Steel, Concrete & Composite Design of Tall Buildings. Mc Graw Hill, New York.

[2] **Viest, Ivan M. ve Colaco, Joseph P.**, 1997. Composite Construction Design for Buildings. Mc Graw Hill, New York.

[3] **Arda, Tevfik Seno ve Yardımcı, Nesrin**, 1991. Çelik Yapıda Karma Elemanların Plastik Hesabı. Kurtiş Matbaası, İstanbul.

[4] **Narayanan, R. ve Chung, K. F.**, 1994. Composite Column Design to Eurocode 4. *The Steel Construction Institute*, Berkshire, UK.

[5] **Hasgür, Zeki**. Bilgisayar programı "KESDONG".

[6] **Hasgür, Zeki ve Gündüz, Necmettin**, 1996. Betonarme Çokkatlı Yapılar. Beta Yayınları, İstanbul.

[7] **Çağatay, İsmail H. ve Güzeldağ, Sena,** 2002. Yeni Deprem Yönetmeliği (TDY-98) Sap2000N Uygulamaları. Birsen Yayınevi, İstanbul.

[8] **Özmen, Günay ve Orakdoğen, Engin**, 2002. Örneklerle Sap2000. Birsen Yayınevi, İstanbul.

[9] **Ersoy, Uğur ve Özcebe, Güney**, 2002. Betonarme. Evrim Yayınevi, İstanbul.

[10] (**ABYYHY)**, 1997. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapıların Hakkında Yönetmelik. *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

[11] **(ACI) 318-95**, 1997. Building Code Requirements for Structral Concrete. *American Concrete Institute*, Michigan, U.S.A. .

[12] **(DD ENV 1994-1-1)Eurocode 4**, 1994. Design of composite steel and concrete structures. *British Standarts Institution*, London.

[13] **(AISC-LRFD)** 1993. Load and Resistance Factor Design, *American Institute of Steel Construction*, U.S.A.

[14] **(DD ENV 1994-1-2)Eurocode 4**, 1994. Design of composite steel and concrete structures, Structural Rules for Structural Fire Design,. *British Standarts Institution*, London.

[15] **CCD Karma Kolon Hesap Programı**, 2001. CCD Composite Column Design According to Eırocode 4, *ProfilARBED, Luxembourg.*

[16] **SAP2000**, 2003. SAP2000 Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, *CSI, Berkeley, U.S.A.*

EKLER

EK A

KESDONG PROGRAMI C++ KODU

EK B

CCD PROGRAMI ÖRNEK KARMA KOLON ÇÖZÜMÜ ÇIKTILARI

ÖZGEÇMİŞ

Aralık 1979'da Sivas'da doğdu. İlkokul, ortaokul ve liseyi Denizli'de tamamladı. 1997 yılında Denizli Anadolu Lisesi'nden mezun olarak Y.T.Ü İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne başladı. 2001 yılında İnşaat Mühendisliği Bölümünden mezun oldu. Aynı yıl, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Mühendisliği (Deprem) Programı'nda Yüksek Lisans'a başladı.