

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇELİK YAPILARDA MOMENT ÇERÇEVELERİNİN SÜNEKLİK DÜZEYİNİ
BELİRLEYEN TASARIM KURALLARI'NIN DEĞERLENDİRİLMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Mustafa ZORLU**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

EYLÜL 2007

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇELİK YAPILARDA MOMENT ÇERÇEVELERİNİN SÜNEKLİK DÜZEYİNİ
BELİRLEYEN TASARIM KURALLARI'NIN DEĞERLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Mustafa ZORLU
(501031030)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 7 Eylül 2007

Tezin Savunulduğu Tarih : 20 Eylül 2007

Tez Danışmanı : Doç.Dr. Cavidan YORGUN

Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Erkan ÖZER (İ.T.Ü.)

Prof.Dr. Gülay ALTAY (B.Ü.)

EYLÜL 2007

ÖNSÖZ

Çelik yapılarda moment aktaran çerçeve sistemlerinin süneklik düzeyini belirleyen en önemli parametre taşıyıcı sistem elemanlarının birleştiği noktalar olan birleşim bölgeleridir. Öyle ki, birleşim bölgesi detayının süneklik kapasitesi taşıyıcı sistemin, özellikle deprem yükleri gibi özel çevrimsel yükler altında, enerji sönümleme kabiliyetini belirlemektedir. Bu noktada, moment aktaran çelik çerçeve sistemleri için milad olarak kabul edilen Northridge depremi sonrası yoğun çalışmalar neticesinde yüksek süneklik gösterdiği garanti edilen birleşim bölgesi detay tipleri geliştirilmiştir. Sismik aktivitenin yoğun olduğu bölgelerde çoğunlukla kabul gören bu birleşim tipleri, ülkemizde kullanılan Afet Yönetmeliğinin (ABYYHY-1997)'nin geliştirildiği çalışmalarda dikkate alınmış ve 2007 yılı başı itibariyle resmen yürürlüğe giren yeni deprem yönetmeliği "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'de moment aktaran normal ve yüksek süneklikli çelik çerçeve taşıyıcı sistemleri için kullanılması zorunlu olan detay tipleri olarak belirtilmiştir.

İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yapı Mühendisliği yüksek lisans programı kapsamında hazırlanan bu yüksek lisans tez çalışmasında; 2007-DBYBHY'nin çelik binalar ile ilgili bölümü kapsamında Bilgilendirme Eki 4A'da ifade edilen sünek kolon-kiriş birleşim bölgesi detaylarının ülkemizde yürürlükte olan yapı standartlarında belirtilen ilkeler doğrultusunda çözümlemeleri yapılmış ve referans alınan FEMA-350 yönetmeliği doğrultusunda tasarım kuralları belirtilmiştir. Bu bağlamda, göz önüne alınan örnek bir yapının UBC-1997 ve 2007-DBYBHY'de belirtilen tasarım ilkeleri uyarınca karşılaştırmalı biçimde boyutlandırılmalarının ardından, FEMA-350'de belirtilen konstrüktif detaylarla kıyaslama yapılmış, gerekli görülen yerlerde kişisel fikirlere yer verilerek tipik detay teşkillerinin uygulamalı tasarımı yapılarak uygulanabilirliklerinin değerlendirilmesi amaçlanmıştır.

Tez çalışmam esnasında değerli fikirlerinden yaralandığım, çalışmanın özünü kavramamda, bilgisi, tecrübesi, mantıksal yönlendirmeleri ile kilit noktalarda önümü açan ve hoşgörülü yaklaşımını hiçbir zaman esirgemeyen, tez danışmanım, değerli hocam Doç. Dr. Cavidan YORGUN'a teşekkürlerimi ve saygılarımı sunuyorum. Tez çalışmam esnasında her türlü imkanı sağlayarak değerli katkılarını esirgemeyen sevgili patronum Göncer AYALP'e ve yardımlarını esirgemeyen GAMB Mühendislik şirketinin değerli çalışanlarına da teşekkürü bir borç bilirim.

Bu tez çalışmasını, eğitim hayatım boyunca her türlü desteği veren sevgili babam Azim ZORLU'ya atfediyorum.

Eylül,2007

Mustafa ZORLU

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	xi
TABLO LİSTESİ	xii
ŞEKİL LİSTESİ	xiv
SEMBOL LİSTESİ	xviii
ÖZET	xxi
SUMMARY	xxiii
1. GİRİŞ	1
1.1 Giriş ve Çalışmanın Amacı	1
1.2 Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımında Performans Seviyeleri	2
1.3 Depreme Dayanıklı Yapılarda Aranılan Özellikler	3
1.3.1 Yapının Genel Davranışı	3
1.3.2 Rijitlik ve Dayanım	4
1.3.3 Süneklik	4
1.4. Yapı Sistemlerinin Süneklik Düzeyine Göre Sınıflandırılması	5
1.5. Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Aktaran Çelik Çerçeve Sistemlerinin Tasarımı	6
1.5.1 Çeliğin Süneklik ve Enerji Sönümleme Özelliği	7
1.5.2 Plastik Mafsal Kavramı	10
1.5.2.1 Plastik Mafsal Hipotezi	10
1.5.2.2 Çelik Yapılarda Plastik Mafsal Davranışı	13
1.6 Moment Aktaran Çelik Çerçeve Sistemlerinin Deprem Davranışı	15
1.6.1 Moment Çerçevesi Sisteminde Öngörülen Plastikleşme Mekanizması	16
1.6.2 Kolon-Kiriş Birleşim Noktasında Panel Bölgesinin Davranışı	17
1.6.3 Kolon-Kiriş Birleşim Noktasında Kiriş Elemanının Davranışı	21
1.6.4 Kolon-Kiriş Birleşim Noktasında Basınç ve Eğilme Altındaki Kolonların Davranışı	24
1.7 Moment Aktaran Çelik Çerçevelerde Sünek Kolon-Kiriş Birleşimleri	27
1.7.1 1994 Northridge Depremi Öncesi Birleşim Detayının Değerlendirilmesi	33
1.7.2 Northridge Sonrası Testler ve Yeni Birleşim Detayı Örneklerinin Gelişimi	37
1.7.3 Sonuçlar ve Northridge Sonrası Çözüm Önerileri	39
1.8 2007-Türk Deprem Yönetmeliği “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik” Bölüm 4, Çelik Binalar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kurallarında Başlıca Yenilik ve Revizyonlar	46

2. HER İKİ DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇERÇEVELERDEN OLUŞAN 4 KATLI OFİS BİNASI'NIN UBC-1997 YAPI ŞARTNAMESİ UYARINCA TASARIMI ve FEMA-267 / FEMA-350 YÖNETMELİKLERİ DOĞRULTUSUNDA KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM NOKTASI DETAY TEŞKİLİ	48
2.1 Sistem	
2.2 Yük Analizleri	52
2.3 Yapının İnşa Edileceği Bölgeye Ait Sismik ve Geoteknik Veriler	52
2.4 Tasarım Taban Kesme Kuvvetinin Hesaplanması (UBC-1997)	53
2.4.1 Yapıda Planda ve Düşey Doğrultuda Düzensizlik Kontrolü	53
2.4.2 Yapı Taşıyıcı Sisteminin Tanımlanması ve Sismik Parametreler	54
2.4.3 Deprem Yükleme Yönteminin Seçimi (§1629.8.3)	54
2.4.4 Sismik Tepki Katsayıları C_a ve C_v 'nin Belirlenmesi (§1629.4.3)	54
2.4.5 Yapı Doğal Titreşim Periyodu'nun Belirlenmesi (T - §1630.2.2)	54
2.4.6 Tasarım Taban Kesme Kuvvetinin Belirlenmesi (V - §1630.2.1)	55
2.4.7 Tasarıma Esas Deprem Yüklerinin Belirlenmesi (§1630.1)	56
2.5 Deprem Yüklerinin Katlara Dağılımı (UBC-1997)	61
2.5.1 Yapı Ağırlığı ve Katlarda Kütle Dağılımı	61
2.5.2 Tasarım Taban Kesme Kuvvetinin Belirlenmesi	62
2.5.3 Yapıya Etkiyen Deprem Yükünün Düşey Dağılımı (§1630.5)	63
2.5.4 ($P\Delta$) İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü (§1630.1.3)	64
2.5.5 Yapıya Etkiyen Deprem Yükünün Yatay Dağılımı (§1630.5)	65
2.6 Görelî Kat Ötelenmelerinin Hesaplanması ve Sınırlandırılması (UBC-1997)	68
2.6.1 Elastik Deplasman (Δ_s) ve Maksimum Elastikötesi Deplasman (Δ_M)	68
2.6.2 Kat Ötelenme Sınırlarının Belirlenmesi (§1630.10)	70
2.7 Yüksek Süneklikli Moment Çerçevesi (Kiriş-Kolon) Eleman Tasarımı (UBC-1997)	72
2.7.1 Moment Çerçevesi 2. Kat Tip Kiriş Tasarımı	74
2.7.1.1 IPE O 600 (St 52) Kiriş Enkesit Koşullarının Kontrolü	75
2.7.1.2 Kiriş Üst ve Alt Başlık Yanal Mesnetlenme Mesafelerinin Kontrolü	76
2.7.1.3 Kiriş Moment Kapasitesi Kontrolü	77
2.7.1.4 Kiriş Kesme Kuvveti Kapasitesi Kontrolü	77
2.7.2 Moment Çerçevesi 1.Kat Tip Kolon Tasarımı (HE 400 M)	78
2.7.2.1 Kolon Elemanı Enkesit (Kompaktlık) Koşulları Kontrolü	80
2.7.2.2 Eksenel Basınç ve Eğilme Etkisi Altında Eğilmeli Burkulma Kontrolü	81
2.7.2.3 Kolon Kesme Kuvveti Kapasitesi Kontrolü	86
2.7.2.4 Kolon Eksenel Yük Taşıma Kapasitesi Kontrolü	86
2.8 Yüksek Süneklikli Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Tasarımı (FEMA-350)	87

2.8.1 Taşıyıcı Eleman ve Malzeme Mukavemet Değerleri	90
2.8.2 Zayıflatılmış Enkesitli Kiriş Geometrisi ve Plastik Mafsal Noktası	90
2.8.3 Zayıflatılmış Enkesit ve Birleşim Bölgesi Plastik Yük Taşıma Kapasiteleri	92
2.8.3.1 Plastik Mafsal Noktasındaki Plastik Moment Kapasitesi	92
2.8.3.2 Plastik Mafsal Noktasındaki Kesme Kuvveti Hesabı	93
2.8.3.3 Kolon Yüzündeki ve Kolon Eksenindeki Moment Değerlerinin	94
2.8.4 Zayıflatılmış Kirişli Birleşim Bölgesi Dayanım Kapasitesi Kontrolleri	95
2.8.4.1 Zayıflatılmış Enkesitin Tasarım Yükleri Altında Kontrolü	95
2.8.4.2 Çerçeve Rijitliği ve Göreli Ötelenme Sınırlarının Kontrolü	96
2.8.4.3 Kolon Yüzü Kaynaklı Birleşim Noktasında Gerilme Kontrolü	97
2.8.4.4 Kolonda Makaslama Gerilmesi Kontrolü	100
2.8.5 Güçlü Kolon – Zayıf Kiriş Kontrolü	101
2.8.6 Panel Bölgesi Kesme Kuvveti Kapasitesi Kontrolü	103
2.8.6.1 FEMA-350 Yönetmeliği Uyarınca Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü	103
2.8.6.2 UBC 1997 Yönetmeliği Uyarınca Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü	104
2.8.6.3 FEMA-267A Yönetmeliği Uyarınca Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü	106
2.8.7 Kolon Panel Bölgesi Süreklilik Levhaları Kontrolü	109
2.8.7.1 FEMA-350 Yönetmeliği Uyarınca Süreklilik Levhaları Kontrolü	109
2.8.7.2 FEMA-267A Yönetmeliği Uyarınca Süreklilik Levhaları Kontrolü	110
2.8.8 Birleşim Noktası Kuşatılmış Kolon Tahkiki (Evaluate beam-to-column joint restraint)	112
2.8.9 Zayıflatılmış Enkesitte Kiriş Alt-Üst Başlık Yanal Destek Tasarımı	113

3. HER İKİ DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇERÇEVELERDEN OLUŞAN 4 KATLI OFİS BİNASI'NIN 2007-DBYBHY UYARINCA TASARIMI ve KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM NOKTALARININ KARŞILAŞTIRMALI DETAY TEŞKİLİ	115
3.1 Sistem	115
3.2 Yük Analizleri	119
3.3 Yapının İnşa Edileceği Bölgeye Ait Sismik ve Geoteknik Veriler	119
3.4 Tasarım Taban Kesme Kuvvetinin Hesaplanması (2007-DBYBHY)	120
3.4.1 Yapıda Planda ve Düşey Doğrultuda Düzensizlik Kontrolü	120

3.4.2 Yapı Taşıyıcı Sisteminin Tanımlanması ve Sismik Parametreler	120
3.4.3 Deprem Yükleme Yönteminin Seçimi (§2.6.2)	121
3.4.4 Yapı Doğal Titreşim Periyodu'nun Belirlenmesi (T - §2.7.4.1)	121
3.4.5 Tasarım Taban Kesme Kuvvetinin Belirlenmesi (V - §2.7.1)	123
3.5 Deprem Yüklerrinin Katlara Dağılımı	126
3.5.1 Yapı Ağırlığı ve Katlarda Kütle Dağılımı (§2.7.1.2)	126
3.5.2 Tasarım Taban Kesme Kuvvetinin Belirlenmesi	129
3.5.3 Yapıya Etkiyen Deprem Yüklünün Düşey Dağılımı (§2.7.2)	129
3.5.4 (PΔ) İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü (§2.10.2)	131
3.5.5 Yapıya Etkiyen Deprem Yüklünün Yatay Dağılımı (§2.7.3)	132
3.6 Görelî Kat Ötelenmelerinin Hesaplanması ve Sınırlandırılması (§2.10.1)	135
3.6.1 Azaltılmış Görelî Kat Ötelenmesi (Δ_i) ve Etkin Görelî Kat Ötelenmesi (δ_i)	135
3.6.2 Kat Ötelenme Sınırlarının Belirlenmesi (§2.10.1.3)	136
3.7 Yüksek Süneklikli Moment Çerçevesi (Kiriş- Kolon) Eleman Tasarımı	137
3.7.1 Moment Çerçevesi 2. ve 3. Kat Tip Kiriş Tasarımı	138
3.7.1.1 (IPE O 600) ve (IPE 600) Kirişleri Enkesit Koşullarının Kontrolü	139
3.7.1.2 Kiriş Üst ve Alt Başlık Yanal Mesnetlenme Mesafelerinin Kontrolü (§4.3.6)	140
3.7.1.3 (IPE O 600) ve (IPE 600) Kirişleri Moment Kontrolü	141
3.7.1.4 Kirişlerin Emniyetli Kesme Kuvveti Kontrolü	143
3.7.2 Moment Çerçevesi 1.Kat Tip Kolon Tasarımı (HE 450 M)	144
3.7.2.1 Kolon Elemanı Enkesit (Kompaktlık) Koşulları Kontrolü	146
3.7.2.2 Eksenel Basınç ve Eğilme Etkisi Altında Eğilmeli Burkulma Kontrolü	147
3.7.2.3 Kolon Emniyetli Kesme Kuvveti Kapasitesi Kontrolü	151
3.7.2.4 Kolon Eksenel Yükl Taşıma Kapasitesi Kontrolü	151
3.8 Sünek Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Tasarımı	152
3.9 Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı	154
3.9.1 Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı - Konstrüktif Açıklamalar	154
3.9.2 Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı - Uygulama Sınırları	155
3.9.3 Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı (ALBBD) - Uygulamalı Tasarım Yöntemi	155
3.9.3.1 Eleman Karakteristik ve Kesit Özellikleri	156
3.9.3.2 Birleşim Geometrisi ve Plastik Mafsall Noktası	158
3.9.3.3 Plastik Mafsall Noktasındaki Plastik Moment Kapasite Hesabı	159

3.9.3.4 Plastik Mafsal Noktasındaki Kesme Kuvveti Hesabı	159
3.9.3.5 Kolon Yüzündeki ve Kolon Eksenindeki Moment Değerlerinin Hesabı	161
3.9.3.6 Bulon Çapının Hesabı	163
3.9.3.7 Bulon Kesme Dayanımı Kontrolü	165
3.9.3.8 Eğilme Akmasına Karşı Alın Levhası Kalınlık Kontrolü	166
3.9.3.9 Kesme Akmasına Karşı Alın Levhası Kalınlık Kontrolü	167
3.9.3.10 Çekme Etkisi Altında Kolon Başlık Kalınlığı Kontrolü	168
3.9.3.11 Basınç Etkisi Altında Kolon Başlık Kalınlığı Kontrolü	171
3.9.3.12 Süreklilik Levhası Gerekliklik Kontrolü	172
3.9.3.13 Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü	173
3.9.3.14 Birleşim Bölgesi Kaynak Gerilmeleri Kontrolü	177
3.9.3.15 Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolü	181
3.10 Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı	185
3.10.1 Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı - Konstrüktif Açıklamalar	185
3.10.2 Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı - Uygulama Sınırları	186
3.10.3 Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı (TALBBD) - Uygulamalı Tasarım Yöntemi	187
3.10.3.1 Eleman Karakteristik ve Kesit Özellikleri	187
3.10.3.2 Birleşim Geometrisi ve Plastik Mafsal Noktası	189
3.10.3.3 Plastik Mafsal Noktasındaki Plastik Moment Kapasitesi	190
3.10.3.4 Plastik Mafsal Noktasındaki Kesme Kuvveti Hesabı	190
3.10.3.5 Kolon Yüzünde ve Kolon Eksenindeki Moment Değerleri	191
3.10.3.6 Bulon Çapının Hesabı	195
3.10.3.7 Bulon Kesme Dayanımı Kontrolü	197
3.10.3.8 Eğilme Akmasına Karşı Alın Levhası Kalınlık Kontrolü	198
3.10.3.9 Çekme Etkisi Altında Kolon Başlık Kalınlığı Kontrolü	198
3.10.3.10 Basınç Etkisi Altında Kolon Başlık Kalınlığı Kontrolü	200
3.10.3.11 Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü	200
3.10.3.12 Birleşim Bölgesi Kaynak Gerilmeleri Kontrolü	202
3.10.3.13 Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolü	204
3.11 Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı	207
3.11.1 Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı - Konstrüktif Açıklamalar	207
3.11.2 Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı – Uygulama Sınırları	208
3.11.3 Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı (LBBD) – Uygulamalı Tasarım	

Yöntemi	209
3.11.3.1 Eleman Karakteristik ve Kesit Özellikleri	209
3.11.3.2 Birleşim Geometrisi ve Plastik Mafsal Noktası	212
3.11.3.3 Plastik Mafsal Noktasındaki Plastik Moment Kapasitesi Hesabı	213
3.11.3.4 Plastik Mafsal Noktasındaki Kesme Kuvveti Hesabı	213
3.11.3.5 Kolon Yüzündeki ve Kolon Eksenindeki Moment Değerlerinin Hesabı	214
3.11.3.6 Panel Bölgesi Kalınlık Kontrolü	216
3.11.3.7 Ek Başlık (Flanş) Levhası Minimum Kalınlık Hesabı	218
3.11.3.8 Kesme Göçmesine Karşı Başlık Bulonlarının Kontrolü	219
3.11.3.9 Kesit Kaybı Göçmesine Karşı Ek Başlık Levhası Dayanım Kontrolü	220
3.11.3.10 Kesit Kaybı Göçmesine Karşı Kiriş Başlığı Dayanım Kontrolü	221
3.11.3.11 Ek Başlık Levhasındaki Bulon Deliklerinin Uzama Akmasına Karşı Dayanım Kontrolü	223
3.11.3.12 Kayma Levhası ve Kiriş Gövde Bulonlarının Hesabı	224
3.11.3.13 Süreklilik Levhası Gerekliklik Kontrolü	228
3.11.3.14 Birleşim Bölgesi Kaynak Gerilmeleri Kontrolü	231
3.11.3.15 Güçlü Kolon Zayıf Kiriş Kontrolü	233
3.12 Kaynaklı Birleşim Detayı	237
3.12.1 Kaynaklı Birleşim Detayı - Konstrüktif Açıklamalar	237
3.12.2 Kaynaklı Birleşim Detayı - Uygulama Sınırları	242
3.12.3 Kaynaklı Birleşim Detayı (KBD) – Uygulamalı Tasarım Yöntemi	242
3.12.3.1 Eleman Karakteristik ve Kesit Özellikleri	243
3.12.3.2 Birleşim Geometrisi ve Plastik Mafsal Noktası	245
3.12.3.3 Plastik Mafsal Noktasındaki Plastik Moment Kapasitesi Hesabı	246
3.12.3.4 Plastik Mafsal Noktasındaki Kesme Kuvveti Hesabı	246
3.12.3.5 Kolon Yüzündeki ve Kolon Eksenindeki Moment Değerlerinin Hesabı	247
3.12.3.6 Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü	247
3.12.3.7 Süreklilik Levhası Gerekliklik Kontrolü	250
3.12.3.8 Birleşim Bölgesi Kaynak ve Kesit Gerilmeleri Kontrolü	251
3.12.3.9 Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolü	256

3.13 Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı	259
3.13.1 Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı –Konstrüktif Açıklamalar	259
3.13.2 Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı - Uygulama Sınırları	261
3.13.3 Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı (LKBD) – Uygulamalı	
Tasarım Yöntemi	261
3.13.3.1 Eleman Karakteristik ve Kesit Özellikleri	262
3.13.3.2 Birleşim Geometrisi ve Plastik Mafsallık Noktası	263
3.13.3.3 Plastik Mafsallık Noktasındaki ve Birleşim Bölgesindeki Kesit	
Tesirleri	264
3.13.3.4 Ek Başlık Levhası Kalınlık Hesabı	264
3.13.3.5 Ek Başlık Levhası Uzunluk ve Köşe Kaynak Hesabı	266
3.13.3.6 Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü	267
3.13.3.7 Süreklilik Levhası Gereklilik Kontrolü	269
3.13.3.8 Birleşim Bölgesi Kaynak Gerilmeleri Kontrolü	270
3.13.3.9 Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolü	274
3.14 Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı	275
3.14.1 Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı - Konstrüktif	
Açıklamalar	277
3.14.2 Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti (ZKE) Kaynaklı Birleşim Detayı – Uygulama	
Sınırları	280
3.14.3 Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı (ZKKBD) –	
Uygulamalı Tasarım Yöntemi	281
3.14.3.1 Eleman Karakteristik ve Kesit Özellikleri	281
3.14.3.2 Birleşim Geometrisi ve Plastik Mafsallık Noktası	281
3.14.3.3 Plastik Mafsallık Noktasındaki Plastik Moment ve Kesme Kuvveti	
Kapasiteleri Hesabı	282
3.14.3.4 Kolon Yüzündeki Moment Değerinin Hesabı	283
3.14.3.5 Birleşim Bölgesi Kaynak ve Kesit Gerilmeleri Kontrolü	284
3.14.3.6 Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü	288
3.14.3.7 Süreklilik Levhası Gereklilik Kontrolü	290
4. SONUÇLAR ve DEĞERLENDİRME	291
4.1 Taşıyıcı Sistem Çözümlerinin Değerlendirilmesi	294
4.2 Birleşim Detaylarının Değerlendirilmesi	296
4.2.1 Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı'nın Değerlendirilmesi	298
4.2.2 Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı'nın Değerlendirilmesi	300
4.2.3 Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı'nın Değerlendirilmesi	301

4.2.4 Kaynaklı Birleşim Detayı'nın Değerlendirilmesi	302
4.2.5 Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı'nın Değerlendirilmesi	304
4.2.6 Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı'nın Değerlendirilmesi	304
4.3 Süreklilik Levhası ve Panel Bölgesi Analizlerinin Değerlendirilmesi	306
4.4 Birleşim Elemanlarının Değerlendirilmesi	308
KAYNAKLAR	309
ÖZGEÇMİŞ	312

KISALTMALAR

DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
ABYYHY	: Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
AISC	: American Institute of Steel Construction
UBC	: Uniform Building Code
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
ASD	: Allowable Stress Dizayn
AWS	: American Welding Society
LRFD	: Load Factor Resistance Design
ATC	: Applied Technology Council
DSA	: The California Division of the State Architect
TS 648	: Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
TS 4561	: Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları
İMO	: İnşaat Mühendisleri Odası
TS	: Türk Standardı
EN	: Euro Norm
ALBBD	: Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı
TALBBD	: Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı
LBBD	: Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı
KBD	: Kaynaklı Birleşim Detayı
LKBD	: Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı
ZKKBD	: Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı
ETABS	: Extended 3D Analysis of Building Systems

TABLO LİSTESİ

	Sayfa No
Tablo 2.1 : Yapı Tasarım Yükleri.....	52
Tablo 2.2 : Kat Kütle Dağılım Özellikleri (UBC-1997).....	62
Tablo 2.3 : Kat Kütle Dağılım Özellikleri Özet Tablosu (UBC-1997).....	62
Tablo 2.4 : Deprem Yükünün Düşey Dağılımı (UBC-1997).....	64
Tablo 2.5 : $(P\Delta)$ İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü, (θ_i) Değerleri (UBC-1997).....	64
Tablo 2.6 : (Δ_i/h_i) Kat Ötelenme Oranları (UBC-1997).....	65
Tablo 2.7 : Deprem Yükünün Yatay Dağılımı (UBC-1997).....	66
Tablo 2.8 : Kuzey-Güney İstikameti, (A1) Çerçevesi.....	67
Tablo 2.9 : Kuzey-Güney İstikameti, (A2) Çerçevesi.....	67
Tablo 2.10 : Doğu-Batı İstikameti, (B1) Çerçevesi.....	67
Tablo 2.11 : Görelî Kat Ötelenmeleri ve Ötelenme Oranları (UBC-1997).....	70
Tablo 2.12 : Kolon Elemanları Kesit Tesirleri (UBC-1997).....	78
Tablo 2.13 : Kolon Elemanları Kombinasyonlu Kesit Tesirleri (UBC-1997).....	79
Tablo 2.14 : Kolon Elemanları Elverişsiz Düşey Yük Durumları (UBC-1997).....	80
Tablo 2.15 : Test edilmiş Kolon-Kiriş Birleşim Kombinasyonları.....	88
Tablo 2.16 : Muhtemel Kolon-Kiriş Birleşim Tasarım Kombinasyonları...	89
Tablo 2.17 : Zayıflatılmış Enkesitli Kiriş Birleşimli Çerçeve Görelî Kat Ötelenmeleri.....	97
Tablo 2.18 : Birleşim Noktası Arayüz Kesit Değerleri.....	98
Tablo 3.1 : Yapı Tasarım Yükleri.....	119
Tablo 3.2 : Deprem Yükü Hesabında Kullanılacak Yapı Tasarım Yükleri.....	127
Tablo 3.3 : Kat Kütle Dağılım Özellikleri (2007-DBYBHY).....	128
Tablo 3.4 : Kat Kütle Dağılım Özellikleri Özet Tablosu (2007-DBYBHY).....	128
Tablo 3.5 : Deprem Yükünün Düşey Dağılımı.....	130
Tablo 3.6 : $(P\Delta)$ İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü, (θ_i) Değerleri.....	131
Tablo 3.7 : Deprem Yükünün Yatay Dağılımı.....	133
Tablo 3.8 : Kuzey-Güney İstikameti, (A1) Çerçevesi.....	133
Tablo 3.9 : Kuzey-Güney İstikameti, (A2) Çerçevesi.....	134
Tablo 3.10 : Doğu-Batı İstikameti, (B1) Çerçevesi.....	134
Tablo 3.11 : Görelî Kat Ötelenmeleri ve Ötelenme Oranları.....	136
Tablo 3.12 : Kiriş Elemanları Kesit Tesirleri (2007-DBYBHY).....	138
Tablo 3.13 : Kiriş Elemanları Kombinasyonlu Kesit Tesirleri (2007-DBYBHY).....	139
Tablo 3.14 : Kolon Elemanları Kesit Tesirleri (2007-DBYBHY).....	144
Tablo 3.15 : Kolon Elemanları Kombinasyonlu Kesit Tesirleri.....	145
Tablo 3.16 : Kolon Elemanları Elverişsiz Düşey Yük Durumları	146

Tablo 3.17	: Alın Levhalı Bulonlu Kolon-Kiriş Birleşim Detayının Uygulama Sınırları.....	155
Tablo 3.18	: (1) Aksı Üzerindeki Birleşim Noktaları Kesit Tesirleri.....	160
Tablo 3.19	: ALBBD-Birleşim Noktası Arayüz Kesit Değerleri.....	177
Tablo 3.20	: ALBBD-Birleşim Noktası Arayüz Kesit Değerleri (FEMA-350).....	180
Tablo 3.21	: Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayının Uygulama Sınırları.....	186
Tablo 3.22	: TALBBD-Birleşim Noktası Arayüz Kesit Değerleri.....	203
Tablo 3.23	: Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayının Uygulama Sınırları.....	208
Tablo 3.24	: Kaynaklı Birleşim Detayının Uygulama Sınırları.....	242
Tablo 3.25	: KBD-Birleşim Noktası Arayüz Kesit Değerleri (2007-DBYBHY).....	252
Tablo 3.26	: KBD - Birleşim Noktası Arayüz Kesit Değerleri (FEMA-350)	255
Tablo 3.27	: Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayının Uygulama Sınırları.....	261
Tablo 3.28	: ZKE - Kaynaklı Birleşim Detayı Uygulama Sınırları.....	281
Tablo 3.29	: ZKKBD-Birleşim Noktası Arayüz Kesit Değerleri (2007-DBYBHY).....	285
Tablo 4.1	: Birleşim Noktasındaki İç Kuvvet Kapasite Değerleri.....	298

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa No
Şekil 1.1 : Süneklik Tanımı.....	4
Şekil 1.2 :Yapılarda Dayanım - Süneklik İlişkisi.....	5
Şekil 1.3 : Farklı Çeliklerin Gerilme-Şekil Değiştirme Diyagramları.....	7
Şekil 1.4 : Süneklik Çeşitleri.....	8
Şekil 1.5 : Çeliğin Tekrarlı Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisi ve Baushinger Etkisi.....	9
Şekil 1.6 : Eğilme Momenti - Eğrilik Diyagramı.....	11
Şekil 1.7 : Lineer Olmayan Şekil Değiştirmeler.....	12
Şekil 1.8 : İdealleştirilmiş Bünye Bağıntısı.....	12
Şekil 1.9 : Plastikleşme.....	14
Şekil 1.10 : Kesitte Plastikleşme.....	14
Şekil 1.11 : Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Çerçevesi.....	15
Şekil 1.12 : Moment Çerçevesi Plastikleşme Mekanizmaları.....	16
Şekil 1.13 : Kolon-Kiriş Birleşim Noktası ve Panel Bölgesi.....	17
Şekil 1.14 : Panel Bölgesine Tesir Eden Kesit Tesirleri ve Panel Bölgesi Davranışı.....	18
Şekil 1.15 : Panel Bölgesi Moment-Deformasyon Eğrileri Deneysel Sonuçları.....	19
Şekil 1.16 : Orta Dayanımlı Panel Bölgeci Birleşim İçin Deneysel Moment-Açısal Deformasyon Grafiği.....	20
Şekil 1.17 : Rijit Panel Bölgeci Birleşim İçin Deneysel Moment-Açısal Deformasyon Grafiği.....	20
Şekil 1.18 : Birleşim Bölgesinde kiriş Elemanında Yanal Burkulma.....	21
Şekil 1.19 : Kiriş Elemanı Moment-Rotasyon Eğrisi ve Kiriş Enkesiti.....	21
Şekil 1.20 : Birleşim Noktasında Kiriş Elemanı Hasar Tipleri.....	22
Şekil 1.21 : Kompozit Döşemenin Moment-Açısal Deformasyon Eğrisi'ne Katkısı.....	24
Şekil 1.22 : (a) Yanal Doğrultuda Desteklenmemiş Birleşim.....	24
Şekil 1.22 : (b) Yanal Doğrultuda Desteklenmiş Birleşim.....	24
Şekil 1.23 : Eksenel Yük Altında Kolon Uç Momentleri.....	26
Şekil 1.24 : (P/P _y) Etkisi Altında Kolon Elemanı (M – θ) Diyagramı.....	26
Şekil 1.25 : Uç Şartları Altında Kolon Elemanı (M – θ) Diyagramı.....	26
Şekil 1.26 : $\beta = 0$ Hali İçin (P – θ) Diyagramı.....	27
Şekil 1.27 : Northridge Öncesinde Kullanılan Tipik Birleşim Detayı ve Depremde Oluşan Çatlaklar.....	29
Şekil 1.28 : (a) Kiriş Başlığında Gerilme Durumu.....	31
Şekil 1.28 : (b) Kaynaktan Kolon Başlığına Aktarılan Kuvvetlerin Yarattığı Gerilmeler.....	31
Şekil 1.29 : Northridge Depreminde En Çok Gözlenen Kaynak Kırılma Biçimleri.....	33
Şekil 1.30 : (a) Northridge Depremi Öncesi Moment Aktaran Birleşim Detayı.....	34

Şekil 1.30	: (b) Northridge Depreminde Hasar Görmüş (a) Birleşim Detayına Uygulanmış Tersinir Yükleme Deneyi Histerisis Eğrisi.....	34
Şekil 1.31	: Kirişlerin Ek Plaka ile Güçlendirilmesi.....	36
Şekil 1.32	: Güçlendirilmiş Moment Aktaran Kolon-Kiriş Birleşim Detayı Önerileri.....	39
Şekil 1.33	: Önerilen Kaynak Yuvası Ayrıntıları.....	41
Şekil 1.34	: Önerilen Yeni Kaynaklı Birleşim Detayı Ayrıntıları.....	42
Şekil 1.35	: Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Detay Tipleri.....	44
Şekil 1.36	: Değişik Birleşim Ayrıntılarının Tipik Moment-Dönme Histeresis Eğrileri.....	45
Şekil 2.1	: Genel Sistem Görünüşü ve Bilgisayar Hesap Modeli (UBC-1997)	49
Şekil 2.2	: Tipik Kat Çerçeve Yerleşim Planı (UBC-1997).....	50
Şekil 2.3	: (Kuzey-Güney/X) İstikameti Yan Görünüş (UBC-1997).....	51
Şekil 2.4	: (C) Aksı Moment Çerçevesi Görünüşü (UBC-1997).....	51
Şekil 2.5	: (A _b) Yapı Zemin Kat Alanı Tarifleri.....	57
Şekil 2.6	: (A) Aksı Çerçevesi ($\Sigma F = \%25$).....	59
Şekil 2.7	: (1) Aksı Çerçevesi ($\Sigma F = \%50$).....	59
Şekil 2.8	: Tipik Kat Planı (A1,A2,A3,A4,B1 ve B2 Moment Çerçeveleri).....	61
Şekil 2.9	: Deprem Yükünün Düşey Dağılımı (UBC-1997).....	63
Şekil 2.10	: Panel Bölgesi Analizi Ötelenme Rijitlikleri.....	71
Şekil 2.11	: (C) Aksı 2. Kat Moment Çerçevesi Kirişi (UBC-1997).....	74
Şekil 2.12	: (IPE O 600) Kirişi Enkesit Değerleri.....	75
Şekil 2.13	: (C) Aksı 1.Kat Moment Çerçevesi Kolonları (HE 400 M).....	78
Şekil 2.14	: Zayıflatılmış Enkesitli Kiriş Geometrisi ("Dog Bone").....	91
Şekil 2.15	: Plastik Mafsallar.....	92
Şekil 2.16	: Plastik mafsal Noktasında Kesme Kuvveti Basit Denge Diyagramı.....	93
Şekil 2.17	: Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesindeki Kritik Kesitler.....	94
Şekil 2.18	: Kolon yüzünde kaynak kesidi.....	98
Şekil 2.19	: Birleşim Noktasında Etkin Moment ve Kesme Kuvvetleri.....	101
Şekil 2.20	: Panel Bölgesi Kuvvetleri.....	103
Şekil 2.21	: Panel Bölgesi Takviye Levhası Teşkil Seçenekleri.....	108
Şekil 2.22	: (k) Mesafesi.....	111
Şekil 2.23	: Zayıflatılmış Kiriş Enkesitli Birleşim Uygulama Detayı (UBC-1997/ FEMA-350 / FEMA-267A).....	114
Şekil 3.1	: Genel Sistem Görünüşü ve Bilgisayar Hesap Modeli (2007-DBYBHY).....	116
Şekil 3.2	: Tipik Kat Çerçeve Yerleşim Planı.....	117
Şekil 3.3	: (Kuzey-Güney-X) İstikameti Yan Görünüş (2007-DBYBHY)..	118
Şekil 3.4	: (C) Aksı Çerçeve Görünüşü (2007-DBYBHY).....	118
Şekil 3.5	: Karakteristik Spektrum Eğrisi.....	124
Şekil 3.6	: Tipik Kat Planı (A1,A2,A3,A4,B1 ve B2 Moment Ç.).....	127
Şekil 3.7	: Deprem Yükünün Düşey Dağılımı.....	130
Şekil 3.8	: Ek Dışmerkezlilik Mesafeleri.....	132
Şekil 3.9	: (C) Aksı 2. ve 3. Kat Moment Çerçevesi Kirişleri.....	137
Şekil 3.10	: (IPE O 600) ve (IPE 600) Kirişleri Enkesit Değerleri.....	139
Şekil 3.11	: (C) Aksı 1.Kat Moment Çerçevesi Kolonları (HE 450 M).....	144
Şekil 3.12	: Alın Levhalı Bulonlu Birleşim (FEMA-350/2007-DBYBHY).....	154
Şekil 3.13	: Birleşim Geometrisi ve Plastik Mafsal Noktası.....	158
Şekil 3.14	: Plastik mafsal Noktasında Kesme Kuvveti Basit Denge Diyagramı.....	160
Şekil 3.15	: Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesindeki Kritik Kesitler.....	163

Şekil 3.16	: (k_1) değeri.....	169
Şekil 3.17	: (k) mesafesi.....	172
Şekil 3.18	: 2007-DBYBHY-Kayma (Panel) Bölgesi.....	174
Şekil 3.19	: ALBBD - Alın Levhası Yüzünde Kaynak Kesidi.....	178
Şekil 3.20	: ALBBD - Alın Levhası Yüzünde Kaynak Kesidi (FEMA-350).....	180
Şekil 3.21	: Deprem Yönüne Göre Kolon-Kiriş Kapasiteleri.....	182
Şekil 3.22	: Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Uygulama Detayı (DBYBHY)...	183
Şekil 3.23	: FEMA-350 Uyarınca Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı.....	184
Şekil 3.24	: Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim (FEMA-350/2007- DBYBHY).....	185
Şekil 3.25	: TALBBD-Birleşim Geometrisi.....	189
Şekil 3.26	: TALBBD - Alın Levhası Yüzünde Kaynak Kesidi.....	203
Şekil 3.27	: Takviyeli Alın Levhalı Birleşim Uygulama Detayı (2007- DBYBHY).....	206
Şekil 3.28	: Alın Levhasız Bulonlu Birleşim (FEMA-350/2007-DBYBHY)...	207
Şekil 3.29	: LBBBD-Birleşim Geometrisi.....	212
Şekil 3.30	: LBBBD-Kayma Levhası ve Bulon Teşkil.....	225
Şekil 3.31	: Kaynak Kesit Tesirleri ve Kolon Yüzünde Kaynak Kesidi.....	232
Şekil 3.32	: Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Uygulama Detayı (DBYBHY).	235
Şekil 3.33	: Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Uygulama Detayı (FEMA-350).....	236
Şekil 3.34	: FEMA-350 Uyarınca Kaynaklı Birleşim Detayı.....	237
Şekil 3.35	: Kaynak Ulaşım Deliği Geometrisi.....	239
Şekil 3.36	: 2007-DBYBHY Uyarınca Kaynaklı Birleşim Detayı.....	240
Şekil 3.37	: KBD-Birleşim Geometrisi.....	245
Şekil 3.38	: KBD - Kolon Elemanı Yüzündeki Kaynak Kesidi (DBYBHY)...	251
Şekil 3.39	: KBD - Kolon Elemanı Yüzündeki Kaynak Kesidi (FEMA-350)	254
Şekil 3.40	: Kaynaklı Birleşim Uygulama Detayı (2007-DBYBHY).....	257
Şekil 3.41	: FEMA-350 Uyarınca Kaynaklı Birleşim Detayı	258
Şekil 3.42	: Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı.....	259
Şekil 3.43	: LKBD-Birleşim Geometrisi.....	263
Şekil 3.44	: Kaynak Kesit Tesirleri ve Kolon Yüzünde Kaynak Kesidi.....	272
Şekil 3.45	: Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Uygulama Detayı (2007-DBYBHY).....	273
Şekil 3.46	: Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Uygulama Detayı (FEMA-350).....	274
Şekil 3.47	: Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Tipleri.....	275
Şekil 3.48	: Dairesel Zayıflatılmış Kiriş Enkesitli Birleşim.....	276
Şekil 3.49	: Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı (FEMA-350).....	277
Şekil 3.50	: Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı (2007- DBYBHY).....	279
Şekil 3.51	: ZKKBD - Birleşim Geometrisi.....	281
Şekil 3.52	: ZKKBD - Kolon Elemanı Yüzündeki Kaynak Kesidi (2007- DBYBHY).....	285
Şekil 3.53	: Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Uygulama Detayı.....	290
Şekil 4.1	: ZKKBD'de 0.03 Radyan Dönme Sonucunda Birleşimin Durumu.....	305
Şekil 4.2	: Süreklilik Levhası Teşkil Detayı.....	306
Şekil 4.3	: 2007-DBYBHY Uyarınca Takviye Levhası Teşkil Detayı.....	307
Şekil 4.4	: Önerilen Takviye Levhası Teşkil Detayları.....	307

SEMBOL LİSTESİ

A	: Enkesit alanı
A_b	: Yapı zemin kat alanı
A_k	: Kesme alanı
A₀	: Etkin yer ivme katsayısı
b_{bf}	: Kiriş kesitinin başlık genişliği
b_{cf}	: Kolon kesitinin başlık genişliği
C_b	: Çubuğun moment düzlemine dik düzlem içinde tutulan ve eğilme momenti diyagramının şekline göre tablo yardımıyla hesaplanan katsayı
C_c	: AISC-ASD'ye göre plastik narinlik sınırı
C_a, C_v	: Sismik tepki katsayıları (UBC-1997)
C_{mx}, C_{my}	: M _x , M _y moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzlemini göz önünde bulunduran katsayı
C_{pr}	: FEMA-350 uyarınca birleşime ait sınır dayanım katsayısı
D	: Ölü yük kesit tesirleri simgesi
D_a	: DBYBHY uyarınca akma gerilmesi artırma katsayısı
d_b	: Kiriş elemanı gövde yüksekliği
d_c	: Kolon elemanı gövde yüksekliği
d_p	: UBC-1997 uyarınca süreklilik levhaları arası panel bölgesi derinliği
e_x, e_y	: (x) ve (y) doğrultularındaki eksantrisite
E	: Normal tasarım deprem yükü (UBC-1997)
E_s	: Yapı çeliği elastisite modülü
E_h, E_v	: Normal tasarım deprem yükünün yatay ve düşey bileşenleri
E_D	: Deprem enerjisi
E_H	: Harcanan plastik deformasyon enerjisi
E_e	: Elastik deformasyon enerjisi
E_K	: Kinetik enerji
f_a	: AISC-ASD uyarınca yalnız (N) eksenel basınç kuvvetinde hesaplanan gerilme
f_{bx}, f_{by}	: AISC-ASD uyarınca yalnız (M _x , M _y) eğilme momentleri etkisi altında hesaplanan (eğilme basınç) başlığı gerilmeleri
F_a	: AISC-ASD uyarınca yalnız (N) eksenel basınç kuvvetinde uygulanacak emniyet gerilmesi
F_{bx}, F_{by}	: AISC-ASD uyarınca yalnız (M _x , M _y) eğilme momentleri etkisi altında uygulanacak (eğilme basınç) başlığı için emniyet gerilmeleri
F'_{ex}, F'_{ey}	: AISC-ASD uyarınca (x-x) ve (y-y) asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve "Euler Gerilmesi"nden türetilen gerilme
F_t	: Binanın N'inci katına etkiyen ek eşdeğer deprem yükü (UBC-1997)
F_y	: AISC-ASD uyarınca akma gerilmesi
F_u	: AISC-ASD uyarınca kopma gerilmesi
F_{TT}	: AISC-ASD uyarınca makaslama gerilmesi
ΔF_N	: Binanın N'inci katına etkiyen ek eşdeğer deprem yükü (DBYBHY)
G_i	: TS-648 uyarınca kolon elemanı burkulma boyu hesabında kullanılacak kolon uç değeri
g_i	: Bina ağırlığı hesabında kullanılacak ölü yük ifadesi
H_{ort}	: Düşüm noktasının üstündeki ve altındaki kat yüksekliklerinin

	ortalaması
h_b	: Kiriş elemanı enkesit yüksekliği
h_c	: Kolon elemanı enkesit yüksekliği
h_i	: Binanın i'inci kat yüksekliği
I	: Yapı önem katsayısı
I_x	: Kuvvetli eksen atalet momenti
I_k	: Kaynak arayüzü kesit atalet momenti
I_h	: Kolon eksenine göre plastik mafsalsal noktası mesafesi
k	: Hadde profillerinde başlık dış yüzeyi ile gövde ve başlık kısımlarının birleşim noktası olan (r) yarıçaplı boyun bölgesi başlangıç sınırı arasındaki mesafe
L	: Hareketli Yük kesit tesirleri simgesi
L_c, l_b	: Kiriş elemanı yanal desteklenme mesafesi
L'	: Kiriş elemanında plastik mafsalsal noktaları arasındaki mesafe
M	: Moment kesit tesiri
M_L	: Birleşim bölgesi maksimum moment dayanımı
M_p	: Eğilme momenti kapasitesi
$M_{pa}, M_{pü}$	: Kolonun alt, üst ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{pi}, M_{pj}	: Kirişin sağ, sol ucunda hesaplanan moment kapasitesi
M_{pr}	: FEMA-350 uyarınca artırılmış eğilme momenti kapasitesi
M_b	: Burulma momenti
M_e	: Birleşim bölgesinde kolon eksenindeki eğilme momenti
M_y	: Birleşim bölgesinde kolon yüzündeki eğilme momenti
Δ_M	: Maksimum elastik ötesi deplasman (UBC-1997)
N_a, N_v	: Sismik aktif bölgeye yakınlık katsayıları (UBC-1997)
N, P	: Eksenel basınç/çekme yükü ifadesi
N_y, P_y	: Akma gerilmesi durumundaki eksenel yük
q_i	: Bina ağırlığı hesabında kullanılacak hareketli yük ifadesi
$R_a(T)$	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R)'ye ve doğal titreşim periyodu (T)'ye bağlı olarak hesaplanan Deprem Yüğü Azaltma katsayısı
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_y	: AISC-ASD uyarınca akma gerilmesi artırma katsayısı
Δ_s	: Elastik deplasman (UBC-1997)
r_i	: Taşıyıcı eleman-kat kesme kuvveti oranı (UBC-1997)
r_T	: Kiriş/kolon başlığının ve gövdenin 1/3'ünün yanal doğrultudaki atalet yarıçapı
r_y	: Eleman kesit atalet yarıçapı
$S(T)$	: Yerel zemin koşullarına ve bina doğal titreşim periyoduna bağlı olarak hesaplanan Spektrum Katsayısı
T	: Bina doğal titreşim periyodu (sn)
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları
T_{ub}	: Bulonun dış dibi enkesit alanı ile taşıyabileceği nominal çekme yükü
t_w	: Gövde kalınlığı
t_{bf}	: Kiriş elemanı başlık kalınlığı
t_{cf}	: Kolon elemanı başlık kalınlığı
t_p	: Plak eleman kalınlığı (kolon gövdesi, ek başlık levhası vs..)
u	: DBYBHY uyarınca panel bölgesi çevresi
V, V_t	: Statik eşdeğer deprem yüklemesi yönteminde tasarım taban kesme kuvveti
V_{ke}, V_z	: Kayma bölgesinin gerekli kesme dayanımı
V_p	: Plastik kesme kuvveti kapasitesi
W	: Eşdeğer deprem yükü hesabında kullanılacak bina toplam ağırlığı
W_x, Z_x	: Elastik mukavemet Momenti
W_{px}, Z_e	: Plastik mukavemet Momenti
W_{ZKE}	: Zayıflatılmış kesite ait elastik mukavemet momenti

w_p	: UBC-1997 uyarınca kolon başlıkları arası panel bölgesi derinliği
W_t	: Kaynak arayüzü kesit mukavemet momenti
σ_a, σ_y	: Yapı çeliğinin akma gerilmesi
σ_{eb}	: TS-648 uyarınca yalnız aksenal basınç kuvveti etkisi altında hesaplanan gerilme
σ_{bem}	: TS-648 uyarınca yalnız aksenal basınç kuvveti etkisi altında uygulanacak emniyet gerilmesi
σ_{bx}, σ_{by}	: TS-648 uyarınca yalnız (M_x - M_y) eğilme momenti etkisi altında hesaplanan (eğilme-basınç) başlığı gerilmesi
σ_{Bx}, σ_{By}	: TS-648 uyarınca yalnız (M_x - M_y) eğilme momenti etkisi altında uygulanabilecek (eğilme-basınç) başlığı emniyet gerilmesi
$\sigma'_{ex}, \sigma'_{ey}$	: TS-648 uyarınca (x-x) ve (y-y) asal eksenleri etrafındaki burkulma için hesaplanan ve "Euler Gerilmesi"nden türetilen gerilme
σ_k	: Yapı çeliği kopma dayanımı
σ_z	: Bulon elemanı nominal çekme dayanımı
Ω	: Güvenlik katsayısı
Ω_0	: Sismik yük faktörü
θ_i	: İkinci mertebe gösterge değeri
Δ_i	: Azaltılmış görelî kat ötelenmesi
δ_i	: Etkin görelî kat ötelenmesi
λ_x	: Kuvvetli eksene göre basınç çubuğunun narinliği
λ_y	: Zayıf eksene göre basınç çubuğunun narinliği
λ_p	: TS-648 uyarınca plastik narinlik sınırı
χ	: Eğrilik
ρ	: Güvenlik sınırlama katsayısı

ÇELİK YAPILARDA MOMENT ÇERÇEVELERİNİN SÜNEKLİK DÜZEYİNİ BELİRLEYEN TASARIM KURALLARI'NIN DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Ülkemizde son 15 yılda meydana gelen büyük depremler sonrasında gerek yapı stoğumuzun mevcut durumuna, gerekse yapıların tasarım ve imalatına, imar mevzuatına yönelik yoğun tartışmalar ve eleştiriler başlamış, bunun sonucu olarak tüm bu konulara ilişkin gerekli düzeltme, düzenleme ve değişiklik çalışmaları ön plana çıkmıştır [1].

Ülkemizde yaşanan bu yıkıcı depremlerin yanı sıra 1994'te Northridge (ABD) ve 1995'te Kobe (Japonya)'de de benzer büyük depremler meydana gelmiştir. Bu depremlerde süneklik kapasitelerinin yüksek olduğu düşünülen çelik çerçeve sistemlerinin deprem yükleri altındaki performanslarında beklenmeyen sonuçlar ortaya çıkmış, kolon-kiriş birleşimlerinde gevrek kırılmaların olduğu gözlenmiştir. Bunu izleyen yıllarda yapılan bilimsel araştırmalardan ve laboratuvar testlerinden elde edilen sonuçlar doğrultusunda sünek ve süneklik düzeyi yüksek çelik yapıların yapım ve boyutlandırılmasına ilişkin bilgiler üretilmiş ve önerilen yöntemler bu ülkelerin yapım ve tasarım standartlarına yansıtılarak yürürlüğe konmuştur. Aktif deprem kuşağında yer alan ülkemizde de yapılacak yapılarda tasarım, hesaplama, imalata hazırlık, imalat ve kontrol aşamalarında bilimsel ve teknik kuralların sıkı şekilde uygulanmasına duyulan ihtiyaç, ek bir düşünceye gerek duyulmayacak kadar açıktır. Bu gereksinim nedeniyle ülkemizde de zorunlu bir yönetmelik olan "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY-1997)" de yeni elde edilen bulgulara göre gerekli değişiklikleri yapma ve özellikle yetersiz olan çelik yapılarla ilgili 8. Bölüm'ü yenileme çalışmaları başlatılmış ve hazırlanan ön taslak, Mayıs 2005 içinde yayınlanarak mühendislerin görüşlerine ve eleştirilerine sunulmuştur. Bu bağlamda Afet Yönetmeliği'nin depreme yönelik bölümleri, 2007 yılı başı itibarıyla resmen yürürlüğe giren "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007-DBYBHY)" olarak değiştirilmiştir. Yeni yönetmelik incelendiğinde özellikle çelik yapıların hesap ve tasarım kuralları ile alakalı 4. Bölüm'de öncekine göre köklü değişikliklere gidildiği görülmektedir [1].

Yukarıda ifade edilen gelişmeler ışığında yüksek lisans tezi olarak hazırlanan bu çalışmada, Northridge depremi sonrası geliştirilen yüksek süneklikli moment aktaran çelik çerçeve sistemleri ve birleşim detaylarının gelişim süreci incelenmiş, bununla birlikte 2007-DBYBHY'nin 4. bölümünde Madde §4.3.4'de belirtilen tasarım ilkeleri doğrultusunda kolon-kiriş birleşim bölgelerinin süneklik düzeyini belirleyen tasarım kuralları irdelenmiş ve belirtilen tipik birleşim detaylarının uygulanabilirliği araştırılmıştır. Bu bağlamda tez çalışması toplam dört bölümden meydana gelmektedir.

Birinci bölümde süneklik kavramı, malzeme ve yapısal süneklik perspektifleri açısından incelenmiştir. Bu aşamadan sonra moment aktaran çelik çerçeve sistemlerinin tasarımında esas teşkil eden plastikleşme davranışı, plastik mafsallık hipotezi bağlamında irdelenmiştir. Bununla birlikte, moment aktaran çelik çerçeve sistemlerinde birleşim bölgesi sünekliğini belirleyen plastikleşme davranışına, panel bölgesi, kiriş ve kolon elemanlarının katkısı belirtilmiş ve Northridge depremi sonrası birleşim bölgesi detayları ile alakalı gelişim süreci ile varılan nihai sonuç ifade edilmiştir.

İkinci bölümde, seçilen örnek bir yapı, yapılan çalışmaya temel zemini oluşturması açısından, Amerikan Yapı Şartnamesi UBC-1997’de belirtilen tasarım ilkeleri doğrultusunda her iki asal doğrultuda taşıyıcı sistemi moment aktaran yüksek süneklikli çelik çerçevelerden oluşan sistem olarak boyutlandırılmış ve birleşim bölgesinin teşkili, Northridge depremi sonrası geliştirilen detaylardan biri olan Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı olarak teşkil edilmiştir. Bu aşamada, FEMA-267 ve FEMA-350 yönetmeliklerinde ifade edilen ve test verilerine dayanılarak geliştirilmiş konstrüktif detaylara uyulmuştur.

Tez çalışmasının asıl amacına yönelik hazırlanmış olan üçüncü bölümde, ikinci bölümde UBC-1997’ye göre boyutlandırılmış olan yapı, aynı yükler altında 2007-DBYBHY ve yapısal Türk standartları uyarınca yeniden boyutlandırılmış ve birleşim bölgelerinin yüksek süneklik sağlayacak biçimde detaylandırılması aşamasına geçilmiştir. 2007-DBYBHY, Madde §4.3.4’de en az 0,04 Radyan Göreli Kat Ötelenme Açısı’nı sağladığı bilimsel metotlarla kanıtlanmış, uygulaması zorunlu detayların Bilgilendirme Eki 4A’da verildiği ifade edilmiştir. Yönetmelikte, ifade edilen detaylarla alakalı yalnızca konstrüktif detaylara değinilmiş, hesap ve yapım kuralları için FEMA-350 yönetmeliğine referans verilmiştir. Bu aşamadan sonra, belirtilen altı farklı detayın uygulaması yapılmıştır. Bu uygulama esnasında 2007-DBYBHY’de belirtilen konstrüktif detaylar ilgili birleşim tipinin FEMA-350’deki karşılığı ile kıyaslanmış, ortak ve farklı noktalar belirtilmiştir. Bununla birlikte, detayların uygulama sınırları ifade edilmiş, her detay için uygulamalı tasarım yöntemi geliştirilmiş, FEMA-350’de belirtilen hesap adımlarına uygun olarak her iki yönetmelikçe belirtilen hesap yükleri altında detayların ayrı ayrı boyutlandırılması yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar çizim halinde ifade edilmiştir.

Son bölümde, çalışmadan çıkarılan sonuçlar değerlendirilmiştir. Elde edilen sonuçları kısaca özetleyecek olursak; öncelikle 2007-DBYBHY uyarınca belirlenen hesap yükleri altında Bilgilendirme Eki 4A’daki birleşim bölgesi tipik detaylarının genel olarak sorunsuz biçimde teşkilinin gerçekleştiği görülmüştür. Bununla birlikte, FEMA-350 yönetmeliği uyarınca elde edilen hesap yükleri altında, özellikle alın levhalı bulonlu birleşim detayları ve Northridge öncesi kullanılan kaynaklı birleşimin geliştirilmiş hali olan kaynaklı birleşim detayının teşkilinde zorluk olduğu görülmüştür. Buna mukabil, her iki yönetmelik açısından uygulamaya en elverişli detayların ek başlık levhalı tipik birleşim detayları ile zayıflatılmış kiriş enkesiti kaynaklı birleşim detayı olduğu görülmüştür. Tüm bu yaklaşımların ardından 2007-DBYBHY’de belirtilen tipik birleşim detaylarının uygulama sınırlarının ve konstrüktif gereksinimlerinin yeterli olduğu sonucuna varılmıştır.

EVALUATION OF DESIGN PROVISIONS FOR DETERMINING DUCTILITY LEVEL OF STEEL MOMENT FRAMES

SUMMARY

After the severe earthquakes in last 15 years in our country, intensive discussions and criticism have begun in relation with the governing documents of construction - both present situation in our building stock and for their design and construction approach. Consequently, necessary correction, alteration and arrangement works have been put forth.

Parallel with the severe earthquakes in our country, similar earthquakes have occurred in Northridge (USA) in 1994 and Kobe (Japan) in 1995. Under earthquake loads, unforeseen consequences arose of steel moment frame structures' expected performance - which deemed to have high ductility capacity; and it was observed that brittle failures in column-beam connections occur. In the following years, under the light of scientific research and laboratory test results, new knowledge has been produced for the construction and design for ductile and for highly ductile steel structures. Consequently, proposed procedures have been put into effect by reflecting to the standards of these countries. Since Turkey is mostly in active seismic belts; the strict execution of scientific and technical provisions for all design, construction and supervision phases is clearly important without further consideration. Because of this necessity, the obligatory disaster code in Turkey; "*Specification for Structures to be Built in Disaster Areas*" (ABYYHY-1997), has been deemed insufficient especially Section-8, which was dedicated to seismic design of steel structures. Renovation and correction work of Section-8 has been initiated and preliminary draft has been submitted to the views and criticism of engineers by being published in May 2005. In this context, the seismic design part of the Disaster Code has been valid as of the beginning of 2007 and has become under new title: "*Specification for Buildings to be Built in the Seismic Zones*" (DBYBHY-2007). As it is gone through, it is seen that especially Section-4 – Design Rules for Steel Structures provisions have been changed radically compared to former.

This work has been prepared under the light of above mentioned improvements as master thesis and steel special moment frame systems and connections, which were developed after Northridge earthquake are investigated. In addition to that, considering design principles stipulated in Item §4.3.4 of 2007-DBYBHY, design rules for the column-beam connection ductility level have been disputed and applicability of typical connection details is investigated. In this context, this thesis is of four sections.

In the first section, ductility conception has been investigated taking into consideration material and structural ductility perspectives. After this phase, plastic behavior that constitutes the base for the design of steel moment frames has been disputed in connection with plastic hinge hypothesis. In addition to this discussion, the influence of panel zone and beam-column elements over the plastic behavior of steel moment frame system connections has been stated. Final conclusions about the process relevant with connection design developed after the Northridge Earthquake have been also stated.

In the second section; to form a basis for this work, a chosen sample structure has been designed in parallel with design principles of *Uniform Building Code* (UBC-97) as a system of steel special moment frames in two prime directions. Connections have been designed as Reduced Beam Section Connection which was developed after Northridge Earthquake. In this phase, developed construction details of FEMA-267 and FEMA-350, which based on the test results have been conformed.

The real purpose of the thesis work has been stated in the 3rd section. The structure has been re-designed under the same loads but taking into consideration 2007 DBYBHY and Turkish construction standards, which had been previously designed in accordance with 1997-UBC in the 2nd section. Then, it is proceeded to the next stage for detailing the connection zones to provide high ductility. 2007-DBYBHY Item §4.3.4 states that in application details, minimum relative drift angle as 0.04 radians requirement should be satisfied and proved with scientific methods as are given in Appendix.4A of 2007-DBYBHY. In the related standart, only construction purposes are mentioned and the calculation and construction principles are referred to FEMA-350. The given six typical connection details have been investigated and applied. The joint type according to construction details of FEMA-350 and of 2007-DBYBHY have been intercompared and their common and different points have been envisaged. In addition, application limits of the structural details have been stated for each detail; a design course developed and details have been designed seperately under the specified loads of both standarts conforming design steps of FEMA-350. The results have been sketched.

In the last section, the extracted results from the work have been assessed. When we summarize those results briefly; it appears that the constiuon of typical joint details given in Appendix 4A under the specified loads of 2007-DBYBHY has been realized without any problem. However, some difficulties have been met under the design loads of FEMA-350: Especially the design of developed type of former joints, named end plate riveted connection details and welded connection detail which were used before Northridge Earthquake, have been found problematic. Contrary to this, the most convenient details have been found as bolted/welded flange plate connections and reduced beam section connections from the points of both standards. After all these efforts, finally it is concluded that application limits and constructive requirements of the typical joint details of 2007-DBYBHY are sufficient and satisfactory.

1. GİRİŞ

1.1 Giriş ve Çalışmanın Amacı

Deprem bölgelerinde yer alan yapıların güvenli ve ekonomik olarak tasarımı, yapı taşıyıcı sistemlerinin herhangi bir deprem etkisi altında lineer olmayan davranış göstermeleri ve süneklik düzeyleri ile yakından ilişkilidir [6]. Bunun içindir ki, son yıllarda gelişen teknolojik imkanlar vasıtasıyla süneklik düzeyi yüksek çelik yapı tasarımı önem kazanmıştır. Bu bağlamda ülkemizde de çelik yapıların giderek daha fazla ilgi gördüğü ve yaygınlaştığı bir gerçektir. 1994 Northridge ve 1995 Kobe depremlerini izleyen yıllarda yapıların depremde sünek davranışı ön plana çıkmış ve doğal olarak da çelik yapıların depremde üstün davranış performansı gündeme gelmiştir. Ülkemizde de 1999 yılında meydana gelen Kocaeli ve Düzce depremlerinin ardından aynı şeyler yaşanmıştır. Bu iki ardışık büyük afetin sonrasında 1997 yılında yürürlüğe girmiş olan zorunlu “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY-1997)”in depremle alakalı bölümlerinin tekrar ele alınıp güncelleştirilmesi çalışmaları başlatılmıştır. Bunun yanı sıra, bu yönetmeliğin çelik yapılara ayrılmış olan ve oldukça yetersiz olan 8. Bölüm’ünün de yeniden düzenlenmesi gerektiği anlaşılmıştır. Bu amaçla 2003 yılında oluşturulan komitenin yoğun çalışmaları neticesinde, Afet Yönetmeliği’nin deprem afeti ile ilgili kısmı “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007-DBYBHY)” olarak değiştirilerek 2007 yılı itibarıyla yürürlüğe girmiştir [2].

Yukarıda ifade edilen bilgiler ışığında bu tez çalışmasının amacı, 2007-DBYBHY’nin 4. Bölümünde moment aktaran çelik çerçeveleri için belirtilen tasarım kurallarının irdelenmesi, buna paralel olarak Bilgilendirme Eki.4A’da ifade edilen sünek kolon-kiriş birleşim detayı tiplerinin teşkili için gerekli olan hesap kriterlerinin belirlenmesi olarak şekillenmiştir. Bu amaç doğrultusunda, çalışmanın birinci bölümünde süneklik kavramı açıklanmış ve moment çerçevelerinin süneklik performansına tesir eden kolon, kiriş ve panel bölgesi gibi elemanların davranışı açıklanmıştır. Bununla birlikte, sünek davranış sergilediği belirtilen kolon-kiriş birleşim detayı tiplerinin gelişim süreci irdelenmiştir. İkinci bölümde ise örnek bir yapı seçilerek, yapılan çalışmanın kıyaslanabilir olabilmesi açısından UBC-1997 yapı şartnamesi uyarınca

tasarımı yapılmış ve kolon-kiriş birleşim bölgesi FEMA-267 ve FEMA-350'de belirtilen hesap adımları doğrultusunda karşılaştırmalı olarak teşkil edilmiştir [3,4,5].

Çalışmanın üçüncü bölümünde ise, yukarıda ifade edilen örnek yapının tasarımı 2007-DBYBHY uyarınca gerçekleştirilmiş, buna paralel olarak birleşim bölgesinin detay teşkilleri Bilgilendirme Eki.4A'da detay tipleri ele alınarak, FEMA-350'de belirtilen hesap adımları doğrultusunda karşılaştırmalı olarak yapılmıştır. Bu noktada, benzer ve farklı yönler tartışılmış ve çözüm önerileri getirilmiştir.

Son bölümde tez çalışmasının bir özeti ortaya koyulmuş, elde edilen sonuçlar doğrultusunda değerlendirmeler yapılmıştır.

1.2 Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımında Performans Seviyeleri

Depreme dayanıklı yapı tasarımında, depremden hemen sonra yapının işlevine devam edebilmesi, deprem etkileri altında oluşan hasarın sınırlı ve onarılabilir olması, yapı içindekilerin can güvenliğinin sağlanması ve göçmenin önlenmesi gibi durumlardan yola çıkılarak, yapının önemi, kullanım amacı ve yapıdan beklenen performansa göre değişik sınır durumlar göz önünde bulundurularak yapının hangi performans seviyesine göre tasarlanacağına karar verilmelidir [6,7].

Ülkemizde 2007 senesi başı itibarıyla resmen yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik [2] ve Amerikan Yapı Şartnamesi (Uniform Building Code-1997)'ne göre yapı önem katsayısı $I=1,0$ olan binalarda aşağıda ifade edilen sınır durumlara karşı belirli düzeyde güvenlik sağlanması öngörülmektedir [3].

- a) Kullanılabilirlik Sınır Durumu : Yapının ömrü boyunca çok sayıda tekrarlanan hafif şiddetteki depremler altında yapı taşıyıcı sisteminde ve yapısal olmayan elemanlarda hasar meydana gelmemeli, böylece yapının işlevini aksatmadan sürdürmesi sağlanmalıdır. Bu koşul, deprem etkileri altında elastik sınırın pek aşılmaması ve yerdeğiştirmelerin öngörülen sınır değerlerden daha küçük olması ile sağlanabilmektedir.
- b) Kontrollü Hasar Sınır Durumu : Tekrarlanma olasılığı daha düşük olan orta şiddetteki depremler altında, yapı taşıyıcı sisteminde ve yapısal olmayan elemanlarda onarılabilir hasarların meydana gelmesine izin verilebilir.
- c) Göçme Kontrolü Sınır Durumu : Bu sınır durumdaki yapılarda, yapının ömrü boyunca ancak bir defa meydana gelebilecek çok şiddetli depremler altında,

yapı taşıyıcı sisteminde ve yapısal olmayan elemanlarda büyük hasar oluşması beklenir. Bu büyük hasarın onarılması da ekonomik açıdan mümkün olmayabilir. Buna karşın yapının kısmi ya da toptan göçmesine karşı birtakım sınırlamalar getirilerek yapının bahsedilen şiddetli depremler altında dahi göçmemesi ve can kaybının mutlaka önlenmesi gerekmektedir. Bu koşulun sağlanabilmesi için yapı sisteminin yeterli bir dayanıma sahip olması ve göçme yükünden önce yeterli düzeyde elastik olmayan şekil değiştirme yapabilmesi istenir. Böylece deprem enerjisinin bir bölümünün elastikötesi şekil değiştirmeler yoluyla tüketilmesi amaçlanmaktadır [8].

1.3 Depreme Dayanıklı Yapılarda Aranılan Özellikler

Önceki bölümde açıklanan üç sınır duruma karşı öngörülen güvenliğin sağlanabilmesi; yapının genel davranışının kontrol edilmesiyle ve yapının yeterli seviyede yatay rijitlik, dayanım ve süneklik özelliklerine sahip olması ile mümkün olmaktadır.

1.3.1 Yapının Genel Davranışı

Yapının genel davranışının istendiği gibi olabilmesi için, taşıyıcı sistemin düzenlenmesinde aşağıdaki özelliklerin ortaya çıkmasına özen gösterilmektedir [8].

- a) Taşıyıcı Sistemin Basitliği : Deprem etkilerinin meydana geldiği yerden zemine açık ve dolaylı yollardan iletilmesi sağlanmalıdır. Bu tür basitlik durumunda, taşıyıcı sistemin modellenmesi, çözümlenmesi, boyutlandırılması ve uygulanması çok daha az belirsizlik içerir ve bu tür bir yapının deprem davranışının belirlenmesi çok daha güvenilirdir.
- b) Düzgünlük ve Simetri : Taşıyıcı sistem elemanları planda düzgün dağıtılmalı, gerekmesi halinde yapı planda belli kısımlara ayrılarak bu özellik sağlanmalıdır.
- c) Döşemelerin Düzlemleri İçerisinde Rijit Diyafram Etkisi : Binanın döşemeleri; taşıyıcı sistemin deprem davranışında, deprem kuvvetlerinin toplanması, dağıtılması ve sistemin beraber çalışması bakımından önemli bir rol oynar. Bu nedenle döşemelerin yeterli rijitliğe sahip olması çok önemlidir. Planda çok dağınık veya çok uzun dikdörtgen şeklinde bina düzeninden ve büyük boşluklardan, döşemenin rijit diyafram etkisi önleneceği için kaçınılmalıdır.

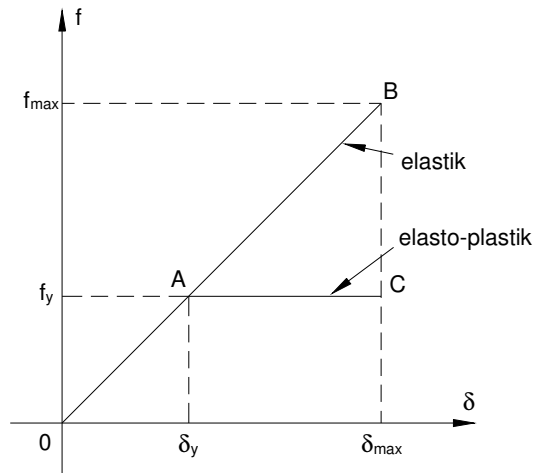
- d) Yeterli Temel: Temelin ve üst yapıya bağlantısının yeterli seviyede düzenlenmesiyle, bütün binanın deprem etkisinde düzgün bir şekilde zorlanması ve etkilerin oluşmaması sağlanmalıdır.

1.3.2 Rijitlik ve Dayanım

- a) Rijitlik: Düşey ve yatay işletme yükleri altında, yapının yer değiştirmeleri lineer-elastik bölgede kalmalı ve sınırlı olmalıdır. Böylece, kullanılabilirlik sınır durumuna karşı belirli bir güvenlik sağlanabilmektedir [8].
- b) Dayanım: Yapının göçme yükü yeterince büyük olmalı, tasarıma esas olan düşey ve yatay hesap yükleri altında bölgesel ve ani göçmeler meydana gelmemeli, ayrıca sistem taşıyıcı elemanlarında burkulma etkisinden dolayı göçmeler meydana gelmemelidir. Özellikle çok katlı yapılarda, ikinci mertebe etkilerinin yol açtığı stabilite yetersizliği nedeniyle göçme yükünün önemli oranda azaltılabileceği göz önünde bulundurulmalıdır [8].

1.3.3 Süneklik

Süneklik, bir kesitin veya bir elemanın veya bir taşıyıcı sistemin, dış yükte önemli bir değişim olmaksızın, elastik sınırın ötesinde şekil değiştirme, dolayısıyla yer değiştirme yapma özelliğinin ölçüsüdür. Sayısal ifade ile göçme sırasındaki toplam şekil değiştirmelerin lineer şekil değiştirmelere oranı *sistem süneklik oranı* olarak tanımlanmaktadır. Göçmeden önce yapı yeterli düzeyde lineer olmayan şekil değiştirme yapabilmeli, yani sistem süneklik oranı büyük değerler alabilmelidir [9].



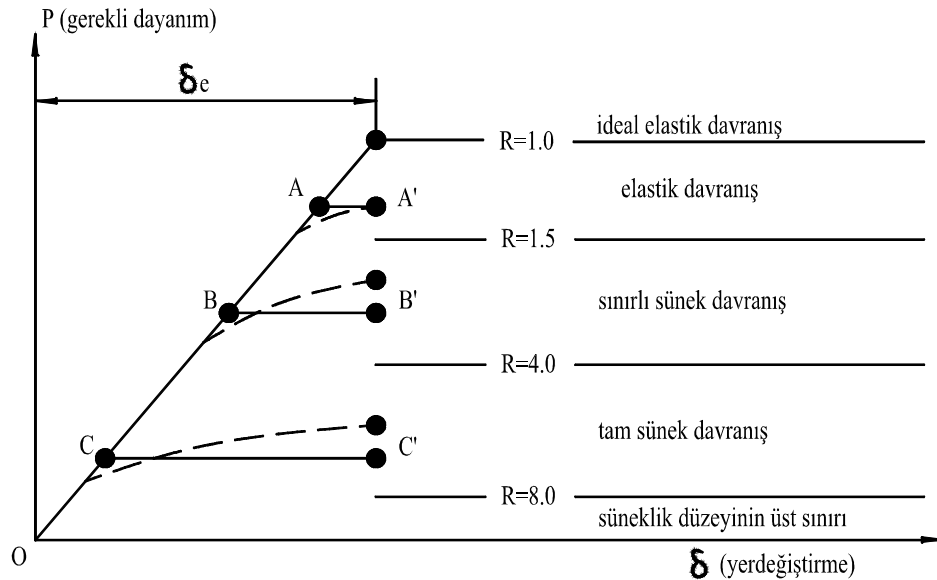
Şekil 1.1: Süneklik Tanımı [9]

Şekil 1.1’de bir elemanın kuvvet-yer değiştirme ilişkisi grafiksel olarak ifade edilmiştir. Şekilde, OAC doğrultusu elemanın mevcut elasto-plastik davranışına, OAB ise elastik özelliğin devam etmesi durumunda erişilen δ_{maks} en büyük yer değiştirmesine karşı gelmektedir.

Sistem süneklik oranının büyük olması, yüksek şiddetteki depremlerde meydana gelen elasto-plastik davranış sırasında yapının tükettiği deprem enerjisinin artmasını, deprem hasarlarının ve ani göçme riskinin azalmasını sağlamaktadır. Görüldüğü üzere, sistem süneklik oranı deprem etkileri altında yapının davranışını belirleyen önemli bir özelliktir. Bu nedenle yürürlükte olan uluslararası ve ulusal deprem yönetmeliklerinde sistem süneklik oranına (μ) bağlı olarak bir yapı davranış katsayısı (R) tanımlanmakta ve yapı sisteminin lineer-elastik teoriye göre hesabı ile elde edilen deprem iç kuvvetleri bu davranış katsayısına bölünerek azaltılmaktadır. Bu şekilde, sistemin lineer-elastik sınır ötesindeki davranışı hesaba katılmaya çalışılmaktadır.

1.4 Yapı Sistemlerinin Süneklik Düzeyine Göre Sınıflandırılması

Tasarımda öngörülen ve elastoplastik hesap sonucunda elde edilen sistem süneklik oranı ve buna bağlı olarak belirlenen yapı davranış katsayısı açısından, yapı sistemleri aşağıda Şekil 1.2’de ifade edildiği şekliyle sınıflandırılabilirler [6].



Şekil 1.2: Yapılarda Dayanım - Süneklik İlişkisi [6]

- a) Elastik Davranan Yapılar: Önemleri nedeniyle bazı yapılar yatay yükler altında lineer-elastik davranacak şekilde boyutlandırılırlar. Bu tür yapıların yük parametresi-yer değiştirme ($P-\delta$) bağıntıları OAA' gibidir ve süneklik düzeyleri çok düşüktür ($R = 1,5 \sim 2$). İstinat yapıları, otoyol perde sistem kenar ayaklar bu tür yapılara örnek olarak verilebilir [6].
- b) Sünek Davranan Yapılar: Elastik davranan yapıların dışında kalan diğer yapılarda lineer-elastik sınırın ötesindeki şekil değiştirme ve yer değiştirmelere izin verilebilir. Lineer olmayan şekil değiştirmelerin sağladığı süneklik nedeniyle, söz konusu yapılar lineer-elastik davranışa karşı gelen deprem kuvvetlerinden daha küçük deprem kuvvetlerine karşı koyacak şekilde boyutlandırılırlar. Deprem etkileri altında sünek davranış sergileyen bir yapı sisteminin süneklik düzeyi genel olarak malzeme özelliklerine, enkesit geometrisine, sistem özelliklerine, hiperstatiklik derecesine ve süneklik düzeyini arttıracak konstrüktif önlemlere bağlı olarak değişmektedir. Bu bakımdan sünek yapılar, *normal süneklikli yapılar* ve *yüksek süneklikli yapılar* olmak üzere iki kısımda değerlendirilebilir [6].
- a.2) Normal Süneklikli Yapılar: Bu tür yapıların yük parametresi-yer değiştirme parametre bağıntısı OBB' şeklindedir ve 2007 Deprem Yönetmeliği Tablo 2.5'de öngörülen yapı davranış katsayısı $R = 2 \sim 4$ arasında değişmektedir.
- b.2) Yüksek Süneklikli Yapılar: Bu gruba giren yapı sistemleri yüksek süneklik düzeyine sahip olacak şekilde tasarlanırlar. Artan yatay yükler altında ($P-\delta$) bağıntısı şematik olarak OCC' şeklinde olan bu yapılar için $R = 4 \sim 8$ arasında değişen davranış katsayıları göz önüne alınmaktadır.

1.5 Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Aktaran Çelik Çerçeve Sistemlerinin Tasarımı

Sünek çelik yapılar, özellikle 1994'de meydana gelen Northridge-Kaliforniya ve 1995'de meydana gelen Kobe depremlerinden sonra daha da önem kazanmıştır. Sünek bir yapının enerji yutma özelliği nedeniyle herhangi bir depremde maruz kalacağı yatay yüklerin şiddeti, süneklik düzeyi düşük bir yapıya göre daha azdır. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik-2007, Madde (§2.7)'de bu durum toplam eşdeğer deprem yükü ifadesindeki $R_a(T_1)$ deprem yükü azaltma katsayısı ile göz önüne alınmıştır [10].

$$V_t = WA(T_1) / R_a(T_1) \quad (1.1)$$

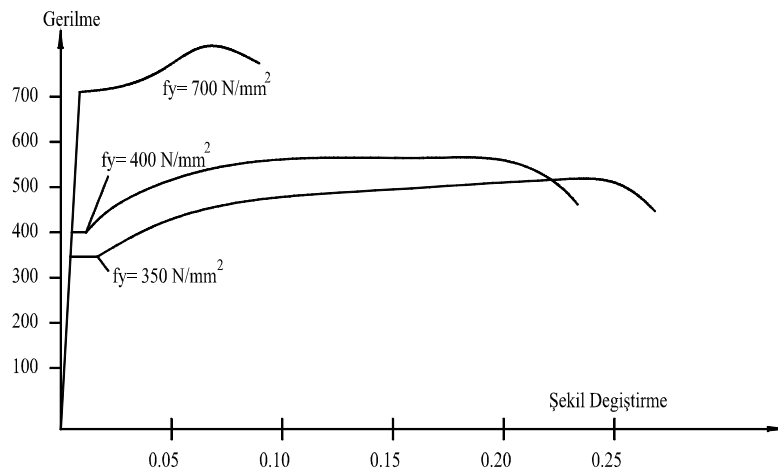
Bu ifadede (W) binanın toplam ağırlığını, $A(T_1)$ spektral ivme katsayısını ve (T_1) ise yapının birinci doğal titreşim periyodunu göstermektedir. $R_a(T_1)$ katsayısının yapının sünekliği ile artması nedeniyle, süneklik düzeyi arttıkça yapıya etkiyen eşdeğer deprem yükü de azalır.

Bu bölümde; süneklik ile bir taşıyıcı sistemin enerji sönmleme kapasitesi arasındaki ilişki, plastik mafsallık kavramı, moment aktaran taşıyıcı sistemlerin ve elemanlarının süneklik kapasitelerini etkileyen faktörler ve sünek tasarım ilkeleri kısaca verilecektir.

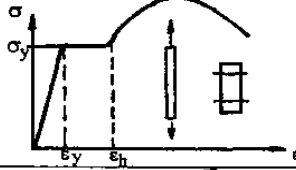
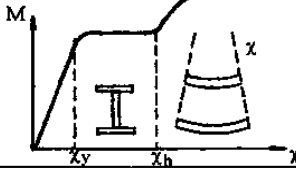
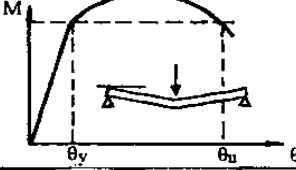
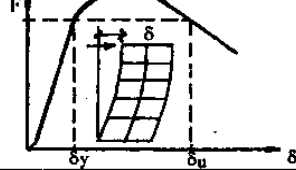
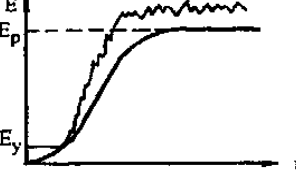
1.5.1 Çeliğin Süneklik ve Enerji Sönmleme Özelliği

Çelik malzemesinde süneklik en basit tarifile çeliğin elastik ötesi şekil değiştirme yapabilme kabiliyetidir. Bu durum farklı dayanımlara sahip çelik sınıflarında farklılıklar gösterir. Şekil 1.3'de açıkça görüldüğü üzere yüksek mukavemete sahip çeliklerde şekil değiştirme yeteneği daha zayıftır. Bu sebepten dolayı yüksek mukavemete sahip çelikler sismik aktif bölgelerde deprem yükleri altında zorlanan yapı elemanlarında dikkatle kullanılmalıdır [11].

1960 senesi öncesine kadar süneklik tanımı sadece malzeme davranışını anlatmak amacıyla kullanılırdı. Bu konuda izleyen yıllarda yapılan çalışmalar süneklik tanımının malzeme boyutundan eleman, kesit ve taşıyıcı sistem boyutuna kadar geniş bir yelpazede değerlendirilmesi gerektiğini ortaya koymuştur. Bu çalışmalar neticesinde Şekil 1.4'de ifade edilen süneklik çeşitleri literatüre kazandırılmıştır.



Şekil 1.3: Farklı Çeliklerin Gerilme-Şekil Değiştirme Diyagramları [11]

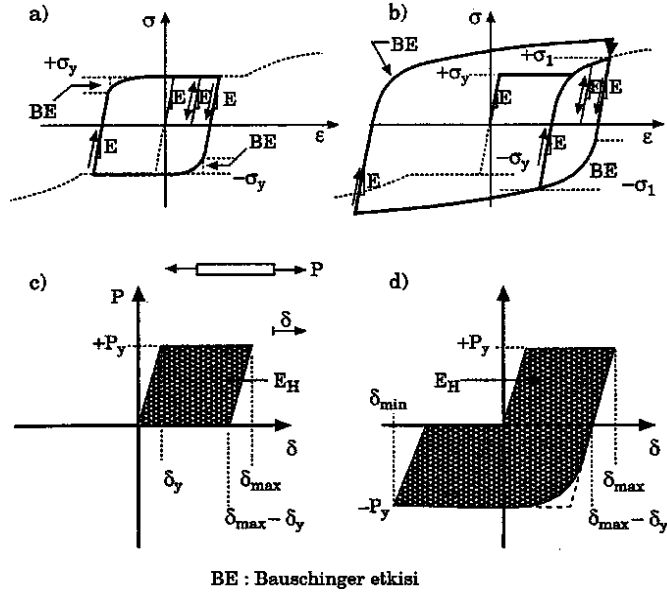
Süneklik Tipi		
Malzeme Sünekliği		$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_u - \epsilon_y}{\epsilon_y}$
Kesit Sünekliği		$\mu_{\chi} = \frac{\chi_u - \chi_y}{\chi_y}$
Eleman Sünekliği		$\mu_{\theta} = \frac{\theta_u - \theta_y}{\theta_y}$
Yapısal Süneklik		$\mu_{\delta} = \frac{\delta_u - \delta_y}{\delta_y}$
Enerji Sünekliği		$\mu_E = \frac{E_p - E_y}{E_y}$

Şekil 1.4: Süneklik Çeşitleri [11]

- ◆ Malzeme sünekliği veya şekil değiştirme sünekliği, malzemenin plastik şekil değiştirebilme özelliğidir.
- ◆ Kesit sünekliği, kesitin şekil değiştirmeleri, kesiti oluşturan parçaların birbiriyle etkileşimi ile ilgilidir.
- ◆ Eleman sünekliği veya dönme deformasyon kabiliyeti, eleman kesit ve karakteristik özellikleri ile ilgilidir.
- ◆ Yapısal süneklik veya sistemin deplasman kabiliyeti, yapının tümsel davranışıyla alakalıdır.
- ◆ Enerji sünekliği, sönümlenen sismik enerji ile açıklanmaktadır.

Tüm bu süneklik kavramları arasında doğrusal bir bağ vardır. Öyle ki, enerji sünekliği eleman ve yapısal sünekliğin beraber değerlendirilmesi ile açıklanabilir. Eleman sünekliği ise elemanın karakteristik kesit özellikleri ve malzeme sünekliğinin bileşkesidir.

Çelik, elastik sınırın ötesinde plastik bölge içerisinde gerilmeye maruz bırakıldığında, tekrarlı yükleme ve boşaltmalar ile gerilmeler esnasında çeşitli özellikler arz eder. İlk özellik, Şekil 1.5 (a)'da da görüldüğü üzere $\sigma = 0 \sim \sigma_y$ aralığında tekrarlı yükleme-boşaltma etkisi altında rijitlik E olmak üzere, davranış elastiktir [10].



Şekil 1.5: Çeliğin Tekrarlı Gerilme-Şekil Değiştirme Eğrisi ve Baushinger Etkisi [10]

Yine aynı şekilden görüldüğü gibi, gerilmenin boşaltılıp aksi istikamette yükleme yapılması halinde ($\sigma = -\sigma_y$), akma noktasındaki keskin köşe kaybolmakta ve akma daha çabuk başlamaktadır. Bu davranış çeliğin olağan bir özelliği olmakla beraber Baushinger Etkisi olarak bilinmektedir (Şekil 1.5-d). Eğer ters yükleme gerilme pekleşme bölgesine varılmadan yapılırsa bu noktada da akma platosuna rastlanır. Diğer taraftan Şekil 1.5 (b)'de görüldüğü gibi gerilme pekleşmesi bölgesine girildikten sonra ters yükleme yapılırsa akma platosunun kaybolduğu görülmektedir.

Tekrarlı plastik yüklemelere maruz kalan çeliğin en önemli özelliği enerji sönümlenme kapasitesi olarak bilinmektedir. Bir çelik elemanın plastik şekil değiştirme yapabilmesi için gerekli olan enerji, plastik kuvvet ile plastik şekil değiştirmenin çarpılması ile bulunur. Bu enerjiye isterik enerji denilmektedir. Kinetik veya elastik

deformasyon enerjisinin aksine histerik enerji geriye dönüşü olmayan, diğer bir deyişle tüketilmiş olan enerjidir. Şekil 1.5 (c)'de plastikleşme bölgesinde yüklenen ve boşlatılan (E_H) taralı alanın bir ifadesi olup histerik enerjisi Denk.(1.2) ile hesaplanmaktadır [10].

$$E_H = P_y (\delta_{\max} - \delta_y) \quad (1.2)$$

Tam çevrimsel yükleme-boşaltma durumunda Şekil 1.5 (d)'deki taralı alanı ifade eden histerik enerji ise Denk.(1.3) yardımıyla hesaplanmaktadır.

$$E_H \cong P_y [(\delta_{\max} - \delta_y) + (\delta_{\max} - \delta_{\min} - 2\delta_y)] \quad (1.3)$$

Bu noktada, histerik enerjinin daha hassas hesabı için Baushinger etkisi nedeni ile meydana gelen enerji kaybının da göz önünde bulundurulması gerekmektedir.

Sonuç olarak, çevrimsel yük olarak nitelendirilebilecek olan deprem yükü altında bir taşıyıcı sistem tarafından sönmölenen E_D deprem enerjisi, E_K kinetik enerji, E_e elastik deformasyon enerjisi ve E_H harcanan plastik deformasyon enerjisinin toplamı olarak Denk.(1.4)'de olduğu gibi ifade edilebilmektedir.

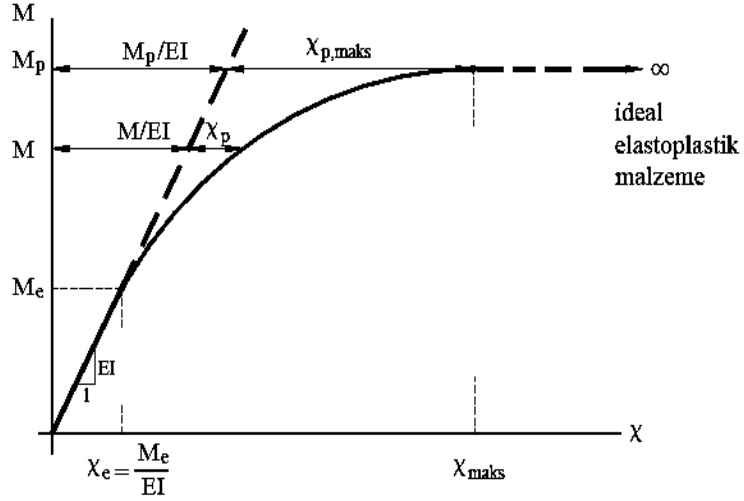
$$E_D = E_H + E_e + E_K \quad (1.4)$$

1.5.2 Plastik Mafsal Kavramı

Sünek çelik yapı tasarımını doğru algılayabilmek için plastik mafsal kavramının bilinmesi gerekir. Bu kısımda plastik mafsal hipotezi ve çelik yapılarda plastikleşme davranışı özetle anlatılacaktır.

1.5.2.1 Plastik Mafsal Hipotezi

Toplam şekil değiştirmelerin lineer şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve lineer olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, lineer olmayan eğilme şekil değiştirmelerinin *plastik mafsal* adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde sistemin lineer-elastik davrandığı varsayılabilir. Bu hipoteze *plastik mafsal hipotezi* adı verilir [12].



Şekil 1.6: Eğilme Momenti - Eğrilik Diyagramı [12]

Plastik mafsalsal hipotezinde, çubuk elemanı üzerinde l'_p uzunluğundaki bir bölgeye yayılan lineer olmayan (plastik) şekil değiştirmelerin

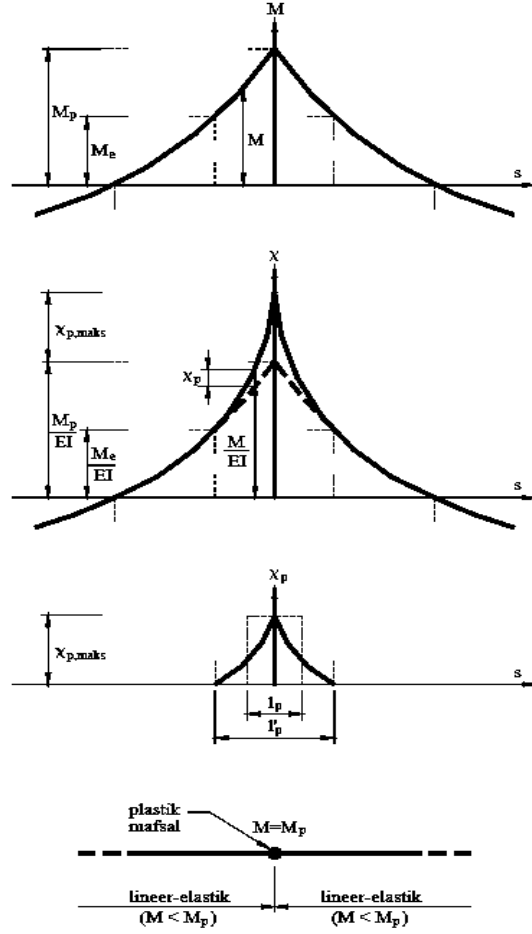
$$\varphi_p = \int_{l_p'} \chi_p ds \quad (1.5)$$

şeklinde plastik mafsâl olarak tanımlanan bir noktada toplandığı varsayılmaktadır. Bu ifadede φ_p plastik mafsâlin dönmesini göstermektedir.

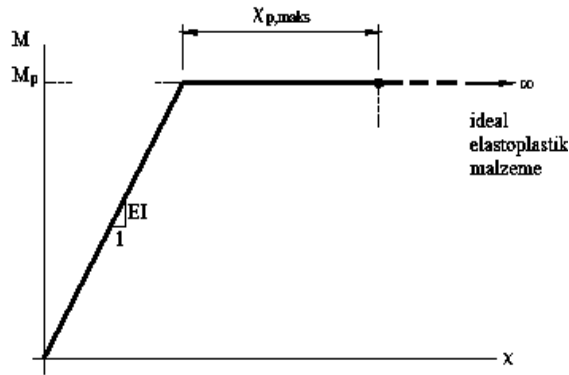
Plastik mafsals hipotezinin uygulanması, gerçek eğilme momenti – eğrilik bağıntısının Şekil 1.8’de ve Denk.(1.6) ile Denk.(1.7)’de ifade edildiği şekliyle iki doğru parçasının idealleştirilmesine denk gelmektedir.

$$M \leq M_p \quad \text{ için } \quad \chi = \frac{M}{EI} \quad (1.6)$$

$$M = M_p \quad \text{için} \quad \chi \rightarrow \chi_{p,\text{maks}} \quad (1.7)$$



Şekil 1.7: Lineer Olmayan Şekil Değişiklikler [12]



Şekil 1.8: İdealleştirilmiş Bünge Bağıntısı [12]

Artan dış yükler altında plastik mafsallın dönmesi artarak *dönme kapasitesi* adı verilen bir sınır değere eşit olunca, meydana gelen büyük plastik şekil değişiklikler nedeniyle kesit kullanılamaz hale gelir. Yapı sisteminin bir veya daha çok kesitindeki

plastik mafsalsal dönmelerinin dönme kapasitesine ulaşması ise, yapının tümünün kullanılamaz hale gelmesine, diğer bir deyişle göçmesine neden olmaktadır.

Dönme kapasitesi eğilme momenti diyagramının şekline ve $(M - \chi)$ bağıntısına bağlı olarak Denk.(1.8) yardımıyla belirlenebilir.

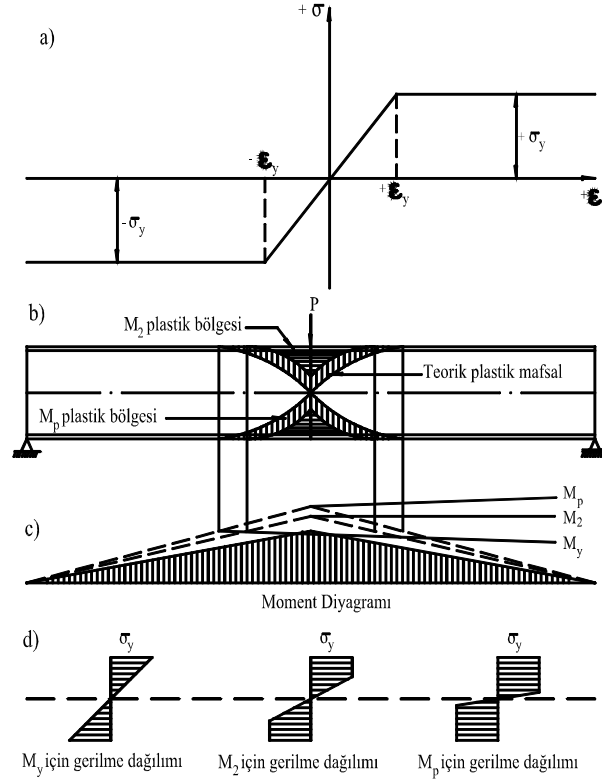
$$\text{maks}\phi_p = \int_{I_p} \chi_p ds \quad (\chi \rightarrow \chi_{\text{maks}}) \quad (1.8)$$

1.5.2.2 Çelik Yapılarda Plastik Mafsalsal Davranışı

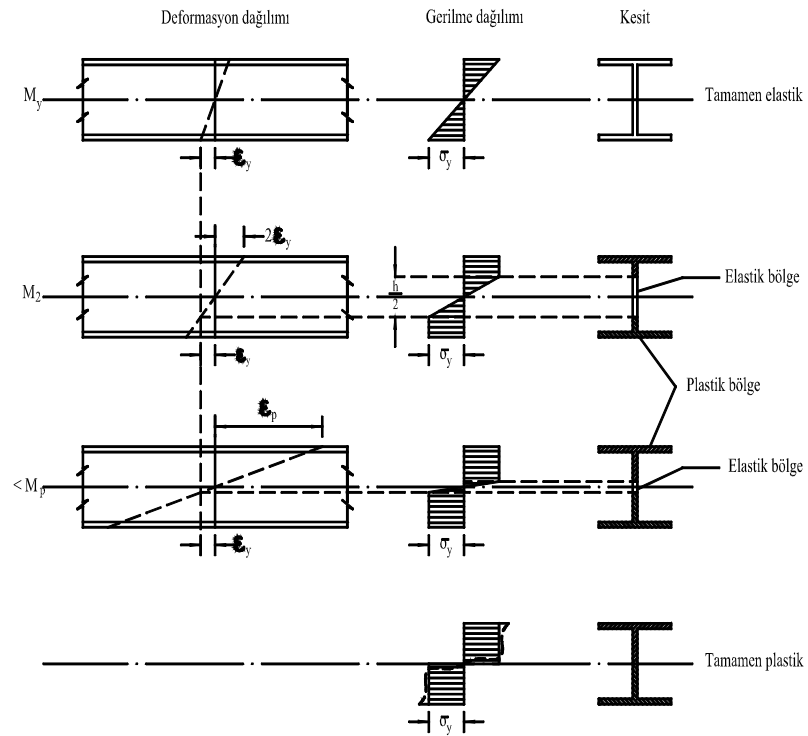
Çelik yapıların sünek davranışında plastik mafsalsal kavramının önemli bir yeri vardır. Şekil 1.9'da ortasından tekil yükle yüklenmiş basit bir kiriş görülmektedir. P tekil yükü mütemediyen arttırıldığında kirişin en dış lifleri σ_y akma gerilmesine ulaşacaktır. Bu safhaya kadar kirişteki gerilme dağılımı doğrusaldır ve kesitin taşıdığı moment değeri M_y olur. Tekil yük değerinin arttırılması ile kiriş kesitin en dış liflerine ilave olarak tarafsız eksene doğru iç lifler de σ_y akma sınır gerilmesine ulaşır. Bu durum Şekil 1.9 (d) ve Şekil 1.10'da açıkça görülebilmektedir. M_2 momentine ulaşıldığı anda kesitin bir kısmında akma oluşmuş bir kısmı ise henüz elastik bölgededir. Bu arada akma bölgesi dıştan içe doğru ilerlediği gibi, Şekil 1.9 (c)'de de görüleceği üzere kesitte M_y momentini geçen bölgeler de de akma başlayacaktır. Diğer bir deyişle plastikleşme kiriş boyunca yayılmaktadır. Şekil 1.9 (a)'daki gerilme-şekil değiştirme diyagramından anlaşılacağı üzere σ_y akma sınır gerilmesine ulaşan kesitler şekil değiştirmenin artmasıyla daha fazla gerilmeye maruz kalmazlar, ancak çok büyük deformasyonlar yapabilirler. Yükün daha da artmasıyla kirişin ortasındaki kesitin tümü birden akma gerilmesine ulaşır. Bu durumda kesit tarafından taşınan moment kesitin plastik moment kapasitesi olarak nitelendirip M_p şeklinde ifade edilir. Teoride plastikleşmenin , momentin en büyük değerine ulaştığı noktada meydana geldiği kabul edilir. M_p momentini oluşturan yük daha da arttırılırsa kesit bu noktadan itibaren gerçek bir mafsalsal davranışı gösterir. Kesitin tamamen plastikleştiği bu durumda M_p momentinin bulunduğu kesitte plastik mafsalsal oluşmuştur. Bu kesitin taşıyacağı moment Denk.(1.9) yardımıyla aşağıdaki gibi hesaplanır [10].

$$M_p = W_{px} \sigma_y \quad (1.9)$$

Bu ifadede W_{px} plastik mafsalsal noktasındaki kesitin plastik mukavemet momentidir.



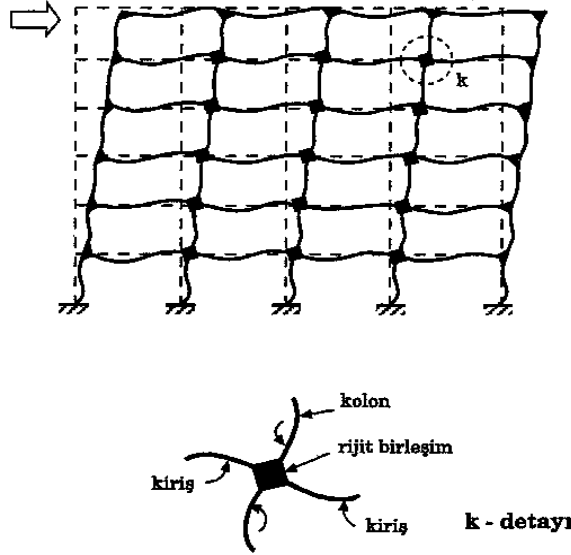
Şekil 1.9: Plastikleşme [10]



Şekil 1.10: Kesitte Plastikleşme [10]

1.6 Moment Aktaran Çelik Çerçeve Sistemlerinin Deprem Davranışı

Moment aktaran çerçeve sistemleri Şekil 1.11'de de görüldüğü şekliyle birbirine rijit olarak bağlanmış kolon ve kiriş elemanlarından oluşur. Yanal yüklere mukavemet, esas olarak çerçeve elemanlarında ve birleşimlerinde moment ve kesme kuvvetlerinin oluşumu ile gelişir [10].



Şekil 1.11: Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Çerçevesi [10]

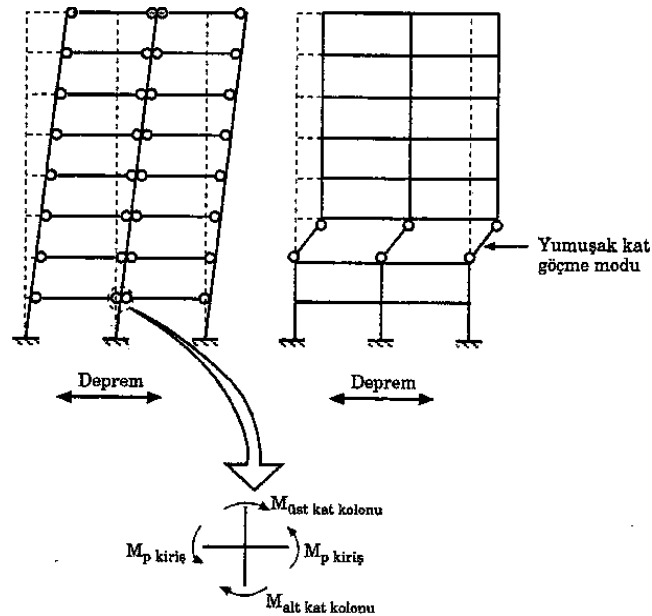
Moment aktaran çelik çerçeve sistemleri sismik aktivitenin yüksek olduğu birçok bölgede yaygın şekilde kullanılmaktadır. Bunun nedeni, bu çerçeve sistemlerinin yüksek süneklik kapasiteleridir. Ancak, çelik çerçeve sistemlerinin deprem etkisi altında gösterdikleri performansa duyulan güven, 1994 Northridge (Los Angeles-Kaliforniya, A.B.D) ve 1995'te meydana gelen Kobe (Japonya) depremlerinin ardından bir miktar zedelenmiştir. Çelik çerçeve sistemleri, her iki depremde de beklenen performansı gösterememiş ve kolon-kiriş birleşimlerinde gevrek kırılmalar oluşmuştur (Bknz. Bölüm 1.7). Öyle ki, Northridge depreminde hasar gören çelik moment çerçeveli binaların çoğu, yapı standartlarının öngördüğü temel koşulları sağlamış ve sınırlı yapısal hasara rağmen tümünden yıkılma görülmemiştir. Bununla birlikte binaların davranışı mühendislerin öngördüğü karakterde olmamıştır ve bazı bölgelerde görülen yer sarsıntıları, standartların öngördüğü seviyeden az olmasına rağmen oldukça fazla ekonomik kayıp görülmüştür. Yüksek süneklik kapasitelerine rağmen gözlenen bu performans düşüklüğü, moment aktaran çerçeve sistemlerinin davranışları hakkında bilinenlerin yeterli olmadığı sonucunu doğurmuştur. Bu

tespitlerle beraber ulaşılan sonuçların ardından moment çerçevelerinin bu bağlamda değerlendirilmesi Northridge'den önce ve Northridge'den sonra diye adlandırmamıza yol açacak standartların gelişmesine vesile olmuştur [13].

Bu bölümde, eksik bilgilerin tamamlanması doğrultusunda Northridge ve Kobe depremlerini izleyen yıllarda, özellikle A.B.D'de yapılmış olan araştırmalardan elde edilen sonuçlardan moment aktaran çelik çerçeve sistemlerin tasarımına yansıyan kısımlara kısaca değinilecektir. Bu kısımlar moment çerçevelerinde yüksek sünekliliğin sağlanabilmesi açısından öngörülen plastikleşme mekanizması, rijit birleşim noktasının açısal deformasyonuna katkı sağlayan elemanlardan panel bölgesinin, kirişlerin ve kolonların sahip olması gereken özellikler olarak sıralanabilirler.

1.6.1 Moment Çerçevesi Sisteminde Öngörülen Plastikleşme Mekanizması

Şekil 1.12'de de görüleceği üzere moment aktaran çelik çerçeve sistemleri, aşırı deprem yükleri altında plastik mafsalların kolonlardan ziyade kirişlerde oluşması halinde daha fazla histerik enerji sönümlerler. Plastik mafsalların kirişlerde oluşması sonucu ortaya çıkan göçme mekanizması aynı şekil üzerinde görüldüğü gibi yumuşak kat mekanizmasının oluşumunu önler. Bu bağlamda, plastik mafsalların kolonlardan ziyade kirişlerde oluşacak şekilde boyutlandırılan çerçeve sistemlerine "kuvvetli kolon-zayıf kiriş sistemleri" adı verilmektedir [10].

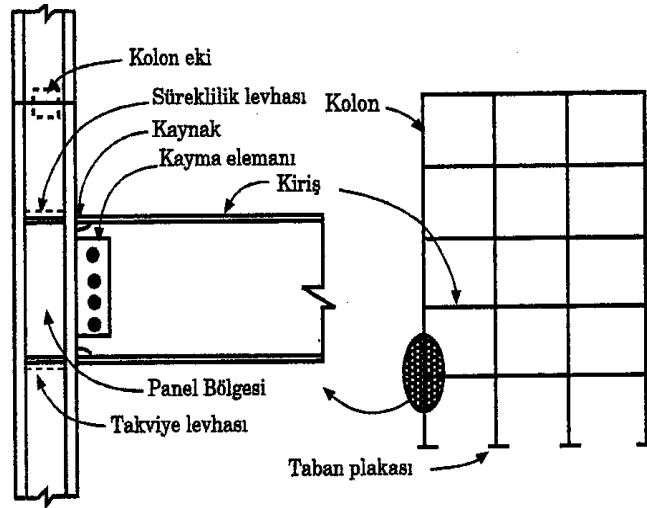


Şekil 1.12: Moment Çerçevesi Plastikleşme Mekanizmaları [10]

Bir çok yapı standardının yanı sıra ülkemizde yürürlükte olan “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik-2007”de belirtildiği üzere kuvvetli kolon-zayıf kiriş ilkesiyle moment aktaran çerçeve tasarımı için, bir çerçevede düğüm noktasında birleşen kolon elemanları plastik moment kapasiteleri toplamı, aynı birleşim noktasındaki kiriş elemanları plastik moment kapasiteleri toplamından belli oranda büyük olması koşulu sünek tasarım kriteri olarak benimsenmiştir (Bknz Bölüm 1.8).

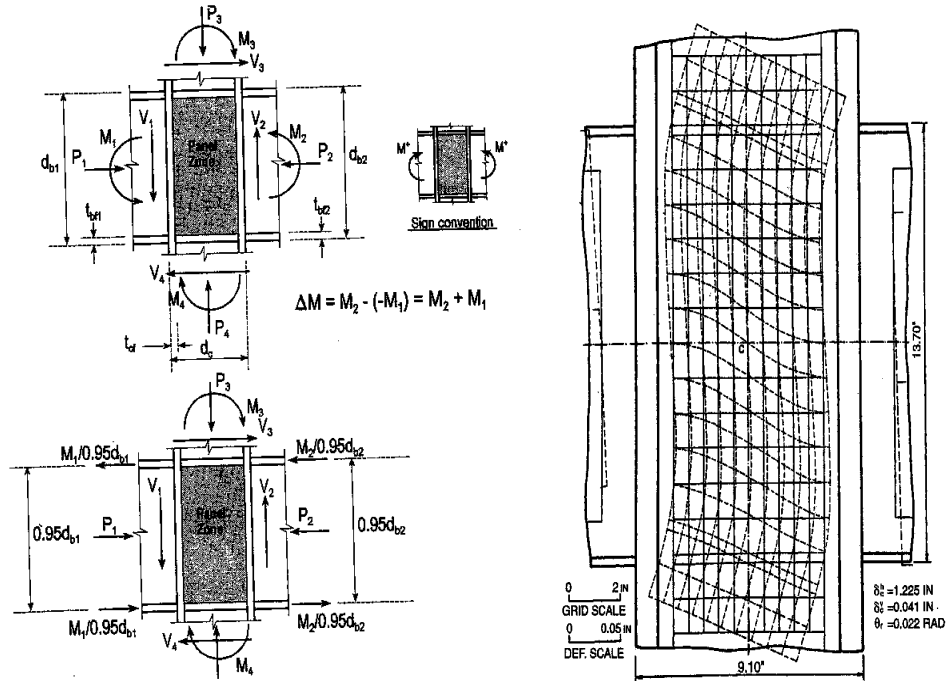
1.6.2 Kolon-Kiriş Birleşim Noktasında Panel Bölgesinin Davranışı

Yüksek süneklikli moment aktaran çelik çerçeve sistemlerin deprem etkisi altında gereken performansı gösterebilmesi için kolon-kiriş birleşimlerinin yeterli seviyede boyutlandırılmış olması gerekmektedir (Bknz. Şekil 1.13). Depreme dayanıklı olarak tasarlanan çok katlı çerçeve sistemlerinde yatay yükler altında sisteme etkiyecek enerjinin stabilize kaybı olmadan sönmülenebilmesi için plastik mafsalların kirişler üzerinde oluşması beklenir. Bunun için tasarımcı, kolon-kiriş birleşim bölgesinde gerçekleşmesi olası mekanizma kayıplarının önüne geçecek önlemleri almak zorundadır. Bu amaçla birleşim noktasında oluşması muhtemel akma, buruşma ve panel bölgesi yük taşıma kaybı durumlarının önlenmesi gerekmektedir. Birleşim noktasında panel bölgesi kiriş başlıkları hizasında kolon gövdesinde teşkil edilen süreklilik levhaları ile kolon başlıkları tarafından çevrelenen yaklaşık dikdörtgen formdaki bölge olarak ifade edilmekte olup Şekil 1.13’de görüldüğü gibi bu noktada teşkil edilen takviye levhaları, kolon gövdesinde oluşması muhtemel akma ve buruşma durumlarını etkin biçimde önler [10].



Şekil 1.13: Kolon-Kiriş Birleşim Noktası ve Panel Bölgesi [10]

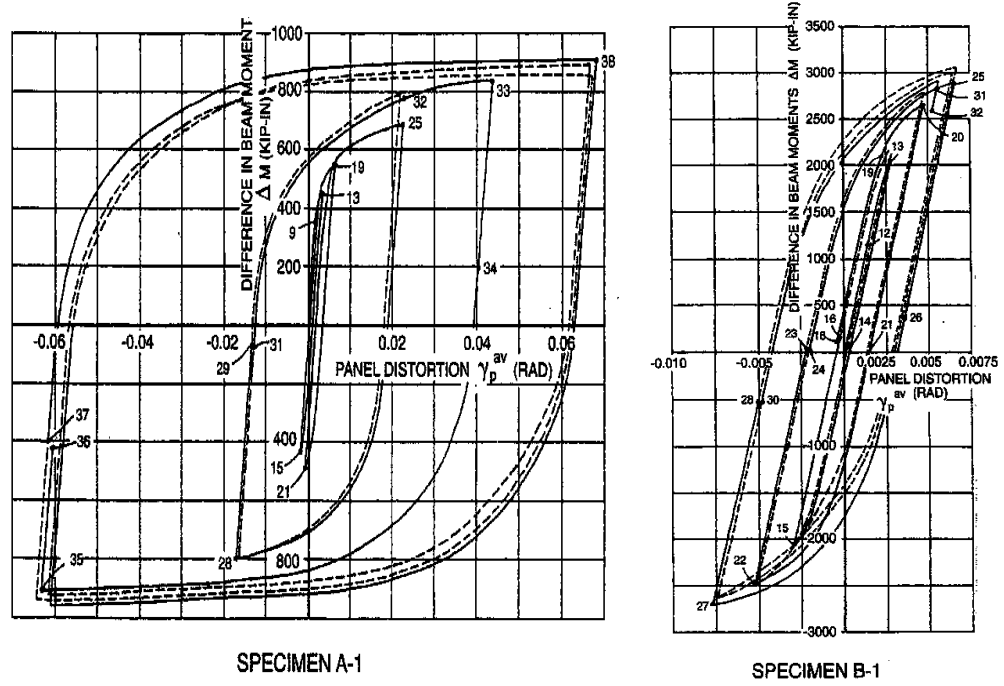
Kiriş uçlarında plastik mafsal oluşumunu kontrol edecek diğer bir faktör, panel bölgesinde Şekil 1.14'de ifade edilen kesit tesirlerinden dolayı oluşan kesme kuvvetlerinin doğuracağı kayma gerilmelerinin kritik seviyelere ulaşması ve bu bölgede levha buruşması oluşmasıdır. Bu nedenle panel bölgesinde kayma gerilmelerinin ulaştığı değerler göz ardı edilememelidir. Ancak, panel bölgesinin kesme kuvveti kapasitesi çevrimsel yükler altında sistemde oluşması öngörülen sünekliliği sağlayacak dengeli akma mekanizmasına katkıda bulunacak değerde değilse, bir başka deyişle panel bölgesinde kolon gövde levhasının buruşması engellenemiyorsa, panel bölgesinin kaynaklı takviye levhaları veya diyagonal berkitme levhaları yardımıyla yeteri kadar takviye edilmesi gerekmektedir. Bu noktada panel bölgesinde bu amaçla yapılması gereken kontroller ve konstrüktif gereklerle alakalı kriterler Amerikan Yapı Şartnamesi UBC-1997'de ve Türk Deprem Şartnamesinin (2007-DBYBHY) revize edilmiş son basımında yer almaktadır. (Bknz. Bölüm 2 ve Bölüm 3)



Şekil 1.14: Panel Bölgesine Tesir Eden Kesit Tesirleri ve Panel Bölgesi Davranışı

Yukarıda ifade edilen tasarım gereksinimleri altında rijit çerçeve sistemlerinin değişken deprem yükleri nedeniyle sünek davranış göstererek, moment taşıma kapasitesini kaybetmeden, histerik çevrimsel enerji sarf etme mekanizması ile deprem enerjisini sönmülmesi istenir. Bu bağlamda rijit çerçeve sistemlerinin

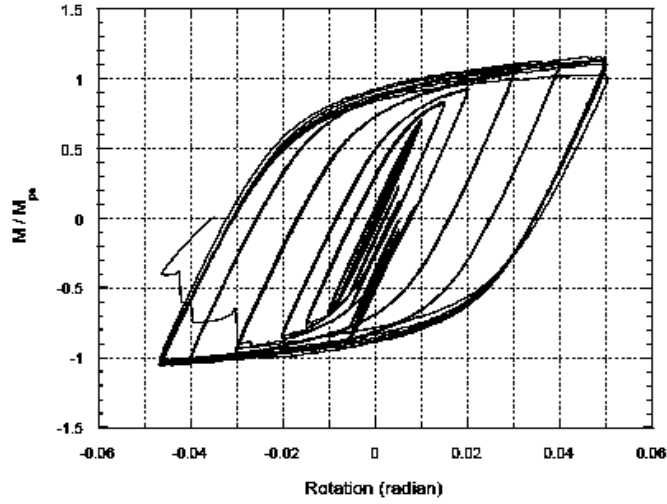
birleşim noktası istenilen performans seviyesinde olmalıdır. Northridge depremi sonrası yapılan test çalışmaları neticesinde istenilen sünek davranış için birleşim noktasında minimum 0,03 radyan deformasyon açısı öngörülmüştür. Bu noktada birleşim bölgesinin sünek davranışında sadece plastikleşmenin olduğu kiriş elemanındaki plastik mafsallık noktasının değil, aynı zamanda panel bölgesinin buruşma etkileri önlenmiş halde deformasyona katkısı olduğu gözlemlenmiştir. Öyle ki, yukarıda ifade edilen çevrimsel yükler altında panel bölgesine etkiyen kesit tesirlerinden dolayı panel bölgesinin davranışı Şekil 1.14’de gösterilmiş olup bu şekil değiştirme altında, birleşim bölgesinin toplam enerji sönümlemesinin açıklaması olan Şekil 1.15’deki moment-deformasyon grafiğinde panel bölgesinin katkısı açıkça görülmektedir [14].



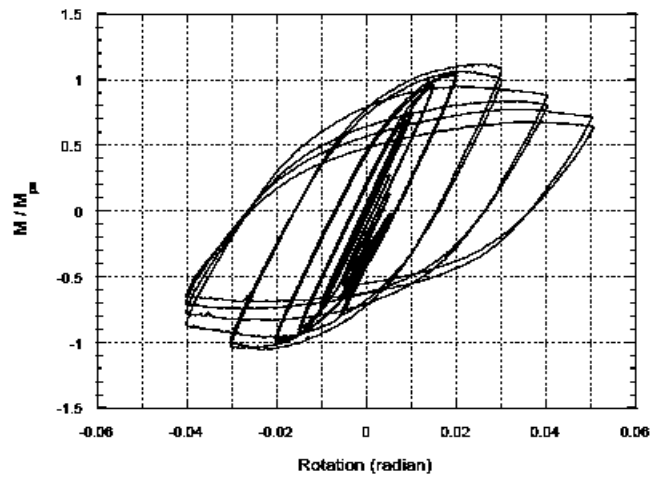
Şekil 1.15: Panel Bölgesi Moment-Deformasyon Eğrileri Deneysel Sonuçları [14]

Daha evvel ifade edildiği üzere birleşim bölgesinin tam sünek davranış gösterebilmesi için plastikleşme oluşacak kiriş elemanı ile beraber panel bölgesinin de dengeli akma mekanizmasına maksimum katkısı istenmektedir. Bu bağlamda panel bölgesinin, sistemde öngörülen moment taşıma kapasitesinde önemli bir azalma olmaksızın yeterli deformasyonun gerçekleşebilmesi için buruşma etkilerini önleyecek yeterli takviyeden daha fazlası ile güçlendirilmesi istenmemektedir. Bu noktada tam rijitleştirilmiş panel bölgesi birleşim ile yeterli derecede dayanıma sahip

panel bölgei birleşimler üzerinde yapılan deneyler sonucu elde edilen moment deformasyon grafikleri Şekil 1.16 ve Şekil 1.17’de gösterilmiştir. Bilindiği üzere Baushinger etkisini de barındıran moment-deformasyon eğrileri altında kalan toplam alan sistem tarafından sönmölen enerjinin matematiksel ifadesidir. Bu noktada Şekil 1.16 ve Şekil 1.17’deki moment-deformasyon eğrileri incelendiğinde yeterli derecede dayanımı sağlanmış panel bölgei moment çerçeve sistemler, gereğinden fazla rijitleştirilmiş moment çerçeve sistemlerine nazaran daha fazla histerik enerji sönmölediği açıkça görölmektedir [14].



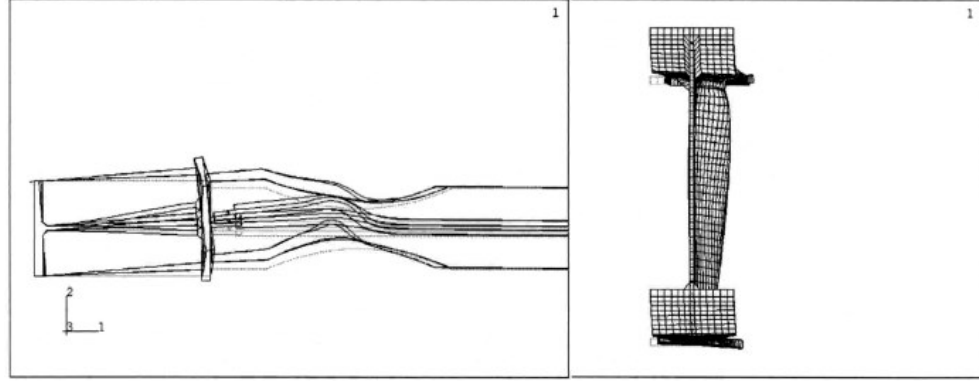
Şekil 1.16: Orta Dayanımlı Panel Bölgei Birleşim İçin Deneysel Moment-Açısal Deformasyon Grafiği [14]



Şekil 1.17: Rijit Panel Bölgei Birleşim İçin Deneysel Moment-Açısal Deformasyon Grafiği [14]

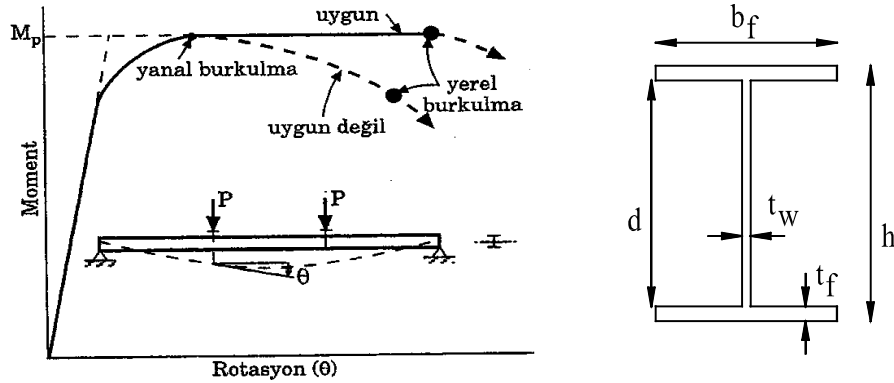
1.6.3 Kolon-Kiriş Birleşim Noktasında Kiriş Elemanının Davranışı

Moment aktaran çelik çerçeve sistemlerinin toplam yük taşıma kapasitesini etkileyen faktörlerden biri de birleşim noktasındaki kirişlerin eğilme momenti kapasitesidir. Çelik kirişlerde yük taşıma kapasitesi kaybı, kiriş başlıklarında ve gövde levhasında meydana gelen yerel burkulma ve yanal burkulma nedeniyle oluşur (Bknz. Şekil 1.18) [15].



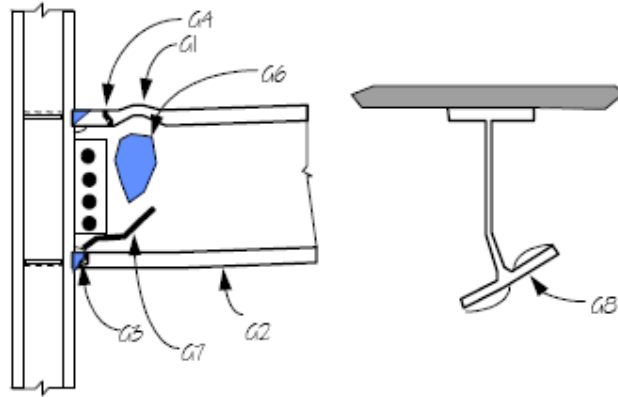
Şekil 1.18: Birleşim Bölgesinde kiriş Elemanında Yanal Burkulma [15]

Şiddetli deprem etkisinde, kiriş elemanına ait moment-açısal deformasyon eğrisi uzun bir plato oluşturabilmelidir. Yük taşıma kapasitesi kayıpları daha çok yerel burkulmalar nedeniyle meydana gelmektedir. Bir kirişin tipik moment- açısal deformasyon eğrisi Şekil 1.19'da görülmektedir. Yeterli seviyede sünek davranış sağlanabilmesi için kirişin kesit özellikleri ve fiziksel çevresi öyle olmalıdır ki şekilde dolu çizgi ile gösterilen plato oluşabilmeli, kesikli çizgi ile gösterildiği gibi moment taşıma kapasitesinde düşüş gözlenmemelidir [10].



Şekil 1.19: Kiriş Elemanı Moment-Rotasyon Eğrisi ve Kiriş Enkesiti [10]

Moment aktaran elik ereve birleşimlerinin sismik tasarımında, yukarıda ifade edilen bilgiler ışığında, gövde burkulması, başlık burkulması ve yanal burkulma durumları sürekli ilgi çekmiştir. Bu bağlamda eğilme deformasyonları esas alındığında, eğilme sünekliliğini olabildiğince yüksek tutmak için yapılacak ilk iç, kiriş enkesitinin oranlarını uygun seçmektir. Çünkü, kiriş enkesitini oluşturan plak elemanlarda oluşan yerel burkulma ve önlem alınmadıysa yanal burkulma, elik elemanların dönme kapasitelerini azaltan önemli faktörlerdendir. Yeterli dönme kapasitesine sahip enkesitler tasarlayabilmek için yerel burkulma olayının dikkatle kontrol edilmesi gerekir. Özellikle de yerel burkulmaların elastik bölgede oluşması kesinlikle engellenmeli, kesit özellikleri burkulmanın plastik bölgede oluşmasını sağlamalıdır. Bu bağlamda, Northridge ncesi uygulanan birleşimler üzerinde yapılan testler neticesinde burkulma sonucunda dayanımda azalma ve süneklik kaybı gözlenmiştir. Birleşim bölgesinde kiriş elemanının sünekliliğe olumsuz tesir edebilecek performans kaybı noktaları şekil 1.20 yardımıyla aşağıdaki gibi özetlenebilir [16].



şekil 1.20: Birleşim Noktasında Kiriş Elemanı Hasar Tipleri [16]

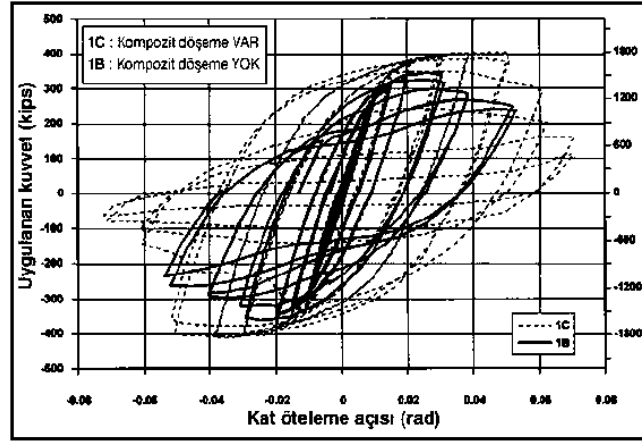
- ◆ (G1), Alt-st başlık burkulması.
- ◆ (G2), Alt-st başlıkta akma göçmesi.
- ◆ (G3), Alt-st başlık kaynaklı ısıt işlem noktasında gevrek kırılma.
- ◆ (G4), ısıt işlem noktaları dışında alt-st başlıkta transfer edilen yük nedeniyle gevrek kırılma.
- ◆ (G6), Gövdede akma veya burkulma.

- ◆ (G7), Gövdede gevrek kırılma.
- ◆ (G8), Tutulu olmayan alt başlık nedeniyle kesitte burulmalı burkulma.

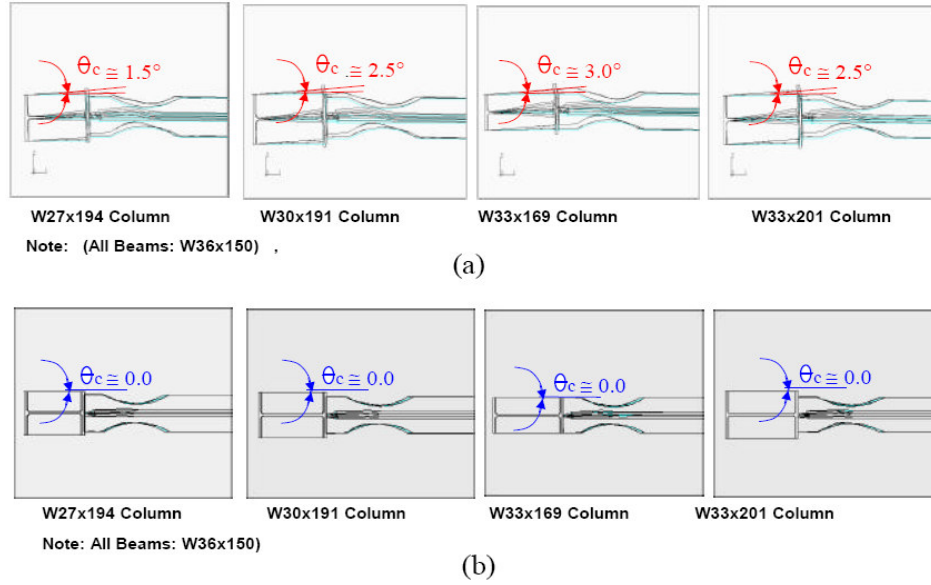
Çelik yapılarda plastik tasarım yöntemlerinin geliştirilmesi sırasında bu problemin çözümü için çok fazla araştırma yapılmıştır. Yapılan çalışmalar neticesinde sismik aktif bölgelerde kullanılan yapı standartlarında, taşıyıcı elemanın süneklik düzeyine ve kullanılan çelik sınıfının karakteristik dayanımlarına bağlı olarak birleşime girecek taşıyıcı elemanlar için “Enkesit Koşulları” kriterleri belirlenmiş ve tasarımda kullanılması zorunlu hale getirilmiştir. Bu bağlamda, daha evvel “TS 4561 Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları” standardında belirtilen enkesit koşulları hükümleri yerini Türk Deprem Şartnamesi (2007-DBYBHY), Madde §4.3.1’de ifade edilen enkesit koşullarına bırakmıştır (Bknz. Ek.A). Bu koşulların, yüksek süneklikli ve normal süneklikli yapılar için kendi özellikleri içerisinde göz önünde bulundurulması şart koşulmaktadır. Örneğin yüksek süneklikli bir taşıyıcı sistemde eğilmeye çalışan kiriş elemanının uygun bir süneklik seviyesine ulaşabilmesi için Şekil 1.19’da ifade edilen ($b_f/2t_f$) oranının St 37 çeliği için 8,97’den, St 52 çeliği için 7,3’den küçük olması gerekmektedir. Aynı şekilde (d/t_w) oranı ise St 37 çeliği için 95,67’den, St 52 çeliği için 77,83 değerinden küçük olmalıdır [10].

Deprem etkisi altında kiriş elemanlarının yanal burkulması çeşitli faktörlere bağlıdır. Bunlar, eğilme momenti eğrisinin şekli, kiriş başlıklarının birleşim noktasındaki bağlantı durumu, birleşim detayı, kirişi yanal burkulmaya karşı tutan yanal bağlantıların ara mesafesi (kiriş başlıkların yanal mesnetlenme mesafesi) ve kiriş uç noktaları arasında kirişe bağlanan döşeme kirişleri olarak sıralanabilir. Örneğin, kiriş başlıklarının yanal doğrultuda tutulu olması birleşimin histerik enerji sönmüleme performansına önemli ölçüde katkı sağlamaktadır. Öyle ki, Şekil 1.21’de de açıkça görüleceği üzere, kompozit döşeme sistemine sahip çelik yapıya ait bir birleşim noktası ile bu özelliğin sağlanmadığı bir çelik yapıya ait birleşim noktasının aynı kesitler altında elde edilen deneysel moment-açısallık deformasyon eğrileri altında kalan histerik enerji alanları arasındaki fark başlıkların yanal doğrultuda burkulma etkilerine karşı tutulu olmasının getirdiği avantajı açıkça göstermektedir [13].

Şekil 1.22’de ise birleşim bölgesinin yanal doğrultuda kat döşemesi ve kat kirişleri tarafından tutulu hal ile tamamen serbest durumdaki birleşimler arasında yanal doğrultudaki deformasyon farkı açıkça görülmektedir [15].



Şekil 1.21: Kompozit Döşemenin Moment-Açısal Deformasyon Eğrisi'ne Katkısı [15]



Şekil 1.22: (a) Yanal Doğrultuda Desteklenmemiş Birleşim
(b) Yanal Doğrultuda Desteklenmiş Birleşim [15]

1.6.4 Kolon-Kiriş Birleşim Noktasında Basınç ve Eğilme Altındaki Kolonların Davranışı

Moment aktaran çelik çerçeve sistemlerinde ana taşıyıcı elemanlar kolon elemanlarıdır. Daha evvel ifade edildiği üzere sistemin genel dayanımı açısından sistemde öngörülen plastik mafsalların kesinlikle kolon elemanı üzerinde bir noktada oluşması istenmemektedir. Öyle ki, taşıyıcı sistem içerisinde kolon elemanlarında oluşacak mafsal noktaları Şekil 1.12'de ifade edilen yumuşak kat göçme

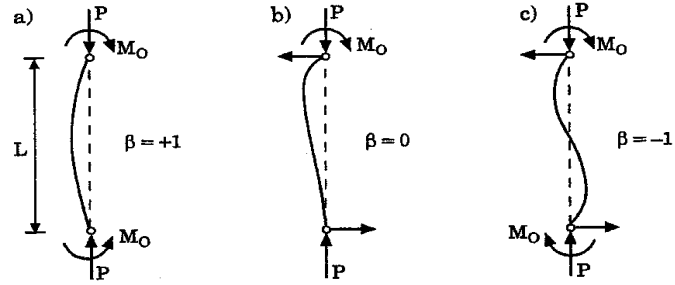
mekanizmasını tetikleyebilecektir. Bu durumda taşıyıcı sistemin dayanımı büyük ölçüde zayıflayacağından dolayı sistemin toptan göçmesi de muhtemeldir.

Kolon elemanlarının da ulaşabileceği maksimum moment taşıma kapasitesi ve süneklik seviyesi üzerlerine etkiyen eksenel kuvvet, yerel ve tümsel burkulma nedeniyle değişebilecektir. Ayrıca, birçok çelik kolon elemanı burkulma sonrası göz ardı edilemeyecek mukavemete sahiptir. Bunlar, tasarım yüklerinden daha büyük yükleri, büyük deformasyonlar yaparak taşıyabilirler. Genellikle, yapı tasarımında bu yük kapasiteleri göz önünde tutulmaz. Ancak, çelik yapıların depreme dayanıklı olarak tasarımında, bu burkulma sonrası yük taşıma kapasitesi yapının gerçek yük taşıma kapasitesinin belirlenmesinde göz ardı edilemez.

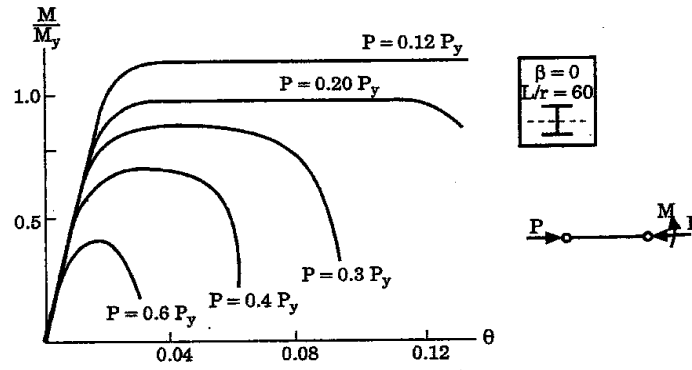
Sünek çelik kolon-kiriş birleşim noktalarındaki çelik kolon kesitlerinin plastik bölgedeki sünekliğini ve yük taşıma kapasitesini etkileyen çeşitli parametreleri özetle aşağıdaki gibi sıralayabiliriz [10].

- (a) Kesit özellikleri.
- (b) Kolon boyunun atalet yarıçapı ile (L/r) oranı.
- (c) Kolona etki eden P eksenel kuvvetinin, akma sınır gerilmesiyle hesaplanan P_y eksenel yüküne oranı (P/P_y).
- (d) Kolonun her iki ucuna etkiyen momentlerin işareti ve birbirine oranı (Bknz. Şekil 1.23).
- (e) Daha evvel kirişlerde belirtildiği gibi ($b_f/2t_f$) ve (d/t_w) oranları (Bknz. Şekil 1.19). Bunlar kolon elemanında lokal burkulma oluşumunu kontrol eden enkesit değerleri olmaları bakımından önemlidir.
- (f) Kesitin burulma rijitliği.

Şekil 1.24, (P/P_y) oranının kolonun moment-açısal deformasyon kapasitesi üzerine etkisini göstermektedir. Bu diyagramdaki sonuçlar; $\beta = 0$, $L/r = 60$ ve burulma ile lokal burkulma etkisinin ihmal edilmesi haline aittir. Burada P_y elemanın akma sınırında taşıdığı eksenel yük, r ise atalet yarıçapıdır. Bu diyagram göstermektedir ki, küçük eksenel basınç kuvveti etkisi altındaki kolonların ($M - \theta$) diyagramı daha uzun bir platoya sahiptir, yani daha sünek bir davranış göstermektedir. Buna karşın, büyük eksenel yükler altındaki kolonlarda ($M - \theta$) diyagramı çok kısa bir platoya sahip olup, düşük sünekliği göstermektedir [10].

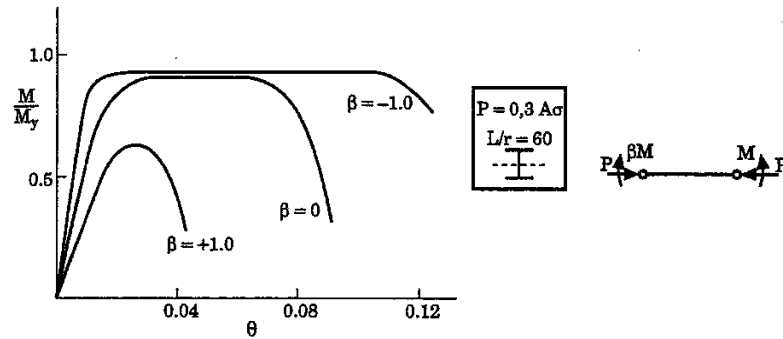


Şekil 1.23: Eksenel Yük Altında Kolon Uç Momentleri [10]



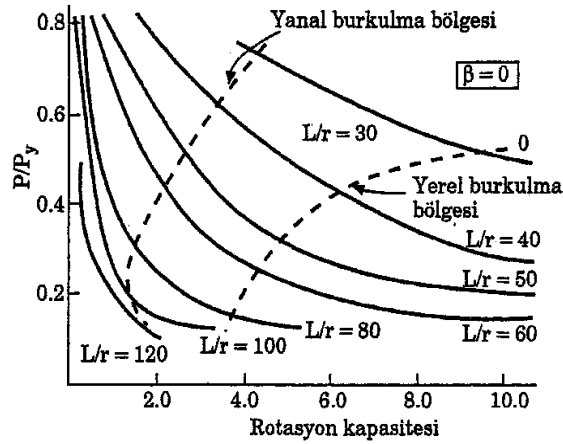
Şekil 1.24: (P/P_y) Etkisi Altında Kolon Elemanı $(M - \theta)$ Diyagramı [10]

Şekil 1.25 kolon uç şartlarının etkisini göstermektedir. Şekil incelendiğinde $\beta = +1$ (tek eğrilik- Bknz. Şekil 1.23-a) halinde $(M - \theta)$ eğrisinde, en kısa platonun söz konusu olduğu görülmektedir. Ancak, depreme dayanıklı çelik yapı tasarımında bu çok rastlanan bir durum değildir. Deprem yükleri, genellikle ters işaretli, iki eğrilikli olup $\beta = -1$ (Bknz. Şekil 1.23-c) hali meydana gelmektedir. Şekil 1.25’de görülmektedir ki, bu halde $(M - \theta)$ eğrisinde en uzun plato ve sonuç olarak en yüksek süneklik elde edilmektedir.



Şekil 1.25: Uç Şartları Altında Kolon Elemanı $(M - \theta)$ Diyagramı [10]

Şekil 1.26'da $\beta = 0$ hali için (Bknz. Şekil 1.23-b) yük-açısal deformasyon kapasitesi arasındaki ilişkiyi göstermektedir. En alt kesikli çizginin sağ alt bölgesi yerel burkulma bölgesi olarak adlandırılmıştır. Bu bölge kolon yerel burkulma etkisi için kontrol edilmelidir. Üzerlerinde yerel burkulma oluşmayan kompakt kesitler, şekilde görülen eğrileri sapmadan takip ederken; geniş, nispeten ince başlık levhali ve gövde levhali kesitler, yerel burkulma etkisi nedeniyle bu eğrilerden ayrılarak bir düşüş gösterir. Yanal burkulmanın etkili olduğu ve dolayısıyla burulmanın önem kazandığı bölge, üst kesikli çizginin altında yer almaktadır [10].



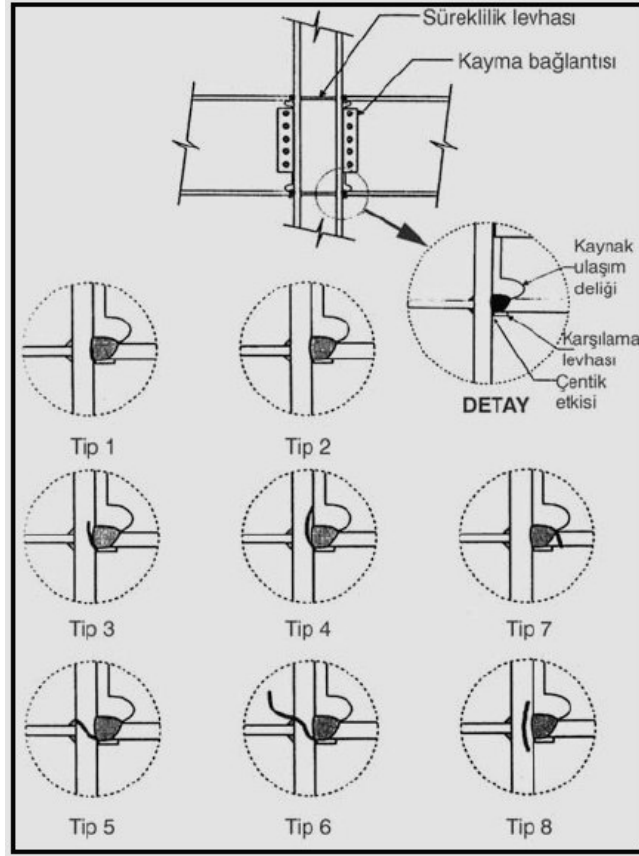
Şekil 1.26: $\beta = 0$ Hali İçin $(P - \theta)$ Diyagramı [10]

1.7 Moment Aktaran Çelik Çerçevelerde Sünek Kolon-Kiriş Birleşimleri

Depreme dayanıklı yapıların sünek ve yüksek dayanımlı olması istenir. Bu koşullara en iyi uyan yapı malzemesi çelik olarak kabul edilir. Betonarmenin de özel ayrıntılarla süneklik ve dayanım açısından çeliğe yakın davranabileceği ve bu davranışı sağlamanın da oldukça zor olduğu ve özenli tasarım ve yapım çabası istediği depreme dayanıklı betonarme yapı tasarımcıları tarafından kabul edilen bir diğer olgudur. Çelik yapılarda betonarmeye göre daha kolay süneklik ve yüksek dayanım sağlanabildiği gerekçesi ile çelik yapılar her zaman deprem bakımından betonarmeye göre daha üstün ve tercih edilen taşıyıcı sistem olarak kabul edilmiştir [17]. Çelik yapıların sünek davranışı, tek başına çelik malzemesinin süneklik özelliği ile sağlanamaz. Buna ek olarak, çerçeveleri oluşturan yapı elemanlarının birleşimlerinde istenen plastikleşmelerin gerçekleşmesini sağlayacak yeterli dayanım, tasarımda dikkate alınan rijit çerçeve kabulüne ters düşmeyecek şekilde bir rijit davranış ve özellikle birleşim bölgelerinde tekrarlı yükler altında elastik

olmayan deformasyonların oluşmasına engel olmayacak bir detaylandırma gerekir. Bu sayede kiriş-kolon birleşimlerindeki panel bölgeleri, kirişler ve bir ölçüde kolonlar da plastik dönme kapasitelerini kullanmak suretiyle depremin yapıya aktardığı enerjiyi sönmeye çalışırlar. Bahsedilen sünek davranış, ana taşıyıcı yapının tüm bölgelerinde yeterli sünek davranışın görülebilmesiyle mümkündür. Bu açıdan bakıldığında, birleşim araçları olarak kullanılan kaynak ve bulonların sünek olmayan davranışları, özel dikkat gerektirmektedir. Söz konusu birleşim araçları, birleştirdikleri elemanlarda oluşabilecek maksimum kuvvetleri aktarabilecek düzeyde olmalıdırlar [18].

Yapı malzemesi olarak çeliği yoğun olarak kullanan A.B.D.'de, yukarıda belirtilen davranışın, halihazırdaki tasarım yönetmelikleriyle sağlandığı inancı, 1994 yılında Kaliforniya eyaletinin Northridge bölgesinde meydana gelen ve aletsel büyüklüğü 6.7 olan depremle sarsılmıştır. Kuvvetli zemin hareketinin yalnızca 10 saniye sürmesine rağmen, 20 milyar dolarlık zarar ile, ülkenin o zamana dek gördüğü en yüksek mali zararlı afet olmuştur. Depremi hemen sonrasında yapılan tetkiklerde çelik çerçeve sistemlerden oluşan binalarda herhangi bir göçme ve can kaybı olmamasına rağmen zamanla durumun sanıldığı kadar parlak olmadığı sonucu ortaya çıkmıştır. Öyle ki, 1994 Northridge depreminden sonra incelenen bir çelik yapıda bir kolon-kiriş birleşim yerinin yalıtım kaplamasında gözlenen deformasyondan kuşkulanan mühendisler, yalıtım örtüsünü kaldırınca altındaki kolon-kiriş birleşim yerindeki kaynaktaki çatlakla karşılaşmıştır. Bu gözlem sonrasında aynı yapının bütün diğer kolon-kiriş ek yerleri incelenmiş ve bu tip kaynak hasarının yapının başka kolon-kiriş birleşim yerlerinde de olduğu görülmüştür. Daha sonra incelenen başka moment aktaran çelik çerçeveli yapılarda da benzer hasarların olduğu gözlenmiştir. Örneğin asansörlerin çalışmasında karşılaşılan bir takım problemler, dikkatleri, taşıyıcı olmayan mimari bileşenlerin arkasında kalan yapısal çelik taşıyıcı elemanlara çekmiştir. Bu noktada, kiriş alt başlığında veya buraya yakın bölgelerde oluşmuş çatlaklar en çok rapor edilen hasar türü olmuştur. İncelemeler sonucunda, Northridge öncesi yapılarda yaygın olarak kullanılmış olan ve güvenli olduğu düşünülegelen tipik kiriş – kolon birleşiminin kullanıldığı binalarda, özellikle kiriş başlıklarını kolon başlığına bağlayan kaynak dikişleri civarında çatlaklar oluştuğu gözlenmiştir. Şekil 1.27'de rapor edilen çeşitli tipte kırılmalar şematik olarak özetlenmektedir. Çok sık olarak rastlanılan bu çatlaklar ve kırılmalar, kaynak için kullanılan çelik kaynak karşılama parçasına çok yakın, kaynak kök dikişinden başlamıştır [13,17].



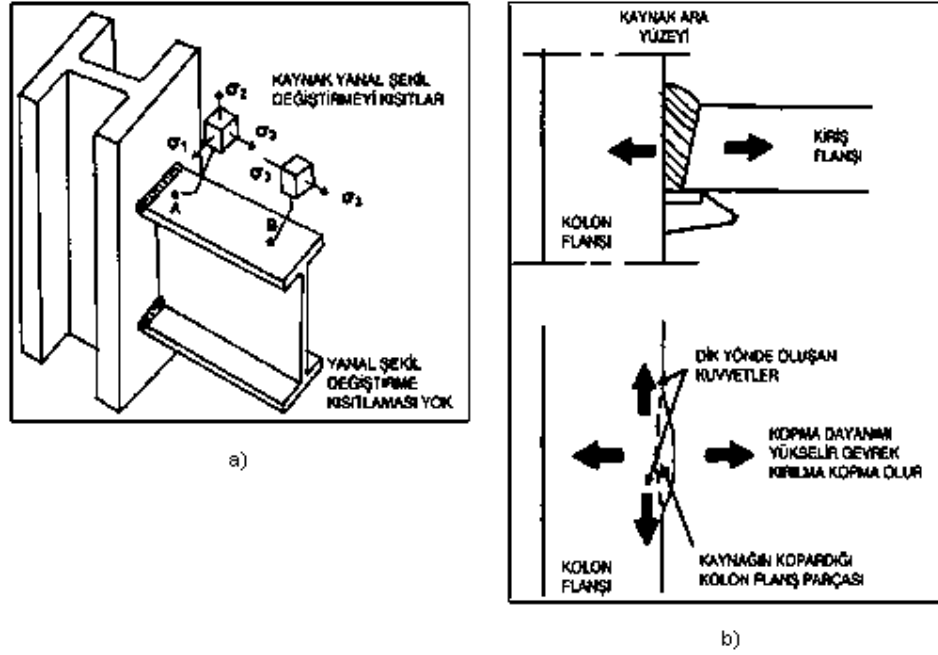
Şekil 1.27: Northridge Öncesinde Kullanılan Tipik Birleşim Detayı ve Depremde Oluşan Çatlaklar [18]

Bu noktada çelik yapılardaki deprem hasarının betonarme yapılardaki deprem hasarına göre önemli bir farklılığı olduğu da gözlemlenmiştir. Betonarme yapılarda, deprem hasarı belirtileri, taşıyıcı sistemin parçaları olan kiriş, kolon ve perde duvarlarda gözlenmeden önce taşıyıcı olmayan dolgu duvar ve üzerindeki sıvada gözlenir. Northridge depreminde ise çelik yapılarda taşıyıcı olmayan elemanlarda belirli bir deprem hasarı gözlenmeden taşıyıcı olan çelik çerçevelerde deprem hasarı olduğu gözlenmiştir. Bu durum taşıyıcı olmayan elemanların daha esnek ya da çelik taşıyıcı sistemin ötelenmesi ile daha uyumlu olması ile açıklanabilir. Öyle ki, Kaliforniya'daki çelik yapılarda daha rijit ve yüksek dayanımlı yığma kargir bölme duvarları ve betonarme kat döşemeleri kullanılmasının 1960'lı yıllardan başlayarak giderek sona erdiği bu malzemelerin yerine daha hafif ve esnek olan prefabrike elemanlar kullanılmakta olduğu belirtilmektedir. Daha önceki yılların çelik yapılarındaki rijit duvarların yapının yanıl ötelenmelerini kısıtlamak gibi bir yararı da vardır. Bunun yanında eski çelik yapılarda hemen bütün çerçeve açıklıkları bölme duvarları ile dolu olmasına karşı yakın zamanların çelik yapılarında çerçeve

açıklıklarının çoğu boştur. Bu tür rijit elemanlar kolon-kiriş birleşim yerlerinin 1994 Northridge depreminde gözlenen boyutta zorlanmasına da engel olmaktadır [17].

Şekil 1.27’de ifade edilen hasarların nedenleri dört kategoride toplanmıştır [10,17].

- (a) Standart dışı işçilik ve yetersiz muayene başlıca sebep olarak bildirilmektedir.
- (b) Ek Yerindeki Kiriş ve Kolon Başlıklarındaki Gerilme Durumu : Kolon-kiriş birleşim yerlerindeki hasarın açıklanmasında bu bölgedeki kolon başlığı, kaynak ve kolon gövdesindeki gerilme yapısının incelenmesi ve sünek davranış açısından irdelenmesi gerekir. Sünek davranış malzemenin serbestçe şekil değiştirebilme özelliğine bağlıdır. Northridge öncesinde kullanılan tipik birleşim detaylarında kiriş başlığının kolon başlığına bağlandığı bölge büyük ölçüde kısıtlanmış bölgedir. Kısıtlanmış koşullarda kesme gerilmesi küçüktür. İdeal bir biçimde dengelenmiş üç eksenli gerilme koşullarında kesme gerilmesi yoktur. Şekil 1.28-(a)’da da görüldüğü gibi kiriş başlığında kaynağa ve kolona yakın bölgede kolon başlığı ve kaynak nedeni ile üç eksenli bir gerilme durumu vardır. Kolon başlığı kiriş başlığının bu yönde hareketini engellemektedir. Kaynak da kiriş flanşının yanal ötelenmesini kısıtlamaktadır. Bu koşullarda ise kiriş ucunda sünek davranış ve akma olmadığı için plastik mafsallaşma olmamaktadır. Kiriş alt ve üst başlıklarının karşısına gelen yerlere konulmuş kolon süreklilik plakaları da ek yerinin rijitliğini artırıp kiriş flanşının deformasyonuna izin vermektedir. Bununla birlikte Northridge öncesi birleşim detayında, birleşim bölgesinde alt başlık küt kaynağının çekilmesi sırasında kiriş gövdesi engel teşkil etmektedir. Her kaynak çekilişinde kaynak malzemesinin yerleştirilmesinde, kiriş gövdesinde süreksizlik olmaktadır. Bunun sonucu olarak, o bölgede alt başlık küt kaynağında kusur olma ihtimali oldukça yüksek olup rapor edilen kırılmaların çoğu kaynakta olmuştur. Bu arada kolon başlığında da “fare kulağı” ya da “divot” denilen parça koparmaları ya da kopmaları vardır (Şekil 1.28-b). Kaynağın içinde olan çekme gerilmeleri kolon flanşından parça ayrılması, engel olan çekme kuvvetine dik yönlerde de gerilmeler oluşmasına neden olmaktadır. Bu durumda oluşan asal gerilmeler bu bölgedeki kesme dayanımının yükselmesine neden olmakta ve gevrek kopmalar ortaya çıkmaktadır.



Şekil 1.28: (a) Kiriş Başlığında Gerilme Durumu

(b) Kaynaktan Kolon Başlığına Aktarılan Kuvvetlerin Yarattığı Gerilmeler [17]

(c) Kaynakların Yapılma Biçimi ve Etkinliği: Şantiye kaynaklarının tam yeterli bir biçimde yapılmamış olması çok karşılaşılan bir durumdur. Kaynak genel olarak sünek bir yapıda olmayan bir malzemedir. 1994 Northridge depreminde kolon-kiriş bağlantısında en çok rastlanan kaynak kırılmalarından biri Şekil 1.29'da gösterilmektedir. Burada kiriş başlığının kolon başlığına kaynaklandığı yerde gözlenen kırılma türü anlatılmaktadır. Bu kaynakta kiriş başlığının genişliği boyunca uzanan bölgede kaynak kökünde,

- Kaynak ile kolon flanşı arasında tam birleşmemiş bölgeler,
- Ara yüzde cüruf parçaları gözlenmiştir.

Bunlar deprem öncesinde kaynağın yetersiz olduğunu, bir tür üretim hatası olduğunu göstermektedir. Bir diğer kaynak kırılması ise Şekil 1.29 (b)'de gösterilen kırılmadır. Burada,

- Kaynak kökünden başlayan ayrışma, bütün kaynak-kolon başlığı arasındaki çatlak,
- Kaynak içi çatlak,

- iii. Kaynak kökünden başlayıp kolon başlığı içinde katmanlı yırtılma biçiminde gelişmiş çatlak olmaktadır.

Bazı araştırmacılara göre deprem öncesinde de var olan kaynak hataları depremdeki birleşim yeri kaynak çatlaklarını başlatan bir etmen olması kaynakların yapımını ciddi bir biçimde sorunlu olduğunu göstermektedir: Kaynak birçok üretim hatası ile yapılabilmektedir. Northridge depremi öncesindeki çelik yapılarda kaynağın kolon başlığına bitişik alanı, kaynağın kiriş başlığına bitişik alanından %33 daha büyük olduğu gözlenmiştir.

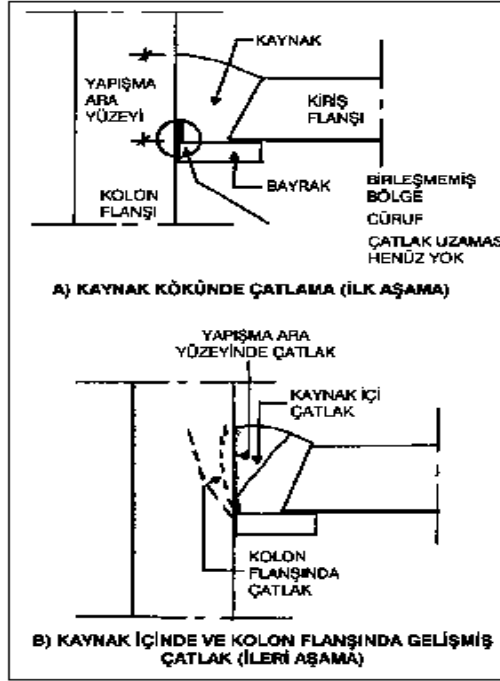
- (d) Kiriş başlıklarının kolon başlığına birleştirilmesinde kullanılan baş altı küt kaynaklarının uygulanması sırasında kullanılan kaynak karşılama parçaları, Northridge depremi öncesi birleşim noktalarında kaynağın bitirilmesinden sonra artı bir işleme tabi tutulmadan yerinde bırakılmaktaydı. Kırılma mekaniği açısından, kaynak karşılama parçası kenarı ile kolon başlığı arasında kalan son derece ufak kaynaklanmamış bölge, bir süreksizlik veya çatlak olarak değerlendirilebilir. Bu süreksizlik, o bölgede gerilme şiddetini artırıcı bir rol oynayarak buradan başlayan yeni çatlakların oluşumuna neden olmaktadır (Bknz. Şekil 1.29).

Özetlemek gerekirse, hasarın ana nedenleri olarak, gevrek davranış göstermek suretiyle kiriş - kolon birleşiminin sünek davranışla enerji yutabilmesini engelleyen birleşim elemanları (kaynak, bulon), beklenenin çok üzerinde gerilmelere maruz kalan birleşim detayları (kaynak ulaşım deliği gibi), döşeme etkisi, çelik malzemenin varsayılanın aksine izotropik olmaması sayılabilir [18].

Sonuç olarak, Northridge depremi öncesi birçok deneysel ve analitik çalışmalar sonucu kabul görerek yönetmeliklere giren ve farklı yönetmeliklerce kabul gören bu detay (Bknz. Şekli 1.27 ve Şekil 1.30), deprem sonrası yayımlanan acil bir raporla yönetmeliklerden çıkarılmıştır.

Moment aktaran çelik çerçeve sistemlerinin Northridge depremi sırasındaki performansı, mühendislerin bu taşıyıcı sisteme güvenlerini bir miktar sarsmıştır. Bu nedenle Amerika'da, oluşan hasarın nedenlerini ve olası çözümleri ortaya çıkarabilmek amacıyla devlet desteğiyle, endüstriyel kuruluşlar, üniversiteler ve devlet organizasyonları, çelik çerçeve sistemlerinin depreme karşı boyutlandırılmasında kullanılan yöntemlerin geliştirilmesi için yoğun araştırmalar başlatmışlardır. Bu bağlamda deprem sonrası yapılan çalışmalar Northridge depremi öncesinde yaygın olarak kullanılan birleşim detayının değerlendirilmesi,

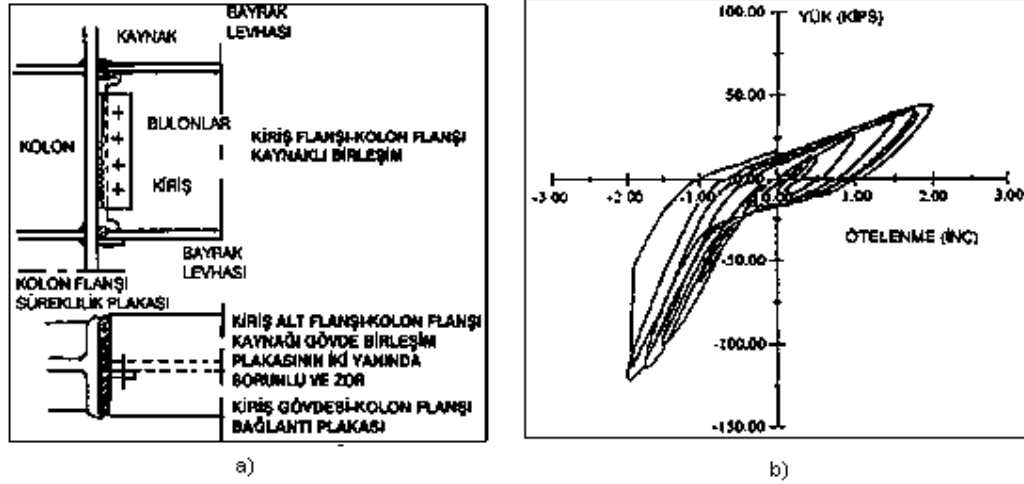
yeni birleşim detayı örneklerinin geliştirilmesi ve sonuç ve önerilerin belirtilmesi şeklinde üç kısımda incelenebilir.



Şekil 1.29: Northridge Depreminde En Çok Gözlenen Kaynak Kırılma Biçimleri [17]

1.7.1 1994 Northridge Depremi Öncesi Birleşim Detayının Değerlendirilmesi

1994 Northridge depremi öncesi çok yaygın olan moment taşıyan çelik çerçevelerin kolon-kiriş birleşim yerleri kiriş flanşının kaynaklı, kiriş gövdesinin de kolonun gövdesine yada flanşına kaynakla bağlanmış bir köşebente bulonlu ya da perçinli olarak bağlanması biçiminde yapılmaktadır (Şekil1.30-a). Bu arada kirişin alt ve üst flanşının altına kaynakları tutması için geçici destek olarak küçük mesnet elemanları olarak kaynak karşılama parçaları da konulmaktadır. Moment taşıyan kolon kiriş birleşimleri olan çelik yapılarda kiriş uçlarında deprem ve düşey yüklerden oluşan momentler neticesinde kiriş başlıklarında basınç ve çekme kuvvetleri oluşturmaktadır. Başlıklarda oluşan bu kuvvetler kirişin kolonla birleştiği yere doğru giderek artmaktadır. Birleşim noktasında ya da yakınlarında başlık kuvvetleri ya da gerilmeler elastik düzeyin üzerine çıkmaktadır. Bu koşullarda ise malzemenin çeliğin akmaya başlaması gerekmektedir. Ancak kiriş uçlarındaki geometrik yapı, şekil değiştirmenin kiriş kolon kaynağı ve kolon flanşı tarafından kısıtlanmış olması, kirişin yüksek gerilmelerde akmasına izin vermemekte ve bu koşulda gevrek bir kırılma ve çatlama olmaktadır [17].



Şekil 1.30: (a) Northridge Depremi Öncesi Moment Aktaran Birleşim Detayı

(b) Northridge Depreminde Hasar Görmüş (a) Birleşim Detayına

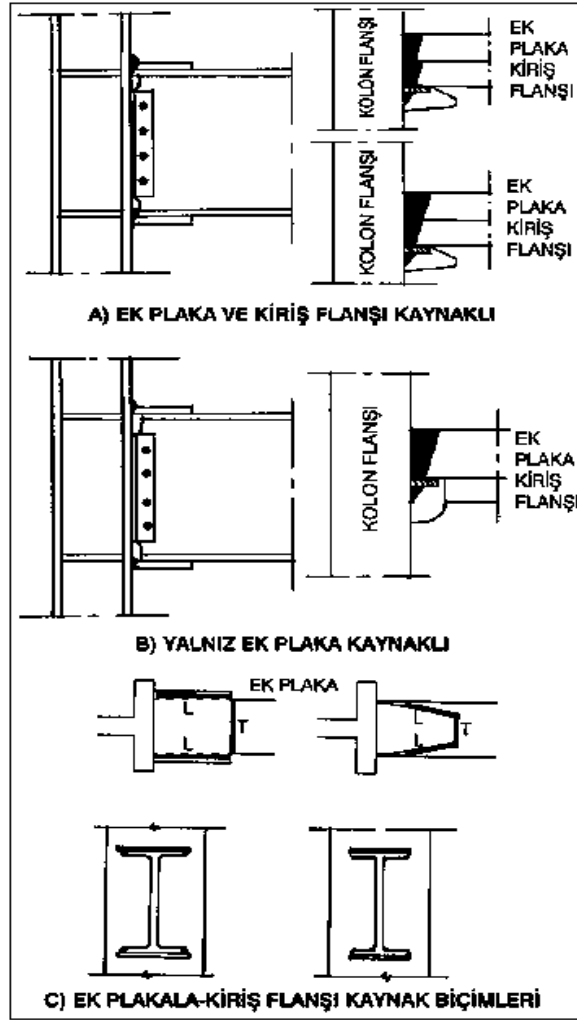
Uygulanmış Tersinir Yükleme Deneyi Histerisis Eğrisi [17]

Kalın ve derin kesitlerin, derin kirişler ve kalın kolon ve kiriş flanşları ve kolonlarda kirişin kaynaklandığı yerdeki berkitme ya da kolon süreklilik levhaları, kiriş uçlarında deformasyona izin vermemektedir. Moment taşıyan çelik kolon-kiriş ek yerlerinden “sünek” davranış beklenmektedir. Sünek davranışın ölçüsü ek yerinin eğilme momenti taşıma gücünde en çok % 20 azalma ile kiriş ucunda en az 0.03 oranında dönme oluşabilmesi demektir. Bu tür ek yerlerinin yatay yükler altındaki davranışlarını belirlemek için deprem öncesi yapılmış deneyler ek yerlerinin olası yetersizliğini zaman zaman göstermiştir. 1994 öncesindeki kolon-kiriş birleşim yeri deneylerinde kullanılan I-profiller, depremde hasar gören yapıların birleşim yerlerinde kullanılan I-profillere göre çok daha küçük boyutludur. Yapılan deneyler neticesinde profil boyutunun sünek davranış üzerinde etkisi olduğu saptanmıştır. Bu tür birleşim yerinde (Şekil 1.30-a), üst taraftaki kiriş-kolon flanşı arasındaki kaynak yuvası tümü ile doldurulabilirken, alt taraftaki kiriş-kolon flanşı arasındaki kaynak tümü ile doldurulamamaktadır. Aradaki kiriş gövdesi bağlantı levhasının hemen iki yanına rastlayan bölümlerin kaynağı zor olmaktadır. Destek plakaları kirişin alt flanşında kiriş-kolon flanş kaynağının ultrason yöntemi ile tam ve yetkin bir biçimde denetlenmesine de izin vermemektedir. Alt flanş kaynaklarındaki sorunlar destek plakaları söküldükten sonra gözlenebilmektedir. Örneğin, Austin'deki Teksas Üniversitesi araştırmacılar, 1993'de sekiz adet 1/1 ölçekli kolon-kiriş birleşimi numunesi üzerinde testler yapmışlar ve numunelerin sekizinde de, kiriş başlıklarına uygulanan kaynaklarda veya bunların yakınlarında meydana gelen gevrek kırılmalar sonucu yük taşıma kapasitesi kaybı olduğunu rapor etmişlerdir. Bu koşullar Şekil

1.30 (a)'daki kolon-kiriş birleşim ayrıntısının deprem yeterliliği üzerinde kuşkular doğurmuştur [10,17].

1994 Northridge depreminden sonra yapılan ilk moment taşıyan çelik kolon birleşim yeri deneyleri depremden etkilenmiş birleşim yeri ile aynı nitelikte olan birleşim yerleri üzerinde yapılmış ve ek yerlerinin deprem davranışı yeniden kontrollü ortamda izlenmiştir (Şekil 1.30-b). Yapılan deneylerden biri Northridge depremindeki hasarı nedeni ile onarılmış ya da güçlendirme yapılmayıp yıkılmış tek bir binadan çıkarılmış çatlaklı, hasarlı, kolon kiriş birleşim yerlerinin hasar sonrası geride kalmış olan taşıma gücünü belirlemek için yapılmıştır. Bu deneylerde birleşim yerlerinde değişik türde kaynakta ya da flanşa kadar uzamış çatlakları olan ek yerlerinin bu deprem hasarı sonrasında var olan diğer bir deyişle geride kalmış, taşıma güçlerinin çatlak öncesindeki taşıma güçlerinin %30-40'ı kadar olabildiği ve bazı tür ve ileri aşama çatlakları olan birleşim yerlerinde geride kalan taşıma gücünün çatlak öncesi taşıma gücünün %10'una kadar azalmış olduğu deneylerle gözlenmiştir. Bu deney kolon-kiriş birleşim yerinde deprem hasarı olan çelik yapılarda önemli bir taşıma gücü kaybı olduğunu göstermekte ve hasarlı yapıların onarım ve güçlendirilmesi gereğinin kanıtı olmuştur.

1994 Northridge depreminde hasar gören çelik yapılardaki ek yerlerine benzer ek yerleri olan çok sayıda yapının bulunması ve bu yapılarında Northridge depremine benzer bir depremle gelecekte zorlanma olasılığının yüksek olması nedeni ile henüz bir deprem yaşamamış benzer çelik yapıların güçlendirilme yöntemleri üzerinde deneyler yapılmıştır. Güçlendirme yöntemlerinin hem etkin hem de uygulanabilir olması üzerinde durulmuştur. Önerilen yöntemlerden biri mevcut yapılardaki yetersiz kaynakların olabildiğince kaldırılması ve buralara yeniden ve daha yüksek sertlikte elektrodlar kullanılarak kaynakların güçlendirilmesi; bir diğeri ise kiriş flanşlarına yeni levhalar eklenerek kiriş uçlarının moment taşıma güçlerinin artırılması ile kiriş uçlarındaki gerilmelerin daha düşük bir düzeyde tutulması olmuştur [17].



Şekil 1.31: Kirişlerin Ek Plaka ile Güçlendirilmesi [17]

Plaka eklemenin ek yerinde sağlayacağı davranış iyileşmesinin etkinliğinin araştırıldığı deneylerde iki farklı levha ekleme yöntemi kullanılmıştır (Şekil 1.31-A). Bunlardan birinde kiriş başlığına kaynaklanan plaka, mevcut kirişin başlığıyla birlikte kolon başlığına kaynaklanmıştır (Şekil 1.31-A). Diğerinde ise yalnızca kiriş başlığına kaynakla bağlanmış levha kolon başlığına kaynaklanmıştır (Şekil 1.31-B).

Her iki yöntemde de üst flanşın kaynaklandığı yerdeki bayrak sökülmemiş ve altına ek kaynakla güçlendirme yapılmıştır. Deney örneklerinde özellikle kaynak karşılama parçası konulmuştur. Yapılan deneylerde, bu takviye yönteminin etkili olduğu, daha büyük dönmelerin, 0.02 radyan değerinden büyük, gerçekleştiği gözlenmiştir. Başlığa eklenen levhanın bütün çevresinin köşe kaynaklı olması dikdörtgen levhaların yamuk levhalara göre daha iyi olduğu gözlenmiştir (Şekil 1.31-C) [17].

Kiriş başlığının kalınlaştırılması kırılmanın bu bölgenin dışında flanş takviye levhasının olmadığı bölgede mafsallaşma ve kiriş gövdesinde yanal burkulma oluşması ile gerçekleşmektedir. Kirişin başlığının rijitliğinin artırılması kiriş gövdesinin başlığa göre daha narin bir en kesitli olmasına ve burkulmaya daha çok eğilimli olmasına neden olmaktadır. Ayrıca kiriş ucundaki moment taşıma gücünün artması kiriş gövdesinin zorlanmasını da artırmaktadır. Kiriş başlığına eklenen levhanın kolon başlığına Şekil 1.31 (A) ya da Şekil 1.31 (B)'de gösterilen biçimde kaynaklanmasının davranışta bir farklılık yaratmadığı da gözlenmiştir.

1.7.2 Northridge Sonrası Testler ve Yeni Birleşim Detayı Örneklerinin Gelişimi

American Institute of Steel Construction (AISC), Northridge depremi sonrası yoğun bir test programı başlatmıştır. Bu programın amacı deprem sonrası yönetmelikten çıkarılmış olan alışlagelmiş moment aktaran birleşim detaylarının iyileştirilmesi için tavsiyeler üretmekti [10].

Yeterli bir sismik davranış için yeni birleşimlerin geliştirilmesinde mühendisler üç seçenek üzerinde yoğunlaşmışlardır. Bunlar [13]:

- (a) Eğilme momentine ve kayma kuvvetine sebep olan kuvvetleri tamamen yeni bir yöntemle saptamak ve böylece birleşimin her parçasının dayanımı, rijitliğini ve sünekliğini iyice anlaşılır ve kontrol edilebilir kılmak;
- (b) Birleşimde, dayanım, rijitlik ve süneklik değerleri bilinen bir sigorta tasarlayarak birleşimin diğer elemanlarını tahmin ya da kabul edilemeyen davranıştan korumak;
- (c) Sismik davranışları zayıf, ya da belirsiz olan birleşim elemanlarını güçlendirmek veya dayanım ve süneklik ihtiyacının, davranışı bilinen başka noktalara taşındığından emin olmak.

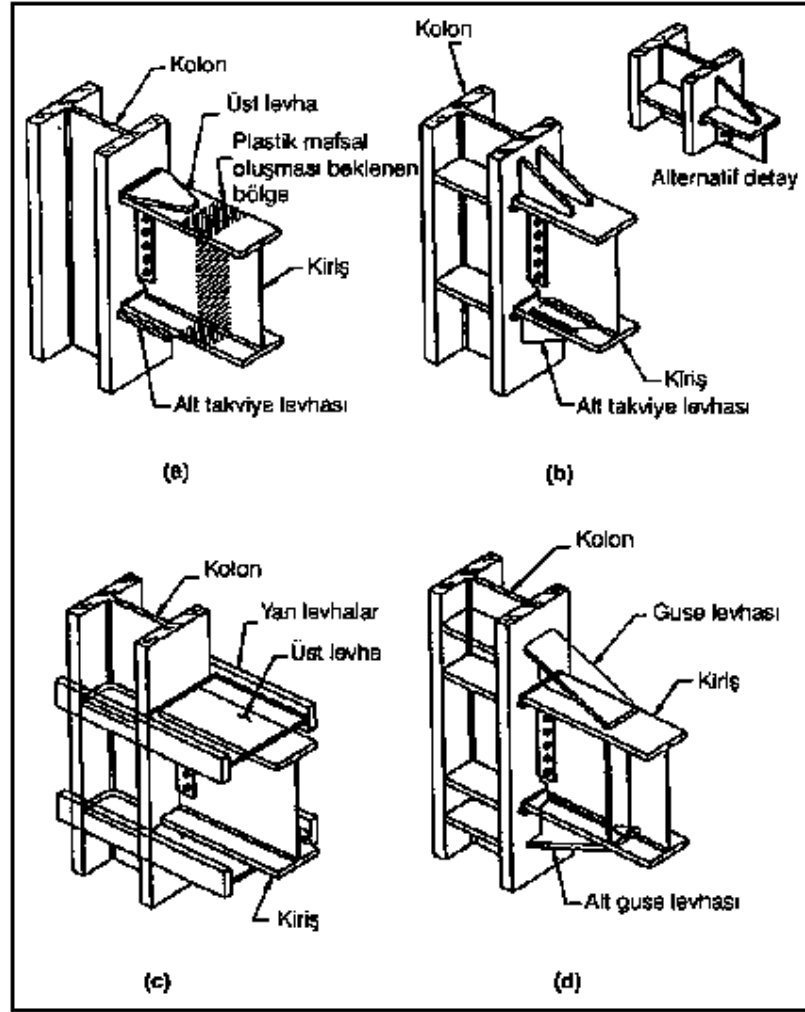
Bu üç seçeneğin çeşitli kombinasyonları kullanılarak yeni birleşimler tasarlanmıştır. Stratejiler çoğunlukla, her birleşim tipinin akma mekanizmasının ve göçme durumunun tam olarak anlaşılabilmesini gerektirmektedir. Çünkü akma mekanizması ve göçme durumları, birleşimin dayanımını ve sünekliğini belirlemektedir. Akma mekanizması dayanımı, akmanın başladığı ve ilk rijitlik değişiminin beklendiği moment değeridir. Akma mekanizmaları sonucu, önemli plastik dönme, rijitlik değişimi ve enerji yutulması oluşur. Çoğu birleşimin bir kaç tane akma mekanizması vardır ve en düşük dayanımlı akma mekanizması elastik

olmayan şekil değiştirmeyi kontrol eder. Bunun yanında, eğer bütün akma mekanizmalarının dayanımı, birleşimin kritik göçme durumu dayanımından küçükse, bütün akma mekanizmaları, oluşan açısız deformasyon (θ)'a katkıda bulunabilir. İyi bir sismik performans için, birden fazla sayıda mekanizmanın olması tercih edilir. Pek çok birleşimde değişik mekanizmalardan katkı alabilmek için denge durumlarına ihtiyaç duyar. Bu denge durumları, en çok istenilen akma mekanizmasının ilk önce gerçekleşmesini; istenmeyen durumun ise geciktirilmesini veya tamamen önlenmesini sağlar [13].

Bu bağlamda Teksas Üniversitesi araştırmacıları, kolon kiriş birleşimlerine tekrarlı eğilme momenti ve kesme kuvveti altında testler uygulamışlardır. Test numunelerinin hazırlanması sırasında araştırmacılar, kaynak işçiliğinin kalitesi ve birleşim tasarımının kalitesi konusunda yoğun gayret sarfetmişlerdir. Test programı çerçevesinde dokuz farklı kolon-kiriş birleşim tasarımı kullanılmıştır. Standart, başlıklardan kaynaklı gövdeden bulonlu detayların yanı sıra, tümüyle kaynaklı kolon-kiriş birleşimleri ve Şekil 1.32'de de görülen başlık levhaları ile takviye edilmiş olanları da göz önünde tutulmuştur [18].

Kiriş başlıklarından kaynaklı ve gövdeden bulonlu numunelerle (Bknz. Şekil 1.30-a) tamamen kaynaklı numuneler çok yetersiz bir performans göstermiştir. Bu numuneler, inelastik yüklemenin başlangıcında ve hedef plastik dönmenin gerçekleşmesini hemen takiben aniden gevrek kırılma yapmışlardır. Bu kesinlikle istenmeyen bir durumdur. Dolayısıyla, bu numuneler hazırlanırken kaynak kalitesine çok dikkat edilmiş olup Northridge depremindeki yetersiz performansın sadece kötü kaynak işçiliğine atfedilmesinin çok da gerçekçi olmadığı, tasarım eksikliğinin de bulunduğu aşikârdır [17].

Başlık levhaları ile takviye edilmiş kolon-kiriş birleşimlerinin çoğu (Bknz. Şekil 1.32) çok iyi elastikötesi performans göstermiştir. Ancak, bunlardan ikisi düşük plastik dönme seviyelerinde gevrek kırılmaya maruz kalmışlardır. Biri, kolon başlığına başlık levhalarını bağlayan kaynaklardan üst başlıkta yer alanlarında, kaynak-kolon başlığı birleşim arayüzü yakınında meydana gelen gevrek kırılma ile ani olarak yük taşıma kapasitesini kaybetmiştir. Diğer numune ise alt kiriş başlığının kolon başlığına birleşiminde ani gevrek kırılma yaparak yük taşıma kapasitesini kaybetmiştir. Gevrek kırılmanın tümüyle kolon başlığı elemanında olduğu görülmüştür [17].



Şekil 1.32: Güçlendirilmiş Moment Aktaran Kolon-Kiriş Birleşim Detayı Önerileri [18]

1.7.3 Sonuçlar ve Northridge Sonrası Çözüm Önerileri

Yukarıda ifade edilen test programı neticesinde moment aktaran kolon-kiriş birleşimleri için süneklik düzeyi yüksek detaylar üretme safhasında elde edilen sonuçlar maddeler halinde aşağıdaki gibi özetlenebilir. Buna göre [10,17]:

- (a) Moment taşıyan çelik çerçeveli yapıların kolon-kiriş birleşim yerlerinde 1994 Northridge depreminde olan çatlaklar çelik yapıların yalnızca malzemenin çelik olması ile kendiliğinden depreme dayanıklı oldukları savının doğru olmadığını göstermiştir. Nasıl betonarme yapı elemanlarının depreme dayanıklı olması için özel koşullar gerekiyorsa, çelik yapıların da birleşim yerlerinin depreme dayanıklı olması için özel koşullar gerekmektedir. Bu nedenle çelik yapı için, yalnızca düşey yükler ve düşük yükleme hızlarında denenmiş çelik yapı

elemanları davranışından çıkarılmış kurallar depreme dayanıklı çelik yapılar için yetmemektedir.

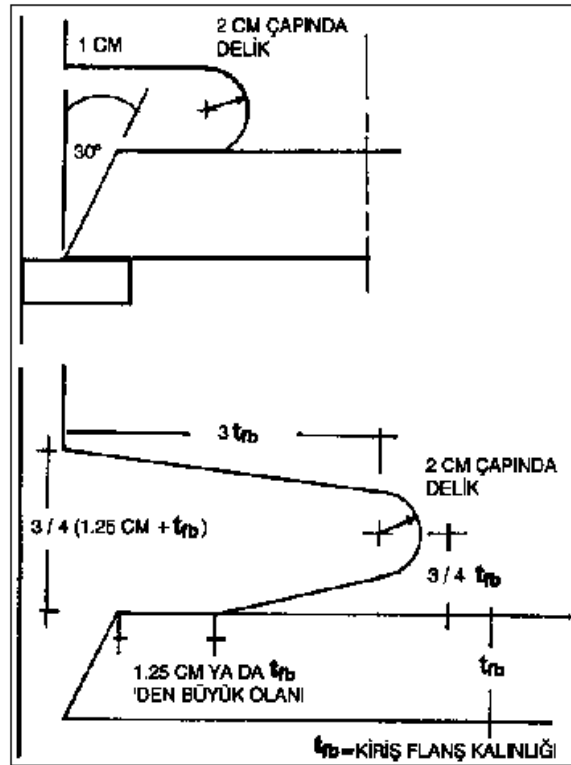
- (b) Kaynakların dinamik yükler altında davranışları ve fiziki yapıları nedeni ile sünek olamayabilecekleri ortaya çıkmıştır. Bu nedenle kaynakların çatlamaya karşı direnci büyük olan yüksek sertlikte kaynak elektrodları kullanılarak yapılması gerektiği anlaşılmıştır.
- (c) Kiriş ve kolonlardaki plastik moment taşıma güçlerine ulaşabilmek için kaynaklardaki gerilmelerin daha düşük olması ya da kaynak malzemesinin daha yüksek dayanımlı olması gerektiği de kanıtlanmıştır.
- (d) Kolon panel bölgesinin durumu da tasarımda önemlidir. Kiriş flanşında ulaşılan büyük kuvvetler, kolon panel bölgesini zorlamaktadır. Kolona gelen etkilerin artması kolon elemanı başlığında ve panel bölgesinde büyük gerilme ve kırılmalara yol açmaktadır.

Bu noktada moment aktaran çelik çerçevelerde görülen problemleri çözmek amacıyla oluşturulan çalışma grupları, temel olarak 3 farklı çözüm tekniği üzerine yoğunlaşmışlar ve aşağıda maddeler halinde özetleyebileceğimiz çözüm önerilerini getirmişlerdir. Bunlar,

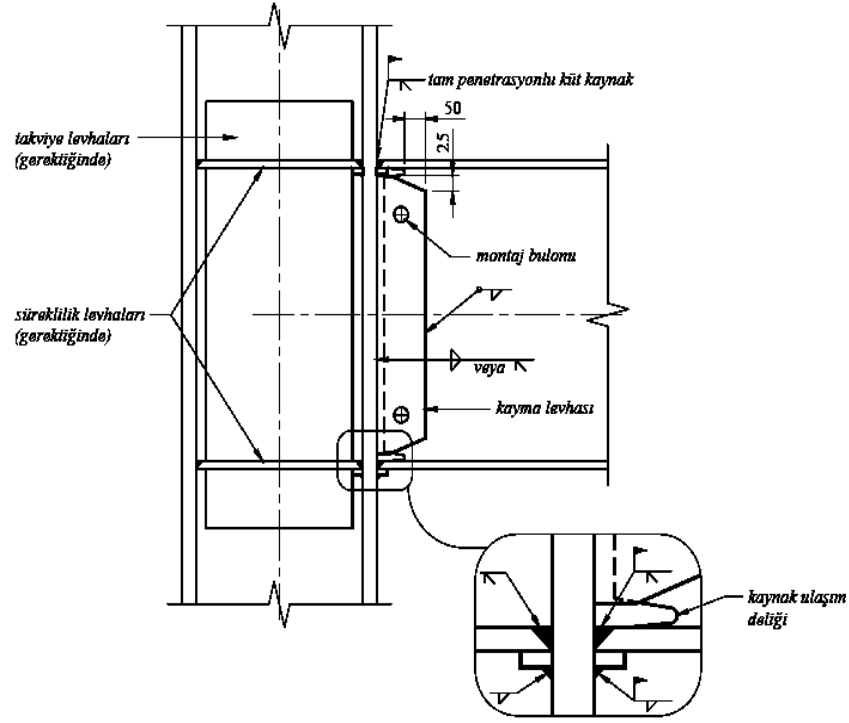
- (a) Birleşimlerin yük taşıma kapasitelerinin artırılması suretiyle, kiriş – kolon birleşiminde kiriş başlığında oluşan gerilme düzeyini azaltmak,
- (b) Kolon yüzünde oluşan kiriş eğilme momentini ve dolayısıyla yük taşıma kapasitesini azaltarak deformasyonları kontrol altında tutmak,
- (c) Kiriş-kolon birleşim yerlerinde hedeflenen minimum 0.03 oranında açısal deformasyonun sağlanması ya da 1994 Northridge depreminde gözlenen davranıştan daha iyi davranış için,
 - ◆ Daha yüksek dayanımda kaynak elektrotu kullanılması,
 - ◆ Kaynak yuvalarının uygun biçimlerde, gerilme birikimine yol açmayan biçimlerde yapılması (Bknz. Şekil 1.33),
 - ◆ Kaynak işçiliğinin sıkı kontrolü ile yapım hatalarının en aza indirilmesi gerektiği,

- ◆ Kiriş elemanı başlık kaynaklarında kullanılan kaynak karşılama parçalarının alt başlıkta montajdan sonra sökülmesi ve yerlerine temizlikten sonra köşe kaynak yapılması (Bknz. Şekil 1.34),
- ◆ Üst başlıkta ise kaynak karşılama parçaları sökülmeden altlarına kaynak yapılması önerilmektedir.

Sonuç olarak kullanılan kolon-kiriş birleşim yeri ayrıntısında kirişte oluşan etkilerin kaynak ile kolon flanşına, kolon panel bölgesine ve kolon berkitme levhalarına aktarılmasında oluşan kuvvetlerin yeterli bir biçimde taşındığı ve aktarıldığının hesaplanması gerekmektedir. Kaynak işçiliğinin kalitesinin yüksek olması da yüksek düzeyde davranış için bir başka önemli noktadır.



Şekil 1.33: Önerilen Kaynak Yuvası Ayrıntıları [17]



Şekil 1.34: Önerilen Yeni Kaynaklı Birleşim Detayı Ayrıntıları [2]

Ayrıca, 2007-DBYBHY, Madde §4.2.3'de malzeme koşulları olarak belirtilen şu hususlara dikkat edilmelidir [10]:

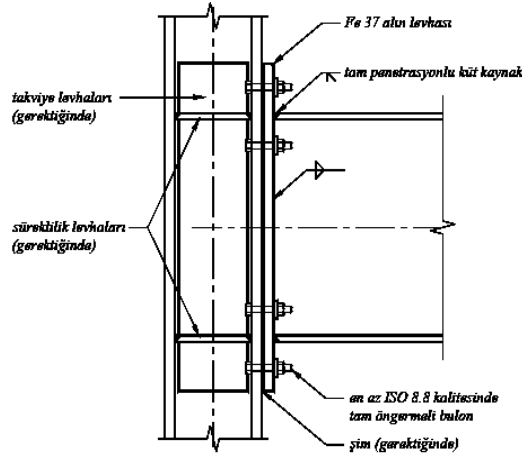
- Gevrek kırılma riskine karşı, başlıklarının et kalınlığı en az 40 mm olan hadde profillerinde, kalınlığı en az 50 mm olan levhalar ve bu levhalar ile imal edilen yapma profillerde, ASTM A673 veya eşdeğeri standartlar uyarınca yapılan testlerde minimum Charpy-V-Notch (CVN) dayanımı (*Çentik Dayanımı*) değeri 21,8°C'de 27 Nm (27 J) olacaktır.
- Deprem yükleri etkisindeki elemanların birleşim ve eklerinde kullanılacak bulonlar ISO 8.8, 10.9 veya daha yüksek kalitede olacaktır. Bu bulonlar, moment aktaran birleşimlerde kendilerine uygulanabilecek öngerme kuvvetinin tümü ile, diğer birleşimlerde ise en az yarısı ile öngerilecektir. Deprem yükleri etkisinde olmayan elemanların birleşim ve ekleri ile temel bağlantı detaylarında ISO 4.6 ve 5.6 kalitesinde bulonlar kullanılabilir.
- Kaynaklı birleşimlerde çelik malzemesine ve kaynaklama yöntemine uygun elektrod kullanılacak ve elektrodun akma dayanımı birleştirilen malzemelerin akma dayanımından daha az olmayacaktır. Moment aktaran çerçevelerin kaynaklı kolon-kiriş birleşimlerinde tam penetrasyonlu küt kaynak veya köşe

kaynağı dikişleri kullanılacaktır. Bu kaynaklarda kullanılan elektrodun minimum Charpy-V-Notch (CVN) dayanımı (*Çentik Dayanımı*) $-29,8^{\circ}\text{C}$ 'de 27 Nm (27 J), $+21^{\circ}\text{C}$ 'de 54 Nm (54 J) olacaktır.

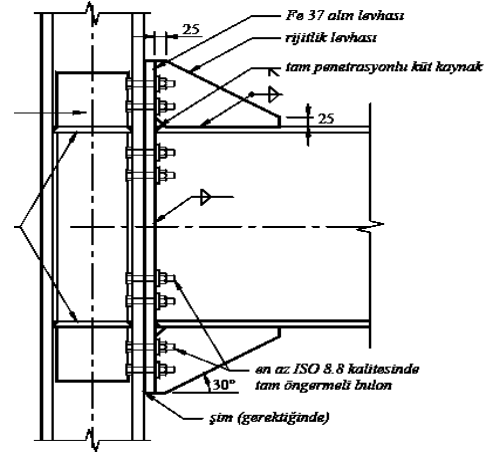
- (d) Hadde profillerinde boyun bölgesinin (k bölgesi) düşük kırılma dayanımına sahip olması nedeniyle bu bölgede kaynak işlemi uygulanmasından kaçınılmalıdır.
- (e) Uygun kaynak malzemesi seçilmelidir. Birleştirilen çelik malzemesinin çekme mukavemetinden belirgin şekilde daha az çekme mukavemetine sahip kaynak malzemesinin kullanılmaması tavsiye edilmektedir. Kolon başlığına birleşim için kullanılan derin nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişi için kullanılan kaynak malzemesinin akma sınır gerilmesi ve çekme mukavemeti, kaynaklanan kiriş başlığınıninkiyle yaklaşık olarak aynı veya biraz daha büyük olmalıdır.

Yukarıda ifade edilen çözüm önerileri altında günümüze kadar yapılan ar-ge çalışmaları neticesinde, yüksek süneklikli moment aktaran çelik çerçeve sistemlerinin kolon-kiriş birleşimleri için geliştirilmiş olan kaynaklı ve bulonlu birleşimlerden Türk Deprem Şartnamesi (DBYBHY-2007)'de de uygulanması zorunlu hale getirilen detaylar Şekil 1.35'de şematik olarak gösterilmiştir. Bu birleşim detaylarının "AISC 341-05 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings" isimli standardın öngördüğü en az 0.04 radyan plastik dönme kapasitesine sahip oldukları yapılan testlerle belirlenmiştir [19]. Bu tip kolon kiriş birleşimlerine ait bilgiler "FEMA 350 – Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Buildings (2000)" isimli raporda detaylı biçimde yer almaktadır [4]. Bu bağlamda ifade edilen birleşim detaylarına ait konstrüktif açıklamalar ve uygulamalı tasarım yöntemi bu çalışmanın 3. Bölüm'ünde örnek bina çözümü altında detaylı biçimde incelenmiştir.

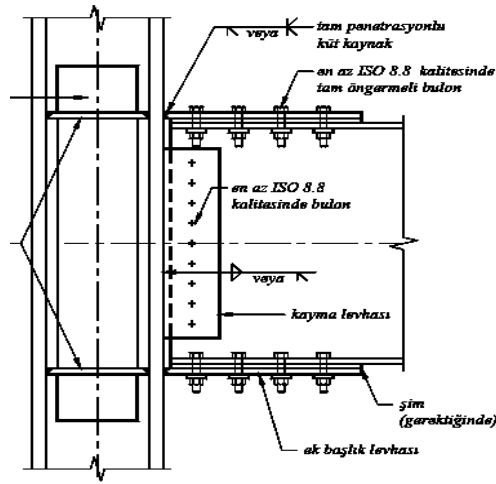
Şekil 1.35'de ifade edilen detaylar üzerinde yapılan testler neticesinde detayların sünek performansını ortaya koyan, çevrimsel yükler altındaki moment-açısız deformasyon eğrileri ise Şekil 1.36'daki gibi elde edilmiştir [17].



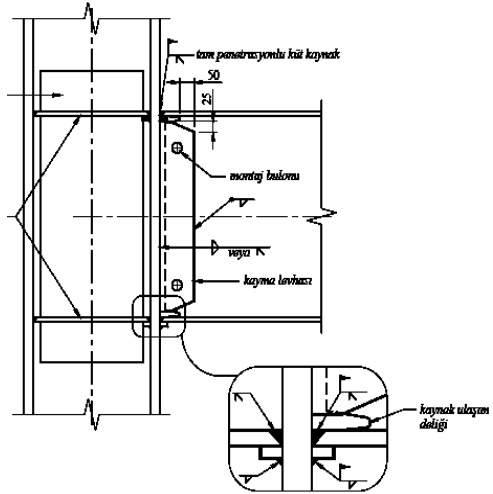
a) Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı



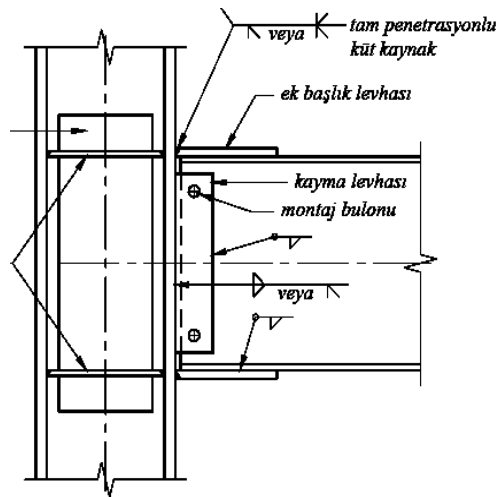
b) Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim



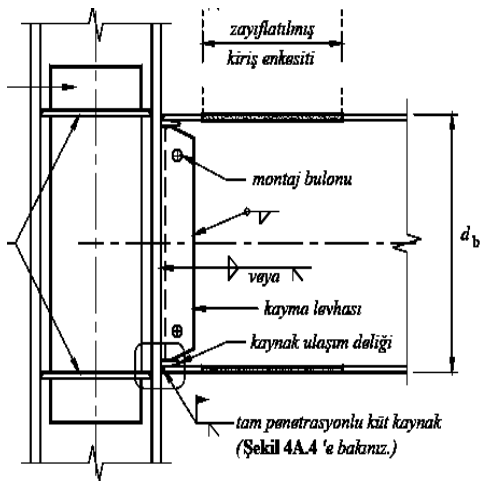
c) Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı



d) Standart Kaynaklı Birleşim Detayı

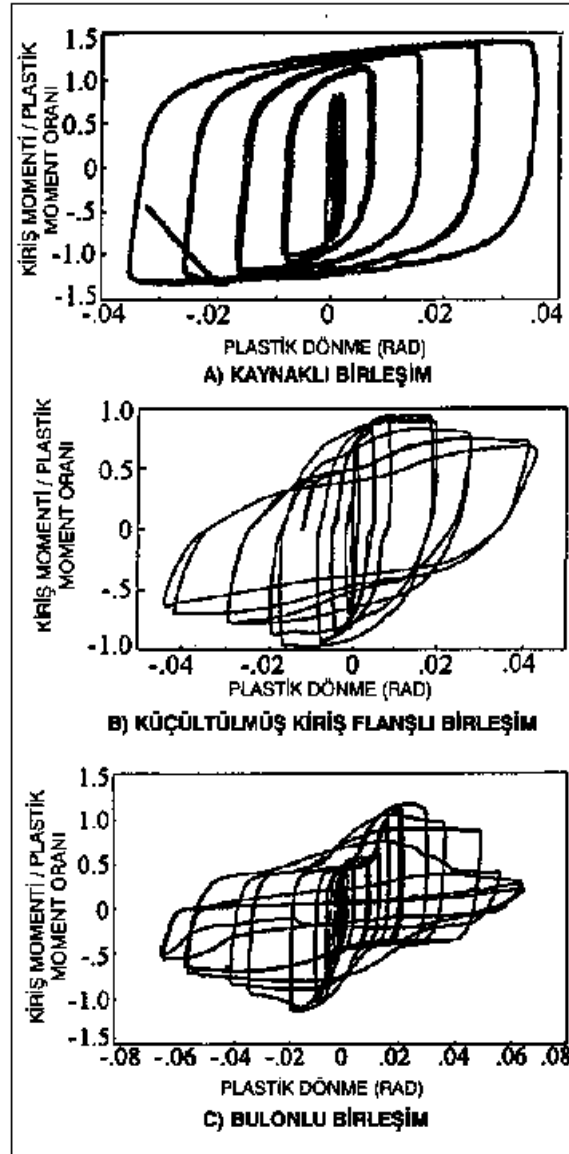


e) Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim



f) Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim

Şekil 1.35: Kolon Kiriş Birleşim Bölgesi Detay Tipleri [2]



Şekil 1.36: Değişik Birleşim Ayrıntılarının Tipik Moment-Dönme Histeresis Eğrileri

Şekil 1.36'daki moment-açısal deformasyon eğrileri incelendiğinde tüm birleşimlerin yönetmeliklerde öngörülen minimum açısal deformasyonların üzerine çıktıkları ve dolayısıyla sünek performans gösterdikleri açıkça görülmektedir. Bununla birlikte kaynaklı birleşimlerin tersinir yükler altında daha az zayıflayan ve her bir yükleme devresinde taşıma gücünde çok az miktarda kayıp olan bir davranış gösteren bulonlu birleşim detaylarına nazaran daha iyi performans gösterdikleri göze çarpmaktadır.

1.8 2007-Türk Deprem Yönetmeliği “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik” Bölüm 4, Çelik Binalar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kurallarında Başlıca Yenilik ve Revizyonlar

1997 yılı itibariyle yürürlükte olan Türk Deprem Yönetmeliği “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik – ABYYHY”in çelik yapılar bölümü incelendiğinde, sismik aktif bölgelerdeki ülkelerin bu yöndeki yapı standartlarının bir hayli gerisinde olduğu ve ihtiyaca kesinlikle cevap vermediği rahatlıkla görülmektedir. Bu noktada, 2003 senesi başı itibariyle T.C. Bayındırlık Bakanlığı öncülüğünde, üniversitelerin değerli öğretim görevlilerinin oluşturduğu çalışma grubu bu yöndeki ihtiyaca cevap verebilmek adına kapsamlı çalışmalar yapmışlardır. Bu çalışmalar neticesinde, 2007 yılı başı itibariyle resmi olarak yürürlüğe giren “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik”in çelik binalarla alakalı 4. Bölüm’ü incelendiğinde bu yöndeki ihtiyaca cevap verecek gerekli revizyonların yapıldığı görülmektedir.

Bu bölümde yukarıda ifade edilen başlıca yenilik ve revizyonlar maddeler halinde kısaca verilecektir. Tez çalışmamızın konusu olan moment aktaran çelik çerçeve sistem detaylarıyla alakalı, örnek çözüm yapılan bina hesap adımlarında ilgili bölümlerle alakalı açıklamalar, daha sonra bu çalışmanın 3. Bölüm’ünde detaylı biçimde yapılacaktır. Bu noktada 2007-DBYBHY, Bölüm §4’te ifade edilen çelik binalar için depreme dayanıklı tasarım kurallarında başlıca yenilik ve revizyonlar şunlardır :

- (a) Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı perdelerin tanımlanması (Madde §4.6).
- (b) Merkezi çaprazlı perdelerde, R taşıyıcı sistem davranış katsayısı için yeni değerlerin öngörülmesi (Tablo 2.5)
- (c) Taşıyıcı sistemleri her iki deprem doğrultusunda farklı olan binalarda, her iki doğrultuda farklı R katsayıları kullanılmasına olanak sağlanması (Madde §4.2.1.3)
- (d) Düşey doğrultuda farklı taşıyıcı sistemler içeren çelik veya betonarme-çelik karma binalarda, farklı R katsayıları kullanılmasına olanak sağlanması (Madde §4.2.1.4).
- (e) Arttırılmış deprem yükleri ve (Ω_0) büyütme katsayıları (Madde §4.2.4 ve Tablo 4.2).

- (f) Yapı elemanlarının iç kuvvet kapasiteleri ve birleşim elemanlarının gerilme sınır değerlerinin tanımı (Madde §4.2.5). (Bknz. Bölüm 3)
- (g) Süneklik düzeyi yüksek ve normal sistemlerde enkesit koşulları (Tablo 4.3).
- (h) Basınç kuvveti etkisindeki çubuklarda narinlik koşulu (Madde §4.6.1.2 , §4.7.1.2 ve §4.8.1.2).
- (i) Süneklik düzeyi yüksek merkezi çaprazlı perdelerde yatay yüklerin dağılımı (Madde 4§.6.2)
- (j) Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler ve tasarım kuralları (Madde §4.8).
- (k) Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerde bağ kirişlerinin tasarımı (Madde §4.8.2).
- (l) Çelik çerçevelerde kiriş-kolon birleşim bölgesi tasarımı ve kayma bölgesine ilişkin koşullar (Madde §4.3.4 ve §4.4.2). (Bknz. Bölüm 3)
- (m) Merkezi çelik çaprazlı perdelerde özel çapraz düzenleri için ek koşullar (Madde §4.6.4).
- (n) Kapasite tasarımı kavramına açıklık getirilmesi (Madde §4.3.4 ve §4.4.2). (Bknz. Bölüm 3)
- (o) Kapasite hesaplarında arttırılmış akma gerilmelerinin ($D_a \times \sigma_a$) kullanılması (Madde §4.2.3.6 ve §Tablo 4.1). (Bknz. Bölüm 3)
- (p) Sadece çekme kuvveti taşıyacak şekilde hesaplanan çubuklarda narinlik koşulu (Madde §4.7.1.4).
- (q) Yeterli süneklik koşullarını sağlayan kiriş-kolon birleşim detayları örnekleri (Bilgilendirme Eki 4A).
 - i. Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin moment aktaran kolon-kiriş birleşimlerinde kullanım koşulları. (Bknz. Bölüm 3)
 - ii. Süneklik düzeyi normal çerçevelerin moment aktaran kolon-kiriş birleşimlerinde kullanım.

2. HER İKİ DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇERÇEVELERDEN OLUŞAN 4 KATLI OFİS BİNASI'NIN UBC-1997 YAPI ŞARTNAMESİ UYARINCA TASARIMI ve FEMA-267 / FEMA-350 YÖNETMELİKLERİ DOĞRULTUSUNDA KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM NOKTASI DETAY TEŞKİLİ

Tez çalışmasının 2. bölümü, daha evvel 1. bölümde teorik gelişim süreci genel hatlarıyla özet biçimde açıklanmış olan moment aktaran çelik çerçeve sistemleri için testler neticesinde çevrimsel yükler altında *0,04 radyan Göreli Kat Ötelenme Açısı'nı* sağladığı belirtilen sünek birleşim detaylarının gelişim sürecinin doğru algılanabilmesi ve çalışmanın asıl amacı olan 3. Bölüm'ün alt yapısı olması için yapılan hazırlık çalışması niteliğindedir. Bu doğrultuda Bölüm 2.1'de plan ve görünüşleri mevcut çelik yapı, FEMA 140 (Guide to Application of the 1991 NEHRP Recommended Provisions in Earthquake-Resistant Building Design / 1991 NEHRP Uyarınca Tavsiye Edilen Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı Uygulama İlkeleri) örneklem dokümanında Örnek 4.2 olarak çözümlemesi yapılan 7 katlı ofis binasının revize edilmiş halidir [20]. Yapı revizyon sonucunda üç normal kat, bir çatı katı ve tesisat katından oluşan, taşıyıcı sistemi 1,6,A,C,F ve H akslarında Yüksek Süneklikli Moment Çerçevesi olan ofis binası olarak tasarlanmıştır. Yapının yatay stabilitesi göz önünde bulundurularak, moment çerçevelerinin yeterli olabilmesi için normal katlarda rijid diyafram kabulü yapılmıştır. Yapıdaki rijid diyafram davranışı kompozit döşeme olarak tasarlanan kat döşemesi vasıtasıyla sağlanacaktır.

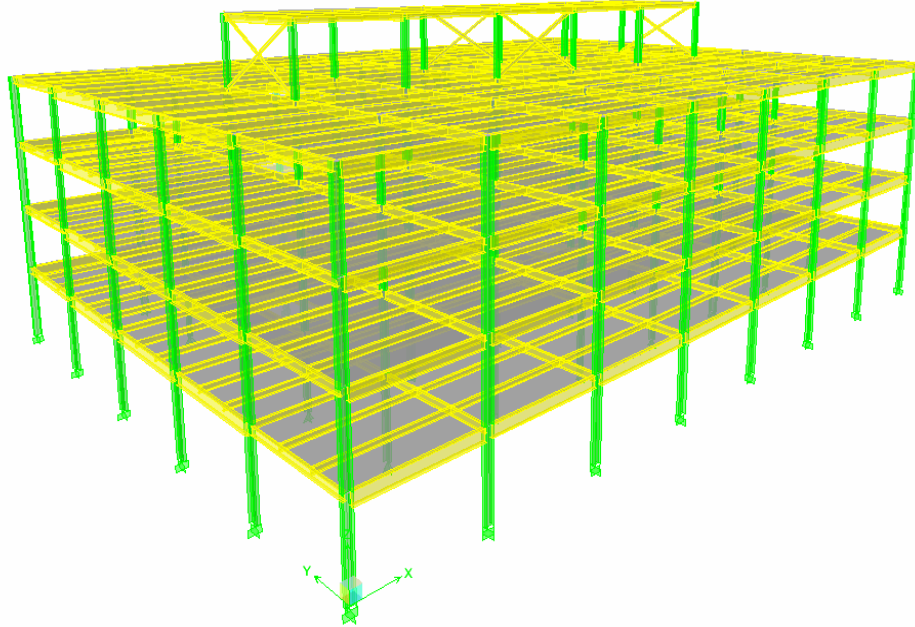
Bu bölümde binanın tasarımı ve çelik taşıyıcı elemanların analizi için Amerikan Yapı Şartnamesi UBC–1997 (Uniform Building Code) yönetmeliği ilkelerinin tatbiki gösterilmiştir. Moment aktaran kolon-kiriş birleşim bölgesi detaylandırılmasında ise UBC-1997'nin gereksinimleri yanında FEMA–267/267A ve FEMA–350 yönetmeliklerinin metodolojisi tatbik edilmiştir.

2.1 Sistem

Bu bölümde, üç boyutlu genel sistem görünüşü ve bilgisayar hesap modeli Şekil 2.1'de, normal kat sistem planı Şekil 2.2'de, tipik sistem enkesitleri Şekil 2.3 ve Şekil 2.4'de verilen dört katlı çelik ofis binasının UBC–1997 yönetmeliği uyarınca

tasarımına ait başlıca sonuçlar ile moment aktaran çelik çerçeve taşıyıcı kolon ve kiriş elemanlarının boyutlandırma ve detay hesapları açıklanacaktır. Bununla birlikte kolon-kiriş birleşim noktasının FEMA–350 yönetmeliği Bölüm §3.5.5’de konstrüktif detayları ve hesap adımları mevcut zayıflatılmış kiriş enkesitli kaynaklı birleşimi, belirtilen hesap metodolojisi uyarınca teşkil edilecektir.

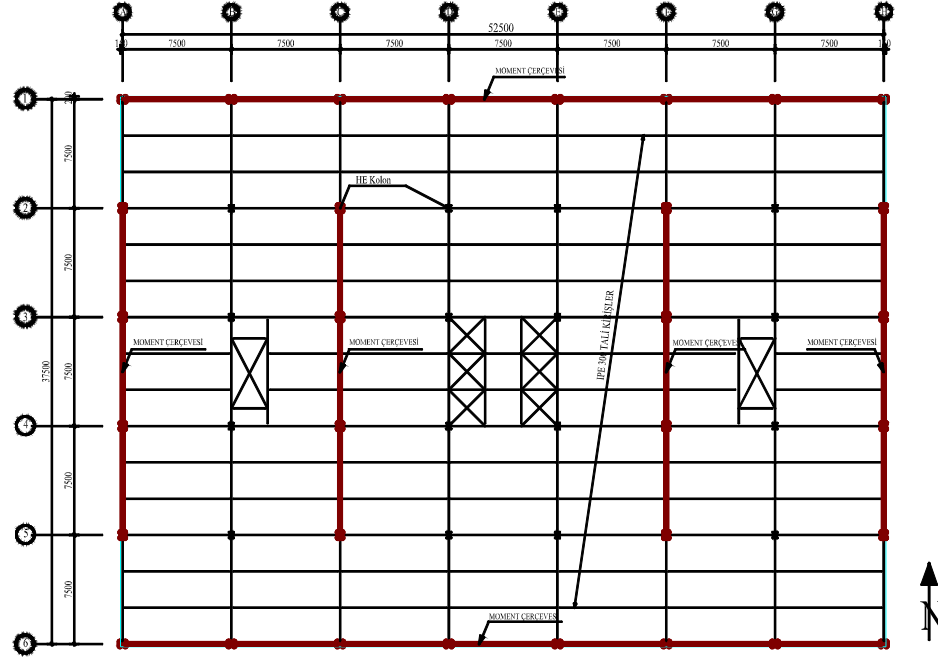
Binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, UBC–1997, Madde (§1629.6)’da tanımlanarak ilgili tasarım koşulları verilen, sünelik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen ve trapez profilli sac levhalar üzerinde, yerinde dökme betonarme olarak inşa edilen kompozit döşeme sisteminden meydana gelmektedir. Düzlemi içinde rijit diyafram oluşturan betonarme döşemenin çelik kirişlere bağlantısı için, boyutları ve yerleşimi konstrüktif olarak seçilen kayma çivilerinden (stud) yararlanılmıştır. Bu örnekte, moment aktaran çelik çerçeve taşıyıcı kiriş elemanlarının düşey yükler altında, betonarme döşeme ile birlikte kompozit olarak çalışması hesaba katılmamaktadır.



Şekil 2.1: Genel Sistem Görünüşü ve Bilgisayar Hesap Modeli (UBC–1997)

Taşıyıcı sistemde planda ve düşeyde aks aralıkları 7,50 mt. olup, 2.5 mt. aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişler, ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmaktadır. Akslardaki ana çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantısı moment aktaran kirişler için

kolonların zayıf eksenleri doğrultusunda mafsallı, kuvvetli eksenleri doğrultusunda rijit olacaktır. Akslardaki moment aktarmayan ana kirişlerin tasarımı ikincil kirişler gibidir. Kolonların ± 0.00 kotunda, temele ankastre olarak mesnetlendiği düşünülmüştür.



Şekil 2.2: Tipik Kat Çerçeve Yerleşim Planı (UBC-1997)

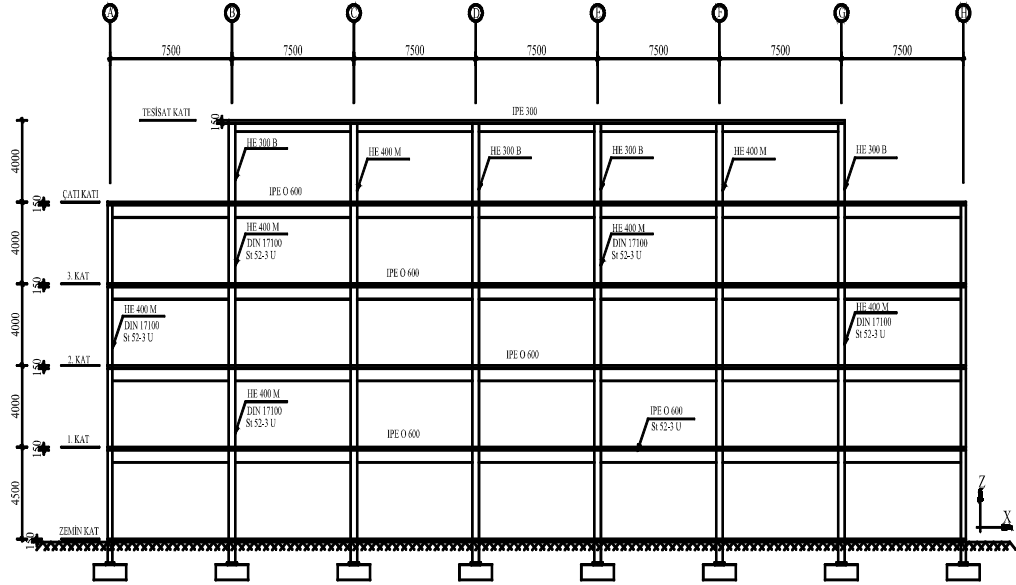
Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları ARBED kataloğunda da mevcut olan Avrupa norm profilleri (kirişler için IPE, kolonlar için HE profilleri) kullanılarak boyutlandırılacaktır.

Sistemin tasarımında St52(Fe52) yapı çeliği kullanılması öngörülmektedir. Bu bölümde çelik yapı malzemesinin özellikleri ile ilgili olarak, UBC–1997, Madde §2213.4 geçerlidir.

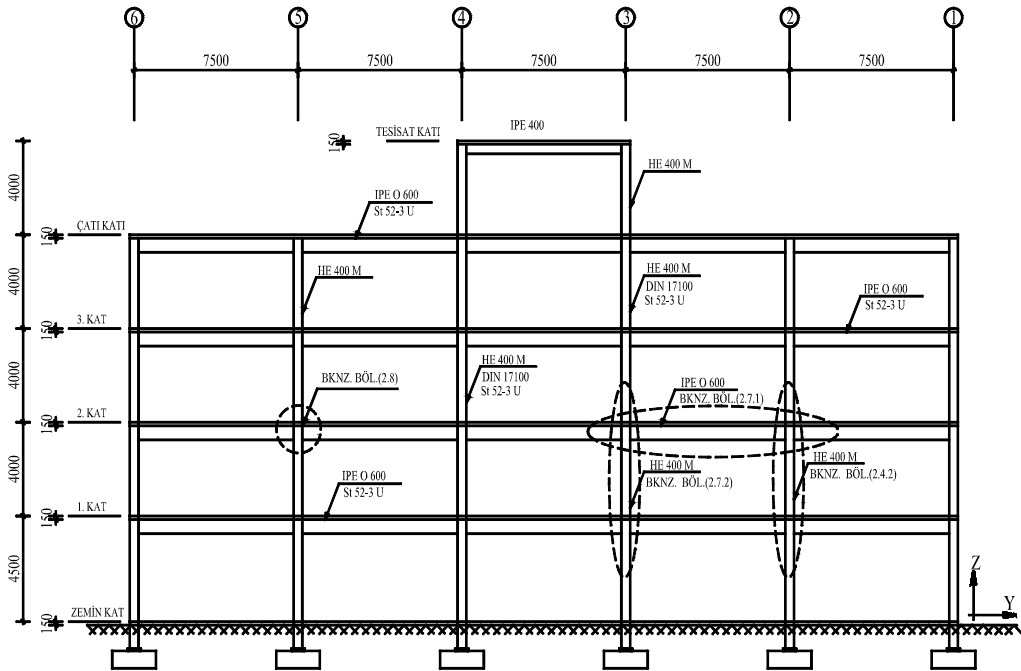
AISC 341–05 standardı uyarınca St52 yapı çeliğinin akma gerilmesi $\sigma_a = 355 \text{ N/mm}^2$ olarak göz önüne alınmıştır.

Not : 1) Bu bölümde yalnızca [3], [4], [5], [20] ve [22] numaralı kaynaklardan yararlanılmış olup ilgili kısımlarda bu kaynaklara atıfta bulunulduğundan her adımda referans verilmemiştir.

2) (§) işareti yönetmeliklerde belirtilen maddeleri simgelemektedir.



Şekil 2.3: (Kuzey-Güney/X) İstikameti Yan Görünüş (UBC-1997)



Şekil 2.4: (C) Aksı Moment Çerçevesi Görünüşü (UBC-1997)

2.2 Yük Analizleri

Ofis binasının tasarımına esas teşkil edecek tasarım yükleri Tablo 2.1’de özetlenmiştir.

Tablo 2.1: Yapı Tasarım Yükleri

Yük Durumu (kg/m ²)	SABİT YÜKLER			
	Tesisat Katı	Çatı Katı (iç)	Çatı Katı (dış)	Normal Kat
Kaplama	0	20	0	20
Çatı Kaplama Malzemesi	25	0	25	0
Kompozit Betonu (Hafif)	210	210	210	210
Yalıtım Malzemesi	15	0	15	0
Tavan Kaplaması	15	15	15	15
Tesisat Yükü	20	25	20	25
Mekanik Ekipman Yükü	0	7.5	7.5	0
Çelik Taşıyıcı Eleman Yükü	40	40	40	50
Bölme Duvar Yükü	0	50	0	50

TOPLAM L YÜKLER (kg/m ²)	325	367.5	332.5	370
Cephe Kaplaması Yükü (kg/m ²)	75	75	75	75

Not: Cephe Kaplaması Yükü Bina Cephesi Dış Duvar Sistem Ykdr.

Yük Durumu (kg/m ²)	HAREKETLİ YÜKLER			
	Tesisat Katı	Çatı Katı (iç)	Çatı Katı (dış)	Normal Kat
Hareketli Yük	100	150	100	400
Kar Yükü	75	0	75	0

2.3 Yapının İnşa Edileceği Bölgeye Ait Sismik ve Geoteknik Veriler

UBC 1997 yönetmeliği tasarım kriterleri uyarınca :

Yapı Kullanım Kategorisi : Özel Kullanıma Yönelik Yapı (§1629.2, Tablo 16-K)

Yapı nem Katsayısı : I=1.0 (Tablo 16-K)

Zemin Sınıfı : S_D (Sıkı Zemin) (§1629.3, Tablo 16-J)

Sismik Bölge : 4. Bölge (Zone 4) (§1629.4.1, Tablo 16-I)

Sismik Bölge Katsayısı : $Z=0,40$ (§1629.4.1, Tablo 16-I)

Sismik Aktif Fay Tipi : (C) Tipi Aktif Fay (§1629.4.2, Tablo 16-U)

(C) Tipi Faylar: Büyük ölçekli depremler üretebilecek kapasiteye sahip olmayan, nispeten düşük oranda depremsel aktiviteye sahip Fay Tipi.

Sismik Aktif Fay'a Uzaklık: 10 km

Sismik Aktif Bölgeye Yakınlık Katsayıları: $N_a=1,0$, $N_v=1,0$ (Tablo 16-S,16-T)

2.4 Tasarım Taban Kesme Kuvvetinin Hesaplanması (UBC–1997)

2.4.1 Yapıda Planda ve Düşey Doğrultuda Düzensizlik Kontrolü

Deprem yükü etkisine karşı davranışlarındaki olumsuzluklar nedeni ile tasarımından ve yapımından kaçınılması gereken düzensiz binaların tanımlanması ile ilgili olarak, planda ve düşey doğrultuda düzensizlik meydana getiren durumlar UBC 1997 yönetmeliğinde Madde §1629.5 başlığı altında incelenmiştir. Buna göre, §1629.5.3 maddesi uyarınca Tablo 16-L ve Tablo 16-M'de belirtilen durumlar yapıda mevcut ise bu yapı düzensiz yapı kategorisine girmektedir.

(Tablo 16-L) Uyarınca Düşey Düzensizlikler'in İncelenmesi :

Tablo 16-L'nin özetle incelenmesi neticesinde yapıda düşey düzensizlik mevcut olmadığı görülmektedir. Yapının tüm katlarında yanal rijitliği aynı olan sabit taşıyıcı elemanlar mevcut olup yumuşak kat mevcut değildir. Bununla beraber taşıyıcı moment çerçevelerinde herhangi bir süreksizlik ve antisimetrik durum mevcut değildir. Yapıda düşey çıkmalar yoktur ve kütle tüm katlarda benzer dağılımdadır.

(Tablo 16-M) Uyarınca Yatay Düzensizlikler'in İncelenmesi :

Tablo 16-M'nin özetle incelenmesi neticesinde tipik kat planı ve kütle dağılımı da göz önüne alındığında yapıda burulma düzensizliği meydana getirecek katlar arasında göz önüne alınan eksantrik yatay yükleme doğrultusunda 1.2 misli farkla ötelenme olmadığı görülmüş olup burulma düzensizliği meydana gelmediği görülmüştür. Yapı taşıyıcı elemanları ve moment çerçeveleri simetrik tasarlanmış olup, planda dikdörtgen olan yapının her iki boyutunda da %15 farkla köşeli çıkma mevcut değildir. Bununla beraber katlarda mevcut kompozit döşeme ile sağlanan rijit diyaframda süreksizlik mevcut değildir.

2.4.2 Yapı Taşıyıcı Sisteminin Tanımlanması ve Sismik Parametreler

UBC-1997, Madde §1629.6 uyarınca yapı, yatay yüklerin Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Dayanımlı Çerçeve (SMRF-Special Moment Resisting Frame) tarafından taşınan moment çerçeve sistemine sahiptir. (Sistem Tipi 3.1 Tablo 16-N)

(Tablo 16-N) Uyarınca Sismik Tasarımda Kullanılacak Katsayılar :

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı : $(R) = 8,5$

Sismik yük faktörü : $(\Omega_0) = 2,8$

Sismik Bölge 4 için yapı yükseklik sınırı : $h_{\max} = \text{Limit yok}$

2.4.3 Deprem Yükleme Yönteminin Seçimi (§1629.8.3)

Yapı deprem hesabında kullanılacak yöntem olarak Eşdeğer Statik Deprem Yükleme Yöntemi seçilmiştir. UBC 1997 yönetmeliği uyarınca düzenli binalar için (240 ft $\approx$ 75 mt) yüksekliğe kadar izin verilmektedir.

2.4.4 Sismik Tepki Katsayıları C_a ve C_v 'nin Belirlenmesi (§1629.4.3)

4. Bölge Zemin Sınıfı S_D için;

$C_a = 0,44 \cdot (N_a) = 0,44$, $C_v = 0,64 \cdot (N_v) = 0,64$ (§1629.4.3 Tablo 16-Q, 16-R)

2.4.5 Yapı Doğal Titreşim Periyodu'nun Belirlenmesi (T - §1630.2.2)

Yapının sismik yükler altında analizi için gerekli olan yükleme doğrultularına ait birinci doğal titreşim periyodu yönetmelikte belirtilen iki metodun birbirine göre kıyaslanması neticesinde belirlenmektedir.

Metot A :

$$T = C_t (h_n)^{3/4} \quad (2-1)$$

$C_t = 0.0853$ (taşıyıcı sistemi sadece çelik çerçevelerden oluşan binalar)

$$T_A = 0,0853 \cdot (16,5)^{3/4} = 0,70 \text{ sn.}$$

Metot B :

Yapının matematik modeli üç boyutlu olacak biçimde, tüm taşıyıcı elemanların ve hesaba esas kütlelerin uygulamadaki hali ile (ETABS) statik analiz programı vasıtasıyla bilgisayarda oluşturulmasının ardından göz önüne alınacak kütlelerin tanımlanmasıyla her iki doğrultu için ayrı ayrı elde edilmiştir.

$w = g$ (ton) : Doğal titreşim periyodunun belirlenmesinde kullanılacak toplam ağırlık. UBC-1997 Madde §1630.1.1 uyarınca (w) için yalnızca ölü yüklerin katkısı (w=g) göz önüne alınması yeterli olacaktır.

$$T = 2\pi \sqrt{\left[\left(\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2 \right) \div \left(g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i \right) \right]} \quad (2-2)$$

Kuzey-Güney İstikameti (y) : $T_{BY} = 1,20$ sn.

Doğu-Batı İstikameti (x) : $T_{BX} = 1,14$ sn.

UBC-1997 yönetmeliği Madde §1630.2.2'de belirtildiği üzere Sismik Bölge 4 için Metot B ile elde edilen periyot değeri Eşdeğer Statik Yükleme Yöntemi'nin tatbikinde her iki yön için Metot A ile elde edilen değer %30'undan daha fazlasını aşmayacaktır.

Buna göre (K-G) ve (D-B) doğrultularında birinci doğal titreşim periyodunun maksimum değeri;

$$T_{BX} = T_{BY} = 1,3 T_A = (1,3) * 0,70 = 0,91 \text{ sn}$$

2.4.6 Tasarım Taban Kesme Kuvvetinin Belirlenmesi (V - §1630.2.1)

UBC-1997 yönetmeliği Madde §1630.2.1 uyarınca göz önüne alınan deprem yüklemesi doğrultusu için tasarım taban kesme kuvveti (V) :

$$V = \frac{C_v I}{R T} W = \frac{0,64 * (1,0)}{8,5 * (0,91)} * W = 0,0827 W \quad (2-3)$$

Bununla beraber taban kesme kuvveti şu değerden az olmamalıdır:

$$V = 0,11 C_a W I = 0,11 * (0,44) * (1,0) * W = 0,0484 W \quad (2-4)$$

Hesap edilen taban kesme kuvveti şu değeri aşmamalıdır :

$$V = \frac{2,5 C_a I}{R} W = \frac{2,5 * 0,44 * (1,0)}{8,5} * W = 0,129 W \quad (2-5)$$

Taban kesme kuvveti Sismik Bölge 4 için şu değerden de az olmamalıdır :

$$V = \frac{0,8 Z N_v I}{R} W = \frac{(0,8) * (0,4) * (1,0) * (1,0)}{8,5} * W = 0,038 W \quad (2-6)$$

Bu durumda, elde edilen tasarım taban kesme kuvveti UBC-1997, Madde §1630.2.1'deki gerekli tüm şartları sağlamaktadır.

♦ $V = 0.0827 W$

► Görüldüğü üzere Metot A ile hesaplanan periyot ($T = 0,70$ sn.) taban kesme kuvvetinin belirlenmesinde kullanılsa idi ($V = 0,108 W$) olacaktı. Metot A ampirik bağıntılara dayanmakta olup Metot B mertebesinde doğruluğa sahip olmadığı düşünülmektedir. Bununla beraber Metot B'nin konservatif olmayan kullanımından kaçınmak için yönetmelik bu değeri Metot A ile elde edilen değer 1,3 katı ile sınırlandırmaktadır. Bu sayede Metot B'ye nazaran azalan periyot değeri ile elde edilen taban kesme kuvveti nispeten artırılmış olup daha emniyetli tasarım yapılmasına olanak sağlamaktadır.

2.4.7 Tasarıma Esas Deprem Yüklerinin Belirlenmesi (§1630.1)

UBC-1997 yönetmeliği Madde §1630.1.1'de deprem yükleri aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır.

$$E = \rho E_h + E_v \quad (2-7)$$

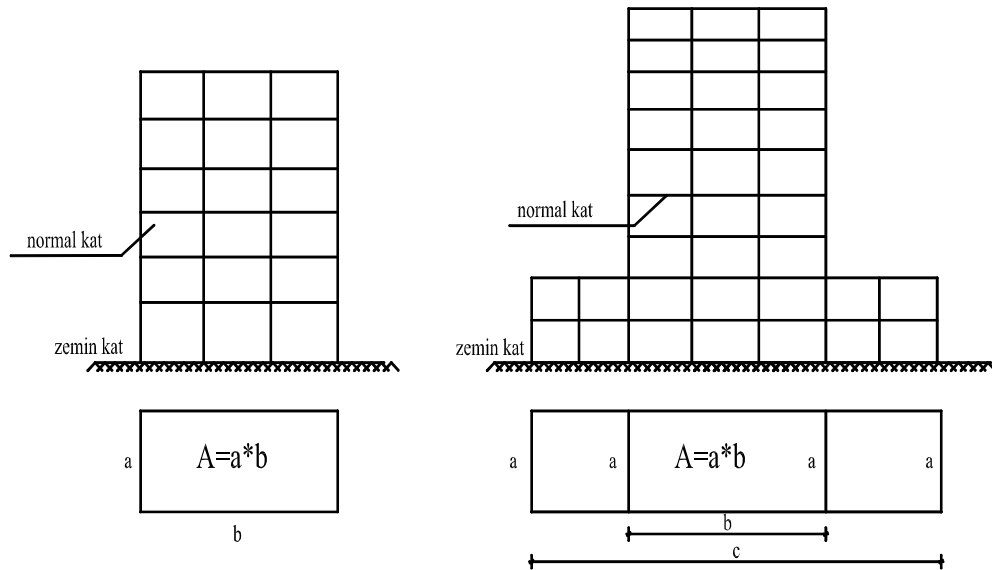
$$E_m = \Omega_0 E_h \quad (2-8)$$

- ♦ E = Yatay bileşeni E_h ve düşey bileşeni E_v 'nin kombinasyonundan meydana gelen normal tasarım deprem yükü.

- ◆ E_h = Taban kesme kuvveti V veya yanal tasarım yükü F_p ile temsil edilen yatay deprem yükü.
- ◆ E_v = Deprem yükünün düşey bileşeni olarak kombinasyona dahil olan bu değer Taşıma Gücü yönteminde ölü yükler etkisine ilave olarak $(0,5C_aID)$ değeri ile göz önüne alınmakta olup, Emniyet Gerilmeleri ilkesi ile tasarım yapıldığında “sıfır” olarak hesaba katılmaktadır.
- ◆ E_m = Yapıya tesir edebilecek maksimum deprem yükü.
- ◆ Ω_0 = Deprem yükü büyütme katsayısı
- ◆ ρ = Güvenlik sınırlama katsayısı (Güvenilirlik/Fazlalık,Gereksizlik) faktörü. (Reliability/Redundancy factor). Aşağıdaki gibi formüle edilmiştir:

$$\rho = 2 - \frac{6,1}{r_{\max} \sqrt{A_b}} \quad (2-9)$$

- ◆ A_b = Yapının zemin kat alanı olarak tanımlanmaktadır. Bu noktadaki istisnai durum ise şudur; eğer yapıda normal katlara nazaran daha geniş bir oturum alanı mevcut ise (A_b) alanı yapının üst seviyesinde mevcut içeriye çekilmiş normal kat alanlarının ortalaması olarak göz önüne alınacaktır. (Bknz. Şekil 2.4)



Şekil 2.5: (A_b) yapı zemin kat alanı tarifleri

Örnek yapımızda; $A_b = (37,5 \times 52,5) = 1968,75 \text{ m}^2$ 'dir.

- ♦ $r_{\max}$ = Maksimum taşıyıcı eleman-kat kesme kuvveti oranı. Göz önüne alınan yatay yükleme doğrultusunda Eşdeğer Statik Deprem Yükleme neticesinde ($r_{\max}$) değeri nispeten daha fazla yük alanına sahip tekil taşıyıcı elemana karşı gelen tasarım kesme kuvvetinin ilgili katta meydana gelen toplam tasarım kesme kuvvetine oranlanması ile elde edilmektedir. Dolayısıyla herhangi (i) katındaki taşıyıcı tekil elemanın sahip olduğu eleman-kat kesme kuvveti oranı (r_i) ile ifade edilmiş olup bunların en büyük değeri ($r_{\max}$) olarak göz önüne alınmaktadır.

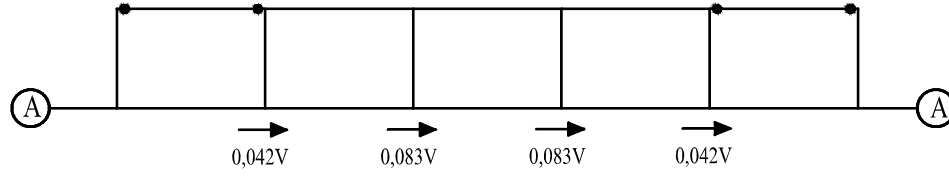
Dikkat edilecek bir diğer nokta ise, yönetmeliğin §1630.1.1 maddesi uyarınca, moment çerçeveleri için (r_i) değeri, göz önüne alınan taşıyıcı çerçeve içerisindeki komşu iki kolonda meydana gelen tasarım kesme kuvvetinin kattaki toplam tasarım kesme kuvvetine oranı olarak hesap edilecek ve ($r_{\max}$) bu değerlerin maksimumu olacaktır. İstisnai olarak, örneğimizdeki gibi çok bölmeli moment çerçevelerinde iç kolonlar için (r_i) değeri hesaplanırken elemanlara etki eden kesme kuvvetinin %70'i bu orana dahil edilecektir.

Tasarım örneğimizde taşıyıcı moment çerçeveleri yapının her iki yönü için de simetrik dağılmış ve üniform olup tüm katlarda yaklaşık olarak aynı yatay yüke maruz kalacaklardır. Dolayısıyla ($r_{\max}$) değeri için maksimum toplam kesme kuvvetine maruz kalan moment çerçevesi göz önüne alınmalıdır. Örneğimizde, toplam tasarım kesme kuvveti (Kuzey-Güney / K-G) ve (Doğu-Batı / D-B) yönleri için de aynı değerdedir. Her iki yön için taşıyıcı moment çerçeveleri incelendiğinde (K-G) ve (D-B) istikametlerinde eşit sayıda toplam 16'şar adet taşıyıcı kolonun yatay yüke maruz kaldığı görülmektedir. Dolayısıyla her iki yön için de (r_i) değerleri hesaplanıp bunların maksimum olanı ($r_{\max}$) olarak göz önüne alınacaktır. Buna karşın, her iki yön için de ayrı (ρ) değerleri kullanmak mümkündür. Fakat tutarlılık açısından bu örnekte en büyük (r_i) değeri her iki yön için de kullanılacaktır.

Kuzey-Güney (K-G) İstikameti :

(K-G) istikametinde (A), (C), (F) ve (H) akslarında mevcut taşıyıcı moment çerçeveleri rijid diyafram çalışma ilkesi neticesinde tasarım kesme kuvvetini her katta eşit oranda paylaşacaklardır. Dolayısıyla, bu çerçevelerin her biri kesme kuvvetinin %25'ini karşılayacaktır. (A) aksını göz önüne aldığımızda, aşağıdaki

şekilde de görüldüğü gibi, iç kolonlar çerçeveye gelen kesme kuvvetinin %67'sini, dış kolonlar ise %33'ünü karşılayacaklardır.



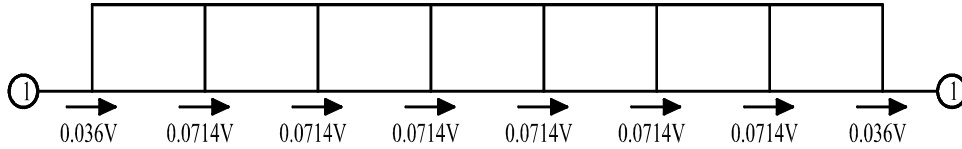
Şekil 2.6: (A) aksı çerçevesi ($\Sigma F = \%25$)

Dış Bölmede: $r_i = [0,042 + 0,7.(0,083)] / 1,0 = 0,10$

İç Bölmede: $r_i = [0,7.(0,083 + 0,083)] / 1,0 = 0,12$

Doğu-Batı (D-B) İstikameti :

(D-B) istikametinde (1) ve (2) akslarında mevcut taşıyıcı moment çerçeveleri tasarım kesme kuvvetini her katta eşit oranda paylaşacaklardır. Bu çerçevelerin her biri kesme kuvvetinin %50'sini karşılayacaktır. (1) aksını göz önüne aldığımızda, aşağıdaki şekilde de görüldüğü gibi, iç kolonlar çerçeveye gelen kesme kuvvetinin yaklaşık %86'sını, dış kolonlar ise yaklaşık %14'ünü karşılayacaklardır.



Şekil 2.7: (1) aksı çerçevesi ($\Sigma F = \%50$)

Dış Bölmede: $r_i = [0,036 + 0,7.(0,0714)] / 1,0 = 0,086$

İç Bölmede: $r_i = [0,7.(0,0714 + 0,0714)] / 1,0 = 0,10$

Görüldüğü üzere (K-G) istikametinde göz önüne aldığımız çerçeve iç bölmesinde (r_i) değeri maksimumdur. Bu değer burulma etkileri de hesaba katıldığında %5 oranında arttırılacaktır.

Dolayısıyla; $(r_{\max}) = 1,05 * (0,12) = 0,126$ olacaktır.

$$\Rightarrow \rho = 2 - \frac{6,1}{r_{\max} \sqrt{A_b}} = 2 - \frac{6,1}{0,126 \times \sqrt{1968,75}} \cong 0,91$$

(ρ) değeri için yönetmeliğin §1630.1.1 maddesi uyarınca sınır şartları şunlardır:

- i. $\rho \geq 1,0$
- ii. Yüksek süneklikli moment çerçeveleri için $\rho \leq 1,25$. Aksi halde bu şartı sağlamak için kolon adedi arttırılarak sistemin rijitliği yükseltilecektir.

Dolayısıyla $\rho \geq 1,0$ olarak göz önüne alınacaktır.

Sonuç olarak yönetmeliğin §1612 numaralı bölümünde tanımlanmış olan tasarım yükleme kombinasyonlarına ilave deprem kuvvetleri aşağıdaki gibi olacaktır:

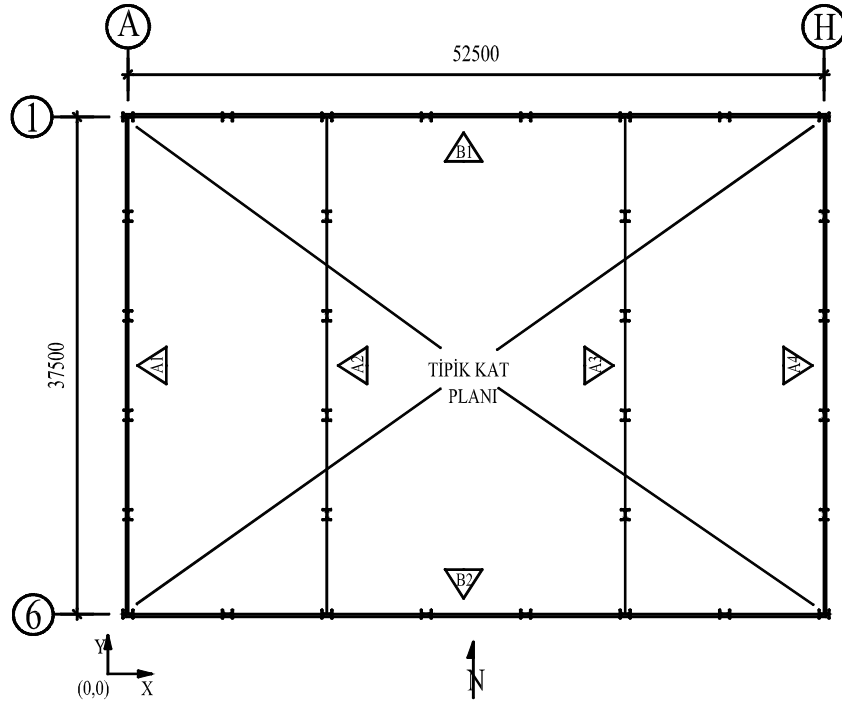
$$\Rightarrow E = \rho E_h + E_v = (1,0)(V) = V \text{ (Emniyet Gerilmeleri Yöntemiyle tasarımda } E_v=0\text{)}$$

$$\Rightarrow E_m = \Omega_0 E_h = (2,8)(V) = 2,8 V$$

2.5 Deprem Yüklerinin Katlara Dağılımı (UBC–1997)

2.5.1 Yapı Ağırlığı ve Katlarda Kütle Dağılımı

UBC 1997 yönetmeliği uyarınca yapılara etki edecek yanal deprem yükünün hesabında kullanılacak yapı ağırlığı için yalnızca ölü yükler dikkate alınmaktadır. Bu kısımda yapıda mevcut her kat için ölü yüklerden meydana gelecek toplam ağırlık ve kütle merkezleri hesaplanacaktır. Her kat için dış duvar yükleri ve etkidiği alanlar da bu bölümde dikkate alınacaktır. Yapımız şekilde de görüldüğü üzer planda simetrik olduğu için kütle merkezinin belirlenmesi kolaylaşmaktadır.



Şekil 2.8: Tipik Kat Planı (A1,A2,A3,A4,B1 ve B2 Moment Çerçevesi)

- ◆ Tesisat Katı Toplam Ölü Yüğü : $W_{DL1} = 325 \text{ kg/m}^2$
- ◆ Çatı Katı Toplam Ölü Yüğü : $W_{DL2} = 367,5 \text{ kg/m}^2$ (İç Kısım)
 $W_{DL3} = 332,5 \text{ kg/m}^2$ (Dış Kısım)
- ◆ Normal Kat Toplam Ölü Yüğü : $W_{DL4} = 370 \text{ kg/m}^2$
- ◆ Dış Cephe Ölü Yüğü : $W_{DL5} = 75 \text{ kg/m}^2$

Tablo 2.2: Kat Kütlesinin Dağılım Özellikleri (UBC-1997)

Tesisat Katı Kütlesinin Dağılım Özellikleri							
Yük	W_{DL} (kg/m ²)	Alan (m ²)	W_i (kN)	X_m (mt)	Y_m (mt)	$W(X_m)$	$W(Y_m)$
Kat (DL)	325	281.25	896	26.25	18.75	23531.1	16807.9
Duvar (DL)	75	360	265	26.25	18.75	6950.7	4964.8
Toplam			1161			30481.8	21772.7
$X_{cg} = 30481.8/1161 = 26,25$; $Y_{cg} = 21772.7/1161 = 18,75$							
Çatı Katı Kütlesinin Dağılım Özellikleri							
Yük	W_{DL} (kg/m ²)	Alan (m ²)	W_i (kN)	X_m (mt)	Y_m (mt)	$W(X_m)$	$W(Y_m)$
Dış (DL)	332.5	1687.5	5503	26.25	18.75	144444.5	103174.6
İç (DL)	367.5	281.25	1014	26.25	18.75	26608.2	19005.9
Duvar (DL)	75	720	530	26.25	18.75	13901.4	9929.6
Toplam			7046			184954.1	132110.1
$X_{cg} = 184954.1/7046 = 26,25$; $Y_{cg} = 132110.1/7046 = 18,75$							
Normal Kat Kütlesinin Dağılım Özellikleri							
Yük	W_{DL} (kg/m ²)	Alan (m ²)	W_i (kN)	X_m (mt)	Y_m (mt)	$W(X_m)$	$W(Y_m)$
Kat (DL)	370	1968.75	7144	26.25	18.75	187524.4	133946.0
Duvar (DL)	75	720	530	26.25	18.75	13901.4	9929.6
Toplam			7673			201425.8	143875.6
$X_{cg} = 201425.8/7673 = 26,25$; $Y_{cg} = 143875.6/7673 = 18,75$							

Tablo 2.3: Kat Kütlesinin Dağılım Özellikleri Özet Tablosu (UBC-1997)

Kısım	W_i (kN)	X_m (mt)	Y_m (mt)
Tesisat	1161	26.25	18.75
Çatı	7046	26.25	18.75
3. Kat	7673	26.25	18.75
2. Kat	7673	26.25	18.75
1. Kat	7673	26.25	18.75
Toplam	31227		

2.5.2 Tasarım Taban Kesme Kuvvetinin Belirlenmesi

Daha evvel Bölüm 2.4.6 başlığı altında ifade edildiği üzere UBC-1997 yönetmeliği Madde §1630.2.1 uyarınca hesap edilen tasarım taban kesme kuvveti :

$$V = 0,0827 \quad W = 0,0827 \times 31227 = 2583 \text{ kN,} \quad \text{olmaktadır.}$$

2.5.3 Yapıya Etkiyen Deprem Yükünün Düşey Dağılımı (§1630.5)

Eşdeğer deprem yüklemesi prosedürü gereğince tasarım taban kesme kuvvetinin yapının katlarına düşey dağılımı aşağıda ifade edildiği gibi tatbik edilmektedir.

$$V = F_t + \sum F_i \quad (2-10)$$

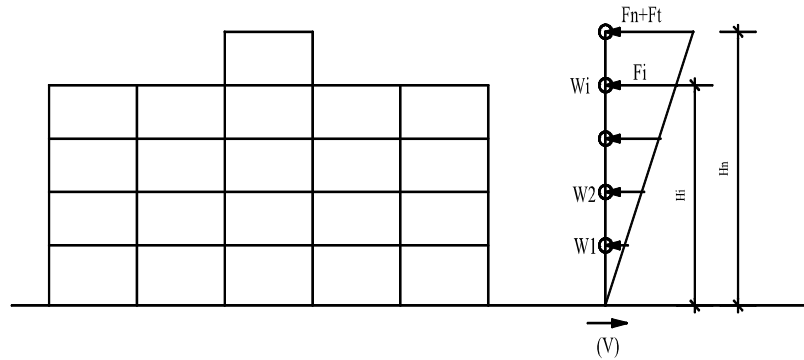
Bu formülde (F_t) yükü deprem yüklemesinde yapının en üst seviyedeki kata tesir eden konsantre yük etkisini temsil etmektedir. Kamçılama etkisini de temsil eden bu yük UBC–1997, Madde (§1630.5) uyarınca tasarım taban kesme kuvvetinin tüm katlara sahip oldukları kütleleri mesabesinde dengeli biçimde aşağıdaki gibi dağıtılmasının ardından yapının en üst seviyesindeki kat olan Tesisat katına ilave yük olarak etkitilecektir.

$$F_t = 0,07.T.(V) \leq 0,25.(V) \quad (2.11)$$

$T \leq 0,7$ sn. olması durumunda $F_t = 0$ olmaktadır.

Yapımızda $T = 0,91$ sn. $\Rightarrow F_t = (0,07) \times (0,91) \times (2583) = 164,54$ kN olmaktadır.

$$F_x = \frac{(V - F_t)W_x h_x}{\sum W_i h_i} = (2418,46) \left(\frac{W_x h_x}{\sum W_i h_i} \right) \quad (2-12)$$



Şekil 2.9: Deprem Yükünün Düşey Dağılımı (UBC–1997)

Tablo 2.4: Deprem Yükünün Düşey Dağılımı (UBC–1997)

Kat	W _x (kN)	h _x (mt)	W _x h _x (kNm)	$\frac{W_x h_x}{\sum W_i h_i}$	F _x (kN)	ΣV (kN)
Tesisat	1161	20.5	23804.8	0.071	336.02	
Çatı	7046	16.5	116256.9	0.346	837.46	336.02
3. Kat	7673	12.5	95917.1	0.286	690.94	1173.48
2. Kat	7673	8.5	65223.6	0.194	469.84	1864.42
1. Kat	7673	4.5	34530.1	0.103	248.74	2334.26
Toplam	31227		335732.5	1.000	2583.00	2583.00
Not: F _{tes} = 0,071.(2418.46) + 164.54 = 336.02 kN						

2.5.4 (PΔ) İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü (§1630.1.3)

UBC 1997 yönetmeliği uyarınca yapının taşıyıcı eleman boyutlamasına esas eleman kesit tesirleri ve görel kat ötelenmeleri hesabında belirleyici etkinliği olan *PΔ* ikinci mertebe etkilerinin genel stabilitenin sağlanması açısından göz önünde bulundurulması gerekmektedir. Bununla beraber yönetmeliğin §1630.1.3 maddesi uyarınca yapı taşıyıcı elemanlarında meydana gelecek ikinci mertebe momentlerin (yanal yükleme neticesinde oluşur), birinci mertebe momentlere oranı (ölü, hareketli ve kar yüklerinden meydana gelir) %10'dan az ise ikinci mertebe etkileri göz önünde bulundurulmayabilir. Ayrıca sismik bölge 3 ve sismik bölge 4 için kat ötelenme oranı (0.02/R) değerinden az ise yine ikinci mertebe etkilerini göz önünde bulundurmamak gerekmeyebilir.

$$i) \theta_i = \frac{(\Delta_i)_{\text{ort}} \sum_{i=1}^N W_i}{V_i h_i} \leq 0.10 \quad (2.13)$$

Tablo 2.5: (PΔ) İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü, (θ_i) Değerleri (UBC–1997)

Kat	(Δ _i) _{x ort} (cm)	(Δ _i) _{y ort} (cm)	ΣW _i (kN)	V _i (kN)	h _i (cm)	θ _{ix}	θ _{iy}
Tesisat	0.2051	0.2192	1695.16	336.02	400	0.0026	0.0028
Çatı	0.6096	0.6965	11211.28	1173.48	400	0.0146	0.0166
3. Kat	0.9480	1.0517	27687.12	1864.42	400	0.0352	0.0390
2. Kat	1.1539	1.2591	43050.72	2334.26	400	0.0532	0.0581
1. Kat	1.1266	1.2011	58529.44	2583.00	450	0.0567	0.0605

ii) $(\Delta_i / h_i) \leq (0,02/R) = (0,02/8,5) = 0,00235$ (Sismik bölge 3 ve 4'deki yapılar için)

Tablo 2.6: (Δ_i/h_i) Kat Ötelenme Oranları (UBC–1997)

Kat	$(\Delta_i)_x$ ort (cm)	$(\Delta_i)_y$ ort (cm)	h_i (cm)	$(\Delta_i)_x / h_i$	$(\Delta_i)_y / h_i$
Tesisat	0.2051	0.2192	400	0.00052	0.00055
Çatı	0.6096	0.6965	400	0.00153	0.00174
3. Kat	0.9480	1.0517	400	0.00237	0.00263
2. Kat	1.1539	1.2591	400	0.00289	0.00315
1. Kat	1.1266	1.2011	450	0.00250	0.00267

Görüldüğü üzere Tablo 2.5 uyarınca $P\Delta$ İkinci Mertebe Etkileri genel yapı stabilite analizlerinde göz ardı edilebilecekse de yapımız Sismik Bölge 4'te yer aldığı için bu durumda Kat Ötelenme Oranları bağlayıcı olmaktadır. 1,2 ve 3. katlarda $(0,02/R = 0,00235)$ sınırı aşılmış olduğundan $P\Delta$ İkinci Mertebe Etkilerini analizde göz önünde bulundurmak daha doğru bir yaklaşım olacaktır.

2.5.5 Yapıya Etkiyen Deprem Yükünün Yatay Dağılımı (§1630.5)

Kompozit döşeme sistemine sahip bu tür çelik yapıların düzlemleri içerisinde rijit diyafram davranışı gösterdiği kabul edilmektedir. Deprem yüklemesinden dolayı herhangi bir kata tekabül eden kat kesme kuvveti (V_i) bu katın üzerindeki F_t ve F_x yüklerinin toplamı olarak etki etmektedir. Bu yük rijit diyaframın çalışma prensibi neticesinde ilgili kattaki yanal taşıyıcı sistem elemanlarına sahip oldukları rijitlikler mesabesinde paylaştırılmaktadır. Bununla beraber döşeme sistemleri rijit diyafram olarak çalıştığı kabul edilen bu tür yapılarda her katta kütle merkezinin %5 dışmerkezliğe sahip olduğu düşünülmektedir hesap yapılacaktır. Bu durumda meydana gelecek ikinci derece burulma etkileri, halihazırda mevcut (kütle ve rijitlik merkezlerinin farklılığından dolayı meydana gelen burulma etkileri) burulma etkilerine ilave olarak yatay yükün etkidiği her doğrultu için ayrı ayrı göz önünde bulundurulacaktır.

Örnek yapımız incelendiğinde döşeme sisteminin kompozit döşeme sistemi olduğu görülmektedir. Dolayısıyla rijit diyafram kabulü yapılabilir. Yapımızda yatay taşıyıcı sistem moment çerçevelerinin (K-G) ve (D-B) yönleri için simetrik dağılmış olduğu ve her katta kütlelerin benzer yayılımında olduğu göz önüne alındığında rijitlik ve kütle merkezinin çakıştığı görülmektedir. Bundan dolayı dışmerkezlik etkileri göz önünde bulundurulmadan etkililen eşdeğer statik deprem yüklemesinden dolayı ilave

burulma momenti oluşmayacağı ve dolayısıyla taşıyıcı elemanlara ilave kesme kuvvetinin etkimeyeceği aşikârdır.

Bu durumda ilave burulma etkisi kütle merkezine %5 eksantirisite uygulandığı takdirde tüm katlara her bir deprem yükleme doğrultusu için aşağıdaki oranlarda Tablo 2.7'deki gibi etkiyecektir.

Doğu-Batı İstikameti :

$$M_b = 0,05.(37,5).F_x = (1,875) F_x \quad (\text{kNm})$$

Kuzey-Güney İstikameti :

$$M_b = 0,05.(52,5).F_x = (2,625) F_x \quad (\text{kNm})$$

Tablo 2.7: Deprem Yükünün Yatay Dağılımı (UBC–1997)

Kat	F_x (kN)	(D-B) M_b (kNm)	(K-G) M_b (kNm)
Tesisat	336.02	630.04	882.05
Çatı	837.46	1570.24	2198.33
3. Kat	690.94	1295.52	1813.72
2. Kat	469.84	880.95	1233.33
1. Kat	248.74	466.39	652.94
Not: M_b = Yatay Burulma Momenti			

Yapının bilgisayar modelinde statik yük durumlarının belirlenmesi esnasında UBC–1997 yönetmeliğine göre tanımlanan eşdeğer statik deprem yüklemesinde yukarıdaki gibi bir ilave hesaba gerek duymadan ek dış merkezlilik etkisi tanımlanabilmektedir. Bu durumda taşıyıcı elemanlarda meydana gelecek kesme kuvveti tesiri tüm burulma etkilerini barındırmış olacaktır. Bununla beraber dışmerkezlik etkisinden ileri gelen burulma momenti ayrıca da tanımlanabilmektedir. Bu durumda burulma etkilerinden dolayı taşıyıcı elemanlara tesir edecek ilave kesme kuvveti tesirlerini ayrıca elde etmek mümkün olacaktır.

Örnek yapımızda yatay deprem yüklerini karşılayan toplam 6 adet rijit moment çerçevesi mevcuttur. Bunlar Şekil 2.2'de de görüldüğü gibi A1,A2,A3,A4,B1 ve B2 moment çerçeveleridir. Simetrik yerleşim ve rijit diyafram çalışma prensibi gereğince A çerçeveleri (K-G) yönündeki deprem yüklerine, B çerçeveleri ise (D-B) yönündeki deprem yüklerine, eşit rijitliklere sahip olmalarından dolayı, aynı oranlarda maruz kalmaktadırlar. Bu durum için simetrik yerleşim de göz önünde bulundurulduğunda

A1,A2 ve B1 moment çerçevelerine tesir eden taban kesme kuvvetleri ve burulma tesirinden ileri gelen ilave kesme kuvvetleri program verisi olarak aşağıda özet olarak gösterilmiştir.

Tablo 2.8: Kuzey-Güney İstikameti, (A1) Çerçevesi

Kolon Kesme Kuvveti (kN)	A/2 (kN)	A/3 (kN)	A/4 (kN)	A/5 (kN)	Toplam (kN)
Direk Deprem Yükleme	148.14	186.74	186.74	148.14	669.76
Eks. Burulma Yüğü	12.62	15.91	15.91	12.62	57.06
Deprem + Burulma	160.76	202.65	202.65	160.76	726.82

Tablo 2.9: Kuzey-Güney İstikameti, (A2) Çerçevesi

Kolon Kesme Kuvveti (kN)	C/2 (kN)	C/3 (kN)	C/4 (kN)	C/5 (kN)	Toplam (kN)
Direk Deprem Yükleme	146.07	183.94	183.94	146.07	660.02
Eks. Burulma Yüğü	5.43	6.82	6.82	5.43	24.50
Deprem + Burulma	151.50	190.76	190.76	151.50	684.52

Tablo 2.10: Doğu-Batı İstikameti, (B1) Çerçevesi

Kolon Kesme Kuvveti (kN)	1/A (kN)	1/B (kN)	1/C (kN)	1/D (kN)	1/E (kN)	1/F (kN)	1/G (kN)	1/H (kN)	Toplam (kN)
Direk Deprem Yükleme	146.87	181.85	178.94	179.16	179.16	178.94	181.85	146.87	1373.64
Eks. Burulma Yüğü	6.70	8.34	8.20	8.21	8.21	8.20	8.34	6.70	62.90
Deprem + Burulma	153.57	190.19	187.14	187.37	187.37	187.14	190.19	153.57	1436.54

Yapının bilgisayar modeli üzerinden elde ettiğimiz kolon kesme kuvvetlerinden yola çıkarak hesaplayacağımız taban kesme kuvveti değerini daha evvel hesap ettiğimiz eğdeğer statik deprem yüğü ($V=2583$ kN) ile karşılaştıracak olursak:

Kuzey-Güney İstikameti :

$$\Sigma F_{Ai} = 2 \times (669,76 + 660,02) = 2660 \text{ kN} > 2583 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

Doğu-Batı İstikameti :

$$\Sigma F_{Bi} = 2 \times (1373,64) = 2747,3 \text{ kN} > 2583 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

Görüldüğü üzere kolon kesme kuvvetleri toplamı her iki yükleme doğrultusu için de toplam tasarım kesme kuvvetinden yaklaşık olarak %3~6 oranında fazladır. Bu durum *PA* İkinci Mertebe Etkilerinin bilgisayar programı ile analizde göz önüne alınmasından ileri gelmektedir.

Ek dışmerkezlik burulma etkilerinin de göz önüne alınmasıyla hesap ettiğimiz toplam kolon kesme kuvveti değerlerini kullanarak (r_{max}) ve (ρ) değerlerinin sağlamasını yapabiliriz.

$$r_{max} = [0,7.(202,65+ 202,65)] / 2660 = 0,107$$

$$\rho = 2 - \frac{6,1}{r_{max} \sqrt{A_b}} = 2 - \frac{6,1}{0,107 \times \sqrt{1968,75}} \cong 0,72$$

Dolayısıyla, $\rho \geq 1,0$ olarak göz önüne alınması doğru bir yaklaşım olmuştur.

2.6 Göreli Kat Ötelenmelerinin Hesaplanması ve Sınırlandırılması (UBC-1997)

2.6.1 Elastik Deplasman (Δ_S) ve Maksimum Elastikötesi Deplasman (Δ_M)

UBC 1997 yönetmeliği, Madde §1630.9.1 uyarınca Eşdeğer Statik Deprem Yükleme altında kat kütle merkezlerinde meydana gelen yatay deplasmanlar Δ_S ile temsil edilmektedir. Bu noktada yapıya etki edecek deprem yükü hesabı daha evvel ifade edilen Denk.(2.3) ile elde edilmekte olup yönetmeliğin §1630.10.3 maddesi uyarınca ifade edilen sınırlamalar altında her iki yükleme doğrultusu için Metot B ile hesaplanan periyot değerleri bu yükün hesabında kullanılmaktadır.

UBC 1997 yönetmeliği uyarınca Emniyet Gerilmeleri ve Taşıma Gücü yöntemlerinin herhangi biriyle tasarımı yapılan yapılarda katlardaki yatay deplasmanlar ve kat göreli ötelenmeleri önem kazanmakta olup Deprem Yükleri etkisi altında yapıda meydana gelmesi muhtemel Maksimum Elastikötesi Deplasmanların Δ_M belirlenmesi gerekmektedir. Yönetmeliğin §1630.9.2 maddesi uyarınca Maksimum Elastikötesi Deplasman Δ_M deprem hareketi neticesinde meydana gelebilecek hem elastik hem de tahmini elastikötesi ötelenmeleri içermekte olup aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$\Delta_M = 0,7.(R).(\Delta_S) = 0,7.(8,5).(\Delta_S) = 5,95.(\Delta_S) \quad (2-14)$$

Δ_S ve Δ_M deplasmanlarının maksimum değerlerinin hesabında eksantrik deprem yüklerinden dolayı meydana gelen burulma etkileri ve PA İkinci Mertebe Etkileri de göz önünde bulundurulacaktır.

Δ_S deplasmanlarının elde edilmesinde kullanılacak Eşdeğer Statik Deprem yükleri Metot B ile elde edilen T_B periyotları kullanılarak yapının her iki istikameti için aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

Kuzey-Güney İstikameti :

$$T_{By} = 1.20 \text{ sn.}$$

$$V = \frac{C_v I}{R T} W = \frac{0,64 * (1,0)}{8,5 * (1,20)} * W = 0,0630 W \cong 1967 \text{ kN}$$

Doğu-Batı İstikameti :

$$T_{By} = 1.14 \text{ sn.}$$

$$V = \frac{C_v I}{R T} W = \frac{0,64 * (1,0)}{8,5 * (1,14)} * W = 0,0660 W \cong 2063 \text{ kN}$$

Yapının bilgisayar modelinde bu yükler kat kütle merkezlerinde eksantrik tanımlanmış olup burulma etkileri de göz önüne alınmıştır. Bununla beraber İkinci mertebe etkilerinden ileri gelen artık deplasmanlar da Δ_S ve Δ_M deplasmanlarının içerisinde mevcuttur. Yapıda meydana gelen deplasmanlar, görelî kat ötelenmeleri ve ötelenme oranları aşağıdaki tabloda olduğu gibi elde edilmiştir.

Tablo 2.11: Görelî Kat Ötelenmeleri ve Ötelenme Oranları (UBC–1997)

(Doğu-Batı) İstikameti Arakat Deplasmanları						
Kat	Yüks. (h) (cm)	d_i (cm)	d_{i-1} (cm)	(Δ_s) Ötelenme (cm)	(Δ_M) Ötelenme (cm)	Ötelenme Oranı (Δ_M/h)
Tesisat	400	3.434	3.250	0.184	1.095	0.00274
Çatı	400	3.356	2.830	0.526	3.130	0.00782
3. Kat	400	2.830	2.006	0.824	4.903	0.01123
2. Kat	400	2.006	0.992	1.014	6.033	0.01508
1. Kat	450	0.992	0.000	0.992	5.902	0.01312
(Kuzey-Güney) İstikameti Arakat Deplasmanları						
Kat	Yüks. (h) (cm)	d_i (cm)	d_{i-1} (cm)	(Δ_s) Ötelenme (cm)	(Δ_M) Ötelenme (cm)	Ötelenme Oranı (Δ_M/h)
Tesisat	400	3.776	3.573	0.203	1.208	0.00302
Çatı	400	3.650	3.053	0.597	3.552	0.00888
3. Kat	400	3.053	2.145	0.908	5.403	0.01351
2. Kat	400	2.145	1.048	1.097	6.527	0.01632
1. Kat	450	1.048	0.000	1.048	6.236	0.01386
Not: Arakat Ötelenme Oranı = (Δ_M /kat yüksekliği)						

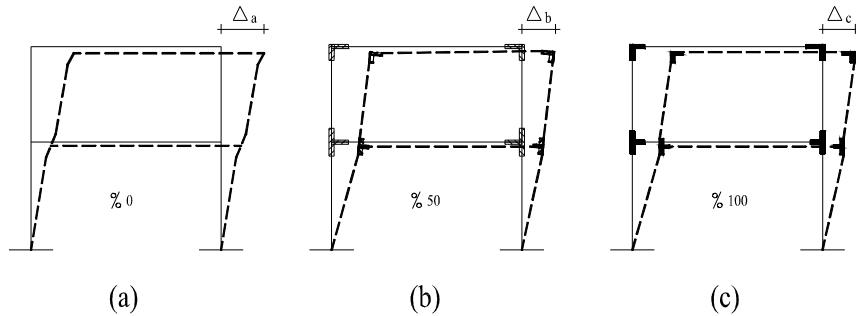
2.6.2 Kat Ötelenme Sınırlarının Belirlenmesi (§1630.10)

(a) Doğal titreşim periyodu ($T > 0.7s_n$) olan yapılar için izin verilen kat görelî ötelenmesi Δ_M kat yüksekliğinin 0.020 katından fazla olmayacaktır. Bir başka deyimle Maksimum Elastikötesi Deplasman oranı (Δ_M/h), 0.020 değerinden fazla olmayacaktır. Yapının gerçek doğal titreşim periyotları (T_B) kullanılarak hesap edilen deprem yükleri neticesinde katlarda meydana gelen deplasmanlar ve görelî kat ötelenmeleri Tablo 2.11’de özetlenmiş olup görelî kat ötelenme oranlarının 0.020 değerinden az olduğu görülmektedir. Bununla birlikte FEMA-267A uyarınca moment çerçevesi tasarımında zayıflatılmış enkesitli kiriş kullanılması durumunda bahsi geçen görelî kat ötelenme oranının %5 indirgeme ile $(0,95) \cdot (0.020) = (0.019)$ değeri ile sınırlandırılması gerekmektedir. Tablo 2.11 incelendiğinde kat görelî ötelenme oranlarının (Δ_M/h) bu değeri de aşmadığı görülmektedir.

(b) UBC 1997 yönetmeliği uyarınca Sismik Bölge 3 ve 4’de yapılacak çelik yapılarda taşıyıcı sistemin yüksek sünelikli moment çerçevesi olması halinde Madde §2213.7.10 gereğince çerçeve görelî ötelenmesi, kiriş-kolon açıklığında eğilme ve kesmeden dolayı meydana gelen deformasyonun katkısı, kolonun düşey deformasyonu ve panel bölgesinde meydana gelen çarpılma ve şekil

değiştirmenin toplamı olarak hesap edilmelidir. İfade edilen deformasyon durumları, panel bölgesinin şekil değiştirmesi hariç, yapı tasarımında kullanılan statik analiz programları tarafından şağlanabilmektedir (panel bölgesine ait gerçek duruma ancak yakınsamak mümkün olabilmektedir). Daha evvel statik analiz programı vasıtasıyla hesabını yapmış olduğumuz kat ötelenme değerleri panel bölgesinin gerçek durumundan gelen katkıları içermemektedir. Bu tür analiz yönetmelikte de ifade edildiği üzere Eksenel Analiz olarak adlandırılmaktadır. Eksenel analiz ile elde edilen deplasman ve ötelenme değerleri panel bölgesinin rijitliğini göz önünde bulundurmadağı için nispeten daha fazla ve elverişsiz sonuçlardır. UBC 1997 yönetmeliği panel bölgesi dayanımının birleşim noktasına bağlanan kirişlerin toplam moment dayanımının %80'ine ($0.8\sum M_s$) dayanabilmesi halinde eksenel analiz yapılmasına izin vermektedir. İleriki safhalarda yüksek süneklilikli moment çerçevesi birleşim bölgesi tasarımında da görüleceği gibi bu koşul hâlihazırda mevcut kriterler bağlamında her durumda şağlanmaktadır. Bununla birlikte daha evvel UBC yönetmeliğince izin verilenin aksine FEMA-267A kriterleri daha güçlü ve rijit kolon panel bölgesi tasarımı yapılmasını şart koşmaktadır. Bu sayede panel bölgesinin %100'e yakın rijitliğe yaklaşmasının neticesi olarak bu bölgenin toplam ötelenmeye ve deplasmana olan katkısı belirgin düzeyde olamayacaktır.

Panel bölgesi olarak adlandırılan kiriş-kolon birleşim noktası rijitliğinin çerçeve toplam ötelenmesine etkisini kıyaslayabilmek açısından (K-G) yönü deprem yükleri altında modelimizde üç durumu göz önüne alarak çatı katı ortalama kat deplasmanını okuyalım. İlk durumda panel bölgesi rijitliği %0 (şekil 2.7-a / Eksenel Analiz), ikinci durumda panel bölgesi rijitliği %50 (şekil 2.7-b) ve üçüncü durumda panel bölgesi rijitliği %100 (şekil 2.7-c) olacak şekilde birleşim noktası elemanları modellenenecektir (Bknz. şekil 2.7).



şekil 2.10: Panel Bölgesi Analizi Ötelenme Rijitlikleri (a-%0, b-%50, c-%100)

Eksenel Analiz : $\Delta_a = 3,38 \text{ cm.}$

%50 rijitlikli birleşim bölgesi analizi : $\Delta_b = 2,98 \text{ cm.}$

%100 rijitlikli birleşim bölgesi analizi : $\Delta_c = 2,63 \text{ cm.}$

Görüldüğü üzere eksenel analiz ile elde ettiğimiz deplasman değerleri panel bölgesinin %50 rijitliğe sahip olması durumundaki deplasman değerinden yaklaşık %13 mertebesinde daha fazla olmaktadır. Tasarım mühendisliği açısından bakıldığında panel bölgesinin gerçek durumuna yakınsayan değerler panel bölgesinin %50 rijitlikli olduğu kabulüne dayanılarak elde edilen ötelenme değerleri olmaktadır. Zira, eksenel analiz sonucunda elde edilen deplasman değerleri bu bölgenin rijitliğini göz önüne almamakta ve aşırı tahmine yönelmektedir. Bununla birlikte panel bölgesinin %100 rijitlikte olduğu kabulüne dayanılarak elde edilen deplasman değerleri ise bu bölgenin distorsiyonu neticesinde ötelenmeye katkısını en aza indirmekte ve gerçekte olabileceğinden daha az deplasman değerlerinin elde edilmesine neden olmaktadır.

Sonuç olarak, panel bölgesinin %50 rijitlikte olduğu kabulü ile yapılan analiz çerçeve deplasmanları için makul tasarım sonuçları elde edilebilmesi açısından göz önüne alınabilecek kabul edilebilir bir yöntemdir.

2.7 Yüksek Süneklikli Moment Çerçevesi (Kiriş-Kolon) Eleman Tasarımı (UBC–1997)

Bu bölümde UBC 1997 yönetmeliğinin §2213.7 maddesinde belirtilen ilkeler doğrultusunda yapımızın (C) aksında mevcut, nispeten daha elverişsiz kesit tesirlerine sahip örnek kiriş ve kolon taşıyıcı elamanlarının yüksek süneklikli moment çerçevesi davranışına uygun olarak tasarımları yapılacaktır. Bu aşamada kiriş-kolon birleşim bölgesi tasarımına yönelik UBC yönetmeliği ilkeleri FEMA-267A ve FEMA-350 yönetmeliklerinin geliştirilmiş tasarım şartları doğrultusunda modifiye edilerek uygulanmıştır. Yapılan son çalışmalara ve test verilerine dayanılarak geliştirilmiş bu şartlar güçlü kolon-zayıf kiriş ve panel bölgesi tasarım gereksinimlerini içermekte olup Zayıflatılmış Enkesitli Kiriş (Reduced Beam Section-RBS) tasarımı safhasında işlenmiştir.

Geçmişte öngörülen tasarım kriterleri incelendiğinde geleneksel olarak çelik moment çerçevesi taşıyıcı sistem tasarımlarının tipik deplasman kontrolü ilkesine dayandığı

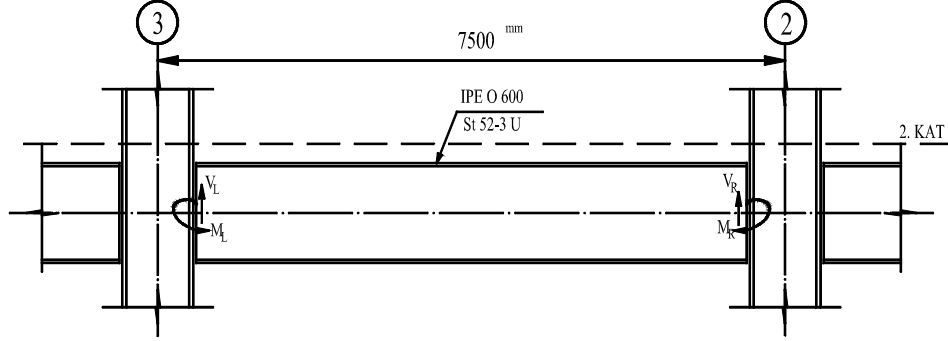
görülmektedir. Bu bağlamda çerçeve taşıyıcı eleman kesitleri belirlenen ötelenme sınırları içerisinde kalınabilmesi açısından yeterli rijitlikte seçilmekte ve bu aşamadan sonra yüksek süneklikli moment çerçevesi tasarım gereksinimleri doğrultusunda gerekli kontroller yapılmaktadır. Ancak, sismik bölge 3 ve 4'de yapılacak yüksek süneklikli çelik moment çerçevesi tasarımında uygulanacak ilkeler doğrultusunda Madde §2213.7.1'de belirtildiği üzere kiriş-kolon birleşim bölgesi dayanımı aşağıdaki moment değerlerinden küçük olanını karşılayabilmelidir :

- (a) Birleşime giren kiriş elemanının taşıyabileceği maksimum moment (kNm).
- (b) Denk.(2.30) ile hesap edilen panel bölgesi kesme dayanımına esas teşkil eden moment değeri (kNm).

Dolayısıyla bu şartın sağlanabilmesi adına çerçeve tasarımına kiriş-kolon elemanlarının seçimi ile başlanmaktadır. Northridge depremi sonrası geliştirilen Zayıflatılmış Enkesitli Kiriş birleşimli detaylar ile testler yapılmış ve birleşim bölgesi dönme kapasitesi belirlenen sınırlar içerisinde kalan elemanlar kullanılarak tasarım tablosu oluşturulmuştur. Bu tabloda moment çerçevesi için kullanılacak kolon ve kiriş taşıyıcı elemanlara ait yükseklik, birim boy ağırlığı, üst başlık ve gövde kalınlıklarına göre sınır değerler belirlenmiştir. Dolayısıyla birleşime girecek elemanlar arasında orantılılık sınırları oluşmuştur. Bu sınırlarla alakalı detaylandırma bu çalışmanın Bölüm 2.8'inde yapılacaktır. Sonuç olarak yüksek süneklikli moment çerçevesi tasarımında görece kat ötelenme sınırları içerisinde kalınarak birleşime giren elemanların ek kesit karakteristiklerinden ve Zayıflatılmış Enkesitli Kiriş birleşimi gibi detaylardan faydalanılarak sistemin birleşim noktalarındaki dönme kapasiteleri artırılmış ve daha fazla enerji sönmelenmesi ile sistemin özellikle yanal deprem yükleri altındaki yük taşıma kapasitesi geliştirilmiştir. Bu bağlamda tasarım örneğimizde ilgili sınır değerler içerisinde kalınarak kolon elemanı için (HE 400 M), kiriş elemanı için (IPE O 600) profillerinin kullanılmasına karar verilmiştir.

2.7.1 Moment Çerçevesi 2.Kat Tip Kiriş Tasarımı (IPE O 600)

Kiriş elemanı tasarımı için Şekil 2.11'de görülen (C) aksı 2.kat moment çerçevesi kirişi seçilmiştir.



Şekil 2.11: (C) Aksı 2. Kat Moment Çerçevesi Kirişi (UBC–1997)

- ◆ Kiriş tasarımı için statik analiz programı sonuçları kullanılmış olup her yük durumu için kesit tesirleri ayrı ayrı elde edilmiştir. Maksimum moment ve kesme kuvveti kesit tesirleri kirişin sol başında elde edilmiş olup kolon yüzündeki değerler tasarımda kullanılacaktır.

$$M_{DL} = 96,94 \text{ kNm}$$

$$M_{LL} = 109,62 \text{ kNm}$$

$$M_{seis} = \pm 340,93 \text{ kNm}$$

$$M_E = \rho \cdot (M_{seis}) = (1,0) \cdot (340,93) = \pm 340,93 \text{ kNm} \quad (\S 1630.1.1)$$

$$V_{DL} = 69,62 \text{ kN}$$

$$V_{LL} = 76,18 \text{ kN}$$

$$V_{seis} = \pm 91,73 \text{ kN}$$

$$V_E = \rho \cdot (V_{seis}) = (1,0) \cdot (91,73) = \pm 91,73 \text{ kNm} \quad (\S 1630.1.1)$$

- ◆ Temel yük durumlarına ait kesit tesirleri elde edildikten sonra Emniyet Gerilmeleri Yöntemine göre tasarımda Madde §1612.3.2'de belirtilen yük kombinasyonları temel yükleme kombinasyonlarına nazaran daha elverişsiz sonuçlar doğurmaları bakımından tercih edilmiştir ve deprem yükünü içeren kombinasyonlarda emniyet gerilmelerinin (1/3) artımı dikkate alınmıştır.

$$D + L : M_{D+L} = 96,94 + 109,62 = 206,56 \text{ kNm}$$

$$V_{D+L} = 69,62 + 76,18 = 145,80 \text{ kN}$$

$$D \pm (E/1,4) : M_{D+E} = 96,94 + (340,93 / 1,4) = 340,46 \text{ kNm}$$

$$V_{D+E} = 69,62 + (91,73/1,4) = 135,14 \text{ kN}$$

$$D + L + (E/1,4) : M_{D+L+E} = 96,94 + 109,62 + (340,93 / 1,4) = 450,08 \text{ kNm}$$

$$V_{D+L+E} = 69,62 + 76,18 + (91,73/1,4) = 211,32 \text{ kN}$$

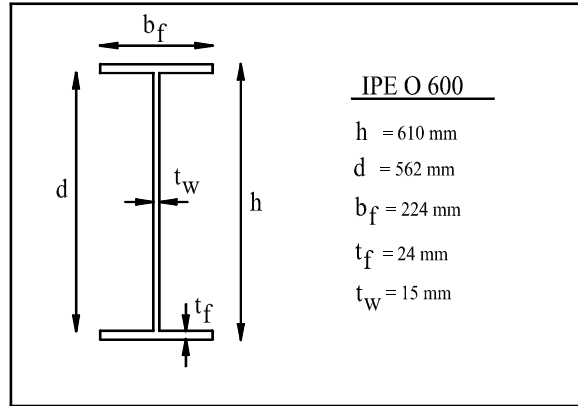
- ◆ Emniyet Gerilmeleri Yöntemi uyarınca yükleme kombinasyonları aşağıdaki gibidir. Kombinasyonlarda ifade edilen terimlerin manası şunlardır :

→ (D) : Tüm ölü yük kesit tesirleri simgesi

→ (L) : Hareketli yük kesit tesirleri simgesi

→ $(E = E_{Qx} + 0,30 E_{Qy}) / (E = E_{Qy} + 0,30 E_{Qx})$: Deprem yükü kesit tesirleri simgesi. Kombinasyonlarda ifade edilen E deprem yükü kesit tesirlerini temsil etmekte olup daha evvel Bölüm (3.2.5)'te de açıkça ifade edildiği üzere ek dışmerkezlilik etkilerini de içermektedir.

2.7.1.1 IPE O 600 (St 52) Kirişi Enkesit Koşullarının Kontrolü (§2213.7.3)



Şekil 2.12: (IPE O 600) Kirişi Enkesit Değerleri

- ◆ UBC–1997 yönetmeliği, Madde §2213.7.3 uyarınca IPE O 600 kirişine ait başlık genişlik-kalınlık ve gövde derinlik-kalınlık oranlarıyla ilgili enkesit koşullarının tahkiki aşağıdaki gibidir.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,31 \cdot \sqrt{(E / F_y)} = 0,31 \times \sqrt{(2100 / 3,55)} = 7,54$$

$$(IPE O 600) \Rightarrow \frac{b_f}{2t_f} = \frac{224}{2 \times 24} = 4,67 < 7,54 \quad (\checkmark)$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 3,2 \cdot \sqrt{(E / F_y)} = 3,2 \times \sqrt{(2100 / 3,55)} = 77,83$$

$$(IPE O 600) \Rightarrow \frac{d}{t_w} = \frac{562}{15} = 37,47 < 77,83 \quad (\checkmark)$$

- ◆ AISC 341–05 yönetmeliği Tablo (I-8-1) uyarınca kiriş elemanı başlık genişlik-kalınlık ve gövde derinlik-kalınlık oranlarıyla ilgili enkesit koşullarının tahkiki aşağıdaki gibidir.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,30 \cdot \sqrt{(E / F_y)} = 0,30 \times \sqrt{(2100 / 3,55)} = 7,29$$

$$(IPE O 600) \Rightarrow \frac{b_f}{2t_f} = \frac{224}{2 \times 24} = 4,67 < 7,29 \quad (\checkmark)$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 2,45 \cdot \sqrt{(E / F_y)} = 2,45 \times \sqrt{(2100 / 3,55)} = 59,59$$

$$(IPE O 600) \Rightarrow \frac{d}{t_w} = \frac{562}{15} = 37,47 < 59,59 \quad (\checkmark)$$

2.7.1.2 Kiriş Üst ve Alt Başlık Yanal Mesnetlenme Mesafelerinin Kontrolü

- ◆ Maksimum mesnetlenme mesafesi = $96r_y = 96 \cdot (4,79) = 459,84 \text{ cm} = 4,60 \text{ mt.}$
- ◆ Minimum mesnetlenme mesafesi = $L_b = (750-43)/3 = 236 \text{ cm} = 2,35 \text{ mt.}$

2.7.1.3 Kiriş Moment Kapasitesi Kontrolü (AISC-ASD, AISC 341-05)

AISC-ASD yönetmeliği Bölüm F1, sayfa 5-45'te ifade edilen maddeler uyarınca kiriş alt-üst başlıklarının yanal doğrultuda gerekli minimum mesnetlenme mesafelerinin sağlanması durumunda moment kapasitesi aşağıdaki gibi hesaplanacaktır :

$$L_c = 637 \frac{b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{637 \times 22,4}{\sqrt{3550}} = 239 \text{ cm} = 2,39 \text{ mt} \cong L_b = 2,35 \text{ mt}$$

$$F_b = 0,66.F_y = 0,66.(355) = 234,3 \text{ N/mm}^2 = 234300 \text{ kN/m}^2$$

$$M_a = W_x.F_b = (3,879 \times 10^{-3}).(234300) = 909 \text{ kNm} > 450,08 \text{ kNm} \quad (\checkmark)$$

Aynı şekilde AISC 341-05 yönetmeliği, Bölüm (9.8) uyarınca (L_c) mesafesinin sağlanmasıyla kiriş moment taşıma kapasitesi aşağıdaki gibi hesaplanabilmektedir.

$$L_c = 0,086r_y \frac{E}{F_y} = \frac{0,086 \times 4,79 \times 2100}{3,55} = 244 \text{ cm} = 2,44 \text{ mt} \cong L_b = 2,35 \text{ mt}$$

$$M_a = R_y.W_{px}.F_y/1,5 = 1,1.(4,471 \times 10^{-3}).(35,5 \times 10^4)/1,5 = 1164 \text{ kNm} > 450,08 \text{ kNm} \quad (\checkmark)$$

Bu ifadede (R_y) katsayısı artırılmış akma gerilmesi hesabında kullanılacak malzeme katsayısı olup, malzeme sınıfına göre farklılık göstermektedir. Tasarım örneğimizde kiriş üst başlığı kompozit döşeme çalışma prensibinden dolayı her noktada mesnetlenmiştir. Dolayısıyla ifade edilen mesnetlenme mesafesinin kiriş alt başlığı mesnetlenme mesafesi olarak tatbik edilmesi yeterli olacaktır.

2.7.1.4 Kiriş Kesme Kuvveti Kapasitesi Kontrolü (AISC-ASD, Bölüm F4)

$$\frac{d}{t_w} \leq 2,1 \sqrt{(E / F_y)} = 2,1 \times \sqrt{(2100 / 3,55)} = 51,08$$

$$\text{IPE O 600} \Rightarrow \frac{d}{t_w} = \frac{562}{15} = 37,47 < 51,08 \quad (\checkmark)$$

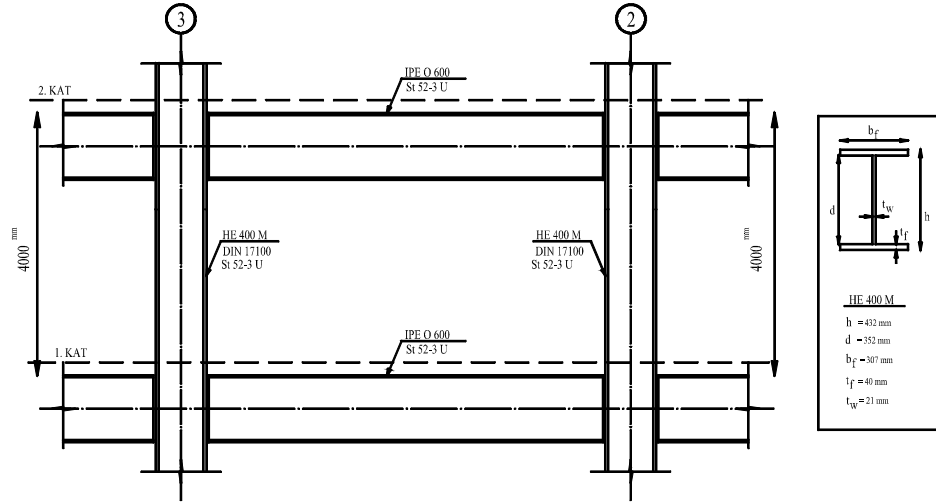
$$F_v = 0,40.(F_y) = 0,40.(355) = 142 \text{ N/mm}^2$$

$$V_a = F_v.t_w.d = (14,2).(1,2).(56,2) = 957,65 \text{ kN} > 211,32 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

Sonuç olarak (IPE O 600) profili kiriş elemanı olarak tüm tasarım koşullarını Emniyet Gerilmeleri Yöntemi gereksinimlerinin bir hayli üzerinde olacak şekilde sağlamakta.

2.7.2 Moment Çerçevesi 1.Kat Tip Kolon Tasarımı (HE 400 M)

Kolon elemanı tasarımı için Şekil 2.13'de görülen (C) aksı 1.kat moment çerçevesi üzerinde mevcut (C/2) ve (C/3) kolonları seçilmiştir.



Şekil 2.13: (C) Aksı 1.Kat Moment Çerçevesi Kolonları (HE 400 M)

- ◆ Yapımızın 1. katı (C) aksı üzerindeki (C/3) ve (C/2) kolonlarında statik analiz programı yardımıyla elde edilmiş yük durumları (M/V/N) aşağıdaki gibidir.

Tablo 2.12: Kolon Elemanları Kesit Tesirleri (UBC–1997)

YÜK DURUMU	(C/3) KOLONU	(C/2) KOLONU
M_{DL} (kNm)	10.34	47.06
M_{LL} (kNm)	12.68	50.43
$M_{seis} (\pm)$ (kNm)	354.15	185.92
$M_E = \rho \cdot (M_{seis})$ (kNm)	354.15	185.92
V_{DL} (kN)	4.80	22.70
V_{LL} (kN)	5.89	24.01
$V_{seis} (\pm)$ (kN)	176.26	97.51
$V_E = \rho \cdot (V_{seis})$ (kN)	176.26	97.51
N_{DL} (kN)	742.92	595.90
N_{LL} (kN)	535.25	491.62
$N_{seis} (\pm)$ (kN)	-20.92	193.58
$N_E = \rho \cdot (P_{seis})$ (kN)	-20.92	193.58

- ♦ UBC 1997 yönetmeliği bölüm (§1612.3.2) uyarınca yükleme kombinasyonları aşağıdaki gibidir. [(C/3) kolonu için açık biçimde ifade edilmiş olup her iki kolon için özet tablosu mevcuttur]:

$$D + L : M_{D+L} = 10,34 + 12,68 = 23,02 \text{ kNm}$$

$$V_{D+L} = 4,80 + 5,89 = 10,69 \text{ kN}$$

$$P_{D+L} = 742,92 + 535,25 = 1278,17 \text{ kN}$$

$$D \pm (E/1,4) : M_{D+E} = 10,34 + (354,15 / 1,4) = 263,30 \text{ kNm}$$

$$V_{D+E} = 4,80 + (176,26/1,4) = 130,70 \text{ kN}$$

$$P_{D+E} = 742,92 + (20,92/1,4) = 757,86 \text{ kN}$$

$$D + L + (E/1,4) : M_{D+L+E} = 10,34 + 12,68 + (354,15 / 1,4) = 275,98 \text{ kNm}$$

$$V_{D+L+E} = 4,80 + 5,89 + (176,26/1,4) = 136,59 \text{ kN}$$

$$P_{D+L+E} = 742,92 + 535,25 + (20,92/1,4) = 1293,11 \text{ kN}$$

$$0,9D - (E/1,4) : P_{D+E} = 0,9.(742,92) - (20,92/1,4) = 653,69 \text{ kN}$$

Tablo 2.13: Kolon Elemanları Kombinasyonlu Kesit Tesirleri (UBC–1997)

KOMBİNASYON	(C/3) KOLONU		
	M (kNm)	V(kN)	N(kN)
(D + L)	23.02	10.69	1278.17
[D ± (E/1,4)]	263.30	130.70	757.86
[D + L + (E/1,4)]	275.98	136.59	1293.11
[0,9D - (E/1,4)]	-	-	653.69

KOMBİNASYON	(C/2) KOLONU		
	M (kNm)	V(kN)	N(kN)
(D + L)	97.49	46.71	1087.52
[D ± (E/1,4)]	179.86	92.35	734.17
[D + L + (E/1,4)]	230.29	116.36	1225.79
[0,9D - (E/1,4)]	-	-	398.04

- ♦ UBC 1997 yönetmeliği, Madde §2213.5.1 uyarınca Sismik Bölge 3 ve 4’de inşa edilecek yapılarda mevcut kolon taşıyıcı elemanları Madde §1612.3.2’de belirtilen yükleme kombinasyonları neticesinde oluşan yük durumlarını

karşılayabilmekle beraber aşağıda belirtilen yükleme kombinasyonlarında eğilme etkisi ihmal edilerek elde edilmiş olan eksenel yüklere karşı koyabilecek yeterli dayanıma sahip olmalıdırlar. Bu yolla amaçlanan durum ise yapıda meydana gelebilecek maksimum deprem yükleri altında ana taşıyıcı eleman olan kolonların burkulma etkisine maruz kalmadan güvenli biçimde dayanımlarının yeterli olduğunu göstermektir.

Tablo 2.14: Kolon Elemanları-Elverişsiz Düşey Yük Durumları (UBC–1997)

YÜK DURUMU	(C/3) KOLONU	(C/2) KOLONU
$N_{basınç} = N_{DL} + 0,7N_{LL} + \Omega_0 N_{seis}$	1176.17 kN	1482.06 kN
$N_{basınç} = 0,85N_{DL} + \Omega_0 N_{seis}$	690.06 kN	1048.54 kN
$N_{çekme} = 0,85N_{DL} - \Omega_0 N_{seis}$	572.91 (basınç) kN	-35.51 (çekme) kN
$\Omega_0 = 2,8$ (Deprem Yüğü Büyütme Katsayısı)(*)		

(*) : Ω_0 katsayıları için Ek-A'ya bakınız.

2.7.2.1 Kolon Elemanı Enkesit (Kompaktlık) Koşulları Kontrolü

- ♦ AISC-ASD yönetmeliği bölüm (N7) uyarınca kolon elemanı üst-alt başlığı yerel burkulma etkilerine karşı yeterli plastik yük taşıma kapasitesine sahip olmalıdır. Bu koşul elemanın malzeme akma gerilmesine göre başlık genişliğinin başlık kalınlığına oranı olarak ifade edilen sınırlar dahilinde kalmasıyla sağlanmaktadır.

$$F_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \text{ için } \frac{b_f}{2t_f} \leq 6,9 \text{ , olmalıdır.}$$

$$(HE 400 M) \text{ için : } \frac{b_f}{2t_f} = \frac{307}{2 \times 40} = 3,84 \leq 6,9 \text{ , koşulu sağlanmaktadır.}$$

- ♦ Yine AISC-ASD yönetmeliği bölüm (N7) uyarınca eğilme momenti ve eksenel basınç kuvvetine maruz gövde levhalarında yerel burkulma meydana gelmemesi için gövde yüksekliğinin kalınlığına oranı aşağıda belirtilen sınırlar dahilinde kalacaktır.

$$\frac{N_a}{N_y} = \frac{N_a}{F_y A} = \frac{1482,06}{35,5 \times 326} = 0,128 \leq 0,27$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{3455}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 2,233 \frac{N}{N_y} \right) = \frac{3455}{\sqrt{3550}} \times (1 - 2,233 \times 0,128) = 41,41, \text{ olmalıdır.}$$

(HE 400 M) için : $\frac{d}{t_w} = \frac{352}{21} = 16,76 \leq 44,41$, koşulu sağlanmaktadır.

- ◆ AISC 341-05 yönetmeliği Tablo (I-8-1) uyarınca kolon elemanı başlık genişlik-kalınlık ve gövde derinlik-kalınlık oranlarıyla ilgili enkesit koşullarının tahkiki aşağıdaki gibidir.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,30 \cdot \sqrt{(E / F_y)} = 0,30 \times \sqrt{(2100 / 3,55)} = 7,29$$

(HE 400 M) için : $\frac{b_f}{2t_f} = \frac{370}{2 \times 40} = 4,63 < 7,29$ o.k.

$$C_a = \frac{\Omega N_a}{N_y} = \frac{1,67 \times 1482,06}{35,5 \times 326} = 0,213 > 0,125 , \quad \text{olması halinde}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \lambda_p = 1,12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2,33 - C_a) \geq 1,49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} , \quad \text{koşulu sağlanmalıdır.}$$

$$\Rightarrow \lambda_p = 1,12 \times \sqrt{\frac{2100}{3,55}} \times (2,33 - 0,213) = 57,7 \geq 36,24 , \text{ olduğundan}$$

(HE 400 M) için : $\frac{d}{t_w} = \frac{352}{21} = 16,76 < 57,7$ (✓)

2.7.2.2 Eksenel Basınç ve Eğilme Etkisi Altında Eğilmeli Burkulma Kontrolü

Kolon elemanı için eğilmeli burkulma tahkiki (AISC-ASD, Bölüm H1) uyarınca yapılacaktır. Buna göre eğilme etkisi altında düşey yük taşıyan elemanlar aşağıdaki koşulları sağlamalıdır.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} + \frac{C_{my} f_{by}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ey}}\right) F_{by}} \leq 1,0 \quad (2.15)$$

$$\frac{f_a}{0,60 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0 \quad (2.16)$$

İstisnai olarak $\left(\frac{f_a}{F_a} \leq 0,15\right)$ olması halinde yukarıda belirtilen (2.15) ve (2.16)

formülleri yerine aşağıda ifade edilen (2.17) formülü ile hesap yapılabilir.

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0 \quad (2.17)$$

Bu bağıntılardaki terimler aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

♦ (f_a) : Yalnız (N) eksenel basınç kuvveti etkisi altında hesaplanan gerilme.

$$f_{a1} = \frac{N_1}{A} = \frac{1293,11}{325,8 \times 10^{-4}} = 39788 \text{ kN/m}^2$$

$$f_{a2} = \frac{N_2}{A} = \frac{1278,17}{325,8 \times 10^{-4}} = 39232 \text{ kN/m}^2$$

♦ (F_a) : Yalnız (N) eksenel basınç kuvveti etkisi altında uygulanacak emniyet gerilmesi. (F_a) emniyet gerilmesi değeri (AISC-ASD, bölüm E2) uyarınca aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(\lambda)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(\lambda)}{8C_c} - \frac{(\lambda)^3}{8C_c^3}} \quad (2.18)$$

Bu formülde, plastik narinlik sınırını ifade eden $\left(C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}\right)$ ve $\left(\lambda = \frac{kl}{r}\right)$

olmaktadır. (λ) değerinin (C_c) değerinden büyük olması durumunda (F_a) değeri Denk.(2-19)'daki gibi revize edilebilmektedir.

$$\frac{kl}{r} > C_c \Rightarrow F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(\lambda)^2} \quad (2.19)$$

Bu ifadelerde $(\lambda = \frac{kl}{r})$ kolon elemanı narinliğini ifade etmektedir. (k) katsayısı narinlik katsayısı olup UBC–1997, Madde §2213.5.3 uyarınca kolon elemanı katlar arasında süreklilik gösteriyorsa, yapıda görelî kat ötelenmeleri Δ_M , Madde §1630.9'a göre belirlenen sınırlar içerisinde kalıyorsa ve $f_a \leq 0,4(F_y)$ koşulu sağlanıyorsa (k = 1,0) olarak göz önüne alınabilmektedir.

$$\Rightarrow f_a = 0,41 \text{ t/cm}^2 < 0,4.(3,6) = 1,44 \text{ t/cm}^2 \rightarrow k=1,0 \text{ olmaktadır.}$$

$$\Rightarrow \lambda_x = \frac{kl}{r} = \frac{(1,0).(400 - 61/2)}{17,88} = 20,67$$

$$\Rightarrow \lambda_y = \frac{kl}{r} = \frac{(1,0).(400 - 61/2)}{7,70} = 47,99$$

$$\Rightarrow C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 2100}{3,55}} = 108 > \lambda_{\max} = \lambda_y = 47,99$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{\left[1 - \frac{(\lambda)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(\lambda)}{8C_c} - \frac{(\lambda)^3}{8C_c^3}} = \frac{\left[1 - \frac{(47,99)^2}{2 \times (108)^2}\right] \times 3,55}{\frac{5}{3} + \frac{3 \times 47,99}{8 \times 108} - \frac{(47,99)^3}{8 \times (108)^3}} = \frac{3,20}{1,82} \cong 1,76 \text{ t/cm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{f_{a1}}{F_a} = \frac{0,41}{1,76} = 0,233 > 0,15$$

$$\Rightarrow \frac{f_{a2}}{F_a} = \frac{0,40}{1,76} = 0,227 > 0,15$$

- ◆ (f_{bx}, f_{by}) : Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri etkisi altında hesaplanan (eğilme-basınç) başlığı gerilmeleri.
- ◆ (F_{bx}, F_{by}) : Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri etkisi altında uygulanacak (eğilme-basınç) başlığı için emniyet gerilmeleri.

AISC-ASD yönetmeliği Bölüm (F1.1)'de belirtildiği üzere yanal doğrultuda desteklenmemiş kolon yüksekliği (L_b) aşağıda ifade edilen (L_c) değerinden küçük olmalıdır.

$$\Rightarrow L_c = \frac{637b_f}{\sqrt{F_y}} = \frac{637 \times 30,7}{\sqrt{3550}} = 328 \text{ cm} < L_b = 369,5 \text{ cm}, \text{ olmaktadır.}$$

Bu durumda (F_b) değeri yönetmeliğin (F1.3) bölümü uyarınca aşağıda ifade edilen (F1-6), (F1-7) ve (F1-8) formüllerinden elde edilecek en büyük değer olarak göz önüne alınacaktır.

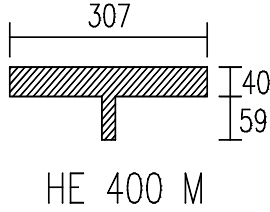
$$\frac{1}{r_T} \leq \sqrt{\frac{(3586 \times 10^4) C_b}{F_y}} \Rightarrow F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (l/r_T)^2}{(1076 \times 10^5) C_b} \right] F_y \leq 0,6 F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2.20)$$

$$\frac{1}{r_T} \geq \sqrt{\frac{(3586 \times 10^4) C_b}{F_y}} \Rightarrow F_b = \frac{(1195 \times 10^4) C_b}{(l/r_T)^2} \leq 0,6 F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2.21)$$

$$F_b = \frac{(844 \times 10^3) C_b}{l d / A_f} \leq 0,6 F_y \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (2.22)$$

* (l)= 369,5 cm (kolonun ve ya kirişin basınç başlığında, dönmeye ve yanal deplasmana karşı koyan mesnetler arasındaki mesafe)

* (r_T)= Basınç başlığı ve gövdenin basınç bölgesinin (1/3)'ünden oluşan kesitin gövde eksenine göre atalet yarıçapı.

$A_T = 135,15 \text{ cm}^2$	
$I_T = 9647,05 \text{ cm}^4$	
$r_T = \sqrt{\frac{I_T}{A_T}} = \sqrt{\frac{9647,05}{135,15}} = 8,45 \text{ cm}$	

$$* C_b = 1,75 + 1,05(M_1/M_2) + 0,3(M_1/M_2)^2 \leq 2,3$$

$$\rightarrow C_{b3} = 1,75 + 1,05 \times (197,94/275,98) + 0,3(197,94/275,98)^2 = 2,65 > 2,3$$

$$\rightarrow C_{b2} = 1,75 + 1,05 \times (173,38/230,29) + 0,3(173,38/230,29)^2 = 2,71 > 2,3$$

Bu durumda ($C_b = 2,3$) olarak göz önüne alınacaktır.

$$* \frac{1}{r_T} = \frac{369,5}{8,45} = 43,73 \leq \sqrt{\frac{(3586 \times 10^4) C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{3586 \times 10^4 \times 2,3}{3550}} = 152,4$$

$$\Rightarrow F_{b1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (l/r_T)^2}{(1076 \times 10^5) C_b} \right] F_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{3550 \times 43,73^2}{1076 \times 10^5 \times 2,3} \right] \times 3550$$

$$\Rightarrow F_{b1} = 2269,3 \text{ kg/cm}^2 \cong 227 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow F_{b2} = \frac{(844 \times 10^3) C_b}{I_d/A_f} = \frac{844 \times 10^3 \times 2,3}{(369,5 \times 35,2/135,15)} \cong 20,2 \text{ t/cm}^2 \cong 1982 \text{ N/mm}^2$$

$$\Rightarrow F_b \leq 0,6 F_y \Rightarrow F_b = 0,6 \times 355 = 213 \text{ N/mm}^2, \text{ olacaktır.}$$

- ♦ (C_{mx}, C_{my}) : M_x , M_y moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzenini göz önünde bulunduran katsayılarıdır. Göz önüne alınan elemanın uçlarında yanal ötelenme söz konusu ise;

$(C_m = 0,85)$ olmaktadır.

- ♦ $(F'_{ex}, F'_{ey}) \rightarrow (x-x)$ ve $(y-y)$ asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve "Euler Gerilmesi"nden türetilen gerilmeleri ifade etmektedir.

$$F_e = \frac{12\pi^2 E}{23(kl_b/r_b)^2} = \frac{12 \times \pi^2 \times 2100}{23 \times (1,0 \times 369,5/17,88)^2} = 25,31 \text{ t/cm}^2 \cong 2483 \text{ N/mm}^2$$

Yukarıda ifade edilen bilgiler ışığında kritik yükleme kombinasyonları altında kolon elemanında eğilmeli-burkulmalı durum için gerilme tahkikleri aşağıdaki gibi olacaktır.

- ♦ $D + (E/1,4)$ kombinasyonu ile elde edilen kesit tesirleri için :

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} = \frac{77,26}{325,8 \times 1,76} + \frac{0,85 \times 2684,91}{4820 \times \left(1 - \frac{77,26}{325,8 \times 25,31}\right) \times 2,13}$$

$$\Rightarrow \frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} = 0,135 + 0,224 = 0,36 < 1,0 \quad (\checkmark)$$

$$\frac{f_a}{0,60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{77,26}{325,8 \times 0,6 \times 3,55} + \frac{2684,91}{4820 \times 2,13} = 0,11 + 0,26 = 0,37 < 1,0 \quad (\checkmark)$$

♦ D + L + (E/1,4) kombinasyonu ile elde edilen kesit tesirleri için:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} = 0,227 + \frac{0,85 \times 2814,21}{4820 \times \left(1 - \frac{0,41}{25,31}\right) \times 2,13}$$

$$\Rightarrow \frac{f_a}{F_a} + \frac{C_{mx} f_{bx}}{\left(1 - \frac{f_a}{F'_{ex}}\right) F_{bx}} = 0,227 + 0,237 = 0,464 < 1,0 \quad (\checkmark)$$

$$\frac{f_a}{0,60F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} = \frac{0,41}{0,6 \times 3,55} + \frac{2814,21}{4820 \times 2,13} = 0,191 + 0,274 = 0,47 \leq 1,0 \quad (\checkmark)$$

2.7.2.3 Kolon Kesme Kuvveti Kapasitesi Kontrolü (AISC-ASD, Bölüm F4)

$$\frac{d}{t_w} \leq 2,1 \sqrt{(E / F_y)} = 2,1 \times \sqrt{(2100 / 3,6)} = 50,72$$

$$(HE 400 M) \Rightarrow \frac{d}{t_w} = \frac{352}{21} = 16,76 < 50,72 \quad (\checkmark)$$

$$F_v = 0,40 \cdot (F_y) = 0,40 \cdot (35,5) = 14,2 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_a = F_v \cdot t_w \cdot d = (14,2) \cdot (2,1) \cdot (35,2) = 1049,66 \text{ kN} > 136,59 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

2.7.2.4 Kolon Eksenel Yük Taşıma Kapasitesi Kontrolü

Kolon elamanlarına ait eksenel basınç ve eksenel çekme kuvveti taşıma kapasiteleri UBC 1997 yönetmeliği, Madde §2213.4.2 uyarınca aşağıdaki gibi hesap edilmekte olup elde edilen kapasiteler daha evvel yönetmeliğin §2213.5.1 maddesi uyarınca hesap edilen elverişsiz eksenel yüklerle karşılaştırılacaktır.

♦ Basınç yükü kapasitesi :

$$N_{sb} = 1,7 F_a A = 1,7 \times 1,76 \times 325,8 = 974,80 \text{ ton} = 9562,73 \text{ kN} > 1482,06 \text{ kN}$$

♦ Çekme yükü kapasitesi :

$$N_{\phi} = F_y A = 35,5 \times 325,8 = 11566 \text{ kN} > 35,51 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

Sonuç olarak (HE 400 M) profili kolon elemanı olarak tüm tasarım koşullarını Emniyet Gerilmeleri Yöntemi gereksinimlerinin bir hayli üzerinde olacak şekilde sağlamakta. Bunun nedeni seçilen bu kesitin testler neticesinde belirlenmiş Zayıflatılmış Enkesitli Kiriş tasarımına yönelik enkesit koşullarına da uygun olmasından ileri gelmektedir.

2.8 Yüksek Süneklikli Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Tasarımı (FEMA–350)

Süneklik düzeyi yüksek moment çerçevesi tasarımında mühendislik açısından en kritik nokta kolon-kiriş birleşim bölgesi olmaktadır. 1994 Northridge depremi sonrası yapılan hasar tespit çalışmalarında da görüldüğü üzere moment çerçeveli taşıyıcı sisteme sahip çelik yapılarda geleneksel olarak kullanılan birleşim detayı sismik yükler altında istenilen performansı sağlayamamakla beraber yapılar öngörülen hasar sınırları içerisinde kalmıştır. Bu aşamadan sonra moment çerçevelerinin sismik yükler altında istenilen performans seviyelerini yakalayabilmeleri için FEMA (Federal Emergency Management Agency), SAC ve ATC (Applied Technology Council) gibi ilgili kuruluşların gözetimi ve desteği altında deneysel çalışmalara girilmiş ve bu yapılar için öngörülen yönetmeliklerde revizyona gidilmiştir. Bu çalışmalar California Berkeley ve University of Texas Ferguson gibi üniversitelerin laboratuvar ortamlarında geliştirilen test düzenekleri üzerinde yapılmıştır. Sonuçta birleşim bölgesinde yönetmeliklerce istenilen ötelenme ve dönme kapasitelerini sağlayan birçok birleşim detayı ve birleşime giren kolon ve kiriş eleman tabloları elde edilmiştir. Bu çalışmalar ara yönetmelik halinde FEMA-267A olarak yayınlanmış ve nihayetinde FEMA–350 yönetmeliğinde uygulanabilecek birleşim detayları ve bu birleşime girecek kolon ve kiriş elemanlarıyla ilgili belirleyici tasarım sınırları ortaya konulmuştur.

Bu bağlamda FEMA–350 uyarınca birleşim bölgesi tasarımında aşağıda belirtilen şartların sağlanması halinde birleşime girecek elemanların yeterli sismik performansa sahip olup olmadıklarına karar verebilmek için her defasında test düzeneği kurulmasına gerek kalmayacaktır. Buna göre:

- (a) Birleşime giren kolon-kiriş eleman boyutları daha evvel test edilmiş elemanların kombinasyonu neticesinde elde edilen genelleştirilmiş boyut ve kesit kriterlerini sağlayacaktır.
- (b) Birleşim bölgesi hesapları daha evvel testler neticesinde geliştirilen hesap ilkeleri doğrultusunda yapılacaktır.

(c) Birleşim bölgesinde tatbik edilecek biçimsel detaylar testler neticesinde belirlenen uygulama detayları (FEMA-350, Bölüm §3.5 ve Bölüm §3.6'daki detaylar-plakalar,kaynaklar vs..) ile birebir örtüşecektir.

Yüksek süneklikli moment birleşim bölgesi detaylandırılmasında yukarıda bahsedilen şartlara uyulması öngörülen sismik dayanımın sağlanabilmesi açısından gereklidir. Yalnız olağan hesap yöntemi ile tasarıma Normal Süneklikli Moment Çerçevesi sistemlerinde izin verilmektedir.

Örnek yapımızda kullanacağımız kolon ve kiriş taşıyıcı eleman boyutlamaları için Texas Ferguson Üniversitesi Laboratuvarlarında gerçekleştirilen birleşim kombinasyonları neticesinde elde edilen test verileri kullanılacaktır. Bu testlerde zayıflatılmış enkesite sahip kirişli birleşimler kullanılarak yönetmelikte belirtilen 0,04 radyanlık ötelenme açısı sınır değeri sağlanmıştır. Bu testlere ait verilere SAC kuruluşunun web sitesinden ulaşılabilir. Birleşimde kullanılan kesit zayıflatma işlemi yöntemlerden biri olan alt ve üst başlıkta dairesel kesme yapılarak gerçekleştirilmiştir. Laboratuar ortamında test edilmiş kolon-kiriş birleşim kombinasyonları aşağıdaki tabloda belirtildiği gibidir.

Tablo 2.15: Test edilmiş Kolon-Kiriş Birleşim Kombinasyonları

Test Numunesi	Kolon	Kiriş
DB2	W14 x 426	W36 x 150
DB3	W14 x 426	W14 x 170
DB4	W14 x 426	W14 x 194
DB5	W14 x 257	W14 x 148

Tüm kombinasyon hallerinde plastik mafsallık noktasında dönme kapasitesinin FEMA-350 yönetmeliğinin öngördüğü 0,04 radyan değerini sağladığı gözlemlenmiştir. Her yeni yapı için tasarlanan taşıyıcıya ait test düzeneği kurmak ekonomik olmayan bir çözüm yöntemi olacağı gibi test edilmiş kombinasyonlar üzerinden kolon ve kirişlerin tasarımına yönelik belirleyici parametreler koymak da zordur. Bu yüzden taşıyıcı elemanlar için test verileri üzerinden genelleştirme yapılırken test verilerinde elde edilen temel davranış parametrelerini iyi süzmek ve ilkeleri doğru biçimde anlamak gerekmektedir. Bu noktada test edilmiş birleşim kombinasyonları üzerinden genelleştirme yoluna gidilmiş ve taşıyıcı sistemin elemanlarının seçimi için yöntem belirlenmiştir. DSA (The California Division of the State Architect) tarafından hazırlanan yönetmelikte test verilerinde kullanılan kombinasyonlardan yola çıkılarak kolon ve kiriş taşıyıcı elemanları birim boy ağırlıkları ve alt-üst başlık kalınlığı

parametreleri doğrultusunda bir tablo içerisinde sınıflandırılmışlardır. Bu tablo oluşturulurken test kombinasyonlarında kullanılan eleman boyutlarında %15 mertebesinde üst sınır ve %35 mertebesinde alt sınırın aşılmasına dikkat edilmiştir. Yukarıdaki test kombinasyonlarından da anlaşılacağı gibi Amerika Birleşik Devletlerinde daha ziyade geniş başlıklı (W) profiller kullanılmaktadır. Test verileri kolonların kirişlere göre daha ağır seçildiğini göstermektedir. Test verilerinden yola çıkılarak DSA tarafından tasarımda kullanılacak kolon ve kiriş taşıyıcı elemanları için kullanım sınırları aşağıdaki gibi belirlenmiştir.

Tablo 2.16: Muhtemel Kolon-Kiriş Birleşim Tasarım Kombinasyonları

	Kolonlar	Kirişler
Maks. Ağırlık (G)	440,0 kg/m	253,30 kg/m
Min. Ağırlık (G)	248,5 kg/m	143,0 kg/m
Maks. t_f	5,50 cm	3,45 cm
Min. t_f	3,10 cm	1,96 cm
Kullanılabilecek Kesit Sınıfı	W14 x176 ~W14 x283	W30 x108 ~W30 x173

Bu bağlamda tasarım örneğimizde kullanacağımız kolon ve kiriş elemanlarının kıyas gerektiren birim boy ağırlığı ve alt-üst başlık kalınlık değerleri aşağıdaki gibidir.

(HE 400 M – Kolon) :

Birim Boy Ağırlığı : $G = 256 \text{ kg/m}$

Alt-Üst Başlık kalınlığı : $t_f = 4,0 \text{ cm}$

(IPE O 600 – Kiriş) :

Birim Boy Ağırlığı : $G = 154 \text{ kg/m}$

Alt-Üst Başlık kalınlığı : $t_f = 2,4 \text{ cm}$

Tasarım örneğimizde kullandığımız (HE 400 M) kolon elemanı ve (IPE O 600) kiriş elemanı yukarıda ifade edilmiş olan genelleştirilmiş kesit tablosuna dahil olmamakla birlikte birim boy ağırlığı ve başlık kalınlığı kriterlerini sağlamaktadır. Bu noktada gerekli test parametrelerine uygunluğun yanı sıra Avrupa'da kullanılan kesitlerin seçilmesine dikkat edilmiştir. Bunun yanı sıra kolon-kiriş elemanları güçlü kolon-zayıf kiriş ve panel bölgesi dayanımı kriterleri de düşünülerek seçilmiştir.

Daha evvel yapı ile ilgili bilgisayar modelinde seçmiş olduğumuz kiriş-kolon elemanları kullanılarak statik analizi yapılmıştır. Bu noktada taşıyıcı elemanların

yönetmelikte belirtilen görelî kat ötelenme sınırları içerisinde kalınmasında büyük etkisi olmuştur. Bunun yanı sıra kolon elemanı başlık kalınlığı ve gövde kalınlığının fazla olması panel bölgesinde takviye levha gerektirmeyecek biçimde seçilmeye çalışılmıştır. Zira üretim aşamasında nispeten daha ağır kolon seçilmesi ile takviye levhalarına gerek duyulmamasından dolayı artı ekonomi sağlanmaktadır. Aynı zamanda testler göstermiştir ki takviye levhaları kullanılması ile bu levhaların kolon gövdesine kaynakla montajı gerekmekte ve bu aşamada panel bölgesindeki kolon gövdesi dayanımı öngörülen seviyenin altına düşmektedir.

2.8.1 Taşıyıcı Eleman ve Malzeme Mukavemet Değerleri

(HE 400 M) ve (IPE O 600) elemanlarına ait mukavemet değerleri aşağıdaki gibidir.

Malzeme Sınıfı: DIN 17100, St52 3U

Akma Gerilmesi: $F_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

Maksimum Akma Gerilmesi: $F_{ym} = 1,15 \times F_y = 40,8 \text{ kN/cm}^2$

Kopma Mukavemeti: $F_u = 51,0 \text{ kN/cm}^2$

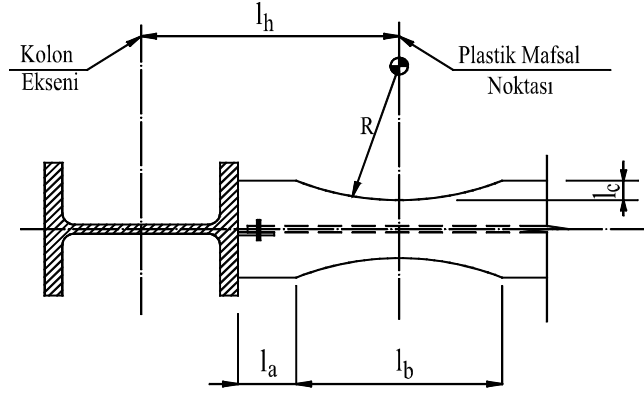
Boyuna Makaslama Gerilmesi: $F_{TT} = 0,9 \times F_y = 0,9 \times 35,5 = 31,2 \text{ kN/cm}^2$

2.8.2 Zayıflatılmış Enkesitli Kiriş Geometrisi ve Plastik Mafsal Noktası

Yüksek süneklikli moment çerçevesi tasarımında kolon-kiriş birleşim bölgesi kritik rol oynamaktadır. Zira bu noktanın tasarımında tariflenen plastik mafsal noktasında yönetmelikçe öngörülen ötelenme açısının sağlanarak zemin hareketleri neticesinde oluşan çevrimsel yatay yükler altında yapının ötelenme performansının artırılarak maksimum enerjinin sönümlenmesi amaçlanmaktadır. Bu noktada kolon-kiriş birleşim noktasındaki panel bölgesinin gerekli dayanımı sağlayacak biçimde tasarımı yapılmakta olup, buna karşılık maksimum moment tesirlerinin plastik mafsal noktasına kayması ve bu noktada plastikleşme sağlanarak elverişsiz tesirlerin kolon yüzüne ulaşması önlenmeye çalışılmaktadır. Bu bağlamda tanımlanan plastik mafsal noktasının Zayıflatılmış Enkesitli Kiriş eleman tasarımının gerçekçi sonuçlar elde edilmesinde etkin olduğu yapılan testler neticesinde görülmüştür.

Zayıflatılmış Enkesitli Kiriş tasarımında plastik mafsal noktasının tayin edilmesi ve görelî olarak bu noktanın tahmine dayalı belirlenmesi daha kolay olmakla beraber testler neticesinde öngörülen geometrik detaylar aşağıdaki şekilde olduğu gibidir. Bu

detaylar FEMA–350 yönetmeliği, Bölüm §3.5.5'te de uygulama detayı olarak belirlenmiştir.



Şekil 2.14: Zayıflatılmış Enkesitli Kiriş Geometrisi ("Dog Bone")

Şekilde görülen (l_a) mesafesi enkesit zayıflatma noktası başlangıcı olan dairesel kesik ile kolon yüzü arasındaki mesafedir ki bu mesafe kolon yüzüne etki edecek (M_f) momentinin minimize edilebilmesi açısından düşük tutulmalıdır. Şekildeki (l_a) ve (l_b) mesafeleri testler sonucu belirlenmiş mesafelerdir.

FEMA 350 yönetmeliği uyarınca bu mesafeler şu şekilde tayin edilir :

- ◆ $0,5.b_f \leq l_a \leq 0,75.b_f$, genellikle ($l_a \approx 0,6b_f$) olarak seçilmektedir.
- ◆ $0,65.d_b \leq l_b \leq 0,85.d_b$, genellikle ($l_b \approx 0,75d_b$) olarak seçilmektedir.

Tasarım örneğimizde kirişimiz (IPE O 600) olduğuna göre :

- ◆ $l_a \approx 0,6.b_f = 0,6 \times 22,4 = 13,44 \text{ cm.} \rightarrow l_a = 12,5 \text{ cm.}$
- ◆ $l_b \approx 0,75.d_b = 0,75 \times 61,0 = 45,75 \text{ cm} \rightarrow l_b = 43,0 \text{ cm}$

► (l_a) ve (l_b) mesafeleri plastik mafsallara dönüşen bir bölgeye yakınsamasını sağlayacak biçimde seçilmişlerdir. Bu noktada amaç plastik kesit tesirlerinin birleşim noktasına etkilerini minimize etmektir.

Kesme derinliği (l_c) mesafesi üst-alt başlıkların her bir yanının %40~%50 mertebesinde derinleştirilmesiyle elde edilmektedir. Alt-üst başlık flanşların %40 azaltımı ile:

- ◆ $l_c = 0,40.(b_f/2) = 0,40 \times 22,4/2 \approx 4,50 \text{ cm.}$

Bu durumda kesme yarıçapı aşağıdaki gibi hesap edilmektedir:

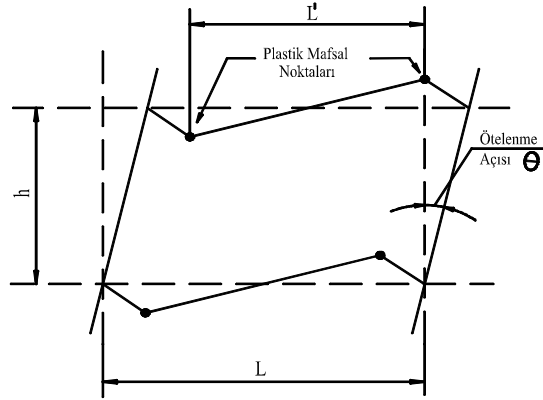
$$\diamond R = \frac{4l_c^2 + l_b^2}{8l_c} = \frac{4 \times 4,50^2 + 43,0^2}{8 \times 4,5} \cong 53,61 \text{ cm}$$

Dolayısıyla plastik mafsall oluşması beklenen noktanın kolon eksenine olan mesafesi FEMA 350 uyarınca şu şekilde hesap edilmektedir:

$$\diamond l_h = (h_c/2) + (l_a) + (l_b/2) = (43,2/2) + 12,5 + (43,0/2) = 55,6 \text{ cm.}$$

Kirişin her iki ucunda plastik mafsall oluşumu öngörülmekte olup birleşim noktası tasarımında bu noktalara etki edecek kiriş yüklerinin belirlenmesi gerekeceğinden iki nokta arasındaki mesafe şu şekilde hesaplanacaktır:

$$\diamond L' = L - 2 l_h = 750 - 2 \times 55,6 = 638,8 \text{ cm.} = 6,388 \text{ mt.}$$



Şekil 2.15: Plastik Mafsallar

2.8.3 Zayıflatılmış Enkesit ve Birleşim Bölgesi Plastik Yük Taşıma Kapasiteleri

2.8.3.1 Plastik Mafsall Naktasındaki Plastik Moment Kapasitesi Hesabı

Zayıflatılmış kirişte plastik mafsall noktasında oluşması beklenen plastik moment kapasitesi değeri FEMA–350 yönetmeliğ, Bölüm §3.2.4'te aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$\diamond M_{pr} = C_{pr} R_y M_p = C_{pr} R_y W_p F_y \quad (2.23)$$

Bu ifadede;

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{355 + 510}{2 \times 355} \cong 1,2 \quad (2.24)$$

Bununla birlikte FEMA-350, Bölüm §3.5.5 uyarınca Zayıflatılmış Enkesitli Kiriş birleşimi tasarım detayları uyarınca ($C_{pr} = 1,15$) olarak göz önünde bulundurulacaktır.

$R_y = 1,1$ (Fe 37 yapı çeliği dışında diğer yapı çeliklerinden imal edilen hadde profilleri için arttırma katsayısı) (Bknz. Ek1-A)

Zayıflatılmış kesitin plastik mukavemet momenti değeri :

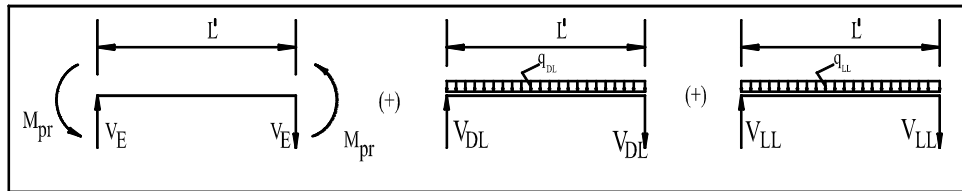
$$W_p = W_{px} - [b_r t_f (h_b - t_f)] = 4471 - [(2 \times 4,5) \times 2,4 \times (61 - 2,4)] = 3205,24 \text{ cm}^3$$

Bu ifadede (b_r) kesidin toplam zayıflatma derinliğini göstermektedir.

$$\Rightarrow M_{pr} = C_{pr} R_y W_p F_y = 1,15 \times 1,1 \times 3205,24 \times 35,5 = 143939 \text{ kNcm} \cong 1439 \text{ kNm}$$

2.8.3.2 Plastik Mafsal Noktasındaki Kesme Kuvveti Hesabı

Bu aşamadan sonra plastik mafsal noktasındaki toplam kesme kuvveti hesap edilecektir. Toplam kesme kuvveti UBC–1997 yönetmeliği, Madde §1612.4’de ifade edilen özel deprem yük kombinasyonu uyarınca plastik moment etkisi ile oluşan plastik kesme kuvvetine ilave olarak kiriş üzerinde mevcut normal kat ölü ve hareketli yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti etkilerinin toplamı biçiminde aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.



Şekil 2.16: Plastik mafsal Noktasında Kesme Kuvveti Basit Denge Diyagramı

$$V_p = 1,2(V_D) + f_1 V_L + 1,0(V_E) \quad (2.25)$$

Plastik mafsal noktasında oluşan ölü ve hareketli yük kesme kuvveti değerleri yapının bilgisayar modeli üzerinden okunacaktır.

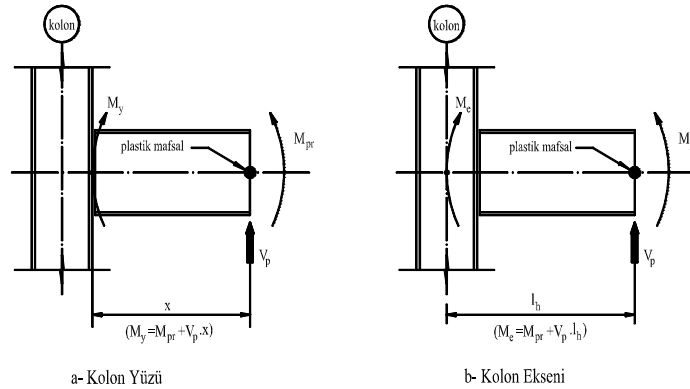
UBC–1997 yönetmeliği, Madde §1612.4 uyarınca yapımızın normal katlarında hareketli yük değeri $q=4,0 \text{ kN/m}^2$ olup yapı kamu tarafından aktif kullanılan bir yapı olmadığından dolayı $f_1 = 0,5$ olmaktadır.

$$V_E = \frac{2M_{pr}}{L'} = \frac{2 \times 1432}{6,388} \cong 448 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_p = (1,2 \times 69,08) + (0,5 \times 76,18) + (1,0 \times 448) \cong 569 \text{ kN}, \text{ olmaktadır.}$$

2.8.3.3 Kolon Yüzündeki ve Kolon Eksenindeki Moment Değerlerinin Hesabı

Birleşim bölgesi tasarımında iki kritik kesit mevcuttur. Bunlardan ilki kiriş uç kesidi ile kolon başlığı arayüzüdür. Bu kesitteki oluşacak kesit tesirleri altında kiriş alt-üst başlıkları ile kolon flanşını birbirine bağlayan kaynakların kapasite tahkiki, kolon flanşında kiriş alt-üst başlığından transfer edilen yükler altında oluşan makaslama gerilmesi tahkiki ve kolon gövdesinde panel bölgesi tahkikleri yapılacaktır. Bunun dışında ikinci kritik kesit ise kolon eksen kesitidir. Bu noktada oluşacak kesit tesirleri ile UBC–1997 yönetmeliği, Madde §2213.7.5 uyarınca güçlü kolon-zayıf kiriş tahkiki yapılacaktır. FEMA–350 yönetmeliği, Bölüm §3.2.6 uyarınca kolon yüzü ve kolon eksenindeki moment değerleri aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.



Şekil 2.17: Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesindeki Kritik Kesitler

♦ Kolon yüzünde :

$$M_y = M_{pr} + V_p (x) = 1432 + 569 \times 0,34 \cong 1625,46 \text{ kNm}$$

- ◆ Kolon ekseninde :

$$M_e = M_{pr} + V_p (l_h) = 1432 + 569 \times 0,556 \approx 1748,4 \text{ kNm}$$

2.8.4 Zayıflatılmış Kirişli Birleşim Bölgesi Dayanım Kapasitesi Kontrolları

FEMA-267A yönetmeliği, Madde §7.5.3.2 uyarınca Zayıflatılmış Enkesitli Kiriş birleşim noktasının yeterli dayanımı sağladığının değerlendirilmesi aşağıda belirtilen şartların sağlanması ile mümkün olmaktadır.

- Plastik mafsallardaki zayıflatılmış enkesitte kiriş yönetmeliklerce tanımlanan yük durumlarını karşılayabilecek yeterli dayanıma sahip olmalıdır (örn. UBC 1997 yönetmeliği, Bölüm §1612 'de belirtilen yük halleri).
- Enkesit zayıflatma etkileri göz önünde bulundurularak yönetmeliklerce tanımlanan göreceli kat ötelenme tahkikleri yapılarak sınır şartlarının sağlandığı gösterilmelidir.
- Kiriş üst-alt başlıklarında uygulanacak kaynak detayının bu noktalardan sağlanacak yük aktarımı da göz önünde bulundurulduğunda yeterli dayanıma sahip olması gerekmektedir.
- Kiriş üst-alt başlıklarından aktarılan yük etkileri ile kolon yüzünde oluşacak makaslama gerilmesi öngörülen sınırlar içerisinde kalmalıdır. (Not: SAC tarafından yapılan son çalışmalarda tipik hadde profili (geniş/kalın başlıklı) olarak imal edilen kolonların makaslama gerilmesinden (through-thickness stress) etkilenmedikleri görülmüştür. Buna mukabil FEMA-350 yönetmeliği kolon başlıklarının makaslama gerilmesi altındaki dayanım tahkikini şart koşturmuş, birleşim noktası tasarımını kiriş alt-üst başlıklarından kolon yüzüne geçecek yük tesirlerinin akma gerilmesi sınır durumuna yaklaşacak biçimde etkidiğini varsaymıştır.)

2.8.4.1 Zayıflatılmış Enkesitin Tasarım Yükleri Altında Kontrolü

Zayıflatılmış kiriş enkesitine ait elastik mukavemet momenti (W_{ZKE}):

$$W_{ZKE} = \frac{\left[I_x - 2b_r t_f \left(\frac{h_b}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right]}{(h_b / 2)} = \frac{[118300 - 2 \times 9 \times 2,4 \times (30,5 - 1,2)^2]}{30,5} = 2663 \text{ cm}^3$$

Daha evvel Bölüm 2.7.1’de hesapladığımız ($F_b = 0,6 \cdot F_y = 21,3 \text{ kN/cm}^2$) emniyet gerilmesi ile kesidin taşıyabileceği maksimum moment değeri (M_a) :

$$M_{a1} = W_{ZKE} F_b = 2663 \times 21,3 = 56721,9 \text{ kNcm} = 567,2 \text{ kNm} > M_{maks} = 206,56 \text{ kNm}$$

$$M_{a2} = W_{ZKE} F_b = 2663 \times 1,33 \times 21,3 = 75440 \text{ kNcm} = 754,4 \text{ kNm} > M_{maks} = 450,08 \text{ kNm}$$

Görüldüğü üzere (IPE O 600) kirişinin zayıflatılmış enkesidi moment kapasiteleri daha evvel Bölüm 2.7.1’de ifade edilen elverişsiz yük tesirlerini karşılayabilecek yeterli kapasiteye sahiptir.

2.8.4.2 Çerçeve Rijitliği ve Görelî Ötelenme Sınırlarının Kontrolü

FEMA-267A yönetmeliğinde belirtildiği üzere kiriş enkesitinde zayıflatma yapılarak uygulanan birleşim detayı çerçeve rijitliğinde yaklaşık olarak %5 oranında azalmaya neden olmaktadır. Bu durumu göz önünde bulundurmak için yönetmelikçe izin verilen ötelenme sınır değeri %5 oranında azaltılmış ve statik analiz programı yardımıyla hesap edilen görelî kat ötelenmeleri tahkik edilmiştir. Daha evvel Bölüm 2.6.2’de de gösterildiği gibi görelî kat ötelenme oranı sınır değeri ($\Delta_M/h=0.020$) %5 oranında azaltılmış ($\Delta_M/h=0,95 \times 0,020=0,019$) ve ötelenme oranlarının bu değeri de aşmadığı görülmüştür (Bknz. Tablo 2.11).

FEMA-350 yönetmeliğinde ise daha konservatif bir yaklaşımla başlık genişliğinin %50 oranına kadar azaltımıyla elde edilen zayıflatılmış kiriş enkesitli birleşim detayı uygulamalarını esas alan test sonuçlarında yatay ötelenmelerde %9 oranında artım gösterdiği belirtilmektedir. Bu durumda kat ötelenme oranı sınır değeri ($\Delta_M/h=0.020$) %9 oranında azaltılır ise yeni sınır durumu ($\Delta_M/h=0,91 \times 0,020=0,018$) olmaktadır.

Tablo 2.11’de hesap edilen görelî kat ötelenme sınırları incelendiğinde bu yeni durumda da ötelenme sınırları dahilinde kaldığı görülmektedir. Bununla birlikte zayıflatılmış kiriş geometrisi bilgisayar ortamında statik analiz programına tanımlanmış ve yeni durum için görelî kat ötelenme oranları Tablo 2.17’deki gibi revize edilmiştir. Yeni durumda elde edilen görelî kat ötelenme oranları istenilen sınırlar içerisinde olup FEMA-267A yönetmeliğinde belirtildiği gibi yaklaşık %5’lik bir fark olduğu görülmüştür.

Tablo 2.17: Zayıflatılmış Enkesitli Kiriş Birleşimli Çerçeve Görelî Kat Ötelenmeleri

(Doğu-Batı) İstikameti Arakat Deplasmanları						
Kat	Yüks. (h) (cm)	U _x (cm)	(Δ _S) Ötelenme (cm)	(Δ _M) Ötelenme (cm)	(Δ _S) Ötelenme Oranı (Δ _S /h)	(Δ _M) Ötelenme Oranı (Δ _M /h)
Tesisat	400	3.52	0.18	1.07	0.00045	0.00268
Çatı	400	3.34	0.53	3.15	0.00133	0.00788
3. Kat	400	2.81	0.82	4.88	0.00205	0.01220
2. Kat	400	1.99	1.01	6.01	0.00253	0.01502
1. Kat	450	0.98	0.98	5.83	0.00218	0.01296
(Kuzey-Güney) İstikameti Arakat Deplasmanları						
Kat	Yüks. (h) (cm)	U _y (cm)	(Δ _S) Ötelenme (cm)	(Δ _M) Ötelenme (cm)	(Δ _S) Ötelenme Oranı (Δ _S /h)	(Δ _M) Ötelenme Oranı (Δ _M /h)
Tesisat	400	3.69	0.19	1.13	0.00048	0.00283
Çatı	400	3.50	0.58	3.45	0.00145	0.00863
3. Kat	400	2.92	0.87	5.18	0.00218	0.01294
2. Kat	400	2.05	1.06	6.31	0.00265	0.01577
1. Kat	450	0.99	0.99	5.89	0.00220	0.01309

2.8.4.3 Kolon Yüzü Kaynaklı Birleşim Noktasında Gerilme Kontrolü

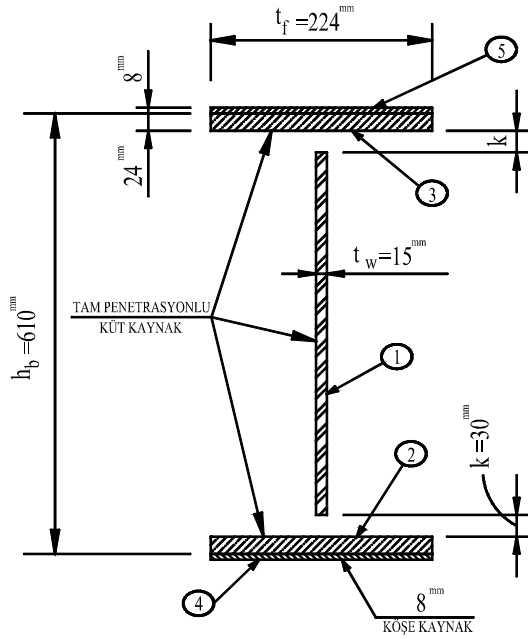
Birleşime giren kolon (HE 400 M) ve kiriş (IPE O 600) elemanı belirlenirken Teksas Üniversitesi laboratuvarlarında bu tür birleşimler için SAC tarafından gerçekleştirilen testlerin neticesinde birleşime giren elemanlar için belirlenen oranlar gözetilmiştir. Öyle ki birim boy ağırlığı ve başlık kalınlığı belirleyici parametreler olarak belirlenmiştir. Bu testlerde birleşime giren elemanların sürekliliği tam penetrasyonlu (derin nüfuziyetli) kaynaklar vasıtasıyla sağlanmıştır. Buradan yola çıkarak tasarım örneğimizde de testler neticesinde elde edilen uygulama detaylarıyla paralellik olması açısından kiriş alt-üst başlıkları ve kiriş gövdesi ile kolon başlığı arasında derin nüfuziyetli küt kaynak tasarlanmıştır.

► FEMA–350 yönetmeliğinde zayıflatılmış kiriş enkesitli birleşim bölgesinde tatbik edilecek uygulama detayları Bölüm §3.5.2, Tablo 3-8 ve Bölüm §3.5.5, Tablo 3-12’de açıkça ifade edilmiştir. İlgili detaylarda görüldüğü üzere kiriş-alt üst başlıkları ile kolon başlığı arasında tam penetrasyonlu küt kaynak tatbik edilmekte, kirişi sabitlemek amacıyla kullanılan şimler başlıkların kaynak işlemi bittikten sonra yerlerinden alınmakta ve bıraktıkları boşluklar da yine belirtilen minimum derinliğin (~8 mm) altında kalmamak kaydıyla köşe kaynak tatbik edilerek bu noktalardan büyüyecek artık gerilmelerin ve mikro çatlakların önüne geçilmesi amaçlanmaktadır. Kiriş gövdesi ile kolon başlığı arasındaki birleşim iki şekilde sağlanmaktadır. Bunlardan ilki kirişin montaj bulonları yardımı ile kayma levhası üzerine sabitlenmesinin ardından gövdesi ile kolon başlığı arasına tam

penetrasyonlu küt kaynak yapılmasıdır. Bu durumda tüm kesit kaynaklar vasıtasıyla kolon başlığına bağlanmış olur. İkinci durum ise kiriş gövdesinin kayma levhası ile bağlantısının sağlandığı durumdur. Bu durumda kayma levhası ve bulonların, plastik mafsallık noktasında hesap edilecek (V_p) toplam kesme kuvveti altında kontrolleri yapılacaktır. Kayma levhası kolon başlığına tam penetrasyonlu kaynakla her iki taraftan ($0,75 \cdot t_{pl}$) boyutundaki köşe kaynakla monte edilir. Bu durum için birleşim noktasındaki moment etkisinin kuvvet çiftine ayrılarak kiriş alt-üst başlıklarındaki kaynaklar vasıtasıyla kolon başlığına iletildiği düşünülebilir.

◆ Kolon-Kiriş Birleşim Arayüzü Tam Penetrasyonlu Küt Kaynak Durumu :

Kolon yüzündeki kaynak kesidi Şekil 2.18’de olduğu gibidir.



Şekil 2.18: Kolon Yüzünde Kaynak Kesiti

Tablo 2.18: Birleşim Noktası Arayüz Kesit Değerleri

Kesit No	a (cm)	b (cm)	A (cm) ²	y (cm)	A.(y) ² (cm) ⁴	I ₀ (cm) ⁴
1	1.5	50.2	75.30	0.00	0.00	15813.25
2	2.4	22.4	53.76	29.30	46152.42	25.80
3	2.4	22.4	53.76	29.30	46152.42	25.80
4	0.8	22.4	17.92	30.90	17110.20	0.96
5	0.8	22.4	17.92	30.90	17110.20	0.96
Toplam					126525.25	15866.77

Kesite ait toplam atalet momenti ve mukavemet momenti değerleri:

$$\Rightarrow I_t = [A(y)_{top}^2] + (I_0)_{top} = 126525,25 + 15866,77 = 142392,02 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow W_t = I_t / (h_b / 2) = (142392,02 / 31,30) = 4549,27 \text{ cm}^3$$

Kesitte oluşacak maksimum gerilme (f_{kaynak}), tam penetrasyonlu kaynak uygulanması halinde izin verilen emniyet gerilmesi ($F_{em}=35,5 \text{ kN/cm}^2$) değerini aşmamalıdır.

$$f_{kaynak} = M_y / W_t = (1625,46 \times 100) / (4549,27) = 35,88 \text{ kN/cm}^2 > F_{em} = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\mathbf{X})$$

Görüldüğü üzere kesitte meydana gelen maksimum gerilme izin verilen değer az da olsa üzerindedir. Bu durumda plastik mafsallardan birleşim kesitine aktarılan plastik moment ve plastik kesme kuvvetinde revizyona gidilmesi gerekmektedir. Bu durum ancak zayıflatılmış kesitte (l_c) mesafesini arttırılmakla mümkün olabilir. Daha evvel Bölüm 2.8.2'de ifade edildiği üzere kesme derinliği (l_c) mesafesi üst-alt başlıkların her bir yanının %40~%50 mertebesinde derinleştirilmesiyle elde edilmektedir. Önceki hesabımızda bu oran %40 olarak göz önüne alınmıştı. Yeni durumda bu oran %47,5 olarak göz önüne alınıp Bölüm 2.8.2 ve Bölüm 2.8.3'deki gerekli tahkikler aşağıdaki gibi yapılacaktır.

$$\Rightarrow l_c = 0,475(b_f / 2) = 0,475 \times 22,4 / 2 \cong 5,30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow R = \frac{4l_c^2 + l_b^2}{8l_c} = \frac{4 \times 5,30^2 + 43^2}{8 \times 5,30} \cong 46,26 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow W_p = W_{px} - [b_r t_f (h_b - t_f)] = 4471 - [(2 \times 5,3) \times 2,4 \times (61 - 2,4)] = 2980,22 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow M_{pr} = C_{pr} R_y W_p F_y = 1,15 \times 1,1 \times 2980,22 \times 3,6 = 13571,92 \text{ tcm} \cong 1331,40 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow V_E = \frac{2M_{pr}}{L'} = \frac{2 \times 1331,4}{6,388} = 416,84 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_p = (1,2 \times 69,08) + (0,5 \times 76,18) + (1,0 \times 416,84) \cong 537,83 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow M_y = M_{pr} + V_p (x) = 1331,40 + 537,83 \times 0,34 \cong 1514,3 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow M_c = M_{pr} + V_p (l_h) = 1331,40 + 537,83 \times 0,556 \cong 1630,4 \text{ kNm}$$

Yeni durum için zayıflatılmış kesit moment kapasitesi tahkiki :

$$W_{ZKE} = \frac{\left[I_x - 2b_f t_f \left(\frac{h_b}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right]}{(h_b / 2)} = \frac{[118300 - 2 \times 10,6 \times 2,4 \times (30,5 - 1,2)^2]}{30,5} \approx 2447 \text{ cm}^3$$

$$M_{a1} = W_{ZKE} F_b = 2447 \times 21,3 = 521,2 \text{ kNm} > M_{maks} = 206,56 \text{ kNm}$$

$$M_{a2} = W_{ZKE} F_b = 2447 \times 1,33 \times 21,3 = 693,2 \text{ kNm} > M_{maks} = 450,08 \text{ kNm}$$

Revize edilmiş durum için birleşim kesitinde gerilme kapasitesi tahkiki :

$$f_{kaynak} = M_y / W_t = (1514,3 \times 100) / (4549,27) = 33,29 \text{ kN/cm}^2 < F_{em} = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

Dolayısıyla kolon yüzündeki birleşim noktasında oluşacak maksimum gerilme plastik mafsallık noktasının rijitliği ile kontrol edilebilmektedir. Bu aşamadan sonra birleşim noktasında gövde kaynağının ve kiriş elemanının kesme kuvveti kapasitesinin plastik mafsallık noktasında oluşması beklenen plastik kesme yükü altında kontrolü (AISC-LRFD) uyarınca aşağıdaki gibidir:

$$\text{Kaynak : } V_{sw} = 0,60.F_u.d.t = 0,6 \times 51,0 \times 50,2 \times 1,5 = 2304 \text{ kN} > V_p = 552,2 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

$$\text{Kiriş : } V_{sb} = 0,60.F_y.d.t = 0,6 \times 35,5 \times 61 \times 1,5 = 1949 \text{ kN} > V_p = 552,2 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

2.8.4.4 Kolonda Makaslama Gerilmesi Kontrolü

FEMA 350 yönetmeliği kolon flanşlarının makaslama gerilmesi altındaki dayanım kontrolünü şart koşmamış, birleşim noktası tasarımını kiriş alt-üst başlıklarından kolon yüzüne geçecek yük tesirlerinin akma gerilmesi sınır durumuna yaklaşacak biçimde etkidiğini varsaymıştır. Buna karşılık FEMA 267A uyarınca birleşim noktasında kiriş alt-üst başlıklarından kolon yüzüne aktarılan etkiler altında kolonda flanşında oluşacak makaslama gerilmesi (through-thickness stress) :

$$f_{m-g} = M_y / W_t = (1514,3 \times 100) / (4549,27) = 33,29 \text{ kN/cm}^2 > F_{em} = 0,9.F_y = 31,95 \text{ kN/cm}^2$$

, olmaktadır. Yani, makaslama gerilmesi izin verilen üst sınırı %4 mertebesinde aşmaktadır. Bu aşamada daha evvel zayıflatılmış enkesitli kiriş birleşimi test dataları incelendiğinde bu noktada kolon flanşlarının yaklaşık olarak ($F_{em}=40,5 \text{ kN/cm}^2$) gerilme değerine kadar stabil kaldığı rapor edilmektedir. Bu sonuç plastik mafsallık

noktasının kolon yüzünden istenilen mesafede uzakta kiriş üzerinde oluşmasına bağlanmaktadır.

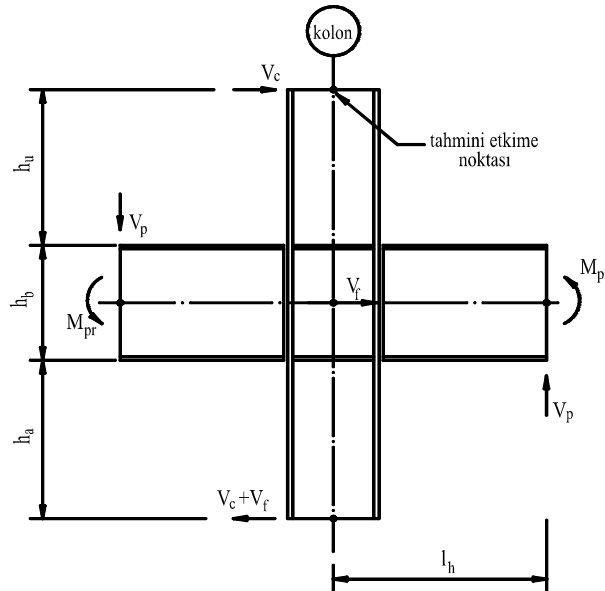
2.8.5 Güçlü Kolon – Zayıf Kiriş Kontrolü

Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş kapasite tahkikleri FEMA ve UBC yönetmeliklerinde benzerdir. Bu noktada FEMA yönetmeliği uyarınca kontrolunda tahkikinde kiriş momentleri hesap edilen (M_{pr}) plastik mafsal noktasındaki plastik momentlerden türetilerek elde edilirken, UBC yönetmeliği uyarınca kuvvet diyagramında da görülen momentler kolon ekseninde toplanmaktadır.

Tasarım örneğimizde UBC 1997 yönetmeliği, Madde §2213.7.5 uyarınca herhangi moment çerçevesi birleşim noktasında aşağıdaki şartlar sağlanmalıdır :

$$\bullet \quad \frac{\sum W_c (F_{yc} - f_a)}{\sum M_c} \geq 1,0 \quad (2.26)$$

$$\Rightarrow \sum M_c = M_{Cu} + M_{Ca} \quad , \quad [M_{Cu} = V_c h_u \quad ; \quad M_{Ca} = (V_c + V_f) h_a]$$



Şekil 2.19: Birleşim Noktasında Etkin Moment ve Kesme Kuvvetleri [20]

$V_f = 176,26 - 142,13 = 34,13$ kN, kesme kuvveti değeri kolon elemanında meydana gelen deprem yükü farkını ifade etmektedir. (Statik analiz programı üzerinden elde edilmiştir.)

$$\Rightarrow V_c = \frac{2[M_{pr} + I_h(V_p)] - V_f(h_a + h_b/2)}{(h_a + h_b + h_u)}$$

$$h_u = h_a = \frac{H_k}{2} - \frac{h_b}{2} = \frac{400}{2} - \frac{61}{2} = 169,50 \text{ cm.}$$

$$V_c = \frac{2 \times [133140 + (55,6 \times 537,83)] - 34,13 \times (169,5 + 61/2)}{(2 \times 169,5 + 61)} = 798,2 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow M_{Cu} = V_c h_u = 798,2 \times 1,695 = 1352,95 \text{ kNm}$$

$$M_{Ca} = (V_c + V_f) h_a = (798,2 + 34,13) \times 1,695 = 1410,80 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \Sigma M_C = M_{Cu} + M_{Ca} = 1352,95 + 1410,80 = 2763,75 \text{ kNm}$$

Maksimum kolon eksenel gerilmesi Bölüm 2.7.2 uyarınca : $f_a = 0,41 \text{ t/cm}^2$

(HE 400 M) kolonu plastik mukavemet momenti : $W_x = 5571 \text{ cm}^3$

$$\Rightarrow \frac{\Sigma W_c (F_{yc} - f_a)}{\Sigma M_c} = \frac{2 \times [5571 \times 9,81 \times (3,6 - 0,41)]}{2763,75 \times 100} \cong 1,30 \geq 1,0$$

$$\bullet \frac{\Sigma W_c (F_{yc} - f_a)}{1,25 \Sigma M_{pz}} \geq 1,0 \quad (2.27)$$

ΣM_{pz} = UBC-1997 yönetmeliği, Madde §2213.7.2.1 uyarınca hesap edilen panel bölgesi kesme dayanımı kapasitesine ulaşıldığı anda birleşim noktasındaki kirişlerin momentleri toplamını ifade etmektedir. UBC-997 yönetmeliğine göre panel bölgesi dayanımı ilgili bölümde hesap edilmiş olup:

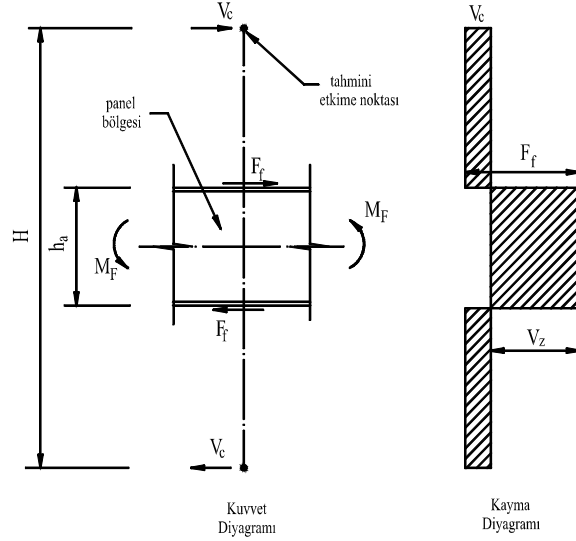
$$\Rightarrow V_p = 2231,4 \text{ kN} = \frac{\Sigma M_{pz}}{61} \Rightarrow \Sigma M_{pz} = 2213,4 \times 61 = 135017,4 \text{ kNcm}$$

$$\Rightarrow \frac{\Sigma W_c (F_{yc} - f_a)}{1,25 \Sigma M_{pz}} = \frac{2 \times [5571 \times 9,81 \times (3,6 - 0,41)]}{1,25 \times 135017,4} \cong 2,06 \geq 1,0$$

Sonuç olarak seçmiş olduğumuz kolon ve kiriş elemanları birleşim noktasındaki yük tesirleri altında güçlü kolon-zayıf kiriş kriterini sağlamaktadırlar.

2.8.6 Panel Bölgesi Kesme Kuvveti Kapasitesi Kontrolü

Panel bölgesi dayanımı ve minimum panel bölgesi kalınlık kriterleri FEMA-350, UBC-1997 ve FEMA-267 yönetmeliklerinde birbirlerinden farklı biçimde değerlendirilmektedir. Bunun için panel bölgesi dayanım tahkiki her üç yönetmelik için de ayrı ayrı yapıp sonunda değerlendirilecektir.



Şekil 2.20: Panel Bölgesi Kuvvetleri [20]

2.8.6.1 FEMA-350 Yönetmeliği Uyarınca Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü

FEMA-350 yönetmeliği §3.3.3.2 maddesi uyarınca moment çerçevesi birleşim noktası panel bölgesinde kesme etkisi altında oluşacak akma dayanımının en az plastik mafsallarda veya birleşime girecek kiriş elemanında eğilmeden dolayı meydana gelecek akma dayanımında veya daha fazla olması ilkesi doğrultusunda tasarlanır. Bu bağlamda panel bölgesi kalınlığı (t_p) :

$$\bullet \quad t_p \geq t = \frac{C_y M_c \frac{H - h_b}{H}}{(0,9)0,6F_y R_y h_c (h_b - t_{fb})} \quad (2.28)$$

, şartını sağlamalıdır. Bu formüldeki ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{W_p}{W_{ZKE}}} = \frac{1}{1,15 \times \frac{2980,22}{2447}} = 0,714 \quad (2.29)$$

$$M_e = 1630,4 \text{ kNm} = 163040 \text{ kNcm}, \text{ (Bknz. Bölüm 2.8.3.3)}$$

$H = 400 \text{ cm} = \text{panel bölgesi üstü ve altı ortalama kat yüksekliği}$

$h_b = 61 \text{ cm} = \text{kiriş elemanı derinliği}$

$h_c = 43,2 \text{ cm} = \text{kolon elemanı derinliği}$

$t_{fb} = 2,4 \text{ cm} = \text{kiriş elemanı alt-üst başlık kalınlığı}$

$F_y = 35,5 \text{ kN/cm}^2 = \text{kolon elemanı karakteristik akma dayanımı}$

$R_y = 1,1 \text{ (FEMA 350, §2.6.2, Tablo 2.1)}$

$$\Rightarrow t = \frac{0,714 \times 163040 \times \left(\frac{400 - 61}{400} \right)}{0,9 \times 0,6 \times 35,5 \times 1,1 \times 43,2 \times (61 - 2,4)} = 1,85 \text{ cm} < t_p = t_{wc} = 2,1 \text{ cm} \quad (\checkmark)$$

Görüldüğü üzere panel bölgesinde ilave takviye levhalarına gerek duyulmadan gerekli dayanım kriteri sağlanmış aynı zamanda panel bölgesi minimum gerekli kalınlık tahkiki de yapılmıştır.

► Eğer gerekli (t) kalınlığı kolon elemanı gövde kalınlığı (t_{wc}) ile karşılanamamış olsa idi bu noktada takviye levhaları kullanılması veya kolon elemanı boyutunun gerekli şartı sağlayacak biçimde büyütülmesi gerekecekti.

2.8.6.2 UBC 1997 Yönetmeliğ Uyarınca Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü

UBC 1997 yönetmeliği §2213.7.2.1 maddesi uyarınca birleşime giren kiriş başlıklarının hizasında üstten ve alttan sınırlı kolon gövdesi olarak tanımlanan kayma (panel) bölgesi, düşey yüklere ek olarak, deprem yüklerinin 1,85 katından oluşan dış yükler tarafından ortaya çıkarılan moment nedeniyle oluşacak kesme kuvvetine karşı koyacak kayma mukavemetine sahip olmalıdır. Ancak, panel bölgesi kayma mukavemeti, birleşim noktasına birleşen kiriş (M_y) uç momentleri toplamının 0,8 katından $[\Sigma(0,8)M_y]$ fazla olması şart değildir.

Birleşim noktasındaki kiriş uç momentleri statik analiz programıyla elde edilmiş olup istenilen yük durumu için panel bölgesinde oluşacak kesme kuvveti aşağıdaki gibidir.

♦ (D+L+1,85E_y) yük hali :

$M_{r\text{ mak}} = 775,28 \text{ kN}$ (Sağ yandaki kiriş kolon yüzü maksimum uç momenti)

$M_{l\text{ mak}} = 361,30 \text{ kN}$ (Sol yandaki kiriş kolon yüzü maksimum uç momenti)

$$V_z = \frac{(M_r + M_l)}{h_b} = \frac{(775,28 + 361,30)}{0,61} \cong 1863,25 \text{ kN}$$

$$V_p = 0,55F_y h_c t_p \left[1 + \frac{3b_c t_{fc}^2}{h_b h_c t_p} \right] \geq V_z \quad (2.30)$$

Eşitsizliği sağlanmalıdır. Burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmıştır.

$b_c = 30,7 \text{ cm}$ = kolon elemanı başlık genişliği

$t_{fc} = 4,0 \text{ cm}$ = kolon elemanı başlık kalınlığı

$t_p = (t_{wc} + 2t_t) = \text{takviye levhaları dahil panel bölgesi kalınlığı}$

h_b, h_c ve F_y değerleri daha önce yukarıda belirtildiği gibidir.

$$\Rightarrow V_p = 0,55 \times 35,5 \times 43,2 \times 2,1 \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4^2}{61 \times 43,2 \times 2,1} \right] = 2243,0 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_p = 2243,0 \text{ kN} > V_z = 1863,25 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

♦ UBC 1997 yönetmeliği, Madde §2213.7.2.2 uyarınca minimum (t_p) :

$$t_p \geq t = (d_p + w_p) / 90 \quad (2.31)$$

, eşitsizliğini sağlamalıdır. Burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmıştır.

$d_p = (61 - 2,4 = 58,6 \text{ cm})$ = Süreklilik levhaları arası panel bölgesi derinliği

$w_p = (43,2 - 4,0 = 39,2 \text{ cm})$ = Kolon başlıkları arası panel bölgesi derinliği

$$\Rightarrow t = (58,6 + 39,2) / 90 \cong 1,1 \text{ cm} < t_p = t_{wc} = 2,1 \text{ cm.} \quad (\checkmark)$$

Sonuç olarak UBC 1997 yönetmeliği uyarınca panel bölgesinde takviye levasına gerek duymadan kolon elamanı gövde kalınlığı yeterli olmakta ve kesme dayanımı kriteri ile panel bölgesi minimum kalınlık şartı sağlanmaktadır.

► Panel bölgesi kalınlığı tahkikinde FEMA–350 yönetmeliğinin daha konservatif yaklaşım sergilediği görülmektedir.

2.8.6.3 FEMA-267A Yönetmeliği Uyarınca Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü

FEMA-267A uyarınca panel bölgesi kesme dayanımı, birleşim noktasında birleşen kiriş plastik mafsallardaki plastik yük etkilerinin kolon yüzünde(kiriş ucunda) oluşturduğu (M_y) uç momentleri toplamının 0,8 katının $[\Sigma(0,8)M_y]$ panel bölgesinde oluşturacağı kesme kuvvetini karşılamalıdır.

Birleşim noktasındaki kiriş uç momentlerinden dolayı panel bölgesindeki kesme kuvveti aşağıdaki gibi hesap edilmektedir.

◆ FEMA-267A, Madde §7.5.3.2-2 uyarınca plastik mafsallardaki plastik moment taşıma kapasitesi şu şekilde hesap edilir :

$$M_{pr} = W_p \beta(F_y) \quad (2.32)$$

$$W_p = W_{px} - [b_f t_f (h_b - t_f)] = 4471 - [(2 \times 5,3) \times 2,4 \times (61 - 2,4)] = 2980,22 \text{ cm}^3$$

$$\beta = 1,2 \quad (\text{St-52} \approx \text{ASTM 572} \text{ çeliği için yaklaşık olarak-Madde §7.5.2.2})$$

$$\Rightarrow M_{pr} = W_p \beta(F_y) = 2980,22 \times 1,2 \times 35,5 = 126957,4 \text{ kNcm} = 1269,6 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow V_E = \frac{2M_{pr}}{L'} = \frac{2 \times 1269,6}{6,388} = 397,5 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_p = (1,2 \times 69,08) + (0,5 \times 76,18) + (1,0 \times 397,5) \cong 518,45 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow M_y = M_{pr} + V_p(x) = 1269,6 + 518,45 \times 0,34 \cong 1445,9 \text{ kNm}$$

$$\blacklozenge \quad H = (h_a + h_b + h_u) = (2 \times 169,5 + 61) = 400 \text{ cm.}$$

$$d_{pi} = h_b - \frac{t_{fb}}{2} = 61 - \frac{2,4}{2} = 59,8 \text{ cm.} \quad , \quad M_y = 1445,90 \text{ kNm}$$

$$V_c = \frac{2(0,8)M_y}{H} = \frac{2 \times 0,8 \times 1445,90}{4,0} = 578,36 \text{ kN}$$

$$F_f = \frac{2(0,8)M_y}{d_{pi}} = \frac{2 \times 0,8 \times 1445,90}{0,598} \cong 3868,63 \text{ kN}$$

$$V_z = F_f - V_c = 3868,63 - 578,36 = 3290,27 \text{ kN}$$

◆ FEMA-267A ve UBC 1997 yönetmeliği §2213.7.2.1 maddesi uyarınca panel bölgesi kesme dayanımı (V_p) :

$$V_p = 0,55F_y h_c t_p \left[1 + \frac{3b_c t_{fc}^2}{h_b h_c t_p} \right] \geq V_z, \quad \text{şartını sağlamalıdır.}$$

$$\Rightarrow V_p = 0,55 \times 35,5 \times 43,2 \times 2,1 \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4^2}{61 \times 43,2 \times 2,1} \right] = 2243,0 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_p = 2243,0 \text{ kN} < V_z = 3290,27 \text{ kN} \quad (\mathbf{X})$$

Görüldüğü üzere panel bölgesi kesme dayanımı yetersizdir. Bu durumda panel bölgesi takviye levhaları ile desteklenecektir.

Şu halde panel bölgesi minimum takviye levhası kalınlığı (t_t) :

$$V_p = V_z = 0,55F_y h_c t_p \left[1 + \frac{3b_c t_{fc}^2}{h_b h_c t_p} \right]$$

$$V_z = 0,55 \times 35,5 \times 43,2 \times (t_{wc} + 2t_t) \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4^2}{61 \times 43,2 \times (t_{wc} + 2t_t)} \right] = 3290,27 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_z = [843,48 \times (t_{wc} + 2t_t)] + 471,67 = 3290,27 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow (t_{wc} + 2t_t) = \frac{3290,27 - 471,67}{843,48} = 3,34 \quad \Rightarrow \quad 2t_t = 3,34 - 2,1 = 1,24$$

$$\Rightarrow t_{t_{\min}} = \frac{1,24}{2} = 0,62 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad t_t = 0,65 \text{ cm} = 6,5 \text{ mm} , \text{ olmaktadır.}$$

Bu durumda panel bölgesi kesme dayanımı (V_p) :

$$\Rightarrow V_p = 0,55 \times 35,5 \times 43,2 \times 3,4 \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4^2}{61 \times 43,2 \times 3,4} \right] = 3339,5 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_p = 3339,5 \text{ kN} > V_z = 3290,27 \text{ kN}$$

Sonuç olarak takviye levhaları kullanılarak panel bölgesi dayanımı artırılmıştır.

♦ UBC 1997 yönetmeliği bölüm (§2213.7.2.2) uyarınca minmum (t_p) :

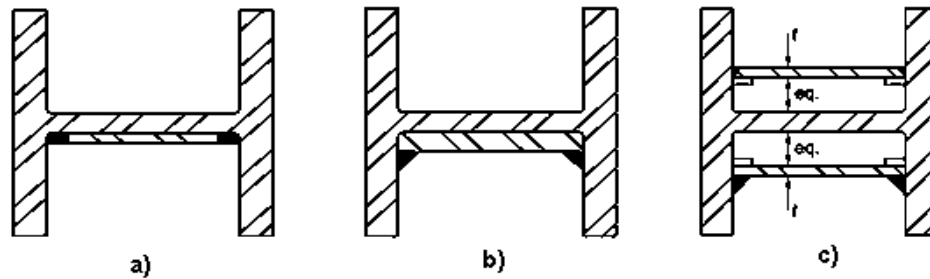
$$t_p \geq t = (d_p + w_p) / 90, \quad \text{şartını sağlamalıdır.}$$

$$d_p = (61 - 2,4 = 58,6 \text{ cm}) = \text{Süreklilik levhaları arası panel bölgesi derinliği}$$

$$w_p = (43,2 - 4,0 = 39,2 \text{ cm}) = \text{Kolon başlıkları arası panel bölgesi derinliği}$$

$$\Rightarrow t = (58,6 + 39,2) / 90 \cong 1,1 \text{ cm} < t_p = 3,4 \text{ cm.} \quad (\checkmark)$$

Panel bölgesi takviye levhaları kolon gövdesine Şekil 2.21’de ifade edildiği gibi kolon elemanı boyun bölgesi (k-alanı) etkilenmeyecek biçimde gövdeye köşe kaynaklar vasıtasıyla veya kolon flanşlarına tam nüfuziyetli küt kaynaklar vasıtasıyla monte edileceklerdir.



Şekil 2.21: Panel Bölgesi Takviye Levhası Teşkil Seçenekleri [19]

2.8.7 Kolon Panel Bölgesi Süreklilik Levhaları Kontrolü

Kolon kiriş birleşim bölgesinde kiriş alt-üst başlıkları vasıtasıyla panel bölgesine iletilen etkiler altında kolon flanşlarında makaslama etkisinden dolayı deformasyon söz konusu olabilecektir. Bu durumda panel bölgesinin gerekli rijitliği sağlayabilmesi ve yük tesirlerinin birleşim bölgesinde kolon elemanı flanşlarında deformasyona sebep olmadan süreklilik arzedecek biçimde iletilebilmesi açısından kiriş alt-üst başlıkları hizasında süreklilik levhaları teşkil edilecektir. Kolon flanşının yeterli rijitliği sağlaması halinde süreklilik levhalarına gerek duyulmayabilir.

Süreklilik levhası tahkikleri FEMA-267A ve FEMA-350 yönetmelikleri kriterleri açısından ayrı ayrı değerlendirilecektir.

2.8.7.1 FEMA-350 Yönetmeliğ Uyarınca Süreklilik Levhaları Kontrolü

Northridge depremi sonrası inceleme yapılan moment çerçevelerinde göçmelerin bir kısmı birleşim noktasında süreklilik levhalarının teşkil edilmemesine bağlanmış ve bu süreç sonucunda ortaya koyulan detaylandırma çalışmalarında birleşim bölgelerinde her halikarda süreklilik levhalarının teşkil edilmesi şart koşulmamıştır. Daha sonraki çalışmalar neticesinde FEMA-350 yönetmeliği birleşime giren kolon elemanı alt-üst başlıklarının yeterli kalınlığa sahip olmaları halinde süreklilik levhalarına gerek olmayabileceğini aşağıdaki kriterlere bağlamıştır.

$$\bullet \quad t_{cf} \geq t = 0,4 \sqrt{\left(1,8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}} \right)} \quad (2.33)$$

$$\bullet \quad t_{cf} \geq t = \frac{b_{bf}}{6} \quad (2.34)$$

t = minmum gerekli kolon alt-üst başlık kalınlığı (cm)

$t_{cf} = (4,0 \text{ cm})$ = kolon alt-üst başlık kalınlığı (cm)

$b_{bf} = (22,4 \text{ cm})$ = kiriş alt-üst başlık genişliği (cm)

$t_{bf} = (2,4 \text{ cm})$ = kiriş-alt-üst başlık kalınlığı (cm)

$F_{yb}, F_{yc} = (35,5 \text{ kN/cm}^2)$ = Kiriş-kolon flanş akma gerilmesi (kN/cm²)

$R_{yb}, R_{yc} = (1,1) = 1997$ AISC yönetmeliği uyarınca Kiriş-kolon elamanları çelik sınıfları için öngörülen akma gerilmesinin malzeme akma gerilmesine oranını ifade eden katsayı.

$$\Rightarrow t = 0,4 \times \sqrt{\left(1,8 \times 22,4 \times 2,4 \times \frac{35,5 \times 1,1}{35,5 \times 1,1}\right)} = 3,94 \text{ cm} < t_{cf} = 4,0 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t = \frac{b_{bf}}{6} = \frac{22,4}{6} = 3,74 \text{ cm} < t_{cf} = 4,0 \text{ cm}$$

Görüldüğü üzere FEMA–350 yönetmeliği uyarınca birleşime giren kolon elemanı flanş kalınlığı panel bölgesinde süreklilik levhalarına gerek duymayacak oranda yeterli kalınlığa sahiptir.

2.8.7.2 FEMA-267A Yönetmeliğ Uyarınca Süreklilik Levhaları Kontrolü

Daha konservatif tasarım kurallarını benimseyen FEMA-267A yönetmeliği bölüm (§7.8.3) uyarınca panel bölgesinde kalınlığı en az birleşime giren kiriş elemanı flanş kalınlığında olacak biçimde süreklilik levhaları teşkil edilmesini şart koşturmaktadır. Bunun nedeni Northridge depreminde hasar tespiti yapılan moment aktaran birleşimlerdeki göçmelerin bir kısmının süreklilik levhalarının panel bölgesinde teşkil edilmemiş olmasının savunulmasıdır. Sonraki çalışmalar bu olayın kesinliğini göstermemiş olmasına rağmen ilgili yönetmelik süreklilik levhalarını şart koşturmuştur. Yönetmelik uyarınca süreklilik levhaları kolon flanşlarına tam penetrasyonlu küt kaynaklarla ve kolon gövdesi hizasında köşe kaynaklarla monte edileceklerdir.

Panel bölgesinde teşkil edilecek süreklilik levhaları ile alakalı kriter AISC-ASD yönetmeliği bölüm (K.8)'de bir formül ile ifade edilmiştir. Buna göre moment çerçevelerinde kiriş alt-üst başlık hizasından etkiyecek tesirler altında kolon flanşını desteklemek amacıyla teşkil edilecek süreklilik levhalarının toplam kesit alanı (K1-9) formülü ile ifade edilen değerin (A_{st}) pozitif olması halinde bu değerden az olmayacaktır. Bu değerin negatif olması halinde FEMA-267A uyarınca süreklilik levhaları kalınlığı en az kiriş elemanı başlık kalınlığı kadar olacaktır. Buna göre:

$$\bullet \quad A_{st} = \frac{P_{bf} - F_{yc} t_{wc} (t_{bf} + 5k)}{F_{yst}} \quad (2.35)$$

$$* P_{bf} = 1,8 b_{bf} t_{bf} F_{yb} \quad (2.36)$$

$$P_{bf} = 1,8 \times 22,4 \times 2,4 \times 35,5 = 3435,3 \text{ kN}$$

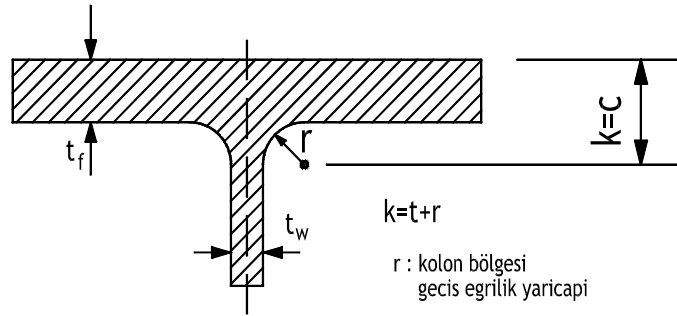
$F_{yc}, F_{yst} = 35,5 \text{ kN/cm}^2 =$ Kolon elemanı ve süreklilik levhası elemanı akma gerilmeleri.

► Süreklilik levhası gibi parça detay elemanlarında St52 yerine St37 kalitesinde çelik de tercih edilebilir. Bu örnekte St52 çeliği tutarlılık açısından seçilmiştir.

$t_{wc} = 2,1 \text{ cm} =$ Kolon elemanı gövde kalınlığı

$t_{bf} = 2,4 \text{ cm} =$ Kiriş elemanı alt-üst başlık kalınlığı

$k = (t_f + r) = (4 + 2,7) = 6,7 \text{ cm} =$ Hadde profillerinde başlık/flanş dış yüzeyi ile gövde ve başlık kısımlarının birleşim noktası olan (r) yarıçaplı boyun bölgesi başlangıç sınırı arasındaki mesafe olup kolon elemanı için hesaplanacaktır. (Hadde profilleri için hazırlanmış profil tablolarındaki (c) mesafesi.)



Şekil 2.22: (k) Mesafesi

$$\Rightarrow A_{st} = \frac{3435,3 - [35,5 \times 2,1 \times (2,4 + 5 \times 6,7)]}{35,5} = 21,4 \text{ cm}^2$$

Sonuç olarak gerekli olan süreklilik levhası alanı önemsiz sayılabilecek derecede azdır. Dolayısıyla FEMA-267A uyarınca ($2 \text{ cm} \times 14 \text{ cm}$) ebatlarında süreklilik levhası kolon gövdesinin her iki yanında uygulanması yeterli olacaktır.

Süreklilik levhaları kolon flanşına küt kaynakla, kolon gövdesine ise köşe kaynakla monte edilecektir. Dikkat edilecek bir diğer nokta ise kolon gövde ve flanş birleşim noktası olan ve (k -alanı) diye de tabir edilen noktada kaynak işleminin

yapılmamasıdır. Zira özellikle geniş başlıklı hadde profillerinde bu noktada uygulanacak kaynak işlemi bölgenin sünekliğinin azalmasına ve gevrek kırılmaların meydana gelmesine sebep olabilecektir. Dolayısıyla bu noktada süreklilik levhasının ve kaynaklarının detaylandırılması önemlidir.

Bu durumda kolon gövdesinde köşe kaynak uygulama uzunluğu :

$$l_w = h_c - 2(k) = 43,2 - 2 \times (4 + 2,7) = 29,8 \text{ cm}$$

Köşe kaynak dayanımı süreklilik levhası çekme dayanımına eşit olacaktır :

$$P_{stl} = t_l b_l F_{yl} = 2 \times 14 \times 35,5 = 994 \text{ kN}$$

Bu durumda köşe kaynak minimum kalınlığı (a-iki yanda köşe kaynak) :

$$a = P_{stl} / (2 \times F_y \times l_w) = [994 / (2 \times 35,5 \times 29,8)] = 0,47 \text{ cm} = 5 \text{ mm}$$

2.8.8 Birleşim Noktası Kuşatılmış Kolon Tahkiki (Evaluate beam-to-column joint restraint)

UBC-1997 yönetmeliği §2213.7.7 maddesi uyarınca Yüksek Süneklikli Moment Çerçevesi taşıyıcı kolon elemanlarının düzlem dışı burkulma veya yanal burulma etkisinden dolayı burkulmaya karşı elastik davranış sınırları içerisinde kaldığının tahkik edilmesi halinde kolon flanşlarının yalnızca birleşen kirişlerin üst başlıkları seviyesinde yanal desteklenmesi yeterli olacaktır. Kolon elemanının burkulma etkilerine karşı elastik sınırlar içerisinde kalması birleşim noktasında kirişler vasıtasıyla her yönden kuşatılmış olduğunu göstermektedir. Tasarım örneğimizde (HE 400 M) kolon elemanı moment çerçevesi düzleminde (IPE O 600) çerçeve kirişlerinin moment aktaran birleşimi ile, çerçeve düzlemine dik doğrultuda zayıf eksen üzerinde (IPE 300) tali kirişlerinin mafsallı bağlantısı ile her iki dikey doğrultuda yanal desteklenmiş ve birleşim noktası kuşatılmıştır.

Madde §2213.7.7.1'de kolon elemanlarının elastik sınırlar içerisinde kaldığının kabul edilebilmesi için belirtilen dört koşuldan en az birinin sağlanmış olması yeterli olmaktadır. Buna göre:

- (a) Güçlü kolon-zayıf kiriş tahkiklerinde Denk.(2.37) veya Denk.(2.38) ile elde edilen değer 1,25'den büyük olmalıdır. Bu durumda:

$$\frac{\Sigma W_c (F_{yc} - f_a)}{\Sigma M_c} = \cong 1,30 \geq 1,25 \quad (2.37)$$

$$\frac{\Sigma W_c (F_{yc} - f_a)}{1,25 \Sigma M_{pz}} = \cong 2,06 \geq 1,25 \quad (2.38)$$

(b) Kolon eğilme dayanımı panel bölgesi kesme dayanımına tekabül eden moment değerinin en az 1,25 katı olmalıdır. Buna göre UBC uyarınca (V_p) :

$$\Rightarrow V_p = 2243,0 \text{ kN} = \frac{\Sigma M_{cc}}{43,2} \Rightarrow \Sigma M_{cc} = 96897,6 \text{ kNcm}$$

$$\Rightarrow M_{cc} = W_c \times F_{yc} = 4820 \times 35,5 = 171110,0 \text{ kNcm}$$

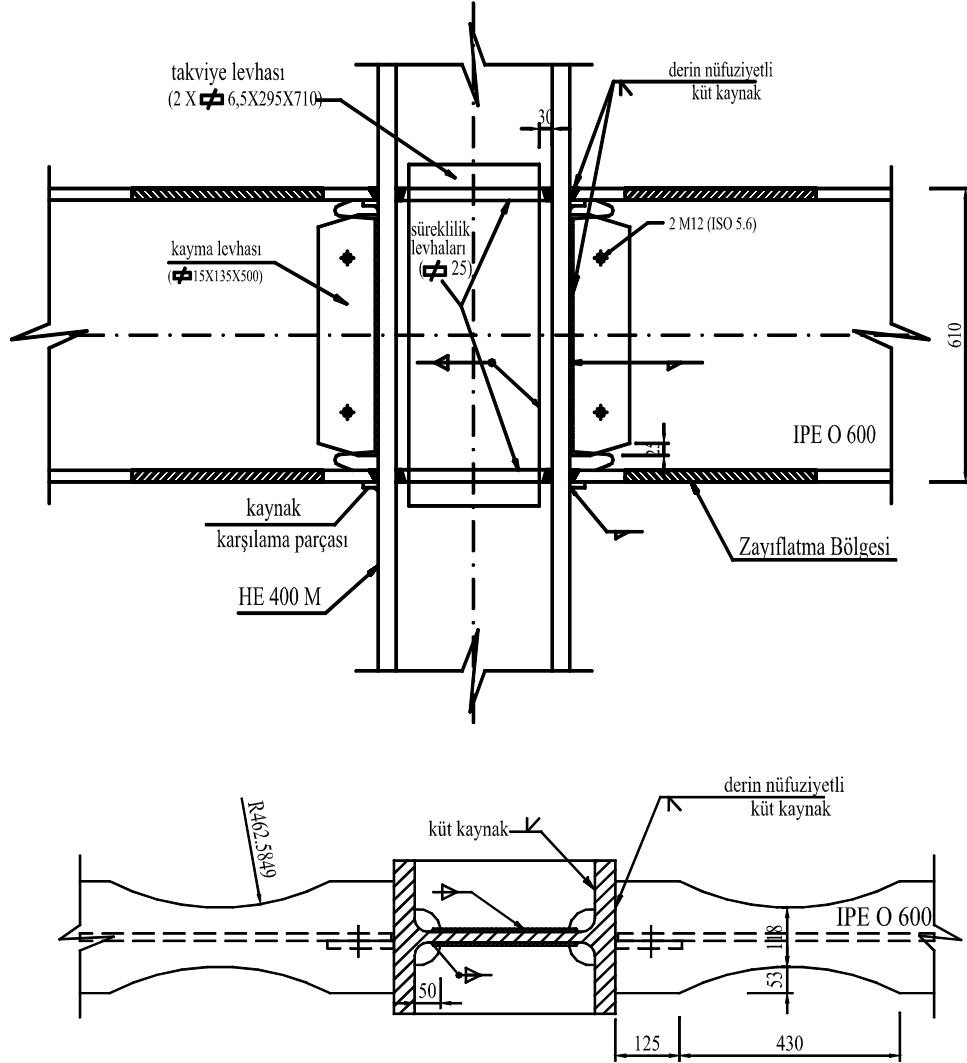
$$\Rightarrow \frac{M_{cc}}{\Sigma M_{cc}} = \frac{171110,0}{96897,6} = 1,76 > 1,25 \quad (\checkmark)$$

Görüldüğü üzere dört koşuldan incelediğimiz ikisi sağlanmaktadır. Bu durumda kolon başlıklarının bağlanan kirişlerin üst başlıkları hizasında desteklenmesi yeterli olacaktır. Üst başlık seviyesindeki mesnet elemanları çerçeveye dik doğrultuda emniyet gerilmeleri ve (5,1 mm) deplasman sınırı altında kiriş başlığı dayanımının %1'ine mukavim olmalıdır. Sonuç olarak daha evvel FEMA-267A uyarınca gerekli olduğu tahkik edilen süreklilik levhaları bu görevi yerine getirecektir. Bu bağlamda çerçeveye dik doğrultuda kolona mesnetlenen kiriş bulonlu birleşimin (mafsallı birleşim) yeterli olduğu görülmektedir.

2.8.9 Zayıflatılmış Enkesitte Kiriş Alt-Üst Başlık Yanal Destek Tasarımı

FEMA-267A uyarınca zayıflatılmış enkesitli kiriş birleşim noktasında kiriş alt-üst başlıklarının zayıflatma bölgesinde yanal doğrultuda desteklenmesi gerekmektedir. Yanal destekler zayıflatılmış kesitten ($h_b/2$) mesafede teşkil edileceklerdir. Bu noktada FEMA-350 yönetmeliği uyarınca kompozit döşeme etkileri göz önünde bulundurularak zayıflatılmış enkesitin yanal doğrultuda desteklenmesine gerek olmadığı belirtilmiştir. Zira kiriş üst başlığının kama elemanları vasıtasıyla kompozit döşeme tarafından yanal doğrultuda desteklendiği görülmektedir. Bununla beraber çerçeve düzlemine dik doğrultudaki tali kirişler ile çerçeve kirişleri arasında şekilde görüldüğü gibi diyagonal biçimde teşkil edilecek destek elemanları kiriş alt başlığının stabilitesi için yeterli olacaktır. Yatay diyagonallerin burkulma dayanımı desteklenen

elemanın basınç dayanımının %2'sine eşit olacaktır. Bunun dışında çerçeve düzlemine dik doğrultuda çerçeve kirişine oturan tali kirişlerin bağlantı noktalarında çerçeve kirişi alt başlığı Şekil 2.23'de olduğu üzere daha evvel bahsedildiği gibi desteklenecektir.



Şekil 2.23: Zayıflatılmış Kiriş Enkesitli Birleşim Uygulama Detayı
(UBC-1997/FEMA-350)

3. HER İKİ DOĞRULTUDA SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇERÇEVELERDEN OLUŞAN 4 KATLI OFİS BİNASI'NIN 2007-DBYBHY UYARINCA TASARIMI ve KOLON-KİRİŞ BİRLEŞİM NOKTALARININ KARŞILAŞTIRMALI DETAY TEŞKİLİ

Bu bölümde, bir önceki bölümde UBC 1997 ve FEMA-267/FEMA-350 yönetmelikleri esas alınarak tasarımı yapılmış olan ofis binasının aynı yükler altında 6 Mart 2006 Pazartesi tarih, 26100 sayılı Resmi Gazetede yayınlanarak 2007 yılı başı itibariyle yürürlüğe giren Türk deprem yönetmeliği Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007-DBYBHY) ilkeleri uyarınca yeniden çözümlemesi, taşıyıcı eleman boyutlandırılması ve birleşim bölgesi detaylandırmaları yapılacaktır. Yeni yönetmelik uyarınca tasarım aşamasında daha evvel yürürlükte olan afet yönetmeliği (ABYYHY) ve referans alınan FEMA-350 yönetmeliğiyle de kıyaslama yapılacaktır.

3.1 Sistem

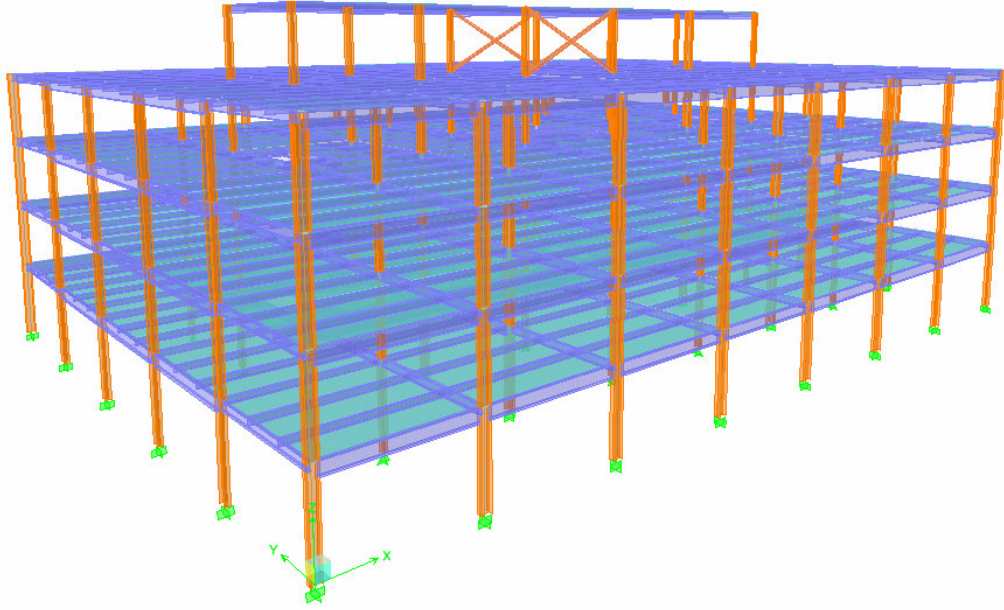
Bu bölümde, üç boyutlu genel sistem görünüşü ve bilgisayar hesap modeli Şekil 3.1'de, normal kat sistem planı Şekil 3.2'de, tipik sistem enkesitleri Şekil 3.3 ve Şekil 3.4'te verilen dört katlı çelik ofis binasının 2007-DBYBHY uyarınca tasarımına ait başlıca sonuçlar ile moment aktaran çelik çerçeve taşıyıcı kolon ve kiriş elemanlarının boyutlandırma ve detay hesapları açıklanacaktır. Bununla birlikte kolon-kiriş birleşim noktasının 2007-DBYBHY, Madde (§4.3.4), Bilgilendirme Eki 4A'da konstrüktif detayları mevcut birleşim bölgesi detaylarının teşkili FEMA-350 yönetmeliğinde belirtilen hesap adımları kullanılarak her iki yönetmelik açısından elde edilen hesap yükleri altında karşılaştırmalı olarak yapılacaktır.

Binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, 2007-DBYBHY, Madde (§2.5.1.5)'de tanımlanarak ilgili tasarım koşulları verilen, süneklilik düzeyi yüksek moment aktaran çelik çerçevelerden oluşmaktadır.

Kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen ve trapez profilli sac levhalar üzerinde, yerinde dökme betonarme olarak inşa edilen kompozit döşeme sisteminden

meydana gelmektedir. Düzlemi içinde rijit diyafram oluşturan betonarme döşemenin çelik kirişlere bağlantısı için, boyutları ve yerleşimi konstrüktif olarak seçilen kayma çivilerinden (stud) yararlanılmıştır. Bu örnekte, moment aktaran çelik çerçeve taşıyıcı kiriş elemanlarının düşey yükler altında, betonarme döşeme ile birlikte kompozit olarak çalışması hesaba katılmamaktadır.

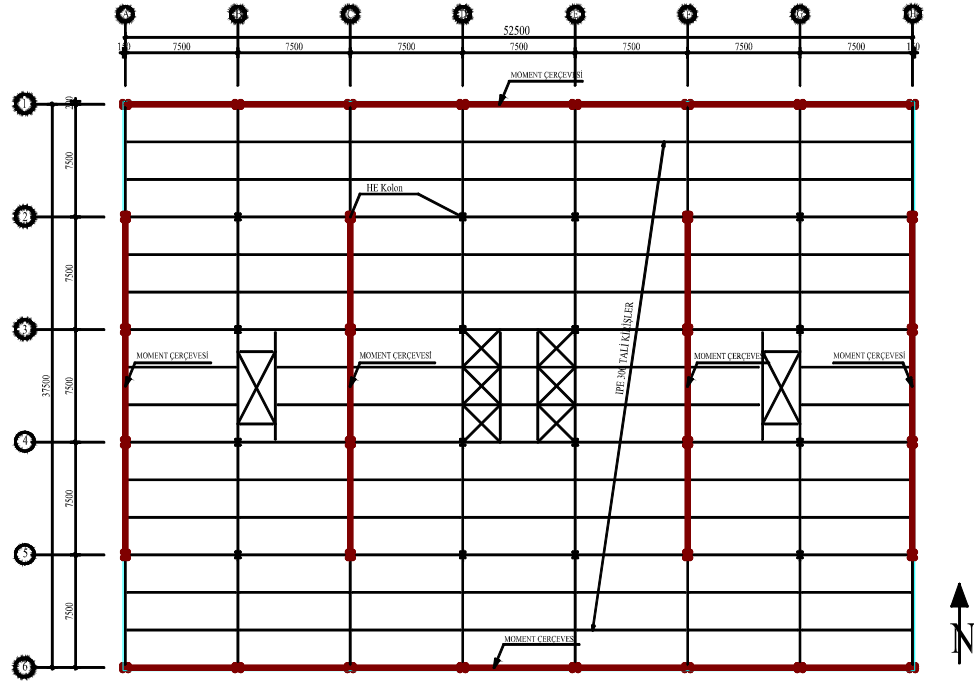
Taşıyıcı sistemde planda ve düşeyde aks aralıkları 7,50 mt. olup, 2.5 mt. aralıklarla teşkil edilen ikincil ara kirişler, ana kirişlere mafsallı olarak bağlanmaktadır. Akslardaki ana çerçeve kirişlerinin kolonlara bağlantısı moment aktaran kirişler için kolonların zayıf eksenleri doğrultusunda mafsallı, kuvvetli eksenleri doğrultusunda rijit olacaktır. Akslardaki moment aktarmayan ana kirişlerin tasarımı ikincil kirişler gibidir. Kolonların ± 0.00 kotunda, temele ankastre olarak mesnetlendiği düşünülmüştür.



Şekil 3.1: Genel Sistem Görünüşü ve Bilgisayar Hesap Modeli (2007-DBYBHY)

Not : 1) Bu bölümde yalnızca [2], [4], [19], [23] ve [26] numaralı kaynaklardan yararlanılmış olup ilgili kısımlarda bu kaynaklara atıfta bulunulduğundan her adımda ayrıca referans verilmemiştir.

2) (§) işareti yönetmeliklerde belirtilen maddeleri simgelemektedir.



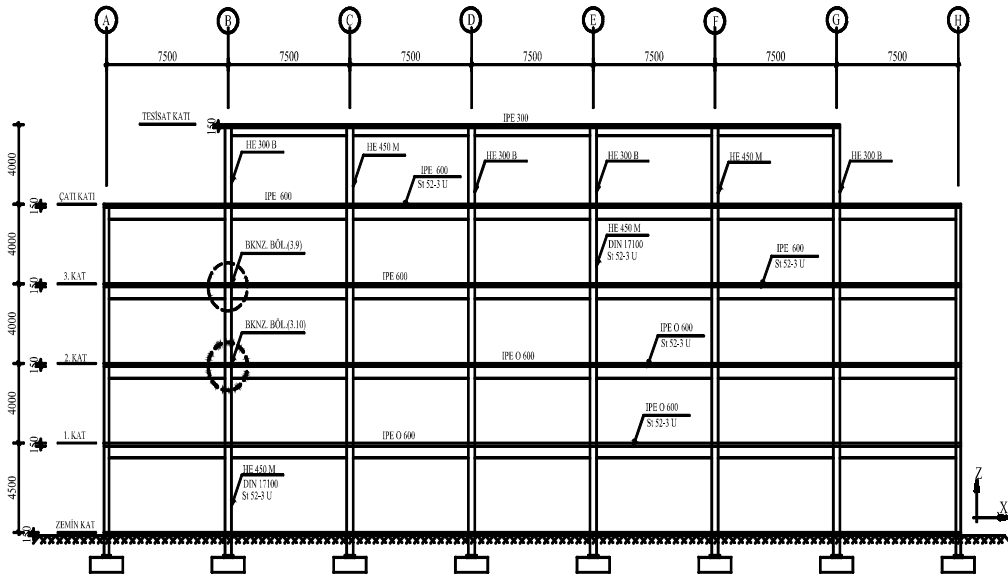
Şekil 3.2: Tipik Kat Çerçeve Yerleşim Planı

Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları ARBED kataloğunda da mevcut olan Avrupa norm profilleri (kirişler için IPE, kolonlar için HE profilleri) kullanılarak boyutlandırılacaktır.

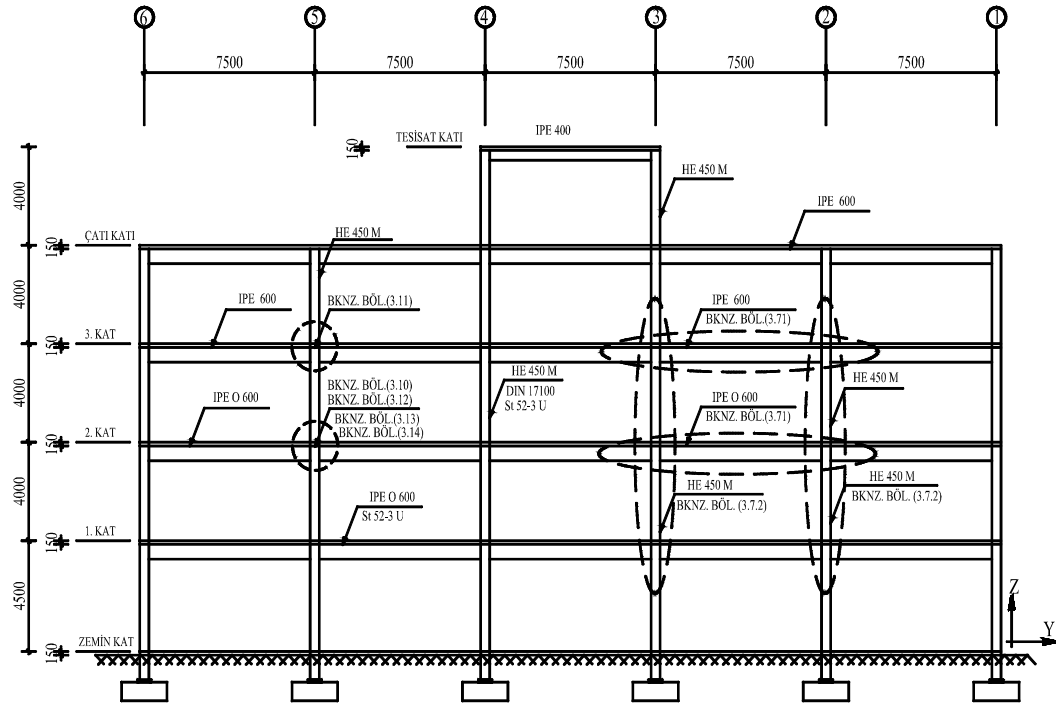
Sistemin tasarımında St52(Fe52) yapı çeliği kullanılması öngörülmektedir. Çelik yapı malzemesinin özellikleri ile ilgili olarak, 2007-DBYBHY, Madde §4.2.3 geçerlidir.

TS648 Çelik Yapılar Standardı uyarınca St52 yapı çeliğinin akma gerilmesi $\sigma_a = 355$ N/mm² olarak göz önüne alınmıştır.

2007-DBYBHY, Madde §4.2.3.2'ye uygun olarak, deprem yükleri etkisindeki elemanların birleşim ve eklerinde ISO 10.9 kalitesinde (akma gerilmesi, $\sigma_a = 900$ N/mm²), deprem yükleri etkisinde olmayan elemanların birleşim ve eklerinde ise ISO 5.6 kalitesinde (akma gerilmesi, $\sigma_a = 300$ N/mm²) bulon kullanılacaktır. Kaynaklı birleşimler ve kaynak malzemesi ile ilgili olarak Madde §4.2.3.3 ve Madde §4.2.3.4 geçerlidir.



Şekil 3.3: (Kuzey-Güney-X) İstikameti Yan Görünüş (2007-DBYBHY)



Şekil 3.4: (C) Aksı Çerçeve Görünüşü (2007-DBYBHY)

3.2 Yük Analizleri

Ofis binasının tasarımına esas teşkil edecek tasarım yükleri Tablo 3.1’de özetlenmiştir.

Tablo 3.1: Yapı Tasarım Yükleri

Yük Durumu (kg/m ²)	SABİT YÜKLER			
	Tesisat Katı	Çatı Katı (iç)	Çatı Katı (dış)	Normal Kat
Kaplama	0	20	0	20
Çatı Kaplama Malzemesi	25	0	25	0
Kompozit Betonu (Hafif)	210	210	210	210
Yalıtım Malzemesi	15	0	15	0
Tavan Kaplaması	15	15	15	15
Tesisat Yükü	20	25	20	25
Mekanik Ekipman Yükü	0	7.5	7.5	0
Çelik Taşıyıcı Eleman Yükü	40	40	40	50
Bölme Duvar Yükü	0	50	0	50

TOPLAM L YÜKLER (kg/m ²)	325	367.5	332.5	370
Cephe Kaplaması Yükü (kg/m ²)	75	75	75	75

Not: Cephe Kaplaması Yükü Bina Cephesi Dış Duvar Sistem Ykdr.

Yük Durumu (kg/m ²)	HAREKETLİ YÜKLER			
	Tesisat Katı	Çatı Katı (iç)	Çatı Katı (dış)	Normal Kat
Hareketli Yük	100	150	100	400
Kar Yükü	75	0	75	0

3.3 Yapının İnşâ Edileceği Bölgeye Ait Sismik ve Geoteknik Veriler

2007 (DBYBHY) tasarım ilkeleri uyarınca :

Zemin Cinsi: Sıkı kum,çakıl

Zemin Tabakası Kalınlığı: 25 mt.

Zemin Grubu: (B) grubu zemin, (§6.2.1, Tablo 6.1)

Yerel Zemin Sınıfı: (Z2), (§6.2.1, Tablo 6.2)

Yerel Zemin Sınıfına Bağlı Olarak Zemin Spektrumu Karakteristik Periyotları;

$T_A = 0,15 \text{ sn.}$ $T_B = 0,40 \text{ sn.}$, (§2.4.3, Tablo 2.4)

Deprem Bölgesi: 1. Derece Deprem bölgesi

Etkin Yer İvme Katsayısı: (A_0)= 0,40, (§2.4.1, Tablo 2.2)

Bina Önem Katsayısı: (I) = 1,0, (§2.4.2, Tablo 2.3)

► 2007-DBYBHY, §6.2.1.2 bölümü, (b) maddesi uyarınca Bina Önem Katsayısı $I=1,5$ ve $I=1,4$ olan binalarda, gerekli saha ve laboratuvar deneylerine dayanan zemin araştırmalarının yapılması, ilgili raporların düzenlenmesi ve proje dokümanlarına eklenmesi zorunludur.

3.4 Tasarım Taban Kesme Kuvvetinin Hesaplanması (2007-DBYBHY)

3.4.1 Yapıda Planda ve Düşey Doğrultuda Düzensizlik Kontrolü

2007-Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY), Madde §2.3 uyarınca düzensizlik kontrolleri yapılacaktır.

Yapı kat planlarında çıkıntıların olmaması, döşeme süreksizliklerinin ve döşemelerde büyük boşlukların bulunmaması, yatay yük taşıyıcı sistemlerin planda düzenli olarak yerleşmesi nedeniyle *planda düzensizlik durumları* mevcut değildir.

Benzer şekilde, taşıyıcı sistemin düşey elemanlarında süreksizliklerin ve ani rijitlik değişimlerinin olmaması ve kat kütlelerinin yapı yüksekliği boyunca değişiklik göstermemesi nedeniyle, *düşey doğrultuda düzensizlik durumları* da mevcut değildir.

3.4.2 Yapı Taşıyıcı Sisteminin Tanımlanması ve Sismik Parametreler

2007-DBYBHY, Madde §2.5.1.5 uyarınca birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde;

(a) Aşağıdaki (b) paragrafı dışında, taşıyıcı sistemi sadece çerçevelerden oluşan binalarda Süneklik Düzeyi Yüksek Taşıyıcı Sistemler'in kullanılması zorunludur.

(b) Bina Önem Katsayısı $I=1,2$ ve $I=1,0$ olan çelik binalarda, $H_N \leq 16 \text{ m}$, olmak koşulu ile sadece süneklik düzeyi normal çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemler kullanılabilir.

Bu bağlamda yapımız, yatay yüklerin *Süneklik Düzeyi Yüksek Moment Dayanımlı Çerçeveler* tarafından taşınan moment çerçeve sistemine sahiptir.

Sismik tasarımda kullanılacak katsayılar :

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı : Çelik yapılarda deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar; $(R) = 8$ (§2.5, Tablo 2.5)

Taşıyıcı Sistem Sismik Yük Faktörü : Çelik yapılarada süneklik düzeyi yüksek çerçeveler için; $(\Omega_0) = 2,5$ (§4.2.4, Tablo 4.2)

1. derece deprem bölgesi için yapı yükseklik sınırı: $(H_N \leq 40 \text{ m})$ (§2.6.2, Tablo 2.6)

3.4.3 Deprem Yükleme Yönteminin Seçimi (§2.6.2)

Yapı yanal yükleme prosedürü olarak Eşdeğer Statik Deprem Yükleme Yöntemi seçilmiştir. 2007-DBYBHY'nin §2.6.2 maddesi uyarınca Deprem Bölgesi 1 ve 2'de yer alan düzenli binalar için Toplam Yükseklik Sınırı $(H_N \leq 40 \text{ m})$ olarak belirlenmiştir.

► 1997-ABYYHY, Madde §6.6.2'de Deprem Bölgesi 1 ve 2'de yer alan düzenli binalar için toplam yükseklik $H_N \leq 60 \text{ m}$ olacak şekilde sınırlandırılmaktaydı.

3.4.4 Yapı Doğal Titreşim Periyodu'nun Belirlenmesi (T - §2.7.4.1)

2007-DBYBYH, Madde §2.7.4.1 uyarınca deprem yükü analizinde Eşdeğer Deprem Yüğü Analizi'nin uygulanması durumunda, binanın deprem doğrultusundaki hakim periyodu, aşağıda ifade edilen Denk.(3.1) ile hesaplanan değerden daha büyük olmayacaktır.

$$T = 2\pi \sqrt{\left[\left(\sum_{i=1}^n m_i d_{fi}^2 \right) \div \left(g \sum_{i=1}^n F_{fi} d_{fi} \right) \right]} \quad (3.1)$$

Tasarım örneğimizde yapımızın her iki deprem doğrultusundaki birinci doğal titreşim periyodu bilgisayarda statik analiz programı yardımıyla elde edilmiştir. Yapının üç

boyutlu modeli üzerinde modal analize esas teşkil edecek kütle tanımlanmış ve her iki yön için toplamda %100 kütle katılım oranlarıyla hakim periyotlar belirlenmiştir.

Modal analizde kullanılacak kütle ($w_i = g_i + nq_i$) hesabında UBC-1997 yönetmeliğinin aksine 2007-DBYBYH yönetmeliği hareketli yüklerin belli oranlarda kütleyle katılımını şart koşturmaktadır. Buna göre ileride Bölüm 3.5'de de açıkça ifade edileceği üzere ofis özelliğindeki binalar için kat hareketli yükleri ($n=0,3$) ve çatı ve teras katlarında göz önüne alınan kar hareketli yükü de ($n=0,3$) katsayıları ile kütle hesabında göz önüne alınmaktadır.

Buna göre statik analiz programı üzerinden her iki deprem doğrultusu için elde ettiğimiz birinci doğal titreşim periyotları aşağıdaki gibidir.

Kuzey-Güney İstikameti (y) : $T_Y = 1,25$ sn. (Hakim mod kütle katılım oranı %87)

Doğu-Batı İstikameti (x) : $T_X = 1,20$ sn. (Hakim mod kütle katılım oranı %88)

► 1997-ABYYHY, Madde §6.7.4'de birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde $H_N \leq 25$ m koşulu sağlayan ve Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nin uygulandığı binaların birinci doğal titreşim periyodunun ($T_1 \approx T_{1A} = C_t H_N^{3/4}$) formülü yardımıyla yaklaşık yöntemle hesaplanmasına izin verilmektedir. Bu formül UBC-1997 yönetmeliğinde yapı periyodu hesabında kullanılan (Metot A) yöntemi ile aynıdır. Bu ifadede (C_t) değeri, taşıyıcı sistemi sadece çelik çerçevelerden oluşan binalar için 0,08 olarak ifade edilmiştir. Bu formül yardımı ile yapımıza ait birinci doğal titreşim periyodumuzu yaklaşık olarak hesap edecek olursak ($T_{1A} = 0,08 \times 16,5^{3/4} = 0,655$) değerini elde ederiz ki bu değer yukarıda statik analiz programı yardımıyla elde ettiğimiz periyot değerlerine yakınsayamayacak kadar uzaktır. Zira, dinamik analiz yardımıyla elde ettiğimiz periyot değerleri kütle katılımında farklılık olmasıyla değişmektedir. Öyle ki bir önceki bölümde UBC-1997 yönetmeliği uyarınca aynı yöntemle elde edilen periyotlar, göz önüne alınan kütleyle hareketli yüklerin katılımının olmaması nedeniyle daha farklı elde edilmiştir. Dolayısıyla yaklaşık yöntemle periyot hesabı kütle etkisini göz ardı etmekte ve periyotların her halikarda daha düşük elde edilmesiyle nispeten daha yüksek deprem yükleri elde edilmektedir. Bu durumun önüne geçmek için UBC-1997 yönetmeliği birinci derece deprem bölgesi içinde kalan yapıların tasarımında kullanılacak yaklaşık yöntemle elde edilen periyot değerini %30 mertebesinde arttırmakta ve dinamik analizle yukarıdaki (3.1) formülü uyarınca elde edilen periyotları da bu değerle

sınırlandırmaktadır. Bu yolla nispeten daha düşük deprem yükleri altında tasarım yapılacağından emniyetsiz sonuçlara izin verilmemektedir.

Bu bağlamda 2007-DBYBYH yönetmeliği ise yaklaşık yöntemle periyot hesabını göz ardı etmekte ve (3.1) formülü uyarınca dinamik analizle elde edilecek periyot değerleri üst sınır olmak kaydıyla deprem yükü hesabı yapılmasına izin vermektedir. Bu noktada göz önüne alınacak hakim periyotların hangi yöntemle belirleneceği hususu net değildir. Yönetmelikte bu nokta yoruma açık bırakılmıştır. Dolayısıyla yönetmelik uyarınca hesaba katılan kütlede hareketli yük katılımları da göz önüne alındığında yapıya etki edecek deprem yüklerinde tutarlılık olması açısından statik analiz programı yardımıyla elde edilen hakim periyotların kullanılması doğru olacaktır.

3.4.5 Tasarım Taban Kesme Kuvvetinin Belirlenmesi (V - §2.7.1)

2007-DBYBYH, Madde §2.7.1 uyarınca göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yükü (taban kesme kuvveti), (V_t) :

$$V_t = \frac{WA(T)}{R_a(T)} \geq (0,10A_0IW = 0,10 \times 0,40 \times 1,0 \times W = 0,040W) \quad (3.2)$$

Bu ifadede:

- (W): Binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlığını ifade etmekte olup yönetmeliğin §2.7.1.2 maddesi uyarınca:

$$W = \sum_{i=1}^N (w_i) = g_i + nq_i \quad (3.3)$$

şeklinde daha sonra Bölüm 3.5.1'de olduğu gibi hesap edilecektir.

- $A(T)$: Deprem yüklerinin belirlenmesi için esas alınacak olan Spektral İvme Katsayısını ifade etmekte olup yönetmeliğin §2.4 maddesi uyarınca:

$$A(T) = A_0IS(T) \quad (3.4)$$

formülü ile hesaplanmaktadır. Bu formülde :

* $(A_0) = 0,40$ = Etkin Yer İvme Katsayısı,

* $(I) = 1,0$ = Bina Önem Katsayısı, olarak ifade edilmektedir.

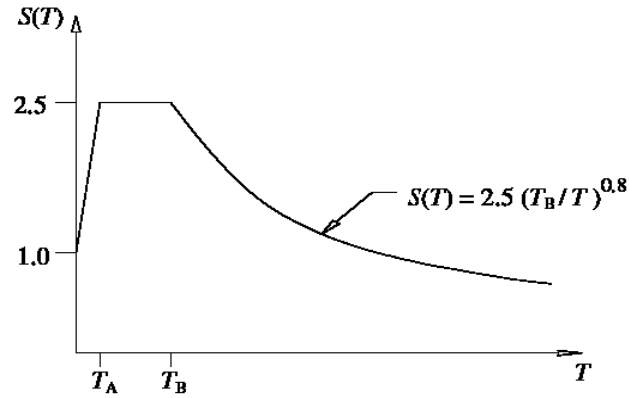
- $S(T)$: Yerel zemin koşullarına ve bina doğal titreşim periyodu T 'ye bağlı olarak hesaplanan Spektrum Katsayısını ifade etmekte olup yönetmeliğin §2.4.3 maddesi uyarınca :

$$S(T) = 1 + 1,5 \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (3.5a)$$

$$S(T) = 2,5 \quad (T_A \leq T \leq T_B) \quad (3.5b)$$

$$S(T) = 2,5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0,8} \quad (T_B \leq T) \quad (3.5c)$$

ifadelerinden uygun olanı ile elde edilecektir.



Şekil 3.5: Karakteristik Spektrum Eğrisi

- $R_a(T)$: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R)'ye ve doğal titreşim periyodu (T)'ye bağlı olarak hesaplanan Deprem Yüğü Azaltma Katsayısını ifade etmekte olup yönetmeliğin §2.5 maddesi uyarınca :

$$R_a(T) = 1,5 + (R - 1,5) \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (3.6a)$$

ve

$$R_a(T) = R \quad (T_A < T) \quad (3.6b)$$

ifadelerinden uygun olanı ile elde edilecektir.

Bu bilgiler ışığında daha evvel hesap ettiğimiz periyot değerlerini de kullanarak tasarım örneğimizdeki yapıma (Kuzey-Güney/Y) ve (Doğu-Batı/X) yönlerinde etki edecek Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü (toplam taban kesme kuvveti)'nü hesap edelim. Bu durumda :

(Kuzey-Güney/Y) İstikameti :

$$\text{Doğal Titreşim Periyodu} = T_y = 1,25 \text{ sn} > T_B = 0,40 \text{ sn} / T_A = 0,15 \text{ sn}$$

$$\Rightarrow S(T_y) = 2,5 \left(\frac{T_B}{T_y} \right)^{0,8} = 2,5 \times \left(\frac{0,40}{1,25} \right)^{0,8} = 1,005$$

$$\Rightarrow A(T_y) = A_0 IS(T_y) = 0,40 \times 1,0 \times 1,005 = 0,402$$

$$\Rightarrow R_a(T_y) = R = 8$$

$$\Rightarrow V_{ty} = \frac{WA(T_y)}{R_a(T_y)} = \frac{W \times 0,402}{8} = 0,0503.W > 0,040.W \quad (\checkmark)$$

(Doğu-Batı/X) İstikameti :

$$\text{Doğal Titreşim Periyodu} = T_x = 1,20 \text{ sn} > T_B = 0,40 \text{ sn} / T_A = 0,15 \text{ sn}$$

$$\Rightarrow S(T_x) = 2,5 \left(\frac{T_B}{T_x} \right)^{0,8} = 2,5 \times \left(\frac{0,40}{1,20} \right)^{0,8} = 1,038$$

$$\Rightarrow A(T_x) = A_0 IS(T_x) = 0,40 \times 1,0 \times 1,038 = 0,415$$

$$\Rightarrow R_a(T_x) = R = 8$$

$$\Rightarrow V_{tx} = \frac{WA(T_x)}{R_a(T_x)} = \frac{W \times 0,415}{8} = 0,0519.W > 0,040.W \quad (\checkmark)$$

3.5 Deprem Yüklerinin Katlara Dağılımı

3.5.1 Yapı Ağırlığı ve Katlarda Kütle Dağılımı (§2.7.1.2)

2007-DBYBHY, Madde §2.7.1.2 uyarınca binanın deprem yüklerinin hesabında kullanılacak toplam ağırlığı Denk.(3.7) ile belirlenecektir.

$$W = \sum_{i=1}^N (w_i) \quad (3.7)$$

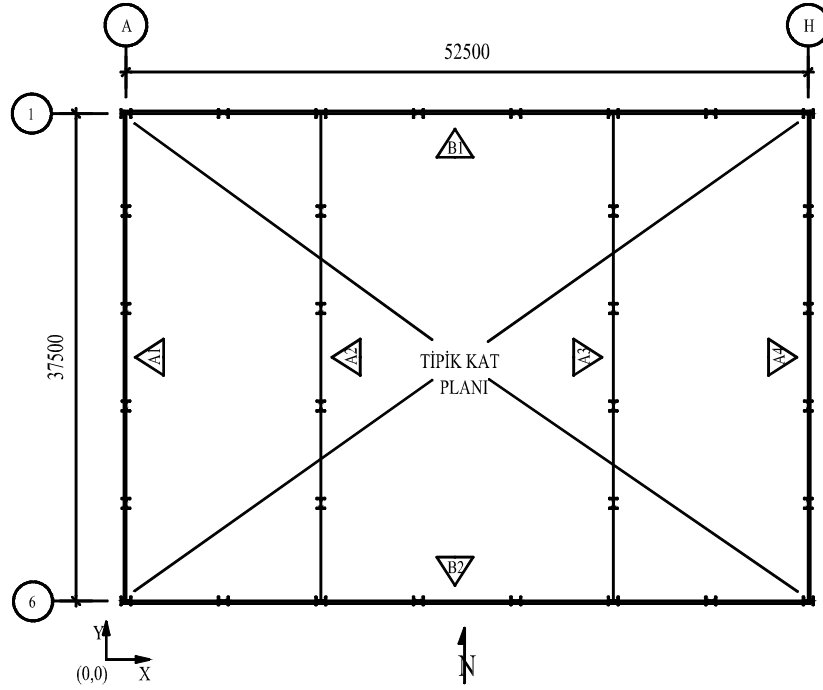
Bu ifadede (w_i) kat ağırlığı ölü yüklerle beraber hareketli yüklerin belli oranlarda katkısı ile denklem (3.8)'de olduğu gibi hesaplanacaktır.

$$w_i = g_i + nq_i \quad (3.8)$$

(w_i) kat ağırlığı hesabında göz önüne alınan (n), göz önüne alınan katta tanımlı hareketli yüklerin kütleye katılım oranını ifade eden Hareketli Yük Katılım Katsayısı olup yapı özelliğine göre yönetmeliğin §2.7.1.2 maddesi Tablo 2.7'den elde edilmektedir.

Yapımız ofis binası olup ($n=0,30$) olmaktadır. Bununla birlikte yönetmelik uyarınca deprem yüklerinin belirlenmesinde kullanılacak çatı katı ağırlığının hesabında kar yüklerinin de %30'u göz önüne alınacaktır.

Dolayısıyla bu kısımda yapıda mevcut her kat için deprem yükü hesabına katılan ölü ve hareketli yüklerden meydana gelecek toplam ağırlık ve kütle merkezleri hesaplanacaktır. Her kat için dış duvar yükleri ve etkidiği alanlar da bu bölümde dikkate alınacaktır. Yapımız şekilde de görüldüğü üzere planda simetrik olduğu için kütle merkezinin belirlenmesi kolaylaşmaktadır.



Şekil 3.6: Tipik Kat Planı (A1,A2,A3,A4,B1 ve B2 Moment Çerçeveleri)

Tablo 3.2: Deprem Yüğü Hesabında Kullanılacak Yapı Tasarım Yüğüleri

Yük Durumu (kg/m ²)	SABİT YÜKLER			
	Tesisat Katı	Çatı Katı (iç)	Çatı Katı (dış)	Normal Kat
Toplam Ölü Yüğüler (kg/m ²)	325	367.5	332.5	370
Cephe Kaplaması Yüğü (kg/m ²)	75	75	75	75

Not: Cephe Kaplaması Yüğü Bina Cephesi Dış Duvar Sistem Yüğüdür.

Yük Durumu (kg/m ²)	HAREKETLİ YÜKLER			
	Tesisat Katı	Çatı Katı (iç)	Çatı Katı (dış)	Normal Kat
Hareketli Yüğü (n=0,30)	(100×0,3) = 30	(150×0,3) = 45	(100×0,3) = 30	(400×0,3) = 120
Kar Yüğü (n=0,30)	(75×0,3) = 22,5	0	(75×0,3) = 22,5	0

Tablo 3.3: Kat Kütlesel Dağılım Özellikleri (2007-DBYBHY)

Tesisat Katı Kütlesel Dağılım Özellikleri					
Yük	W_{DL} (kN/m ²)	Alan (m ²)	W_i (kN)	X_m (m)	Y_m (m)
Kat (DL)	3.25	281.25	896	26.25	18.75
Duvar (DL)	0.75	360	265	26.25	18.75
Hareketli (LL)	0.30	281.25	83	26.25	18.75
Kar (LL)	0.225	281.25	62	26.25	18.75
Toplam			1306		
Çatı Katı Kütlesel Dağılım Özellikleri					
Yük	W_{DL} (kN/m ²)	Alan (m ²)	W_i (kN)	X_m (m)	Y_m (m)
Dış (DL)	3.325	1687.5	5503	26.25	18.75
İç (DL)	3.675	281.25	1014	26.25	18.75
Duvar (DL)	0.75	720	530	26.25	18.75
Hareketli-dış	0.30	1687.5	496	26.25	18.75
Hareketli-iç	0.45	281.25	124	26.25	18.75
Kar (LL)	0.225	1687.5	372	26.25	18.75
Toplam			8039		
Normal Kat Kütlesel Dağılım Özellikleri					
Yük	W_{DL} (kN/m ²)	Alan (m ²)	W_i (kN)	X_m (m)	Y_m (m)
Kat (DL)	3.70	1968.75	7144	26.25	18.75
Duvar (DL)	0.75	720	530	26.25	18.75
Hareketli (LL)	1.20	1968.75	2317	26.25	18.75
Toplam			9990		

Tablo 3.4: Kat Kütlesel Dağılım Özellikleri Özet Tablosu (2007-DBYBHY)

Kısım	W_i (kN)	X_m (m)	Y_m (m)
Tesisat	1306	26.25	18.75
Çatı	8039	26.25	18.75
3. Kat	9990	26.25	18.75
2. Kat	9990	26.25	18.75
1. Kat	9990	26.25	18.75
Toplam	39316		

3.5.2 Tasarım Taban Kesme Kuvvetinin Belirlenmesi

Daha evvel (3.4.5) başlığı altında ifade edildiği üzere 2007-DBYBHY, Madde §2.7.1 uyarınca kütlenin de hesap edilmesiyle beraber tasarım taban kesme kuvveti yapının her iki yönü için ayrı ayrı elde edilmiştir. Buna göre:

(Kuzey-Güney/Y) İstikameti :

$$V_{ty} = 0,0503 W = 0,0503 \times 39316 = 1980 \text{ kN}$$

(Doğu-Batı/X) İstikameti :

$$V_{tx} = 0,0519 W = 0,0519 \times 39316 = 2041 \text{ kN, } \text{olmaktadır.}$$

Dikkat edileceği üzere yapımızın her iki yönünde etkiyecek deprem yükleri arasında büyük bir fark yoktur. Bundan dolayı her iki doğrultuda deprem yüklemesi için bu değerlerin büyüğü olan ($V_{tx,y} = 2041 \text{ kN}$) sonraki aşamalarda göz önüne alınacaktır.

► Daha önce UBC-1997 yönetmeliği uyarınca hesabını yaptığımız yapıma etki eden tasarım deprem yükü $V=2583 \text{ kN}$ olarak elde edilmişti. Türk deprem yönetmeliği 2007-DBYBHY uyarınca elde ettiğimiz deprem yükleri hareketli yüklerin kütleye katılımına rağmen göz önüne alınan hakim periyotların nispeten daha fazla olmasından dolayı yaklaşık %27 oranında farkla daha az hesaplanmıştır.

3.5.3 Yapıya Etkiyen Deprem Yükünün Düşey Dağılımı (§2.7.2)

Eşdeğer deprem yüklemesi prosedürü gereğince tasarım taban kesme kuvvetinin yapının katlarına düşey dağılımı 2007-DBYBHY, Madde §2.7.2.1 uyarınca aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

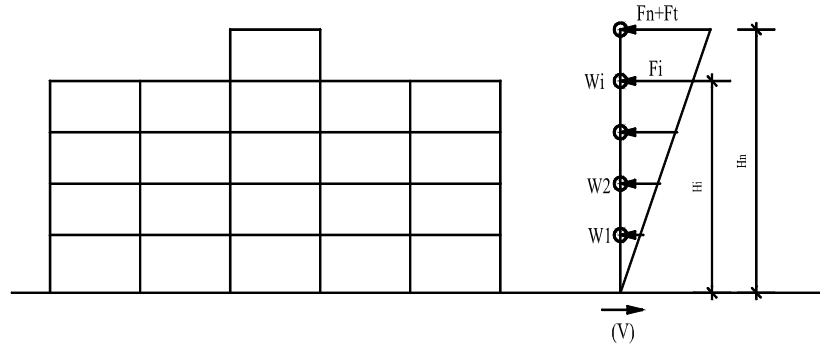
$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^N F_i \quad (3.9)$$

Bu formülde (ΔF_N) yükü yönetmeliğin §2.7.2.2 maddesi uyarınca binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen Ek Eşdeğer Deprem Yükü'nü ifade etmektedir. Kamçılama etkisini de temsil eden bu yük, Madde §2.7.2.3 uyarınca tasarım taban kesme kuvvetinin tüm katlara sahip oldukları kütleleri oranında dengeli biçimde aşağıdaki gibi dağıtılmasının ardından yapının en üst seviyesindeki kat olan tesisat katına ilave yük olarak etkitilecektir.

$$\Delta F_N = 0,0075.N.V_t \quad (3.10)$$

Yapımızda toplam kat adedi (N=5) olduğuna göre (ΔF_N) :

$$\Rightarrow \Delta F_N = 0,0075 \times 5 \times 2041 = 76,54 \text{ kN} , \text{ olmaktadır.}$$



Şekil 3.7: Deprem Yükünün Düşey Dağılımı

2007-DBYBHY, Madde §2.7.2.3 uyarınca toplam eşdeğer deprem yükünün (ΔF_N) dışında geri kalan kısmı, N'inci kat dahil olmak üzere aşağıda gösterildiği gibi yapının katlarına dağıtılacaktır.

$$F_i = \frac{(V_t - \Delta F_N) W_i h_i}{\sum W_j h_j} = (1964,46) \left(\frac{W_i h_i}{\sum W_j h_j} \right) \quad (3.11)$$

Tablo 3.5: Deprem Yükünün Düşey Dağılımı

Kat	W_i (kN)	h_i (mt)	$W_i h_i$ (kNm)	$\frac{W_i h_i}{\sum W_j h_j}$	F_i (kN)	$\sum V_t$ (kN)
Tesisat	1306	20.5	26773.3	0.065	203.53	
Çatı	8039	16.5	132640.7	0.320	629.14	203.53
3. Kat	9990	12.5	124878.4	0.302	592.32	832.67
2. Kat	9990	8.5	84917.3	0.205	402.78	1424.99
1. Kat	9990	4.5	44956.2	0.109	213.24	1827.76
Toplam	39316		414165.9	1.000	2041.00	2041.00
Not: $F_{tes} = 0,065.(1964.46) + 76.54 = 203.53 \text{ kN}$						

3.5.4 (PΔ) İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü (§2.10.2)

2007-DBYBHY uyarınca yapının taşıyıcı eleman boyutlamasına esas eleman kesit tesirleri ve görelî kat ötelenmeleri hesabında belirleyici etkinliği olan $P\Delta$ ikinci mertebe etkileri genel stabilitenin sağlanması açısından önem arz etmektedir. Bundan dolayı yönetmeliğin §2.10.2 maddesi uyarınca taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal elastik olmayan davranışını esas alan daha kesin bir hesap yapılmadıkça, göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, *İkinci Mertebe Gösterge Değeri*, θ_i 'nin Denk.(3.12) ile verilen koşulu sağlaması durumunda, ikinci mertebe etkileri yürürlükteki çelik yapı yönetmeliğine göre değerlendirilecektir.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{\text{ort}} \sum_{i=1}^N W_i}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (3.12)$$

Burada $(\Delta_i)_{\text{ort}}$, i'inci kattaki kolonda hesaplanan azaltılmış görelî kat ötelenmesinin kat içindeki ortalama değerî olarak yönetmeliğin §2.10.1.1 maddesi uyarınca aşağıda ifade edildiği gibidir.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (3.13)$$

(θ_i) denkleminde (W_i) değerî tüm düşey yüklerin toplamını ifade etmektedir.

Tablo 3.6: (PΔ) İkinci Mertebe Etkilerinin Kontrolü, (θ_i) Değerleri

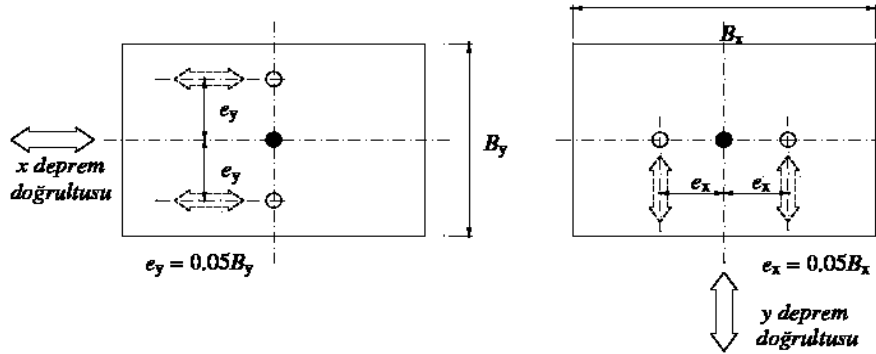
Kat	$(\Delta_i)_{x \text{ ort}}$ (cm)	$(\Delta_i)_{y \text{ ort}}$ (cm)	ΣW_i (kN)	V_i (kN)	h_i (cm)	θ_{ix}	θ_{iy}
Tesisat	0.1332	0.1581	1695.16	203.53	400	0.0028	0.0033
Çatı	0.4808	0.5492	11211.28	832.67	400	0.0162	0.0185
3. Kat	0.7105	0.7918	27687.12	1424.99	400	0.0345	0.0385
2. Kat	0.8272	0.9069	43050.72	1827.76	400	0.0487	0.0534
1. Kat	0.7680	0.8219	58529.44	2041.00	450	0.0489	0.0524

Görüldüğü üzere Tablo 3.6 uyarınca $P\Delta$ İkinci Mertebe Etkileri genel yapı stabilite analizlerinde göz ardı edilebilecek mertebededir

3.5.5 Yapıya Etkiyen Deprem Yükünün Yatay Dağılımı (§2.7.3)

Örnek yapımız incelendiğinde döşeme sisteminin kompozit döşeme sistemi olduğu görülmektedir. Kompozit döşeme sistemine sahip bu tür çelik yapıların düzlemleri içerisinde rijit diyafram davranışı gösterdiği kabul edilmektedir. Yapımızda yatay taşıyıcı sistem moment çerçevelerinin (K-G) ve (D-B) yönleri için simetrik dağılmış olduğu ve her katta kütlenin benzer yayılımda olduğu göz önüne alındığında rijitlik ve kütle merkezinin çakıştığı görülmektedir. Bundan dolayı dışmerkezlilik etkileri göz önünde bulundurulmadan etkililen eşdeğer statik deprem yüklemesinden dolayı ilave burulma momenti oluşmayacağı ve dolayısıyla taşıyıcı elemanlara ilave kesme kuvvetinin etkimeyeceği aşıkardır.

2007-DBYBHY, Madde §2.7.3.1 uyarınca döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yer değiştirme bileşeni ile düşey eksen etrafındaki dönme, bağımsız yer değiştirme bileşenleri olarak göz önüne alınacaktır. Her katta yönetmeliğin §2.7.2 maddesi uyarınca hesap edilen eşdeğer deprem yükleri, *ek dışmerkezlilik etkisi*'nin hesaba katılabilmesi amacı ile, göz önüne alınan deprem doğrultusuna dik doğrultudaki kat boyutunun (+%5)'i ve (-%5)'i kadar kaydırılması ile belirlenen noktalara ve ayrıca kütle merkezine Şekil 3.8'deki gibi uygulanacaktır.



Şekil 3.8: Ek Dışmerkezlilik Mesafeleri

Bu durumda ilave burulma etkisi kütle merkezine %5 eksantirisite uygulandığı takdirde tüm katlara her bir deprem yükleme doğrultusu için aşağıdaki oranlarda Tablo 3.7'deki gibi etkiyecektir.

Doğu-Batı İstikameti :

$$M_b = 0,05.(37,5).F_i = (1,875) F_i \quad (\text{kNm})$$

Kuzey-Güney İstikameti :

$$M_b = 0,05.(52,5).F_i = (2,625) F_i \quad (\text{kNm})$$

Tablo 3.7: Deprem Yükünün Yatay Dağılımı

Kat	F_i (kN)	(D-B) M_b (kNm)	(K-G) M_b (kNm)
Tesisat	203.53	381.62	534.27
Çatı	629.14	1179.63	1651.49
3. Kat	592.32	1110.60	1554.84
2. Kat	402.78	755.21	1057.29
1. Kat	213.24	399.82	559.74
Not: M_b = Yatay Burulma Momenti			

Yapının bilgisayar modelinde Tablo 3.7’de ifade etmiş olduğumuz yatay deprem kuvvetleri ve dışmerkezlik etkisinden ileri gelen burulma momentleri her kat için ayrı ayrı manuel olarak tanımlanmıştır. Bu durumda burulma etkilerinden dolayı taşıyıcı elemanlara tesir edecek ilave kesme kuvveti tesirlerini ayrıca elde etmek mümkün olmaktadır.

Örnek yapımızda yatay deprem yüklerini karşılayan toplam 6 adet rijit moment çerçevesi mevcuttur. Bunlar Şekil 3.6’da da görüldüğü gibi A1,A2,A3,A4,B1 ve B2 moment çerçeveleridir. Simetrik yerleşim ve rijit diyafram çalışma prensibi gereğince A çerçeveleri (K-G) yönündeki deprem yüklerine, B çerçeveleri ise (D-B) yönündeki deprem yüklerine, eşit rijitliklere sahip olmalarından dolayı, aynı oranlarda maruz kalmaktadırlar. Bu durum için simetrik yerleşim de göz önünde bulundurulduğunda A1,A2 ve B1 moment çerçevelerine tesir eden taban kesme kuvvetleri ve burulma tesirinden ileri gelen ilave kesme kuvvetleri program verisi olarak aşağıda özet olarak gösterilmiş.

Tablo 3.8: Kuzey-Güney İstikameti, (A1) Çerçevesi

Kolon Kesme Kuvveti (kN)	A/2 (kN)	A/3 (kN)	A/4 (kN)	A/5 (kN)	Toplam (kN)
Direk Deprem Yükleme	116.32	146.61	146.61	116.32	525.86
Eks. Burulma Yüğü	9.97	12.57	12.57	9.97	45.08
Deprem + Burulma	126.29	159.18	159.18	126.29	570.94

Tablo 3.9: Kuzey-Güney İstikameti, (A2) Çerçevesi

Kolon Kesme Kuvveti (kN)	C/2 (kN)	C/3 (kN)	C/4 (kN)	C/5 (kN)	Toplam (kN)
Direk Deprem Yükleme	114.85	144.64	144.64	114.85	518.98
Eks. Burulma Yüğü	4.29	5.39	5.39	4.29	19.36
Deprem + Burulma	119.14	150.03	150.03	119.14	538.34

Tablo 3.10: Doğu-Batı İstikameti, (B1) Çerçevesi

Kolon Kesme Kuvveti (kN)	1/A (kN)	1/B (kN)	1/C (kN)	1/D (kN)	1/E (kN)	1/F (kN)	1/G (kN)	1/H (kN)	Toplam (kN)
Direk Deprem Yükleme	114.89	142.23	140.31	140.43	140.43	140.31	142.23	114.89	1075.72
Eks. Burulma Yüğü	5.28	6.57	6.48	6.49	6.49	6.48	6.57	5.28	49.64
Deprem + Burulma	120.17	148.80	146.79	146.92	146.92	146.79	148.80	120.17	1125.36

Statik analiz programı üzerinden elde ettiğimiz kolon kesme kuvvetlerinden yola çıkarak hesaplayacağımız taban kesme kuvveti değerini daha evvel hesap ettiğimiz eşdeğer statik deprem yüğü ($V_t=2041$ kN) ile karşılaştıracak olursak :

Kuzey-Güney İstikameti :

$$\Sigma F_{Ai} = 2 \times (525,86 + 518,98) = 2089,68 \text{ kN} > 2041 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

Doğu-Batı İstikameti :

$$\Sigma F_{Bi} = 2 \times (1075,72) = 2151,44 \text{ kN} > 2041 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

Göröldüğü üzere kolon kesme kuvvetleri toplamı burulma etkileri de göz önünde bulundurularak her iki yükleme doğrultusu için de toplam tasarım kesme kuvvetinden yaklaşık olarak %2,5~5,5 oranında fazla elde edilmiştir.

3.6 Göreli Kat Ötelenmelerinin Hesaplanması ve Sınırlandırılması (§2.10.1)

3.6.1 Azaltılmış Göreli Kat Ötelenmesi (Δ_i) ve Etkin Göreli Kat Ötelenmesi (δ_i)

2007-DBYBHY, Madde §2.10.1.1 uyarınca Eşdeğer Statik Deprem Yükleme altında herhangi bir kolon veya perde için, ardışık iki kat arasındaki yer değiştirme farkını ifade eden *Azaltılmış Göreli Kat Ötelenmesi*, Δ_i , Denk.(3.14) ile elde edilecektir.

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (3.14)$$

Bu ifadede (d_i) ve (d_{i-1}), her bir deprem doğrultusu için binanın (i)'inci ve ($i-1$)'inci katlarında herhangi bir kolon veya perdenin uçlarında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yatay yer değiştirmeleri göstermektedir. Bu noktada, azaltılmış deprem yükü hesabında daha evvel de ifade edilen yönetmeliğin minimum eşdeğer deprem yükü koşulu (d_i)'nin ve (Δ_i)'nin hesabında göz önüne alınmayabilir.

Δ_i 'nin hesap edilmesiyle beraber yönetmeliğin §2.10.1.2 maddesi uyarınca her bir deprem doğrultusu için, binanın (i)'inci katındaki kolon veya perdeler için *etkin göreli kat ötelenmesi*, (δ_i), denklem (3.15) ile elde edilecektir.

$$\delta_i = (R)(\Delta_i) = 8(\Delta_i) \quad (3.15)$$

Bu bağlamda azaltılmış eşdeğer deprem yükleri kat kütle merkezlerinde eksantrik tanımlanmış olup burulma etkileri de göz önüne alınmıştır. Bununla beraber ikinci mertbe etkilerinden ileri gelen artık deplasmanlar da Δ_i ve δ_i deplasmanlarının içerisinde mevcuttur. Yapıda meydana gelen deplasmanlar, azaltılmış göreli kat ötelenmeleri, etkin göreli kat ötelenmeleri ve ötelenme oranları aşağıdaki tabloda olduğu gibi elde edilmiştir.

► Yeni Deprem Yönetmeliği 2007-DBYBHY'de ifade edilen göreli kat ötelenmeleri hesap kriterleri UBC-1997 yönetmeliği ile birebir aynıdır. Burada, Azaltılmış Göreli Kat Ötelenmesi Δ_i , UBC-1997'de Elastik Deplasman Δ_s 'e, Etkin Göreli Kat Ötelenmesi δ_i ise UBC-1997'de Δ_M ile ifade edilen Maksimum Elastik Ötesi Deplasman tanımına denk gelmektedir.

Tablo 3.11: Göreli Kat Ötelenmeleri ve Ötelenme Oranları

(Doğu-Batı) İstikameti Arakat Deplasmanları						
Kat	Yüks. (h) (cm)	d _i (cm)	d _{i-1} (cm)	(Δ _i) Ötelenme (cm)	(δ _i) Ötelenme (cm)	Ötelenme Oranı (δ _i /h)
Tesisat	400	3.067	2.930	0.137	1.096	0.00274
Çatı	400	3.042	2.524	0.518	4.144	0.01036
3. Kat	400	2.524	1.752	0.772	6.176	0.01544
2. Kat	400	1.752	0.844	0.908	7.264	0.01816
1. Kat	450	0.844	0.000	0.844	6.752	0.01460
(Kuzey-Güney) İstikameti Arakat Deplasmanları						
Kat	Yüks. (h) (cm)	d _i (cm)	d _{i-1} (cm)	(Δ _i) Ötelenme (cm)	(δ _i) Ötelenme (cm)	Ötelenme Oranı (δ _i /h)
Tesisat	400	3.583	3.406	0.177	1.416	0.00354
Çatı	400	3.211	2.645	0.566	4.528	0.01132
3. Kat	400	2.645	1.821	0.824	6.592	0.01648
2. Kat	400	1.821	0.866	0.955	7.640	0.01910
1. Kat	450	0.866	0.000	0.866	6.928	0.01540
Not: Arakat Ötelenme Oranı = (δ _i /kat yüksekliği)						

3.6.2 Kat Ötelenme Sınırlarının Belirlenmesi (§2.10.1.3)

2007-DBYBHY, Madde §2.10.1.3 uyarınca her bir deprem doğrultusu için, binanın herhangi bir (i)'inci katındaki kolon veya perdelerde, Denk.(3.15) ile hesaplanan δ_i etkin göreli kat ötelenmelerinin kat içindeki en büyük değeri $(\delta_i)_{\max}$, aşağıda Denk.(3.16)'da belirtilen koşulu sağlayacaktır.

$$\frac{(\delta_i)_{\max}}{h_i} \leq 0,02 \quad (3.16)$$

Denklem (3.16)'da verilen koşulun binanın herhangi bir katında sağlanamaması durumunda, taşıyıcı sistemin rijitliği artırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır. Ancak verilen koşul sağlansa bile, yapısal olmayan elemanların etkin göreli kat elemanları altında kullanılabilirliği hesapla doğrulanacaktır.

Bu bağlamda Tablo 3.11'de maksimum etkin göreli kat ötelenmeleri ve ötelenme oranları özetlenmiş olup Denk.(3.16) ile belirtilen koşulun sağlandığı görülmektedir.

► Kat ötelenme sınırlarının belirlenmesi kriterinde Türk Deprem Yönetmeliğinin UBC-1997 Amerikan Yönetmeliğine göre daha emniyetli bir yaklaşım sergilediği görülmektedir. Öyle ki her iki şartnamede de Etkin Göreli Kat Ötelenmesi Oranının (Elastik Ötesi Ötelenme Oranı) 0.02 değerini aşmaması gerektiği dikte edilmektedir.

Fakat UBC-1997 şartnamesinde Etkin Görelî Kat Ötelenmesi $[\Delta_M = 0,7.(R).(\Delta_s)]$ olup 2007-DBYBHY’de ise $[\delta_i = (R)(\Delta_i)]$ olmaktadır. Görüldüğü üzere sınırlamada 2007-DBYBHY yaklaşık olarak %35 oranında daha rijit bir yaklaşım sergilemekte ve taşıyıcı sistem aynı yatay yükler altında %35 oranında daha fazla atalet gereksinim duymaktadır. Bu bağlamda Kat Ötelenme Sınırları taşıyıcı elemanların boyutlandırılmasında önemli ve belirleyici bir kıstas olmaktadır. Bu gereksinim dolayısıyla daha evvel UBC-1997 yönetmeliği kriterlerine göre çözümü yapılan taşıyıcı sistem elemanlarında revizyona gidilmiştir.

3.7 Yüksek Süneklikli Moment Çerçevesi (Kiriş- Kolon) Eleman Tasarımı

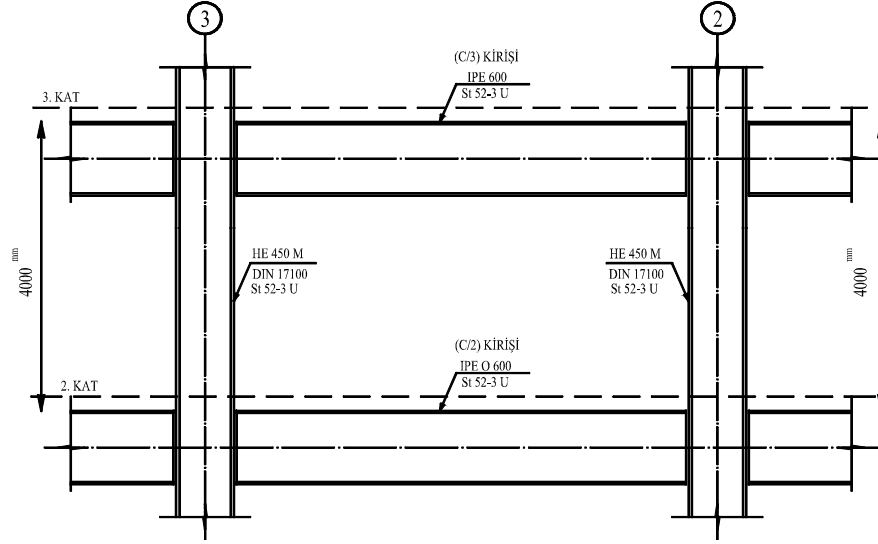
Bu bölümde, 2007-DBYBHY Türk Deprem Yönetmeliğinin §4.3 maddesindeki kriterler uyarınca Şekil 3.4’de de görülen (C) aksı moment çerçevesindeki örnek kiriş ve kolon elemanlarının tasarımı yapılacaktır. Bununla birlikte taşıyıcı elemanların tasarım yükleri altındaki dayanımlarının analizinde TS 648 (Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları) yönetmeliğinin gerekli şartları da kontrol edilmiştir.

Daha evvel sistemin UBC-1997 yönetmeliği uyarınca tasarımı safhasında Bölüm 2.7’de bahsedildiği üzere geçmişte öngörülen tasarım kriterleri incelendiğinde geleneksel olarak çelik moment çerçevesli taşıyıcı sistem tasarımlarının tipik deplasman kontrolü ilkesine dayandığı görülmektedir. Ancak, Northridge depremi sonrası geliştirilen moment çerçevesi birleşim detayları öngörülen sünekliğin sistem tarafından sağlanabilmesi açısından gerekli deplasmanların yapılması ve maksimum enerji sönmelenmesi ilkesine dayanmaktadır. Bu bağlamda geliştirilen detaylar gerekli dönme ve eksenel deplasmanları sağlayacak eleman kriterlerini de beraberinde getirmiştir. Bu noktada gerekli standartlar oluşturulmuş ve tasarımda uygulanacak detaylar yönetmelik haline getirilmişlerdir.

2007 yılı başı itibarıyla uygulanmasına geçilen yeni Türk deprem yönetmeliği (Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik) çelik yapıların hesap ve tasarımı bölümünü geliştirmiş ve Bölüm (4A)’da moment aktaran çerçevelerde kiriş-kolon birleşim detaylarını yüksek ve normal süneklikli sistemlerde uygulanacak detaylar olarak belirtmiştir. Belirtilen detayların uygulama sınırları içerisinde kolon elemanı için enkesit yükseklik sınırı, kiriş elemanı için de enkesit yükseklik sınırıyla beraber açıklık/enkesit yüksekliği oranı ve başlık kalınlığı sınırları yer almaktadır. Bu noktada, eleman seçiminde birleşim detayının uygulama sınırları Bölüm 3.6.2’de belirtilen kat ötelenme sınırı kriteriyle beraber belirleyici rol oynamaktadır.

Dolayısıyla, tasarım örneğimizde, 2007-DBYBHY, EK-4A'da belirtilen birleşim detaylarıyla ilgili enkesit kriterlerinin sağlanabilmesi ve tüm detaylarla ilgili tasarım uygulaması yapılabilmesi açısından yüksek süneklikli moment çerçevesi kolon elemanları (HE 450 M), kiriş elemanları ise 1. ve 2. kat seviyelerinde (IPE O 600), 3. kat ve çatı katı seviyelerinde (IPE 600) profilleri olarak belirlenmiştir.

3.7.1 Moment Çerçevesi 2. ve 3. Kat Tip Kiriş Tasarımı (IPE O 600 - IPE 600)



Şekil 3.9: (C) Aksı 2. ve 3. Kat Moment Çerçevesi Kirişleri

- ◆ Yapımızın (C) aksı üzerindeki 3. kat (C/3-IPE 600) ve 2. kat (C/2-IPE O 600) kirişlerinde statik analiz programı yardımıyla elde edilmiş yük durumları (M/V/N) aşağıdaki gibidir.

Tablo 3.12: Kiriş Elemanları Kesit Tesirleri (2007-DBYBHY)

YÜK DURUMU	(C/2 – IPE O 600) KİRİŞİ	(C/3 - IPE 600) KİRİŞİ
M_{DL} (kNm)	97.57	95.95
M_{LL} (kNm)	107.33	106.69
$M_{seis} (\pm)$ (kNm)	284.28	191.84
V_{DL} (kN)	69.61	68.73
V_{LL} (kN)	75.69	75.58
$V_{seis} (\pm)$ (kN)	77.61	52.40

Tablo 3.13: Kiriş Elemanları Kombinasyonlu Kesit Tesirleri (2007-DBYBHY)

KOMBİNASYON	(C/2 – IPE O 600) Kirişi	
	M (kNm)	V(kN)
(D + L)	205.10	145.30
(D ± E)	381.85	147.22
(D + L ± E)	489.18	222.91

KOMBİNASYON	(C/3 - IPE 600) Kirişi	
	M (kNm)	V(kN)
(D + L)	202.64	144.26
(D ± E)	287.79	121.13
(D + L ± E)	394.48	196.71

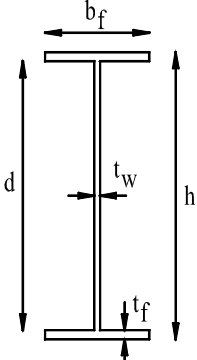
- ◆ Emniyet Gerilmeleri Yöntemi uyarınca yükleme kombinasyonları aşağıdaki gibidir. Kombinasyonlarda ifade edilen terimlerin manası şunlardır :

→ (D) : Tüm ölü yük kesit tesirleri simgesi

→ (L) : Hareketli yük kesit tesirleri simgesi

→ $(E = E_{Qx} + 0,30 E_{Qy}) / (E = E_{Qy} + 0,30 E_{Qx})$: Deprem yükü kesit tesirleri simgesi. Kombinasyonlarda ifade edilen E deprem yükü kesit tesirlerini temsil etmekte olup daha evvel Bölüm 3.5.5'te de açıkça ifade edildiği üzere ek dışmerkezlilik etkilerini de içermektedir.

3.7.1.1 (IPE O 600) ve (IPE 600) Kirişleri Enkesit Koşullarının Kontrolü

	<u>IPE O 600</u>	<u>IPE 600</u>
	$h = 610 \text{ mm}$ $d = 562 \text{ mm}$ $b_f = 224 \text{ mm}$ $t_f = 24 \text{ mm}$ $t_w = 15 \text{ mm}$	$h = 600 \text{ mm}$ $d = 562 \text{ mm}$ $b_f = 220 \text{ mm}$ $t_f = 19 \text{ mm}$ $t_w = 12 \text{ mm}$

Şekil 3.10: (IPE O 600) ve (IPE 600) Kirişleri Enkesit Değerleri

Kiriş elemanı için enkesit koşulları kontrolleri 2007-DBYBHY, Tablo 4.3 uyarınca aşağıdaki başlıklar altında incelenecektir.

- ♦ 2007-DBYBHY, Madde §4.3.1.1, Tablo (4.3) uyarınca süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin yalnız eğilme etkisi altındaki elemanlarında başlık genişliğinin başlık kalınlığına oranı aşağıda belirtilen sınırlar dahilinde kalacaktır.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,30 \cdot \sqrt{(E / \sigma_a)} = 0,30 \times \sqrt{(2100 / 3,55)} = 7,29 \quad (3.17)$$

$$(IPE O 600) \text{ için: } \frac{b_f}{2t_f} = \frac{224}{2 \times 24} = 4,67 < 7,29$$

$$(IPE 600) \text{ için: } \frac{b_f}{2t_f} = \frac{220}{2 \times 19} = 5,79 < 7,29 \quad , \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.}$$

- ♦ 2007-DBYBHY, Madde §4.3.1.1, Tablo (4.3) uyarınca süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin yalnız eğilme etkisi altındaki elemanlarında gövde yüksekliğinin gövde kalınlığına oranı aşağıda belirtilen sınırlar dahilinde kalacaktır.

$$\frac{d}{t_w} \leq 3,2 \cdot \sqrt{(E / \sigma_a)} = 3,2 \times \sqrt{(2100 / 3,55)} = 77,83 \quad (3.18)$$

$$(IPE O 600) \text{ için: } \frac{d}{t_w} = \frac{562}{15} = 37,47 < 77,83$$

$$(IPE 600) \text{ için: } \frac{d}{t_w} = \frac{562}{12} = 46,83 < 77,83 \quad , \quad \text{koşulu sağlanmaktadır.}$$

3.7.1.2 Kiriş Üst ve Alt Başlık Yanal Mesnetlenme Mesafelerinin Kontrolü (§4.3.6)

2007-DBYBHY, §4.3.6.3 maddesi uyarınca betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemlerde kirişlerin basınca çalışan üst başlığının yanal doğrultuda mesnetlenmesine gerek yoktur. Ancak, deprem yükleri altında moment etkisinin alt başlıkta basınç etkisi oluşturacağı açıktır. Bu durumda kiriş alt başlığının yanal burkulma etkilerine karşı mesnetlenmesi gerekir. Bunun için

(IPE O 600) ve (IPE 600) kirişlerinin alt başlıkları mevcut tali kirişler hizasında mesnetlenecektir. Buna göre:

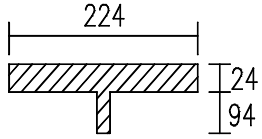
♦ $L_b = (750/3) = 250 \text{ cm} = 2,5 \text{ mt}$, olarak göz önüne alınacaktır.

♦ $l_b = 0,086 \frac{r_y E}{\sigma_a} = 0,086 \times \frac{5,76 \times 2100}{3,55} = 293 \text{ cm} = 2,93 \text{ mt}$

$\Rightarrow l_b = 2,93 \text{ mt} > L_b = 2,50 \quad (\checkmark)$

3.7.1.3 (IPE O 600) ve (IPE 600) Kirişleri Moment Kontrolü

♦ (IPE O 600) kirişi için TS-648 yönetmeliğinin §3.3.4.2 maddesi uyarınca :

$A_T = 67,86 \text{ cm}^2$	 IPE O 600
$I_T = 2250,53 \text{ cm}^4$	
$r_T = \sqrt{\frac{I_T}{A_T}} = \sqrt{\frac{2250,53}{67,86}} = 5,76 \text{ cm}$	

$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3 \quad (3.19)$

$\Rightarrow C_b = 1,75 + 1,05 \times \left(\frac{25,37}{460,92} \right) + 0,3 \times \left(\frac{25,37}{460,92} \right)^2 = 1,81 < 2,3$

$\Rightarrow \frac{1}{r_T} = \frac{(250 - 47,8/2)}{5,76} = 39,25 \leq \sqrt{\frac{(30 \times 10^6) C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{30 \times 10^6 \times 1,81}{3550}} = 123,68$

$\Rightarrow \sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a (l/r_T)^2}{(90 \times 10^6) C_b} \right] F_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{3550 \times 39,25^2}{90 \times 10^6 \times 1,81} \right] \times 3550 = 2,25 \text{ t/cm}^2$

$\Rightarrow \sigma_{B2} = \frac{10 \times 10^6 C_b}{(l/r_T)^2} = \frac{10 \times 10^6 \times 1,81}{39,25^2} = 11750 \text{ kg/cm}^2 = 11,75 \text{ t/cm}^2$

TS-648 uyarınca ($\sigma_B \leq 0,6\sigma_a$) olmalıdır. Bununla birlikte 2007-DBYBHY, Madde §4.2.3.5'de ifade edildiği üzere düşey yükler ve depremin ortak etkisi altında *Emniyet Gerilmeleri Yöntemi*'ne göre yapılan kesit hesaplarında, emniyet gerilmeleri en fazla %33 arttırılacaktır. Sonuç olarak :

$$\sigma_{Bx(D+L)} = 0,6\sigma_a = 0,6 \times 35,5 = 21,3 \text{ kN/cm}^2,$$

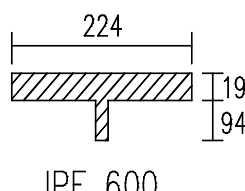
$$\sigma_{Bx(D+L+E)} = 1,33(0,6\sigma_a) = 1,33 \times 0,6 \times 35,5 = 28,3 \text{ kN/cm}^2$$

, olarak göz önüne alınacaktır. Buna göre ;

$$M_{a(D+L)} = W_x \sigma_{Bx} = 3,879 \times 10^{-3} \times 213000 = 826,23 \text{ kNm} > 205,10 \text{ kNm} \quad (\checkmark)$$

$$M_{a(D+L+E)} = W_x \sigma_{Bx} = 3,879 \times 10^{-3} \times 283000 = 1097,76 \text{ kNm} > 489,18 \text{ kNm} \quad (\checkmark)$$

♦ (IPE 600) kirişi için TS-648 yönetmeliğinin §3.3.4.2 maddesi uyarınca :

$A_T = 54,78 \text{ cm}^2$	
$I_T = 1781,3 \text{ cm}^4$	
$r_T = \sqrt{\frac{I_T}{A_T}} = \sqrt{\frac{1781,3}{54,78}} = 5,70 \text{ cm}$	

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3 \quad (3.19)$$

$$\Rightarrow C_{b3} = 1,75 + 1,05 \times \left(\frac{61,78}{373,58} \right) + 0,3 \times \left(\frac{61,78}{373,58} \right)^2 = 1,93 > 2,3$$

$$\frac{1}{r_T} = \frac{(250 - 47,8/2)}{5,70} = 39,67 \leq \sqrt{\frac{(30 \times 10^6) C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{30 \times 10^6 \times 1,93}{3550}} = 127,71$$

$$\Rightarrow \sigma_{B1} = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a (l/r_T)^2}{(90 \times 10^6) C_b} \right] F_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{3550 \times 39,67^2}{90 \times 10^6 \times 1,93} \right] \times 3550 = 2,25 \text{ t/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{B2} = \frac{10 \times 10^6 C_b}{(1/r_T)^2} = \frac{10 \times 10^6 \times 1,93}{39,67^2} = 12264 \text{ kg/cm}^2 = 12,26 \text{ t/cm}^2$$

TS-648 uyarınca ($\sigma_B \leq 0,6\sigma_a$) olmalıdır. Bununla birlikte 2007-DBYBHY, Madde §4.2.3.5'de ifade edildiği üzere düşey yükler ve depremin ortak etkisi altında *Emniyet Gerilmeleri Yöntemine* göre yapılan kesit hesaplarında, emniyet gerilmeleri en fazla %33 arttırılacaktır. Sonuç olarak :

$$\sigma_{Bx(D+L)} = 0,6\sigma_a = 0,6 \times 35,5 = 21,3 \text{ kN/cm}^2,$$

$$\sigma_{Bx(D+L+E)} = 1,33(0,6\sigma_a) = 1,33 \times 0,6 \times 35,5 = 28,3 \text{ kN/cm}^2$$

, olarak göz önüne alınacaktır. Buna göre ;

$$M_{a(D+L)} = W_x \sigma_{Bx} = 3,069 \times 10^{-3} \times 213000 = 653,70 \text{ kNm} > 202,64 \text{ kNm} \quad (\checkmark)$$

$$M_{a(D+L+E)} = W_x \sigma_{Bx} = 3,069 \times 10^{-3} \times 283000 = 868,53 \text{ kNm} > 394,48 \text{ kNm} \quad (\checkmark)$$

3.7.1.4 Kirişlerin Emniyetli Kesme Kuvveti Kapasitesi Kontrolü

♦ TS-648, Madde §4 ve 2007-DBYBHY, Madde §4.2.3.5'e göre :

(IPE O 600) kirişi için :

$$V_{a(D+L)} = \tau_{em} \cdot t_w \cdot d = 12,2 \times 1,5 \times 56,2 = 1028,5 \text{ kN} > 145,30 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

$$V_{a(D+L+E)} = 1,33 \times (\tau_{em} \cdot t_w \cdot d) = 1,33 \times 12,2 \times 1,5 \times 56,2 = 1367,9 \text{ kN} > 222,91 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

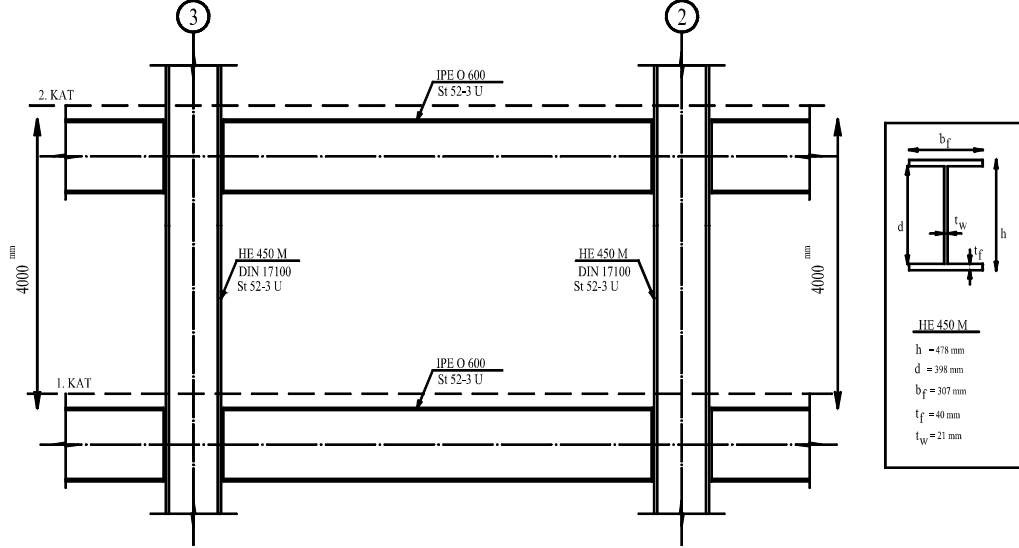
(IPE 600) kirişi için :

$$V_{a(D+L)} = \tau_{em} \cdot t_w \cdot d = 12,2 \times 1,3 \times 56,2 = 891,3 \text{ kN} > 144,26 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

$$V_{a(D+L+E)} = 1,33 \times (\tau_{em} \cdot t_w \cdot d) = 1,33 \times 12,2 \times 1,3 \times 56,2 = 1185,5 \text{ kN} > 196,71 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

3.7.2 Moment Çerçevesi 1.Kat Tip Kolon Tasarımı (HE 450 M)

Kolon elmanı tasarımı için Şekil 3.11'de görülen (C) aksı 1.kat moment çerçevesi üzerinde mevcut (C/2) ve (C/3) kolonları seçilmiştir.



Şekil 3.11: (C) Aksı 1.Kat Moment Çerçevesi Kolonları (HE 450 M)

- ◆ Yapımızın 1. katı (C) aksı üzerindeki (C/3) ve (C/2) kolonlarında statik analiz programı yardımıyla elde edilmiş yük durumları (M/V/N) aşağıdaki gibidir.

Tablo 3.14: Kolon Elemanları Kesit Tesirleri (2007-DBYBHY)

YÜK DURUMU		(C/3) KOLONU	(C/2) KOLONU
M_{DL}	(kNm)	11.27	48.48
M_{LL}	(kNm)	12.63	51.29
$M_{seis} (\pm)$	(kNm)	302.26	158.94
V_{DL}	(kN)	5.31	23.34
V_{LL}	(kN)	5.87	24.32
$V_{seis} (\pm)$	(kN)	149.76	82.33
N_{DL}	(kN)	706.68	589.85
N_{LL}	(kN)	533.27	494.14
$N_{seis} (\pm)$	(kN)	9.89	167.27

Tüm yük durumları kolon alt ucunda elverişsiz olup 1. kat kiriş üst başlık seviyesinde okuma yapılmıştır.

Tablo 3.15: Kolon Elemanları Kombinasyonlu Kesit Tesirleri (2007-DBYBHY)

	(C/3) KOLONU		
KOMBİNASYON	M (kNm)	V(kN)	N(kN)
(D + L)	23.90	11.18	1239.95
(D ± E)	313.53	155.07	716.57
(D + L ± E)	326.16	160.94	1249.84
(0,9D - E)	-	-	626.12

	(C/2) KOLONU		
KOMBİNASYON	M (kNm)	V(kN)	N(kN)
(D + L)	99.77	47.66	1083.99
(D ± E)	207.42	105.67	757.12
(D + L ± E)	258.71	129.99	1251.26
(0,9D - E)	-	-	363.60

- ◆ Emniyet Gerilmeleri Yöntemi uyarınca yükleme kombinasyonları aşağıdaki gibidir. Kombinasyonlarda ifade edilen terimlerin manası şunlardır :

→ (D) : Tüm ölü yük kesit tesirleri simgesi

→ (L) : Hareketli yük kesit tesirleri simgesi

→ $(E = E_{Qx} + 0,30 E_{Qy}) / (E = E_{Qy} + 0,30 E_{Qx})$: Deprem yükü kesit tesirleri simgesi. Kombinasyonlarda ifade edilen E deprem yükü kesit tesirlerini temsil etmekte olup daha evvel Bölüm 3.5.5'te de açıkça ifade edildiği üzere ek dışmerkezlilik etkilerini de içermektedir.

- ◆ 2007-DBYBHY, Madde §4.3.1.2 uyarınca kolonlar, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan eksenel kuvvet ve eğilme momentleri altında gerekli gerilme kontrollerini sağlamaları yanında, birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, yönetmeliğin §4.2.4 maddesinde ifade edilen Denk.(4.1a) ve Denk.(4.1b)'ye göre arttırılmış yükleme durumlarından oluşan eksenel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri göz önüne alınmaksızın) yeterli dayanım kapasitesine sahip olacaktır. Kolon enkesitlerinin eksenel basınç ve çekme kapasiteleri yönetmeliğin §4.2.5 maddesinde belirtilen Denk.(4.2c) ve Denk.(4.2d) ile hesaplanacaktır. Buna göre arttırılmış deprem etkileri altında eksenel basınç ve çekme kuvvetleri Denk.(4.1a) ve Denk.(4.1b) uyarınca aşağıdaki gibidir.

Tablo 3.16: Kolon Elemanları Elverişsiz Düşey Yük Durumları (2007-DBYBHY)

YÜK DURUMU	(C/3) KOLONU	(C/2) KOLONU
$N_{basınç} = N_{DL} + N_{LL} + \Omega_0 N_{seis}$	1264.68 kN	1502.17 kN
$N_{basınç} = 0,9N_{DL} + \Omega_0 N_{seis}$	645.90 kN	949.04 kN
$N_{çekme} = 0,9N_{DL} - \Omega_0 N_{seis}$	626.12 (basınç) kN	112.69 (basınç) kN
$\Omega_0 = 2,5$ (Deprem Yüğü Büyütme Katsayısı)*		

(*) : Ω_0 katsayıları için Ek-A'ya bakınız.

3.7.2.1 Kolon Elemanı Enkesit (Kompaktlık) Koşulları Kontrolü

Kolon elemanı için enkesit koşulları kontrolleri 2007-DBYBHY, Tablo 4.3 uyarınca aşağıda ifade edilen başlıklar altında incelenecektir.

- ♦ 2007-DBYBHY, Madde §4.3.1.1, Tablo 4.3 uyarınca süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin eğilme ve eksenel basınç etkisi altındaki elemanlarında başlık genişliğinin başlık kalınlığına oranı aşağıda belirtilen sınırlar dahilinde kalacaktır.

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0,30 \cdot \sqrt{(E / \sigma_a)} = 0,30 \times \sqrt{(2100 / 3,55)} = 7,29$$

$$\text{(HE 450 M) için: } \frac{b_f}{2t_f} = \frac{307}{2 \times 40} = 3,84 < 7,29 \quad , \text{ koşulu sağlanmaktadır.}$$

- ♦ 2007-DBYBHY, Madde §4.3.1.1, Tablo 4.3 uyarınca süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin eksenel basınç ve eğilme etkisi altındaki elemanlarında gövde yüksekliğinin gövde kalınlığına oranı aşağıda belirtilen sınırları sağlayacaktır.

$$\frac{N}{N_a} = \frac{N}{\sigma_a A} = \frac{1264,68}{35,5 \times 335,4} = 0,106 > 0,10$$

$$\frac{N}{N_a} = \frac{N}{\sigma_a A} = \frac{1502,17}{35,5 \times 335,4} = 0,126 > 0,10$$

$$\Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 1,33 \sqrt{\left(\frac{E_s}{\sigma_a}\right)} \left(2,1 - \frac{N}{N_a}\right) = 1,33 \times \sqrt{\left(\frac{2100}{3,55}\right)} \times (2,1 - 0,126) = 63,95 \text{ olmalıdır.}$$

$$\text{(HE 450 M) için: } \frac{d}{t_w} = \frac{398}{21} = 18,95 \leq 63,95 \quad , \text{ koşulu sağlanmaktadır.}$$

3.7.2.2 Eksenel Basınç ve Eğilme Etkisi Altında Eğilmeli Burkulma Kontrolü

Kolon elemanı için eğilmeli burkulma tahkiki TS-648, Bölüm §3.4 uyarınca yapılacaktır. Buna göre eğilme etkisi altında düşey yük taşıyan elemanlar aşağıdaki koşulları sağlamalıdır.

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \sigma_{Bx}} + \frac{C_{my} \sigma_{by}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ey}}\right) \sigma_{By}} \leq 1,0 \quad (3.20a)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,60\sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0 \quad (3.20b)$$

Ancak, $\left(\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} \leq 0,15\right)$ olması halinde yukarıda formüller yerine,

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} + \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{By}} \leq 1,0 \quad (3.20c)$$

formülü kullanılabilir.

Bu bağıntılardaki terimler aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

♦ (σ_{eb}) : Yalnız (N) eksenel basınç kuvveti etkisi altında hesaplanan gerilme.

$$\sigma_{eb1} = \frac{N_1}{A} = \frac{1251,26}{335,4 \times 10^{-4}} = 37351,0 \text{ kN/m}^2 = 0,374 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_{eb2} = \frac{N_2}{A} = \frac{1249,84}{335,4 \times 10^{-4}} = 37308,7 \text{ kN/m}^2 = 0,373 \text{ t/cm}^2$$

♦ (σ_{bem}) : Yalnız (N) eksenel basınç kuvveti etkisi altında uygulanacak emniyet gerilmesi. (σ_{bem}) emniyet gerilmesi değeri TS-648, Madde §3.2.2.2 uyarınca aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$G_i = \sum \frac{I_c}{L_c} \div \sum \frac{I_b}{L_b} \quad (3.21)$$

Bu ifadede, (G_i) kolon elemanı burkulma boyu hesabında kullanılacak kolon uç değeri olup, (I_c, I_b) değerleri, göz önüne alınan birleşim noktasındaki kolon ve kirişlerin atalet momentlerini, (L_c, L_b) değerleri, göz önüne alınan birleşim noktasındaki kolon ve kirişlerin boylarını ifade etmektedir. Buna göre kolon elemanı alt-üst ucundaki birleşim noktaları için :

(HE 450 M) kolon elemanı için, $I_c = 131500 \text{ cm}^4$, $L_c = 400 \text{ cm}$,

(IPE O 600) kiriş elemanı için, $I_b = 118300 \text{ cm}^4$, $L_b = 750 \text{ cm}$, olup,

$$G_i = G_j = \frac{2 \times 131500}{400} \div \frac{2 \times 118300}{750} = 2,08, \text{ olarak elde edilmektedir.}$$

Bu durumda TS 648 uyarınca ötelenmesi önlenmemiş çerçevelerdeki kolonlar için :

$G_i = G_j = 2,08 \rightarrow k = 1,6$ olarak elde edilmektedir. Bu durumda,

$$\lambda_y = \frac{kl}{i_y} = \frac{(1,6) \times (400 - 61/2)}{7,59} = 77,89 < \lambda_p = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{\sigma_a}} = \frac{6438,4}{\sqrt{\sigma_a}} = \frac{6438,4}{\sqrt{3550}} = 108,0$$

$$\Rightarrow \sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{(\lambda)^2}{2(\lambda_p)^2} \right] \sigma_a}{n} \quad (3.22)$$

formülü kullanılacaktır. Bu ifadede (n) Emniyet Katsayısı olup;

$$\lambda_p \geq \lambda \geq 20 \Rightarrow n = 1,5 + 1,2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right) - 0,2 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^3, \text{ olmaktadır. Buna göre;}$$

$$\lambda_p = 108 > \lambda = 77,89 > 20 \Rightarrow n = 1,5 + 1,2 \times \left(\frac{77,89}{108,0} \right) - 0,2 \times \left(\frac{77,89}{108,0} \right)^3 = 2,3$$

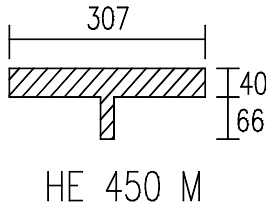
$$\Rightarrow \sigma_{bem} = \frac{\left[1 - \frac{(77,89)^2}{2 \times (108)^2} \right] \times 3,55}{2,3} = \frac{2,63}{2,3} \cong 1,14 \text{ t/cm}^2, \text{ olmaktadır.}$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{cbl}}{\sigma_{bem}} = \frac{0,374}{1,14} = 0,33 > 0,15$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{eb2}}{\sigma_{bem}} = \frac{0,373}{1,14} = 0,33 > 0,15$$

- ♦ $(\sigma_{bx}, \sigma_{by})$: Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri etkisi altında hesaplanan (eğilme-basınç) başlığı gerilmeleri.
- ♦ $(\sigma_{Bx}, \sigma_{By})$: Yalnız (M_x, M_y) eğilme momentleri etkisi altında uygulanacak (eğilme-basınç) başlığı için emniyet gerilmeleri.

(i) TS-648 yönetmeliği (§3.3.4.2) maddesi uyarınca:

$A_T = 136,66 \text{ cm}^2$	
$I_T = 9649,91 \text{ cm}^4$	
$r_T = \sqrt{\frac{I_T}{A_T}} = \sqrt{\frac{9649,91}{136,66}} = 8,40 \text{ cm}$	

$$* C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2,3$$

$$\Rightarrow C_{b3} = 1,75 + 1,05 \times \left(\frac{202,96}{323,33} \right) + 0,3 \times \left(\frac{202,96}{323,33} \right)^2 = 2,53 > 2,3$$

$$\Rightarrow C_{b2} = 1,75 + 1,05 \times \left(\frac{190,11}{256,33} \right) + 0,3 \times \left(\frac{190,11}{256,33} \right)^2 = 2,59 > 2,3$$

Bu durumda $(C_b = 2,3)$ olarak göz önüne alınacaktır.

$$* \frac{1}{r_T} = \frac{369,5}{8,40} = 43,99 \leq \sqrt{\frac{(30 \times 10^6) C_b}{\sigma_a}} = \sqrt{\frac{30 \times 10^6 \times 2,3}{3550}} = 139,42$$

$$\Rightarrow \sigma_B = \left[\frac{2}{3} - \frac{\sigma_a (l/r_T)^2}{(90 \times 10^6) C_b} \right] F_y = \left[\frac{2}{3} - \frac{3550 \times 43,99^2}{90 \times 10^6 \times 2,3} \right] \times 3550 = 2,25 \text{ t/cm}^2$$

(ii) Eğer basınç başlığı dolu ve yaklaşık olarak dikdörtgen enkesite sahip ve enkesitin çekme başlığı enkesitinden daha ufak değilse:

$$\sigma_B = \frac{840000C_b}{I_d / A_f} \leq 0,6\sigma_a \quad , \quad \text{olarak göz önüne alınacaktır.}$$

$$\Rightarrow \sigma_B = \frac{840000 \times 2,3}{369,5 \times 39,8 \div (30,7 \times 4)} = 16,13 \text{ t/cm}^2$$

Yönetmelik uyarınca ($\sigma_B \leq 0,6\sigma_a$) olmalıdır. Sonuç olarak:

$$\sigma_{Bx} = 0,6\sigma_a = 0,6 \times 3,55 = 2,13 \text{ t/cm}^2, \quad \text{olarak göz önüne alınacaktır.}$$

- ♦ (C_{mx}, C_{my}) $\rightarrow M_x, M_y$ moment diyagramlarını ve hesap yapılan düzleme dik doğrultuda çubuğun tutulma düzenini göz önünde bulunduran katsayılarıdır. Göz önüne alınan elemanın uçlarında yanal ötelenme söz konusu ise;

$C_m = 0,85$ olmaktadır.

- ♦ (σ_{ex}, σ_{ey}) $\rightarrow (x-x)$ ve $(y-y)$ asal eksenleri etrafındaki burkulmalar için hesaplanan ve "Euler Gerilmesi"nden türetilen gerilmeleri ifade etmektedir.

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{2,5(kl_b/i_b)^2} = \frac{\pi^2 \times 2100}{2,5 \times (1,0 \times 369,5/19,80)^2} = 23,81 \text{ t/cm}^2 \quad (3.23)$$

Yukarıda ifade edilen bilgiler ışığında ve 2007-DBYBHY, Madde §4.2.3.5 de göz önünde bulundurularak, kritik yükleme kombinasyonları altında kolon elemanında eğilmeli-burkulmalı durum için gerilme tahkikleri aşağıdaki gibi olacaktır.

- ♦ (D + L + E) kombinasyonu ile elde edilen kesit tesirleri için:

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \sigma_{Bx}} = \frac{0,374}{1,14} + \frac{0,85 \times 3262}{5501 \times \left(1 - \frac{0,374}{23,81}\right) \times 2,13}$$

$$\Rightarrow \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx} \sigma_{bx}}{\left(1 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{ex}}\right) \sigma_{Bx}} = 0,33 + 0,24 = 0,570 < 1,33 \quad (\checkmark)$$

$$\frac{\sigma_{eb}}{0,60\sigma_a} + \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{Bx}} = \frac{0,374}{0,60 \times 3,55} + \frac{3262}{5501 \times 2,13} = 0,176 + 0,278 = 0,454 < 1,33 \quad (\checkmark)$$

3.7.2.3 Kolon Emniyetli Kesme Kuvveti Kapasitesi Kontrolü

- ◆ TS-648, Madde §4 ve 2007-DBYBHY, Madde §4.2.3.5'e göre:

$$V_{a(D+L)} = \tau_{em} \cdot t_w \cdot d = 12,2 \times 2,1 \times 39,8 = 1019,70 \text{ kN} > 47,66 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

$$V_{a(D+L+E)} = 1,33 \times (\tau_{em} \cdot t_w \cdot d) = 1,33 \times 12,2 \times 2,1 \times 39,8 = 1356,2 \text{ kN} > 160,94 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

3.7.2.4 Kolon Eksenel Yük Taşıma Kapasitesi Kontrolü

Kolon elamanlarına ait eksenel basınç ve eksenel çekme kuvveti taşıma kapasiteleri 2007-DBYBHY, Madde §4.2.5, Denk.(4.2c) ve Denk.(4.2d) uyarınca aşağıdaki gibi hesap edilmekte olup elde edilen kapasiteler daha evvel yönetmeliğin §4.2.4 maddesi uyarınca hesap edilen elverişsiz eksenel yüklerle karşılaştırılacaktır.

- ◆ Basınç yükü kapasitesi:

$$N_{sb} = 1,7 \sigma_{bem} A = 1,7 \times 15,8 \times 335,4 = 9008,8 \text{ kN} > 1502,17 \text{ kN}$$

- ◆ Çekme yükü kapasitesi:

$$N_{\checkmark} = \sigma_a A = 35,5 \times 335,4 = 11906,7 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

3.8 Sünek Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesi Tasarımı

Bu bölümde, taşıyıcı sistemini yüksek süneklikli moment çerçevesi olarak seştiğimiz örnek yapımızın kolon-kiriş birleşim noktalarının 2007-DBYBHY’de belirtilen şartları sağlayacak biçimde tasarımını yapacağız. Buna göre ilgili yönetmeliğin kiriş-kolon birleşim bölgeleri ile ilgili ř4.3.4 maddesi uyarınca süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimleri en az 0.04 radyan *Göreli Kat telenme Açışı*’nı (göreli kat ötelenmesi/kat yüksekliği) sağlayabilecek kapasitede olacaktır. Bunun için, deneysel ve/veya analitik yöntemlerle geçerliliği kanıtlanmış olan detaylar kullanılacaktır. Gereklil minimum 0.04 radyan göreli kat ötelenme açısını sağlayan, geçerliliği kanıtlanmış olan birleşim detayı örnekleri ve bunların uygulama sınırları 2007-DBYBHY’nin **Bilgilendirme Eki 4A**’da ifade edildiği gibi uygulanacaktır. Yönetmeliğin ř4A.1 bölümünde ifade edildiği üzere bu detaylar, süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde, kendilerine ait uygulama sınırları çerçevesinde kullanılabilecektir. Süneklik düzeyi normal çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde ise, söz konusu detaylar koşulsuz olarak kullanılabilecektir.

Bilindiği üzere daha evvel yürürlükte olan ABYYHY-1997 deprem yönetmeliğinin süneklik düzeyi yüksek çerçeveler bölümünde birleşim bölgesi uygulamalarında herhangi bir detay mevcut değildi. Northridge depremi sonrasında bu tür taşıyıcı sistemlerle ilgili yürütülen yoğun çalışmalar neticesinde geliştirilen birleşim bölgesi detayları tipleştirilmiş ve uygulama sınırlarını da içeren bu detaylar FEMA-350 yönetmeliği adı altında yayımlanmıştır. FEMA-350 yönetmeliğinde ifade edilen detaylar incelendiğinde ilk aşamada konstrüktif açıklamalar yer almaktadır. Konstrüktif açıklamalarda detayın uygulama sınırları hakkında kapsamlı bilgilere yer verilmektedir. Bu aşamadan sonra uygulama detaylarının tasarım yöntemi adım adım geliştirilmektedir. Her adımda yapılan işlemler ile detayda mevcut ek ve birleşim elemanları ile birleşim bölgesi dayanım kriterleri kontrol edilerek tasarım geerleşmektedir.

2007 Türk Deprem Yönetmeliği’ne yukarıda bahsi geçen birleşim bölgesi uygulama detaylarından toplam 6 adedi Bilgilendirme Eki 4A Bölümü adı altında dahil edilmiş ve FEMA-350 yönetmeliği referans olarak verilmiştir. Bunlardan 3’ bulonlu, 3’ ise kaynaklı birleşim olup:

(a) Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı

- (b) Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı
- (c) Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı
- (d) Kaynaklı Birleşim Detayı
- (e) Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı
- (f) Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı

şeklinde tanımlanmaktadır. Bu aşamada, tasarım örneğimizin Şekil 3.3 ve Şekil 3.4'de görülen (1) ve (C) aksları moment çerçevelerindeki 2. ve 3. kat kolon-kiriş birleşim bölgelerinin tasarımları yukarıda ifade edilen örnek detayların birer uygulaması olarak yapılacaktır. Uygulama sınırlarına göre (HE 450 M) kolon elemanı ile (IPE O 600) ve (IPE 600) kirişleri yerine göre birleşim elemanı olarak kullanılacaktır.

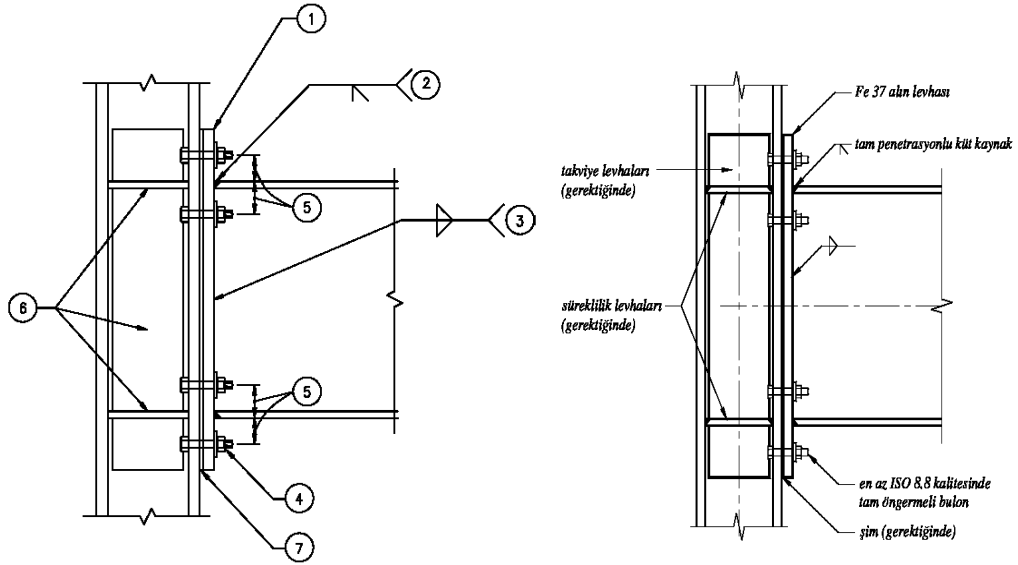
Tasarımını yapacağımız birleşim bölgelerinin dayanım hesapları ve kapasite kontrolleri 2007-DBYBHY, Madde §4.3.4'deki esaslara uygun olarak yapılacaktır. Bu noktada her iki yönetmelik detaylı şekilde incelendiğinde, göz önüne alınacak plastik mafsallık noktasının belirlenmesi ve birleşim bölgesinin tasarımına esas teşkil edecek kesit tesirlerinin belirlenmesi noktasında farklılıklar olduğu görülmektedir. Bu farklılıkların açık bir şekilde ortaya konulması bakımından tasarımını yapacağımız birleşim detayı örneklerinden yukarıda ifade edilen birleşim detayları hem FEMA-350, hem de 2007-DBYBHY açısından ayrı ayrı değerlendirilecek ve neticede ortaya çıkacak olan uygulama detayları kıyaslanacaktır. Zira, yukarıda ifade edilen birleşim detayları yapılan testler neticesinde geliştirilmiş uygulama detayları olup tasarımda izlenecek yol ve göz önüne alınacak kesit tesirleri gibi parametreler FEMA-350 yönetmeliği tarafından ortaya konulmuştur. Bu aşamadan sonra kaynaklı birleşim detayları 2007-DBYBHY'de ifade edilen uygulama parametreleri doğrultusunda detaylandırılacaktır. Bu noktada birleşim bölgesi tasarım örnekleri FEMA-350 yönetmeliğinde ifade edilen hesap adımları uyarınca iki aşamadan oluşacaktır. İlk aşamada uygulama detayı ile ilgili konstrüktif açıklamalara yer verilecektir. İkinci aşamada ise uygulama detayının tasarım yöntemi yukarıda da bahsedildiği üzere yönetmelikte belirtilen hesap adımları takip edilerek gerçekleştirilecektir.

Not : 2007-DBYBHY uyarınca yürütülen hesap adımları (■) simgesi ile, FEMA-350 hesap adımları ise (●) simgesi ile ifade edilecektir. Yapılan yorumlar ise (►) simgesi ile ifade edilmiştir.

3.9 Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı

Kolon-kiriş birleşim bölgesinin alın levhalı bulonlu birleşimi 2007-DBYBHY, Bölüm §4A.2.1 ve FEMA-350 yönetmeliği Bölüm §3.6.1’de ifade edilen tasarım ilkeleri uyarınca, Şekil 3.3’de belirtilen (1) aksı moment çerçevesi üzerinde mevcut 3. kat birleşim noktasındaki (HE 450 M) kolon elamanı ile (IPE 600) kiriş elemanı kullanılıp aşağıda belirtilen açıklamalar ve hesap adımları takip edilerek tasarlanacaktır.

3.9.1 Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı - Konstrüktif Açıklamalar



Şekil 3.12: Alın Levhalı Bulonlu Birleşim (FEMA-350/2007-DBYBHY)

1. St37 (Fe 37) çeliği alın levhası.
2. Derin nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişi. Bu kaynak dikişinin kalitesi kontrol edilmelidir.
3. Kiriş elemanı gövde derinliğince her iki taraftan köşe kaynağı.
4. En az ISO 8.8 kalitesinde tam öngermeli yüksek mukavemetli bulon. Uygulanacak bulon çapı (36 mm-M36)'yı geçmemelidir.
5. Bulon aralıkları, alın levhası boyutlandırılırken belirlenecektir.
6. Süreklilik levhaları ve kayma bölgesi takviye levhaları (gerektiğinde).
7. Gerekmesi halinde şim kullanılabilir.

► Şekil (3.5.1.1)'de de görüldüğü üzere FEMA-350 yönetmeliği uyarınca Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı için testler neticesinde geliştirilmiş olan konstrüktif uygulama kriterlerinin 2007-DBYBHY'de de değişikliğe uğramadan aynı şekilde uygulanması gerektiği ifade edilmiştir.

3.9.2 Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı - Uygulama Sınırları

2007-DBYBHY, Bölüm §4A.2.1 ve FEMA-350 yönetmeliği Bölüm §3.6.1'de belirtilen tasarım ilkeleri uyarınca alın levhalı bulonlu kolon-kiriş birleşim detayının süneklik düzeyi yüksek çerçevelerde uygulanabilmesi için, birleşim detayı parametrelerinin aşağıda Tablo 3.17'de belirtilen uygulama sınırlarını sağlaması gerekmektedir.

Tablo 3.17: Alın Levhalı Bulonlu Kolon-Kiriş Birleşim Detayının Uygulama Sınırları

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları	Örnek Yapıdaki Durum	X /√
Kiriş ve kolon için izin verilen malzeme sınıfı (*)	St 52	St 52	√
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 750 mm	600 mm (IPE 600)	√
Kiriş açıklığı/enkesit yüksekliği oranı	≥ 7	(750-47,8)/60=11,7	√
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 20 mm	19 mm	√
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm	478 mm (HE 450 M)	√
Bulon sınıfı	ISO 8.8 / ISO 10.9	ISO 10.9	√
Bulon öngerme koşulları	Tam öngerme	Tam öngerme	√
Alın levhası malzeme sınıfı	St 37	St 37	√
Başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak	Tam penetrasyonlu yarım V küt kaynak dikişi	√

(*) Birleşime girecek kolon ve kiriş elemanı için izin verilen malzeme sınıfı kriteri son yapılan revizyon neticesinde 2007-DBYBHY'de uygulama sınırı olmaktan çıkarılmış olup FEMA-350'de mevcuttur.

3.9.3 Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı (ALBBD) - Uygulamalı Tasarım

Yöntemi

Alın levhalı bulonlu birleşim, detayda mevcut bulon ve alın levhası gibi parametreler düşünüldüğünde plastikleşme kirişte başlayacak şekilde tam dayanımlı olacak biçimde boyutlandırılacaktır. Zira bulonlarda veya alın levhasında, kirişte dikte edilecek olan plastik mafsallardan önce plastikleşme olayının başlaması istenmeyen bir durumdur. Bu bağlamda alın levhası, bulonlar ve kaynaklar, plastikleşme bu elemanlar üzerinde oluşmayacak şekilde tasarlanacaktır.

Bu birleşim şeklinde, kiriş elemanı önce başlıklarından derin nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişi kullanılarak alın levhası bağlanmakta ve bu kaynak dikişleri ile moment aktarılmaktadır. Kesme kuvveti ise, kiriş gövdesine her iki yandan çekilen ve kiriş

gövdesini alın levhasına birleştiren köşe kaynaklar vasıtasıyla aktarılmaktadır (Bknz. Şekil 3.5.1.1). Derin nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişi için, akma sınır gerilmesi ve çekme mukavemeti en az birleştirdiği profillerin malzemesininki kadar (St 52, $\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$) olan elektrodlar kullanılması gerektiğinden, kirişte oluşan plastik mafsalsal momenti (M_p/M_{pr}), kiriş başlıklarından alın levhasına aktarılabilir. Aktarılan bu moment ve kesme kuvveti daha sonra kolon başlığına yüksek mukavemetli bulonlar vasıtasıyla iletilmektedir. Bu birleşimin hesabının ana adımları sırasıyla aşağıdaki gibi tatbik edilecektir.

3.9.3.1 ALBBD - Eleman Karakteristik ve Kesit Özellikleri

- Kolon Elemanı: (HE 450 M)

Malzeme Sınıfı: St52 $\sigma_k = 51,0 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

$h_c = 478 \text{ mm}$; $b_{cf} = 307 \text{ mm}$; $t_{cw} = 21 \text{ mm}$; $t_{cf} = 40 \text{ mm}$; $r = 27 \text{ mm}$

$A = 335 \text{ cm}^2$; $I_x = 131500 \text{ cm}^4$; $W_{px} = 6331 \text{ cm}^3$; $W_x = 5502,1 \text{ cm}^3$

- Kiriş Elemanı: (IPE 600)

Malzeme Sınıfı: St52 $\sigma_k = 51,0 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

$h_b = 600 \text{ mm}$; $b_{bf} = 220 \text{ mm}$; $t_{bw} = 12 \text{ mm}$; $t_{bf} = 19 \text{ mm}$; $r = 24 \text{ mm}$

$A = 156 \text{ cm}^2$; $I_x = 92080 \text{ cm}^4$; $W_{px} = 3512 \text{ cm}^3$; $W_x = 3069,33 \text{ cm}^3$

- Yüksek Mukavemetli Tam Öngermeli Bulon (ISO 10.9) :

Karakteristik çekme dayanımı; $\sigma_z = 100,0 \text{ kN/cm}^2$

Bulonda diş açılmış kesitin kayma düzleminde olmadığı durum için karakteristik

kayma dayanımı ; $\tau_z \cong 0,50\sigma_z = 0,50 \times 100,0 = 50,0 \text{ kN/cm}^2$

- ♦ AISC 360-05'e göre bulonun diş dibi enkesit alanının çekme emniyet gerilmesi:

$$\sigma_{zem} = \frac{0,75 \times \sigma_z}{\Omega} = \frac{0,75 \times 100,0}{2} = 37,5 \text{ kN/cm}^2, \text{ olarak göz önüne alınacaktır.}$$

- ♦ AISC 360-05'e göre bulonda dış açılmış enkesit alanı kayma düzleminde olmadığı düşünülerek kayma emniyet gerilmesi:

$$\tau_{em} = \frac{0,50 \times \sigma_z}{\Omega} = \frac{0,50 \times 100,0}{2} = 25,0 \text{ kN/cm}^2, \text{ olarak göz önüne alınacaktır.}$$

- Kaynak Elektrodu: (AWS - E70XX)

Seçilecek olan kaynak elektrodu esas metal ile uyumlu olacaktır. Bu noktada AISC 360-05 Bölüm J2'de belirtildiği üzere akma dayanımı 25~42 kN/cm² aralığındaki esas metalle uyumlu olarak AWS gösterimi E70XX (ksi) olan elektrodlar kullanılmaktadır. AWS'ye göre elektrodlar karakteristik çekme dayanımları ile ifade edilmektedir. E70 olarak da gösterilen elektrodun karakteristik çekme dayanımı 70 ksi $\approx$ 485 Mpa'dır. Buna göre :

Esas Metal $\rightarrow$ St 52 ($\sigma_{ab} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$)

İlave Metal $\rightarrow$ AWS – E70XX ($\sigma_{kk} = 70,0 \text{ ksi} \cong 48,5 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_{ak} \cong 40,0 \text{ kN/cm}^2$)

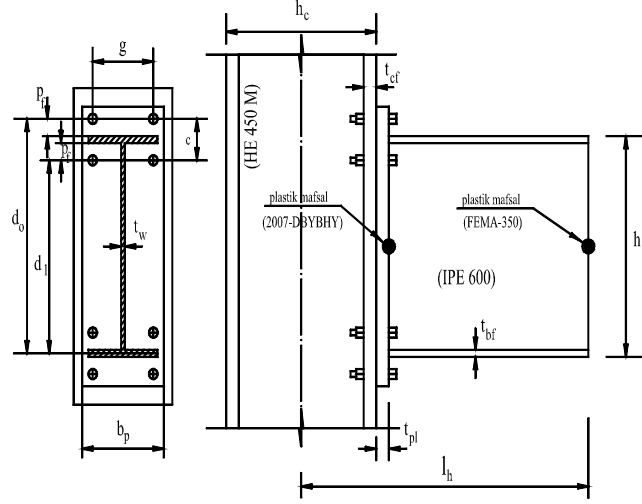
- ♦ Küt kaynak dikişlerinin çekme ve basınç etkileri altında tahkikinde göz önüne alınacak sınır gerilmesi AISC 360-05, Tablo J2.5 ve 2007-DBYBHY, Madde §4.2.5 uyarınca esas metalin akma mukavemeti kadar olacaktır.

$$\sigma_k = \sigma_{ab} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

- ♦ Köşe kaynak dikişleri için AISC 360-05, Tablo J2.5 uyarınca emniyet katsayısı ($\Omega=2$) olmak üzere, kaynak dikişi hesap alanı üzerinde kayma; doğrultusu ne olursa olsun çekme/basınç emniyet gerilmesi:

$$\sigma_{kem} = \tau_{kem} = \frac{0,60 \sigma_{E70XX}}{\Omega} = \frac{0,60 \times 48,5}{2} \cong 15,0 \text{ kN/cm}^2, \text{ olmaktadır.}$$

3.9.3.2 ALBBD - Birleşim Geometrisi ve Plastik Mafsal Noktası



Şekil 3.13: Birleşim Geometrisi ve Plastik Mafsal Noktası

- FEMA-350 yönetmeliği Tablo (3-8) uyarınca alın levhalı bulonlu birleşim için plastik mafsalın yeri Şekil 3.13'de de görüldüğü gibi kolon ekseninden itibaren aşağıdaki şekilde hesaplanacaktır.

$$l_h = \frac{h_c}{2} + \frac{h_b}{3} + t_{pl} \quad (3.24)$$

Bu ifadede (h_c) ve (h_b) kolon ve kiriş elemanları kesit yüksekliğini, (t_{pl}) ise alın levhası kalınlığını ifade etmekte olup başlangıç değeri olarak ($t_{pl}=45$ mm) seçilmiştir.

$$\Rightarrow l_h = \frac{478}{2} + \frac{600}{3} + 45 = 584 \text{ mm}$$

- $L' = L - 2 l_h = (750 - 2 \times 58,4) = 633,2 \text{ cm.} = 6,332 \text{ mt.}$ (Kiriş elemanının her iki ucunda oluşması beklenen plastik mafsal noktaları arasında kalan mesafe)

■ 2007-DBYBHY, §4.3.4.1.b maddesi uyarınca alın levhalı bulonlu birleşim için plastik mafsalın yeri Şekil (3.5.1.2)'de de görüldüğü gibi kolon ekseninden itibaren aşağıdaki şekilde hesaplanacaktır. Bu noktada alın levhası kalınlığı başlangıç değeri olarak ($t_{pl}=30$ mm) seçilmiştir.

$$\bullet \quad l_h = \frac{h_c}{2} + t_{pl} = \frac{478}{2} + 30 = 269 \text{ mm} \Rightarrow L' = (7,50 - 2 \times 0,269) = 6,962 \text{ mt}$$

3.9.3.3 ALBBD - Plastik Mafsal Noktasındaki Plastik Moment Kapasitesi Hesabı

■ 2007-DBYBHY, §4.2.5 maddesi uyarınca plastik mafsal noktasında oluşması beklenen plastik moment kapasitesi değeri aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

$$M_p = W_p \sigma_a \quad (3.25)$$

$$\Rightarrow M_p = 3512,0 \times 35,5 = 124676,0 \text{ kNcm} = 1246,8 \text{ kNm}, \text{ olmaktadır.}$$

● FEMA-350 yönetmeliği, §3.2.4 maddesi uyarınca plastik mafsal noktasında oluşması beklenen plastik moment kapasitesi değeri aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

$$M_{pr} = C_{pr} R_y W_p \sigma_a \quad (3.26)$$

$$C_{pr} = \frac{\sigma_a + \sigma_u}{2\sigma_a} = \frac{35,5 + 51,0}{2 \times 35,5} \cong 1,2 \quad (3.26a)$$

$R_y = 1,1$ (Fe 37 yapı çeliği dışında diğer yapı çeliklerinden imal edilen hadde profilleri için arttırma katsayısı / FEMA 350, §2.6.2, Tablo 2.1)

$$\Rightarrow M_{pr} = 1,2 \times 3512,0 \times 1,1 \times 35,5 = 164572,0 \text{ kNcm} = 1645,7 \text{ kNm}$$

3.9.3.4 ALBBD - Plastik Mafsal Noktasındaki Kesme Kuvveti Hesabı

► Bölüm 3.8'de ifade edilen yüksek süneklikli kolon-kiriş birleşim bölgesi detay tiplerinin uygulamalı tasarımının daha evvel Bölüm 3.7'de Emniyet Gerilmeleri Yöntemi ile boyutlandırılan (C) aksı üzerindeki kolon ve kiriş elemanları kullanılarak bu aks üzerinde yapılması amaçlanmaktadır. Buna mukabil her detay tipi için yapılan ön boyutlandırmada Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı ve Bölüm 3.10'da tasarımı yapılan Takviyeli alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı için FEMA-350'de belirtilen hesap adımlarını kullanarak elverişli bir uygulama detayı elde etmenin zor olduğu anlaşılmıştır. Özellikle FEMA-350 uyarınca elde edilen hesaba esas kapasite kesit tesirlerinin tamamen birleşimde mevcut kiriş elemanı karakteristik kesit özelliklerine bağlı olması nedeniyle bu problem Bölüm 3.9 ve Bölüm 3.10'un ilgili hesap adımlarında açıkça görülmektedir. Buna paralel olarak 2007-DBYBHY uyarınca birleşimin boyutlandırılmasında esas alınan kesit tesirleri, birleşen kiriş

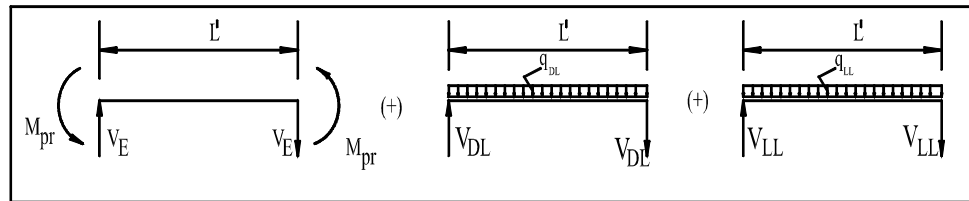
elemanının karakteristik özelliklerinin birleşim bölgesinde göz önüne alınan elastik hesap kesit tesirleri ile kıyaslanması neticesinde elde edilmektedir. Bu noktada birleşimin tasarlandığı birleşim noktası önem arz etmektedir. Sonuç olarak, yukarıda ifade edildiği üzere özellikle 2007-DBYBHY uyarınca Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı için uygulama detayı elde edebilmek adına birleşim noktasının, düşey yükler bakımından daha elverişli olduğu Şekil 3.2 ve Şekil 3.3’de açıkça görülen (1) aksı moment çerçevesi olarak göz önüne alınmasına yapılan ön boyutlandırma neticesinde karar verilmiştir. Bu noktada Şekil 3.3’de belirtilen birleşim noktaları için statik analiz programından elde edilen kesit tesirleri Tablo 3.18’de ifade edilmiştir.

Tablo 3.18: (1) Aksı Üzerindeki Birleşim Noktaları Kesit Tesirleri

Birleşim Noktası	V_{DL} (kN)	V_{LL} (kN)	M_{DL} (kNm)	M_{LL} (kNm)	M_E (kNm)
3. KAT (IPE 600)	16,01	17,30	17,52	18,84	152,46
2. KAT (IPE O 600)	16,02	17,30	17,53	18,90	228,06

Bu aşamada plastik mafsallardaki tasarım kesme kuvveti her iki yönlüde belirtilen ilkeler ışığında ayrı ayrı hesap edilecektir.

■ 2007-DBYBHY, §4.3.4.1.c maddesi uyarınca toplam kesme kuvveti, plastik moment etkisi ile oluşan plastik kesme kuvvetine ilave olarak kiriş üzerinde mevcut normal kat ölü ve hareketli yüklerinden dolayı oluşan kesme kuvveti etkilerinin toplamı biçiminde Şekil (3.5.1.3)’deki gibi ifade edilmektedir. Bu noktada, yönetmeliğin §4.2.3.6 maddesinde ifade edildiği üzere çelik yapı elemanlarının ve birleşim detaylarının gerekli kapasitelerinin hesabında (σ_a) akma gerilmesi yerine ($D_a\sigma_a$) artırılmış akma gerilmesi değerleri kullanılacaktır. Aynı zamanda hesap edilen bu kesme kuvveti birleşimin boyutlandırılmasına esas teşkil edecek kesme kuvveti olacaktır. Bu durumda plastik mafsallardaki artırılmış plastik moment kapasitesi altında taşıması gereken tasarım kesme kuvveti şu şekilde hesap edilecektir:



Şekil 3.14: Plastik mafsallarda Kesme Kuvveti Basit Denge Diyagramı

$$V_e = V_{dy} \pm 1,1D_a \left(\frac{2M_p}{L'} \right) = V_D + V_L + 1,1D_a \left(\frac{2M_p}{L'} \right) \quad (3.27)$$

Plastik mafsals noktasında ölü ve hareketli yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti değerleri yapının bilgisayar modeli üzerinden okunacaktır. Birleşim bölgesi detay hesapları, elemanların kapasiteleri üzerinden yapılacağı için bu düşey yükler, yük katsayıları uygulanarak göz önüne alınmıştır.

$D_a = R_y = 1,1$ (Fe 37 yapı çeliği dışında diğer yapı çeliklerinden imal edilen hadde profilleri için arttırma katsayısı / 2007-DBYBHY, §4.2.3.6, Tablo 4.1)

$$\Rightarrow V_e = 16,01 + 17,30 + \left[1,1 \times 1,1 \times \left(\frac{2 \times 1246,8}{6,952} \right) \right] \cong 467,3 \text{ kN}$$

● FEMA–350 yönetmeliği, §3.2.5 maddesi Şekil (3.3) uyarınca toplam kesme kuvveti, plastik moment etkisi ile oluşan plastik kesme kuvvetine ilave olarak kiriş üzerinde mevcut normal kat ölü ve hareketli yüklerinden dolayı oluşan kesme kuvveti etkilerinin toplamı biçiminde hesap edilmektedir.

$$V_p = V_{dy} \pm \left(\frac{2M_{pr}}{L'} \right) = (1,2V_D) + (0,5V_L) + \left(\frac{2M_{pr}}{L'} \right) \quad (3.28)$$

$$\Rightarrow V_p = (1,2 \times 15,90) + (0,5 \times 17,22) + \left(\frac{2 \times 1645,7}{6,332} \right) \cong 574,5 \text{ kN}$$

► Dikkat edileceği üzere birleşim noktasının boyutlandırılmasında göz önüne alınacak kesme kuvveti kapasite değeri her iki yönetmelik açısından da aynı parametreler altında hesap edilmektedir. Hesap edilen değerler arasındaki farklılık göz önüne alınan plastik mafsalsın yerinden dolayı ortaya çıkmaktadır.

3.9.3.5 ALBBD - Kolon Yüzündeki ve Kolon Eksenindeki Moment Değerlerinin Hesabı

■ 2007-DBYBHY, §4.3.4.1.b maddesi uyarınca birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı, birleşen kirişin kolon yüzündeki plastik moment kapasitesinin $(0,80 \times 1,1D_a)$ katından daha az olmayacaktır. Ancak bu dayanımın üst limiti, düşüm noktasına birleşen kolonlar tarafından birleşime aktarılan en büyük eğilme momenti

ile uyumlu olacaktır. Bu durumda birleşimin kolon yüzündeki eğilme dayanımı aşağıdaki gibi hesap edilecektir:

$$M_y = (0,80 \times 1,1 D_a) M_p = 0,80 \times 1,1 \times 1,1 \times 1246,8 = 1207,0 \text{ kNm} \quad (3.29)$$

Ayrıca, hesap edilen (M_y) momenti, düşey yükler ve deprem yükü azaltma katsayısının ($R = 1.5$) değeri için hesaplanan deprem yüklerinin ortak etkisi altında meydana gelen eğilme momentini aşmayacaktır. Yani;

$$M_L = (M_{DL}) + (M_{LL}) + \left(\frac{M_E R_1}{R_2} \right) \geq M_y \quad (3.30)$$

olmalıdır. Bu ifadede, ölü, hareketli ve sismik yüklerden dolayı birleşim noktasında oluşacak moment değerleri statik analiz programı yardımıyla elde edilecektir. Bununla birlikte, ($R_1=8$) statik deprem yükü hesabında kullanılan sismik azaltma katsayısını temsil etmekte olup, ($R_2=1,5$) yukarıda ifade edildiği şekliyle göz önüne alınmaktadır.

$$M_L = (17,52) + (18,84) + \left(\frac{152,46 \times 8}{1,5} \right) = 850,0 \text{ kNm} < M_y = 1207,0 \text{ kNm}$$

olmaktadır. Dolayısıyla 2007-DBYBHY uyarınca birleşimin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesi ($M_y = M_L = 850,0 \text{ kNm}$) olarak bundan sonraki hesap adımlarında göz önünde bulundurulacaktır.

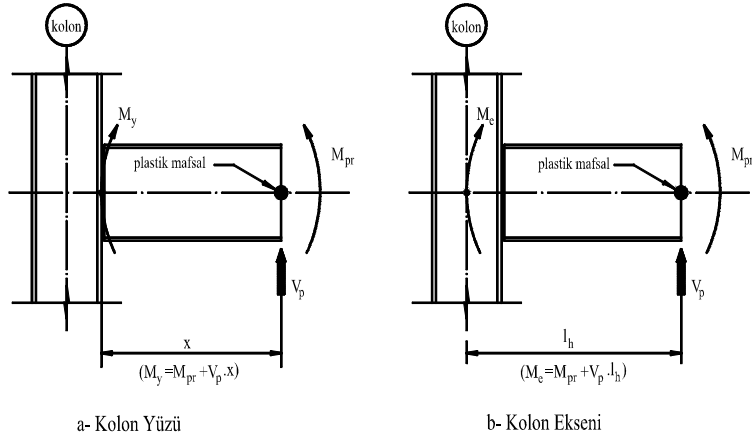
● FEMA–350 yönetmeliği §3.2.6 maddesi uyarınca kolon yüzü (M_y) ve kolon eksenindeki (M_e) moment değerleri Şekil 3.15’de de görüldüğü gibi aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

◆ Kolon yüzünde :

$$M_y = M_{pr} + V_p(x) = 1645,7 + 574,5 \times [(0,6 \div 3) + 0,045] \cong 1786,0 \text{ kNm}$$

◆ Kolon ekseninde :

$$M_e = M_{pr} + V_p(l_h) = 1645,7 + 574,5 \times 0,584 \cong 1981,0 \text{ kNm} , \text{ olmaktadır.}$$



Şekil 3.15: Kolon-Kiriş Birleşim Bölgesindeki Kritik Kesitler (FEMA-350)

3.9.3.6 ALBBD - Bulon Çapının Hesabı

FEMA-350 yönetmeliği, §3.6.1.1 maddesi uyarınca Denk.(3.31) yardımıyla, ilgili yönetmeliklerin hesap yükleri altında, Şekil 3.13'deki birleşim geometrisi üzerinden gerekli bulon çapı aşağıdaki ifade edildiği gibi hesaplanacaktır.

$$M_y < 2T_{ub} (d_0 + d_1) \quad (3.31)$$

Bu ifadede (T_{ub}) bir bulonun dış dibi enkesiti ile taşıyabileceği maksimum (nominal) çekme kuvveti olup öncelikle bu değerin belirlenmesi gerekmektedir. Bu noktada Şekil 3.13'den birleşim geometrisini tespit edelim. (ISO 10.9) kalitesindeki yüksek mukavemetli bulonu (HE 450 M) elemanı başlıklarında uygulanabilecek maksimum bulon çapı olan (M27) olarak seçersek;

$$p_f = p_f' = 2 \times 27 = 54 \text{ mm} \approx 55 \text{ mm}$$

$$d_1 = 600 - \frac{19}{2} - 19 - 55 = 516,5 \text{ mm} ; d_0 = 600 - \frac{19}{2} + 55 = 645,5 \text{ mm} , \text{ olmaktadır.}$$

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

$$M_y = 850,0 \text{ kNm} < 2 \times (T_{ub})_{\min} \times (0,5165 + 0,6455) \text{ ifadesinden } (T_{ub})_{\min} \text{ değeri:}$$

$$(T_{ub})_{\min} = \frac{850,0}{2 \times 1,162} = 365,7 \text{ kN}$$

(ISO 10.9) kalitesindeki (M27)'lik bulon için kontrol :

$$T_{ub} = 1,7\sigma_{zem} \frac{\pi D^2}{4} = 1,7 \times 37,5 \times \frac{\pi \times 2,7^2}{4} = 365,0 \text{ kN}$$

$T_{ub} = 365,0 \text{ kN} \cong (T_{ub})_{\min} = 365,7 \text{ kN}$, olduğundan 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca bulon çapının yeterli olduğu kabul edilebilir.

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$M_y = 1786,0 \text{ kNm} < 2 \times (T_{ub})_{\min} \times (0,5165 + 0,6455)$ ifadesinden $(T_{ub})_{\min}$ değeri:

$$(T_{ub})_{\min} = \frac{1786,0}{2 \times 1,162} = 768,5 \text{ kN}$$

(ISO 10.9) kalitesindeki (M27)'lik bulon için kontrol:

$$T_{ub} = 0,75\sigma_z \frac{\pi D^2}{4} = 0,75 \times 100 \times \frac{\pi \times 2,7^2}{4} = 429,4 \text{ kN}$$

$T_{ub} = 429,4 \text{ kN} < (T_{ub})_{\min} = 768,5 \text{ kN}$, olduğundan FEMA–350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca bulon çapının yeterli değildir. Bölüm 3.9.1'de belirtilen maksimum bulon çapı (M36) ile bu kriter ancak sağlanabilmektedir.

► FEMA–350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca hesap neticesinde kolon elemanı başlığında profil tablolarında uygulanmasına izin verilen maksimum bulon olan (M27)'nin yeterli olmadığı görülmüştür. Yukarıdaki kriter FEMA-350 yönetmeliği açısından ancak (M36)'lık bulon tatbiki ile sağlanabilmektedir. Bununla beraber, alın levhalı bulonlu birleşim detayı için belirlenen dayanım kriterlerinin kontrolü için sonraki adımlara (M27) bulonu uygulanacak gibi devam edilecektir. Bu durumda FEMA–350 yönetmeliği uygulama parametreleri bakımından birleşim tam dayanımlı olarak nitelendirilemez. Aynı zamanda 2007-DBYBHY tasarım ilkeleri uyarınca (M27)'lik sınır bulon çapı yeterli olmasına rağmen bu birleşim noktası, birleşen elemanların kesitleri ve kiriş elemanına etki eden düşey yüklerin (1) aksının konumundan dolayı minimumda olduğu göz önüne alındığında alın levhalı bulonlu birleşim detayının ortaya koyulan dayanım kriterleri altında teşkili her halikarda zor olacaktır.

3.9.3.7 ALBBD - Bulon Kesme Dayanımı Kontrolü

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca seçilen bulonun kesme kapasitesi kontrol edilecektir. Buna göre, aşağıdaki eşitsizlik (A_b) bulon enkesiti tarafından sağlanırsa seçilen bulon uygundur ve kesme nedeniyle yük taşıma kapasitesi kaybı söz konusu değildir.

$$A_b \geq \frac{V_e}{n\tau_s} \quad (3.32)$$

Burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

$V_e = 467,3 \text{ kN} = 2007\text{-DBYBHY, §4.3.4.1.c maddesi uyarınca birleşimin boyutlandırılmasında esas alınacak kesme kuvveti}$

$$A_b = \pi \frac{D^2}{4} = \pi \times \frac{2,7^2}{4} = 5,73 \text{ cm}^2 = \text{bulon gövde enkesit alanı}$$

$n = 8 = \text{birleşim bölgesindeki bulon adedi}$

$\tau_s = 1,7\tau_{sem} = 1,7 \times 25,0 = 42,5 \text{ kN/cm}^2 = 2007\text{-DBYBHY, §4.2.5 maddesi uyarınca izin verilen bulon elemanı kayma sınır gerilmesi değeri.}$

$\Rightarrow A_b = 5,73 \text{ cm}^2 > \frac{467,3}{8 \times 42,5} = 1,37 \text{ cm}^2$, olduğundan seçilen bulonun kesme dayanımı yeterlidir.

● FEMA–350 yönetmeliği, §3.6.1.1 maddesi uyarınca Denk.(3.33) yardımıyla seçilen bulonun kesme kapasitesi aşağıdaki şekilde kontrol edilecektir.

$$A_b \geq \frac{\frac{2M_y}{L - h_c} + V_g}{n\tau_s} \quad (3.33)$$

Burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

$M_y = 1786,0 \text{ kNm}$

$L = 7,50 \text{ mt} = \text{kolon geometrik eksenleri arasındaki mesafe}$

$V_g = (1,2 \times 15,90) + (0,5 \times 17,22) = 27,69 \text{ kN} = \text{kolon başlık yüzeyinde yük katsayılarıyla arttırılmış gravitasyonel yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti}$

$h_c = 47,8 \text{ cm} = \text{kolon elemanı kesit yüksekliği}$

$\tau_s = \tau_z = 50,0 \text{ kN/cm}^2 = \text{bulon nominal kayma dayanımı}$

$$\Rightarrow A_b = 5,73 \text{ cm}^2 > \frac{\frac{2 \times 178600}{750 - 47,8} + 27,69}{8 \times 50,0} = 1,34 \text{ cm}^2 \quad (\checkmark)$$

3.9.3.8 ALBBD - Eğilme Akmasına Karşı Alın Levhası Kalınlık Kontrolü

FEMA-350 yönetmeliği, §3.6.1.1 maddesi uyarınca, ilgili yönetmeliklerin hesap yükleri altında, alın levhasında eğilmeden kaynaklanan akmaları önlemek için, gerekli (t_p) minimum alın levhası kalınlığı aşağıdaki gibi kontrol edilecektir.

$$t_p \geq t_{p \min} = \sqrt{\frac{M_y}{0,8\sigma_{ap} \left\{ (h_b - p_f) \left[\frac{b_p}{2} \left(\frac{1}{p_f} + \frac{1}{s} \right) + (p_f + s) \frac{2}{g} \right] + \frac{b_p}{2} \left(\frac{h_b}{p_f} + \frac{1}{2} \right) \right\}}} \quad (3.34)$$

Burada kullanılan ifadeler her iki yönetmelik için aşağıda açıklanmaktadır.

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca (M27) bulon kullanılması halinde :

$$M_y = 850,0 \text{ kNm} = 85000,0 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_{ap} = 23,5 \text{ kN/cm}^2 = \text{alın levhası akma sınır gerilmesi}$$

$$g = (220 - 27 - 18) = 175 \text{ mm} = 17,5 \text{ cm} = \text{bulon sıraları arasındaki yatay mesafe}$$

$$b_p = (g + 2 \times p_f) = (175 + 2 \times 55) = 285 \text{ mm} = 28,5 \text{ cm} = \text{alın levhası genişliği}$$

$$s = \sqrt{b_p g} = \sqrt{(28,5 \times 17,5)} \cong 22,33 \text{ cm} \quad (3.34a)$$

Diğer parametreler için Şekil 3.13'e bakınız.

$$\Rightarrow t_{p \min} = \sqrt{\frac{85000}{0,8 \times 23,5 \times \left\{ (60 - 5,5) \times \left[\frac{28,5}{2} \times \left(\frac{1}{5,5} + \frac{1}{22,33} \right) + (5,5 + 22,33) \times \frac{2}{17,5} \right] + \frac{28,5}{2} \times \left(\frac{60}{5,5} + \frac{1}{2} \right) \right\}}}$$

$$\Rightarrow t_{p \min} = 2,97 \text{ cm} \leq t_p = 3,0 \text{ cm}$$

2007-DBYBHY tasarım ilkeleri uyarınca seçilen alın levhası kalınlığı (30 mm) uygundur.

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca (M36) bulon kullanılması ile;

$$M_y = 1786,0 \text{ kNm} = 178600 \text{ kNcm}$$

$$\sigma_{ap} = 23,5 \text{ kN/cm}^2 = \text{alın levhası akma sınır gerilmesi}$$

$$g = (220 - 36 - 9) = 175 \text{ mm} = 17,5 \text{ cm} = \text{bulon sıraları arasındaki yatay mesafe}$$

$$b_p = (g + 2 \times p_t) = (175 + 2 \times 75) = 325 \text{ mm} = 32,5 \text{ cm} = \text{alın levhası genişliği}$$

$$s = \sqrt{b_p g} = \sqrt{(32,5 \times 17,5)} \cong 23,85 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_{p \min} = \sqrt{\frac{178600}{0,8 \times 23,5 \times \left\{ (60 - 7,5) \times \left[\frac{32,5}{2} \times \left(\frac{1}{7,5} + \frac{1}{23,85} \right) + (7,5 + 23,85) \times \frac{2}{17,5} \right] + \frac{32,5}{2} \times \left(\frac{60}{7,5} + \frac{1}{2} \right) \right\}}}$$

$$\Rightarrow t_{p \min} = 4,46 \text{ cm} < t_p = 4,5 \text{ cm}$$

FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca seçilen alın levhası kalınlığı (45 mm) uygundur.

3.9.3.9 ALBBD - Kesme Akmasına Karşı Alın Levhası Kalınlık Kontrolü

FEMA-350 yönetmeliği, §3.6.1.1 maddesi uyarınca, ilgili yönetmeliklerin hesap yükleri altında, alın levhasında kesme etkisinden dolayı akma oluşmaması için, gerekli (t_p) minimum alın levhası kalınlığı aşağıdaki gibi kontrol edilecektir.

$$t_p \geq t_{p \min} = \frac{M_y}{1,1 \sigma_{ap} b_p (h_b - t_{bf})} \quad (3.35)$$

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca (M27) bulon kullanılması halinde :

$(M_y), (\sigma_{ap}), (b_p), (h_b)$ ve (t_{bf}) değerleri önceki bölümlerde açıklandığı gibidir.

$\Rightarrow t_p = 3,0 \text{ cm} > t_{p \min} = \frac{85000}{1,1 \times 23,5 \times 28,5 \times (60 - 1,9)} = 1,99 \text{ cm}$, olduğundan seçilen alın levhası kalınlığı (30 mm) uygundur.

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca (M36) bulon kullanılması ile :

$\Rightarrow t_p = 4,5 \text{ cm} > t_{p \min} = \frac{178600}{1,1 \times 23,5 \times 32,5 \times (60 - 1,9)} = 3,66 \text{ cm}$, olduğundan seçilen alın levhası kalınlığı (45 mm) uygundur.

3.9.3.10 ALBBD - Çekme Etkisi Altında Kolon Başlık Kalınlığı Kontrolü

FEMA-350 yönetmeliği, §3.6.1.1 maddesi uyarınca, ilgili yönetmeliklerin hesap yükleri altında, kiriş başlığı çekme kuvvetine dayanacak minimum (t_{cf}) kolon başlık kalınlığı aşağıdaki ifadeden hesaplanacaktır. Eğer kolon başlık kalınlığı hesaplanandan küçük ise Şekil 3.12'de tarif edildiği gibi kolon gövdesinde minimum kiriş başlık kalınlığı kadar kalınlığa sahip olan süreklilik levhaları kullanılacaktır.

$$(t_{cf}) \geq (t_{cf})_{\min} = \sqrt{\frac{\left(\frac{M_y}{h_b - t_{bf}}\right) C_1}{2\sigma_{ac} c}} \quad (3.36)$$

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

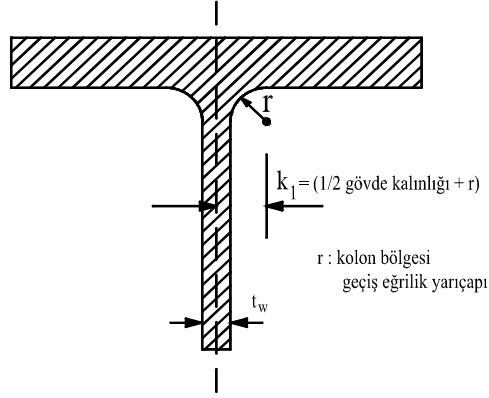
Daha önceki bölümlerde açıklandığı üzere $(M_y), (h_b), (t_{bf})$ değerleri sırasıyla kolon yüzündeki eğilme momentini, kiriş elemanı kesit yüksekliğini ve kiriş elemanı başlık kalınlığını ifade etmektedir.

$\sigma_{ac} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ = Kolon elemanı akma sınır gerilmesi

$$C_1 = \frac{g}{2} - k_1 = \frac{g}{2} - \left(\frac{1}{2}t_{cw} + r\right) = \frac{17,5}{2} - \left(\frac{1}{2} \times 2,1 + 2,7\right) = 5 \text{ cm}$$

$$c = t_{bf} + 2p_f = 1,9 + 2 \times 5,5 = 12,9 \text{ cm},$$

(k_1) değeri için Şekil 3.16'ya bakınız.



Şekil 3.16: (k_1) değeri

$$\Rightarrow t_{cf} = 4,0 \text{ cm} > (t_{cf})_{\min} = \sqrt{\frac{\left(\frac{85000}{60-1,9}\right) \times 5,0}{2 \times 35,5 \times 12,9}} = 2,83 \text{ cm}$$

2007-DBYBHY tasarım ilkeleri uyarınca kolon başlık kalınlığı (40 mm) yeterlidir.

► Yukarıda ifade edilen (c) değeri FEMA-350 yönetmeliği için 23 Nisan 2003 tarihinde yayımlanan düzeltme yayını uyarınca Şekil 3.13'deki (c) mesafesi olarak göz önünde bulundurulmuştur.

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

(M_y), (h_b), (t_{bf}) ve (σ_{ac}) değerleri daha evvel açıklandığı gibidir.

$$C_1 = \frac{g}{2} - k_1 = \frac{g}{2} - \left(\frac{1}{2} t_{cw} + r\right) = \frac{17,5}{2} - \left(\frac{1}{2} \times 2,1 + 3,6\right) = 4,1 \text{ cm}$$

$$c = t_{bf} + 2p_f = 1,9 + 2 \times 7,5 = 16,9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_{cf} = 4,0 \text{ cm} > (t_{cf})_{\min} = \sqrt{\frac{\left(\frac{178600}{60-1,9}\right) \times 4,1}{2 \times 35,5 \times 16,9}} = 3,24 \text{ cm}$$

FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca kolon başlık kalınlığı (40 mm) yeterlidir.

► Her iki yönetmelik açısından da çekme kuvveti etkisi altında kolon başlık kalınlığının yeterli değerde olduğu kontrol edilmiştir. Bununla birlikte, farklı bir birleşim noktasının kontrolünde kolon başlık kalınlığının çekme etkisi altında yetersiz olduğu belirlenmesi halinde kiriş alt-üst başlık seviyelerinde kolon gövdesinde süreklilik levhaları Şekil 3.12’de olduğu gibi teşkil edilecekleridir. Süreklilik levhaları minimum kalınlığı kiriş başlık kalınlığı kadar olacaktır. Süreklilik levhası gerekmesi durumunda kolon başlık kalınlığı yine FEMA-350 yönetmeliği, §3.6.1.1 maddesinde ifade edilen 7. adım uyarınca kontrol edilecektir. Tasarım örneğimizde her iki yönetmelik açısından yapılan kontroller neticesinde kolon başlık kalınlığının yeterli olduğu görülmesine rağmen uygulama adımlarının gösterilmesi açısından süreklilik levhası gerekmesi halinde yapılacak olan kolon başlık kalınlığı kontrolü FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca aşağıda ifade edildiği şekliyle gösterilecektir.

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca (ALBBD) süreklilik levhası gerekmesi halinde kolon başlık kalınlığı kontrolü:

FEMA-350 yönetmeliği, §3.6.1.1 maddesi uyarınca kiriş başlığı seviyesinde süreklilik levhası gerekiyorsa, (t_{cf}) kolon başlık kalınlığının Denk.(3.37)’de ifade edilen koşulu sağlayıp sağlamadığı kontrol edilecektir.

$$(t_{cf}) \geq (t_{cf})_{\min} = \sqrt{\frac{M_y}{0,8\sigma_{ac} Y_c}} \quad (3.37)$$

Burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

$(M_y), (h_b), (t_{bf})$ ve (σ_{ac}) değerleri daha evvel açıklandığı gibidir

$$Y_c = \left(\frac{c}{2} + s\right) \left(\frac{1}{C_2 + C_1}\right) + (C_2 + C_1) \left(\frac{4}{c} + \frac{2}{s}\right) \quad (3.37a)$$

$$c = t_{bf} + 2p_f = 1,9 + 2 \times 7,5 = 16,9 \text{ cm}$$

$$C_1 = \frac{g}{2} - k_1 = \frac{g}{2} - \left(\frac{1}{2}t_{cw} + r\right) = \frac{17,5}{2} - \left(\frac{1}{2} \times 2,1 + 3,6\right) = 4,1 \text{ cm}$$

$$C_2 = \frac{b_{cf} - g}{2} = \frac{30,7 - 17,5}{2} = 6,6 \text{ cm}$$

$$s = \sqrt{\left(\frac{C_1 C_2}{C_2 + 2C_1}\right)}(2b_{cf} - 4k_1) \quad (3.37b)$$

$$\Rightarrow s = \sqrt{\left(\frac{4,1 \times 6,6}{6,6 + 2 \times 4,1}\right)} \times (2 \times 30,7 - 4 \times 3,75) = 9,21 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Y_c = \left(\frac{16,9}{2} + 9,21\right) \times \left(\frac{1}{6,6 + 4,1}\right) + (6,6 + 4,1) \times \left(\frac{4}{16,9} + \frac{2}{9,21}\right) = 6,51$$

$$\Rightarrow t_{cf} = 4,0 \text{ cm} > (t_{cf})_{\min} = \sqrt{\frac{\left(\frac{178600}{2 \times (60 - 1,9)}\right)}{0,8 \times 35,5 \times 6,51}} = 2,88 \text{ cm} \quad (\checkmark)$$

3.9.3.11 ALBBD - Basınç Etkisi Altında Kolon Başlık Kalınlığı Kontrolü

FEMA-350 yönetmeliği, §3.6.1.1 maddesi uyarınca, ilgili yönetmeliklerin hesap yükleri altında, kolon elemanı başlık kalınlığının (t_{cf}), kiriş elemanı başlığı basınç etkisi açısından uygunluğu aşağıdaki ifadeye göre kontrol edilecektir.

$$(t_{cf}) \geq (t_{cf})_{\min} = \frac{M_y}{(h_b - t_{bf})(6k + 2t_{pl} + t_{bf})\sigma_{ac}} \quad (3.38)$$

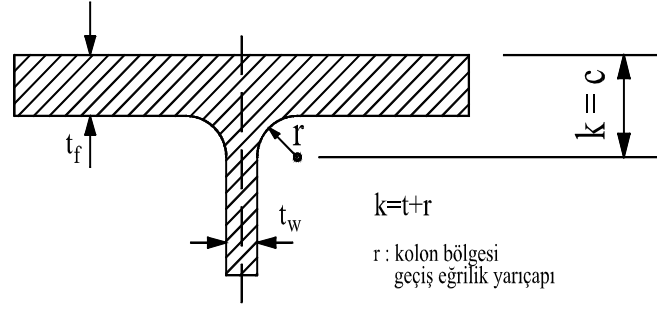
■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

$(M_y), (h_b), (t_{bf}), (\sigma_{ac})$ ve (t_{pl}) değerleri daha evvel açıklandığı gibidir

$k = (t_f + r) = (4 + 2,7) = 6,7 \text{ cm}$ = Hadde profillerinde başlık/flanş dış yüzeyi ile gövde ve başlık kısımlarının birleşim noktası olan (r) yarıçaplı boyun bölgesi başlangıç sınırı arasındaki mesafe olup kolon elemanı için hesaplanacaktır. (*Hadde profilleri için hazırlanmış profil tablolarındaki (c) mesafesi* - Şekil 3.17)

$$\Rightarrow t_{cf} = 4,0 \text{ cm} > (t_{cf})_{\min} = \frac{85000}{(60 - 1,9) \times (6 \times 6,7 + 2 \times 3,0 + 1,9) \times 35,5} = 0,86 \text{ cm}$$

Dolayısıyla, 2007-DBYBHY uyarınca birleşime giren kolon başlık kalınlığı yeterlidir.



Şekil 3.17: (k) mesafesi

- FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$$\Rightarrow t_{cf} = 4,0\text{cm} > (t_{cf})_{\min} = \frac{178600}{(60-1,9) \times (6 \times 6,7 + 2 \times 4,5 + 1,9) \times 35,5} = 1,69 \text{ cm}$$

FEMA-350 yönetmeliği uyarınca birleşime giren kolon elemanı başlık kalınlığı yeterlidir.

3.9.3.12 ALBBD- Süreklilik Levhası Gereklik Kontrolü

2007-DBYBHY, §4.3.4.4 maddesi uyarınca moment aktaran kolon-kiriş birleşim detaylarında, kolon gövdesinin her iki tarafına, kiriş başlıkları seviyesinde süreklilik levhaları konularak kiriş başlıklarındaki çekme ve basınç kuvvetlerinin kolona (ve iki taraflı kolon-kiriş birleşimlerinde komşu kirişe) güvenle aktarılması sağlanacaktır. Süreklilik levhaları birleşen kiriş veya kirişlerin başlık kalınlıklarının büyüğünden daha az olmayacaktır. Süreklilik levhalarının kolon gövde ve başlıklarına bağlantısı için tam penetrasyonlu küt kaynak kullanılacaktır. Süreklilik levhasının kolon gövdesine bağlantısı için köşe kaynağı da kullanılabilir. Ancak bu kaynağın, süreklilik levhasının kendi düzlemindeki kesme kapasitesine eşit bir kuvveti kolon gövdesine aktaracak boy ve kalınlıkta olması gerekmektedir.

Yukarıda belirtilen hususların yanında kolon başlığının yönetmeliğin aynı maddesi (c) bendi uyarınca yeterli kalınlığa sahip olması halinde süreklilik levhalarına gerek olmayabileceği aşağıda ifade edilen kriterlere bağlanmıştır. Buna göre :

$$\bullet \quad t_{cf} \geq t_1 = 0,54\sqrt{(b_{bf} t_{bf})} \quad (3.39)$$

$$\bullet \quad t_{cf} \geq t_2 = \frac{b_{bf}}{6} \quad (3.40)$$

t = minimum gerekli kolon alt-üst başlık kalınlığı (cm)

$t_{cf} = (4,0 \text{ cm})$ = kolon alt-üst başlık kalınlığı (cm)

$b_{bf} = (22,0 \text{ cm})$ = kiriş alt-üst başlık genişliği (cm)

$t_{bf} = (1,9 \text{ cm})$ = kiriş-alt-üst başlık kalınlığı (cm)

$$\Rightarrow t_1 = 0,54 \times \sqrt{(22 \times 1,9)} = 3,49 \text{ cm} < t_{cf} = 4,0 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_2 = \frac{b_{bf}}{6} = \frac{22,0}{6} = 3,67 \text{ cm} < t_{cf} = 4,0 \text{ cm}$$

► Görüldüğü üzere 2007-Türk Deprem Yönetmeliği uyarınca süreklilik levhalarına gerek yoktur. Yukarıda ifade edilen kriterler FEMA-350 yönetmeliğinin §3.3.3.1 maddesinde süreklilik levhaları ile ilgili tahkik kriterlerinin uyarlanmış halidir. Fakat bu noktada gözden kaçan bir husus vardır. FEMA-350 yönetmeliğinin ilgili bölümündeki bu tahkikler kolon-kiriş birleşim bölgesinin yalnızca kaynak birleşim aracı ile teşkil edilmesi halinde testler neticesinde geliştirilmiş kriterlerdir. Aynı zamanda ilk formülde karekök içerisindeki ifade sadeleştirilmiştir. Fakat ileride işleyeceğimiz (3.11) bölümündeki Alın Levhasız Bulonlu Birleşim-Süreklilik Levhaları Kontrolü kısmında görüleceği üzere ek başlık levhası olarak farklı çelik kullanılması halinde karekök içerisindeki ampirik ifadenin aslıyla göz önüne alınması gerekmektedir. Sonuç olarak, alın levhalı bulonlu birleşimde süreklilik levhalarının gerekliliği ile ilgili, kolon başlık kalınlığının yeterliliğinin kontrolü için daha evvel bu örneğin (3.9.3.10), (3.9.3.11) ve (3.9.3.12) başlıkları altında yapılan işlemlerin gerçekleştirilmesi yeterli olacaktır.

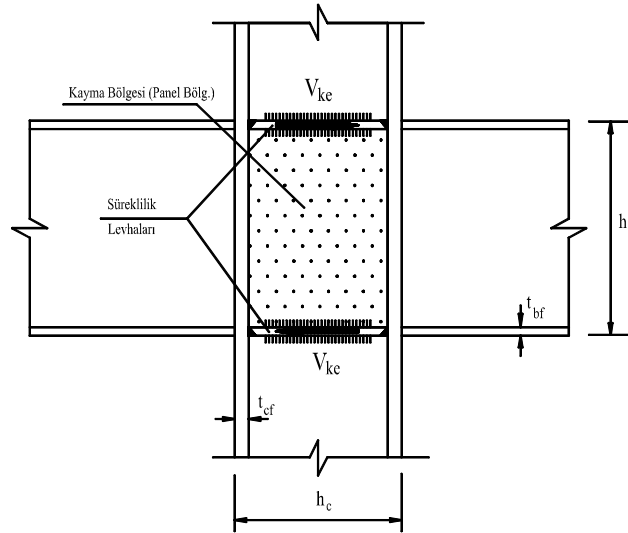
3.9.3.13 ALBBD – Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

2007-DBYBHY, §4.3.4.3 maddesi uyarınca kolon-kiriş birleşim detayında , kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi (Bknz. Şekil 3.18) aşağıdaki koşulları sağlayacak biçimde boyutlandırılacaktır. Buna göre :

- Kayma bölgesinde oluşması öngörülen (V_{ke}) kesme kuvveti, düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının 0,8 katına eşit olacaktır.

$$V_{ke} = 0,8 \sum M_{pi} \left(\frac{1}{h_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) \quad (3.41)$$



Şekil 3.18: 2007-DBYBHY-Kayma (Panel) Bölgesi

Burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

$$M_{pi} = M_p = 3512 \times 35,5 = 124676,0 \text{ kNcm} \text{ (Bknz. Bölüm 3.9.3.3)}$$

$h_b = 60 \text{ cm}$ = giriş elemanı enkesit yüksekliği

$H_{ort} = 400 \text{ cm}$ = katlar arası ortalama yükseklik

$$\Rightarrow V_{ke} = 0,8 \times 2 \times 124676 \times \left(\frac{1}{60} - \frac{1}{400} \right) = 2826,0 \text{ kN}, \text{ olmaktadır.}$$

- Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olabilmesi için kayma bölgesinin (V_p) kesme kuvveti kapasitesinin öngörülen kesme kuvveti (V_{ke})'den büyük olması gerekmektedir. Buna göre aşağıdaki Denk.(3.42) sağlanmalıdır.

$$V_p = 0,6 \sigma_a h_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{h_b h_c t_p} \right] \geq V_{ke} \quad (3.42)$$

$$\Rightarrow V_p = 0,6 \times 35,5 \times 47,8 \times 2,1 \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4^2}{60 \times 47,8 \times 2,1} \right] = 2661,0 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_p = 2661,0 \text{ kN} < V_{ke} = 2826,0 \text{ kN} , \text{ olmaktadır.}$$

Görüldüğü üzere panel bölgesi kesme dayanımı yetersizdir. Bu durumda panel bölgesi takviye levhaları ile desteklenecektir. Şu halde panel bölgesi minimum takviye levhası kalınlığı (t_t) olmak üzere :

$$\bullet \quad V_p = V_{ke} = 0,6 \sigma_a h_c t_p \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{h_b h_c t_p} \right]$$

$$V_{ke} = 0,6 \times 35,5 \times 47,8 \times (t_{wc} + 2t_t) \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4^2}{60 \times 47,8 \times (t_{wc} + 2t_t)} \right] = 2826 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{ke} = [1018,14 \times (t_{wc} + 2t_t)] + 523,13 = 2826 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow (t_{wc} + 2t_t) = \frac{2826,0 - 523,13}{1018,14} = 2,26 \quad \Rightarrow \quad 2t_t = 2,26 - 2,1 = 0,16 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_{t_{\min}} = \frac{0,16}{2} = 0,08 \text{ cm} , \text{ olmaktadır.}$$

Bu durumda panel bölgesini kolon gövdesinin tek tarafında (5,0 mm)'lik tek levha ile desteklemek yeterli olacaktır. Zira, öngörülen Görelî Kat Ötelenme Açısı'nın sağlanabilmesi için panel bölgesinin gerektiğinden daha fazla rijitleştirecek teşkillerden kaçınmak gerekmektedir.

- Takviye levhaları kolon gövdesine kaynakla bağlanacaklardır. Bu durumda kayma bölgesi kalınlığı yönetmelik uyarınca minimum kalınlık şartını sağlayacaktır.

$$t_p \geq t_{\min} = u / 180 \quad (3.43)$$

Bu ifadede :

$$u = 2 \times [(47,8 - 2 \times 4) + (60 - 2 \times 1,9)] = 192 \text{ cm} = \text{kayma bölgesi çevresi}$$

$$t_p = (2,1 + 0,5) = 2,6 \text{ cm} > t_{\min} = 192/180 = 1,1 \text{ cm} \quad (\checkmark)$$

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

FEMA-350 yönetmeliği, Madde §3.3.3.2 uyarınca moment çerçevesi birleşim noktası panel bölgesinde kesme etkisi altında oluşacak akma dayanımının en az plastik mafsalsal noktasında veya birleşime girecek kiriş elemanında eğilmeden dolayı meydana gelecek akma dayanımında veya daha fazla olması ilkesi doğrultusunda tasarlanır.

Bu bağlamda panel bölgesi kalınlığı (t_p) Denk.(3.44)'deki şartı sağlamalıdır.

$$t_p \geq t = \frac{C_y M_e \frac{H - h_b}{H}}{(0,9)0,6\sigma_a R_y h_c (h_b - t_{bf})} \quad (3.44)$$

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{W_{px}}{W_x}} = \frac{1}{1,20 \times \frac{3512}{3069,33}} = 0,73 \quad (3.44a)$$

$$C_{pr} = \frac{\sigma_a + \sigma_u}{2\sigma_a} = \frac{35,5 + 51,0}{2 \times 35,5} \cong 1,2$$

$$M_e = 1981,0 \text{ kNm} = 198100 \text{ kNcm} \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.9.3.5})$$

$$H = 400 \text{ cm} = \text{panel bölgesi üstü ve altı ortalama kat yüksekliği}$$

$$h_b = 60 \text{ cm} = \text{kiriş elemanı kesit yüksekliği}$$

$$h_c = 47,8 \text{ cm} = \text{kolon elemanı kesit yüksekliği}$$

$$t_{fb} = 1,9 \text{ cm} = \text{kiriş elemanı alt-üst başlık kalınlığı}$$

$$\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2 = \text{kolon elemanı karakteristik akma dayanımı}$$

$$R_y = D_a = 1,1 \quad (\text{FEMA 350, §2.6.2, Tablo 2.1})$$

$$\Rightarrow t = \frac{0,73 \times 198100 \times \left(\frac{400 - 60}{400} \right)}{0,9 \times 0,6 \times 35,5 \times 1,1 \times 47,8 \times (60 - 1,9)} = 2,09 \text{ cm} < t_p = t_{wc} = 2,1 \text{ cm} \quad (\checkmark)$$

Görüldüğü üzere, FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca panel bölgesinde ilave takviye levhalarına gerek duyulmadan gerekli dayanım kriteri sağlanmış aynı zamanda panel bölgesi minimum gerekli kalınlık kontrolü de yapılmıştır.

► Sonuç olarak söyleyebiliriz ki panel bölgesi dayanım ve gerekli minimum kalınlık tahkiklerinde 2007-DBYBHY şartnamesi daha evvel üzerinde durduğumuz FEMA-267 yönetmeliği gibi konservatif bir yaklaşımla tasarım gerektirmektedir. Dolayısıyla birleşim bölgesi nihai tasarımında yeni deprem yönetmeliği uyarınca yaptığımız tahkik neticesinde gerekli olan süreklilik levhaları ve panel bölgesi takviye levhaları tatbik edileceklerdir.

3.9.3.14 ALBBD – Birleşim Bölgesi Kaynak Gerilmeleri Kontrolü

■ 2007-DBYBHY uyarınca belirlenen hesap yükleri altında alın levhası ile kiriş birleşim bölgesi ara yüzünde uygulanması tasarlanan kaynak düzeni Şekil 3.19'daki gibi olacaktır. Buna göre bu noktada kaynakların gerilme hesabına esas teşkil edecek kesit tesirleri ile 2007-DBYBHY, Madde §4.2.5 uyarınca izin verilen gerilme sınır değerleri aşağıdaki gibi göz önüne alınacaktır.

♦ Kesit Tesirleri :

$$V_e = 467,3 \text{ kN} , \quad (M_y = 85000 \text{ kNcm}) \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.9.3.4/3.9.3.5})$$

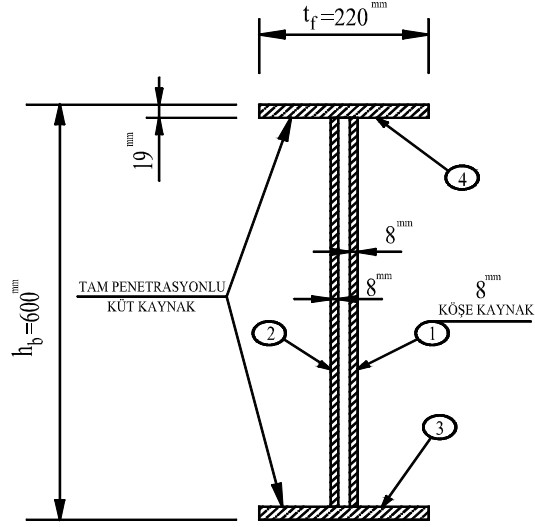
♦ Birleşim Elemanlarının 2007-DBYBHY Uyarınca Gerilme Sınır Değerleri:

$$\text{Tam penetrasyonlu küt kaynak : } \sigma_k = \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.9.3.1})$$

$$\text{Köşe kaynak: } (1,7 \sigma_{em}) \Rightarrow \sigma_{kk} = \tau_{kk} = 1,7 \times 15,0 = 25,5 \text{ kN/cm}^2$$

Tablo 3.19: ALBBD-Birleşim Noktası Arayüz Kesit Değerleri

Kesit No	a (cm)	b (cm)	A (cm) ²	y (cm)	A.(y) ² (cm) ⁴	I _o (cm) ⁴
1	0.8	56.2	44.96	0.00	0.00	11833.62
2	0.8	56.2	44.96	0.00	0.00	11833.62
3	1.9	22	41.80	29.05	35275.12	12.57
4	1.9	22	41.80	29.05	35275.12	12.57
Toplam					70550.24	23694.27



Şekil 3.19: ALBBD - Alın Levhası Yüzünde Kaynak Kesidi

- ◆ Derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri için kontrol :

$$\Rightarrow I_t = [A(y)_{\text{top}}^2] + (I_0)_{\text{top}} = 70550,24 + 23694,27 = 94244,51 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow W_t = I_t / (h_b / 2) = (94244,51 / 30,0) = 3141,5 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{maks}} = \frac{M_y}{W_t} = \frac{85000}{3141,5} = 27,0 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_k = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

- ◆ Köşe kaynak dikişleri için kontrol :

$$\Rightarrow W_t = I_t / (h_1 / 2) = (94244,51 / 28,1) = 3353,9 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_k = \frac{M_y}{W_t} = \frac{85000}{3353,9} = 25,4 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{\text{kk}} = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

$$\Rightarrow \tau_k = \frac{V_e}{2A_k} = \frac{467,3}{2 \times (56,2 - 2 \times 0,8) \times 0,8} = 5,35 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{\text{kk}} = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

$$\Rightarrow \sigma_v = \sqrt{(\sigma_k^2 + \tau_k^2)} = \sqrt{(25,4^2 + 5,35^2)} = 25,95 \text{ kN/cm}^2 \cong \sigma_{\text{vk}} = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

Aynı zamanda köşe kaynak dikişlerinin kontrolü için gerekli ek koşul uyarınca esas metal net kesit alanına etkiyen kayma gerilmesi esas metal (St52) akma mukavemetinin %40'ını aşmamalıdır. Buna göre :

Kiriş gövdesi için: $(1,7 \sigma_{em}) \Rightarrow \tau_{ks} = 1,7 \times 35,5 \times 0,40 = 24,14 \text{ kN/cm}^2$

$$\Rightarrow \tau_s = \frac{V_e}{A_g} = \frac{467,3}{56,2 \times 1,2} = 6,93 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{ks} = 24,14 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

● FEMA-350 yönetmeliği uyarınca belirlenen hesap yükleri altında Şekil 3.19'da ifade edilen kaynak kesidi gerilme kontrolü aşağıdaki gibi yapılacaktır. Buna göre:

◆ Kesit Tesirleri :

$$V_p = 574,5 \text{ kN} , \quad (M_y = 178600 \text{ kNcm}) \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.9.3.4/3.9.3.5})$$

◆ Birleşim Elemanlarının Gerilme Sınır Değerleri :

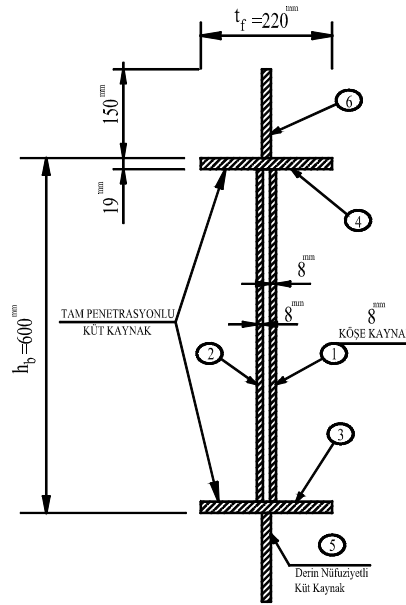
$$\text{Tam penetrasyonlu küt kaynak: } \sigma_k = \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.9.3.1})$$

◆ Derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri için kontrol :

$$\Rightarrow \sigma_{maks} = \frac{M_y}{W_t} = \frac{178600}{3141,5} = 56,85 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_k = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (X)$$

► Görüldüğü üzere FEMA-350 yönetmeliği uyarınca belirlenen hesap yükleri altında kaynak kesidinde elde edilen maksimum gerilme değeri derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri için yönetmeliklerce izin verilen sınır değer yaklaşık %60'ı kadar fazla olmakla beraber kaynak elektrodu en düşük akma mukavemeti değeri (40 kN/cm²) de aşılmıştır. Dolayısıyla, bu detayın FEMA-350 tasarım kriterleri altında öngörülen plastik mafsallık hipotezi uyarınca tam dayanımlı olarak nitelendirilmesi doğru olmayacaktır. Zira bu değerler altında, plastikleşme kesit tesirlerinin ve malzemenin karakteristik davranışının da göz önünde bulundurularak pekleşme etkileriyle beraber öngörülen plastik mafsallık noktasının korunması teorik olarak mümkün olmayacaktır. Bu noktada alın levhalı bulonlu birleşim detayını FEMA-350 yönetmeliğince belirlenen kesit tesirleri altında, AISC 358-05 yönetmeliği Bölüm 6'da ifade edilen takviyeli teşkil biçiminde revize edilecek ve kaynak ara yüzündeki gerilmeler kontrol edilecektir. Bu yolla, ilgili kesit tesirleri altında en azından kaynak elektrodu akma dayanımına ulaşılmaması öngörülmekte ve plastik mafsallık noktasının yerinde kayma olmasına rağmen çevrimsel yükler altında kiriş malzemesinde plastikleşmenin ardından oluşabilecek gerilme pekleşmesi altında dahi kaynak kesidinin ve dolayısıyla birleşimin stabil kalması amaçlanmaktadır.

Yukarıda ifade edilen açıklamalar doğrultusunda yeni durum için kiriş altında ve üstünde yüksekliği alın levhası derinliğini aşmayacak biçimde guse levhaları teşkil edilecektir. Bu levhaların kiriş ve kolon başlıklarına derin nüfuziyetli küt kaynaklar vasıtasıyla bağlandığı tasarlanmıştır. Levha kalınlığı kiriş elemanı gövde kalınlığına eşit veya daha fazla olacağından ($t_{gl} = 15 \text{ mm}$) seçilmiştir. Guse levhalarının derinliği ise FEMA-350 tasarım ilkeleri neticesinde teşkil edilecek olan (M36) bulon çapına bağlı olarak ($I_{gl} = p_f + p_f' = 2 \times 75 = 150 \text{ mm}$) seçilmiştir. Buna göre FEMA-350 uyarınca kaynak ara yüzünde uygulanacak kaynak düzeni Şekil 20'deki gibi revize edilmiştir.



Şekil 3.20: ALBBD - Alın Levhası Yüzünde Kaynak Kesidi (FEMA-350)

Tablo 3.20: ALBBD-Birleşim Noktası Arayüz Kesit Değerleri (FEMA-350)

Kesit No	a (cm)	b (cm)	A (cm) ²	y (cm)	A.(y) ² (cm) ⁴	I _o (cm) ⁴
1	0.8	56.2	44.96	0.00	0.00	11833.62
2	0.8	56.2	44.96	0.00	0.00	11833.62
3	1.9	22	41.80	29.05	35275.12	12.57
4	1.9	22	41.80	29.05	35275.12	12.57
5	1.5	15	22.50	37.50	31640.63	421.88
6	1.5	15	22.50	37.50	31640.63	421.88
Toplam					133831.50	24536.14

- Yeni durum için derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri için kontrol :

$$\Rightarrow I_t = [A(y)_{\text{top}}^2] + (I_o)_{\text{top}} = 133831,50 + 24536,14 = 158367,64 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow W_t = I_t / (h_b / 2) = (158367,64 / 45,0) = 3520,0 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{maks}} = \frac{M_y}{W_t} = \frac{178600}{3520,0} = 50,7 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{\text{ab}} = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{X})$$

(Esas metal akma dayanımı aşılmıştır.)

$$\Rightarrow \sigma_{\text{maks}} = \frac{M_y}{W_t} = \frac{178600}{3520,0} = 50,7 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{\text{ak}} = 40,0 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{X})$$

(İlave metal elktrodun akma dayanımı aşılmıştır.)

$$\Rightarrow \sigma_{\text{maks}} = \frac{M_y}{W_t} = \frac{178600}{3520,0} = 50,7 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{\text{kk}} = 48,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{X})$$

Sonuç olarak, guse levhaları teşkil edilmesine rağmen kaynak arayüzünde elde edilen gerilme değeri kullanılan kaynak elektrodunun karakteristik kopma dayanımını da aşmaktadır. Bu durumda FEMA–350 yönetmeliğince elde edilen kesit tesirleri altında ifade edilen birleşim noktasında uygulanabilecek Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı elde etmek mümkün değildir.

3.9.3.15 ALBBD- Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolü

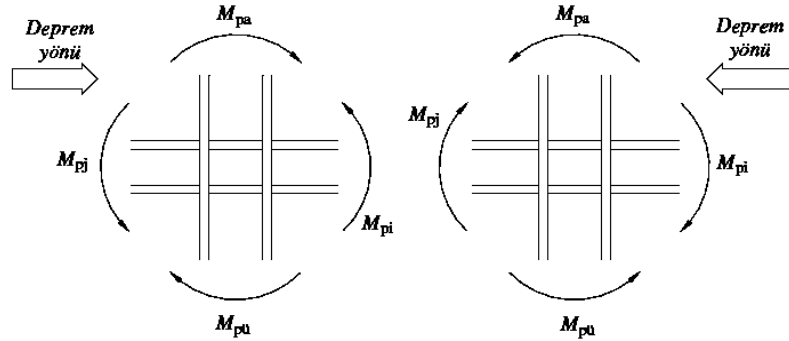
Güçlü kolon zayıf kiriş tahkiki 2007-DBYBHY §4.3.2 maddesinde Denk.(3.45) denklemi ile ifade edilen koşulu gerçekleyecek biçimde yapılacaktır. Buna göre, çerçeve türü sistemlerde göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon-kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının (1,1D_a) katından daha büyük olacaktır (Bknz. Şekil 3.21).

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1,1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj}) \quad (3.45)$$

Bu denklemdaki (M_{vi}) ve (M_{vj}) terimleri, zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılması veya kiriş uçlarında guseler oluşturulması halinde, kiriş uçlarındaki olası plastik mafsallardaki kesme kuvvetlerinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momentlerini ifade etmektedir.

Yukarıda ifade edilen tahkik en elverişsiz sonucu verecek şekilde depremin her iki yönü için uygulanacaktır. Kolon eğilme momenti kapasitelerini en küçük yapan tasarım aksenal kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

Tasarım örneğimizde, alın levhalı bulonlu birleşim detayı Şekil 3.3'de de görülen birleşim noktasında uygulanacak olup bu noktada birleşen kolon ve kiriş elemanları için yönetmelik uyarınca kapasite hesabı aşağıdaki gibi tatbik edilecektir. Bu noktada birleşimde oluşması öngörülen plastik mafsallın daha evvel hesabını yaptığımız üzere kolon ekseninden (l_n) mesafe uzakta kiriş üzerinde oluşacağı göz önünde bulundurulacaktır.



Şekil 3.21: Deprem Yönüne Göre Kolon-Kiriş Kapasiteleri

◆ Kiriş Elemanı Kapasite Hesabı :

$$M_{pi} = M_{pj} = W_p \sigma_a = 3512,0 \times 35,5 = 124676,0 \text{ kNcm} = 1246,76 \text{ kNm}$$

2007-DBYBHY uyarınca ALBBD için öngörülen plastik mafsall noktası kolon yüzü olduğu için ilave moment etkisi olmayacaktır. Bu durumda,

$$M_{vi} = M_{vj} = 0 \text{ , değerinde göz önüne alınacaktır.}$$

◆ Kolon Elemanı Kapasite Hesabı:

Kolon elemanı kapasite hesabı eğilme momenti kapasitelerinin en küçük yapan tasarım aksenal kuvvetleri de göz önüne alınacak biçimde AISC 341-05 yönetmeliği, Madde §9.6 yardımıyla aşağıdaki gibi hesap edilecektir. Buna göre :

$$M_{pc} = W_p \left(\sigma_a - \frac{N}{A} \right) \quad (3.46)$$

Bu formülde (W_p) ve (σ_a) sırasıyla kolon elemanının plastik mukavemet momentini ve akma dayanımını ifade etmekte olup diğer terimler aşağıdaki gibidir.

(N) = Depremi her iki yönü de göz önüne alındığında kolon elemanı eğilme momenti kapasitesini en küçük yapan tasarım eksenel kuvveti. Bu kuvvetler statik analiz programı yardımıyla, depremin her iki yönünden elverişsiz durumu verecek biçimde aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

$$(N_a) = 161,94 \text{ kN}, \quad (N_{\bar{u}}) = 396,32 \text{ kN} \quad (\text{Şekil 3.3, 1 aksı moment çerçevesi})$$

$$\Rightarrow M_{pa} = 6331 \times (35,5 - 161,94 / 335) = 221690,0 \text{ kNcm} = 2216,9 \text{ kNm}$$

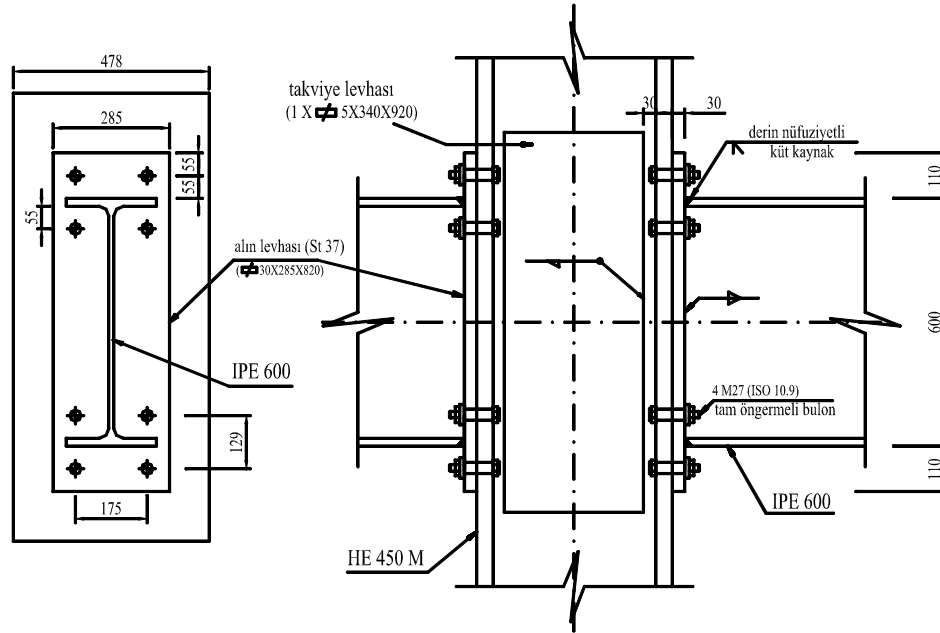
$$\Rightarrow M_{p\bar{u}} = 6331 \times (35,5 - 396,32 / 335) = 217260,6 \text{ kNcm} = 2172,6 \text{ kNm}$$

♦ Bu durumda kapasite oranı aşağıdaki gibidir.

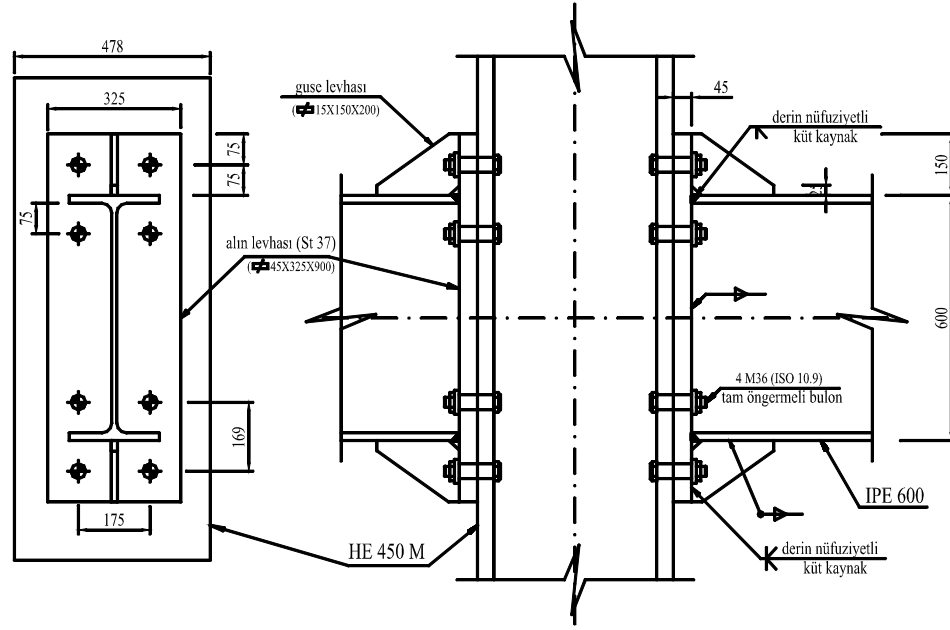
$$\Rightarrow (M_{pa} + M_{p\bar{u}}) = 2216,9 + 2172,6 = 4389,5 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow 1,1D_a [2(M_{pi} + M_{vi})] = 1,1 \times 1,1 \times [2 \times (1246,76)] = 3017,16 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \frac{(M_{pa} + M_{p\bar{u}})}{1,1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj})} = \frac{4389,5}{3017,6} = 1,45 \quad (\checkmark)$$



Şekil 3.22: Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Uygulama Detayı (2007-DBYBHY)



Şekil 3.23: FEMA–350 Uyarınca Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı

► Şekil 3.23’de FEMA–350 uyarınca elde edilen Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı uygulama detayı olarak elde edilememiştir. Bunun iki nedeni daha evvelki hesap adımlarında izah edilmekle beraber burada tekrarlanacaktır.

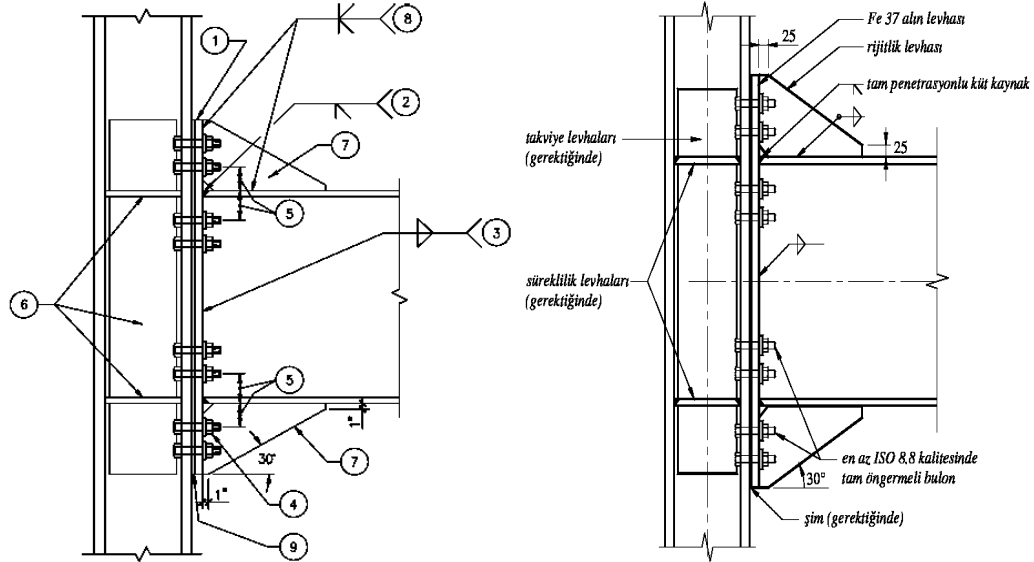
Birincisi, FEMA–350 uyarınca elde edilen hesaba esas kesit tesirleri altında uygulanacak bulon çapı M36 olarak elde edilmiştir. Her ne kadar Bölüm 3.9.1’de açıklanan Konstrüktif Açıklamalar Madde 4’de, detay için kullanılacak maksimum bulon çapı M36 olarak ifade edilmişse de ARBED profil tablolarında eleman kesitleri için ifade edilen uygulama kriterleri uyarınca kullanılan kolon elemanı (HE 450 M) ’nin başlıklarında maksimum M27 bulon çapına izin verilmektedir.

İkincisi, Bölüm 3.9.3.14’de detaylı biçimde açıklandığı üzere, yine FEMA–350 uyarınca elde edilen hesaba esas kesit tesirleri altında kaynak uygulama kesitinde yapılan gerilme tahkiki neticesinde tam penetrasyonlu küt kaynak için öngörülen gerilme sınırı (σ_a) sağlanamamış ve takviye yapılması ihtiyacı doğmuştur. Buna mukabil detayda takviye elemanı teşkil edilmesine rağmen ilgili kesit tesirleri altında öngörülen sınır gerilmesi sağlanamamakla beraber elde edilen değer kaynak elektrodu karakteristik kopma dayanımını da aşmaktadır.

3.10 Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı

Kolon-kiriş birleşim bölgesinin takviyeli alın levhalı bulonlu birleşimi 2007-DBYBHY, Bölüm §4A.2.2 ve FEMA-350 yönetmeliği Bölüm §3.6.2’de ifade edilen tasarım ilkeleri uyarınca, Şekil 3.4’de belirtilen (C) aksı moment çerçevesi üzerinde mevcut 2. kat birleşim noktasındaki (HE 450 M) kolon elemanı ile (IPE O 600) kiriş elemanı kullanılıp aşağıda belirtilen açıklamalar ve hesap adımları takip edilerek tasarlanacaktır.

3.10.1 Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı - Konstrüktif Açıklamalar



Şekil 3.24: Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim (FEMA-350/2007-DBYBHY)

1. St37 (Fe 37) çeliği alın levhası.
2. Derin nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişi. Bu kaynak dikişinin kalitesi kontrol edilmelidir.
3. Kiriş elemanı gövde derinliğince her iki taraftan köşe kaynağı.
4. En az ISO 8.8 kalitesinde tam öngermeli yüksek mukavemetli bulon.
5. Bulon aralıkları, alın levhası boyutlandırılırken belirlenecektir.
6. Süreklilik levhaları ve kayma bölgesi takviye levhaları (gerektiğinde).

7. Kalınlığı, kiriş elemanı gövde kalınlığına eşit alın levhasını güçlendirme (guse) levhası.
8. Alın levhası takviye levhasını kolon ve kiriş başlıklarına bağlayan derin nüfuziyetli küt kaynak.
9. Gerekmesi halinde şim kullanılabilir.

► Şekil 3.24’de de görüldüğü üzere FEMA-350 yönetmeliği uyarınca Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı için testler neticesinde geliştirilmiş olan konstrüktif uygulama kriterlerinin 2007-DBYBHY’de de değişikliğe uğramadan aynı şekilde tatbik edilmesi gerektiği ifade edilmiştir.

3.10.2 Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı - Uygulama Sınırları

2007-DBYBHY, Bölüm §4A.2.2 ve FEMA–350 yönetmeliği Bölüm §3.6.2’de belirtilen tasarım ilkeleri uyarınca takviyeli alın levhalı bulonlu kolon-kiriş birleşim detayının süneklik düzeyi yüksek çerçevelerde uygulanabilmesi için, birleşim detayı parametrelerinin aşağıda Tablo 3.21’de belirtilen uygulama sınırlarını sağlaması gerekmektedir.

Tablo 3.21: Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayının Uygulama Sınırları

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları	Örnek Yapıdaki Durum	X / ✓
Kiriş ve kolon için izin verilen malzeme sınıfı(*)	St 52	St 52	✓
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 1000 mm	610 mm (IPE O 600)	✓
Kiriş açıklığı/enkesit yüksekliği oranı	≥ 7	$(750-47,8)/61=11,5$	✓
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 25 mm	24 mm	✓
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm	478 mm (HE 450 M)	✓
Bulon sınıfı	ISO 8.8 / ISO 10.9	ISO 10.9	✓
Bulon öngerme koşulları	Tam öngerme	Tam öngerme	✓
Alın levhası malzeme sınıfı	St 37	St 37	✓
Başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak	Tam penetrasyonlu yarım V küt kaynak dikişi	✓

(*) Birleşime girecek kolon ve kiriş elemanı için izin verilen malzeme sınıfı kriteri son yapılan revizyon neticesinde 2007-DBYBHY’de uygulama sınırı olmaktan çıkarılmış olup FEMA-350’de mevcuttur.

3.10.3 Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı (TALBBD) - Uygulamalı Tasarım Yöntemi

Takviyeli alın levhalı bulonlu birleşim, detayda mevcut bulonlar, alın levhası ve takviye levhası gibi parametreler düşünüldüğünde plastikleşme kirişte başlayacak şekilde tam dayanımlı olacak biçimde boyutlandırılacaktır. Zira bulonlarda, alın levhasında veya alın levhası takviye levhasında, kirişte dikte edilecek olan plastik mafsalsal noktasından önce plastikleşme olayının başlaması istenmeyen bir durumdur. Bu bağlamda alın levhası, bulonlar ve kaynaklar, plastikleşme bu elemanlar üzerinde oluşmayacak şekilde tasarlanacaktır.

Bu birleşim şeklinde, alın levhası takviye elemanı kiriş başlığına ve alın levhasına derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleriyle, kiriş elemanı ise başlıklarından derin nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişi kullanılarak alın levhası bağlanmakta ve bu kaynak dikişleri ile moment aktarılmaktadır. Kesme kuvveti ise, kiriş gövdesine her iki yandan çekilen ve kiriş gövdesini alın levhasına birleştiren köşe kaynaklar vasıtasıyla aktarılmaktadır (Bknz. Şekil 3.24). Derin nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişleri için, akma sınır gerilmesi ve çekme mukavemeti en az birleştirdiği profillerin malzemesinininki kadar (σ_t 52, $\sigma_a=35,5 \text{ kN/cm}^2$) olan elektrodlar kullanılması gerektiğinden, kirişte oluşan plastik mafsalsal momenti (M_p/M_{pr}), kiriş başlıklarından alın levhasına aktarılabilir. Aktarılan bu moment ve kesme kuvveti daha sonra kolon başlığına yüksek mukavemetli bulonlar vasıtasıyla iletilmektedir. Bu birleşimin hesabının ana adımları sırasıyla aşağıdaki gibi tatbik edilecektir.

3.10.3.1 TALBBD - Eleman Karakteristik ve Kesit Özellikleri

- Kolon Elemanı: (HE 450 M)

Malzeme Sınıfı: St52 $\sigma_k = 51,0 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

$h_c = 478 \text{ mm}$; $b_{cf} = 307 \text{ mm}$; $t_{cw} = 21 \text{ mm}$; $t_{cf} = 40 \text{ mm}$; $r = 27 \text{ mm}$

$A = 335 \text{ cm}^2$; $I_x = 131500 \text{ cm}^4$; $W_{px} = 6331 \text{ cm}^3$; $W_x = 5502,1 \text{ cm}^3$

- Kiriş Elemanı: (IPE O 600)

Malzeme Sınıfı: St52 $\sigma_k = 51,0 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

$h_b = 610 \text{ mm}$; $b_{bf} = 224 \text{ mm}$; $t_{bw} = 15 \text{ mm}$; $t_{bf} = 24 \text{ mm}$; $r = 24 \text{ mm}$

$$A = 197 \text{ cm}^2; \quad I_x = 118300 \text{ cm}^4; \quad W_{px} = 4471 \text{ cm}^3; \quad W_x = 3878,7 \text{ cm}^3$$

- Yüksek Mukavemetli Tam Öngermeli Bulon (ISO 10.9) :

$$\text{Karakteristik çekme dayanımı; } \sigma_z = 100,0 \text{ kN/cm}^2$$

Bulonda dış açılmış kesitin kayma düzleminde olmadığı durum için karakteristik kayma dayanımı ; $\tau_z \cong 0,50\sigma_z = 0,50 \times 100,0 = 50,0 \text{ kN/cm}^2$

- ♦ AISC 360-05'e göre bulonun dış dibi enkesit alanının çekme emniyet gerilmesi:

$$\sigma_{zem} = \frac{0,75 \times \sigma_z}{\Omega} = \frac{0,75 \times 100,0}{2} = 37,5 \text{ kN/cm}^2, \text{ olarak göz önüne alınacaktır.}$$

- ♦ AISC 360-05'e göre bulonda dış açılmış enkesit alanı kayma düzleminde olmadığı düşünülerek kayma emniyet gerilmesi:

$$\tau_{em} = \frac{0,50 \times \sigma_z}{\Omega} = \frac{0,50 \times 100,0}{2} = 25,0 \text{ kN/cm}^2, \text{ olarak göz önüne alınacaktır.}$$

- Kaynak Elektrodu: (AWS - E70XX)

Seçilecek olan kaynak elektrodu esas metal ile uyumlu olacaktır. Bu noktada AISC 360-05 Bölüm J2'de belirtildiği üzere akma dayanımı $25 \sim 42 \text{ kN/cm}^2$ aralığındaki esas metalle uyumlu olarak AWS gösterimi E70XX (ksi) olan elektrodlar kullanılmaktadır. AWS'ye göre elektrodlar karakteristik çekme dayanımları ile ifade edilmektedir. E70 olarak da gösterilen elektrodun karakteristik çekme dayanımı $70 \text{ ksi} \approx 485 \text{ Mpa}$ 'dır. Buna göre:

$$\text{Esas Metal} \rightarrow \text{St 52 } (\sigma_{ab} = 35,5 \text{ kN/cm}^2)$$

$$\text{İlave Metal} \rightarrow \text{AWS - E70XX } (\sigma_{kk} = 70,0 \text{ ksi} \cong 48,5 \text{ kN/cm}^2, \sigma_{ak} \cong 40,0 \text{ kN/cm}^2)$$

- ♦ Küt kaynak dikişlerinin çekme ve basınç etkileri altında tahkikinde göz önüne alınacak sınır gerilmesi AISC 360-05, Tablo J2.5 ve 2007-DBYBHY, Madde §4.2.5 uyarınca esas metalin akma mukavemeti kadar olacaktır.

$$\sigma_k = \sigma_{ab} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow l_h = \frac{478}{2} + 45 + 300 = 584 \text{ mm}$$

- $L' = L - 2 l_h = (750 - 2 \times 58,4) = 633,2 \text{ cm.} = 6,332 \text{ mt.}$ (Kiriş elamanının her iki ucunda oluşması beklenen plastik mafsallık noktaları arasında kalan mesafe)

■ 2007-DBYBHY, §4.3.4.1.b maddesinde ifade edildiği üzere kiriş uçlarında guseler oluşturulması halinde (takviyeli alın levhalı bulonlu birleşim) plastik mafsallık noktasının Şekil 3.25'de de görüldüğü şekliyle yukarıda FEMA-350 yönetmeliği uyarınca hesap edilen nokta ile aynı olacağı öngörülmüştür.

- $l_h = 584 \text{ mm} = 58,4 \text{ cm}, \quad (L' = 6,332 \text{ mt.})$

3.10.3.3 TALBBD - Plastik Mafsallık Noktasındaki Plastik Moment Kapasitesi Hesabı

Daha evvel Bölüm 3.9.3.3'de detaylı biçimde açıklandığı üzere 2007-DBYBHY ve FEMA-350 yönetmeliklerinin ilgili maddeleri uyarınca takviyeli alın levhalı bulonlu birleşim detayı için plastik mafsallık noktasındaki plastik moment kapasite değerleri aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

$$M_p = W_p \sigma_a = 4471,0 \times 35,5 = 158720,5 \text{ kNcm} = 1587,21 \text{ kNm}, \text{ olmaktadır.}$$

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$$M_{pr} = C_{pr} R_y W_p \sigma_a = 1,2 \times 1,1 \times 4471,0 \times 35,5 = 209511,1 \text{ kNcm} = 2095,11 \text{ kNm}$$

3.10.3.4 TALBBD - Plastik Mafsallık Noktasındaki Kesme Kuvveti Hesabı

Daha evvel Bölüm 3.9.3.4'de detaylı biçimde açıklandığı üzere 2007-DBYBHY ve FEMA-350 yönetmeliklerinin ilgili maddeleri uyarınca plastik kesme kuvvetine ilave olarak kiriş üzerinde mevcut normal kat ölü ve hareketli yüklerinden dolayı oluşan kesme kuvveti etkilerinin toplamı aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

$$V_e = V_{dy} \pm 1,1 D_a \left(\frac{2M_p}{L'} \right) = V_D + V_L + 1,1 D_a \left(\frac{2M_p}{L'} \right)$$

Plastik mafsals noktasında ölü ve hareketli yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti değerleri yapının bilgisayar modeli üzerinden elde edilmiştir.

$$\Rightarrow V_e = 69,61 + 75,69 + \left[1,1 \times 1,1 \times \left(\frac{2 \times 1587,21}{6,332} \right) \right] \cong 751,9 \text{ kN}$$

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$$V_p = V_{dy} \pm \left(\frac{2M_{pr}}{L'} \right) = (1,2V_D) + (0,5V_L) + \left(\frac{2M_{pr}}{L'} \right)$$

$$\Rightarrow V_p = (1,2 \times 69,61) + (0,5 \times 75,69) + \left(\frac{2 \times 2095,11}{6,332} \right) \cong 783,0 \text{ kN}$$

3.10.3.5 TALBBD - Kolon Yüzünde ve Kolon Eksenindeki Moment Değerlerinin Hesabı

Daha evvel Bölüm 3.9.3.5 ve Şekil 3.15'te detaylı biçimde açıklandığı üzere, 2007-DBYBHY ve FEMA-350 yönetmeliklerinin ilgili maddeleri uyarınca kolon yüzü (M_y) ve kolon eksenindeki (M_e) moment değerleri aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

■ 2007-DBYBHY, §4.3.4.1.b maddesinde ifade edildiği üzere kiriş uçlarında guseler oluşturulması halinde kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesi, kiriş plastik momenti ile kiriş ucundaki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti toplanarak hesaplanacaktır. Buna göre :

$$M_y = (0,80 \times 1,1D_a) \left[M_p + V_p'(x) \right] = (0,80 \times 1,1D_a) \left[M_p + \left(\frac{2M_p}{L'} \right) x \right] \quad (3.48)$$

$$\Rightarrow M_y = (0,80 \times 1,1 \times 1,1) \times \left[1587,21 + \left(\frac{2 \times 1587,21}{6,332} \right) \times (0,045 + 0,3) \right] = 1704,0 \text{ kNm}$$

Aynı zamanda yönetmelik uyarınca hesap edilen (M_y) momenti, düşey yükler ve deprem yükü azaltma katsayısının ($R = 1.5$) değeri için hesaplanan deprem yüklerinin ortak etkisi altında meydana gelen eğilme momentini aşmayacaktır.

$$M_L = (M_{DL}) + (M_{LL}) + \left(\frac{M_E R_1}{R_2} \right) \geq M_y$$

$$M_L = (97,57) + (107,33) + \left(\frac{284,28 \times 8}{1,5} \right) = 1721,1 \text{ kNm} \geq M_y = 1704,0 \text{ kNm}$$

Sonuç olarak 2007-DBYBHY uyarınca birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı ($M_y = 1704,0 \text{ kNm}$), olarak göz önüne alınacaktır.

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

• Kolon yüzünde :

$$M_y = M_{pr} + V_{pr}(x) = 2095,11 + 783 \times (0,045 + 0,3) \cong 2365,0 \text{ kNm}$$

• Kolon ekseninde :

$$M_e = M_{pr} + V_{pr}(l_h) = 2095,11 + 783 \times 0,584 \cong 2552,0 \text{ kNm}$$

► Bu aşamada sıradaki işlemlerin gerçekçi olabilmesi açısından kolon yüzünde oluşacak (M_y) momenti yardımıyla minimum alın levhası kalınlık tahkiki yapmanın faydası olacaktır. Zira, levha üzerinden aktarılan kuvvetin bu elemanda plastikleşme oluşturmaması stabilite açısından önemlidir. Buna göre, daha sonra Bölüm 3.10.3.8'de de detaylı biçimde açıklanacağı üzere FEMA-350 yönetmeliği, Madde §3.6.2.1'de ifade edildiği gibi alın levhasında eğilmeden dolayı oluşabilecek plastikleşmeleri ortadan kaldırmak için gerekli (t_{pl}) minimum alın levhası kalınlığını aşağıdaki formül yardımıyla yaklaşık olarak kontrol edebiliriz.

$$t_{pl} \geq \frac{0,0386428 \cdot p_f^{0,9} \cdot g^{0,6} \cdot F_{fu}^{0,9}}{d_{bt}^{0,9} \cdot t_s^{0,1} \cdot b_p^{0,7}} \quad (3.49)$$

Bu denklemde kuvvetler (ton), uzunluklar ise (cm) mertebesinde olup burada kullanılan ifadeler Şekil 3.25 yardımıyla aşağıda açıklanmaktadır.

Yüksek mukavemetli bulon olarak (M27,) seçersek ($p_f = 2 \times (d_{bt}) = 2 \times 27 \approx 55 \text{ mm}$

($g = (224 - 27 - 17) = 180 \text{ mm}$ (Bknz. Bölüm 3.9.3.8)

($t_s = 15 \text{ mm} = \text{Guse levhası kalınlığı (kiriş gövde kalınlığına eşit)}$

$$(b_p) = (g+2 \times p_f) = 290 \text{ mm} \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.9.3.8})$$

$$F_{fu1} = \frac{M_y}{h_b - t_{bf}} = \frac{17040}{(61 - 2,4)} = 291,0 \text{ ton} \quad (2007\text{-DBYBHY})$$

$$F_{fu2} = \frac{M_y}{h_b - t_{bf}} = \frac{23650}{(61 - 2,4)} = 404,0 \text{ ton} \quad (\text{FEMA-350})$$

$$\blacksquare \quad (2007\text{-DBYBHY}) \Rightarrow t_{pl} \geq \frac{0,0386428 \times 5,5^{0,9} \times 18,0^{0,6} \times 291,0^{0,9}}{2,7^{0,9} \times 1,5^{0,1} \times 29,0^{0,7}} = 6,23 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad (\text{FEMA-350}) \Rightarrow t_{pl} \geq \frac{0,0386428 \times 5,5^{0,9} \times 18,0^{0,6} \times 404,0^{0,9}}{2,7^{0,9} \times 1,5^{0,1} \times 29,0^{0,7}} = 8,37 \text{ cm}$$

► Yukarıda yaklaşık olarak elde ettiğimiz minimum alın levhası kalınlığı ve diğer parametrelerin daha gerçekçi değerleri ($I_{st,g}$ vs.) ile önceki işlemlerin tekrarlanması halinde kullanılması gereken alın levhası kalınlığı (6~8 cm) değerinden daha aşağıda olamayacaktır. (t_{pl}) minimum alın levhası kalınlık kontrolünü Bölüm 3.9'da tasarımını yaptığımız Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı eleman ve yük koşulları altında tekrarlamamız halinde dahi elde edeceğimiz gerekli alın levhası kalınlık değeri FEMA-350 hesap yükleri altında yaklaşık olarak (6 cm) olmaktadır. Burada ilginç olan nokta şudur ki, daha fazla sayıda bulon teşkil edilerek ve guse levhaları yardımıyla kaynakların moment altında daha az gerilmeye maruz bırakılarak tasarlanan Takviyeli Alın Levhalı Bulon Birleşim Detayı'nın akma göçmesine karşı alın levhası kalınlık gereksinimi takviyesiz teşkile nazaran daha fazla olmaktadır. Bu bir çelişkidir. Zira, takviyeli detayın konstrüktif gereksinimleri ve uygulama sınırları göz önüne alındığında kiriş elemanı için maksimum yükseklik sınırı olan (1000 mm)'nin gerekli minimum alın levhası tahkiki neticesinde afaki sayılabilecek sonuçlara götüreceği aşikardır. Bununla birlikte, (30°) eğimle teşkil edilmesi gereken guse levhasının plastik mafsallık noktasını kiriş üzerinde oluşmasını dikte eden önemli bir detay elemanı olduğu ve bulon yerleşimi göz önüne alındığında plastik mafsallık noktasından alın levhasına aktarılan kesit tesirlerini etkilediği görülmektedir. Dolayısıyla, en azından bu iki nokta göz önüne alındığında yönetmelikte belirtilen Takviyeli Alın Levhalı Bulon Birleşim Detayı'nın kesit yüksekliği fazla olan kirişli birleşimlerde uygulama detaylarında alışlagelmiş boyutların dışına çıkılmadan tasarım yapılması güçleşmektedir. Bununla birlikte 2007-DBYBHY'de yüksek süneklikli moment çerçeve sistemlerinde kullanılması zorunlu hale getirilen bu

uygulama detayları için FEMA-350 yönetmeliği kaynak olarak ifade edilmekte olup hesap aşamasında yapılan kontrol hesapları ilgili yönetmelikte belirtilen hesap adımları üzerinden yürütülmektedir. Yukarıda alın levhası kalınlık kontrolü için ifade edilen hesap adımı amprik bir formüldür ve hangi kıstaslar altında belirlendiği noktasında açıklayıcı bir ifade mevcut değildir. Bunun için, elde edilen sonucun formül hatasından olup olmadığı noktasında yorum yapmak da güçtür. Bu noktada ilgili detaylar için kontrol hesaplarının mevcut olduğu AISC 358-05 yönetmeliği incelendiğinde alın levhası kalınlık kontrolü için ifade edilen formülün daha gerçekçi sonuçlar verdiği görülmektedir ($t_{pl}=3\sim4$ cm). Öyle ki, AISC 358-05 uyarınca (Bknz. AISC 358-05/Bölüm 6) alın levhası kalınlık kontrolü ve kolon elemanı başlık kalınlığı kontrolü bu noktalarda oluşması beklenen limit durumdaki akma mekanizması parametreleri üzerinden yapılmaktadır. Bu durumda AISC 358-05 yönetmeliği hesap ilkeleri uyarınca yapılacak kontroller ayrı bir çalışma ürünü olarak değerlendirilebilir. Dolayısıyla 2007-DBYBHY’de bu detaylar için başvurulacak kaynak olarak ifade edilen yönetmeliklerde revizyona gidilmesinde ve AISC 358–05 yönetmeliğinin de göz önünde bulundurulmasında fayda vardır [25].

Sonuç olarak, tasarım örneğimizde Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı uygulamasını kabul edilebilir mantıklı sonuçlar dairesinde yapabilmek adına detay tatbik noktasını Şekil 3.3’de de ifade edilen (1) aksı 2. katında mevcut (HE 450 M) kolon elemanı ile (IPE O 600) kiriş elemanının birleşim noktası olarak değiştirmekte fayda vardır. Bu birleşim noktasının teşkili bu aşamadan sonra yalnızca 2007-DBYBHY(■)’nin tasarım ilkeleri ve hesap yükleri altında, FEMA-350, Madde §3.6.2.1’de belirtilen kontrol adımları uyarınca yapılacaktır. Yeni birleşim noktası için revize edilen hesap parametreleri aşağıda ifade edildiği gibi olacaktır. Buna göre :

- Plastik mafsal noktasının yeri; yeni durum için ($t_{pl}=50$ mm) öngörülmüş ve (30°) eğim açısı ve bulon yerleşimi de düşünülerek yaklaşık olarak ($l_{st}=300$ mm) seçilmiştir.

$$l_h = \frac{h_c}{2} + t_{pl} + l_{st} = \frac{478}{2} + 50 + 300 = 589 \text{ mm}$$

$$L' = L - 2l_h = 750 - 2 \times 58,9 = 632,2 \text{ cm} = 6,322 \text{ mt}$$

- Plastik mafsal noktasındaki plastik moment kapasitesi :

$$M_p = W_p \sigma_a = 4471,0 \times 35,5 = 158720,5 \text{ kNcm} = 1587,21 \text{ kNm}$$

- Plastik mafsalsındaki kesme kuvveti hesabı :

Plastik mafsalsında ölü ve hareketli yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti değerleri yapının bilgisayar modeli üzerinden okunacaktır. Birleşim bölgesi detay hesapları, elemanların kapasiteleri üzerinden yapılacağı için bu gravitasyonel yükler, yük katsayıları uygulanarak göz önüne alınmıştır.

$$V_e = V_{dy} \pm 1,1D_a \left(\frac{2M_p}{L'} \right) = V_D + V_L + 1,1D_a \left(\frac{2M_p}{L'} \right)$$

$$\Rightarrow V_e = 16,02 + 17,30 + \left[1,1 \times 1,1 \times \left(\frac{2 \times 1587,21}{6,322} \right) \right] \cong 640,9 \text{ kN}$$

- Birleşimin kolon yüzündeki moment kapasitesi :

$$\Rightarrow M_y = (0,80 \times 1,1 \times 1,1) \times \left[1587,21 + \left(\frac{2 \times 1587,21}{6,322} \right) \times (0,050 + 0,3) \right] = 1706,5 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow M_L = (17,53) + (18,90) + \left(\frac{228,06 \times 8}{1,5} \right) = 1252,75 \text{ kNm} < M_y = 1706,5 \text{ kNm}$$

olduğundan dolayı 2007-DBYBHY uyarınca birleşimin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesi ($M_y = M_L = 1252,75 \text{ kNm}$) olarak bundan sonraki hesap adımlarında göz önünde bulundurulacaktır.

- Yaklaşık olarak (t_{pl}) alın levhası minimum kalınlık tahkiki :

$$\Rightarrow t_{pl} = 5,0 \text{ cm} \geq \frac{0,0386428 \times 5,5^{0,9} \times 18,0^{0,6} \times \left(\frac{12527,5}{61 - 2,4} \right)^{0,9}}{2,7^{0,9} \times 1,5^{0,1} \times 29,0^{0,7}} = 4,72 \text{ cm } (\checkmark)$$

3.10.3.6 TALBBD - Bulon Çapının Hesabı

■ 2007-DBYBHY uyarınca belirlenen hesap yükleri altında FEMA-350 yönetmeliği §3.6.2.1 maddesi uyarınca Denk.(3.50) yardımıyla, ilgili yönetmeliklerin hesap yükleri altında, bulon çapı aşağıdaki ifade edildiği gibi hesaplanacaktır.

$$M_y < 3,4T_{ub}(d_0 + d_1) \quad (3.50)$$

Bu ifadede (T_{ub}) bir bulonun diş dibi enkesiti ile taşıyabileceği maksimum çekme kuvveti olup öncelikle bu değerin belirlenmesi gerekmektedir. Bu noktada Şekil 3.25'den birleşim geometrisini tespit edelim. (ISO 10.9) kalitesindeki yüksek mukavemetli bulonu (HE 450 M) elemanı başlıklarında uygulanabilecek maksimum bulon çapı olan (M27) olarak seçersek;

$$p_f = p_f' = 2 \times 27 = 54 \text{ mm} \approx 55 \text{ mm} ; \quad p_b = 3 \times 27 = 81 \text{ mm} \approx 85 \text{ mm}$$

$$d_1 = 610 - \frac{24}{2} - 24 - 55 - 85 = 434,0 \text{ mm}$$

$$d_0 = 610 - \frac{24}{2} + 55 = 653,0 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow M_y = 1252,75 \text{ kNm} < 3,4 \times (T_{ub})_{\min} \times (0,434 + 0,653)$$

$$\Rightarrow (T_{ub})_{\min} = \frac{1252,75}{3,4 \times 1,087} = 339,0 \text{ kN}, \text{ olarak elde edilmektedir.}$$

(ISO 10.9) kalitesindeki (M27)'lik bulon için kontrol :

$$T_{ub} = 1,7\sigma_{zem} \frac{\pi D^2}{4} = 1,7 \times 37,5 \times \frac{\pi \times 2,7^2}{4} = 365,0 \text{ kN}$$

$$T_{ub} = 365,0 \text{ kN} > (T_{ub})_{\min} = 339,0 \text{ kN}, \text{ olduğundan seçilen bulon çapı yeterlidir.}$$

Bununla birlikte (T_{ub}), yönetmeliğın aşağıdaki (3.51) denklemini de sağlamalıdır.

$$T_{ub} \geq \frac{0,00218529 \cdot p_f^{0,591} \cdot F_{fu}^{2,583}}{t_{pl}^{0,895} \cdot d_{bt}^{1,909} \cdot t_s^{0,327} \cdot b_p^{0,965}} + P_v \quad (3.51)$$

Bu denklemde kuvvetler (ton), uzunluklar ise (cm) mertebesinde olup burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

$$p_f = 2 \times 27 = 54 \text{ mm} \approx 55 \text{ mm}$$

$$F_{fu} = \frac{M_y}{h_b - t_{bf}} = \frac{12527,5}{(61 - 2,4)} = 213,8 \text{ ton}$$

$P_v = 29 \text{ ton} = \text{Bulona uygulanacak minimum öngerme kuvveti.}$

$t_{pl} = 50 \text{ mm} = 5,0 \text{ cm} = \text{Alın levhası kalınlığı}$

$d_{bt} = 27 \text{ mm} = 2,7 \text{ cm} = \text{Bulon çapı}$

$t_s = 15 \text{ mm} = 1,5 \text{ cm} = \text{Alın levhasını takviye eden guse levhası kalınlığı}$

$b_p = 290 \text{ mm} = 29 \text{ cm} = \text{Alın levhası genişliği}$

$$\Rightarrow (T_{ub}) = 36,5 \text{ ton} \geq \frac{0,00218529 \times 5,5^{0,591} \times 213,8^{2,583}}{5,0^{0,895} \times 2,7^{1,909} \times 1,5^{0,327} \times 29,0^{0,965}} + 29 \cong 36,5 \text{ ton},$$

olduğundan öngörülen eşitsizlik sağlanmıştır.

3.10.3.7 TALBBD - Bulon Kesme Dayanımı Kontrolü

■ 2007-DBYBHY uyarınca belirlenen hesap yükleri altında FEMA-350 yönetmeliği §3.6.2.1 maddesi uyarınca Denk.(3.52) yardımıyla, seçilen bulonun kesme kapasitesi kontrol edilecektir. Buna göre, aşağıdaki eşitsizlik (A_b) bulon enkesiti tarafından sağlanırsa seçilen bulon uygundur ve kesme nedeniyle yük taşıma kapasitesi kaybı söz konusu değildir.

$$A_b \geq \frac{V_c}{n\tau_s} \quad (3.52)$$

Burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

$$A_b = \pi \frac{D^2}{4} = \pi \times \frac{2,7^2}{4} = 5,73 \text{ cm}^2 = \text{bulon gövde enkesit alanı}$$

$V_c = 640,9 \text{ kN} = 2007\text{-DBYBHY, (§4.3.4.1.c) maddesi uyarınca birleşimin boyutlandırılmasında esas alınacak kesme kuvveti}$

$n = 16 = \text{birleşim bölgesindeki bulon adedi}$

$\tau_s = 1,7\tau_{sem} = 1,7 \times 25,0 = 42,5 \text{ kN/cm}^2 = 2007\text{-DBYBHY, §4.2.5 maddesi uyarınca izin verilen bulon elemanı kayma sınır gerilmesi değeri.}$

$\Rightarrow A_b = 5,73 \text{ cm}^2 > \frac{640,9}{16 \times 42,5} = 0,94 \text{ cm}^2$, olduğundan seçilen bulonun kesme dayanımı yeterlidir.

3.10.3.8 TALBBD - Eğilme Akmasına Karşı Alın Levhası Kalınlık Kontrolü

Alın levhasında eğilmeden dolayı oluşabilecek plastikleşmeleri ortadan kaldırmak için FEMA-350 yönetmeliği §3.6.2.1 maddesi uyarınca, (t_{pl}) alın levhası kalınlığı Denk.(3.53) ve Denk.(3.54) ile elde edilen en büyük (t_{pl}) değerini sağlayacak kalınlıkta olmalıdır. Buna göre :

$$t_{pl} \geq \frac{0,0386428.p_f^{0,9}.g^{0,6}.F_{fu}^{0,9}}{d_{bt}^{0,9}.t_s^{0,1}.b_p^{0,7}} \quad (3.53)$$

$$t_{pl} \geq \frac{0,047451.p_f^{0,25}.g^{0,15}.F_{fu}}{d_{bt}^{0,7}.t_s^{0,15}.b_p^{0,3}} \quad (3.54)$$

Bu denklemlerde ifade edilen değerler aşağıda açıklanmıştır.

(p_f), (F_{fu}), (d_{bt}), (t_s) ve (b_p) değerleri daha evvel Bölüm 3.10.3.6'da açıklandığı gibidir.

$$g = (224-27-17) = 180 \text{ mm} \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.9.3.8 / Şekil 3.25})$$

$$(i) \quad t_{pl} = 5,0 \text{ cm} \geq \frac{0,0386428 \times 5,5^{0,9} \times 18,0^{0,6} \times 213,8^{0,9}}{2,7^{0,9} \times 1,5^{0,1} \times 29,0^{0,7}} = 4,72 \text{ cm} \quad (\checkmark)$$

$$(ii) \quad t_{pl} = 5,0 \text{ cm} \geq \frac{0,047451 \times 5,5^{0,25} \times 18,0^{0,15} \times 213,8}{2,7^{0,7} \times 1,5^{0,15} \times 29,0^{0,3}} = 4,1 \text{ cm} \quad (\checkmark)$$

3.10.3.9 TALBBD - Çekme Etkisi Altında Kolon Başlık Kalınlığı Kontrolü

■ 2007-DBYBHY uyarınca belirlenen hesap yükleri altında FEMA-350 yönetmeliği §3.6.2.1 maddesi uyarınca kiriş başlığından aktarılan çekme kuvvetine dayanması gereken (t_{cf}) kolon başlık kalınlığı aşağıda ifade edilen denklemi sağlamalıdır. Eğer kolon başlık kalınlığı hesaplanandan küçük ise Şekil 3.24'de tarif edildiği gibi kolon gövdesinde minimum kiriş başlık kalınlığı kadar kalınlığa sahip olan süreklilik levhaları teşkil edilecektir.

$$t_{cf} > \sqrt{\frac{\alpha_m F_{fu}(C_3)}{0,9\sigma_{ac}(3,5p_b + c)}} \quad (3.55)$$

Bu denklemde ifade edilen terimler aşağıda açıklanmıştır.

(F_{fu}) ve (p_b) değerleri Bölüm 3.10.3.6'da açıklandığı gibidir.

$\sigma_{ac} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ = Kolon elemanı akma sınır gerilmesi

$$c = t_{bf} + 2p_f = 1,9 + 2 \times 5,5 = 12,9 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad \alpha_m = C_a \left(\frac{A_f}{A_w} \right)^{1/3} \frac{C_3}{(d_{bt})^{1/4}} \quad (3.55a)$$

Bu ifadede:

(C_a) = 1,45 (ISO 8.8) kalitesindeki bulonlar için,

= 1,48 (ISO 10.9) kalitesindeki bulonlar için $\sqrt{\quad}$

(A_f) = $30,7 \times 4 = 122,8 \text{ cm}^2$ = Kolon elemanı başlık kesit alanı

(A_w) = $2,1 \times (47,8 - 8) = 83,58 \text{ cm}^2$ = Kolon elemanı gövde kesit alanı

$$C_3 = \frac{g}{2} - \frac{d_{bt}}{4} - k_1 \quad (3.55b)$$

$g = 18,0 \text{ cm}$ (Bknz. Bölüm 3.10.3.8)

$d_{bt} = 2,7 \text{ cm}$ = bulon çapı

$k_1 = 0,5 \times 2,1 + 2,7 = 3,75 \text{ cm}$ (Bknz. Şekil 3.16)

$$\Rightarrow C_3 = \frac{18,0}{2} - \frac{2,7}{4} - 3,75 = 4,575 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \alpha_m = 1,48 \times \left(\frac{122,8}{83,58} \right)^{1/3} \times \frac{4,575}{(2,7)^{1/4}} = 6,0$$

$$\Rightarrow t_{cf} = 4 \text{ cm} > \sqrt{\frac{6,0 \times 213,8 \times 4,575}{0,9 \times 3,55 \times (3,5 \times 8,5 + 12,9)}} = 2,56 \text{ cm}$$

Sonuç olarak kolon başlığı çekme kuvvetine dayanabilecek yeterli kalınlığa sahiptir. Bu durumda süreklilik levhası teşkiline gerek yoktur.

3.10.3.10 TALBBD - Basınç Etkisi Altında Kolon Başlık Kalınlığı Kontrolü

■ 2007-DBYBHY uyarınca belirlenen hesap yükleri altında FEMA 350 yönetmeliği §3.6.2.1 maddesi uyarınca, kolon başlık kalınlığının (t_{cf}), giriş başlığından aktarılan basınç etkisi altında uygunluğu aşağıdaki formüle göre kontrol edilecektir.

$$(t_{cf}) \geq (t_{cf})_{\min} = \frac{M_y}{(h_b - t_{bf})(6k + 2t_{pl} + t_{bf})\sigma_{ac}} \quad (\text{FEMA-350, §3.6.2.1, 3-40})$$

Burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

(M_y), (h_b), (t_{bf}), (σ_{ac}) ve (t_{pl}) değerleri daha evvel açıklandığı gibidir

$$k = (t_r + r) = (4 + 2,7) = 6,7 \text{ cm} \quad (\text{Bknz. Şekil 3.17})$$

$$\Rightarrow t_{cf} = 4,0 \text{ cm} > (t_{cf})_{\min} = \frac{125275,0}{(61,0 - 2,4) \times (6 \times 6,7 + 2 \times 5,0 + 2,4) \times 35,5} = 1,15 \text{ cm}$$

Sonuç olarak birleşime giren kolon elemanı başlık kalınlığı basınç etkisine dayanabilecek yeterli kalınlığa sahiptir.

► Kolon başlık kalınlığının yeterli olmaması halinde süreklilik levhaları teşkil edilecektir. Bu birleşim detayı için FEMA-350'de belirtilen hesap adımlarının 7.'sinde süreklilik levhaları teşkil edilmesi gerekmesi halinde kolon elemanı başlık kalınlığı minimum Bölüm 3.10.3.8'de hesaplanan gerekli alın levhası kalınlığı (t_{pl}) kadar olması gerektiği ifade edilmektedir.

3.10.3.11 TALBBD - Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü

Daha evvel Bölüm 3.9.3.13'de tatbik etmiş olduğumuz panel bölgesi kesme dayanımı kontrolünü bu birleşim noktası için tekrarlayacağız. Buna göre, 2007-DBYBHY, §4.3.4.3 maddesi uyarınca kolon-kiriş birleşim detayında, kolon ve giriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi (Bknz. Şekil 3.18) aşağıdaki koşulları sağlayacak biçimde boyutlandırılacaktır.

- Kayma bölgesinde oluşması öngörülen (V_{ke}) kesme kuvveti, düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının 0,8 katına eşit olacaktır.

$$V_{ke} = 0,8 \sum M_{pi} \left(\frac{1}{h_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) \quad (2007-DBYBHY, §4.3.4.3, 4.6)$$

Burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

$$\Rightarrow M_{pi} = \left[M_p + \left(\frac{2M_p}{L'} \right) x \right] = \left[1587,21 + \left(\frac{2 \times 1587,21}{6,322} \right) \times (0,050 + 0,3) \right] = 1763,0 \text{ kNm}$$

$h_b = 61 \text{ cm} =$ kiriş elemanı enkesit yüksekliği

$H_{ort} = 400 \text{ cm} =$ katlar arası ortalama yükseklik

$$\Rightarrow V_{ke} = 0,8 \times 2 \times 1763,0 \times \left(\frac{1}{0,61} - \frac{1}{4,0} \right) = 3919,0 \text{ kN}, \quad \text{olmaktadır.}$$

- Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olabilmesi için kayma bölgesinin (V_p) kesme kuvveti kapasitesinin öngörülen kesme kuvveti (V_{ke})'den büyük olması gerekmektedir. Buna göre:

$$V_p = 0,6 \sigma_a h_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{h_b h_c t_p} \right] \geq V_{ke}, \quad \text{şartı sağlanmalıdır.}$$

$$\Rightarrow V_p = 0,6 \times 35,5 \times 47,8 \times 2,1 \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4^2}{61 \times 47,8 \times 2,1} \right] = 2653,0 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_p = 2653,0 \text{ kN} < V_{ke} = 3919,0 \text{ kN}$$

Görüldüğü üzere panel bölgesi kesme dayanımı yetersizdir. Bu durumda panel bölgesi takviye levhaları ile desteklenecektir.

Şu halde panel bölgesi minimum takviye levhası kalınlığı (t_t) olmak üzere :

$$\bullet \quad V_p = V_{ke} = 0,6 \sigma_a h_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{h_b h_c t_p} \right]$$

$$V_{ke} = 0,6 \times 35,5 \times 47,8 \times (t_{wc} + 2t_t) \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4^2}{61 \times 47,8 \times (t_{wc} + 2t_t)} \right] = 3919 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{ke} = [1018,14 \times (t_{wc} + 2t_t)] + 514,55 = 3919 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow (t_{wc} + 2t_t) = \frac{3919,0 - 514,55}{1018,14} = 3,34 \quad \Rightarrow \quad 2t_t = 3,34 - 2,1 = 1,24 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_{tmin} = \frac{1,24}{2} = 0,62 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad t_t = 0,65 \text{ cm} = 6,5 \text{ mm} \quad , \text{ olmaktadır.}$$

- Takviye levhaları kolon gövdesine kaynakla bağlanacaklardır. Bu durumda kayma bölgesi kalınlığı yönetmelik uyarınca minimum kalınlık şartını sağlayacaktır.

$$t_p \geq t_{min} = u/180 \quad (2007-DBYBHY, \S 4.3.4.3, 4.9)$$

Bu ifadede :

$$u = 2 \times [(47,8 - 2 \times 4) + (61 - 2 \times 2,4)] = 192,0 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_p = (2,1 + 2 \times 0,65) = 3,4 \text{ cm} > t_{min} = 192,0/180 = 1,1 \text{ cm} \quad (\checkmark)$$

3.10.3.12 TALBBD – Birleşim Bölgesi Kaynak Gerilmeleri Kontrolü

■ 2007-DBYBHY uyarınca belirlenen hesap yükleri altında alın levhası ile kiriş birleşim bölgesi ara yüzünde uygulanması tasarlanan kaynak düzeni Şekil 3.26'daki gibi olacaktır. Buna göre bu noktada kaynakların gerilme hesabına esas teşkil edecek kesit tesirleri ile 2007-DBYBHY, Madde §4.2.5 uyarınca izin verilen gerilme sınır değerleri aşağıdaki gibi göz önüne alınacaktır.

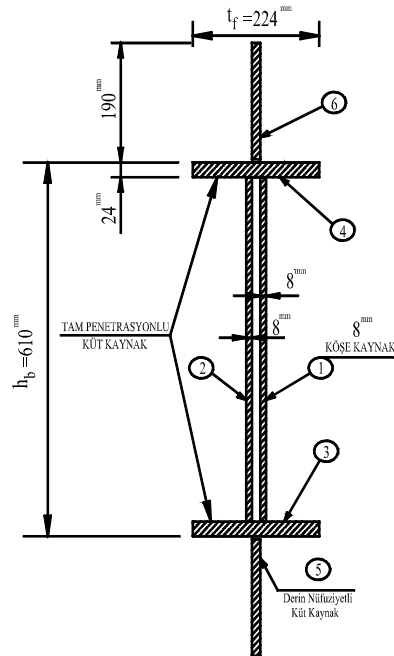
- ◆ Kesit Tesirleri :

$$V_e = 640,9 \text{ kN} \quad , \quad (M_y = 125275,0 \text{ kNcm}) \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.10.3.5})$$

- ◆ Birleşim Elemanlarının 2007-DBYBHY Uyarınca Gerilme Sınır Değerleri:

$$\text{Tam penetrasyonlu küt kaynak: } \sigma_k = \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.10.3.1})$$

Köşe kaynak: $(1,7 \sigma_{em}) \Rightarrow \sigma_{kk} = \tau_{kk} = 1,7 \times 15,0 = 25,5 \text{ kN/cm}^2$



Şekil 3.26: TALBBD - Alın Levhası Yüzünde Kaynak Kesidi

Tablo 3.22: TALBBD-Birleşim Noktası Arayüz Kesit Değerleri

Kesit No	a (cm)	b (cm)	A (cm) ²	y (cm)	A.(y) ² (cm) ⁴	lo (cm) ⁴
1	0.8	56.2	44.96	0.00	0.00	11833.62
2	0.8	56.2	44.96	0.00	0.00	11833.62
3	2.4	22.4	53.76	29.30	46152.42	25.80
4	2.4	22.4	53.76	29.30	46152.42	25.80
5	1.5	19	28.50	40.25	46171.78	857.38
6	1.5	19	28.50	40.25	46171.78	857.38
Toplam					184648.41	25433.60

- ◆ Derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri için kontrol :

$$\Rightarrow I_t = [A(y)^2_{\text{top}}] + (I_0)_{\text{top}} = 184648,41 + 25433,60 = 210082,0 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow W_t = I_t / (h_b / 2) = (210082,0 / 50,0) = 4201,64 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{\text{maks}} = \frac{M_y}{W_t} = \frac{125275,0}{4201,61} = 29,82 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_k = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

- ◆ Köşe kaynak dikişleri için kontrol :

$$\Rightarrow W_t = I_t / (h_1 / 2) = (210082,0 / 28,1) = 7476,23 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_k = \frac{M_y}{W_t} = \frac{125275,0}{7476,23} = 16,76 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{kk} = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

$$\Rightarrow \tau_k = \frac{V_e}{2A_k} = \frac{640,9}{2 \times (56,2 - 2 \times 0,8) \times 0,8} = 7,34 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kk} = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

$$\Rightarrow \sigma_v = \sqrt{(\sigma_k^2 + \tau_k^2)} = \sqrt{(16,8^2 + 7,34^2)} = 18,33 \text{ kN/cm}^2 \cong \sigma_{vk} = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

- ◆ Aynı zamanda esas metal net kesit alanına etkiyen kayma gerilmesi esas metal (St52) akma mukavemetinin %40'ını aşmamalıdır. Buna göre :

$$\text{Kiriş gövdesi için : } (1,7 \sigma_{em}) \Rightarrow \tau_{ks} = 1,7 \times 35,5 \times 0,40 = 24,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_s = \frac{V_e}{A_g} = \frac{640,9}{56,2 \times 1,5} = 7,60 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{ks} = 24,14 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

3.10.3.13 TALBBD – Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolü

Güçlü kolon zayıf kiriş tahkiki daha evvel Bölüm 3.9.3.15'de detaylı biçimde açıklandığı üzere, 2007-DBYBHY, §4.3.2 maddesi uyarınca Denk.(3.45)'de ifade edilen koşulu gerçekleyecek biçimde yapılacaktır. Buna göre, çerçeve türü sistemlerde göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon-kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının (1,1D_a) katından daha büyük olacaktır (Bknz. Şekil 3.21).

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1,1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj}) \quad (2007-DBYBHY, §4.3.2.1,4.3)$$

Tasarım örneğimizde, takviyeli alın levhalı bulonlu birleşim detayı Şekil 3.3'de de görülen birleşim noktasında uygulanacak olup bu noktada birleşen kolon ve kiriş elemanları için yönetmelik uyarınca kapasite hesabı aşağıdaki gibi tatbik edilecektir. Bu noktada birleşimde oluşması öngörülen plastik mafsallın daha evvel hesabını yaptığımız üzere kolon ekseninden (l_n) mesafe uzakta kiriş üzerinde oluşacağı göz önünde bulundurulacaktır.

◆ Kiriş Elemanı Kapasite Hesabı :

$$M_{pi} = M_{pj} = W_p \sigma_a = 4471,0 \times 35,5 = 158720,5 \text{ kNcm} = 1587,21 \text{ kNm}$$

2007-DBYBHY uyarınca TALBBD için öngörülen plastik mafsallık noktası kolon yüzünden ($l_{st} + t_{pl}$) mesafede olduğu için ilave moment etkisi oluşacaktır.

$$\Rightarrow V_p = \frac{2M_p}{L'} = \frac{2 \times 1587,21}{6,322} = 502,1 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow M_{vi} = M_{vj} = V_p(x) = 502,1 \times 0,35 = 175,74 \text{ kNm}, \quad \text{olmaktadır.}$$

◆ Kolon Elemanı Kapasite Hesabı:

Kolon elemanı kapasite hesabı daha evvel Bölüm 3.9.3.15'de detaylı biçimde açıklandığı üzere AISC 341-05'de ifade edildiği şekliyle hesap edilecektir. Buna göre :

$$M_{pc} = W_p \left(\sigma_a - \frac{N}{A} \right)$$

(N) = Deprem her iki yönü de göz önüne alındığında kolon elemanı eğilme momenti kapasitesini en küçük yapan tasarım eksenel kuvveti.

$$(N_a) = 396,32 \text{ kN}, \quad (N_{\bar{u}}) = 630,69 \text{ kN} \quad (\text{Bknz. Şekil 3.3, 1 aksı moment çerçevesi})$$

$$\Rightarrow M_{pa} = 6331 \times (35,5 - 396,32/335) = 217260,6 \text{ kNcm} = 2172,6 \text{ kNm}$$

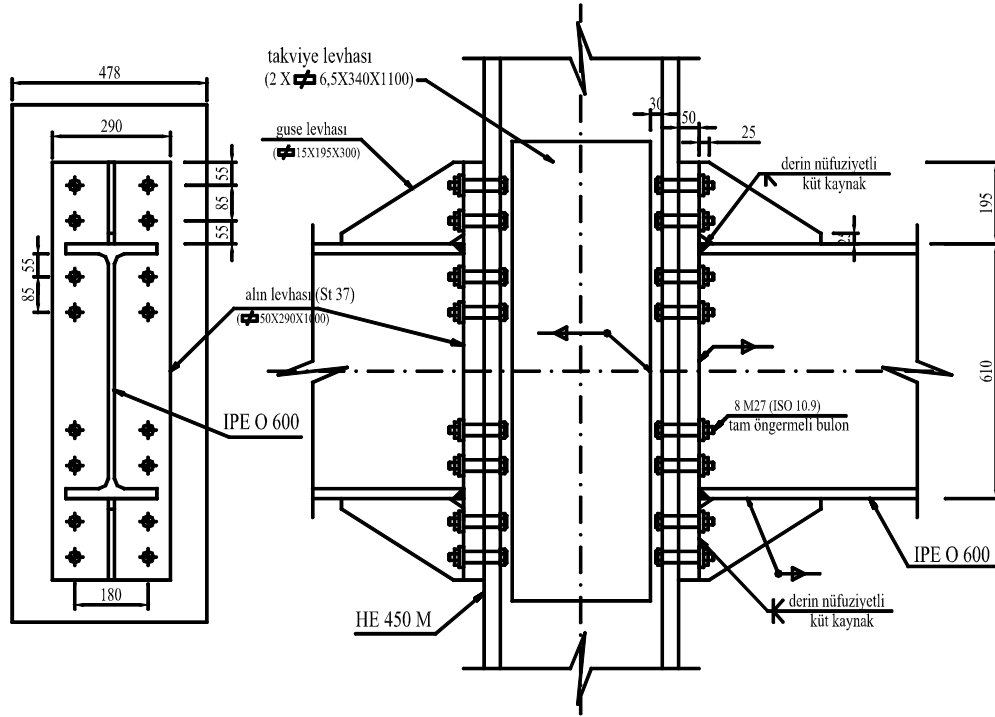
$$\Rightarrow M_{p\bar{u}} = 6331 \times (35,5 - 630,69/335) = 212831,4 \text{ kNcm} = 2128,3 \text{ kNm}$$

◆ Bu durumda kapasite oranı aşağıdaki gibidir.

$$\Rightarrow (M_{pa} + M_{p\bar{u}}) = 2172,6 + 2128,3 = 4300,9 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow 1,1D_a [2(M_{pi} + M_{vi})] = 1,1 \times 1,1 \times [2 \times (1587,21 + 175,74)] = 4266,34 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \frac{(M_{pa} + M_{p\bar{u}})}{1,1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj})} = \frac{4300,9}{4266,34} = 1,01 \quad (\checkmark)$$



Şekil 3.27: Takviyeli Alın Levhalı Birleşim Uygulama Detayı (2007-DBYBHY)

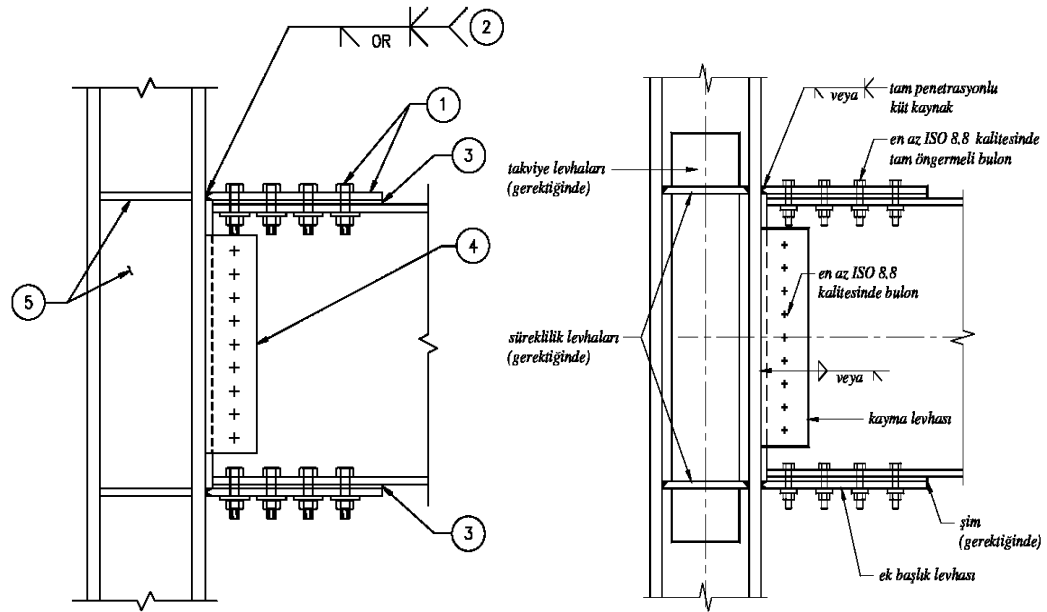
► Şekil 3.27'deki Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı 2007-DBYBHY uyarınca elde edilen kesit tesirleri altında Şekil 3.3'deki (1) aksı moment çerçevesi üzerinde uygulama detayı olarak elde edilmiştir. Daha evvel Bölüm 3.10.3.5'de ifade edilen açıklamalar doğrultusunda detay nispeten daha elverişsiz düşey yük kesit tesirlerine maruz (C) aksı moment çerçevesi üzerinde her iki yönetmelik açısından da uygulanabilir olarak görülmemiştir. Öyle ki, FEMA-350'de alın levhası için öngörülen minimum kalınlık şartı sağlanamamıştır. Bu noktada ifade edilen tahkik kriteri amprik bir ifadeye dayalı olup sağlıklı bir değerlendirme yapma imkanı sağlamamaktadır.

Sonuç olarak ifade edilen durumlar ve birleşim teşkil noktası da göz önünde bulundurulduğunda ALBBBD ve TALBBBD'nin daha evvel bahsedildiği üzere AISC 358-05 yönetmeliğinde mevcut hesap kriterlerince boyutlandırılması nispeten daha elverişli ve uygulanabilir detaylar elde edilebilmesine olanak sağlayacaktır. Zira, AISC 358-05'de her öngörülen hesap adımları kullanılarak her iki detay için yapılan ön boyutlandırmada uygulanabilirlik açısından daha elverişli sonuçların elde edildiği görülmüştür.

3.11 Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı

Kolon-kiriş birleşim bölgesinin alın levhasız bulonlu birleşimi 2007-DBYBHY, Bölüm §4A.2.3 ve FEMA-350 yönetmeliği Bölüm §3.6.3'de ifade edilen tasarım ilkeleri uyarınca, Şekil 3.4'de belirtilen (C) aksı moment çerçevesi üzerinde mevcut 3. kat birleşim noktasındaki (HE 450 M) kolon elamanı ile (IPE 600) kiriş elemanı kullanılıp aşağıda belirtilen açıklamalar ve hesap adımları takip edilerek tasarlanacaktır.

3.11.1 Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı - Konstrüktif Açıklamalar



Şekil 3.28: Alın Levhasız Bulonlu Birleşim (FEMA-350/2007-DBYBHY)

1. En az ISO 8.8 kalitesinde tam öngermeli yüksek mukavemetli bulon ve kiriş üst başlığında uygulanacak ek başlık levhası. Kiriş başlıklarındaki bulon delikleri izin verilen standart çapta olup ek başlık levhası delikleri AISC 360-05 Tablo J3.3'de de tanımlandığı şekliyle dikdörtgen formda daha büyük en/boy (oversize hole) oranı ile açılacaktır. Gerekmesi halinde montaj pulu kullanılacaktır.
2. Tam penetrasyonlu yarım (V) küt kaynak dikişi veya yarım (X) küt kaynak dikişi. Kaynaklar şantiyede veya fabrikada yapılabilir. Her durumda bu kaynakların kalitesi kontrol edilecektir. Yarım (V) küt kaynak dikişi uygulanması halinde karşılama parçası yerinden alınarak bu bölge minimum 8^{mm}'lik köşe kaynağı ile

güçlendirilir. Yarım (X) küt kaynak uygulanması durumunda ilk kısım küt kaynağın çekilmesinin ardından önce kaynak karşılama parçası yerinden alınıp bu bölge güçlendirilir, daha sonra ikinci kısım küt kaynak imalatı yapılır.

3. Gerekmesi halinde şim kullanılabilir.
 4. En az ISO 8.8 kalitesinde bulon ve kiriş gövdesi kayma levhası. Kiriş gövdesinde açılacak bulon delikleri standart çapta olup kayma levhasında (short-slotted-horizontal) öngerme etkilerinin tam aktarılması için dikdörtgen formda delik olacaktır. Kayma levhasının kolon başlığına birleşimi çift köşe kaynak veya yarım (V) küt kaynak dikişleri vasıtasıyla sağlanacaktır.
 5. Gerekmesi halinde süreklilik levhaları ve kayma bölgesi takviye levhaları.
- Şekil 3.28’de de görüldüğü üzere FEMA-350 yönetmeliği uyarınca Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı için testler neticesinde geliştirilmiş olan konstrüktif uygulama kriterlerinin 2007-DBYBHY’de de değişikliğe uğramadan aynı şekilde tatbik edilmesi gerektiği ifade edilmiştir.

3.11.2 Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı – Uygulama Sınırları

2007-DBYBHY, Bölüm §4A.2.3 ve FEMA–350 yönetmeliği Bölüm §3.6.3’de belirtilen tasarım ilkeleri uyarınca alın levhasız bulonlu kolon-kiriş birleşim detayının sünelik düzeyi yüksek çerçevelerde uygulanabilmesi için, birleşim detayı parametrelerinin aşağıda Tablo 3.23’de belirtilen uygulama sınırlarını sağlaması gerekmektedir.

Tablo 3.23: Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayının Uygulama Sınırları

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları	Örnek Yapıdaki Durum	X / √
Kiriş ve kolon için izin verilen malzeme sınıfı(*)	St 52	St 52	√
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 800 mm	600 mm (IPE 600)	√
Kiriş açıklığı/enkesit yüksekliği oranı	≥ 8	(750-47,8)/60=11,7	√
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 20 mm	19 mm	√
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm	478 mm (HE 450 M)	√
Bulon sınıfı	ISO 8.8 / ISO 10.9	ISO 10.9	√
En büyük bulon boyutu	M30	<M30	√
Bulon öngerme koşulları	Tam öngerme	Tam öngerme	√
Ek başlık levhası malzeme sınıfı	St 37, St 52	St 52	√
Başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak	Tam penetrasyonlu yarım V küt kaynak dikişi	√

(*) Birleşime girecek kolon ve kiriş elemanı için izin verilen malzeme sınıfı kriteri son yapılan revizyon neticesinde 2007-DBYBHY’de uygulama sınırı olmaktan çıkarılmış olup FEMA-350’de mevcuttur.

3.11.3 Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı (LBBD) – Uygulamalı Tasarım

Yöntemi

Alın levhasız bulonlu birleşim, detayda mevcut bulonlar, flanş levhası ve kayma levhası gibi parametreler düşünüldüğünde plastikleşme kırışte başlayacak şekilde tam dayanımlı olacak biçimde boyutlandırılacaktır. Zira bulonlarda, ek başlık levhasında veya kayma levhasında, kırışte dikte edilecek olan plastik mafsallardan önce plastikleşme olayının başlaması istenmeyen bir durumdur. Bu bağlamda ek başlık levhası, bulonlar ve kaynaklar, plastikleşme bu elemanlar üzerinde oluşmayacak şekilde tasarlanacaktır.

Bu birleşim şeklinde, ek başlık levhası kırış başlığına tam öngermeli bulonlar vasıtasıyla, kolon başlığına ise derin nüfuziyetli yarım veya tam (V) küt kaynak dikişi kullanılarak bağlanmaktadır. Bununla birlikte 2007-DBYBHY’de ek başlık levhası ve kırış başlıklarında açılacak olan bulon delikleri ile alakalı uyulması gereken uygulama sınırlarına yer verilmediğinden dolayı bu noktalarda tatbik edilmesi gereken detayların FEMA-350’de ifade edildiği şekliyle göz önüne alınması detayın yük aktarma prensibine uyulabilmesi açısından önemlidir. Bu noktada flanş levhasında bulonlar için açılan delikler AISC 360-05’de de tariflendiği şekliyle (oversize), yani daha büyük çaplı açılacaklardır. Kayma levhası üzerindeki bulon delikleri ise yine aynı yönetmelikte belirtildiği gibi (short-slotted-horizontal), yani yatay kenarı diğer kenarına nazaran daha kısa ($a \times b$) olan dikdörtgen formda açılacaktır. Kayma levhası ise kolon başlığına çift köşe kaynaklar veya derin nüfuziyetli yarım (V) küt kaynaklar vasıtasıyla bağlanmaktadır (Bknz. Şekil 3.28). Derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri için, akma sınır gerilmesi ve çekme mukavemeti en az birleştirdiği profillerin malzemesininki kadar ($\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$) olan elektrodlar kullanılacaktır. Moment ve kesme kuvveti flanş levhasında ve kayma levhasında teşkil edilecek kaynaklar vasıtasıyla taşınacaktır. Bu birleşimin hesabının ana adımları sırasıyla aşağıdaki gibi tatbik edilecektir.

3.11.3.1 LBBD- Eleman Karakteristik ve Kesit Özellikleri

- Kolon Elemanı: (HE 450 M)

Malzeme Sınıfı: St52 $\sigma_k = 51,0 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

$h_c = 478 \text{ mm}$; $b_{cf} = 307 \text{ mm}$; $t_{cw} = 21 \text{ mm}$; $t_{cf} = 40 \text{ mm}$; $r = 27 \text{ mm}$

$A = 335 \text{ cm}^2$; $I_x = 131500 \text{ cm}^4$; $W_{px} = 6331 \text{ cm}^3$; $W_x = 5502,1 \text{ cm}^3$

- Kiriş Elemanı: (IPE 600)

Malzeme Sınıfı: St52 $\sigma_k = 51,0 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

$h_b = 600 \text{ mm}$; $b_{bf} = 220 \text{ mm}$; $t_{bw} = 12 \text{ mm}$; $t_{bf} = 19 \text{ mm}$; $r = 24 \text{ mm}$

$A = 156 \text{ cm}^2$; $I_x = 92080 \text{ cm}^4$; $W_{px} = 3512 \text{ cm}^3$; $W_x = 3069,33 \text{ cm}^3$

- Ek Başlık Levhası :

Malzeme Sınıfı: St52 $\sigma_k = 51,0 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

- Kayma Levhası :

Malzeme Sınıfı: St52 $\sigma_k = 51,0 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

- Yüksek Mukavemetli Tam Öngermeli Bulon (ISO 10.9) :

Karakteristik çekme dayanımı; $\sigma_z = 100,0 \text{ kN/cm}^2$

Bulonda dış açılmış kesitin kayma düzleminde olmadığı durum için karakteristik

kayma dayanımı ; $\tau_z \cong 0,50\sigma_z = 0,50 \times 100,0 = 50,0 \text{ kN/cm}^2$

- ♦ AISC 360-05'e göre bulonun dış dibi enkesit alanının çekme emniyet gerilmesi:

$$\sigma_{zem} = \frac{0,75 \times \sigma_z}{\Omega} = \frac{0,75 \times 100,0}{2} = 37,5 \text{ kN/cm}^2, \text{ olarak göz önüne alınacaktır.}$$

- ♦ AISC 360-05'e göre bulonda dış açılmış enkesit alanı kayma düzleminde olmadığı düşünülerek kayma emniyet gerilmesi:

$$\tau_{em} = \frac{0,50 \times \sigma_z}{\Omega} = \frac{0,50 \times 100,0}{2} = 25,0 \text{ kN/cm}^2, \text{ olarak göz önüne alınacaktır.}$$

- Yüksek Mukavemetli Bulon (ISO 8.8) :

Karakteristik çekme dayanımı; $\sigma_z = 80,0 \text{ kN/cm}^2$

Bulonda dış açılmış kesitin kayma düzleminde olmadığı durum için karakteristik

kayma dayanımı ; $\tau_z \cong 0,50\sigma_z = 0,50 \times 80 = 40,0 \text{ kN/cm}^2$

$$\Rightarrow \sigma_{zem} = \frac{0,75 \times \sigma_z}{\Omega} = \frac{0,75 \times 80,0}{2} = 30,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_{em} = \frac{0,50 \times \sigma_z}{\Omega} = \frac{0,50 \times 80,0}{2} = 20,0 \text{ kN/cm}^2$$

- Kaynak Elektrodu: (AWS - E70XX)

Seçilecek olan kaynak elektrodu esas metal ile uyumlu olacaktır. Bu noktada AISC 360–05 Bölüm J2’de belirtildiği üzere akma dayanımı 25~42 kN/cm² aralığındaki esas metalle uyumlu olarak AWS gösterimi E70XX (ksi) olan elektrodlar kullanılmaktadır. AWS’ye göre elektrodlar karakteristik çekme dayanımları ile ifade edilmektedir. E70 olarak da gösterilen elektrodun karakteristik çekme dayanımı 70 ksi $\approx$ 485 Mpa’dır. Buna göre :

Esas Metal $\rightarrow$ St 52 ($\sigma_{ab} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$)

İlave Metal $\rightarrow$ AWS – E70XX ($\sigma_{kk} = 70,0 \text{ ksi} \cong 48,5 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_{ak} \cong 40,0 \text{ kN/cm}^2$)

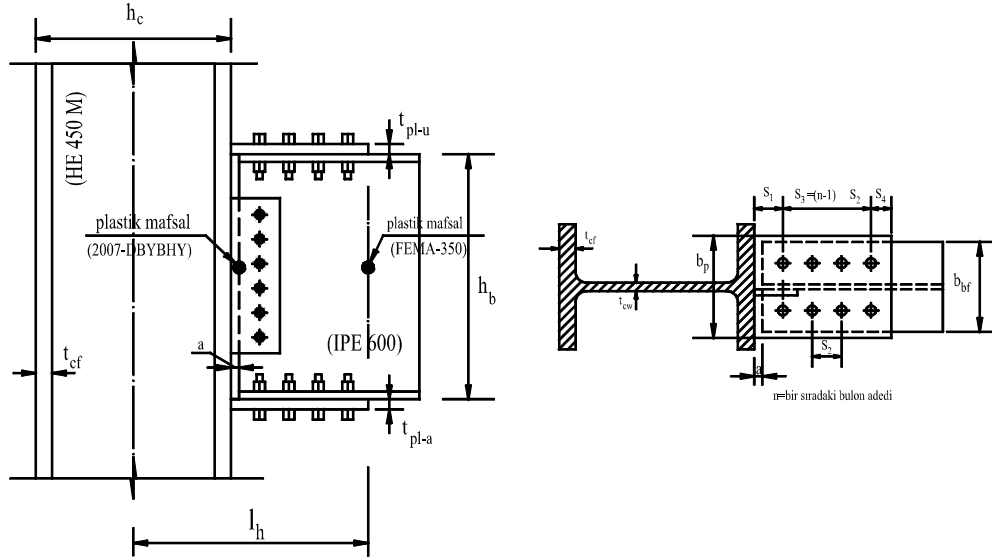
- ♦ Küt kaynak dikişlerinin çekme ve basınç etkileri altında tahkikinde göz önüne alınacak sınır gerilmesi AISC 360-05, Tablo J2.5 ve 2007-DBYBHY, Madde §4.2.5 uyarınca esas metalin akma mukavemeti kadar olacaktır.

$$\sigma_k = \sigma_{ab} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

- ♦ Köşe kaynak dikişleri için AISC 360-05, Tablo J2.5 uyarınca emniyet katsayısı ($\Omega=2$) olmak üzere, kaynak dikişi hesap alanı üzerinde kayma; doğrultusu ne olursa olsun çekme/basınç emniyet gerilmesi:

$$\sigma_{kem} = \tau_{kem} = \frac{0,60 \sigma_{E70XX}}{\Omega} = \frac{0,60 \times 48,5}{2} \cong 15,0 \text{ kN/cm}^2, \text{ olmaktadır.}$$

3.11.3.2 LBBD – Birleşim Geometrisi ve Plastik Mafsal Noktası



Şekil 3.29: LBBD-Birleşim Geometrisi

● FEMA-350 yönetmeliği Tablo (3-10) uyarınca takviyeli alın levhalı bulonlu birleşim için plastik mafsalın yeri Şekil 3.29'da da görüldüğü gibi kolon ekseninden itibaren aşağıdaki şekilde hesaplanacaktır.

$$l_h = \frac{h_c}{2} + L_p \quad (3.56)$$

Bu ifadede (h_c) kolon elemanı kesit yüksekliğini, (L_p) flanş levhası hesap uzunluğunu ifade etmektedir. Flanş levhası uzunluğunun hesabı için öncelikle Şekil 29'da görülen S_1 , S_2 , S_3 ve S_4 parametrelerine karar vermek gerekir. Bunun için flaş levhası ile kiriş başlığını birleştiren yüksek mukavemetli bulonu (M24) olarak seçersek:

$$S_1 = 2d_{bt} + a = 2 \times 2,4 + 2,0 = 6,8 \text{ cm} \cong 7,0 \text{ cm}$$

$$S_2 = 3d_{bt} = 3 \times 2,4 = 7,2 \text{ cm} \cong 7,5 \text{ cm}$$

$$S_3 = (n - 1)S_2 = (4 - 1) \times 7,5 = 22,5 \text{ cm}$$

$$S_4 = 2d_{bt} = 2 \times 2,4 = 4,8 \text{ cm} \cong 5,0 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow L_p = S_1 + S_3 + S_4 = 7,0 + 22,5 + 5,0 = 34,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow I_h = \frac{478}{2} + 345 = 584 \text{ mm} = 58,4 \text{ cm}$$

- $L' = L - 2 I_h = (750 - 2 \times 58,4) = 633,2 \text{ cm.} = 6,332 \text{ mt.}$ (Kiriş elamanının her iki ucunda oluşması beklenen plastik mafsalları arasında kalan mesafe)

■ 2007-DBYBHY, §4.3.4.1.b maddesi uyarınca alın levhasız bulonlu birleşim için plastik mafsalları Şekil 3.29'da da görüldüğü gibi kolon yüzünde oluşacağı öngörülmüştür.

- $I_h = \frac{h_c}{2} + a = \frac{478}{2} + 20 = 259 \text{ mm} \Rightarrow L' = (7,50 - 2 \times 0,259) = 6,982 \text{ mt}$

3.11.3.3 LBBD - Plastik Mafsallardaki Plastik Moment Kapasitesi Hesabı

Daha evvel Bölüm 3.9.3.3'de detaylı biçimde açıklandığı üzere 2007-DBYBHY ve FEMA-350 yönetmeliklerinin ilgili maddeleri uyarınca alın levhasız bulonlu birleşim detayı için plastik mafsallardaki plastik moment kapasite değerleri aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

$$M_p = W_p \sigma_a = 3512,0 \times 35,5 = 124676,0 \text{ kNcm} = 1246,8 \text{ kNm} , \text{ olmaktadır.}$$

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$$M_{pr} = C_{pr} R_y W_p \sigma_a = 1,2 \times 1,1 \times 3512,0 \times 35,5 = 164572,0 \text{ kNcm} = 1645,7 \text{ kNm}$$

3.11.3.4 LBBD - Plastik Mafsallardaki Kesme Kuvveti Hesabı

Daha evvel Bölüm 3.9.3.4'de detaylı biçimde açıklandığı üzere 2007-DBYBHY ve FEMA-350 yönetmeliklerinin ilgili maddeleri uyarınca plastik kesme kuvvetine ilave olarak kiriş üzerinde mevcut normal kat ölü ve hareketli yüklerinden dolayı oluşan kesme kuvveti etkilerinin toplamı aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

$$V_e = V_{dy} \pm 1,1D_a \left(\frac{2M_p}{L'} \right) = V_D + V_L + 1,1D_a \left(\frac{2M_p}{L'} \right)$$

Plastik mafsallarda ölü ve hareketli yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti değerleri yapının bilgisayar modeli üzerinden elde edilmiştir.

$$\Rightarrow V_e = 68,88 + 75,58 + \left[1,1 \times 1,1 \times \left(\frac{2 \times 1246,8}{6,982} \right) \right] \cong 576,6 \text{ kN}$$

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$$V_p = V_{dy} \pm \left(\frac{2M_{pr}}{L'} \right) = (1,2V_D) + (0,5V_L) + \left(\frac{2M_{pr}}{L'} \right)$$

$$\Rightarrow V_p = (1,2 \times 68,88) + (0,5 \times 75,58) + \left(\frac{2 \times 1645,7}{6,332} \right) \cong 640,3 \text{ kN}$$

3.11.3.5 LBBD - Kolon Yüzündeki ve Kolon Eksenindeki Moment Değerlerinin Hesabı

Bölüm 3.9.3.5 ve Şekil 3.15'de detaylı biçimde açıklandığı üzere, 2007-DBYBHY ve FEMA-350 yönetmeliklerinin ilgili maddeleri uyarınca kolon yüzü (M_y) ve kolon eksenindeki (M_e) moment değerleri aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

■ 2007-DBYBHY, §4.3.4.1.b maddesi uyarınca birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı, birleşen kirişin kolon yüzündeki plastik moment kapasitesinin ($0,80 \times 1,1D_a$) katından daha az olmayacaktır.

$$M_y = (0,80 \times 1,1D_a)M_p = 0,80 \times 1,1 \times 1,1 \times 1246,8 = 1207,0 \text{ kNm}$$

Aynı zamanda yönetmelik uyarınca hesap edilen (M_y) momenti, düşey yükler ve deprem yükü azaltma katsayısının ($R = 1,5$) değeri için hesaplanan deprem yüklerinin ortak etkisi altında meydana gelen eğilme momentini aşmayacaktır.

$$M_L = (M_{DL}) + (M_{LL}) + \left(\frac{M_E R_1}{R_2} \right) \geq M_y$$

$$M_L = (95,95) + (106,69) + \left(\frac{191,84 \times 8}{1,5} \right) = 1225,8 \text{ kNm} \geq M_y = 1207,0 \text{ kNm}$$

Sonuç olarak 2007-DBYBHY uyarınca birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı ($M_y = 1207,0 \text{ kNm}$), olarak göz önüne alınacaktır.

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

◆ Kolon yüzünde :

$$M_y = M_{pr} + V_p(x) = 1645,7 + 640,3 \times 0,345 \cong 1866,6 \text{ kNm}$$

◆ Kolon ekseninde :

$$M_e = M_{pr} + V_p(l_h) = 1645,7 + 640,3 \times 0,584 \cong 2019,6 \text{ kNm}$$

◆ FEMA-350 yönetmeliği §3.2.8 maddesi uyarınca alın levhasız bulonlu birleşim detayında mevcut ek başlık levhası ve bulonların tasarımına esas teşkil edecek kolon yüzü moment değeri aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

$$M_{yy} = C_y M_y \quad (3.57)$$

Bu denklemdeki ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{W_{px}}{W_x}} = \frac{1}{1,20 \times \frac{3512}{3069,33}} = 0,73 \quad (3.57a)$$

$$C_{pr} = \frac{\sigma_a + \sigma_u}{2\sigma_a} = \frac{35,5 + 51,0}{2 \times 35,5} \cong 1,2 \quad (3.57b)$$

C_{pr} = birleşime ait sınır dayanım katsayısını ifade etmektedir.

$$\Rightarrow M_{yy} = C_y M_y = 0,73 \times 1866,6 = 1362,6 \text{ kNm}, \text{ olmaktadır.}$$

Bu değer, FEMA-350 yönetmeliği uyarınca tasarımda kullanılacak hesap yükü olarak ileriki adımlarda göz önünde bulundurulacaktır.

3.11.3.6 LBB - Panel Bölgesi Kalınlık Kontrolü

Alın levhasız bulonlu birleşim detayı için, bu detayda mevcut birleşim elemanlarının kapasiteleri göz önüne alındığında sistemin öngörülen stabiliteyi sağlayabilmesi ve istenilen performansı gösterebilmesi açısından ideal olan akma göçmesinin kiriş başlığı, panel bölgesi ve başlık levhasının kombinasyonu ile sağlandığı gözlemlenmiştir. Bundan dolayıdır ki panel bölgesi kalınlığının (t_p) yapılan tahkikler neticesinde elde edilen minimum kalınlık gereksiniminin 1,5 katını aşmaması istenmektedir. Bu noktada, 2007-DBYBHY ve FEMA-350 yönetmelikleri uyarınca ayrı ayrı panel bölgesi kesme dayanımı tahkiki ve minimum kalınlık kontrolü yapmak gerekmektedir. Her iki yönetmelik açısından panel bölgesi kesme dayanımı ve kalınlık kontrolü aşağıdaki gibi yapılacaktır.

■ 2007-DBYBHY, §4.3.4.3 maddesi uyarınca kolon-kiriş birleşim detayında , kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi (Bknz. Bölüm 3.9.3.13 / Şekil 3.18) aşağıdaki koşulları sağlayacak biçimde boyutlandırılacaktır.

$$\bullet \quad V_{ke} = 0,8 \sum M_{pi} \left(\frac{1}{h_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right)$$

$$h_b = (60,0 + 2t_{pl}) = 65,0 \text{ cm} = \text{ek başlık levhaları dış yüzleri arası derinlik}$$

$$t_{pl} = 2,50 \text{ cm} = \text{ek başlık levhası kalınlığı} \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.11.3.7})$$

$$H_{ort} = 400 \text{ cm} = \text{katlar arası ortalama yükseklik}$$

$$\Rightarrow V_{ke} = 0,8 \times 2 \times 1207,0 \times \left(\frac{1}{0,65} - \frac{1}{4,0} \right) = 2488,3 \text{ kN}$$

$$\bullet \quad V_p = 0,6 \sigma_a h_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{h_b h_c t_p} \right] \geq V_{ke}, \quad \text{şartı sağlanmalıdır.}$$

$$\Rightarrow V_p = 0,6 \times 35,5 \times 47,8 \times 2,1 \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4,0^2}{65,0 \times 47,8 \times 2,1} \right] = 2621,0 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_p = 2621,0 \text{ kN} > V_{ke} = 2488,3 \text{ kN}$$

Görüldüğü üzere panel bölgesi kesme dayanımı yeterlidir. Bu durum için gerekli minimum levha kalınlığı aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

$$V_{ke} = 0,6 \times 35,5 \times 47,8 \times (t_{wc}) \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4,0^2}{65,0 \times 47,8 \times (t_{wc})} \right] = 2488,3 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{ke} = [1018,14 \times (t_{wc})] + 482,89 = 2488,3 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow (t_{wc}) = \frac{2488,3 - 482,89}{1018,14} = 1,97$$

$$\Rightarrow O_{DBYBHY} = \frac{t_{cw}}{t} = \frac{2,1}{1,97} = 1,07 < O_{maks} = 1,5$$

● FEMA-350 yönetmeliği, Madde §3.3.3.2 uyarınca panel bölgesi kontrolü önceki birleşim detaylarında olduğu gibi (t_p) :

$$t_p \geq t = \frac{C_y M_e \frac{H - h_b}{H}}{(0,9)0,6\sigma_a R_y h_c (h_b - t_{bf})}, \text{ şartını sağlamalıdır.}$$

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{W_{px}}{W_x}} = \frac{1}{1,20 \times \frac{3512}{3069,33}} = 0,73$$

$$C_{pr} = \frac{\sigma_a + \sigma_u}{2\sigma_a} = \frac{35,5 + 51,0}{2 \times 35,5} \cong 1,2$$

$$M_e = 2019,6 \text{ kNm} = 201960,0 \text{ kNcm}$$

$H = 400 \text{ cm}$ = panel bölgesi üstü ve altı ortalama kat yüksekliği

$h_b = (60 + 2t_{pl}) = 65,5 \text{ cm}$ = ek başlık levhaları dış yüzleri arası derinlik

$h_c = 47,8 \text{ cm}$ = kolon elemanı enkesit yüksekliği

$t_{fb} = t_{pl} = 2,75 \text{ cm}$ = ek başlık levhası kalınlığı (Bknz. Bölüm 3.11.3.7)

$\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ = kolon elemanı karakteristik akma dayanımı

$R_y = D_a = 1,1$ (FEMA 350, §2.6.2, Tablo 2.1)

$$\Rightarrow t = \frac{0,73 \times 201960,0 \times \left(\frac{400 - 60}{400} \right)}{0,9 \times 0,6 \times 35,5 \times 1,1 \times 47,8 \times (65,5 - 2,75)} = 1,98 \text{ cm} < t_p = t_{wc} = 2,1 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow O_{FEMA} = \frac{t_{cw}}{t} = \frac{2,1}{1,98} = 1,06 < O_{maks} = 1,5 \quad (\checkmark)$$

Sonuç olarak her iki yönetmelik açısından da istenilen kriter sağlanmıştır.

3.11.3.7 LBBD - Ek Başlık (Flanş) Levhası Minimum Kalınlık Hesabı

FEMA-350 yönetmeliği §3.6.3.1 maddesi uyarınca, ilgili yönetmeliklerin hesap yükleri altında, gerekli minimum ek başlık levhası kalınlığı (t_{pl}) aşağıdaki denklem yardımıyla hesaplanacaktır.

$$(t_{pl})_{min} = \frac{h_b - \sqrt{\left(h_b^2 - \frac{4,4 M_{yy}}{\sigma_a b_p} \right)}}{2} \quad (3.58)$$

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

$h_b = 60 \text{ cm}$ = giriş elemanı enkesit yüksekliği

$M_{yy} = M_y = 1207,0 \text{ kNm} = 120700,0 \text{ kNcm}$ (Bknz. Bölüm 3.11.3.5)

$\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ = ek başlık levhası akma dayanımı

$b_p = 28 \text{ cm}$ = birleşim geometrisi göz önüne alındığında yaklaşık olarak ek başlık levhası genişliği

$$\Rightarrow (t_{pl})_{min} = \frac{60 - \sqrt{\left(60^2 - \frac{4,4 \times 120700}{35,5 \times 28} \right)}}{2} \cong 2,32 \text{ cm}$$

Bölüm 3.11.3.6'da ifade edilen dengeli akma durumunun sağlanabilmesi açısından ek başlık levhası kalınlığının gerekli minimum kalınlıktan çok daha büyük göz önüne alınması tavsiye edilmemektedir. Bu durumda 2007-DBYBHY hesap yükleri altında ($t_{pl} = 2,5 \text{ cm}$) olmaktadır.

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$$M_{yy} = 1362,6 \text{ kNm} = 136260,0 \text{ kNcm} \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.11.3.5})$$

$$\Rightarrow (t_{pl})_{\min} = \frac{60 - \sqrt{60^2 - \frac{4,4 \times 136260}{35,5 \times 28}}}{2} \cong 2,63 \text{ cm}$$

Bu durumda FEMA–350 yönetmeliği hesap yükleri altında ($t_{pl} = 2,75 \text{ cm}$) olmaktadır.

3.11.3.8 LBBD - Kesme Göçmesine Karşı Başlık Bulonlarının Kontrolü

FEMA-350 yönetmeliği §3.6.3.1 maddesi uyarınca Denk.(3.59) yardımıyla, ilgili yönetmeliklerin hesap yükleri altında, ek başlık levhası ile giriş başlığını bağlayan bulonların kesme kuvvetinden dolayı göçmelerini önlemek için gerekli (d_{bt}) bulon çapı ve adedi aşağıdaki gibi kontrol edilecektir.

$$1,2M_{yy} < (M_{göçme})_{\text{bulonlar}} = 2NA_b(\tau_s)h_bL_{TF1} \quad (3.59)$$

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

$$A_b = \pi \frac{D^2}{4} = \pi \times \frac{2,4^2}{4} = 4,52 \text{ cm}^2 = \text{bir adet bulonun alanı}$$

$N = 8$ = bir başlıkta teşkil edilen bulon adedi (Bknz. Şekil 3.29)

$\tau_s = 1,7\tau_{cm} = 1,7 \times 25,0 = 42,5 \text{ kN/cm}^2 = 2007\text{-DBYBHY, §4.2.5 maddesi uyarınca}$
izin verilen bulon elemanı kayma sınır gerilmesi değeri.

$h_b = 60 \text{ cm}$ = giriş elemanı enkesit yüksekliği.

$$L_{TF1} = \frac{L - h_c}{L - h_c - (2S_1 + S_3)} = \frac{750 - 47,8}{750 - 47,8 - (2 \times 7 + 22,5)} \cong 1,055 = \text{bulon grubu}$$

merkezinden kolon yüzüne transfer edilen moment için yakınlık oranı.

$$M_{yy} = M_y = 1207,0 \text{ kNm} = 120700,0 \text{ kNcm} \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.11.3.5})$$

$$\Rightarrow (M_{göçme})_{\text{bulonlar}} = 2 \times 8 \times 4,52 \times 42,5 \times 60 \times 1,055 = 194559,0 \text{ kNcm}$$

$$\Rightarrow 1,2M_y = 1,2 \times 1207 = 1448,4 \text{ kNm} < (M_{göçme})_{bulonlar} = 1945,6 \text{ kNm} \quad (\checkmark)$$

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$$\tau_s = \tau_z = 50,0 \text{ kN/cm}^2 = \text{bulon karakteristik kayma dayanımı (Bölüm 3.11.3.1)}$$

$$M_{yy} = 1362,6 \text{ kNm} = 136260,0 \text{ kNcm} \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.11.3.5})$$

$$\Rightarrow (M_{göçme})_{bulonlar} = 2 \times 8 \times 4,52 \times 50,0 \times 60 \times 1,055 = 228892,8 \text{ kNcm}$$

$$\Rightarrow 1,2M_{yy} = 1,2 \times 1362,6 = 1635,1 \text{ kNm} < (M_{göçme})_{bulonlar2} = 2288,9 \text{ kNm} \quad (\checkmark)$$

► Her iki yönetmeliğin hesap yükleri altında yapılan kontrol neticesinde ek başlık levhası ile kiriş elemanı başlığı arasındaki bağlantı 8 adet (M24)'lük öngermeli yüksek mukavemetli bulonla sağlanacaktır. FEMA-350 yönetmeliği hesap kriterleri altında bulon nominal kesme dayanımı 2007-DBYBHY hesap kriterlerine göre daha fazla değerde göz önüne alınmaktadır. Bu noktada FEMA-350 tasarım ilkeleri altında plastik mafsalin yeri ile oynayarak bulon çapını (M20) olarak revize etmek mümkün olabilecektir.

3.11.3.9 LBBD - Kesit Kaybı Göçmesine Karşı Ek Başlık Levhası Dayanım Kontrolü

Alın levhasız bulonlu birleşim detayında tatbik edilen ek başlık levhalarının birleşimi bulonlu teşkil edildiğinden zayıflamış levha kesitinin kolon yüzündeki (M_{yy}) momenti altında dayanımının kontrol edilmesi gerekmektedir. Bu nedenle, FEMA-350 yönetmeliği §3.6.3.1 maddesi uyarınca Denk.(3.60) yardımıyla, ilgili yönetmeliklerin hesap yükleri altında, ek başlık levhasının (M_{yy}) momentinden dolayı göçmesini önlemek için gerekli dayanımı aşağıdaki gibi kontrol edilecektir.

$$1,2M_{yy} < (M_{göçme})_{levha} = 0,85\sigma_{k-pl} [b_p - 2(d_{dt-pl} + 0,15)] t_{pl} (h_b + t_{pl}) L_{TF2} \quad (3.60)$$

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

Denklemdaki ($M_{yy}=M_y$), (b_p), (h_b) değerleri daha evvel göz önüne alındığı gibidir.

$$t_{pl} = 2,5 \text{ cm} = \text{ek başlık levhası kalınlığı (Bknz. Bölüm 3.11.3.7)}$$

$$\sigma_{k-pl} = 51,0 \text{ kN/cm}^2 = \text{Ek başlık levhası kopma dayanımı.}$$

$d_{dt-pl} = (2,4+0,6) = 3,0 \text{ cm} = \text{Ek başlık levhasında teşkil edilecek bulonlar için delik çapı. Daha evvel (3.11.1) bölümü 1. maddesinde de açıklandığı üzere, ek başlık levhalarında bulonlar için açılacak delik çaplarının (oversize), yani daha büyük olması gerekmektedir. Bu noktada tatbik edilecek uygulama sınırları AISC 360–05 Tablo J3.3’de ifade edilmektedir. Buna göre (M24) bulonu için açılması gereken delik çapı (6 mm) artım ile 30 mm’dir.}$

$$L_{TF2} = \frac{L - h_c}{L - h_c - 2S_1} = \frac{750 - 47,8}{750 - 47,8 - (2 \times 7)} \cong 1,02 = \text{kolon yüzüne en yakın noktadaki}$$

bulon deliğinden kolon yüzüne transfer edilen moment için yakınlık oranı.

$$\Rightarrow (M_{göçme})_{levha} = 0,85 \times 51,0 \times [28 - 2 \times (3,0 + 0,15)] \times 2,50 \times (60 + 2,50) \times 1,02$$

$$\Rightarrow (M_{göçme})_{levha} = 149923,3 \text{ kNcm} = 1499,2 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow 1,2M_{yy} = 1,2 \times 1207,0 = 1448,4 \text{ kNm} < (M_{göçme})_{levha} = 1499,2 \text{ kNm} \quad (\checkmark)$$

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$t_{pl} = 3,3 \text{ cm} = \text{ek başlık levhası kalınlığı (Bknz. Bölüm 3.11.3.7)}$

$$\Rightarrow (M_{göçme})_{levha} = 0,85 \times 51,0 \times [28 - 2 \times (3,0 + 0,15)] \times 2,75 \times (60 + 2,75) \times 1,02$$

$$\Rightarrow (M_{göçme})_{levha} = 165575,3 \text{ kNcm} = 1655,8 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow 1,2M_{yy} = 1,2 \times 1362,6 = 1635,1 \text{ kNm} < (M_{göçme})_{levha} = 1655,8 \text{ kNm} \quad (\checkmark)$$

3.11.3.10 LBB - Kesit Kaybı Göçmesine Karşı Kiriş Başlığı Dayanım Kontrolü

FEMA-350 yönetmeliği §3.6.3.1 maddesi uyarınca, ilgili yönetmeliklerin hesap yükleri altında, bulonlu birleşim detayından dolayı zayıflamış kiriş başlık kesitinin kolon yüzündeki (M_{yy}) momenti altında dayanımının tahkiki aşağıdaki gibi yapılacaktır.

$$1,2M_{yy} < (M_{göçme})_{flanş} = \sigma_{k-b} [W_{px} - 2(d_{dt-b} + 0,15)t_{bf}(h_b - t_{bf})]L_{TF3} \quad (3.61)$$

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

Denklemdaki ($M_{yy}=M_y$), (h_b), (t_{bf}) değerleri daha evvel göz önüne alındığı gibidir.

$\sigma_{k-b} = 51,0 \text{ kN/cm}^2 = \text{Kiriş elemanı kopma dayanımı.}$

$W_{px} = 3512 \text{ cm}^3 = \text{Kiriş elemanı plastik mukavemet momenti}$

$d_{dt-b} = (2,4+0,3) = 2,7 \text{ cm} = \text{Ek başlık levhası ile kiriş başlığını birleştiren bulonların}$
kiriş başlığındaki delik çapı. Daha evvel 3.11.1 bölümü 1. maddesinde de
açıklandığı üzere, kiriş başlığında bulonlar için açılacak delik çaplarının standart
sınıfta olması gerekmektedir. Bu noktada tatbik edilecek uygulama sınırları AISC
360–05 Tablo J3.3'de ifade edilmektedir.

$$L_{TF3} = \frac{L - h_c}{L - h_c - 2(S_1 + S_3)} = \frac{750 - 47,8}{750 - 47,8 - 2 \times (7 + 22,5)} \cong 1,09 = \text{kolon yüzüne en}$$

uzak noktadaki bulon deliğinden kolon yüzüne transfer edilen moment için yakınlık
oranı.

$$\Rightarrow (M_{göçme})_{\text{flanş}} = 51,0 \times [3512 - 2 \times (2,7 + 0,15) \times 1,9 \times (60 - 1,9)] \times 1,09$$

$$\Rightarrow (M_{göçme})_{\text{flanş}} = 160253,6 \text{ kNcm} = 1602,54 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow 1,2M_{yy} = 1,2 \times 1207,0 = 1448,4 \text{ kNm} < (M_{göçme})_{\text{flanş}} = 1602,54 \text{ kNm} \quad (\checkmark)$$

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$$\Rightarrow (M_{göçme})_{\text{flanş}} = 160253,6 \text{ kNcm} = 1602,54 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow 1,2M_{yy} = 1,2 \times 1362,6 = 1635,1 \text{ kNm} \geq (M_{göçme})_{\text{flanş}} = 1602,54 \text{ kNm}$$

► Dikkat edileceği üzere FEMA-350 yönetmeliğince elde edilen hesap yükleri
altında kiriş başlığı dayanım kontrolü sınır değerlerde olmakla beraber
sağlanamamıştır. Fakat kontrol neticesindeki dayanım farkı sınır değerlerde olduğu
için tanımlanan bulon dizilimiyle bu teşkili yapmak mümkündür. Bununla birlikte
daha evvel (3.11.3.8) bölümünde ifade edildiği şekliyle (M20) bulon teşkiliyle plastik
mafsal noktasının yeri değiştirilerek kolon yüzü moment değeri azaltılabilmesi ve bu
yolla yukarıda ifade edilen dayanım kriterinin FEMA-350 yönetmeliği bakımından da
sağlanması mümkündür.

3.11.3.11 LBB - Ek Başlık Levhasındaki Bulon Deliklerinin Uzama Akmasına Karşı Dayanım Kontrolü

FEMA-350 yönetmeliği §3.6.3.1 maddesi uyarınca, ilgili yönetmeliklerin hesap yükleri altında, bulonlu birleşim detayından dolayı teşkil edilecek bulon deliklerinin (M_{yy}) momenti altında uzama deformasyonuna karşı dayanım tahkiki aşağıdaki tarif edildiği gibi yapılacaktır.

$$1,2M_{yy} < (M_{göçme})_{delik} = T_n \left[h_b + \frac{t_{pl-u} + t_{pl-a}}{2} \right] L_{TF1} \quad (3.62)$$

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

Denklemdaki ($M_{yy}=M_y$), (h_b) ve (L_{TF1}) değerleri daha evvel göz önüne alındığı gibidir (Bknz. Bölüm 3.11.3.9).

$t_{pl-u} = t_{pl-a} = 2,5 \text{ cm} = \text{alt-üst ek başlık levhası kalınlığı}$

(T_n), aşağıda ifade edilen denklemler sonucu elde edilen değerlerin küçüğü olarak göz önüne alınacaktır.

$$T_{n1} = 2,4\sigma_{k-b}(S_3 + S_1 - a)t_{bf} = 2,4 \times 51,0 \times (22,5 + 7 - 1,5) \times 1,9 = 6511,7 \text{ kN}$$

$$T_{n2} = 2,4\sigma_{k-pl}(S_3 + S_4)t_{pl} = 2,4 \times 51,0 \times (22,5 + 5,0) \times 2,5 = 8415,0 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow T_n = T_{n1} = 6511,7 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow (M_{göçme})_{delik} = 6511,7 \times \left[60 + \frac{(2,5 + 2,5)}{2} \right] \times 1,05 = 427330,3 \text{ kNcm} = 4273,3 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow 1,2M_{yy} = 1,2 \times 1207,0 = 1448,4 \text{ kNm} < (M_{göçme})_{delik} = 4273,3 \text{ kNm} \quad (\checkmark)$$

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$t_{pl-u} = t_{pl-a} = 2,75 \text{ cm} = \text{alt-üst ek başlık levhası kalınlığı}$

$$\Rightarrow (M_{göçme})_{delik} = 6511,7 \times \left[60 + \frac{(2,75 + 2,75)}{2} \right] \times 1,05 = 429039,6 \text{ kNcm} = 4290,4 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow 1,2M_{yy} = 1,2 \times 1362,6 = 1635,1 \text{ kNm} < (M_{göçme})_{\text{delik}} = 4290,4 \text{ kNm} \quad (\checkmark)$$

3.11.3.12 LBBD - Kayma Levhası ve Kiriş Gövde Bulonlarının Hesabı

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

Birleşimin kiriş başlığı ve gövdesinde teşkil edilecek bulonlar için açılan uygulama deliklerinin özellikleri göz önüne alındığında birleşim noktasında etkin moment (M_y) etkisi ek başlık levhası ve (ISO 10.9) kalitesindeki yüksek mukavemetli öngermeli bulonlar vasıtasıyla, kesme kuvveti (V_e) etkisi ise gövdede teşkil edilen kayma levhası ve (ISO 8.8) kalitesindeki öngermesiz yüksek mukavemetli bulonlar vasıtasıyla kolon başlığına aktarılmaktadır. Kiriş gövdesi ile kolon başlığını bağlayan kayma levhası ile bu noktada teşkil edilecek bulonlar 2007-DBYBHY uyarınca elde edilen tasarım kesme kuvveti ($V_e = 576,6 \text{ kN}$) altında tasarlanacak ve gerekli dayanım kontrolleri yapılacaktır.

- ◆ Kiriş gövdesi ile kayma levhasını bağlamak amacıyla ilk etapta Şekil 3.30'da da açıkça görülen ISO 8.8 kalitesinde 6 adet yüksek mukavemetli bulon kullanılacaktır. Bu noktadan hareketle gerekli minimum bulon alanı aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

$$V_{\text{gövde}} = V_e = nA_{b\min} \tau_s = 5 \times \tau_s \times A_{b\min} = 576,6 \text{ kN}$$

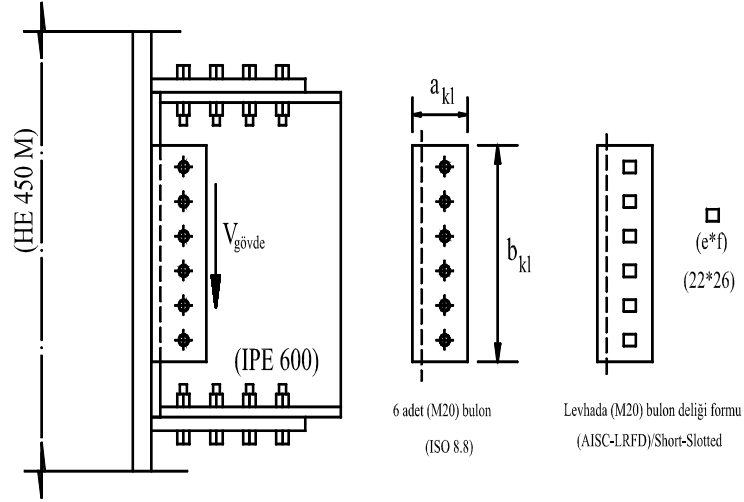
$$\tau_s = 1,7\tau_{em} = 1,7 \times 20,0 = 34,0 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{ISO 8.8})$$

$$\Rightarrow V_e = 5 \times 34,0 \times A_{b\min} = 576,6 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow A_{b\min} = \frac{576,6}{5 \times 34,0} = 2,83 \text{ cm}^2$$

Yüksek mukavemetli bulon olarak (M20) kullanırsak :

$$A_{bM20} = \pi \frac{D^2}{4} = \pi \times \frac{2,0^2}{4} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{b\min} = 2,83 \text{ cm}^2 \quad (\checkmark)$$



Şekil 3.30: LBBD-Kayma Levhası ve Bulon Teşkili

- ◆ Bulon teşkilinin ardından kayma levhasının ($a_{kl} \times b_{kl}$) boyutları belirlenecektir. Bununla beraber, bulon deliklerinden dolayı kayma levhasının kesit kaybı göz önüne alınarak levhanın kayma gerilmesi dayanımı tahkik edilecektir.

$$a_{kl} = a + 2(2d_{bt}) = 15 + 2 \times (2 \times 20) = 95 \text{ mm} \Rightarrow a_{kl} = 110 \text{ mm}$$

$$b_{kl} = 2(2d_{bt}) + 4(3d_{bt}) = [2 \times (2 \times 20)] + [5 \times (3 \times 20)] = 380 \text{ mm} \Rightarrow b_{kl} = 400 \text{ mm}$$

Levha kalınlığını da ($t_{kl} = 15 \text{ mm}$) seçelim. Bu durumda;

$$\Delta A_{kl} = t_{kl} (b_{kl} - 5d_{bt\text{delik}}) = 1,5 \times (40,0 - 6 \times 2,2) = 40,2 \text{ cm}^2, \text{ olmaktadır.}$$

$$\tau_{kl} = \frac{V_e}{\Delta A_{kl}} = \frac{576,6}{40,2} = 14,34 \text{ kN/cm}^2, \text{ gövde levhasında oluşacak gerilme değeridir.}$$

Gövde levhasının St-52 çeliğinden imal edildiği düşünülürse levhaya ait karakteristik değerler aşağıdaki gibi olacaktır.

$$\sigma_k = 51,0 \text{ kN/cm}^2, \quad \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{sl} = 1,7 \times \frac{0,6\sigma_a}{\sqrt{3}} = 1,7 \times \frac{0,6 \times 35,5}{\sqrt{3}} = 20,9 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_{sl} = 20,9 \text{ kN/cm}^2 > \tau_{kl} = 14,34 \text{ kN/cm}^2, \text{ olmaktadır.}$$

► 2007-DBYBHY tasarım yükleri altında alın levhasız bulonlu birleşimin kolon başlığı ile kiriş gövdesi arasındaki bağlantısı (110×400×15) ebatlarındaki gövde levhasının 6 adet (M20) bulon ile teşkiliyle sağlamak mümkündür.

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

FEMA-350 yönetmeliği hesap yükleri altında kiriş gövdesi ile kolon başlığını bağlayan kayma levhası ile bu noktada teşkil edilecek bulonların dayanım kapasiteleri aşağıdaki denklem uyarınca elde edilecek kesme kuvveti altında tahkik edilecektir.

$$V_{\text{gövde}} = \frac{2M_y}{L - h_c} + V_{dy} \quad (3.63)$$

Bu denklemdeki ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

$$M_y = M_{pr} + V_p(x) = 1645,7 + 640,3 \times 0,345 \cong 1866,6 \text{ kNm}$$

$$V_{dy} = (1,2V_D) + (0,5V_L) = (1,2 \times 68,88) + (0,5 \times 75,58) = 120,45 \text{ kN} \text{ (Kolon elemanı yüzünde, taşıma gücü katsayıları altında arttırılmış gravitasyonel yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti)}$$

$$\Rightarrow V_{\text{gövde}} = \frac{2 \times 1866,6}{7,5 - 0,478} + 120,45 = 652,1 \text{ kN}$$

◆ Kiriş gövdesi ile kayma levhasını bağlamak amacıyla ilk etapta Şekil 3.30'da da açıkça görülen ISO 8.8 kalitesinde 6 adet yüksek mukavemetli bulon kullanılacaktır. Bu noktadan hareketle gerekli minimum bulon alanı aşağıdaki gibi hesaplanacaktır (Bulon hesabında AISC 360–05, LRFD'ye göre $\Phi=1$ olarak göz önüne alınacaktır) .

$$V_{\text{gövde}} = \Phi n A_{b \min} \tau_z = 5 \times 40,0 \times A_{b \min} = 652,1 \text{ kN}$$

$$\tau_z \cong 0,50 \sigma_z = 0,50 \times 80 = 40,0 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{b \min} = \frac{652,1}{6 \times 40,0} = 2,72 \text{ cm}^2 < A_{bM20} = \pi \frac{D^2}{4} = \pi \times \frac{2,0^2}{4} = 3,14 \text{ cm}^2$$

, olduğundan (M20) bulon yeterlidir.

- ◆ Bulon teşkilinin ardından kayma levhasının dayanımını kesme yükü altında kesit kayıplarını da göz önünde bulundurarak bir önceki teşkilde elde ettiğimiz boyutlar ($a_{kl} \times b_{kl}$) ile kontrol edelim. Buna göre :

$$a_{kl} = 110 \text{ mm} , \quad b_{kl} = 400 \text{ mm} , \quad \Delta A_{kl} = 40,2 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_{kl} = \frac{V_{gövde}}{\Phi \Delta A_{kl}} = \frac{652,1}{40,2} = 16,22 \text{ kN/cm}^2$$

Gövde levhasının St-52 çeliğinden imal edildiği düşünülürse levhaya ait karakteristik değerler aşağıdaki gibi olacaktır (AISC 360-05, LRFD).

$$\sigma_k = 51,0 \text{ kN/cm}^2 , \quad \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2 , \quad \tau_a = 0,6\sigma_a = 0,6 \times 35,5 = 21,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_a = 21,3 \text{ kN/cm}^2 > \tau_{kl} = 16,22 \text{ kN/cm}^2$$

► Sonuç olarak her iki yönetmelikte belirtilen tasarım yükleri altında alın levhasız bulonlu birleşimin kolon başlığı ile kiriş gövdesi arasındaki bağlantısı (110×400×15) ebatlarındaki gövde levhasının 6 adet (M20) bulon ile teşkiliyle sağlanacaktır.

- ◆ Bu noktada kullanmış olduğumuz 6 adet (M20) yüksek mukavemetli bulonun ($V_{gövde}$) kesme kuvveti altında ezilme tahkiki de yapılmalıdır. Bulonların ezilme dayanımı hesaplanırken, çoğunlukla işletme yükünde bulon deliğinin deformasyonu tasarım koşulu olarak kabul edilmekte, yani bulon deliği deformasyonunun sınırlı olması istenmektedir. Bu koşul için genel olarak yeterli kabul edilen ($C=2,4$) katsayısı yaklaşık olarak bulon deliğinin 6 mm uzamasına karşı gelmektedir. Buna göre gövde levhası olarak (15 mm) kalınlığında levha kullanmış olduğumuz ve levhada açılacak bulon deliklerinin şeklini de göz önünde bulunduracak olursak AISC 360-05'de ifade edilen hesap yöntemi uyarınca kontrol aşağıdaki gibi yapılacaktır. İşletme yükünde bulon deliğinin deformasyon koşulu olduğunda Denk.(3.64)'deki eşitsizlik sağlanacaktır. Birleşimin ezilme dayanımı, aynı yönde ezilme etkisinde kalan tüm bulonların ezilme dayanımlarının toplamı şeklinde hesaplanacaktır.

$$R_n = 1,2L_c t \sigma_u \leq 2,4dt \sigma_u \quad (3.64)$$

Bu ifadedeki terimler aşağıda açıklanmaktadır.

$L_c = (64-22) = 42,0 \text{ mm} = \text{Ardışık iki bulon arasındaki net açıklık (Orta bulon)}$

$L_c = (40-11) = 29,0 \text{ mm} = \text{Kenar bulonun levha alt/üst kenarına net uzaklığı}$

$t = 15,0 \text{ mm} = \text{Kayma levhası kalınlığı}$

$\sigma_u = 51,0 \text{ kN/cm}^2 = \text{Kayma levhası nominal çekme dayanımı}$

$d = 20,0 \text{ mm} = \text{Bulon çapı}$

Levha alt/üst kenarında en elverişsiz durumun oluşacağı öngörülebilir.

$$\Rightarrow R_{n1} = 1,2 \times 4,2 \times 1,5 \times 51,0 = 385,56 \text{ kN} > 2,4 \times 2,0 \times 1,5 \times 51,0 = 367,2 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_{n1} = 367,2 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_{n2} = 1,2 \times 2,9 \times 1,5 \times 51,0 = 266,22 \text{ kN} \leq 2,4 \times 2,0 \times 1,5 \times 51,0 = 367,2 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow R_n = 5R_{n1} + R_{n2} = 5 \times 367,2 + 266,22 = 2102,2 \text{ kN} > V_{\text{gövde}} = 652,1 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

3.11.3.13 LBBD - Süreklilik Levhası Gereklilik Kontrolü

Kolon gövdesinde teşkil edilecek süreklilik levhaları ile alakalı gereklilik kontrolü hem 2007-DBYBHY’de hem de FEMA-350 yönetmeliğinde bir nokta dışında aynı kriter altında yapılmaktadır. Buna göre, 2007-DBYBHY, §4.3.4.4 maddesi uyarınca moment aktaran kolon-kiriş birleşim detaylarında, kolon gövdesinin her iki tarafına, ek başlık levhaları seviyesinde süreklilik levhaları konularak ek başlık levhalarından iletilen çekme ve basınç kuvvetlerinin kolona (ve iki taraflı kolon-kiriş birleşimlerinde komşu kirişe) güvenle aktarılması sağlanacaktır. Süreklilik levhaları birleşen kiriş/levha veya kirişlerin/levhaların başlık kalınlıklarının büyüğünden daha az olmayacaktır. Süreklilik levhalarının kolon gövde ve başlıklarına bağlantısı için tam penetrasyonlu küt kaynak kullanılacaktır. Süreklilik levhasının kolon gövdesine bağlantısı için çift taraflı köşe kaynağı da kullanılabilir. Ancak bu kaynağın, süreklilik levhasının kendi düzlemindeki kesme kapasitesine eşit bir kuvveti kolon gövdesine aktaracak boy ve kalınlıkta olması gerekmektedir.

Yukarıda belirtilen hususların yanında kolon başlığının yönetmeliğin aynı maddesi (c) bendi uyarınca yeterli kalınlığa sahip olması halinde süreklilik levhalarına gerek olmayabileceği aşağıda ifade edilen kriterlere bağlanmıştır. Buna göre:

- $t_{cf} \geq t_1 = 0,54\sqrt{(b_{bf} t_{bf})}$ (3.65a)

- $t_{cf} \geq t_2 = \frac{b_{bf}}{6}$ (3.65b)

Bu amprik formül yeni deprem şartnamesine FEMA-350 yönetmeliğinden uyarlanmıştır. Bu formüllerden ilkinin aslı aşağıda ifade edildiği gibi farklı olup, ikincisi aynıdır. Buna göre:

- $t_{cf} \geq t_1 = 0,4\sqrt{1,8(b_{bf} t_{bf}) \frac{\sigma_{ab} D_{ab}}{\sigma_{ac} D_{ac}}}$ (3.65c)

- $t_{cf} \geq t_2 = \frac{b_{bf}}{6}$ (3.65d)

Görüldüğü üzere, başlık kalınlığı kriterine kolon başlığına kuvvet aktaran eleman ile kolon elemanın dayanımları ve (D_a) büyütme katsayıları tesir etmektedir. Bu nokta önemlidir. Zira, birleşim detayında kiriş elemanı başlık seviyesindeki yük tesirlerini kolon elemanına aktaran ek başlık levhası malzemesi birleştiği kolon elemanından farklı olabilmektedir. Dolayısıyla, gerekli minimum kolon elemanı başlık kalınlığı tahkikinde kullanılacak kriterlerin aslı gibi göz önüne alınması daha doğru olacaktır. Bu formüllerdeki ifadeler aşağıda açıklandığı gibidir.

t = minimum gerekli kolon alt-üst başlık kalınlığı (cm)

$t_{cf} = (4,0 \text{ cm})$ = kolon alt-üst başlık kalınlığı (cm)

$b_{bf} = (28,0 \text{ cm})$ = kiriş alt-üst başlık genişliği yerine ek başlık levhası genişliği

$t_{bf} = (2,50 \text{ cm})$ = kiriş-alt-üst başlık kalınlığı yerine ek başlık levhası kalınlığı

$D_{ab} = D_{ac} = 1,1$ = Kolon ve ek başlık levhasında; St-37 çeliği dışındaki tüm yapı çeliklerinden imal edilen levhalar için arttırma katsayısı

$\sigma_{ab} = \sigma_{ac} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ = Ek başlık levhası ve kolon elemanı akma dayanımı

$$\Rightarrow t_1 = 0,4 \times \sqrt{1,8 \times 2,5 \times 28,0 \times \frac{35,5 \times 1,1}{35,5 \times 1,1}} = 4,49 \text{ cm} > t_{cf} = 4,0 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_2 = \frac{b_{bf}}{6} = \frac{28,0}{6} = 4,67 \text{ cm} > t_{cf} = 4,0 \text{ cm}$$

Görüldüğü üzere kolon başlık kalınlığı yetersizdir. Bu durumda ek başlık levhası hizasında kolon gövdesine kalınlığı en az kiriş başlık kalınlığına denk ($t_{sl}=20,0 \text{ mm}$) olan süreklilik levhaları Şekil 3.32 ve Şekil 3.33'deki gibi teşkil edileceklerdir.

Süreklilik levhasının kolon gövde ve başlıklarına kaynaklı birleşimi FEMA-350, Madde §3.3.3.1 ve 2007-DBYBHY, Madde §4.3.4.4 uyarınca daha evvel yukarıda bahsedildiği gibi tatbik edilebilecektir. Buna göre her iki noktada küt kaynaklı teşkil yapılabildiği gibi gövde bağlantısı köşe kaynaklarla da teşkil edilebilmektedir. Köşe kaynak teşkilinde kaynaklar süreklilik levhasının kendi düzlemindeki kesme kapasitesine eşit bir kuvveti kolon gövdesine aktaracak boy ve kalınlıkta olacaktır. Dolayısıyla, süreklilik levhalarının kolon gövdesine bağlantısını çift taraflı köşe kaynaklarla sağladığımızı düşünürsek kaynaklar tarafından sağlanması gereken dayanım kapasitesi aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

$$\bullet \quad V_{kmin} = 0,6t_{sl}(L_{net})\sigma_{asl} \quad (3.66)$$

Bu ifadedeki terimler aşağıda açıklanmaktadır.

$$t_{sl} = 20,0 \text{ mm} = 2,0 \text{ cm} = \text{süreklilik levhası kalınlığı}$$

$$L_{maks} = h_c - 2k = 478 - 2 \times (40 + 27) = 344 \text{ mm} \rightarrow L_{net} = 300 \text{ mm} = \text{Kolon gövdesinde net levha uzunluğu}$$

$$\sigma_{asl} = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \text{ (St-52)} = \text{süreklilik levhası akma dayanımı}$$

$$\Rightarrow V_{kmin} = 0,6 \times 2,0 \times 30,0 \times 35,5 = 1278,0 \text{ kN}, \text{ kaynak alanının sahip olması gereken minimum kesme yükü dayanımı olarak elde edilir.}$$

Bu durumda uygulanabilecek maksimum kaynak kalınlığı; $a_{kmaks} = 0,7 \min(t_{cw}, t_{sl})$ olacaktır. Bu durumda ($a_{kmaks} = 0,7 \times 2,0 = 1,40 \text{ cm}$) olur. ($a_k = 1,0 \text{ cm}$) kalınlığında köşe kaynağı tatbik ettiğimizi düşünürsek, süreklilik levhalarını kolon gövdesine bağlayan çift taraflı köşe kaynakların kesme yükü taşıma kapasitesi aşağıdaki gibi hem 2007-DBYBHY tarafından izin verilen gerilme sınır değerleri altında, hem de FEMA-350 uyarınca AISC 360-05 (LRFD) tarafından izin verilen nominal kayma gerilmesi sınır değeri altında kontrol edilebilecektir.

■ 2007-DBYBHY uyarınca köşe kaynağı :

$$\sigma_{kem} = \tau_{kem} = 0,30\sigma_{E70XX} = 0,30 \times 48,5 \cong 15 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.11.3.1})$$

$$\text{Köşe kaynağı: } (1,7 \sigma_{em}) \Rightarrow \sigma_{kk} = \tau_{kk} = 1,7 \times 15,0 = 25,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow V_k = 2(L_{net} - 2a_k)a_k \tau_{sem} = 2 \times (30 - 2 \times 1,0) \times 1,0 \times 25,5 = 1428,0 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_k = 1428,0 \text{ kN} > V_{kmin} = 1278,0 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

● FEMA-350 yönetmeliği AISC 360-05 (LRFD) uyarınca köşe kaynağı :

$$\tau_k = 0,60\sigma_{E70XX} = 0,60 \times 48,5 = 29,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow V_k = 2(L_{net} - 2a_k)a_k \tau_k = 2 \times (30 - 2 \times 1,0) \times 1,0 \times 29,1 = 1629,6 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_k = 1629,6 \text{ kN} > V_{kmin} = 1278,0 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

3.11.3.14 LBBD - Birleşim Bölgesi Kaynak Gerilmeleri Kontrolü

■ Alın levhasız bulonlu birleşim detayında kolon yüzü birleşim bölgesinde uygulanması tasarlanan kaynak düzeni Şekil 3.31'deki gibi olacaktır. Buna göre bu noktada kaynakların gerilme hesabına esas teşkil edecek kesit tesirleri ile 2007-DBYBHY, Madde §4.2.5 uyarınca izin verilen gerilme sınır değerleri aşağıdaki gibi göz önüne alınacaktır.

Birleşimde tatbik edilen bulon teşkili bu noktada oluşacak kesit tesirlerinin ek başlık levhasını ve kayma levhasını kolon yüzüne bağlayan kaynaklar arasında paylaşılarak iletilmesine olanak sağlamaktadır. Buna göre ek başlık levhasını kolon yüzüne bağlayan derin nüfuziyetli küt kaynaklar moment etkilerini, kayma levhasını kolon yüzüne bağlayan kaynaklar ise kesme kuvveti etkilerini taşımaktadır. Birleşim noktasında etkin olan moment kesit tesirinin kuvvet çiftine ayrılarak ek başlık levhası vasıtasıyla kaynaklara iletildiği farz edilecektir. Bu durumda birleşim ara yüzündeki kaynakların kontrolü aşağıdaki gibi yapılacaktır.

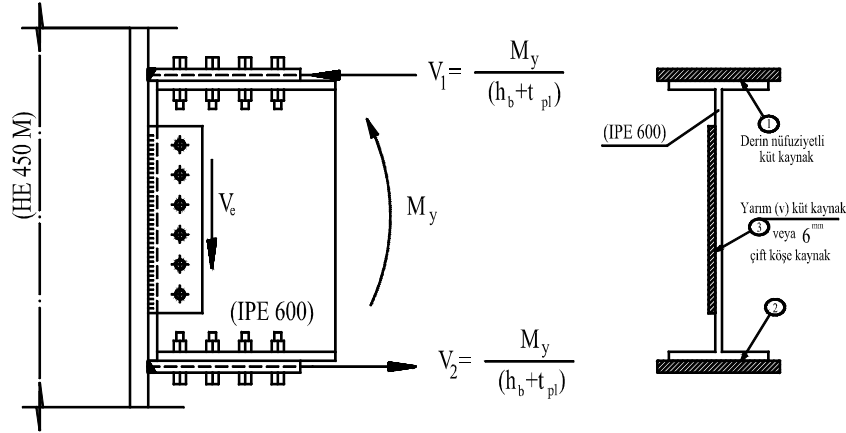
◆ Kesit Tesirleri:

$$V_e = 576,6 \text{ kN} , \quad (M_y = 120700,0 \text{ kNcm}) \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.11.3.4/3.11.3.5})$$

- ◆ Birleşim Elemanlarının 2007-DBYBHY Uyarınca Gerilme Sınır Değerleri :

Tam penetrasyonlu küt kaynak: $\sigma_k = \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ (Bknz. Bölüm 3.11.3.1)

Köşe kaynak: $(1,7 \sigma_{em}) \Rightarrow \sigma_{kk} = \tau_{kk} = 1,7 \times 15,0 = 25,5 \text{ kN/cm}^2$



Şekil 3.31: Kaynak Kesit Tesirleri ve Kolon Yüzünde Kaynak Kesidi

- ◆ Ek başlı levhasını kolon başlığına bağlayan derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri için gerilme kontrolü :

$$V_1 = V_2 = \frac{M_y}{h_b + t_{pl}} = \frac{120700,0}{(60,0 + 2,5)} = 1931,2 \text{ kN}$$

$$A_{k1} = A_{k2} = (b_p \times t_{pl}) = 28,0 \times 2,50 = 70,0 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{V}{A_k} = \frac{1931,2}{70,0} \cong 27,6 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

Gövdede kayma levhasını kolon başlığına bağlayan kaynak dikişlerinin kontrolü :

Kaynak dikişinin kısmi nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişi olması halinde;

$$\sigma_{kem} = \tau_{kem} = \sigma_v = 0,30 \sigma_{E70XX} = 0,30 \times 48,5 \cong 15,0 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Bknz. AISC 360-05})$$

$$1,7 \sigma_{em} \Rightarrow \tau_{kem} = 1,7 \times 15,0 = 25,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow V_k = (b_{kl}) a_k \tau_{kem} = 40,0 \times 1,5 \times 25,5 = 1530,0 \text{ kN} > V_e = 576,6 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

Kaynak dikişinin çift taraflı (6^{mm}) köşe kaynak dikişi olması halinde;

$$\sigma_{kem} = \tau_{kem} = \sigma_v = 0,30\sigma_{E70XX} = 0,30 \times 48,5 \cong 15,0 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Bknz. AISC 360-05})$$

$$1,7\sigma_{em} \Rightarrow \tau_{kem} = 1,7 \times 15,0 = 25,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow V_k = 2(b_{kl} - 2a_k)a_k \tau_{sem} = 2 \times (40,0 - 2 \times 0,6) \times 0,6 \times 25,5 = 1187,3 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_k = 1187,3 \text{ kN} > V_e = 576,6 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

● FEMA-350 yönetmeliği hesap yükleri altında kaynak gerilme kontrolleri :

◆ Kesit Tesirleri:

$$V_e = 652,1 \text{ kN} , \quad (M_y = 186660,0 \text{ kNcm}) \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.11.3.4/3.11.3.5})$$

◆ Birleşim Elemanlarının AISC-LRFD Uyarınca Gerilme Sınır Değerleri :

Tam penetrasyonlu küt kaynak: $\sigma_k = \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ (Bknz. Bölüm 3.11.3.1)

Köşe kaynak: $\tau_k = 0,60\sigma_{E70XX} = 0,60 \times 48,5 \cong 29,1 \text{ kN/cm}^2$

$$V_1 = V_2 = \frac{M_y}{h_b + t_{pl}} = \frac{186660,0}{(60,0 + 2,75)} = 2974,7 \text{ kN}$$

$$A_{k1} = A_{k2} = (b_p \times t_{pl}) = 28,0 \times 2,75 = 77,0 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{V}{A_k} = \frac{2974,7}{77,0} \cong 38,6 \text{ kN/cm}^2 \cong \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

3.11.3.15 LBBD - Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolü

2007-DBYBHY, Madde §4.3.2'de uyarınca çerçeve türü sistemlerde göz önüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon-kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının (1,1D_a) katından daha büyük olacaktır (Bknz. Şekil 3.21).

$$(M_{pa} + M_{pü}) \geq 1,1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj}) \quad (2007-DBYBHY, §4.3.2.1,4.3)$$

Tasarım örneğimizde, alın levhasız bulonlu birleşim detayı Şekil 3.4'de de görülen birleşim noktasında uygulanacak olup bu noktada birleşen kolon ve kiriş elemanları için kapasite hesabı TS 4561 (Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları) yönetmeliği §2.4.5 maddesi uyarınca aşağıdaki gibi tatbik edilecektir. Bu noktada birleşimde oluşması öngörülen plastik mafsallın daha evvel hesabını yaptığımız üzere kolon ekseninden (l_h) mesafe uzakta kiriş üzerinde oluşacağı göz önünde bulundurulacaktır.

◆ Kiriş Elemanı Kapasite Hesabı :

$$M_{pi} = M_{pj} = W_p \sigma_a = 3512,0 \times 35,5 = 124676,0 \text{ kNcm} = 1246,8 \text{ kNm}$$

2007-DBYBHY uyarınca LBBD için öngörülen plastik mafsall noktası kolon yüzü olduğu için ilave moment etkisi olmayacaktır. Bu durumda,

$$M_{vi} = M_{vj} = 0, \text{ değerinde göz önüne alınacaktır.}$$

◆ Kolon Elemanı Kapasite Hesabı :

Kolon elemanı kapasite hesabı daha evvel Bölüm 3.9.3.15'de detaylı biçimde açıklandığı üzere AISC 341-05'de ifade edildiği şekliyle hesap edilecektir. Buna göre :

$$M_{pc} = W_p \left(\sigma_a - \frac{N}{A} \right)$$

(N) = Deprem her iki yönü de göz önüne alındığında kolon elemanı eğilme momenti kapasitesini en küçük yapan tasarım eksenel kuvveti. Bu kuvvetler statik analiz programı yardımıyla, depremin her iki yönünden elverişsiz durumu verecek biçimde aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

$$(N_a) = 461,59 \text{ kN}, \quad (N_u) = 877,37 \text{ kN} \quad (\text{Bknz. Şekil 3.4, C aksı moment çerçevesi})$$

$$\Rightarrow M_{pa} = 6331 \times (35,5 - 461,59/335) = 216027,1 \text{ kNcm} = 2160,3 \text{ kNm}$$

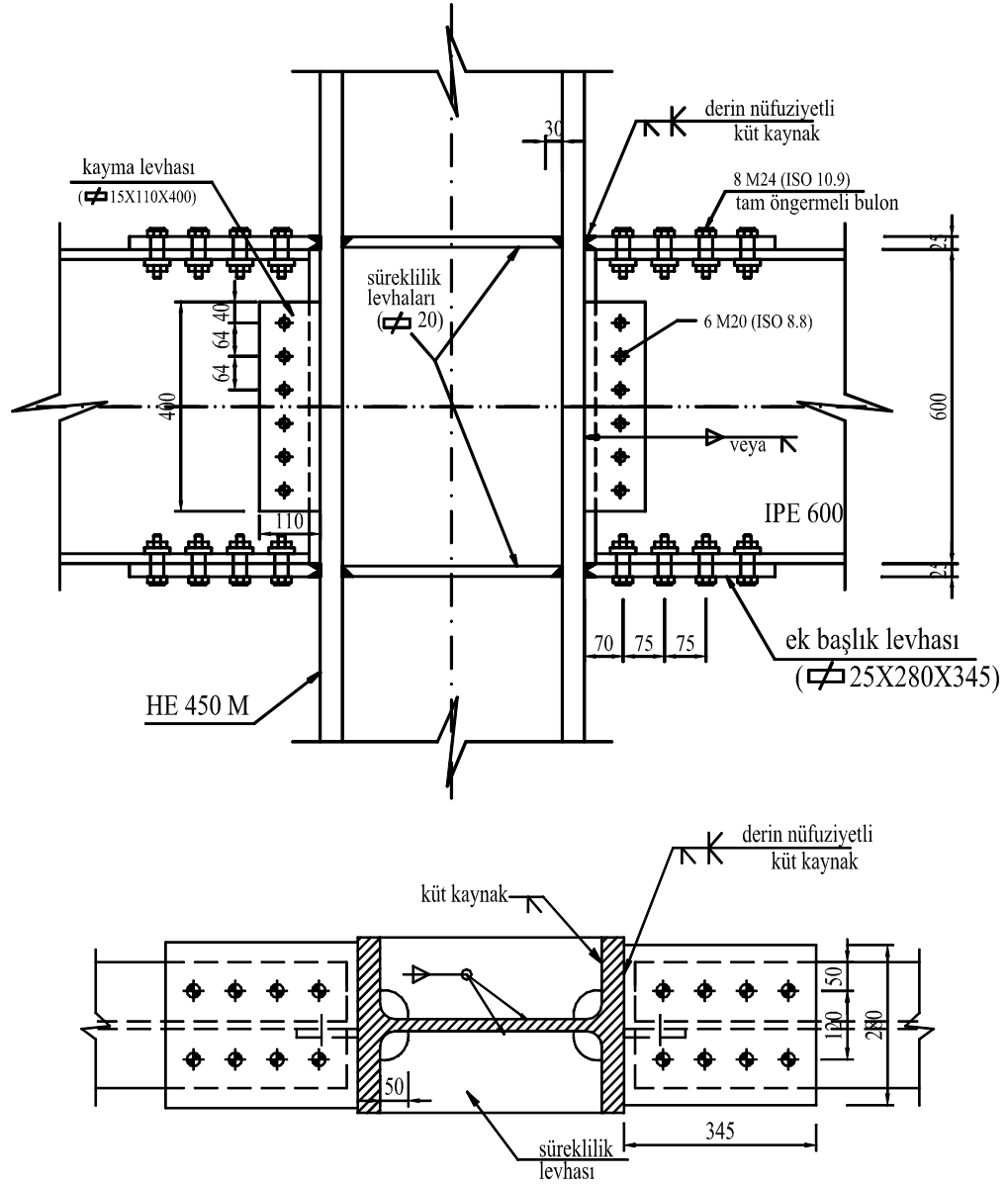
$$\Rightarrow M_{pu} = 6331 \times (35,5 - 877,37/335) = 208169,5 \text{ kNcm} = 2081,7 \text{ kNm}$$

◆ Bu durumda kapasite oranı aşağıdaki gibidir.

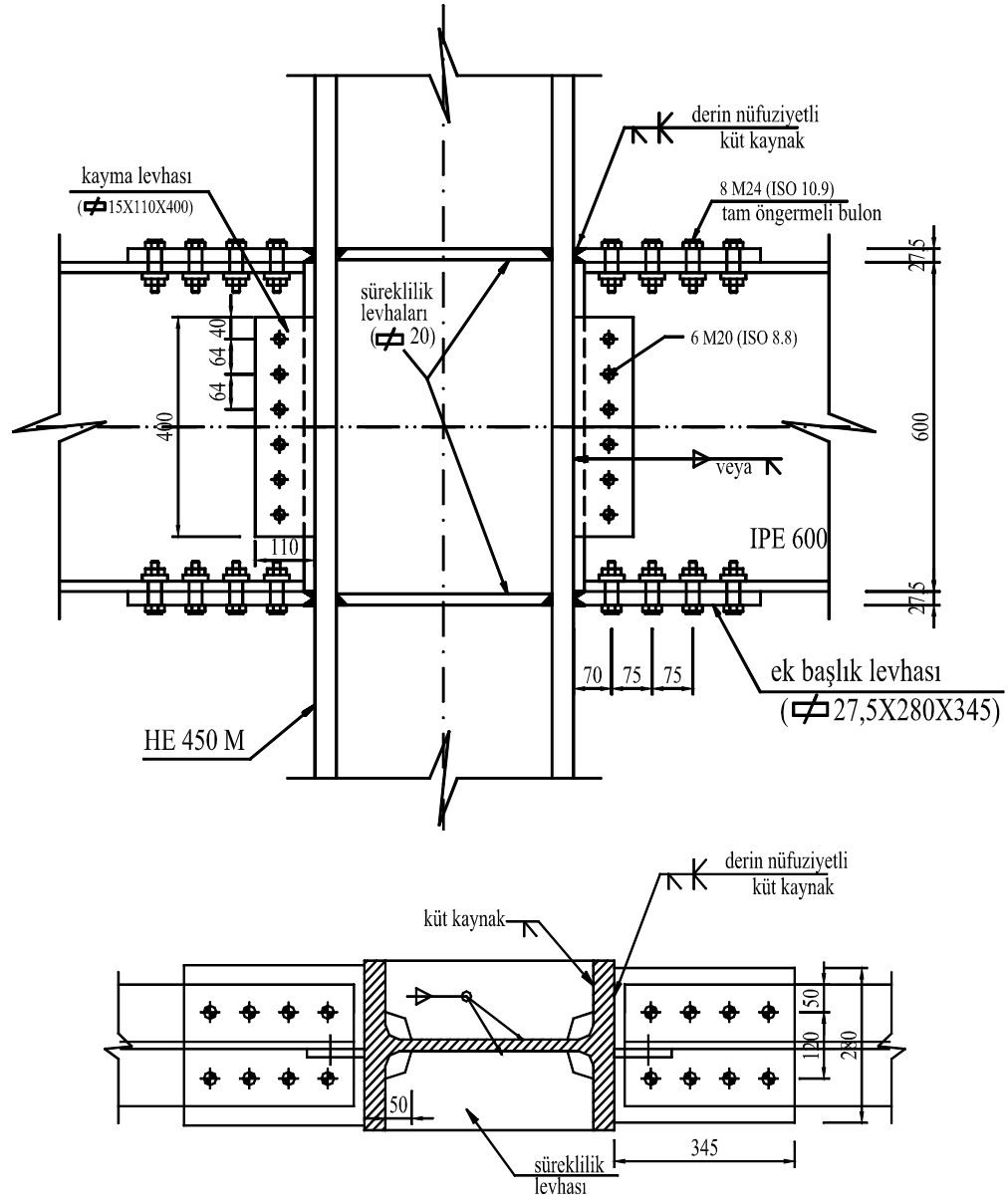
$$\Rightarrow (M_{pa} + M_{pu}) = 2160,3 + 2081,7 = 4242,0 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow 1,1D_a [2(M_{pi} + M_{vi})] = 1,1 \times 1,1 \times [2 \times (1246,8 + 0,0)] = 3017,3 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \frac{(M_{pa} + M_{pi})}{1,1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj})} = \frac{4242,0}{3017,3} = 1,41 \quad (\checkmark)$$



Şekil 3.32: Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Uygulama Detayı (2007-DBYBHY)



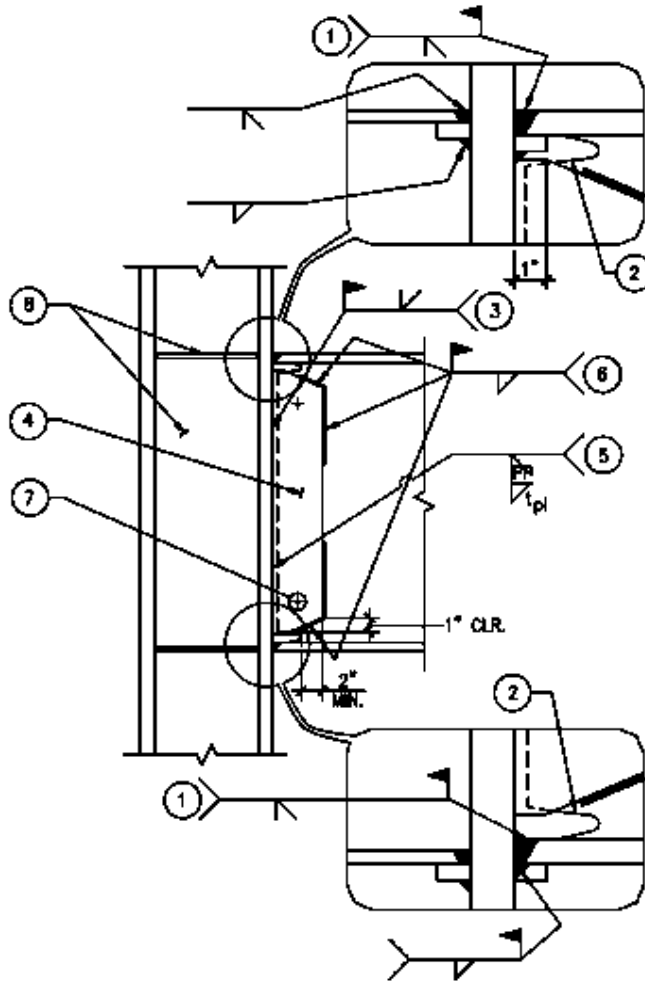
Şekil 3.33: Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Uygulama Detayı (FEMA–350)

3.12 Kaynaklı Birleşim Detayı

Kolon-kiriş birleşim bölgesinin kaynaklı birleşimi 2007-DBYBHY, Bölüm §4A.2.4 ve FEMA-350 yönetmeliği Bölüm §3.5.2’de ifade edilen tasarım ilkeleri uyarınca, Şekil 3.4’de belirtilen (C) aksı moment çerçevesi üzerinde mevcut 2. kat birleşim noktasındaki (HE 450 M) kolon elemanı ile (IPE O 600) kiriş elemanı kullanılıp aşağıda belirtilen açıklamalar ve hesap adımları takip edilerek tasarlanacaktır.

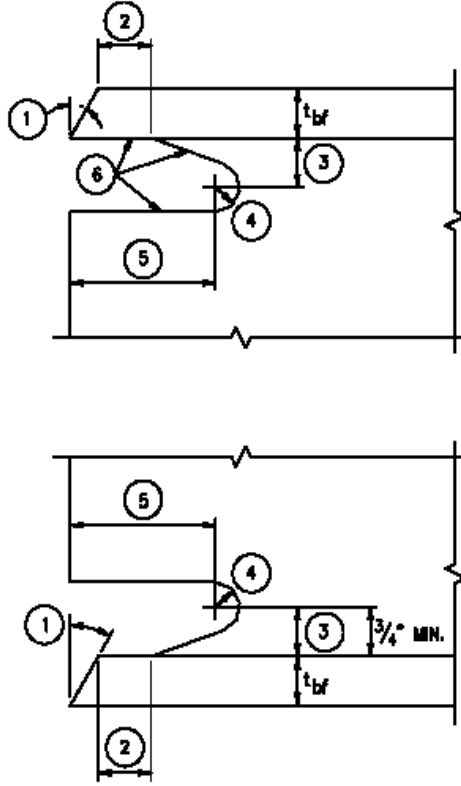
3.12.1 Kaynaklı Birleşim Detayı - Konstrüktif Açıklamalar

Kaynaklı birleşim detayına ait konstrüktif açıklamalar FEMA-350 yönetmeliğinde 8 maddede ifade edilmiş olup 2007-DBYBHY’de belirtilen uygulama detayı ile kıyaslanacaktır.



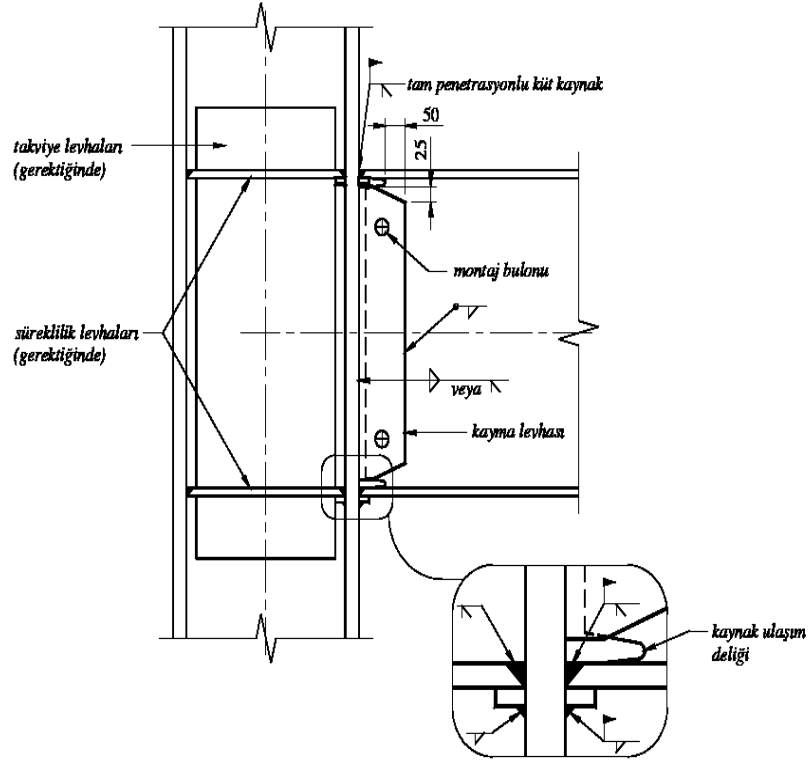
Şekil 3.34: FEMA-350 Uyarınca Kaynaklı Birleşim Detayı

1. Kiriş alt-üst başlıklarını kolon yüzüne bağlayan derin nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişi. Üst başlık birleşiminde, ya kaynak karşılama parçası yerinden alınarak bu bölgeye minimum 8^{mm}'lik köşe kaynağı çekilir veya parça yerinde bırakılarak şekilde de görüldüğü gibi parçanın altına minimum 8^{mm} lik köşe kaynağı çekilir. Alt başlıkta, kaynak karşılama parçası yerinden alınarak bu bölgeye minimum 8^{mm}'lik kaynak çekilir. Teşkil edilen bu köşe kaynaklar ile bu noktalardan büyüyecek artık gerilmelerin ve mikro çatlakların önüne geçilmesi amaçlanmaktadır. (Şantiye kaynağı olarak uygulanacaktır.)
2. Kaynak ulaşım deliği geometrik detayları için Şekil 3.35'e bakınız.
3. Kiriş gövdesinde kaynak ulaşım delikleri arasında derin nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişi. (Şantiye kaynağı olarak uygulanacaktır.)
4. En az kiriş gövde kalınlığına eşit et kalınlığında kayma levhası. Kayma levhası boyu kaynak ulaşım deliği sınırını altta ve üstte 3^{mm} (izin verilen) aşacak biçimde uygulanabilir. Bununla birlikte kayma levhası genişliği şekilde de görüldüğü gibi kaynak ulaşım deliği bitimini minimum (2"=50^{mm}) aşacak şekilde uygulanacaktır.
5. Kayma levhasını kolon yüzüne birleştiren kısmi nüfuziyetli küt kaynak. Bu kaynak levhanın kiriş gövdesine uzak olan tarafında tüm derinlik boyunca uygulanacaktır.
6. Kayma levhasını kiriş gövdesine bağlayan köşe kaynakları. Şekilde de görüldüğü üzere bu kaynaklar kayma levhası boyunun (1/3)'ü kadar derinlikte uygulanacak olup altta ve üstte kaynak ulaşım deliğine kadar sürekli olacak biçimde levha köşesini çevreleyecektir. Kaynak kenar boyutu kayma levhası kalınlığından yaklaşık olarak (1/16" = 2^{mm}) daha az olacak biçimde göz önüne alınacaktır ($a_k = t_l - 2^{mm}$).
7. Montaj bulonları: sayısı, tipi ve boyutları montaj yüklerine göre belirlenecektir.
8. Süreklilik levhaları ve panel bölgesi takviye levhası (gerekmesi halinde).



Şekil 3.35: Kaynak Ulaşım Deliği Geometrisi

1. Kaynak standartlarınca tanımlı yarım (V) dikişli küt kaynak ağzı geometrisi
2. Minimum (t_{bf}) veya ($12,5 \text{ mm}$) ara mesafe (artı $0,5t_{bf}$ veya $0,25t_{bf}$ katına kadar genişleyebilir)
3. Minimum 20 mm olmak kaydıyla $0,75t_{bf}$ değerinde mesafe ($\pm 6,5 \text{ mm}$)
4. 10 mm minimum eğrilik yarıçapı
5. $3t_{bf}$ değerinde mesafe ($\pm 12,5 \text{ mm}$)
6. Fabrikasyon kesim ve düzleştirme detayları için FEMA-353'e bakınız.



Şekil 3.36: 2007-DBYBHY Uyarınca Kaynaklı Birleşim Detayı

► 2007-DBYBHY uyarınca yüksek süneklikli moment çerçevelerinde kolon-kiriş birleşim bölgesinde tatbik edilecek kaynaklı birleşim detayı Şekil 3.36'da olduğu gibi ifade edilmektedir. Daha evvel FEMA-350 yönetmeliğinde ifade edilen aynı birleşim detayının konstrüktif açıklamalarına dikkat edildiğinde, detayın yeni deprem yönetmeliğine bulonlu birleşimlerin aksine %100 benzerlikte uyarlanmadığı görülmektedir. Öyle ki diğer birleşim detayları gibi kaynaklı birleşim detayının da yüksek sünekliği sağlamak adına birleşim noktasında gerekli minimum 0,04 radyan göreceli kat ötelenme açısını gerçekleştirdiği testler neticesinde belirlenmiş olup tatbik esasları ve konstrüktif detayları bu doğrultuda geliştirilmiş uygulama detayıdır. Dolayısıyla uygulamaya esas olan konstrüktif detaylar FEMA-350 yönetmeliğinde belirtildiği şekliyle göz önünde bulundurulmalıdır.

Her iki yönetmelikte belirtilen kaynaklı birleşim detayları göz önüne alındığında farklılık kayma levhasının kiriş gövdesine ve kolon yüzüne bağlantısı noktasında ortaya çıkmaktadır. Öyle ki, FEMA-350'de ifade edilen detayda kayma levhasının görevi kiriş elemanının montajı aşamasında yalnızca montaj yükleri altında mesnet görevi görmek iken, 2007-DBYBHY'de ifade edilen detayda kiriş gövdesinden kolon yüzüne aktarılabilecek olan kesme kuvveti etkisini ve belli oranda moment etkisini

taşıyabilecek dayanıma sahip olan taşıyıcı eleman görevi görmektir. Burada dikkat edilmesi gereken nokta şudur ki: asıl uygulama detayında kiriş gövdesinden kolon yüzüne aktarılan yük tesirleri yukarıda (3) numaralı maddede açıklandığı şekliyle kiriş elemanı gövdesini kolon yüzüne bağlayan ve kaynak ulaşım delikleri arasında teçhiz edilen derin nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişleri ile taşınmakta olup kayma levhasının yük tesirinde olmadığı düşünülmemekte, et kalınlığı kiriş gövde kalınlığı kadar göz önüne alınmakta ve kiriş gövdesine bağlantısı sürekli olmayan köşe kaynaklar vasıtasıyla sağlanmaktadır. Bilindiği üzere, birleşim bölgesinin boyutlandırılmasına esas teşkil eden yük tesirleri kiriş üzerinde oluşması öngörülen plastikleşmeden dolayı oluşan kapasite plastik moment ve plastik kesme kuvveti olup kaynak arayüzü kesitinin ve bu noktada yük alacak eleman kesitlerinin bu yükleri taşıyacak yeterli dayanıma sahip olması gerekmektedir. Dolayısıyla bu yükler altında kiriş gövdesinin kolon yüzüne derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri ile bağlantısının yapılması daha mantıklı gözükmemektedir. Bununla beraber yeni deprem yönetmeliği 2007-DBYBHY’de ifade edilen kaynaklı birleşim detayında gövde levhası, bağlantısını sağlayan kaynaklardan dolayı kayma levhası özelliğinin ötesine geçmektedir. Zira, ifade edilen uygulama detayında kiriş gövdesinin kolon yüzüne bağlantısı öngörülmemekte, bunun yerine tüm bağlantı gövde levhasının kolon yüzüne küt kaynak dikişleri veya her iki yüzünden köşe kaynaklarla, kiriş gövdesinde ise çepeçevre köşe kaynaklar vasıtasıyla sağlanmaktadır. Bu durumda kayma levhası kiriş gövdesinin ataleti oranında bir moment etkisini ve plastik kesme kuvveti etkisini taşıyabilecek şekilde boyutlandırılacaktır. Dolayısıyla bu durumda gövde levhasının et kalınlığının kiriş gövde kalınlığı ile sınırlandırılması şartı ortadan kalkmaktadır. Fakat bu nokta açıkça ifade edilmemektedir. Bununla birlikte gövde levhasını kiriş gövdesine bağlayan çepeçevre köşe kaynakların da az önce ifade edilen moment ve kesme kuvveti tesirleri altında tahkiklerinin yapılması gerekecektir.

Sonuç olarak kaynaklı birleşim detayının 2007-DBYBHY’de ifade edilen şeklinin FEMA-350’de belirtilen asıl uygulama detayı üzerinden yorumlanarak ortaya çıkarıldığı aşikardır. Tasarım mühendisliği açısından bakıldığında, daha evvel detaylandırılması yapılan bulonlu birleşimlerdeki kaynak ara yüzlerinde karşılaşılan tahkik problemleri de göz önüne alındığında, kaynaklı birleşim detayı teşkilinde yukarıda ifade edilen her iki kayma levhası ve kaynak teşkilleri ayrı ayrı kendi özellikleri içerisinde uygulanabilmekle beraber, kaynak gerilmeleri kontrolünde sorunla karşılaşılması halinde her iki detayın kombinasyonu da göz önüne

alınabilmelidir. Bu durumla alakalı gerekli açıklama kaynak arayüzü tahkiki safhasında yapılacaktır.

3.12.2 Kaynaklı Birleşim Detayı - Uygulama Sınırları

2007-DBYBHY, Bölüm §4A.2.4 ve FEMA-350 yönetmeliği Bölüm §3.5.2’de belirtilen tasarım ilkeleri uyarınca kaynaklı kolon-kiriş birleşim detayının süneklik düzeyi yüksek çerçevelerde uygulanabilmesi için, birleşim detayı parametrelerinin aşağıda Tablo 3.24’de belirtilen uygulama sınırlarını sağlaması gerekmektedir.

Tablo 3.24: Kaynaklı Birleşim Detayının Uygulama Sınırları

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları	Örnek Yapıdaki Durum	X /√
Kiriş ve kolon için izin verilen malzeme sınıfı(*)	St 52	St 52	√
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 1000 mm	610 mm (IPE O 600)	√
Kiriş açıklığı/enkesit yüksekliği oranı	≥ 7	(750-47,8)/61=11,5	√
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 25 mm	24 mm	√
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm	478 mm (HE 450 M)	√
Kaynak ulaşım deliği	gerekli	mevcut	√
Başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak	Tam penetrasyonlu yarım V küt kaynak dikişi	√

(*) Birleşime girecek kolon ve kiriş elemanı için izin verilen malzeme sınıfı kriteri son yapılan revizyon neticesinde 2007-DBYBHY’de uygulama sınırı olmaktan çıkarılmış olup FEMA-350’de mevcuttur.

3.12.3 Kaynaklı Birleşim Detayı (KBD) – Uygulamalı Tasarım Yöntemi

Kaynaklı birleşim detayı daha evvel tasarımı yapılan birleşimler gibi, sistemde oluşması öngörülen plastikleşme kiriş elemanı üzerinde dikte edilen noktada gerçekleşecek şekilde tam dayanımlı olacak biçimde boyutlandırılacaktır. Birleşim noktasında öngörülen tüm yük tesirleri kiriş elemanı üzerinden kolon elemanına birleşim arayüzünde tatbik edilmesi düşünülen derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri ve konstrüktif kaynaklar vasıtasıyla aktarılacaktır. Dolayısıyla, diğer birleşimlerin aksine tasarımı ve tatbiki daha elverişli görülen bu birleşim şeklinde kaynak işçiliği önem arz etmektedir.

Bu birleşim şeklinde kayma levhası üzerine montaj bulonları vasıtasıyla oturtulan kiriş elemanı başlıklarından ve kaynak ulaşım delikleri arasında gövde derinliğince derin nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişleri ile kolon levhasına bağlanmakta, yük tesirleri bu kaynaklar vasıtasıyla aktarılmaktadır (Bknz. Şekil 3.34). Derin nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişi için, akma sınır gerilmesi ve çekme mukavemeti en az

birleştirdiği profillerin malzemesininki kadar (St 52, $\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$) olan elektrodlar kullanılması gerektiğinden, kirişte oluşan plastik mafsalsal momenti (M_p/M_{pr}) ve plastik kesme kuvveti (V_e/V_p), kiriş elemanından kolona aktarılabilir. Bununla beraber, şantiye ortamında kaynak işlemi tatbik edileceği için kaynak ulaşım deliği ve kaynak karşılama parçaları ile alakalı, ilgili konstrüktif detaylara harfiyen uyulması birleşimden beklenen süreklilik performansının sağlanabilmesi açısından önemlidir. Bu birleşimin hesabının ana adımları sırasıyla aşağıdaki gibi tatbik edilecektir.

3.12.3.1 KBD - Eleman Karakteristik ve Kesit Özellikleri

- Kolon Elemanı: (HE 450 M)

Malzeme Sınıfı: St52 $\sigma_k = 51,0 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

$h_c = 478 \text{ mm}$; $b_{cf} = 307 \text{ mm}$; $t_{cw} = 21 \text{ mm}$; $t_{cf} = 40 \text{ mm}$; $r = 27 \text{ mm}$

$A = 335 \text{ cm}^2$; $I_x = 131500 \text{ cm}^4$; $W_{px} = 6331 \text{ cm}^3$; $W_x = 5502,1 \text{ cm}^3$

- Kiriş Elemanı: (IPE O 600)

Malzeme Sınıfı: St52 $\sigma_k = 51,0 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

$h_b = 610 \text{ mm}$; $b_{bf} = 224 \text{ mm}$; $t_{bw} = 15 \text{ mm}$; $t_{bf} = 24 \text{ mm}$; $r = 24 \text{ mm}$

$A = 197 \text{ cm}^2$; $I_x = 118300 \text{ cm}^4$; $W_{px} = 4471 \text{ cm}^3$; $W_x = 3878,7 \text{ cm}^3$

- Kayma Levhası :

Malzeme Sınıfı: St52 $\sigma_k = 51,0 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

- Montaj Bulonu (ISO 5.6) :

Karakteristik çekme dayanımı; $\sigma_z = 50,0 \text{ kN/cm}^2$

Bulonda diş açılmış kesitin kayma düzleminde olmadığı durum için karakteristik

kayma dayanımı ; $\tau_z \cong 0,40\sigma_z = 0,40 \times 50,0 = 20,0 \text{ kN/cm}^2$

$$\Rightarrow \tau_{em} = \frac{0,40 \times \sigma_z}{\Omega} = \frac{0,40 \times 50,0}{2} = 10,0 \text{ kN/cm}^2$$

- Kaynak Elektrodu: (AWS - E70XX)

Seçilecek olan kaynak elektrodu esas metal ile uyumlu olacaktır. Bu noktada AISC 360–05 Bölüm J2’de belirtildiği üzere akma dayanımı 25~42 kN/cm² aralığındaki esas metalle uyumlu olarak AWS gösterimi E70XX (ksi) olan elektrodlar kullanılmaktadır. AWS’ye göre elektrodlar karakteristik çekme dayanımları ile ifade edilmektedir. E70 olarak da gösterilen elektrodun karakteristik çekme dayanımı 70 ksi ≈ 485 Mpa’dır. Buna göre :

Esas Metal → St 52 ($\sigma_{ab} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$)

İlave Metal → AWS – E70XX ($\sigma_{kk} = 70,0 \text{ ksi} \cong 48,5 \text{ kN/cm}^2$, $\sigma_{ak} \cong 40,0 \text{ kN/cm}^2$)

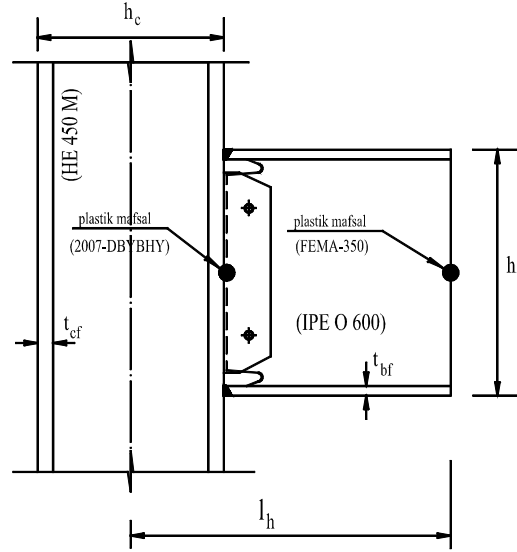
- ♦ Küt kaynak dikişlerinin çekme ve basınç etkileri altında tahkikinde göz önüne alınacak sınır gerilmesi AISC 360–05, Tablo J2.5 ve 2007-DBYBHY, Madde §4.2.5 uyarınca esas metalin akma mukavemeti kadar olacaktır.

$$\sigma_k = \sigma_{ab} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$$

- ♦ Köşe kaynak dikişleri için AISC 360–05, Tablo J2.5 uyarınca emniyet katsayısı ($\Omega=2$) olmak üzere, kaynak dikişi hesap alanı üzerinde kayma; doğrultusu ne olursa olsun çekme/basınç emniyet gerilmesi:

$$\sigma_{kem} = \tau_{kem} = \frac{0,60\sigma_{E70XX}}{\Omega} = \frac{0,60 \times 48,5}{2} \cong 15,0 \text{ kN/cm}^2, \text{ olmaktadır.}$$

3.12.3.2 KBD - Birleşim Geometrisi ve Plastik Mafsal Noktası



Şekil 3.37: KBD-Birleşim Geometrisi

- FEMA-350 yönetmeliği Tablo (3-3) uyarınca kaynaklı birleşim için plastik mafsalın yeri Şekil 3.37'de de görüldüğü gibi kolon ekseninden itibaren aşağıdaki şekilde hesaplanacaktır.

- $$l_h = \frac{h_c}{2} + \frac{h_b}{2} \quad (3.67)$$

Bu ifadede (h_c) kolon elemanı kesit yüksekliğini, (h_b) kiriş elemanı kesit yüksekliğini ifade etmektedir.

$$\Rightarrow l_h = \frac{478}{2} + \frac{610}{2} = 544 \text{ mm}$$

- $L' = L - 2 l_h = (750 - 2 \times 54,4) = 641,2 \text{ cm.} = 6,412 \text{ mt.}$ (Kiriş elemanının her iki ucunda oluşması beklenen plastik mafsallar noktaları arasında kalan mesafe)

■ 2007-DBYBHY, §4.3.4.1.b maddesi uyarınca kaynaklı birleşim için plastik mafsalın Şekil 3.37'de de görüldüğü gibi kolon yüzünde oluşacağı öngörülmüştür.

- $$l_h = \frac{h_c}{2} = \frac{478}{2} = 239 \text{ mm} \Rightarrow L' = (7,50 - 2 \times 0,239) = 7,022 \text{ mt}$$

3.12.3.3 KBD - Plastik Mafsal Noktasındaki Plastik Moment Kapasitesi Hesabı

Daha evvel Bölüm 3.9.3.3'de detaylı biçimde açıklandığı üzere 2007-DBYBHY ve FEMA-350 yönetmeliklerinin ilgili maddeleri uyarınca alın levhasız bulonlu birleşim detayı için plastik mafsal noktasındaki plastik moment kapasite değerleri aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

$$M_p = W_p \sigma_a = 4471,0 \times 35,5 = 158720,5 \text{ kNcm} = 1587,21 \text{ kNm} , \text{ olmaktadır.}$$

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$$M_{pr} = C_{pr} R_y W_p \sigma_a = 1,2 \times 1,1 \times 4471,0 \times 35,5 = 209511,1 \text{ kNcm} = 2095,11 \text{ kNm}$$

3.12.3.4 KBD - Plastik Mafsal Noktasındaki Kesme Kuvveti Hesabı

Daha evvel Bölüm 3.9.3.4'de detaylı biçimde açıklandığı üzere 2007-DBYBHY ve FEMA-350 yönetmeliklerinin ilgili maddeleri uyarınca plastik kesme kuvvetine ilave olarak kiriş üzerinde mevcut normal kat ölü ve hareketli yüklerinden dolayı oluşan kesme kuvveti etkilerinin toplamı aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

$$V_e = V_{dy} \pm 1,1 D_a \left(\frac{2M_p}{L'} \right) = V_D + V_L + 1,1 D_a \left(\frac{2M_p}{L'} \right)$$

Plastik mafsal noktasında ölü ve hareketli yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti değerleri yapının bilgisayar modeli üzerinden elde edilmiştir.

$$\Rightarrow V_e = 69,61 + 75,69 + \left[1,1 \times 1,1 \times \left(\frac{2 \times 1587,21}{7,022} \right) \right] \cong 692,3 \text{ kN}$$

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$$V_p = V_{dy} \pm \left(\frac{2M_{pr}}{L'} \right) = (1,2 V_D) + (0,5 V_L) + \left(\frac{2M_{pr}}{L'} \right)$$

$$\Rightarrow V_p = (1,2 \times 69,61) + (0,5 \times 75,69) + \left(\frac{2 \times 2095,11}{6,412} \right) \cong 774,9 \text{ kN}$$

3.12.3.5 KBD - Kolon Yüzündeki ve Kolon Eksenindeki Moment Değerlerinin Hesabı

Bölüm 3.9.3.5 ve Şekil 3.15'de detaylı biçimde açıklandığı üzere, 2007-DBYBHY ve FEMA-350 yönetmeliklerinin ilgili maddeleri uyarınca kolon yüzü (M_y) ve kolon eksenindeki (M_e) moment değerleri aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

■ 2007-DBYBHY, §4.3.4.1.b maddesi uyarınca birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı, birleşen kirişin kolon yüzündeki plastik moment kapasitesinin ($0.80 \times 1.1D_a$) katından daha az olmayacaktır.

$$M_y = (0.80 \times 1.1D_a)M_p = 0.80 \times 1.1 \times 1.1 \times 1587,21 = 1536,4 \text{ kNm}$$

Aynı zamanda yönetmelik uyarınca hesap edilen (M_y) momenti, düşey yükler ve deprem yükü azaltma katsayısının ($R = 1.5$) değeri için hesaplanan deprem yüklerinin ortak etkisi altında meydana gelen eğilme momentini aşmayacaktır.

$$M_L = (M_{DL}) + (M_{LL}) + \left(\frac{M_E R_1}{R_2} \right) \geq M_y$$

$$M_L = (97,57) + (107,33) + \left(\frac{284,28 \times 8}{1,5} \right) = 1721,1 \text{ kNm} \geq M_y = 1536,4 \text{ kNm}$$

Sonuç olarak 2007-DBYBHY uyarınca birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı ($M_y = 1536,4 \text{ kNm}$), olarak göz önüne alınacaktır.

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

◆ Kolon yüzünde :

$$M_y = M_{pr} + V_p(x) = 2095,11 + 774,9 \times 0,305 \cong 2331,5 \text{ kNm}$$

◆ Kolon ekseninde :

$$M_e = M_{pr} + V_p(l_h) = 2095,11 + 774,9 \times 0,544 \cong 2516,7 \text{ kNm}$$

3.12.3.6 KBD - Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü

Daha evvel Bölüm 3.9.3.13'de tatbik etmiş olduğumuz panel bölgesi kesme dayanımı tahkikini bu birleşim noktası için tekrarlayacağız. Buna göre :

■ 2007-DBYBHY, (§4.3.4.3) maddesi uyarınca kolon-kiriş birleşim detayında, kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi (Bölüm 3.9.3.13 / Şekil 3.18) aşağıdaki koşulları sağlayacak biçimde boyutlandırılacaktır.

$$\bullet \quad V_{ke} = 0,8 \Sigma M_{pi} \left(\frac{1}{h_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right)$$

$h_b = 61 \text{ cm} = \text{kiriş elemanı enkesit yüksekliği}$

$H_{ort} = 400 \text{ cm} = \text{katlar arası ortalama yükseklik}$

$$\Rightarrow V_{ke} = 0,8 \times 2 \times 1587,21 \times \left(\frac{1}{0,61} - \frac{1}{4,0} \right) = 3528,3 \text{ kN}$$

$$\bullet \quad V_p = 0,6 \sigma_a h_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{h_b h_c t_p} \right] \geq V_{ke}, \quad \text{şartı sağlanmalıdır.}$$

$$\Rightarrow V_p = 0,6 \times 35,5 \times 47,8 \times 2,1 \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4,0^2}{61 \times 47,8 \times 2,1} \right] = 2653,0 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_p = 2653,0 \text{ kN} < V_{ke} = 3528,3 \text{ kN}$$

Görüldüğü üzere panel bölgesi kesme dayanımı yetersizdir. Bu durumda panel bölgesi takviye levhaları ile desteklenecektir. Gerekli levha kalınlığı aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

$$V_{ke} = 0,6 \times 35,5 \times 47,8 \times (t_{wc} + 2t_t) \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4^2}{61 \times 47,8 \times (t_{wc} + 2t_t)} \right] = 3528,3 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{ke} = [1018,14 \times (t_{wc} + 2t_t)] + 514,55 = 3528,3 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow (t_{wc} + 2t_t) = \frac{3528,3 - 514,55}{1018,14} = 2,96 \quad \Rightarrow \quad 2t_t = 2,96 - 2,1 = 0,86 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_{t_{min}} = \frac{0,86}{2} = 0,43 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad t_t = 0,5 \text{ cm} = 5,0 \text{ mm} \quad , \text{ olmaktadır.}$$

- Takviye levhaları kolon gövdesine kaynakla bağlanacaklardır. Bu durumda kayma bölgesi kalınlığı yönetmelik uyarınca minimum kalınlık şartını sağlayacaktır.

$$t_p \geq t_{\min} = u/180 \quad (2007-DBYBHY, §4.3.4.3, 4.9)$$

Bu ifadede :

$$u = 2 \times [(47,8 - 2 \times 4) + (61 - 2 \times 2,4)] = 192,0 \text{ cm} = \text{kayma bölgesi çevresi}$$

$$t_p = (2,1 + 2 \times 0,5) = 3,1 \text{ cm} > t_{\min} = 192/180 = 1,1 \text{ cm} \quad (\checkmark)$$

- FEMA–350 yönetmeliği, Bölüm §3.3.3.2 uyarınca panel bölgesi kontrolü önceki birleşim detaylarında olduğu gibi (t_p) :

$$t_p \geq t = \frac{C_y M_e \frac{H - h_b}{H}}{(0,9) 0,6 \sigma_a R_y h_c (h_b - t_{bf})}, \text{ şartını sağlamalıdır.}$$

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{W_{px}}{W_x}} = \frac{1}{1,20 \times \frac{3512}{3069,33}} = 0,73$$

$$C_{pr} = \frac{\sigma_a + \sigma_u}{2\sigma_a} = \frac{35,5 + 51,0}{2 \times 35,5} \cong 1,2$$

$$M_e = 2516,7 \text{ kNm} = 251670,0 \text{ kNcm}$$

$H = 400 \text{ cm}$ = panel bölgesi üstü ve altı ortalama kat yüksekliği

$h_b = 61 \text{ cm}$ = kiriş elemanı enkesit yüksekliği

$h_c = 47,8 \text{ cm}$ = kolon elemanı enkesit yüksekliği

$\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ = kolon elemanı karakteristik akma dayanımı

$R_y = D_a = 1,1$ (FEMA 350, §2.6.2, Tablo 2.1)

$$\Rightarrow t = \frac{0,73 \times 251670,0 \times \left(\frac{400 - 61}{400} \right)}{0,9 \times 0,6 \times 35,5 \times 1,1 \times 47,8 \times (61,0 - 2,4)} = 2,64 \text{ cm} > t_p = t_{wc} = 2,1 \text{ cm} \quad (\text{X})$$

Görüldüğü üzere FEMA-350 yönetmeliği uyarınca da panel bölgesinde ilave takviye levhalarına gerek duyulmaktadır. Daha evvel 2007-DBYBHY uyarınca hesap ettiğimiz (5^{mm})'lik takviye levhaları tatbik edilmesi halinde bu kriter sağlanmış olacaktır. Buna göre :

$$\Rightarrow t = 2,64 \text{ cm} < t_p = (t_{wc} + 2t_t) = (2,1 + 2 \times 0,5) = 3,1 \text{ cm} \quad (\checkmark)$$

3.12.3.7 KBD - Süreklilik Levhası Gereklilik Kontrolü

Kolon gövdesinde tatbik edilecek süreklilik levhaları ile alakalı gereklilik tahkiki daha evvel (3.11.3.13) bölümünde detaylı biçimde açıklandığı gibi uygulanacaktır. Buna göre, 2007 DBYBHY'nin §4.3.4.4 maddesi (c) bendi ve FEMA-350 yönetmeliğinin §3.3.3.1 maddesi uyarınca kolon başlığının yeterli kalınlığa sahip olması halinde süreklilik levhalarına gerek olmayabileceği aşağıda ifade edilen kriterlere bağlanmıştır.

$$\bullet \quad t_{cf} \geq t_1 = 0,4 \sqrt{1,8(b_{bf} t_{bf}) \frac{\sigma_{ab} D_{ab}}{\sigma_{ac} D_{ac}}}$$

$$\bullet \quad t_{cf} \geq t_2 = \frac{b_{bf}}{6}$$

Bu denklemlerdeki ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

t = minimum gerekli kolon alt-üst başlık kalınlığı (cm)

$t_{cf} = (4,0 \text{ cm})$ = kolon alt-üst başlık kalınlığı (cm)

$b_{bf} = (22,4 \text{ cm})$ = kiriş alt-üst başlık genişliği

$t_{bf} = (2,4 \text{ cm})$ = kiriş-alt-üst başlık kalınlığı

$D_{ab} = D_{ac} = 1,1$ = Kolon ve ek başlık levhasında; St-37 çeliği dışındaki tüm yapı çeliklerinden imal edilen levhalar için arttırma katsayısı

$\sigma_{ab} = \sigma_{ac} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ = Kiriş/Kolon elemanı akma dayanımı

$$\Rightarrow t_1 = 0,4 \times \sqrt{1,8 \times 2,4 \times 22,4 \times \frac{35,5 \times 1,1}{35,5 \times 1,1}} = 3,93 \text{ cm} < t_{cf} = 4,0 \text{ cm} \quad (\checkmark)$$

$$(\sqrt{})$$

251

Tablo 3.25: KBD-Birleşim Noktası Arayüz Kesit Değerleri (2007-DBYBHY)

Kesit No	a (cm)	b (cm)	A (cm) ²	y (cm)	A.(y) ² (cm) ⁴	I _o (cm) ⁴
1(*2)	1	50.2	50.20	0.00	0.00	21084.33
2(*2)	2.4	22.4	53.76	29.30	92304.84	51.61
3(*2)	0.8	22.4	17.92	30.90	34220.39	1.91
Toplam					126525.24	21137.86

◆ Derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri için kontrol :

$$\Rightarrow I_t = [A(y)_{top}^2] + (I_o)_{top} = 126525,24 + 21137,86 = 147663,1 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow W_t = I_t / (h_b / 2) = (147663,1 / 31,5) = 4687,7 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{maks} = \frac{M_y}{W_t} = \frac{153640,0}{4687,7} = 32,8 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_k = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

◆ Köşe kaynak dikişleri için kontrol :

$$\Rightarrow W_t = I_t / (h_1 / 2) = (147663,1 / 25,1) = 5883,0 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_k = \frac{M_y}{W_t} = \frac{153640,0}{5883,0} = 26,12 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{kk} = 30,6 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

$$\Rightarrow \tau_k = \frac{V_e}{2A_k} = \frac{692,3}{2 \times (50,2 - 2 \times 1,0) \times 1,0} = 7,2 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kk} = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

Aynı zamanda köşe kaynak dikişlerinin kontrolü için gerekli ek koşul uyarınca esas metal net kesit alanına etkiyen kayma gerilmesi esas metal (St52) akma mukavemetinin %40'ını aşmamalıdır. Buna göre :

$$\text{Kayma Levhası için: } (1,7 \sigma_{em}) \Rightarrow \tau_{ks} = 1,7 \times 35,5 \times 0,40 = 24,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_s = \frac{V_e}{A_g} = \frac{692,3}{50,2 \times 1,5} = 9,20 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{ks} = 24,14 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

◆ Kayma levhasını kiriş gövdesine bağlayan köşe kaynak dikişi gerilme kontrolleri:

Bu noktada uygulanabilecek maksimum köşe kaynak kalınlığı (10 mm) olmaktadır. Zira, kiriş gövde kalınlığı (15 mm) olup kayma levhası kalınlığı buna eşdeğerde

seçilmiştir. Bu kaynaklar kayma levhası tarafından taşınan (M_l) ve (V_e) kesit tesirlerini taşıyabilecek dayanımda olmalıdır. Kayma levhasına aktarılan moment değeri köşe kaynaklar tarafından taşınan moment kadar olacaktır.

$$M_l = M_y \frac{I_k}{I_t} = 153640,0 \times \frac{21084,33}{147663,1} = 21938,0 \text{ kNcm}$$

$$I_k = \frac{bh^3}{12} = \frac{1,0 \times 50,2^3}{12} = 10542,2 \text{ cm}^4 \Rightarrow W_k = \frac{I_l}{h/2} = \frac{10542,2}{25,1} = 420,0 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_k = \frac{M_l}{W_k} = \frac{21938,0}{420,0} = 52,2 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{kk} = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (X)$$

$$\Rightarrow \tau_s = \frac{V_e}{A_k} = \frac{692,3}{50,2 \times 1,0} = 13,8 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kk} = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

► Yapılan kontrol neticesinde, 2007-DBYBHY uyarınca elde edilen hesap yükleri altında birleşim bölgesinin kaynak arayüzü gerilme dayanımı istenilen sınırlar dahilinde olmasına rağmen yönetmelikte ifade edilen detayın uygulama sınırları dahilinde kayma levhası yük transfer eden eleman olarak kullanıldığı için bu noktada teşkil edilen kaynak elemanının istenilen yeterli dayanımı sağlayamadığı görülmüştür. Bu noktada birleşim bölgesi tasarımı için geliştirilecek çözüm önerileri aşağıdaki gibi sıralanabilir.

1. Kayma levhasını kiriş gövdesinin her iki yanında da uygulamak. Bu noktada kayma levhalarının kolon başlığına teşkili küt kaynaklarla sağlanır, aynı zamanda levhayı kiriş gövdesine bağlayan köşe kaynakların uygulama alanı iki katına çıkacağı için yukarıda ifade edilen (σ_k) değerinin istenilen sınır dayanımın altında kalması sağlanır.
2. Birleşim bölgesindeki kaynak teşkilini Şekil 3.38-(B)'deki gibi revize etmek. Buna göre teşkil edilecek yeni kaynak düzeninde yönetmelikte belirtilen birleşim bölgesi uygulama detayı FEMA-350'de belirtilen detay yönünde geliştirilmektedir. Bu noktada öngörülen yeni kaynak düzeninde kayma levhası kolon yüzü ve kiriş gövdesine köşe kaynaklar vasıtasıyla bağlanmakta, aynı zamanda kiriş gövdesinin kolon başlığına teşkili şekilde de görüldüğü üzere tam penetrasyonlu küt kaynak veya kısmi penetrasyonlu küt kaynak vasıtasıyla sağlanmaktadır. Bu teşkil ile birlikte kayma levhasını kiriş gövdesine bağlayan köşe kaynaklar üzerindeki yükün bir kısmı kiriş gövdesi tarafından taşınacağı

için yukarıda ifade edilen gerilme kontrolü de sağlanacaktır. Bununla birlikte 2007-DBYBHY’de belirtilen detayı FEMA-350’de belirtilen asıl teşkil olarak da göz önüne almak mümkündür. Öyle ki, plastik mafsalin kolon yüzünde oluşacağı öngörüldüğü için, nispeten daha elverişli kesit tesirleri altında teşkil yapılmakta olup birleşim bölgesinde kayma levhasını Şekil 3.34’deki gibi göz önüne alarak, tüm kesit tesirlerini kiriş elemanını kolon yüzüne bağlayan derin nüfuziyetli küt kaynaklarla taşımak da mümkün olabilecektir.

3. Bu birleşim noktasında Kaynaklı Birleşim Detayı’ndan vazgeçerek, Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim detayını tatbik etmek. (Bknz. Bölüm 3.13)

● FEMA–350 yönetmeliği uyarınca belirlenen hesap yükleri altında Şekil 3.39’da ifade edilen kaynak kesidi gerilme kontrolü aşağıdaki gibi yapılacaktır.

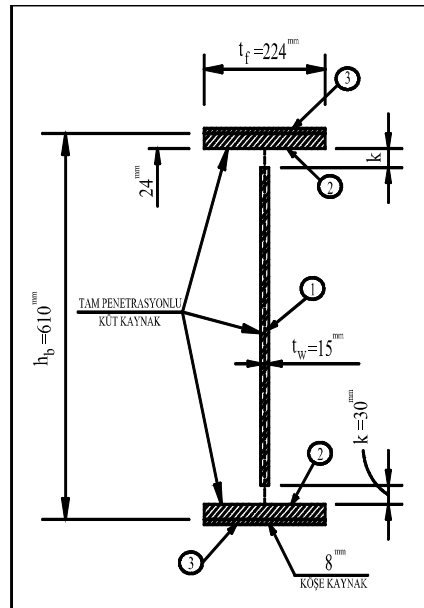
◆ Kesit Tesirleri :

$$V_p = 774,5 \text{ kN} , \quad (M_y = 233150,0 \text{ kNcm}) \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.12.3.4/3.12.3.5})$$

◆ Birleşim Elemanlarının Gerilme Sınır Değerleri :

$$\text{Tam penetrasyonlu küt kaynak: } \sigma_k = \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.12.3.1})$$

$$\text{Köşe kaynak: } \tau_k = 0,60\sigma_{E70XX} = 0,60 \times 48,5 \cong 29,1 \text{ kN/cm}^2$$



Şekil 3.39: KBD - Kolon Elemanı Yüzündeki Kaynak Kesiti (FEMA–350)

Tablo 3.26: KBD - Birleşim Noktası Arayüz Kesit Değerleri (FEMA–350)

Kesit No	a (cm)	b (cm)	A (cm) ²	y (cm)	A.(y) ² (cm) ⁴	I _o (cm) ⁴
1	1.5	50.2	75.30	0.00	0.00	15813.25
2 (*2)	2.4	22.4	53.76	29.30	92304.84	51.61
3 (*2)	0.8	22.4	17.92	30.90	34220.39	1.91
Toplam					126525.24	15866.77

◆ Derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri için kontrol :

$$\Rightarrow I_t = [A(y)_{top}^2] + (I_o)_{top} = 126525,24 + 15866,77 = 142392,0 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow W_t = I_t / (h_b / 2) = (142392,0 / 31,5) = 4520,4 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{maks} = \frac{M_y}{W_t} = \frac{233150,0}{4520,4} = 51,6 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (X)$$

► Görüldüğü üzere FEMA–350 yönetmeliği uyarınca belirlenen hesap yükleri altında kaynak kesidinde elde edilen maksimum gerilme değeri derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri için yönetmeliklerce izin verilen sınır değerın yaklaşık %45'i kadar fazla olmakla beraber kaynak elektrodu en düşük akma mukavemeti değeri (40 kN/cm²) de aşılmıştır. Dolayısıyla, bu detayın FEMA-350 tasarım kriterleri altında öngörülen plastik mafsallık hipotezi uyarınca tam dayanımlı olarak nitelendirilmesi doğru olmayacaktır. Zira bu değerler altında, plastikleşme kesit tesirlerinin ve malzemenin karakteristik davranışının da göz önünde bulundurularak pekleşme etkileriyle beraber öngörülen plastik mafsallık noktasının korunması teorik olarak mümkün olmayacağı öngörülebilmektedir.

◆ Montaj bulonları için kontrol :

Montaj bulonları tasarımında göz önüne alınacak yükler montaj yükleri adı altında kiriş elemanı öz ağırlığı (G_b=1,55 kN/m) ve hareketli yük olarak montaj elemanı ağırlığı (Q=1,5 kN) göz önüne alınacaktır. Buna göre 2 adet montaj bulonunun güvenlik katsayısı (GK=2) alınarak taşınması gereken kesme yükü aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

$$V_m = 2 \left(Q + \frac{G_b L'}{2} \right) = 2 \times \left(1,5 + \frac{1,55 \times (7,5 - 0,478)}{2} \right) = 14,0 \text{ kN}$$

$$\tau_s = 1,7\tau_{em} = 1,7 \times 10,0 = 17,0 \text{ kN/cm}^2$$

ISO 5.6 kalitesindeki 2 adet (M12) bulon için kontrol :

$$A_b = \pi \frac{D^2}{4} = \pi \times \frac{1,2^2}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \geq \frac{V_m}{n\tau_s} = \frac{14}{2 \times 17} = 0,41 \text{ cm}^2 \quad (\checkmark)$$

3.12.3.9 KBD - Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolü

Güçlü kolon zayıf kiriş tahkiki daha evvel Bölüm 3.11.3.15'de de detaylı biçimde açıklandığı gibi uygulanacaktır. Buna göre, tasarım örneğimizde, kaynaklı birleşim detayı Şekil 3.4'de de görülen birleşim noktasında uygulanacak olup bu noktada birleşen kolon ve kiriş elemanları için kapasite hesabı aşağıdaki gibi tatbik edilecektir.

♦ Kiriş Elemanı Kapasite Hesabı :

$$M_{pi} = M_{pj} = W_p \sigma_a = 4471,0 \times 35,5 = 158720,5 \text{ kNcm} = 1587,21 \text{ kNm}$$

2007-DBYBHY uyarınca KBD için öngörülen plastik mafsalsal noktası kolon yüzü olduğu için ilave moment etkisi olmayacaktır. Bu durumda, $M_{vi} = M_{vj} = 0$ olur.

♦ Kolon Elemanı Kapasite Hesabı :

Kolon elemanı kapasite hesabı daha evvel Bölüm 3.9.3.15'de detaylı biçimde açıklandığı üzere AISC 341-05'de ifade edildiği şekliyle hesap edilecektir. Buna göre :

$$M_{pc} = W_p \left(\sigma_a - \frac{N}{A} \right)$$

(N) = Deprem her iki yönü de göz önüne alındığında kolon elemanı eğilme momenti kapasitesini en küçük yapan tasarım aksel kuvveti. Bu kuvvetler statik analiz programı yardımıyla, depremin her iki yönünden elverişsiz durumu verecek biçimde aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

$$(N_a) = 877,32 \text{ kN}, \quad (N_u) = 1291,37 \text{ kN} \quad (\text{Şekil 3.4, C aksı moment çerçevesi})$$

$$\Rightarrow M_{pa} = 6331 \times (35,5 - 877,37 / 335) = 208169,5 \text{ kNcm} = 2081,7 \text{ kNm}$$

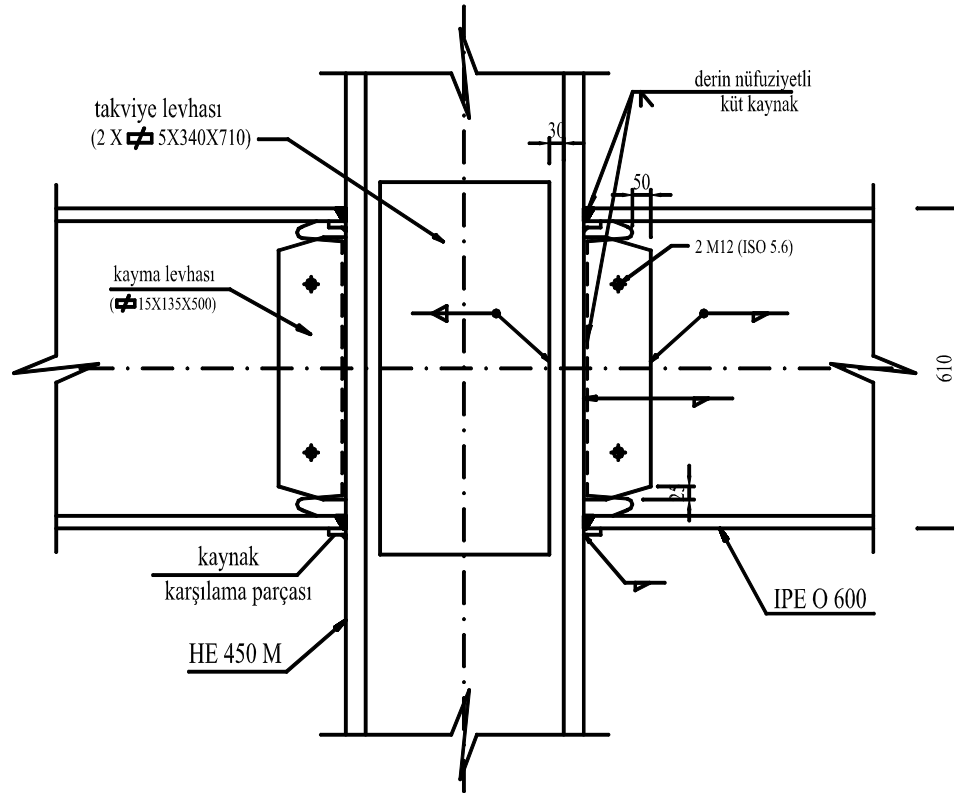
$$\Rightarrow M_{p\ddot{u}} = 6331 \times (35,5 - 1291,37 / 335) = 200345,5 \text{ kNcm} = 2003,5 \text{ kNm}$$

♦ Bu durumda kapasite oranı aşağıdaki gibidir.

$$\Rightarrow (M_{pa} + M_{p\ddot{u}}) = 2081,7 + 2003,5 = 4085,2 \text{ kNm}$$

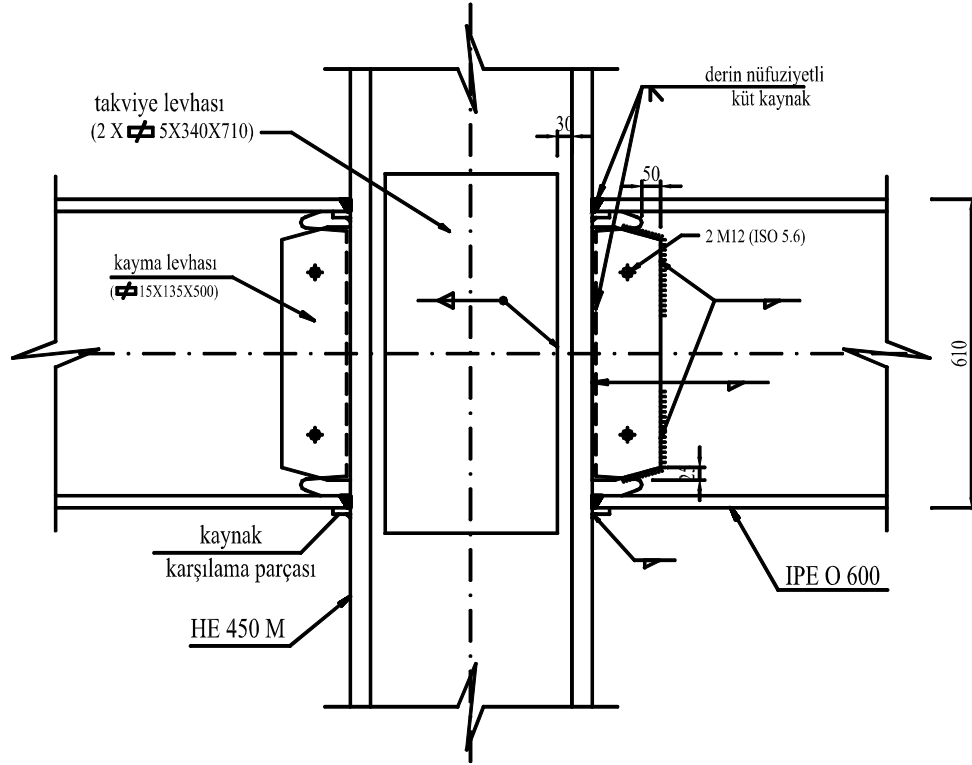
$$\Rightarrow 1,1D_a [2(M_{pi} + M_{vi})] = 1,1 \times 1,1 \times [2 \times (1587,2 + 0,0)] = 3841,0 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow \frac{(M_{pa} + M_{p\ddot{u}})}{1,1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj})} = \frac{4085,2}{3841,05} = 1,06 \quad (\checkmark)$$



Şekil 3.40: Kaynaklı Birleşim Uygulama Detayı (2007-DBYBHY)

► Daha evvel Bölüm 3.12.3.8'de detaylı biçimde açıklandığı üzere kiriş gövdesinin kolon yüzüne derin nüfuziyetli küt kaynak teşkili yapılması halinde 2007-DBYBHY uyarınca Kaynaklı Birleşim Uygulama Detayı sorunsuz biçimde Şekil 3.40'da olduğu gibi elde edilebilmektedir.



Şekil 3.41: FEMA–350 Uyarınca Kaynaklı Birleşim Detayı

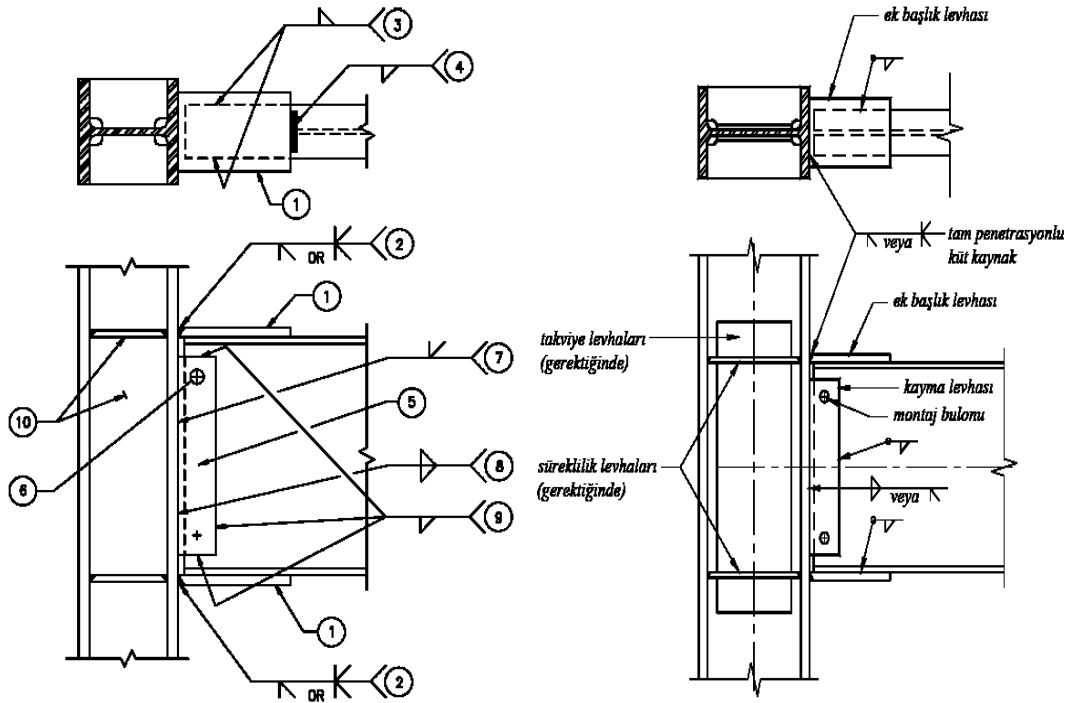
► Şekil 3.41’de FEMA–350 uyarınca elde edilen kesit tesirleri altında teşkil edilen Kaynaklı Birleşim Detayı uygulama detayı olarak elde edilememiştir. Öyle ki daha evvel alın levhali ve takviyeli alın levhali bulonlu birleşimlerin teşkilinde karşılaşılan kaynak elemanı gerilme kontrolü sorununun bu detay için de geçerli olduğu Bölüm 3.12.3.8’de izah edilmiştir. Bu noktada, FEMA–350 kiriş elemanı üzerinde öngörülen plastik mafsalsal noktasında kapasite kesit tesirlerine ulaşılması halinde dahi birleşim noktasındaki alın levhası, bulon ve kaynak gibi elemanların gerilme bakımından elastik sınırlar dahilinde kalması gerektiğini ifade etmekle birlikte herhangi bir birleşim detayının hesap adımlarında kaynak elemanları gerilme tahkiki için net bir koşul belirtmemiştir. Bununla birlikte, AISC 341-05 yönetmeliğinin yüksek süneklikli moment aktaran çelik çerçeveler için öngördüğü dayanım koşulları incelendiğinde birleşimin kolon yüzündeki eğilme dayanımı için bir minimum şartının belirtildiği görülmektedir (Bknz. AISC 341-05 Madde 9.2a). Bu maddeye göre birleşim noktasında kolon yüzünde birleşimin sağlaması gereken minimum eğilme dayanımı olarak birleşen kiriş elemanı eğilme dayanımının %80’i ($0,8 \cdot M_{pb}$) şart koşulmaktadır. Dolayısıyla AISC 341–05 yönetmeliğinin 2007-DBYBHY ile paralellik gösterdiği aşikardır. Sonuç olarak, FEMA-350’de ilgili detaylar için öngörülen dayanım kıstaslarının geliştirilmesi gerektiği de bu noktada ifade edilebilir.

3.13 Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı

Kolon-kiriş birleşim bölgesinin ek başlık levhalı kaynaklı birleşimi 2007-DBYBHY, Bölüm §4A.2.5 ve FEMA-350 yönetmeliği Bölüm §3.5.4'de ifade edilen tasarım ilkeleri uyarınca, Şekil 3.4'de belirtilen (C) aksı moment çerçevesi üzerinde mevcut 2. kat birleşim noktasındaki (HE 450 M) kolon elemanı ile (IPE O 600) kiriş elemanı kullanılıp aşağıda belirtilen açıklamalar ve hesap adımları takip edilerek tasarlanacaktır.

3.13.1 Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı – Konstrüktif Açıklamalar

Kaynaklı birleşim detayına ait konstrüktif açıklamalar FEMA-350 yönetmeliğinde 10 maddede ifade edilmiş olup 2007-DBYBHY'de belirtilen uygulama detayı ile kıyaslanacaktır.



Şekil 3.42: Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı (FEMA-350/2007-DBYBHY)

1. Kiriş elemanı başlık takviye levhası (ek başlık levhası). Bu levha, haddeleme doğrultusu kirişe paralel olacak şekilde kesilmelidir.

2. Kiriş alt-üst başlıklarını kolon yüzüne bağlayan derin nüfuziyetli yarım (V) veya yarım (X) şeklinde uygulanabilecek küt kaynak dikişi. Kaynaklar şantiyede veya fabrikada yapılabilir. Her durumda bu kaynakların kalitesi kontrol edilecektir. Yarım (V) küt kaynak dikişi uygulanması halinde karşılama parçası yerinden alınarak bu bölge minimum 8^{mm}'lik köşe kaynağı ile güçlendirilir. Yarım (X) küt kaynak uygulanması durumunda ilk kısım küt kaynağın çekilmesinin ardından önce kaynak karşılama parçası yerinden alınıp bu bölge güçlendirilir, daha sonra ikinci kısım küt kaynak imalatı yapılır. Ek başlık levhası kaynaklarının fabrikada yapılması halinde kaynak karşılama parçasına gerek yoktur. Fakat, bu kaynaklar şantiyede imal edilirse kaynak karşılama parçası ile alakalı gerekli işlemlerin (Bknz. Bölüm 3.12.1-Madde 1) yapılması gerekmektedir.
3. Kiriş başlığını takviye levhasına bağlayan köşe kaynak dikişleri. Şantiye kaynağı veya fabrikasyon imalat yapılabilir.
4. Kiriş takviye levhasının kiriş doğrultusuna dik kenarını kiriş başlığına birleştiren köşe kaynak dikişi. Şantiye kaynağı veya fabrikasyon imalat yapılabilir. Kiriş başlığı her iki yanından (25^{mm}) mesafe bırakılarak uygulanır.
5. Yüksekliği ($h_b - 2k - 50^{\text{mm}}$) kadar olan kayma levhası. Kayma levhası kalınlığı en az kiriş gövde kalınlığı kadar seçilir.
6. Montaj bulonları: sayısı, tipi ve boyutları montaj yüklerine göre belirlenecektir.
7. Kayma levhasını kolon yüzüne birleştiren kısmi nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişi. Bu kaynak levhanın kiriş gövdesine uzak olan köşesinde tüm derinlik boyunca uygulanacaktır.
8. (7). maddede ifade edilen küt kaynak yerine kayma levhasının kolon yüzüne bağlantısı çift taraflı köşe kaynaklar vasıtasıyla da sağlanabilir. Bu durumda, kiriş gövdesine uzak taraftaki köşe kaynağın kalınlığı kayma levhası kalınlığı kadar, kiriş gövdesi tarafındaki kaynak kalınlığı ise yaklaşık (6^{mm}) olacak şekilde uygulanır.
9. Kayma levhasını kiriş gövdesine bağlayan köşe kaynak. Bu kaynak kayma levhasını çepeçevre saracak şekilde tatbik edilir.
10. Süreklilik levhaları ve panel bölgesi takviye levhası (gerekmesi halinde).

► Şekil 3.42’de de görüldüğü üzere FEMA-350 yönetmeliği uyarınca Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı için testler neticesinde geliştirilmiş olan konstrüktif uygulama kriterlerinin 2007-DBYBHY’de de değişikliğe uğramadan aynı şekilde uygulanması gerektiği ifade edilmiştir. Bu noktada (8). maddede kayma levhasını kolon başlığına bağlayan köşe kaynak dikişleri için ifade edilen kalınlık kriterinin yalnızca FEMA-350 açısından geçerli olduğunun gözden kaçırılmaması lazımdır. Zira, 2007-DBYBHY uyarınca uygulamada köşe kaynaklar için maksimum kalınlık birleşime giren elemanlardan kalınlığı küçük olan tarafından belirlenmektedir ($0,7t_{\min}$).

3.13.2 Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı - Uygulama Sınırları

2007-DBYBHY, Bölüm §4A.2.5 ve FEMA–350 yönetmeliği Bölüm §3.5.4’de belirtilen tasarım ilkeleri uyarınca kaynaklı kolon-kiriş birleşim detayının sünelik düzeyi yüksek çerçevelerde uygulanabilmesi için, birleşim detayı parametrelerinin aşağıda Tablo 3.27’de belirtilen uygulama sınırlarını sağlaması gerekmektedir.

Tablo 3.27: Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayının Uygulama Sınırları

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları	Örnek Yapıdaki Durum	X /√
Kiriş ve kolon için izin verilen malzeme sınıfı(*)	St 52	St 52	√
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 1000 mm	610 mm (IPE O 600)	√
Kiriş açıklığı/enkesit yüksekliği oranı	≥ 7	(750-47,8)/61=11,5	√
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 25 mm	24 mm	√
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm	478 mm (HE 450 M)	√
Ek başlık levhası malzeme sınıfı	St 52	St 52	√
Başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak	Tam penetrasyonlu yarım V küt kaynak dikişi	√

(*) Birleşime girecek kolon ve kiriş elemanı için izin verilen malzeme sınıfı kriteri son yapılan revizyon neticesinde 2007-DBYBHY’de uygulama sınırı olmaktan çıkarılmış olup FEMA-350’de mevcuttur.

3.13.3 Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı (LKBD) – Uygulamalı

Tasarım Yöntemi

Ek başlık levhalı kaynaklı birleşim detayı daha evvel tasarımı yapılan birleşimler gibi, sistemde oluşması öngörülen plastikleşme kiriş elemanı üzerinde dikte edilen noktada gerçekleşecek şekilde tam dayanımlı olacak biçimde boyutlandırılacaktır. Detayda mevcut ek başlık levhası ve kayma levhasında kirişte dikte edilecek olan plastik mafsallık noktasından önce plastikleşme olayının başlaması istenmeyen bir

durumdur. Bu bağlamda ek başlık levhası, kayma levhası ve kaynaklar, plastikleşme bu elemanlar üzerinde oluşmayacak şekilde tasarlanacaktır.

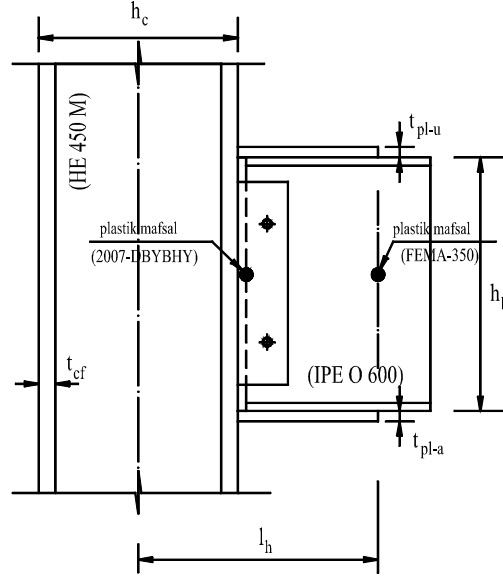
Bu birleşim şeklinde ek başlık levhası kiriş başlığına köşe kaynaklar vasıtasıyla, kolon başlığına ise derin nüfuziyetli küt kaynaklar vasıtasıyla bağlanmaktadır. Bu kaynakların imalatı duruma göre fabrikada veya şantiyede gerçekleştirilebilir. Detayda mevcut kayma levhası ve montaj bulonları vasıtasıyla ikinci kısım kaynak imalatı yerine göre yapılabilir. Öyle ki, ek başlık levhasının kiriş başlığına montajı fabrikada yapıldıktan sonra şantiye ortamında kiriş kayma levhası ve montaj bulonları yardımıyla yerine sabitlendikten sonra derin nüfuziyetli küt kaynak imalatı yapılabilir. Bu noktada kaynak karşılama parçalarına ihtiyaç duyulacaktır. Kaynak karşılama parçasından dolayı meydana gelebilecek olumsuzlukların önüne geçebilmek açısından ek başlık levhalarının kolon yüzüne küt kaynaklar vasıtasıyla montajı öncelikli olarak fabrika ortamında da gerçekleştirilebilir (Bknz. Şekil 3.42). Derin nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişi için, akma sınır gerilmesi ve çekme mukavemeti en az birleştirdiği profillerin malzemesininki kadar ($\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$) olan elektrodlar kullanılması gerektiğinden, kirişte oluşan plastik mafsal momenti (M_p/M_{pr}) ve plastik kesme kuvveti (V_e/V_p), kiriş elemanından kolona aktarılabilir. Bu birleşimin hesabının ana adımları sırasıyla aşağıdaki gibi tatbik edilecektir.

3.13.3.1 LKBD - Eleman Karakteristik ve Kesit Özellikleri

Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detay teşkili daha evvel bölüm 3.12'de tatbik edilen Kaynaklı Birleşim Detayı teşkil noktası için tekrarlanacaktır. Dolayısıyla birleşime giren kolon ve kiriş elemanı aynı olup karakteristik ve mukavemet değerlerinde farklılık yoktur. Bununla birlikte ek başlık levhası ve kayma levhası St52 çeliğinden imal edilecek olup birleşim teşkilinde kullanılacak montaj bulonu ve kaynak elemanı karakteristik değerleri daha evvel göz önünde bulundurulduğu şekilde tatbik edilecektir.

Sonuç olarak Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı teşkilinde göz önüne alınacak eleman karakteristik ve kesit özellikleri daha evvel Bölüm 3.12.3.1'de detaylı biçimde açıklandığı şekliyle göz önünde bulundurulacaktır.

3.13.3.2 LKBD - Birleşim Geometrisi ve Plastik Mafsal Noktası



Şekil 3.43: LKBD-Birleşim Geometrisi

- FEMA-350 yönetmeliği Tablo (3-5) uyarınca ek başlık levhalı kaynaklı birleşim için plastik mafsalın yeri Şekil 3.43'de de görüldüğü gibi kolon ekseninden itibaren aşağıdaki şekilde hesaplanacaktır.

$$\bullet \quad l_h = \frac{h_c}{2} + l_{pl} \quad (3.69)$$

Bu ifadede (h_c) kolon elemanı kesit yüksekliğini, (l_{pl}) ek başlık levhası uzunluğunu ifade etmektedir. Ek başlık levhamızın boyutlarını kiriş elemanı kesit özelliklerini ve başlık levhası ile alakalı ilerideki hesap adımlarını da göz önünde bulundurarak ($280^{mm} \times 400^{mm}$) olarak seçelim.

$$\Rightarrow l_h = \frac{478}{2} + 400 = 639 \text{ mm} \Rightarrow L' = L - 2l_h = 750 - 2 \times 63,9 = 622,2 \text{ cm} = 6,222 \text{ mt}$$

- 2007-DBYBHY, §4.3.4.1.b maddesi uyarınca ek başlık levhalı kaynaklı birleşim için plastik mafsalın Şekil 3.43'de de görüldüğü gibi kolon yüzünde oluşacağı öngörülmüştür.

$$l_h = \frac{h_c}{2} = \frac{478}{2} = 239 \text{ mm} \Rightarrow L' = (7,50 - 2 \times 0,239) = 7,022 \text{ mt}$$

3.13.3.3 LKBD – Plastik Mafsal Noktasındaki ve Birleşim Bölgesindeki Kesit Tesirleri

Tasarım örneğimizde ek başlık levhalı kaynaklı birleşim detayı bir önceki bölümde tasarımı yapmış olduğumuz kaynaklı birleşim detayı ile aynı birleşim noktası için tasarlanmaktadır. Göz önünde alınan plastik mafsal noktaları yönetmelikler uyarınca aynı olduğundan tasarımda kullanılacak kesit tesirleri değişmeyecektir. Bu bakımdan ilgili kesit tesirleri daha evvel Bölüm 3.12.3.3, Bölüm 3.12.3.4 ve Bölüm 3.12.3.5’de detaylı biçimde hesaplandığı üzere özet olarak aşağıdaki gibidir.

■ 2007-DBYBHY’nin tasarım ilkeleri uyarınca :

$$M_p = W_p \sigma_a = 4471,0 \times 35,5 = 158720,5 \text{ kNcm} = 1587,21 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow V_e = 69,61 + 75,69 + \left[1,1 \times 1,1 \times \left(\frac{2 \times 1587,21}{7,022} \right) \right] \cong 692,3 \text{ kN}$$

$$M_y = (0,80 \times 1,1 D_a) M_p = 0,80 \times 1,1 \times 1,1 \times 1587,21 = 1536,4 \text{ kNm}$$

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$$M_{pr} = C_{pr} R_y W_p \sigma_a = 1,2 \times 1,1 \times 4471,0 \times 35,5 = 209511,1 \text{ kNcm} = 2095,11 \text{ kNm}$$

$$V_p = (1,2 \times 69,61) + (0,5 \times 75,69) + \left(\frac{2 \times 2095,11}{6,222} \right) \cong 794,8 \text{ kN}$$

$$M_y = M_{pr} + V_p (x) = 2095,11 + 794,8 \times 0,40 \cong 2413,0 \text{ kNm}$$

$$M_e = M_{pr} + V_p (l_h) = 2095,11 + 794,8 \times 0,639 \cong 2603,0 \text{ kNm}$$

3.13.3.4 LKBD – Ek Başlık Levhası Kalınlık Hesabı

FEMA-350 yönetmeliği, §3.5.4.1 maddesi uyarınca Denk.(3.72) yardımıyla, ilgili yönetmeliklerin hesap yükleri altında, gerekli (t_{pl}) minimum ek başlık levhası kalınlığı aşağıdaki gibi hesap edilecektir.

$$t_{pl} = \frac{M_{yy}}{\sigma_a b_{pl} \left(h_b + \frac{t_{pl-u} + t_{pl-a}}{2} \right)} \quad (3.70)$$

Burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmaktadır. Buna göre :

$t_{pl} = t_{pl-u} = t_{pl-a}$ = Kiriş elmanı alt/üst başlığı ek başlık levhası kalınlığı (cm)

$\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ = Ek başlık levhası akma sınır dayanımı

$b_{pl} = 25,0 \text{ cm}$ = Ek başlık levhası genişliği

$h_b = 61,0 \text{ cm}$ = Kiriş elmanı enkesit yüksekliği

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

$M_{yy} = M_y = 1536,4 \text{ kNm} = 153640,0 \text{ kNcm}$

$$t_{pl} = \frac{153640,0}{35,5 \times 28,0 \times \left(61,0 + \frac{2t_{pl}}{2}\right)} \Rightarrow 994,0(t_{pl})^2 + 60634,0(t_{pl}) - 153640,0 = 0$$

Denklemin çözümü neticesinde, ($t_{pl} = 2,44 \text{ cm}$) olarak elde edilmektedir. Bu durumda 2007-DBYBHY hesap yükleri altında ($t_{pl} = 2,50 \text{ cm}$) olarak seçilmiştir.

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

FEMA–350 yönetmeliği §3.2.8 maddesi uyarınca ek başlık levhali kaynaklı birleşim detayında mevcut ek başlık levhası tasarımına esas teşkil edecek kolon yüzü moment değeri aşağıdaki gibi hesaplanacaktır (Bknz. Bölüm 3.11.3.5, Denk. 3.57).

$M_{yy} = C_y M_y$

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{W_{px}}{W_x}} = \frac{1}{1,20 \times \frac{4471,0}{3878,7}} = 0,723, \quad C_{pr} = \frac{\sigma_a + \sigma_u}{2\sigma_a} = \frac{35,5 + 51,0}{2 \times 35,5} \cong 1,2$$

$$\Rightarrow M_{yy} = C_y M_y = 0,723 \times 2413,0 \text{ kNm} = 1744,6 \text{ kNm} = 174460,0 \text{ kNcm}$$

$$t_{pl} = \frac{174460,0}{35,5 \times 28,0 \times \left(61,0 + \frac{2t_{pl}}{2}\right)} \Rightarrow 994,0(t_{pl})^2 + 60634,0(t_{pl}) - 174460,0 = 0$$

$\Rightarrow t_{pl} = 2,75 \text{ cm}$, olarak elde edilmiştir.

3.13.3.5 LKBD – Ek Başlık Levhası Uzunluk ve Köşe Kaynak Hesabı

FEMA-350 yönetmeliği, §3.5.4.1 maddesi uyarınca, ilgili yönetmeliklerin hesap yükleri altında, ek başlık levhasını giriş başlığına bağlayan köşe kaynakların toplam uzunluğu (l_k) aşağıdaki gibi hesap edilecektir.

■ 2007-DBYBHY'nin tasarım ilkeleri uyarınca :

$$M_y = 1536,4 \text{ kNm} = 153640,0 \text{ kNcm}$$

$$l_k = \frac{M_y}{h_b t_k \tau_s} \quad (3.71)$$

Burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmaktadır. Buna göre :

$$h_b = 61,0 \text{ cm} = \text{Kiriş elmanı enkesit yüksekliği}$$

$$t_k = 0,7(t_{pl}; t_{bf})_{\min} = (0,7 \times 2,4 = 1,68 \text{ cm}) = \text{maksimum köşe kaynak kalınlığı}$$

$$\tau_s = 1,7\tau_{kem} = 1,7 \times 0,30\sigma_{E70XX} = 1,7 \times 15,0 = 25,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow l_k = \frac{153640,0}{61 \times 1,5 \times 25,5} = 65,9 \text{ cm}$$

, 2007-DBYBHY uyarınca gerekli toplam kaynak uzunluğu olarak elde edilmektedir. 2007-DBYBHY uyarınca yapılan çözümde ek başlık levhası uzunluğu (35 cm) olarak göz önüne alınırsa iki taraftaki köşe kaynakların toplam uzunluğu ($2 \times 35 = 70,0 \text{ cm}$) olacağından (15 mm) kalınlığındaki köşe kaynak uygulaması yeterlidir.

● FEMA-350 yönetmeliği tasarım ilkeleri uyarınca :

$$M_y = 2413,0 \text{ kNm} = 241300,0 \text{ kNcm}$$

$$l_k = \frac{M_y}{h_b 0,707 t_k \tau_{kem}} \quad (3.72)$$

$$(t_k)_{\max} = (t_{pl} - 15 \text{ mm} = 3,85 \text{ cm}) = \text{FEMA-350 uyarınca maks. köşe kaynak kalınlığı}$$

$$\tau_s = \tau_k = 0,60\sigma_{E70XX} = 0,60 \times 48,5 = 29,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow l_k = \frac{241300,0}{61 \times 0,707 \times 2,0 \times 29,1} = 96,0 \text{ cm}$$

, FEMA–350 uyarınca gerekli toplam kaynak uzunluğu olarak elde edilmektedir. Kaynak kalınlığı (20^{mm}) olarak göz önüne alınmış olup Şekil 3.42'deki, FEMA–350 uyarınca tatbik edilmesi gereken uygulama detayı göz önüne alındığında toplam kaynak uzunluğu (2×40+18=98,0 cm) olmaktadır. Bu durumda FEMA–350 uyarınca gerekli kaynak uzunluğu sağlanabilmektedir.

3.13.3.6 LKBD – Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü

Daha evvel Bölüm 3.9.3.13'de tatbik etmiş olduğumuz panel bölgesi kesme dayanımı tahkikini bu birleşim noktası için tekrarlayacağız. Buna göre :

■ 2007-DBYBHY, (§4.3.4.3) maddesi uyarınca kolon-kiriş birleşim detayında, kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi (Bölüm 3.9.3.13 / Şekil 3.18) aşağıdaki koşulları sağlayacak biçimde boyutlandırılacaktır.

$$\bullet V_{ke} = 0,8 \Sigma M_{pi} \left(\frac{1}{h_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right)$$

$$h_b = (61 + 2t_{pl}) = 66,0 \text{ cm} = \text{ek başlık levhaları dış yüzleri arası derinlik}$$

$$H_{ort} = 400 \text{ cm} = \text{katlar arası ortalama yükseklik}$$

$$\Rightarrow V_{ke} = 0,8 \times 2 \times 1587,21 \times \left(\frac{1}{0,66} - \frac{1}{4,0} \right) = 3212,9 \text{ kN}$$

$$\bullet V_p = 0,6 \sigma_a h_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{h_b h_c t_p} \right] \geq V_{ke}, \quad \text{şartı sağlanmalıdır.}$$

$$\Rightarrow V_p = 0,6 \times 35,5 \times 47,8 \times 2,1 \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4,0^2}{66,0 \times 47,8 \times 2,1} \right] = 2613,7 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_p = 2613,7 \text{ kN} < V_{ke} = 3212,9 \text{ kN}$$

Görüldüğü üzere panel bölgesi kesme dayanımı yetersizdir. Bu durumda panel bölgesi takviye levhaları ile desteklenecektir. Gerekli levha kalınlığı aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

$$V_{ke} = 0,6 \times 35,5 \times 47,8 \times (t_{wc} + t_t) \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4^2}{66,0 \times 47,8 \times (t_{wc} + t_t)} \right] = 3212,9 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{ke} = [1018,14 \times (t_{wc} + t_t)] + 475,57 = 3212,9 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow (t_{wc} + t_t) = \frac{3212,9 - 475,57}{1018,14} = 2,69 \Rightarrow t_t = 2,69 - 2,1 = 0,59 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_t = 0,6 \text{ cm} = 6,0 \text{ mm}, \text{ olmaktadır.}$$

Bu durumda, 2007-DBYBHY uyarınca panel bölgesini tek taraflı (6,0^{mm})'lik levha ile takviye etmek yeterli olacaktır.

● FEMA-350 yönetmeliği, Bölüm §3.3.3.2 uyarınca panel bölgesi kontrolü önceki birleşim detaylarında olduğu gibi (t_p) :

$$t_p \geq t = \frac{C_y M_e \frac{H - h_b}{H}}{(0,9) 0,6 \sigma_a R_y h_c (h_b - t_{bf})}, \text{ şartını sağlamalıdır.}$$

$$C_y = \frac{1}{C_{pr} \frac{W_{px}}{W_x}} = \frac{1}{1,20 \times \frac{4471,0}{3878,7}} = 0,723, \quad C_{pr} = \frac{\sigma_a + \sigma_u}{2\sigma_a} = \frac{35,5 + 51,0}{2 \times 35,5} \cong 1,2$$

$$M_e = 2603,0 \text{ kNm} = 260300,0 \text{ kNcm}$$

$$H = 400 \text{ cm} = \text{panel bölgesi üstü ve altı ortalama kat yüksekliği}$$

$$h_b = (61 + 2t_{pl}) = 66,5 \text{ cm} = \text{ek başlık levhaları dış yüzleri arası derinlik}$$

$$h_c = 47,8 \text{ cm} = \text{kolon elemanı derinliği}$$

$$\sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2 = \text{kolon elemanı karakteristik akma dayanımı}$$

$$R_y = D_a = 1,1 \quad (\text{FEMA 350, §2.6.2, Tablo 2.1})$$

$$\Rightarrow t = \frac{0,723 \times 260300,0 \times \left(\frac{400 - 66,5}{400} \right)}{0,9 \times 0,6 \times 35,5 \times 1,1 \times 47,8 \times (66,5 - 2,75)} = 2,44 \text{ cm} > t_p = t_{wc} = 2,1 \text{ cm} \quad (\text{X})$$

Görüldüğü üzere FEMA–350 yönetmeliği uyarınca da panel bölgesinde ilave takviye levhalarına gerek duyulmaktadır. Bu durumda panel bölgesini kolon gövdesinin tek tarafında (5,0 mm)'lik levha ile takviye edilmesi halinde bu kriter sağlanmış olacaktır. Buna göre :

$$\Rightarrow t = 2,44 \text{ cm} < t_p = (t_{wc} + t_t) = (2,1 + 0,5) = 2,6 \text{ cm} \quad (\checkmark)$$

3.13.3.7 LKBD – Süreklilik Levhası Gereklilik Kontrolü

Kolon gövdesinde tatbik edilecek süreklilik levhaları ile alakalı gereklilik tahkiki daha evvel (3.11.3.13) bölümünde detaylı biçimde açıklandığı gibi uygulanacaktır.

■ 2007 DBYBHY'nin §4.3.4.4 maddesi (c) bendi uyarınca kolon başlığının yeterli kalınlığa sahip olması halinde süreklilik levhalarına gerek olmayabileceği aşağıda ifade edilen kriterlere bağlanmıştır.

- $t_{cf} \geq t_1 = 0,54 \sqrt{(b_{bf} t_{bf})}$

- $t_{cf} \geq t_2 = \frac{b_{bf}}{6}$

t = minimum gerekli kolon alt-üst başlık kalınlığı (cm)

$t_{cf} = (4,0 \text{ cm})$ = kolon alt-üst başlık kalınlığı (cm)

$b_{bf} = b_{pl} = (28,0 \text{ cm})$ = ek başlık levhası genişliği (cm)

$t_{bf} = t_{pl} = (2,50 \text{ cm})$ = ek başlık levhası kalınlığı (cm)

$$\Rightarrow t_1 = 0,54 \times \sqrt{(28 \times 2,5)} = 4,52 \text{ cm} > t_{cf} = 4,0 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_2 = \frac{b_{bf}}{6} = \frac{28,0}{6} = 4,67 \text{ cm} > t_{cf} = 4,0 \text{ cm}$$

Görüldüğü üzere kolon başlık kalınlığı yetersizdir. Bu durumda ek başlık levhası hizasında kolon gövdesine kalınlığı en az kiriş başlık kalınlığına denk ($t_{sl}=25,0 \text{ mm}$) olan süreklilik levhaları Şekil 3.45'deki gibi teşkil edileceklerdir. Süreklilik levhası gerekli dayanım kontrolü bu bölümde yapılmayacaktır. Zira daha evvel Bölüm 3.11.3.13'de detaylı bir hesap yapılmış olup aynı şekilde göz önüne alınacaktır.

● FEMA-350 yönetmeliğinin §3.3.3.1 maddesi uyarınca kolon başlığının yeterli kalınlığa sahip olması halinde süreklilik levhalarına gerek olmayabileceği aşağıda ifade edilen kriterlere bağlanmıştır.

$$\bullet \quad t_{cf} \geq t_1 = 0,4 \sqrt{1,8(b_{bf} t_{bf}) \frac{\sigma_{ab} D_{ab}}{\sigma_{ac} D_{ac}}}$$

$$\bullet \quad t_{cf} \geq t_2 = \frac{b_{bf}}{6}$$

Bu denklemlerdeki ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

t = minimum gerekli kolon alt-üst başlık kalınlığı (cm)

$t_{cf} = (4,0 \text{ cm})$ = kolon alt-üst başlık kalınlığı (cm)

$b_{bf} = b_{pl} = (28,0 \text{ cm})$ = ek başlık levhası genişliği (cm)

$t_{bf} = t_{pl} = (2,75 \text{ cm})$ = ek başlık levhası kalınlığı (cm)

$D_{ab} = D_{ac} = 1,1$ = Kolon ve ek başlık levhasında; St-37 çeliği dışındaki tüm yapı çeliklerinden imal edilen levhalar için arttırma katsayısı

$\sigma_{ab} = \sigma_{ac} = 35,5 \text{ kN/cm}^2$ = Levha/Kolon elemanı akma dayanımı

$$\Rightarrow t_1 = 0,4 \times \sqrt{1,8 \times 2,75 \times 28,0 \times \frac{35,5 \times 1,1}{35,5 \times 1,1}} = 4,74 \text{ cm} > t_{cf} = 4,0 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_2 = \frac{b_{bf}}{6} = \frac{28,0}{6} = 4,67 \text{ cm} > t_{cf} = 4,0 \text{ cm}$$

Görüldüğü üzere kolon başlık kalınlığı yetersizdir. Bu durumda ek başlık levhası hizasında kolon gövdesine kalınlığı en az kiriş başlık kalınlığına denk ($t_{sl}=25,0 \text{ mm}$) olan süreklilik levhaları Şekil 3.46'daki gibi teşkil edileceklerdir.

3.13.3.8 LKBD – Birleşim Bölgesi Kaynak Gerilmeleri Kontrolü

■ Alın levhasız bulonlu birleşim detayında kolon yüzü birleşim bölgesinde uygulanması tasarlanan kaynak düzeni Şekil 3.44'deki gibi olacaktır. Buna göre bu noktada kaynakların gerilme hesabına esas teşkil edecek kesit tesirleri ile 2007-

DBYBHY, Madde §4.2.5 uyarınca izin verilen gerilme sınır değerleri aşağıdaki gibi göz önüne alınacaktır.

Birleşim geometrisinin elverişli olması ek başlık levhası kesidinin yeterli olması nedeniyle ek başlık levhasını kolon yüzüne bağlayan derin nüfuziyetli küt kaynaklar moment etkilerini, kayma levhasını kolon yüzüne bağlayan kaynaklar ise kesme kuvveti etkilerini taşımaktadır. Birleşim noktasında etkin olan moment kesit tesirinin kuvvet çiftine ayrılarak ek başlık levhası vasıtasıyla kaynaklara iletildiği farz edilecektir. Bu durumda birleşim arayüzündeki kaynakların kontrolü aşağıdaki gibi yapılacaktır.

◆ Kesit Tesirleri:

$$V_e = 692,3 \text{ kN} , \quad (M_y = 153640,0 \text{ kNcm}) \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.13.3.4/3.13.3.5})$$

◆ Birleşim Elemanlarının 2007-DBYBHY Uyarınca Gerilme Sınır Değerleri:

$$\text{Tam penetrasyonlu küt kaynak: } \sigma_k = \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.5.5.3.1})$$

$$\text{Köşe kaynak: } (1,7 \sigma_{em}) \Rightarrow \sigma_{kk} = \tau_{kk} = 1,7 \times 15,0 = 25,5 \text{ kN/cm}^2$$

◆ Ek başlı levhasını kolon başlığına bağlayan derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri için gerilme kontrolü :

$$V_1 = V_2 = \frac{M_y}{h_b + t_{pl}} = \frac{153640,0}{(61,0 + 2,50)} = 2419,5 \text{ kN}$$

$$A_{k1} = A_{k2} = (b_p \times t_{pl}) = 28,0 \times 2,50 = 70,0 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{V}{A_k} = \frac{2419,5}{70,0} \cong 34,6 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

◆ Gövdede kayma levhasını kolon başlığına bağlayan kaynak dikişlerinin kontrolü :

Kaynak dikişinin kısmi nüfuziyetli yarım (V) küt kaynak dikişi olması halinde;

$$\text{Kısmi penetrasyonlu küt kaynak: } (1,7 \sigma_{em}) \Rightarrow \sigma_{kk} = \tau_{kk} = 1,7 \times 15,0 = 25,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow V_k = (b_{kl}) a_k \tau_{kk} = (61 - 2 \times 2,4 - 2 \times 30) \times 1,5 \times 25,5 = 1920,2 \text{ kN} > V_e = 692,3 \text{ kN}$$

$$A_{k1} = A_{k2} = (b_p \times t_{pl}) = 28,0 \times 2,75 = 77,0 \text{ cm}^2$$

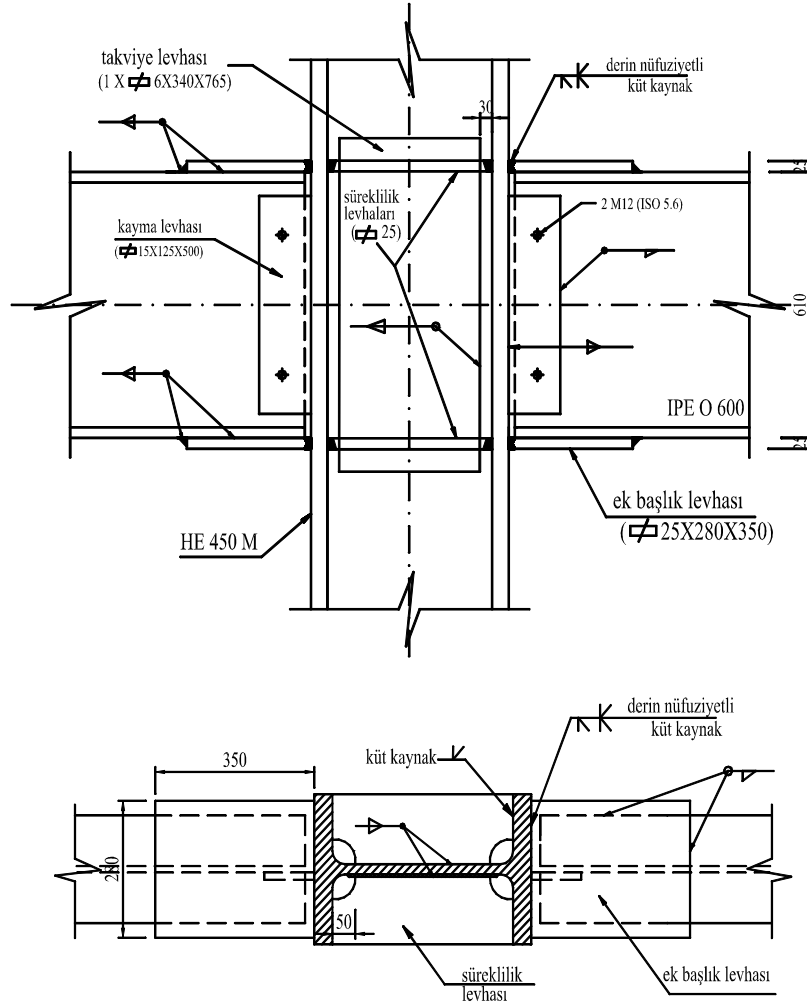
$$\Rightarrow \sigma_1 = \sigma_2 = \frac{V}{A_k} = \frac{2736,6}{77,0} \cong 35,54 \text{ kN/cm}^2 \cong \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

♦ Gövdede kayma levhasını kolon başlığına bağlayan kaynak dikişlerinin kontrolü :

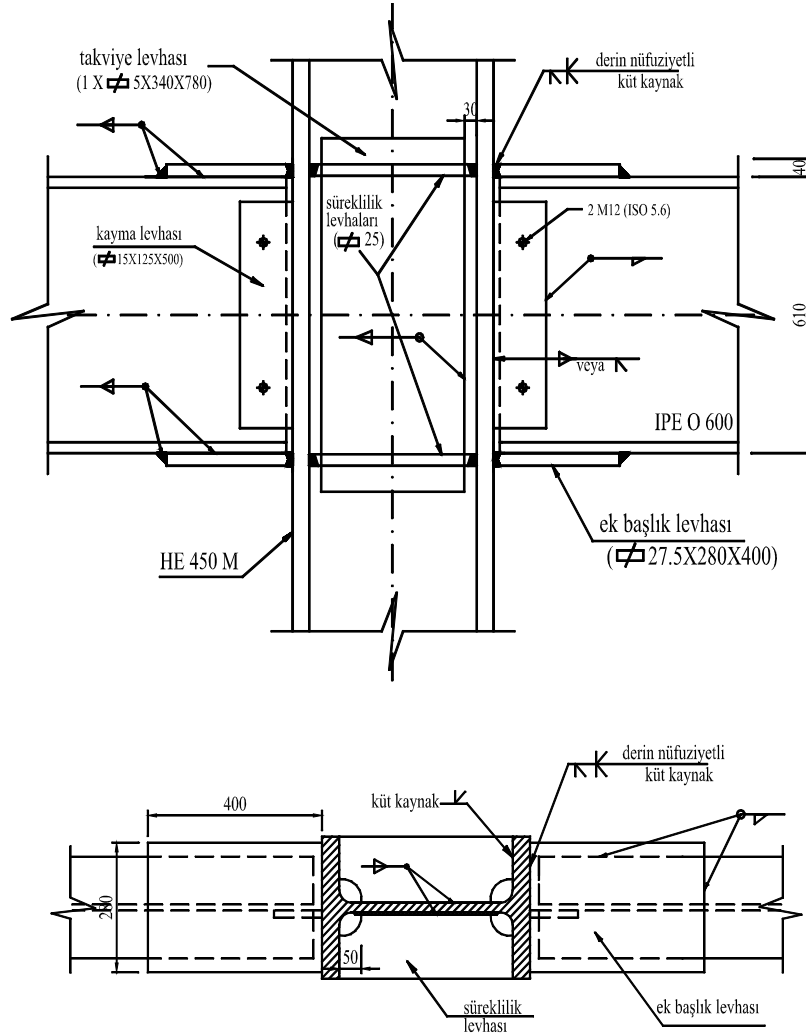
$$V_k = (b_{kl})a_k \tau_k = (61 - 2 \times 2,4 - 2 \times 30) \times 1,5 \times 29,1 = 2191,2 \text{ kN} > V_e = 794,8 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$

♦ Kayma levhasını kiriş gövdesine bağlayan köşe kaynak dikişinin kontrolü :

$$V_k = (l_k)a_k \tau_k = 50,2 \times 0,8 \times 29,1 = 1210,6 \text{ kN} > V_e = 794,8 \text{ kN} \quad (\checkmark)$$



Şekil 3.45: Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Uygulama Detayı (DBYBHY)



Şekil 3.46: Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Uygulama Detay (FEMA-350)

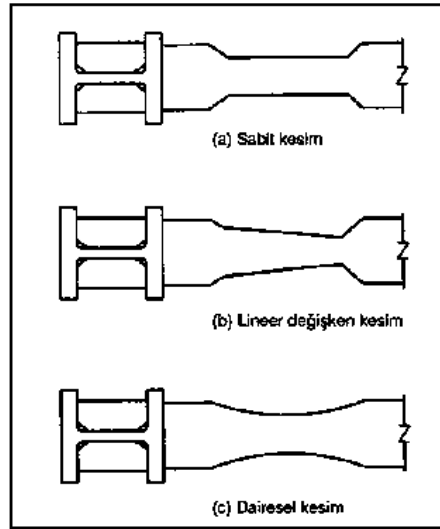
3.13.3.9 LKBD – Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Kontrolü

Tasarım örneğimizde, Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı Şekil 3.4’de de görülen birleşim noktasında uygulanacak olup bu noktada birleşen kolon ve kiriş elemanları Bölüm 3.12’de tasarımı yapılan Kaynaklı Birleşim Detayı’ndaki elemanların aynısı olup, kapasite hesapları ve buna bağlı olarak güçlü kolon-zayıf kiriş tahkiki daha evvel Bölüm 3.12.3.9’da yapıldığı gibidir.

$$\Rightarrow \frac{(M_{pa} + M_{pü})}{1,1D_a (M_{pi} + M_{vi} + M_{pj} + M_{vj})} = \frac{4085,2}{3841,05} = 1,06 \quad (\text{Bknz. Bölüm 3.12.3.9})$$

3.14 Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı

Northridge depremi sonrasında yaygın olarak kullanılmaya başlanan “kapasiteye göre tasarım” kavramına göre, kolon-kiriş birleşimlerinde elastik olmayan şekil değiştirmelerin belirli bir bölgeye yönlendirilmesi amaçlanır. Bu prensibe uygun olarak, “zayıflatılmış kiriş enkesiti” kavramı ortaya atılmıştır. Bu birleşim tipinde, kolon yüzünden belli bir uzaklıkta, kirişin hem alt hem de üst başlığında yapılacak azaltmalar yardımıyla yapıya bir anlamda yapısal bir sigorta yerleştirilerek, elastik olmayan şekil değiştirmeler zayıflatılmış bölgeye yönlendirilerek kontrol altına alınabilmektedir. Zayıflatılmış kiriş enkesitine ait tipik kesim seçenekleri Şekil 3.47’de görülebilir [18].

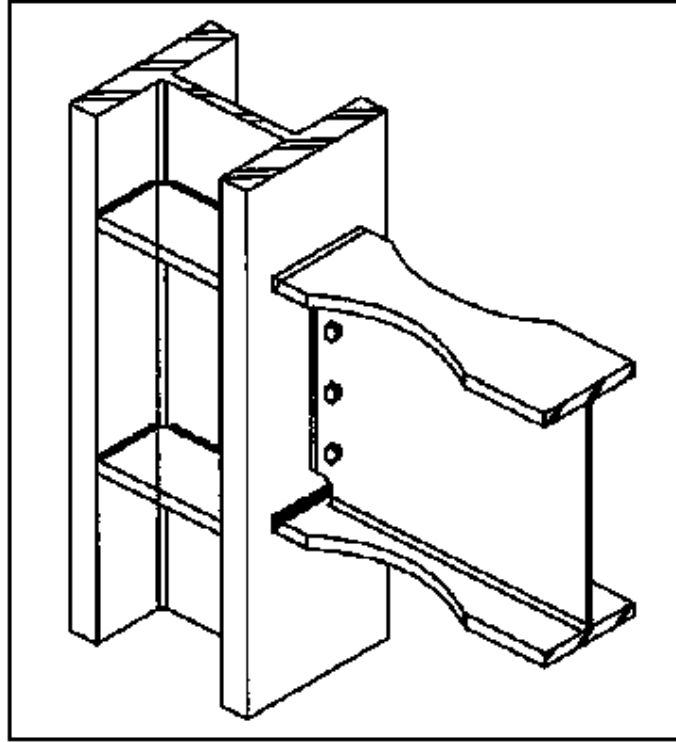


Şekil 3.47: Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Tipleri [18]

Şekil 3.47-(a)’da ilk ortaya atılan zayıflatma biçimi görülmektedir. Kolon yüzüne yaklaştıkça artan momente uygun olarak bu etkiyi karşılayacak kesitin de artması fikri, Şekil 3.47-(b)’deki düzgün değişen kiriş enkesitini ortaya çıkarmıştır. Yapılan testlerin çoğunda, bu iki kiriş tipi de iyi sonuçlar vermiş ve büyük süneklik oranlarına ulaşabilmişlerdir. Ancak ortaya çıkan esas problem, kiriş başlıklarındaki kesimlerin ani değiştiği noktalarda gözlenen çatlak ve kırılmalar olmuştur. Bunun tek nedeninin yapılan kesimler sonucu başlıklarda kalan ve gözle görülmeyen ufak çentiklerin, gerilme yığılmaları sonucu çatlaklara dönüşmesi olduğu açıktır. Söz konusu sakıncayı ortadan kaldıran dairesel zayıflatılmış kiriş enkesiti (Şekil 3.48), yürütülen

bilimsel çalışmalarda en çok kullanılan ve bunun sonucunda yönetmeliklerce kullanılması önerilen tek zayıflatılmış kiriş enkesiti olarak öne çıkmıştır.

Bu çözüm ile, akma ve plastik mafsall oluşumunun zayıflatılmış kesitte yayılı biçimde ortaya çıkması sağlanmakta, kolon yüzündeki büyük şekil değiştirmeler ve bunun sonucunda ortaya çıkacak büyük momentler sınırlanmaktadır. Kiriş başlığının kolonla birleştiği bölgede oluşacak etkilerin azaltılması, kirişi kolona bağlayan küt kaynaklarda ve kaynağın çevresinde oluşacak istenmeyen zorlamaların ve dolayısıyla olası kırılmaların önlenmesini sağlamaktadır. Kolon yüzünde ortaya çıkacak moment değerinin kontrol altında tutulabilmesi, deprem yönetmeliklerinin en önemli koşullarından biri olan güçlü kolon - zayıf kiriş ilkesinin sağlanabilmesine de yardım eder [18].



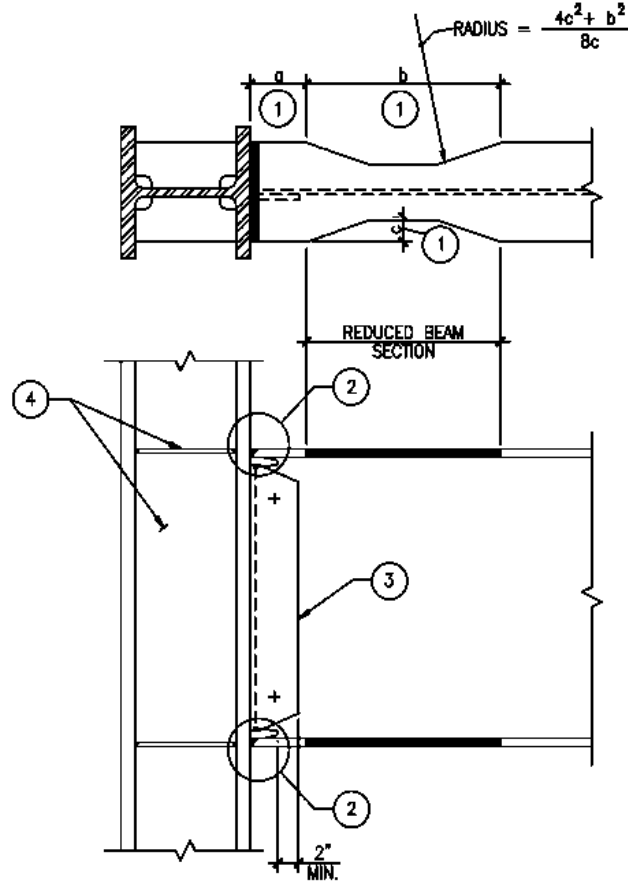
Şekil 3.48: Dairesel Zayıflatılmış Kiriş Enkesitli Birleşim [18]

Kolon-kiriş birleşim bölgesinin zayıflatılmış kiriş enkesitli kaynaklı birleşimi 2007-DBYBHY, Bölüm §4A.2.6 uyarınca, Şekil 3.4'de belirtilen (C) aksı moment çerçevesi üzerinde mevcut 2. kat birleşim noktasındaki (HE 450 M) kolon elamanı ile (IPE O 600) kiriş elemanı kullanılıp aşağıda belirtilen açıklamalar ve FEMA-350 yönetmeliği Bölüm §3.5.5'de ifade edilen hesap adımları takip edilerek tasarlanacaktır.

3.14.1 Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı - Konstrüktif

Açıklamalar

Zayıflatılmış kiriş enkesiti kaynaklı birleşim detayına ait konstrüktif açıklamalar FEMA-350 yönetmeliğinde 4 maddede ifade edilmiş olup 2007-DBYBHY’de belirtilen uygulama detayı ile kıyaslanacaktır.



Şekil 3.49: Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı (FEMA-350)

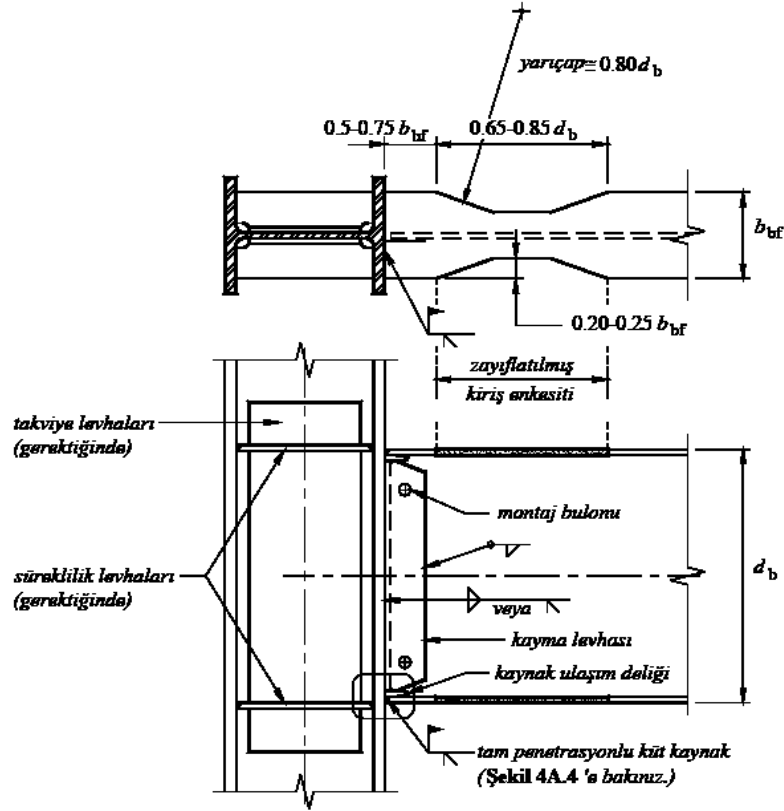
$$1. \quad a \cong (0,5 \approx 0,75)b_{bf} \quad (3.73)$$

$$b \cong (0,65 \approx 0,85)h_b \quad (3.74)$$

$$c \cong (0,20 \approx 0,25)b_{bf} \quad (3.75)$$

2. Kaynak ulaşım deliği geometrik detayları için Şekil 3.35’e bakınız.

3. Kayma levhası ve montaj bulonları: sayısı, tipi ve boyutları montaj yüklerine göre belirlenecektir. Kiriş gövdesi ile kolon başlığı arasında teşkil edilecek olan kayma levhası yük aktarma bakımından, birleşime giren kiriş elemanının kesit özellikleri ve birleşimin yük aktarmadaki çalışma prensibine göre iki farklı şekilde tasarlanabilmektedir. Zira, birleşimin uygulama sınırlarında kiriş elemanı başlık kalınlığı için maksimum sınır olarak (45 mm) ifade edilmektedir. Bu noktadan yola çıkılarak kiriş başlıkları vasıtasıyla moment etkilerinin ve dolayısıyla kayma levhası vasıtasıyla kesme kuvveti etkilerinin aktarıldığı düşünülebilir. Aksi halde, yeterli kiriş başlık kalınlığının olmadığı birleşimlerde ise kiriş gövdesi tarafından da moment etkilerinin aktarıldığı düşünüldüğünde kayma levhası bu noktada devreden çıkabilmektedir. Buna göre FEMA-350 uyarınca :
- a. Alternatif 1: Kiriş gövdesi kaynak ulaşım delikleri arasında derin nüfuziyetli küt kaynak ile kolon başlığına bağlanır. Bu durumda kayma levhası kalınlığı montaj yükleri altında belirlenir. Kayma levhası uzunluğu kaynak ulaşım delikleri arasındaki mesafe + (6 mm) olacak biçimde seçilir. Kayma levhasının kolon başlığına bağlantısında kiriş gövdesi tarafında minimum (5 mm)'lik köşe kaynak, kiriş gövdesine uzak tarafta minimum (8 mm)'lik köşe kaynak teşkil edilir. Bu noktada kayma levhası kiriş gövdesinin kolon başlığına bağlantısında karşılama parçası gibi çalışmakta olup ayrıca kaynak karşılama parçası teşkiline gerek yoktur. Aynı şekilde kayma levhası montaj levhası olarak görev yaptığı için kiriş gövdesine kaynaklanmasına gerek yoktur. Montaj bulonlarının montaj yükleri altında boyutlandırılması yeterlidir.
- b. Alternatif 2 : Kayma levhası birleşimin kesme yükü altında kiriş gövdesinde bulonlu teşkil edilir. Kayma levhasının kolon başlığına bağlantısı derin nüfuziyetli küt kaynaklarla veya çift taraflı minimum $(0,75t_{pl})$ kalınlığındaki köşe kaynaklar vasıtasıyla sağlanır. Kiriş gövdesine bağlantıyı sağlayan bulonlar tam öngermeli ISO (8.8) veya ISO (10.9) kalitesinde seçilerek gerekli tasarım ve dayanım hesapları daha evvel Ek Başlık Levhalı Bulonlu Birleşim teşkilinde yapıldığı şekliyle gerçekleştirilir. Bu teşkilin sağlanabilmesi için kiriş elemanı kesit özelliklerinin (t_{bf}, b_{bf}) elverişli olduğu durumlar seçilmelidir.
4. Süreklilik levhaları ve panel bölgesi takviye levhası (gerekmesi halinde).



Şekil 3.50: Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı (2007-DBYBHY)

► 2007-DBYBHY uyarınca yüksek süneklilikli moment çerçevelerinde kolon-kiriş birleşim bölgesinde tatbik edilecek zayıflatılmış kiriş enkesiti kaynaklı birleşim detayı Şekil 3.50'de olduğu gibi ifade edilmektedir. Daha evvel FEMA-350 yönetmeliğinde ifade edilen aynı birleşim detayının konstrüktif açıklamalarına dikkat edildiğinde, plastik mafsall oluşması beklenen noktayı belirleyen tasarım kriterlerinin aynen korunarak uyarlandığı, bunun yanında kayma levhası çalışma prensibinin farklı düzenlendiği görülmektedir.

Her iki yönetmelikte belirtilen kaynaklı birleşim detayları göz önüne alındığında farklılık kayma levhasının kiriş gövdesine ve kolon yüzüne bağlantısı noktasında ortaya çıkmaktadır. Öyle ki, FEMA-350'de ifade edilen detayda kayma levhası iki alternatif halinde açıklamalar kısmının (3). maddesinde olduğu gibi düzenlenmekte iken 2007-DBYBHY'de ifade edilen detayda kiriş gövdesinden kolon yüzüne aktarılabilecek olan kesme kuvveti etkisini ve belli oranda moment etkisini taşıyabilecek dayanıma sahip olan taşıyıcı eleman görevi görmektedir. Aynı şekilde 2007-DBYBHY'de ifade edilen detay uyarınca kiriş gövdesinin kolon başlığına bağlantısı ile alakalı yorum getirilmemiştir. Bu noktada kayma levhasının kolon başlığına ve

kiriş gövdesine bağlantısı tam dayanım sağlayacak biçimde sürekli kaynaklarla teşkil edilmekte olup bu kaynaklardan dolayı levha, kayma levhası özelliğinin ötesine geçmektedir. Zira ifade edilen uygulama detayında kiriş gövdesinin kolon yüzüne bağlantısı öngörülmemekte, bunun yerine tüm bağlantı gövde levhasının kolon yüzüne küt kaynak dikişleri veya her iki yüzünden köşe kaynaklarla, kiriş gövdesinde ise çepeçevre köşe kaynaklar vasıtasıyla sağlanmaktadır. Bu durumda kayma levhası kiriş gövdesinin ataleti oranında bir moment etkisini ve plastik kesme kuvveti etkisini taşıyabilecek şekilde boyutlandırılacaktır. Dolayısıyla bu durumda gövde levhasının et kalınlığının kiriş gövde kalınlığı ile sınırlandırılması şartı ortadan kalkmaktadır. Fakat bu nokta açıkça ifade edilmemektedir. Bununla birlikte gövde levhasını kiriş gövdesine bağlayan çepeçevre köşe kaynakların da az önce ifade edilen moment ve kesme kuvveti tesirleri altında tahkiklerinin yapılması gerekecektir. Kiriş enkesit özelliklerinin farklılaşması halinde, diğer birleşimlerin aksine uygulamada ve tasarımda avantajları olan bu detayın ifade edilen teşkil altında tatbikatı mümkün olmayabilir. Öyle ki, daha evvel tasarımını yapmış olduğumuz Kaynaklı Birleşim Detayı'nda kayma levhası aynı uygulama detayı ile göz önüne alınmış ve tatbik edilen kaynakların dayanım kontrollerinde izin verilen gerilme sınır değerlerinin sağlanması aşamasında problemle karşılaşmıştır. Her ne kadar zayıflatılmış kiriş enkesiti teşkilinde birleşim bölgesine etkiyecek kesit tesirleri nispeten düşürülüyor olsa da kirişler için izin verilen enkesit yüksekliği ve başlık kalınlığı gibi kriterler göz önünde bulundurulduğunda az önce ifade edilen noktalarda sorunla karşılaşılması muhtemeldir.

Sonuç olarak kaynaklı birleşim detayının 2007-DBYBHY'de ifade edilen şeklinin FEMA-350'de belirtilen asıl uygulama detayı üzerinden yorumlanarak ortaya çıkarıldığı aşikardır. Tasarım mühendisliği açısından bakıldığında, daha evvel detaylandırılması yapılan bulonlu birleşimlerdeki kaynak ara yüzlerinde karşılaşılan tahkik problemleri de göz önüne alınarak, zayıflatılmış kiriş enkesiti kaynaklı birleşim detayı teşkilinde yukarıda ifade edilen her iki kayma levhası ve kaynak teşkilleri ayrı ayrı kendi özellikleri içerisinde uygulanabilmekle beraber, kaynak gerilmeleri kontrolünde sorunla karşılaşılması halinde her iki detayın kombinasyonu da göz önüne alınabilmelidir.

3.14.2 Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı – Uygulama Sınırları

2007-DBYBHY, Bölüm §4A.2.6 ve FEMA-350 yönetmeliği Bölüm §3.5.5'de belirtilen tasarım ilkeleri uyarınca kaynaklı kolon-kiriş birleşim detayının sünneklik düzeyi

yüksek çerçevelerde uygulanabilmesi için, birleşim detayı parametrelerinin aşağıda Tablo 3.28’de belirtilen uygulama sınırlarını sağlaması gerekmektedir.

Tablo 3.28: ZKE - Kaynaklı Birleşim Detayı Uygulama Sınırları

Birleşim Detayı Parametreleri	Uygulama Sınırları	Örnek Yapıdaki Durum	X /√
Kiriş ve kolon için izin verilen malzeme sınıfı(*)	St 52	St 52	√
Kiriş enkesit yüksekliği	≤ 1000 mm	610 mm (IPE O 600)	√
Kiriş birim boy ağırlığı	≤ 450 kg/m	154 kg/m	√
Kiriş açıklığı/enkesit yüksekliği oranı	≥ 7	$(750-47,8)/61=11,5$	√
Kiriş başlık kalınlığı	≤ 45 mm	24 mm	√
Kolon enkesit yüksekliği	≤ 600 mm	478 mm (HE 450 M)	√
Kaynak ulaşım deliği	gerekli	mevcut	√
Başlık levhası kaynağı	Tam penetrasyonlu küt kaynak	Tam penetrasyonlu yarım V küt kaynak dikişi	√

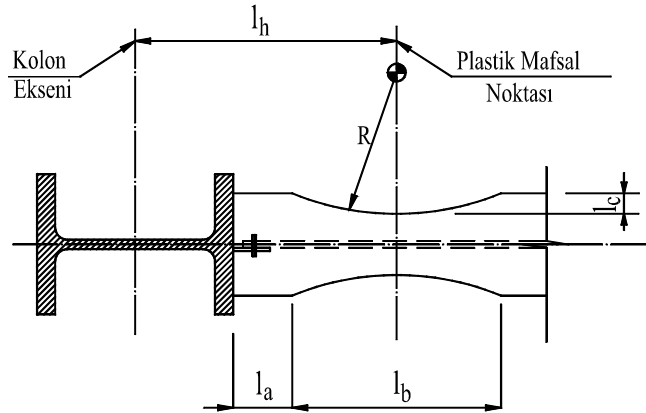
(*) Birleşime girecek kolon ve kiriş elemanı için izin verilen malzeme sınıfı kriteri son yapılan revizyon neticesinde 2007-DBYBHY’de uygulama sınırı olmaktan çıkarılmış olup FEMA-350’de mevcuttur.

3.14.3 Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı (ZKKBD) – Uygulamalı Tasarım Yöntemi

3.14.3.1 ZKKBD - Eleman Karakteristik ve Kesit Özellikleri

Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı’nda, birleşime girecek eleman karakteristik özellikleri ile bulon ve kaynak birleşim elemanlarına ait karakteristik dayanım değerleri daha evvel Bölüm 3.12.3.1’de detaylı biçimde açıklandığı şekliyle göz önüne alınacaktır.

3.14.3.2 ZKKBD - Birleşim Geometrisi ve Plastik Mafsal Noktası



Şekil 3.51: ZKKBD - Birleşim Geometrisi

■ 2007-DBYBHY, §4.3.4.1.b maddesinde ifade edildiği üzere zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılması halinde (ZKKBD) plastik mafsall noktasının yeri Şekil 3.51’de belirtilen parametreler kullanılarak aşağıdaki gibi belirlenecektir.

- $l_a \cong 0,6b_{bf} = 0,6 \times 22,4 = 13,44 \text{ cm} \Rightarrow l_a = 13,0 \text{ cm}$
- $l_b \cong 0,75h_b = 0,75 \times 61,0 = 45,75 \text{ cm} \Rightarrow l_b = 45,0 \text{ cm}$
- $l_c \cong 0,2b_{bf} = 0,2 \times 22,4 \cong 4,50 \text{ cm}$
- $R \cong 0,80h_b = 0,80 \times 61,0 = 48,8 \text{ cm}$ (2007-DBYBHY) ($\sqrt{}$)

$$R = \frac{4l_c^2 + l_b^2}{8l_c} = \frac{4 \times 4,50^2 + 45,0^2}{8 \times 4,5} \cong 58,5 \text{ cm} \text{ (FEMA-350)}$$

- $l_h = \frac{h_c}{2} + l_a + \frac{l_b}{2} = \frac{47,8}{2} + 13,0 + \frac{45,0}{2} = 59,4 \text{ cm}$
- $L' = L - 2 l_h = (750 - 2 \times 59,4) = 631,2 \text{ cm.} = 6,312 \text{ mt.}$ (Kiriş elamanının her iki ucunda oluşması beklenen plastik mafsall noktaları arasında kalan mesafe)

3.14.3.3 KKBD - Plastik Mafsall Noktasındaki Plastik Moment ve Kesme Kuvveti Kapasiteleri Hesabı

Zayıflatılmış kirişte plastik mafsall noktasında oluşması beklenen plastik moment kapasitesi değeri daha evvel Bölüm 3.9.3.3’de detaylı biçimde açıklandığı üzere 2007-DBYBHY, Madde (§4.2.5)’te (4.2a) formülü yardımıyla aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

Kesitte zayıflatma işlemi uygulandığı için öncelikle zayıflamış kesidin plastik mukavemet momenti hesaplanacaktır. Buna göre :

$$W_{pz} = W_p - [b_r t_{bf} (h_b - t_{bf})] = 4471 - [(2 \times 4,5) \times 2,4 \times (61 - 2,4)] = 3205,24 \text{ cm}^3$$

Bu ifadede (b_r) kesidin toplam zayıflatma derinliğini göstermektedir.

$$\Rightarrow M_p = W_{pz} \sigma_a = 3205,24 \times 35,5 = 113786,0 \text{ kNcm} = 1137,9 \text{ kNm}$$

Bu noktadan hareketle birleşimin boyutlandırılmasına esas teşkil edecek plastik kesme kuvveti aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

$$V_e = V_{dy} \pm 1,1D_a \left(\frac{2M_p}{L'} \right) = V_D + V_L + 1,1D_a \left(\frac{2M_p}{L'} \right)$$

$$\Rightarrow V_e = 69,61 + 75,69 + \left[1,1 \times 1,1 \times \left(\frac{2 \times 1137,9}{6,312} \right) \right] \cong 581,6 \text{ kN}$$

Bu noktada zayıflamış kesidin elastik yükler altındaki kesit kapasitelerini de kontrol etmekte fayda vardır. Bunun için öncelikle zayıflamış kesidin elastik mukavemet momenti hesaplanacaktır. Buna göre :

$$W_{xz} = \frac{\left[I_x - 2b_r t_f \left(\frac{h_b}{2} - \frac{t_f}{2} \right)^2 \right]}{(h_b / 2)} = \frac{[118300 - 2 \times 9 \times 2,4 \times (30,5 - 1,2)^2]}{30,5} = 2663,0 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{Bx} = 0,6\sigma_a = 0,6 \times 35,5 = 21,3 \text{ kN/cm}^2$$

$$M_{a1} = W_{xz} \sigma_{Bx} = 2663 \times 21,3 = 56721,9 \text{ kNcm} = 567,2 \text{ kNm} > M_{D+L} = 205,10 \text{ kNm}$$

$$M_{a2} = W_{xz} \sigma_{Bx} = 2663 \times 1,33 \times 21,3 = 75440 \text{ kNcm} = 754,4 \text{ kNm} > M_{D+L+E} = 489,18 \text{ kNm}$$

Görüldüğü üzere (IPE O 600) kirişinin zayıflatılmış enkesiti moment kapasiteleri daha evvel Bölüm 3.7.1'de ifade edilen elverişsiz yük tesirlerini karşılayabilecek yeterli kapasiteye sahiptir.

3.14.3.4 ZKKBD - Kolon Yüzündeki Moment Değerinin Hesabı

Daha evvel Bölüm 3.9.3.5 ve Şekil 3.15'de detaylı biçimde açıklandığı üzere, 2007-DBYBHY'nin ilgili maddeleri uyarınca kolon yüzündeki (M_y) moment değeri aşağıdaki gibi hesaplanacaktır.

2007-DBYBHY, §4.3.4.1.b maddesinde ifade edildiği gibi birleşim bölgesinde zayıflatılmış kiriş enkesitleri kullanılması halinde (ZKKBD) kolon yüzündeki eğilme momenti kapasitesi, kiriş plastik momenti ile kiriş ucundaki olası plastik mafsaldaki kesme kuvvetinden dolayı kolon yüzünde meydana gelen ek eğilme momenti toplanarak hesaplanacaktır. Buna göre:

$$M_y = (0,80 \times 1,1 D_a) [M_p + V_p'(x)] = (0,80 \times 1,1 D_a) \left[M_p + \left(\frac{2M_p}{L'} \right) \left(l_a + \frac{l_b}{2} \right) \right]$$

$$\Rightarrow M_y = (0,80 \times 1,1 \times 1,1) \times \left[1137,9 + \left(\frac{2 \times 1137,9}{6,312} \right) \times \left(0,13 + \frac{0,45}{2} \right) \right] = 1225,4 \text{ kNm}$$

Aynı zamanda yönetmelik uyarınca hesap edilen (M_y) momenti, düşey yükler ve deprem yükü azaltma katsayısının ($R = 1.5$) değeri için hesaplanan deprem yüklerinin ortak etkisi altında meydana gelen eğilme momentini aşmayacaktır.

$$M_L = (M_{DL}) + (M_{LL}) + \left(\frac{M_E R_1}{R_2} \right) \geq M_y$$

$$M_L = (97,57) + (107,33) + \left(\frac{284,28 \times 8}{1,5} \right) = 1721,1 \text{ kNm} \geq M_y = 1225,4 \text{ kNm}$$

Sonuç olarak 2007-DBYBHY uyarınca birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı ($M_y = 1225,4 \text{ kNm}$), olarak göz önüne alınacaktır.

3.14.3.5 ZKKBD - Birleşim Bölgesi Kaynak ve Kesit Gerilmeleri Kontrolü

2007-DBYBHY uyarınca belirlenen hesap yükleri altında birleşim bölgesi arayüzünde uygulanması tasarlanan kaynak düzeni Şekil 3.52-(A)'daki gibi olacaktır. Buna göre bu noktada kaynakların gerilme hesabına esas teşkil edecek kesit tesirleri ile 2007-DBYBHY, Madde §4.2.5 uyarınca izin verilen gerilme sınır değerleri aşağıdaki gibi göz önüne alınacaktır.

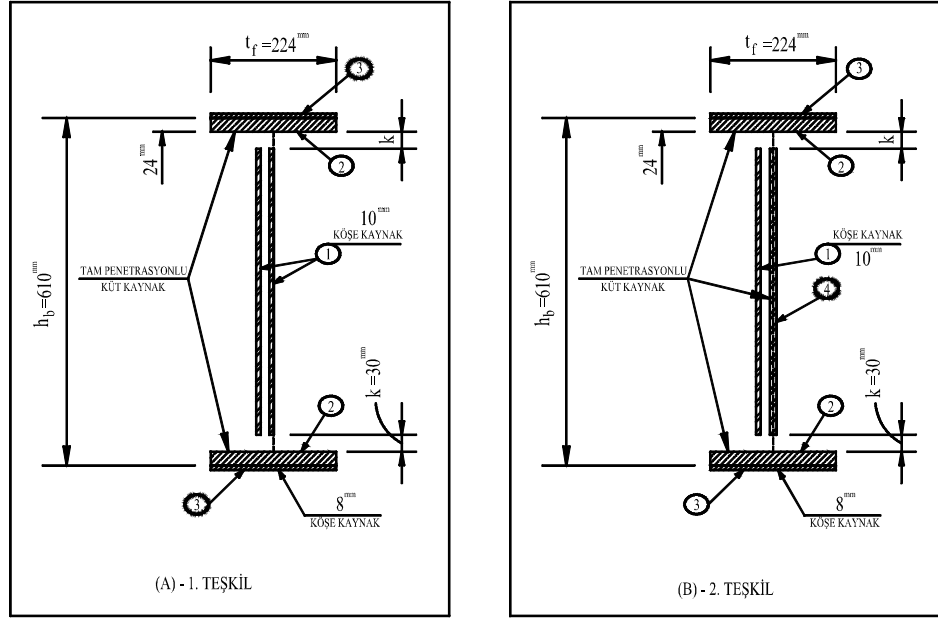
◆ Kesit Tesirleri :

$$V_e = 581,6 \text{ kN} , \quad (M_y = 122540,0 \text{ kNcm})$$

◆ Birleşim Elemanlarının 2007-DBYBHY Uyarınca Gerilme Sınır Değerleri :

Tam penetrasyonlu küt kaynak : $\sigma_k = \sigma_a = 35,5 \text{ kN/cm}^2$

Köşe kaynak : $(1,7 \sigma_{em}) \Rightarrow \sigma_{kk} = \tau_{kk} = 1,7 \times 15,0 = 25,5 \text{ kN/cm}^2$



Şekil 3.52: ZKKBD - Kolon Elemanı Yüzündeki Kaynak Kesidi (2007-DBYBHY)

Tablo 3.29: ZKKBD-Birleşim Noktası Arayüz Kesit Değerleri (2007-DBYBHY)

Kesit No	a (cm)	b (cm)	A (cm) ²	y (cm)	A.(y) ² (cm) ⁴	I _o (cm) ⁴
1(*2)	1.0	50.2	50.2	0.00	0.00	21084.34
2(*2)	2.4	22.4	53.76	29.30	92304.84	51.61
3(*2)	0.8	22.4	17.92	30.9	34220.39	0.00
Toplam					126525.23	21135.95

♦ Derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri için kontrol :

$$\Rightarrow I_t = [A(y)_{top}^2] + (I_o)_{top} = 126525,23 + 21135,95 = 147661,18 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow W_t = I_t / (h_b / 2) = (147661,18 / 31,3) = 4717,61 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_{maks} = \frac{M_y}{W_t} = \frac{122540,0}{4717,61} = 25,98 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_k = 35,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

► Görüldüğü üzere moment etkisi altında derin nüfuziyetli küt kaynak dikişleri tasarlanan kaynak düzeni altında izin verilen gerilme sınırını sağlamaktadır. Bu noktada birleşimin uygulama detayında ifade edilen kaynak karşılama parçaları için öngörülen konstrüktif kaynakların tatbik edilmesi halinde kesit tesirlerine maruz

kalacak kaynak arayüzü Şekil 3.52-(B)'deki şekliyle de göz önüne alınabilir. Bu durumda hesap edilen (σ_{maks}) değeri daha da azalacaktır.

♦ Köşe kaynak dikişleri için kontrol :

$$\Rightarrow W_t = I_t / (h_1 / 2) = (147661,18 / 25,1) = 5882,92 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_k = \frac{M_y}{W_t} = \frac{122540,0}{5882,92} = 20,83 \text{ kN/cm}^2 < \sigma_{kk} = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

$$\Rightarrow \tau_k = \frac{V_e}{2A_k} = \frac{581,6}{2 \times (50,2 - 2 \times 1,0) \times 1,0} = 6,1 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kk} = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

$$\Rightarrow \sigma_v = \sqrt{(\sigma_k^2 + \tau_k^2)} = \sqrt{(20,8^2 + 6,1^2)} = 21,68 \text{ kN/cm}^2 \cong \sigma_{vk} = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

Aynı zamanda köşe kaynak dikişlerinin kontrolü için gerekli ek koşul uyarınca esas metal net kesit alanına etkiyen kayma gerilmesi esas metal (St52) akma mukavemetinin %40'ını aşmamalıdır. Kayma levhası kalınlığını kiriş gövde kalınlığına eş ($t_t=1,5 \text{ cm}$) olarak seçelim. Buna göre :

$$\text{Kayma Levhası için: } (1,7 \sigma_{em}) \Rightarrow \tau_{ks} = 1,7 \times 35,5 \times 0,40 = 24,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_s = \frac{V_e}{A_g} = \frac{581,6}{50,2 \times 1,5} = 7,72 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{ks} = 24,14 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

♦ Kayma levhasını kiriş gövdesine bağlayan köşe kaynak dikişi gerilme kontrolleri:

Bu noktada uygulanabilecek maksimum köşe kaynak kalınlığı (10 mm) olmaktadır. Zira, kiriş gövde kalınlığı (15 mm) olup kayma levhası kalınlığı buna eşdeğerde seçilmiştir. Bu kaynaklar kayma levhası tarafından taşınan (M_l) ve (V_e) kesit tesirlerini taşıyabilecek dayanımda olmalıdır.

$$M_l = M_y \frac{I_k}{I_t} = 122540,0 \times \frac{21084,34}{147661,18} = 17497,3 \text{ kNcm}$$

$$I_k = \frac{bh^3}{12} = \frac{1,0 \times 50,2^3}{12} = 10542,2 \text{ cm}^4 \Rightarrow W_k = \frac{I_l}{h/2} = \frac{10542,2}{25,1} = 420,0 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \sigma_k = \frac{M_l}{W_k} = \frac{17497,3}{420,0} = 41,7 \text{ kN/cm}^2 > \sigma_{kk} = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\text{X})$$

$$\Rightarrow \tau_s = \frac{V_c}{A_k} = \frac{581,6}{50,2 \times 1,0} = 11,6 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{kk} = 25,5 \text{ kN/cm}^2 \quad (\checkmark)$$

► Yapılan kontrol neticesinde, 2007-DBYBHY uyarınca elde edilen hesap yükleri altında birleşim bölgesinin kaynak arayüzü gerilme dayanımı istenilen sınırlar dahilinde olmasına rağmen yönetmelikte ifade edilen detayın uygulama sınırları dahilinde kayma levhası yük transfer eden eleman olarak kullanıldığı için bu noktada teşkil edilen kaynak elemanının istenilen yeterli dayanımı sağlayamadığı görülmüştür. Bu noktada birleşim bölgesi tasarımı için geliştirilecek çözüm önerileri aşağıdaki gibi sıralanabilir.

1. Kayma levhasını kiriş gövdesinin her iki yanında da uygulamak. Bu noktada kayma levhalarının kolon başlığına küt kaynaklarla teşkili sağlanır, aynı zamanda levhaları kiriş gövdesine bağlayan köşe kaynakların uygulama alanı iki katına çıkacağı için yukarıda ifade edilen (σ_k) değerinin istenilen sınır dayanımının altında kalması sağlanır.
2. Birleşim bölgesindeki kaynak teşkilini Şekil 3.52-(B)'deki gibi revize etmek. Buna göre teşkil edilecek yeni kaynak düzeninde yönetmelikte belirtilen birleşim bölgesi uygulama detayı FEMA-350'de belirtilen detay yönünde geliştirilmektedir. Bu noktada öngörülen yeni kaynak düzeninde kayma levhası kolon yüzü ve kiriş gövdesine köşe kaynaklar vasıtasıyla bağlanmakta, aynı zamanda kiriş gövdesinin kolon başlığına teşkili şekilde de görüldüğü üzere tam penetrasyonlu küt kaynak veya kısmi penetrasyonlu küt kaynak vasıtasıyla sağlanmaktadır. Bu teşkil ile birlikte kayma levhasını kiriş gövdesine bağlayan köşe kaynaklar üzerindeki yükün bir kısmı kiriş gövdesi tarafından taşınacağı için yukarıda ifade edilen gerilme kontrolü de sağlanacaktır. Bununla birlikte 2007-DBYBHY'de belirtilen detayı FEMA-350'de belirtilen asıl teşkil olarak da göz önüne almak mümkündür. Bu noktada kiriş gövdesinden aktarılabilecek kesit tesirleri bu noktada teşkil edilecek küt kaynaklar vasıtasıyla taşınacak, kayma levhası ise montaj yükleri altında boyutlandırılacaktır. Öyle ki, plastik mafsallın kolon yüzünden uzakta kiriş üzerinde öngörülen noktada oluşması kiriş enkesitinde zayıflatma yapılarak sağlanacağı için birleşimin boyutlandırılmasına esas teşkil eden kesit tesirleri kaynaklı birleşime nazaran daha elverişli değerlerde olacağı için FEMA-350'de ifade edilen asıl teşkil detayın uygulanması daha elverişli olabilecektir.

3. Bu birleşim noktasında Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı'ndan vazgeçerek, Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim detayını tatbik etmek. (Bknz. Bölüm 3.13)

3.14.3.6 ZKKBD - Panel Bölgesi Kesme Dayanımı Kontrolü

Daha evvel Bölüm 3.9.3.13'de tatbik etmiş olduğumuz panel bölgesi kesme dayanımı kontrolünü bu birleşim noktası için tekrarlayacağız. Buna göre, 2007-DBYBHY, §4.3.4.3 maddesi uyarınca kolon-kiriş birleşim detayında , kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi (Bknz. Şekil 3.18) aşağıdaki koşulları sağlayacak biçimde boyutlandırılacaktır.

- Kayma bölgesinde oluşması öngörülen (V_{ke}) kesme kuvveti, düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının 0,8 katına eşit olacaktır.

$$V_{ke} = 0,8 \sum M_{pi} \left(\frac{1}{h_b} - \frac{1}{H_{ort}} \right) \quad (2007-DBYBHY, §4.3.4.3, 4.6)$$

Burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

$$\Rightarrow M_{pi} = \left[M_p + \left(\frac{2M_p}{L'} \right) x \right] = \left[1225,4 + \left(\frac{2 \times 1225,4}{6,312} \right) \times (0,13 + 0,225) \right] = 1363,2 \text{ kNm}$$

$h_b = 61 \text{ cm} = \text{kiriş elemanı enkesit yüksekliği}$

$H_{ort} = 400 \text{ cm} = \text{katlar arası ortalama yükseklik}$

$$\Rightarrow V_{ke} = 0,8 \times 2 \times 1363,2 \times \left(\frac{1}{0,61} - \frac{1}{4,0} \right) = 3030,3 \text{ kN} , \quad \text{olmaktadır.}$$

- Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olabilmesi için kayma bölgesinin (V_p) kesme kuvveti kapasitesinin öngörülen kesme kuvveti (V_{ke})'den büyük olması gerekmektedir. Buna göre :

$$V_p = 0,6 \sigma_a h_c t_p \left[1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{h_b h_c t_p} \right] \geq V_{ke} , \quad \text{şartı sağlanmalıdır.}$$

$$\Rightarrow V_p = 0,6 \times 35,5 \times 47,8 \times 2,1 \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4^2}{61 \times 47,8 \times 2,1} \right] = 2653,0 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_p = 2653,0 \text{ kN} < V_{ke} = 3030,3 \text{ kN}$$

Görüldüğü üzere panel bölgesi kesme dayanımı yetersizdir. Bu durumda panel bölgesi takviye levhaları ile desteklenecektir.

Şu halde panel bölgesi minimum takviye levhası kalınlığı (t_t) olmak üzere :

$$\bullet \quad V_p = V_{ke} = 0,6 \sigma_a h_c t_p \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{h_b h_c t_p} \right]$$

$$V_{ke} = 0,6 \times 35,5 \times 47,8 \times (t_{wc} + 2t_t) \times \left[1 + \frac{3 \times 30,7 \times 4^2}{61 \times 47,8 \times (t_{wc} + 2t_t)} \right] = 3030,3 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{ke} = [1018,14 \times (t_{wc} + 2t_t)] + 514,55 = 3030,3 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow (t_{wc} + 2t_t) = \frac{3030,3 - 514,55}{1018,14} = 2,47 \quad \Rightarrow \quad 2t_t = 2,47 - 2,1 = 0,34 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_{t_{min}} = \frac{0,34}{2} = 0,17 \text{ cm}, \text{ olmaktadır.}$$

Bu durumda panel bölgesini kolon gövdesinin tek tarafında (5,0 mm)'lik tek levha ile desteklemek yeterli olacaktır. Zira, öngörülen Görelî Kat Ötelenme Açısı'nın sağlanabilmesi için panel bölgesinin gerektiğinden daha fazla rijitleştirecek teşkillerden kaçınmak gerekmektedir.

- Takviye levhaları kolon gövdesine kaynakla bağlanacaklardır. Bu durumda kayma bölgesi kalınlığı yönetmelik uyarınca minimum kalınlık şartını sağlayacaktır.

$$t_p \geq t_{min} = u/180 \quad (2007-DBYBHY, \S 4.3.4.3, 4.9)$$

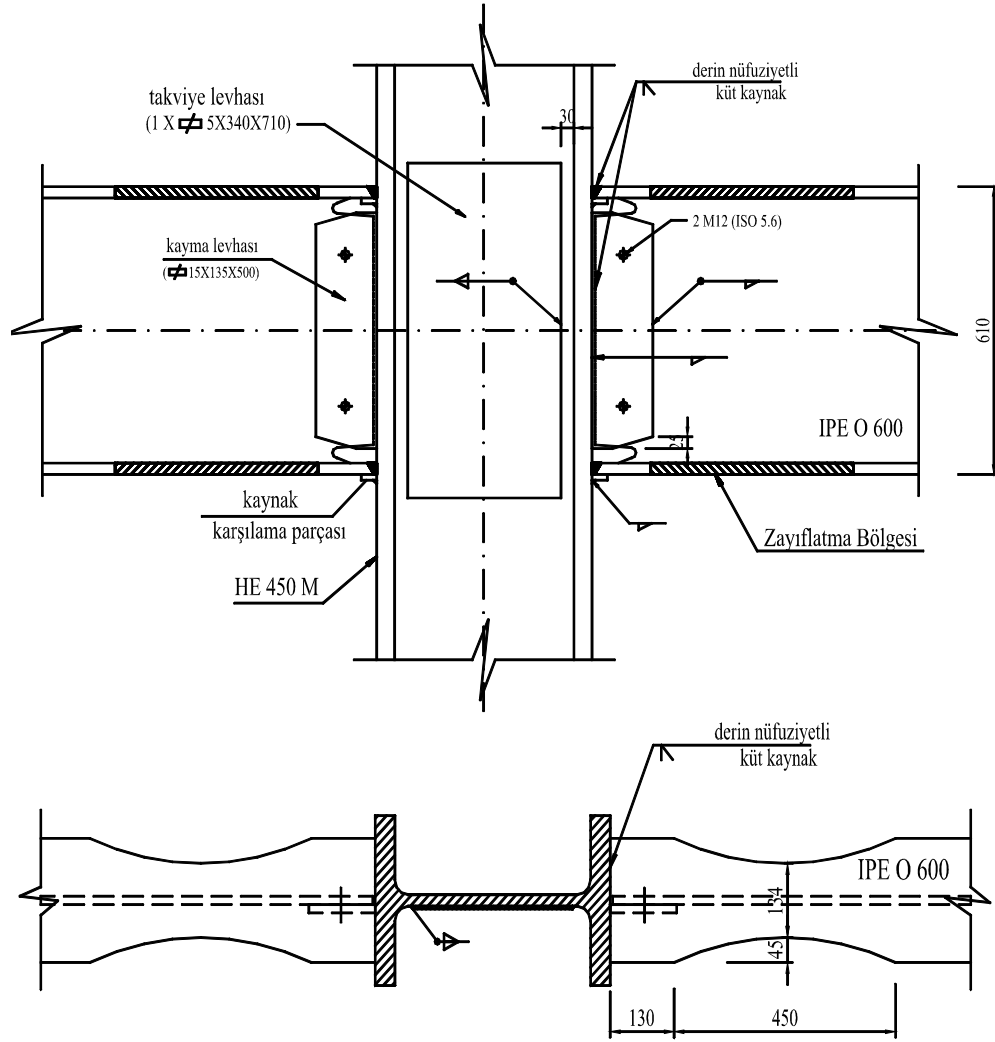
Bu ifadede :

$$u = 2 \times [(47,8 - 2 \times 4) + (61 - 2 \times 2,4)] = 192,0 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow t_p = (2,1 + 0,5) = 2,6 \text{ cm} > t_{min} = 192/180 = 1,1 \text{ cm} \quad (\checkmark)$$

3.14.3.7 ZKKBD – Süreklilik Levhası Gereklilik Kontrolü

Zayıflatılmış kiriş enkesiti kaynaklı birleşim detayı için süreklilik levhası gereklilik kontrolü daha evvel Bölüm 3.12.3.7’de yapılan kontrolün aynısıdır. Zira, birleşim noktası aynı olup birleşime giren elemanlarda farklılık yoktur. Yapılan kontrolle alakalı detaylı açıklamalar ilgili bölümde mevcuttur.



Şekil 3.53: Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Uygulama Detayı

4. SONUÇLAR ve DEĞERLENDİRME

1994 yılında Amerika Birleşik Devletleri'nin Kaliforniya eyaletinde meydana gelen ve literatürde Northridge depremi olarak anılan afet sonrasında, o bölgede 1960'lı yıllardan bu yana güvenilirliği sorgulanmaksızın kullanılan moment aktaran çelik çerçeveli yapılar hakkında bilinenlerin pek de gerçeklerle örtüşmediği anlaşılmıştır. Her ne kadar malzeme bazında çelik istenilen sünük performansı gösteriyor olsa da taşıyıcı sistem içerisinde özellikle birleşim noktalarındaki kaynak işçiliği, kaynak kalitesi, varsa bulonların dayanımı ve birleşim detayı özellikleri gibi ikincil etkenler sebebiyle bu karakteristik özelliğten istenilen verim alınamayabilmektedir. Northridge depreminde hasar gören moment aktaran çelik çerçeveli binaların çoğu, yapı standartlarıncı öngörülen temel koşulları sağlamış ve sınırlı yapısal hasar rağmen tümünden yıkılma görülmemiş olup binaların davranışı mühendislerce öngörülen karakterde olmamıştır. Bu tespitlerle beraber taşıyıcı sistemin birleşim bölgelerinde meydana gelen deformasyonların ve toptan göçmelere sebep olabilecek mikro düzeydeki gevrek kırılmaların gün yüzüne çıkarılmasıyla ulaşılan sonuçlar ve yapı mühendisliğinde getirilen yeni anlayışlardan dolayı depremin olduğu tarih olan 1994 yılı milat kabul edilerek, Northridge öncesi ve Northridge sonrası şeklinde değerlendirme yapılmasına yol açan yapı standartları geliştirilmiştir.

Ülkemizde, 1997–2007 yılları arasında yürürlükte olan Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'in çelik yapılarla alakalı bölümü incelendiğinde bu noktada uygar devletlerde yapılan çalışmaların ve geliştirilen tasarım yöntemlerinin ne kadar gerisinde kaldığımız açıkça görülmektedir. Bu bağlamda, batı ülkelerinde Northridge depremi sonrası başlatılan yoğun test programları neticesinde özellikle çelik yapı taşıyıcı sistemleri için tespit edilmiş olan sistem ve detay çözümlerine ülkemizde de ihtiyaç olduğu aşikârdır. Bu noktada objektif olmak gerekirse, çelik yapıların ülkemizde hal yapıları gibi belirgin karakteristik özellikler gerektiren yapılar dışında kullanım alanının pek yaygın olmadığı da bir gerçektir. Fakat son yıllarda özellikle İstanbul ve çevresinde (örn. Levent, Eczacıbaşı-Kanyon ve Maslak, Diamond of Istanbul) çelik taşıyıcı sisteme sahip çelik yapıların yükselmekte olduğunu da biliyoruz. Bundan dolayıdır ki, çelik yapılarda depremden kaynaklanan ve büyük bir yankı oluşturan bir hasarın gözlenmesi ve Türkiye'nin deprem

tehlikesinin A.B.D'nin Kaliforniya eyaletinden farklı olmayışı nedenleri ile konu ülkemiz açısından da önem arz etmektedir. Dolayısıyla, son yıllarda ülkemizdeki sismik aktivitelerin oldukça sıklaşması ve 1997-ABYYHY'in yalnızca çelik yapılarda değil, onarım-güçlendirme ve performans analizi gibi pek çok ülke afet yönetmeliklerinde değerlendirme ve tasarım yöntemi olarak yer bulan kriterler noktasında belirgin eksiklikleri olması nedeniyle ilgili yönetmeliğin geliştirilmesi kararı alınmıştır. Bu amaç doğrultusunda 2003 yılı itibariyle ülkemizde Bayındırlık Bakanlığı öncülüğünde oluşturulan komitenin yoğun çalışmaları sonucu da Afet Yönetmeliği, 2007 yılı başı itibariyle resmen yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007-DBYBHY) olarak değiştirilmiştir.

Yeniden düzenlenen afet yönetmeliği 2007-DBYBHY'de yalnızca çelik yapılarla alakalı bölümde değişikliğe gidilmemiş aynı zamanda mevcut binaların değerlendirilmesi, onarım ve güçlendirilmesi ile yapıların performansının doğrusal elastik olmayan yöntemlerle belirlenmesi gibi yeni açılımlar getirilmiştir. Bu noktalarda da ihtiyaç olduğu bir gerçektir. Zira her an deprem riski ile karşı karşıya olan ülkemizde çarpık yapılaşma neticesinde afet sonrası hasar görebilecek binaların çok olabileceği tahmine gerek bırakmayacak bir gerçektir. Bu bağlamda, 2007-DBYBHY'nin 4. bölümü olan "Çelik Binalar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları" bölümü incelendiğinde, yukarıda bahsedilen Northridge sonrası çalışmalar ve deneyler neticesinde elde edilmiş sistem ve detay çözümlerine özel tasarım kuralları olarak yer verildiği ve uyulmasının zorunlu hale getirildiği görülmektedir. Bu bağlamda tez çalışmamızla alakalı olan kısım moment aktaran çelik çerçevelerin tasarımında uyulması gereken tasarım kurallarıdır. Bu tasarım kurallarının uygulamalı analizi çalışmamızın 2. ve 3. bölümlerinde yapılmıştır. Öyle ki, 2007-DBYBHY'de moment aktaran çelik çerçeve sistemlerinin yüksek süneklikli olarak tasarlanması halinde birleşim bölgesinde uygulanabilecek 6 farklı tipte uygulama detayı ve bu detaylarla alakalı konstrüktif gereksinimler ve uygulama sınırları Bilgilendirme Eki 4A başlığı altında belirtilmiştir. Yüksek süneklik ölçütü olarak birleşim detayının en az 0,04 radyan görelî kat ötelenme açısını sağlaması gerektiği ifade edilmiş olup yönetmeliğin Bilgilendirme Eki 4A'da belirtilen birleşim bölgesi detaylarının belirtilen uygulama sınırlarına uyulması halinde bu kıstası sağladığı bildirilmiştir. Yönetmelikte belirtilen bu detaylar Amerika Birleşik Devletleri'nde Northridge sonrası yapılan çalışmalar ve deneylerden sonra, sünek davranış göstereceği garanti edilen birleşim tipleridir. Bu araştırmalar FEMA raporlarında yer almış olup çalışmamızda kullandığımız FEMA-350 yönetmeliği ilgili detaylarla alakalı konstrüktif detaylar, uygulama sınırları ile beraber detayda mevcut tüm kritik

noktalarla alakalı hesap ve tasarım kurallarını içermektedir. Bu noktada sorgulamamız gereken durum ifade edilen birleşim detaylarının hangi test yöntemleri ile geliştirildiği değil, ülkemizde afet yönetmeliğinde yer almasıyla beraber yukarıda da ifade edilen uygulama ve tasarım kıstasları bakımından ne kadar uygulanabilir olduğudur. Bu tür bir çalışmaya ihtiyaç vardır, zira tasarım mühendisliği açısından yönetmeliklerce belirlenen kıstasların sağlanması ve uygulanabilir olması asıl amaçtır. Öyle ki, ifade edilen birleşim detaylarının her ne kadar sünek davranış göstereceği garanti edilmişse de, detayların geliştirildiği ülke olan A.B.D’de test çalışmaları için bu ülkede yoğun olarak kullanılan 90 cm yüksekliğinde ve başlık kalınlığı 40 mm civarında olan kirişlerin kullanıldığı göz önünde bulundurulduğunda ülkemiz açısından bu raporlara gözü kapalı güvenilmemesi gerektiği de dikkat edilmesi gereken bir noktadır. Ülkemizdeki uygulamalarda yüksekliği ve başlık kalınlığı daha düşük olan (örn. IPE, HEA, HEB) profiller daha yoğun olarak kullanılmaktadır. Bilindiği üzere, kiriş başlık kalınlığının (özellikle birleşim noktasında bu seviyeden kolon başlığına aktarılan yükler dikkate alındığında) azaltılması tüm birleşimin davranışını etkilemektedir [13].

Yukarıda ifade edilen sebeplerden ötürü, bu çalışmanın 2. ve 3. bölümlerinde, ülkemizde daha sık kullanılan profillerin kullanıldığı bir yapı tasarlanmış ve yönetmelikte belirtilen birleşim detaylarının çözümü yapılmıştır. Bu noktada, belirgin bir sıralama ve düzende çözüm yapılabilmesi için daha evvel uygulanmış bir yöntem benimsenmiştir. Buna göre, geliştirilen hesap ve yapı kurallarının tanıtılmasında bu tür örnek yapıların kullanılarak belirli bir yönetmelik uyarınca (örn. UBC–1997/FEMA) gerekli kesit tahkikleri ve birleşim detaylandırmalarının yapıldığı FEMA 140 (Guide to Application of the 1991 NEHRP Recommended Provisions in Earthquake-Resistant Building Design / 1991 NEHRP uyarınca tavsiye edilen Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı Uygulama İlkeleri) raporu esas alınarak yüksek süneklilikli moment aktaran çerçeve olarak çözümlemesi yapılmış olan bir yapıda tatbik edilen hesap adımları ve notasyonlar izlenmiştir. Bu amaç doğrultusunda çalışmanın 2. bölümü, ifade edilen hesap adımlarının ve notasyonun anlaşılabilmesi, sünek birleşim detaylarının gelişim sürecinin doğru algılanabilmesi ve çalışmanın asıl amacı olan 3. Bölüm’ün alt yapısı olması için yapılan hazırlık çalışması niteliğindedir. Bu bölümde, örnek yapı olarak seçilen ofis binası, Amerikan UBC–1997 yapı şartnamesinde belirtilen hesap ilkeleri doğrultusunda eşdeğer statik deprem yüklemesi metodolojisi uyarınca boyutlandırılmış ve birleşim bölgesi detayı zayıflatılmış kiriş enkesiti kaynaklı birleşim detayı olarak çözümlenmiştir. Bu noktada, detay çözümü için Northridge depremi sonrası acilen devreye sokulan

FEMA–267 ve daha sonra revize edilmiş hali olan FEMA-350 yönetmelikleri kullanılmış ve ayrıca panel bölgesi, süreklilik levhaları gibi noktalarda UBC-1997’de belirtilen kriterler de göz önünde bulundurularak her üç yönetmelik açısından da gerekli kontroller yapılmıştır.

Çalışmanın 3. bölümünde ise, 2007-DBYBHY, Bilgilendirme Eki 4A’da ifade edilen birleşim detaylarının çözümü için aynı örnek bina, bu defa DBYBHY’de belirtilen ilkeler doğrultusunda eşdeğer statik deprem yüklemesi altında boyutlandırılmış ve detay çözümleri safhasında konstrüktif detaylar FEMA-350’de belirtilen hesap adımları doğrultusunda, hem 2007-DBYBHY uyarınca elde edilen kapasite kesit tesirleri, hem de FEMA–350 uyarınca elde edilen kapasite kesit tesirleri altında tasarlanmıştır. Bu safhada, elde edilen nihai detaylar karşılaştırmalı olarak belirtilmiş ve farklılıklar ilgili bölümlerde değerlendirilmiştir.

Yukarıda ifade edilen sistem ve detay çözümleri ile alakalı farklılıklar, karşılaşılan sorunlar ve bunlarla alakalı yorumlar ilgili bölümlerde her hesap adımının ardından belirtilmiş olup sonuçlar ve değerlendirme safhası olan bu bölümde özetlenecektir. Bu noktada sistem çözümleri ve tüm detay çözümleri farklı başlıklar altında değerlendirilecektir.

Çalışmanın 2. ve 3. bölümüyle alakalı sonuçlar ve değerlendirmeler başlıklar halinde sırasıyla şöyledir :

4.1 Taşıyıcı Sistem Çözümlerinin Değerlendirilmesi

Seçilen yapı 4 katlı ofis binası özelliğinde olup ana taşıyıcı sistemi moment aktaran çelik çerçevelerden oluşmaktadır. Yapının düşey yükler ve yatay yük olarak deprem kuvvetleri altında çözümü hem UBC–1997, hem de 2007-DBYBHY uyarınca Emniyet Gerilmeleri Yöntemi ile yapılmıştır. Her iki yönetmelik uyarınca da yatay yükleme yöntemi olarak Eşdeğer Statik Deprem Yükleme Yöntemi benimsenmiştir. Deprem yüklerinin belirlenmesi aşamasında her iki yönetmelik açısından iki noktada farklılık olduğu görülmüştür. Buna göre, deprem yüküne esas teşkil eden toplam kütle UBC uyarınca yalnız ölü yüklerin katkısıyla, DBYBHY uyarınca bu yüke ilave olarak %30 mertebesinde hareketli yüklerin katkısıyla belirlenmektedir. Bu nokta önemlidir, zira yapının özelliği okul binası olarak seçilmiş olsaydı, DBYBHY uyarınca hareketli yük katılımı %60 ($n=0.60$) olurken, UBC–1997 uyarınca kamu tarafından aktif olarak kullanılmadığı farz edilen bu tür yapıda yine hareketli yüklerin katılımı göz ardı edilmektedir. Bu durumda yapıya etki edecek deprem yükleri arasında

belirgin bir fark olabilecektir. Bununla beraber, hesapta göz önüne alınacak asal eksen yönlerindeki hakim periyotların belirlenmesinde UBC-1997'nin daha konservatif bir yaklaşım sergilediği görülmüştür. Öyle ki, 2007-DBYBHY'nin eşdeğer statik deprem yüklemesinde göz önüne alınacak hakim periyot ile ilgili kısmında revizyona gidilmiş, daha evvelki ABYYHY'DE mevcut olan yaklaşık yöntemle hesap yönetmelikten çıkarılmıştır. Bu durumda hakim periyotlar, kütle ile orantılı olarak artmakta ve spektrum eğrisi göz önüne alındığında yapı rezonans bölgesinden uzaklaşmaktadır. Bu noktada amaç, gelişen teknolojik alt yapı ile yapılarla alakalı her türlü statik ve dinamik analizin bilgisayar programları vasıtasıyla yapılabilmesi olmasına paralel olarak binaların sismik yükler altında analizinde geleneksel olarak kullanılan Eşdeğer Deprem Yükleme Yöntemi'nden ziyade Mod Birleştirme Yöntemi'nin tercih edilmesini sağlamak olarak ifade edilmektedir. Buna karşın, UBC-1997 yönetmeliğinde hakim periyot yaklaşık yöntem ve modal analiz yöntemi ile elde edilen periyotların bir kombinasyonu olduğundan daha elverişsiz sonuçlara yakınsamaktadır. Bu farklılıklar neticesinde her iki yönetmelik açısından elde edilen yatay deprem yükleri birbirine yakınsamış ve hatta kütle katılımı düşük olmasına rağmen UBC-1997 yönetmeliği uyarınca elde edilen deprem yükü daha elverişsiz olmuştur.

Taşıyıcı eleman boyutlandırması için Emniyet Gerilmeleri Yöntemi benimsenmiş olup yapılan analiz neticesinde kolon ve kiriş elemanlarının boyutlarının belirlenmesinde gerilme kontrollerinden ziyade Görelî Kat Ötelenmeleri'nin etkin olduğu görülmüştür. Öyle ki, gerilme kontrollerinde sınır değerlerin maksimumunda %50'sine yaklaşılmış olup, görelî kat ötelenme sınırlarının sağlanabilmesi için taşıyıcı kolon ve kiriş elemanlarının daha büyük atalet değerlerine sahip elemanlarla revize edilmesi yolu seçilmiştir. Bu noktada da her iki yönetmelikte farklılıklar görülmektedir. UBC-1997 ve 2007-DBYBHY'de etkin görelî kat ötelenme sınırı 0,02 olarak göz önüne alınmasına rağmen bu değer hesabında kullanılacak Elastikötesi Deplasman, UBC uyarınca azaltılmamış elastik deplasmanların %70'i olarak göz önüne alınmakta olup bu değer DBYBHY uyarınca azaltılmamış elastik deplasmanların %100'üdür. Bu noktada 2007-DBYBHY'nin daha konservatif bir yaklaşım sergilediği görülmektedir. Bununla birlikte daha evvel "TS 4561-Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları" standardında sınırlı biçimde belirtilmiş olan kesitler için kompaktlık koşulları yeni deprem yönetmeliğinde Enkesit koşulları olarak sunulmuş ve normal ve yüksek süneklikli yapılarda kullanılacak taşıyıcı elemanların sağlaması gereken kesit özellikleri belirtilmiştir. Aynı şekilde UBC-1997 açısından yapılan değerlendirmede enkesit koşulları için AISC 341-05

(Seismic Provisions for Structural Steel Buildings)' den faydalanılmıştır. Koşullar her iki yönetmelik açısından da aynıdır.

Sonuç olarak, tüm bu hesap yaklaşımlarının ardından UBC–1997 uyarınca kolon elemanı (HE 400 M), kiriş elmanı (IPE O 600) olarak, 2007-DBYBHY uyarınca kolon elemanı (HE 450 M), kiriş elemanları ise (IPE 600 ve IPE O 600) olarak belirlenmiştir. Profiller HE ve IPE olmasına rağmen IPE 600 dışındaki elemanlar ARBED profil tablosunda yer almakla birlikte ülkemizde çok sıklıkla tercih edilen profiller değildir. Fakat birleşim bölgesi detaylarında kullanılacak birleşim elemanları ile alakalı konstrüktif detaylar ve uygulama sınırları incelendiğinde ve ayrıca kesit özellikleri bakımından FEMA raporları doğrultusunda belirtilen test elemanlarının kesit özellikleri ile paralellik sağlanması açısından bu profiller seçilmiştir.

4.2 Birleşim Detaylarının Değerlendirilmesi

2007-DBYBHY, Bilgilendirme Eki 4A'da belirtilen birleşim detaylarının değerlendirilmesi açısından ve yeterli bir sismik davranış için yeni birleşimlerin geliştirilmesinde tasarım mühendisinin göz önünde bulunduracağı üç nokta vardır. Bunlar [13]:

- (a) Eğilme momentine ve kayma kuvvetine sebep olan kuvvetleri tamamen yeni bir yöntemle saptamak ve böylece birleşimin her parçasının dayanımı, rijitliğini ve sünekliğini iyice anlaşılır ve kontrol edilebilir kılmak;
- (b) Birleşimde, dayanım, rijitlik ve süneklik değerleri bilinen bir sigorta tasarlayarak (plastik mafsallık noktası) birleşimin diğer elemanlarını tahmin ya da kabul edilemeyen davranıştan korumak;
- (c) Sismik davranışları zayıf, ya da belirsiz olan birleşim elemanlarını güçlendirmek veya dayanım ve süneklik ihtiyacının, davranışı bilinen başka noktalara taşındığından emin olmak.

FEMA-350 yönetmeliğinde detaylarla alakalı bölümler incelendiğinde her birleşim tipine ait konstrüktif detayların ve uygulama sınırlarının ayrıntılı biçimde verildiği, bununla birlikte yukarıda ifade edilen maddeler doğrultusunda her birleşim detayı için plastik mafsallık noktasının kolon yüzüne belli bir mesafede oluşacağının öngörüldüğü, plastik mafsallık noktasındaki iç kuvvetlerin malzemenin davranışını ve gerilme pekleşmesi gibi karakteristik özelliklerinin de göz önünde bulundurularak

$R_y(=D_a)$ ve C_{pr} gibi katsayılarla arttırıldığı, kolon yüzündeki birleşimde mevcut levha, bulon ve kaynaklarla alakalı kapasite ve dayanım kontrollerinin ifade edilen arttırılmış yükler altında yapıldığı ve dolayısıyla birleşim noktasının, plastik mafsall oluşumunun ardından sistemdeki tüm histerik enerjinin sönmülenmesi esnasında sistem stabilitesinin bozulmasına imkan vermeyecek şekilde dengeli akma durumuna katkı sağlayacak biçimde tasarlandığı ve bu yönde hesap adımlarının geliştirildiği ifade edilmektedir.

2007-DBYBHY’de moment aktaran çerçevelerde kolon-kiriş birleşim bölgeleri ile alakalı yönetmelik maddesi (§4.3.4) incelendiğinde, en belirgin farklılığın M_p plastik momentinin oluşumu öngörülen noktaların farklı yorumlanması olarak göze çarpmaktadır. Öyle ki, 2007-DBYBHY’de ancak birleşim noktalarında guseler kullanılması veya zayıflatılmış kiriş enkesiti kullanılması halinde plastik momentin oluştuğu noktanın kolon yüzünden uzaklaşacağı kabul edilmiştir. Bununla birlikte, diğer bir önemli farklılık ise birleşimin boyutlandırılmasında esas alınacak iç kuvvetlerin hesap değerlerinde göze çarpmaktadır. Bu noktada, FEMA-350 yönetmeliğinde olduğu gibi ($C_{pr}=1,1$) kabul edilmiş, malzemenin davranış katsayısı olarak ($R_y=D_a$) olarak tablolar halinde yönetmelikte ifade edilmiş ve birleşim bölgesindeki kiriş elemanlarının iç kuvvet kapasiteleri hesabında bu katsayıların göz önünde bulundurulması gerektiği ilgili maddelerde ve formüllerde belirtilmiştir. Birleşim noktasındaki kaynak, levha ve bulonların dayanım kontrollerine esas teşkil edecek arttırılmış hesap moment değeri 0,8 katsayısıyla çarpılarak %20 azaltılmış ve bu değer birleşimin boyutlandırılmasına esas teşkil edecek *birleşimin kolon yüzündeki minimum eğilme dayanımı* değeri olarak ifade edilmiştir. Bununla birlikte, aynı şekilde birleşimin boyutlandırılmasına esas teşkil edecek bu moment değeri için bir de elastik deprem momenti ($M_E R_1/1,5$) esas alınarak üst sınır getirilerek altta ve üstte sınırlama yoluna gidildiği görülmüştür. Bu noktada birleşimin boyutlandırılmasına esas teşkil edecek kesme kuvveti değeri ise FEMA-350’de olduğu gibi birleşim noktasındaki kiriş elemanı plastik kesme kuvvetine ilave olarak kiriş üzerinde mevcut düşey yüklerden dolayı oluşan ilave kesme kuvvetlerinin toplamı şeklinde ifade edilmiştir (Bknz. Tablo 4.1). Bu noktada her iki yönetmelik açısından göz önünde bulundurulan iç kuvvet kapasiteleri aşağıdaki gibi özetlenebilir.

Tablo 4.1: Birleşim Noktasındaki İç Kuvvet Kapasite Değerleri

	2007-DBYBHY	FEMA-350
(M)	$M_y = 0,80 \times 1,1 D_a (M_p = W_p \sigma_a) < M_L = M_{Dy} + (M_E R_1 / 1.5)$	$M_y = (M_{pr} = C_{pr} R_y W_p \sigma_a) + V_p x$
(V)	$V = (V_G) + (V_Q) + 1,1 D_a (2 M_p / L')$	$V = (1,2 V_G) + (f V_Q) + (2 M_{pr} / L')$
NOT: ($D_a = R_y = 1,1 \sim 1,2$): değişken malzeme katsayısı / ($C_{pr} \approx 1,2$): pekleşme katsayısı / ($R_1 = 8$): deprem yükü azaltma katsayısı / ($f = 0,5 \sim 1,0$): LRFD uyarınca hareketli yük katılım katsayısı		

Sonuç olarak her iki yönetmelik açısından farklılığın M_p plastik momentinin olduğu noktanın kabulü ve buna bağlı olarak birleşimin boyutlandırılmasına esas teşkil edecek kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımının hesap metodunda olduğu görülmektedir ki tasarımda bu iki nokta çok önemli olup sonuçları itibariye teşkilde birbirinden çok farklı detaylar elde edilmesine yol açmıştır. Bu farklılıklar her detayın değerlendirme başlığı altında belirtilmiştir.

4.2.1 Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı (ALBBD)'nin Değerlendirilmesi

Alın levhalı bulonlu birleşim detayı Northridge depremi sonrası sıklıkla kullanılmaya başlayan birleşim tiplerindendir. Şantiye kaynağı gerektirmediğinden uygulanması daha kolaydır. ALBBD'de kolon başlığı ve alın levhası tam öngermeli yüksek mukavemetli bulonlar vasıtasıyla birbirine sabitlenmemiştir ve bağıl hareket yapabilirler. Sismik tasarım standartlarına göre, kolon-kiriş birleşimi, oluşacak plastik mafsallı kolon yüzünden uzaklaştıracak kadar rijit olmalıdır. Bu noktada kullanılan alın levhasının kalınlığı birleşimin davranışını büyük ölçüde etkilemektedir. İnce alın levhalı teşkillerde bulonların tutmadığı noktalarda alın levhasında açılmalar olabilir. Bu etkinin en büyük olduğu bölge, kiriş başlığıyla gövdesinin birleştiği bölgedir. FEMA-350'de ALBBD için belirtilen kontrol hesaplarının bu doğrultuda geliştirildiği görülmüştür.

ALBBD'nin detay hesapları 2007-DBYBHY ve FEMA-350 yönetmelikleri uyarınca elde edilen hesap yükleri altında karşılaştırılmalı olarak yapılmıştır. Bu noktada, birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı değerlerinde yaklaşık iki misli gibi bir fark oluşmuştur. Bu farkın iki temel nedeni vardır. Birincisi, FEMA-350 uyarınca birleşimin kolon yüzündeki eğilme dayanım değeri Tablo 4.1'de de ifade edildiği üzere $[M_y = (M_{pr} = C_{pr} R_y W_p \sigma_a) + V_p x]$ göz önüne alınan plastik mafsallı noktasındaki kiriş elemanı kapasite kesit tesirlerinin kolon yüzüne aktarılmasıyla elde edilmekte olup tamamen kiriş elemanı kesit özelliklerine bağlıdır. Bu nokta önemlidir. Öyle ki, daha evvel Bölüm 4.1'de sistem çözümlerinin değerlendirilmesi

esnasında yapı taşıyıcı sistem elemanlarının belirlenmesinde gerilme analizinden ziyade görelî kat ötelenme sınırlarının belirleyici olduğu ifade edilmiştir. Bu durumda atalet kuvvetleri daha az olan bir kiriş elemanı ile düşey yükler ve deprem yüklerini emniyetli bir şekilde taşımak mümkün olduğu halde görelî kat ötelenme sınırları nedeniyle atalet kuvvetleri daha fazla olan profiller tercih edilmiştir. Bu noktada birleşimin kolon yüzündeki eğilme dayanımı kiriş elemanı kesit özelliklerine bağılı olarak elde edildiğı için olması gerekenden daha fazla kesit tesirleri ile birleşimin boyutlandırılmasına neden olacak ve hatta tasarım örneğimizde karşılaştığımız üzere FEMA-350 uyarınca elde edilen kesit tesirleri altında birleşime ait uygulama detayı elde etmek mümkün olamayacaktır. İkinci neden ise göz önüne alınan moment çerçevesinin konumuna bağılı olarak yapının ekonomik ömrü boyunca etkimesi muhtemel elverişsiz sismik yüklerden dolayı birleşim noktasında hiçbir zaman kirişte plastikleşme mekanizmasının gelişmeyecek olmasının göz ardı edilmesidir. Bu durum FEMA-350’de göz ardı edilmesine rağmen 2007-DBYBHY’de birleşimin kolon yüzündeki eğilme dayanımı üst sınır olarak ifade edilmiş ve gereğinden fazla ise boyutlandırma yapılmasının önüne geçilmiştir. Bu noktada birleşimin kolon yüzündeki gerekli minimum eğilme dayanımı ($M_y=0,80 \times 1,1 D_a M_p$), yapı tasarımında göz önüne alınan düşey yükler ve deprem yükü azaltma katsayısının ($R=1,5$) değeri için hesaplanan deprem yüklerinden meydana gelen eğilme momenti ile kıyaslanmaktadır. Bu noktada ALBBD için seçmiş olduğumuz birleşim noktası Şekil 3.2’de de açıkça görülen (1) aksı moment çerçevesi üzerinde olup taşıyıcı kiriş elemanlarına etki eden düşey yük kesit tesirleri, yük alanları da göz önüne alındığında (C) aksı moment çerçevesindeki taşıyıcı elemanlara göre çok daha azdır. Bununla birlikte yapının analizinde göz önüne alınan eşdeğer statik deprem yüklemesinin deprem yükü azaltma katsayısı ($R=1,5$) değeri göz önüne alınarak yapıya etkimesi halinde düşey yük etkileri ile beraber kolon yüzünde maksimum ($M_L = 850,0 \text{ kNm}$) eğilme momenti meydana gelmektedir ki bu değer kiriş elemanı moment kapasitesi ($M_p = 1246,8 \text{ kNm}$)’nin de altındadır. Dolayısıyla göz önüne alınan sismik yüklerin azaltım yapılmadan yapıya etkimesi halinde dahi ilgili birleşim noktasında kiriş elemanında plastikleşme mekanizmasının gelişmeyeceğı öngörülebilmektedir. Burada deprem yükü azaltma katsayısı olarak ($R=1,5$) değerinin göz önüne alınması kullanılan yapı malzemesine (çelik) olan güveni temsil etmektedir. Buna mukabil FEMA-350’de belirtilen birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı ($M_y = 1786,0 \text{ kNm}$) olarak elde edilmiştir ki bu değer birleşimin boyutlandırılmasında afaki sonuçlara yol açmıştır.

Tüm bu veriler ışığında birleşim bölgesindeki elamanların (bulonlar, alın levhası) gerekli kontrolleri her iki yönetmeliğin hesap yükleri altında FEMA-350'de ilgili bölümde belirtilen hesap adımları takip edilerek yapılmıştır. Hesaplar neticesinde yük farklılığından dolayı alın levhası kalınlıkları kolon elemanı kalınlığına yaklaşık eşit olmakla beraber farklı elde edilmiş olup bulon çapı 2007-DBYBHY uyarınca (M27) olarak tespit edilmiştir ki bu değer ARBED profil tablosu incelendiğinde birleşime giren kolon başlığında uygulanabilecek maksimum bulon çapı olarak ifade edilmiştir. FEMA-350 açısından ise bulon çapı konstrüktif detaylarda ifade edilen maksimum uygulama çapı olan (M36) olarak belirlenmesine rağmen hesap yükleri altında sınır dayanımdadır. Son olarak birleşim bölgesi kaynak arayüzünde kaynak elemanı için gerilme kontrolleri yapılmıştır. 2007-DBYBHY, Madde §4.2.5'de, AISC 360-05, Bölüm J2'de ve ilgili diğer yönetmeliklerde birleşim bölgesinde tam penetrasyonlu kaynak kullanılması halinde gerilme sınır değeri olarak esas metal (St52) akma dayanımı (σ_a) ifade edilmektedir. Nihayetinde, kaynak gerilme kontrolleri yapıldığında 2007-DBYBHY'ye göre teşkilde sorun olmadığı görülmüş olup kaynak gerilmeleri öngörülen sınırlar dahilinde kalmıştır. Buna mukabil, FEMA-350 yönetmeliği hesap yükleri altında kaynakların esas metalin akma dayanımı üzerinde gerilmeye maruz kaldığı görülmüştür. Bu noktada detay teşkilinin yapılabilmesi açısından en azından kaynak akma gerilmesi değerinin sağlanması gerektiği düşünülerek detayda alın levhası sınırı dahilinde guse levhaları ile takviye işleminin yapılabileceği gösterilmiştir. Bu yöndeki teşkil AISC 358-05 yönetmeliğinde ifade edilmektedir [25]. Bu teşkile rağmen küt kaynak için öngörülen esas metal akma dayanımıyla beraber kaynak elektrodu akma dayanımı sınır gerilmesi aşılmış ve hatta kaynak elektrodu karakteristik kopma dayanımı dahi sağlanamamıştır. Dolayısıyla FEMA-350 uyarınca belirtilen plastik mafsalsal noktasında oluşması öngörülen plastikleşmenin kolon yüzüne doğru kayması muhtemeldir. Bununla birlikte plastik mafsalsal noktasında beklenen elastik ötesi davranışla beraber elastik dayanım sınırları içerisinde kalması beklenen kaynak elemanlarının bu davranıştan uzak kalacağı öngörülebilmektedir.

4.2.2 Takviyeli Alın Levhalı Bulonlu Birleşim Detayı (TALBBD)'nin Değerlendirilmesi

Takviyeli alın levhalı bulonlu birleşim detayında takviye için guse levhaları kullanılmaktadır. Guse levhalarından dolayı 2007-DBYBHY uyarınca öngörülen plastik mafsalsal noktası bu detayda FEMA-350'de belirtilen plastik mafsalsal noktası ile aynı noktada elde edilmiştir. ALBBD'de olduğu gibi bu detay tipinde de alın levhası

kalınlığının bu noktada plastikleşme olayının başlamaması açısından önemi vardır. TALBBD'nin tasarım yükleri her iki yönetmelik açısından Bölüm 4.2.1'de detaylı biçimde ifade edildiği gibi hesap edilmiş olup, tasarım FEMA-350'de ilgili bölümde belirtilen hesap adımlarıyla gerçekleştirilmiştir. Bu noktada ifade edilen hesap adımları neticesinde birleşim FEMA-350 yönetmeliği tasarım yükleri altında boyutlandırılmamıştır. Öyle ki, birleşimde kullanılan alın levhasında plastikleşme oluşmaması için gerekli minimum alın levhası kalınlığını belirleyen formül uyarınca minimum alın levhası kalınlığı FEMA-350 açısından yaklaşık 8 cm, 2007-DBYBHY açısından 6 cm olarak elde edilmiştir. Bu değerler tasarım açısından kabul edilebilir sınırların dışındadır. Bu noktada FEMA-350'de belirtilen tahkik formülü amprik bir ifade olup testler neticesinde elde edildiği aşikardır. Bu durumda alın levhası kalınlık kontrolü ve birleşimin detaylandırılması adımları için AISC 358-05 yönetmeliğinden faydalanılabileceği ifade edilmiştir. Zira bu yönetmelikte alın levhası ve kolon başlığı için gerekli kontroller tablolar halinde hesap şekli belirtilmiş olan akma çizgilerinin göz önüne alındığı hesap metotları ile yapılmaktadır. Bu durum ayrı bir çalışma konusu olarak değerlendirilebilir. Bunun dışında TALBBD ile ilgili tüm hesap adımları 2007-DBYBHY uyarınca elde edilen hesap yükleri altında gerçekleştirilmiş ve detay teşkili sağlanmıştır. Öyle ki TALBBD'nin hesap adımlarının açıklanabilmesi açısından birleşim noktası, birleşen elemanlar aynı olmak kaydı ile (1) aksı moment çerçevesi üzerinde olacak biçimde değiştirilmiş ve aynı formülasyon ile 2007-DBYBHY tasarım yükleri altında alın levhası kalınlığı 5 cm gibi kabul edilebilir bir değerde elde edilmiştir. Bununla birlikte yüksek mukavemetli tam öngermeli bulon olarak maksimum bulon çapı olan (M27) bulon ile gerekli tahkikler ancak sağlanabilmiştir. Aynı zamanda birleşim noktası kaynak arayüzünde yapılan gerilme kontrollerinde sınır dayanımların sağlandığı görülmüş ve 2007-DBYBHY uyarınca uygulama detayı elde edilebilmiştir (Bkz. Bölüm 3.10, Şekil 3.27).

4.2.3 Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı (LBBD)'nin Değerlendirilmesi

Genel olarak tüm birleşim detayları arasında teşkili en elverişli iki detaydan biri olarak Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı (LBBD) göze çarpmaktadır. Özellikle Northridge depremi sonrası standart kaynaklı birleşimlerin yetersiz sismik performans sergilemelerinin ardından yönelilen alternatiflerden biri olmuştur. Bu birleşimin plastik dönme kapasitesine detayda mevcut pek çok bileşenden katkı gelmektedir. Bunlar arasında, kiriş, başlık levhası, panel bölgesi ve özellikle bulonda oluşan kayma akması sayılabilir. Yani, tüm bileşenleri ile beraber sünek bir detaydan beklenen dengeli akma olayının sağlanabildiği bir detay olarak göze

çarpmaktadır. Bu noktada LBB'D'nin teşkili hem 2007-DBYBHY, hem de FEMA-350'de belirtilen hesap yükleri altında sorunsuz biçimde gerçekleştirilmiş olup her iki yönetmelikçe elde edilen uygulama detayları hemen hemen birbirinin aynı olmuştur.

2007-DBYBHY'de bu birleşim detayı için plastik mafsal noktasının kolon yüzü olarak öngörüldüğü dikkati çeken bir noktadır. FEMA-350'de ise plastik mafsal noktası olarak ek başlık levhası bitim noktası ifade edilmiştir. Bu farklılığa rağmen, birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı ve kesme kuvveti değerleri her iki yönetmelik açısından da birbirine yakın elde edilmiştir. Zira FEMA-350 yönetmeliği yukarıda ifade edilen dengeli akma durumunda maksimum inelastik performans sağlanacağı öngörüsü ile klasik hesap metodu ile elde ettiği, tasarıma esas kapasite moment değerini birleşim elemanları dayanım tahkiki için ($C_y=0,70\sim0,75$) gibi bir katsayı ile azaltarak elde etmektedir. Bununla birlikte yapılan kontroller neticesinde ek başlık levha kalınlıkları birbirine yakın elde edilmiş olup dengeli akma durumunun sağlanması için gerekli kalınlıktan fazlası tercih edilmemiştir. Aynı şekilde panel bölgesi kalınlık kontrolü neticesi takviye levhası gereksinimi olmamıştır. Bu durum için dahi dengeli akma mekanizmasının sağlanabilmesi açısından panel bölgesinde kolon elemanı gövde kalınlığının belirtilen sınır içerisinde kalıp kalmadığı kontrol edilmiştir (Bknz. Bölüm 3.11.3.6).

Alın levhasız bulonlu birleşim detayının bir diğer önemli avantajı ise birleşim noktasında kolon elemanına yük aktarma mekanizmasının önceden kestirilebilmesidir. Bu noktada uygulanacak bulonlarla alakalı teşkil edilen bulon deliklerinin boyutlarının ve şeklinin etkin olduğu görülmüştür. Öyle ki, moment etkisinin kuvvet çiftine ayrılarak ek başlık levhaları vasıtasıyla, kesme etkisinin ise kiriş gövdesinde teşkil edilen kayma levhası ile doğrudan iletildiği düşünülebilmektedir. Bununla beraber, kiriş gövdesindeki bulon deliklerinin bu harekete izin verecek biçimde geometrik teşkilinin önemli bir rolü vardır. Burada uygulanacak bulon deliklerinin özellikleriyle alakalı detaylı bilgi AISC 360-05 (Specifications for Structural Steel Buildings) Tablo J3.3'de mevcut olup detay teşkilinde bu değerler kullanılmıştır.

4.2.4 Kaynaklı Birleşim Detayı (KBD)'nin Değerlendirilmesi

Kaynaklı birleşim detayı Northridge depremi öncesi sıklıkla kullanılan birleşim detayı esas alınarak hazırlanmış bir detay olarak göze çarpmaktadır. Northridge öncesi birleşimden ayrılan noktaları, geliştirilmiş kaynak elektrodu ile kaynak uygulama işlemi ve geliştirilmiş kaynak ulaşım deliği detayıdır. Bilindiği üzere, Northridge

öncesi birleşimlerde akma mekanizmasının çalışmayarak gevrek kırılmaların oluşması kaynak ulaşım deliği olmadığından kaynak işçiliğinin kontrol edilemez düzeyde olması ve kaynak karşılama parçalarının mikro çatlaklar ve gevrek kırılmalara izin verecek biçimde ekstra bir işlemle önlem alınmadan yerinde bırakılması neticesinde bu birleşime güven sarsmıştır. Geliştirilen yani teşkil detayı 2007-DBYBHY’de uygulama detayı olarak öngörülmüştür. 2007-DBYBHY’de belirtilen detay ile FEMA-350’de belirtilen detay arasında konstrüktif gerekler bakımından en önemli farklılık gövdede teşkil edilen kayma levhasının uygulama detayı ile alakalıdır. FEMA-350’de kayma levhası montaj yükleri altında boyutlandırılıp montaj levhası görevi görmekte gövde üzerinden aktarılan yükler kiriş gövdesinin derin nüfuziyetli küt kaynaklı teşkili ile aktarılmakta iken, 2007-DBYBHY’de gövde tesirlerinin kayma levhası ile aktarılacağı öngörülmektedir. Bu noktada yapılan detay çözümlemesinde plastik mafsallık noktası 2007-DBYBHY’ye kolon yüzü olarak belirlenmiş olup kesit tesirlerinin azaltıldığı da düşünüldüğünde kolon başlığı arayüzündeki kaynakların gerilme kontrolleri yapıldığında öngörülen sınırlar dahilinde kalınmış olmasına rağmen kayma levhasını kiriş gövdesine bağlayan köşe kaynak dikişleri gerilme değeri kaynak elektrodu için öngörülen akma dayanımına ulaştığı belirlenmiştir. Bu noktada yapılan yorumda, gövde etkilerinin FEMA-350’de belirtildiği şekliyle kiriş gövdesinin kolon yüzüne derin nüfuziyetli küt kaynaklı teşkili ile aktarılmasının daha doğru olacağı ve kayma levhasının kaynak teşkilinde kaynak karşılama parçası görevi göreceği, aynı zamanda montaj yüklerine dayanmasının yeterli olabileceği belirtilmiş ve belirlenen noktada uygulanacak detay için çözüm önerileri getirilmiştir. KBD’nin FEMA-350 yönetmeliği hesap yükleri altında teşkilinin zor olduğu da görülmüştür. Zira FEMA-350 uyarınca plastik mafsallık noktası kolon yüzünden belli mesafe uzakta oluşacağı öngörülmüş, bu noktadan birleşim bölgesine aktarılan arttırılmış kesit tesirlerinin fazla olması neticesinde kaynak arayüzü kesiti gerilme kontrollerinde küt kaynak için elde edilen gerilme değerinin yönetmeliklerde ifade edilen sınır değer olan esas metal (St52) akma dayanımını (σ_a) da aştığı görülmüştür. Bu noktada daha evvel Bölüm 4.2.1’de değerlendirmesi yapılan ALBBD’deki sorunların aynısı ile karşılaşılmış ve birleşimin FEMA-350 uyarınca tam dayanımlı olarak nitelendirilemeyeceği ve plastik mafsallık noktasında beklenen elastik ötesi davranışla beraber elastik dayanım sınırları içerisinde kalması beklenen kaynak elemanlarının bu davranıştan uzak kalacağı öngörülebilmektedir.

4.2.5 Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı (LKBD)'nin Değerlendirilmesi

Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı (LKBD), teşkili kolay olduğu için tercih edilebilecek bir birleşimdir. Alın levhasız bulonlu birleşim detayında olduğu gibi hesap adımları ve detayın çalışma prensibi bakımından teşkili rahat olan bir birleşim detayıdır. Bu detayla alakalı konstrüktif gereksinimler incelendiğinde FEMA-350'de belirtilen teşkil düzeninin 2007-DBYBHY'de de korunduğu görülmüştür. Tek farklı kıstasın plastik mafsall oluşması öngörülen noktanın yeri olduğu söylenebilir. Öyle ki aynen LBBD'de olduğu gibi 2007-DBYBHY'de bu birleşim tipi için de plastik mafsall mekanizmasının kolon yüzünde oluşacağı öngörülmüştür. FEMA-350'de ise plastik mafsall noktası yine ek başlık levhalarının bitim noktası olarak ifade edilmiştir. Buna mukabil birleşimin kolon yüzündeki eğilme dayanımı FEMA-350 uyarınca daha evvel Bölüm 4.2.3'de LBBD için yapılan değerlendirmede de ifade edildiği üzere tasarıma esas kapasite moment değeri birleşim elemanlarının dayanım tahkiki için ($C_y=0,70\sim0,75$) gibi bir katsayı ile azaltılarak elde edilmektedir. Bu noktada her iki yönetmelik açısından elde edilen minimum eğilme ve kesme dayanımı değerleri birbirine yakın elde edildiği için sonuç itibarıyla uygulama detayları hemen hemen aynı olmuştur. Bununla birlikte detay teşkilinin çalışma prensibi göz önüne alındığında, ek başlık levhalarının moment tesirlerini, gövde levhasının ise kesme kuvveti tesirini kolon başlığına ilettiği öngörülmektedir. Bu noktada, teşkil edilen kaynak elemanlarının gerilme kontrolleri de rahatlıkla yapılabilmekte levha kesitleri revize edilerek karşılaşılan sorunlar giderilebilmektedir. Dolayısıyla Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı, Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı ile beraber teşkili kesin ve basit olan detay olarak göze çarpmaktadır.

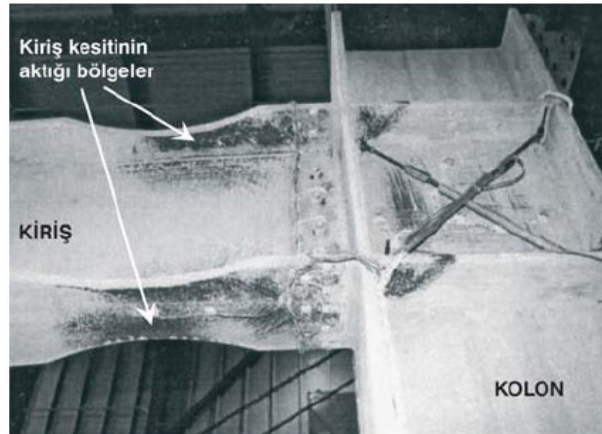
4.2.6 Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynaklı Birleşim Detayı (ZKKBD)'nin Değerlendirilmesi

Depreme dayanıklı çelik yapı tasarımında önemli bir yenilik olarak kabul edilen zayıflatılmış kiriş enkesiti kavramı, Northridge depremi sonrası ortaya atılan yaratıcı fikirler arasında öne çıkmaktadır. Yapılan çalışmalar özellikle hasar gözlenen kolon-kiriş birleşiminde odaklanmakta ise de, kesitteki azalmanın davranışı nasıl etkilediği de göz önünde tutulması gerek bir konu olarak karşımıza çıkmıştır.

Zayıflatılmış kiriş enkesiti kaynaklı birleşim detayı uygulaması 3. bölümde 2007-DBYBHY uyarınca, 2. bölümde ise UBC-1997'de belirtilen tasarım ilkeleri altında hem FEMA-267 hem de FEMA-350 yönetmelikleri bakımından değerlendirilmiştir. Bu birleşim detayında tüm yönetmelikler açısından birleşimin mantığıyla paralel

olarak plastik mafsall noktasının zayıflatma yapılmış noktada oluşacağı öngörülmüştür. Kesitte dairesel zayıflatma daha iyi performans sağladığı rapor edildiği için tercih edilmiştir. FEMA-350 uyarınca birleşimin boyutlandırılmasına esas teşkil eden kapasite iç kuvvetleri 2007-DBYBHY'ye göre daha elverişsiz olmasına rağmen detay teşkili için gerekli kontroller sağlanmış, kaynak gerilme kontrolleri ise izin verilen maksimum gerilme değerini de aşmamıştır. Bu teşkilde kirişteki zayıflatma noktasının yeri ile izin verilen ölçülerde oynayarak birleşimin boyutlandırılmasında kullanılacak kesit tesirlerinin değerleri de farklılaştırılabilmektedir.

2007-DBYBHY uyarınca elde edilen hesap yükleri altında detay teşkilinde yukarıda kaynaklı birleşim detayında ifade edilen sorunla karşılaşmıştır. Buna göre FEMA-350 yönetmeliğinde belirtilen konstrüktif detayların aksine bu teşkilde de kayma levhası gövde tesirlerini aktaran eleman olarak göz önüne alındığı için kayma levhasını kiriş gövdesine bağlayan kaynak gerilmeleri öngörülen dayanım sınırını aşarak kullanılan elektrodun akma dayanımı dahi aşılmıştır. Bu noktada zayıflatılmış kiriş enkesitinin etkin olabilmesi açısından bu problemin kaldırılması gerektiği ifade edilmiş ve çözüm önerileri belirtilmiştir. Bu noktada, detayın uygulama sınırları dikkate alındığında kiriş başlık kalınlığı maksimum sınırı için 45 mm öngörülmektedir. Bunun manası, esasında bu teşkilin elverişsiz kapasite kesit tesirleri meydana getirebilecek olan büyük kesit özelliklerine sahip birleşim elemanlarının kapasite kuvvetlerini elastik yükleri sağlayacak biçimde düşürerek birleşim noktasına tesir edecek kesit tesirlerini sınırlamaktır. Fakat ülkemizde de yaygın biçimde kullanılan profillerle yapılan teşkillerde de rahatlıkla etkin biçimde kullanılabilecek olduğu anlaşılmasına karşın bu örnek teşkilinde karşılaşılan kaynak elemanı teşkil problemi nedeniyle konstrüktif detaylarda aslına uygun olan gereklerin yerine getirilerek ifade edilen problemin giderilebileceği de belirtilmiştir.

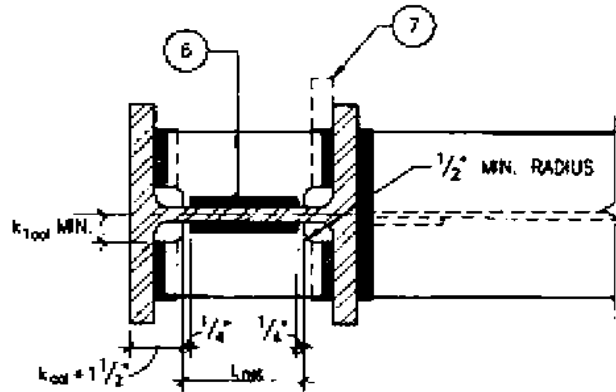


Şekil 4.1: ZKKBD'de 0.03 Radyan Dönme Sonucunda Birleşimin Durumu [18]

Sonuç olarak, 2007-DBYBHY uyarınca Bilgilendirme Eki 4A'da ifade edilen tüm birleşim detaylarının teşkili rahatlıkla yapılabilirken, FEMA-350 uyarınca ancak Alın Levhasız Bulonlu Birleşim Detayı (LBBD), Ek Başlık Levhalı Kaynaklı Birleşim Detayı (LKBD) ve Zayıflatılmış Kiriş Enkesiti Kaynak Birleşim Detayı (ZKKBD) teşkili sorunsuz olarak elde edilebilmiştir.

4.3 Süreklilik Levhası ve Panel Bölgesi Analizlerinin Değerlendirilmesi

Yüksek süneklilikli moment aktaran çerçeve birleşim detaylarında giriş elemanında oluşması öngörülen plastik mafsallardan kolona giriş başlıkları hizasında etkiyen kapasite kuvvetleri kolon elemanı başlıkları tarafından karşılanmaktadır. Bu noktada kolon elemanı başlık kalınlığının yapılan kontroller neticesinde yetersiz olması halinde panel bölgesinde giriş başlıkları hizasında Şekil 4.2’de görülen süreklilik levhalarının teşkil edilebileceği ifade edilmektedir. Bununla alakalı kriter 2007-DBYBHY’de Madde §4.3.4.4’de ifade edilmiş olup FEMA-350’deki kriterle örtüşmektedir. Bu noktada dikkat edilmesi gereken nokta süreklilik levhalarının teşkili esnasında kolon gövdesinde uygulanacak kaynak işleminin kolon elemanı boyun bölgesine denk gelmeyecek biçimde yapılması gerektiğidir. Zira (*k*)-alanı diye tabir edilen bu noktalar özellikle başlık kalınlığı 40 mm ve üzerinde olan profiller için izotropik yapının değişmesiyle gevrek kırılmalar neden olabilecek kritik noktalar dır.

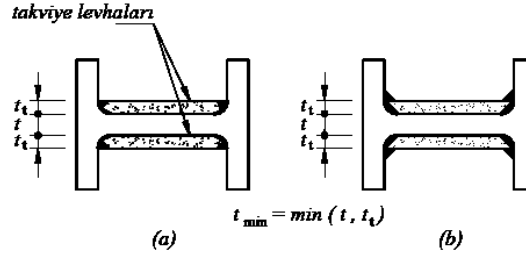


Şekil 4.2: Süreklilik Levhası Teşkil Detayı [4]

2007-DBYBYH'ye panel bölgesinde teşkil edilecek takviye levhaları ile alakalı sağlanması gereken kriterler Madde §4.3.4.3'de ifade edilmiş olup, panel bölgesinin sağlaması gereken dayanım ifadesi UBC-1997'de belirtilen formülasyonla aynıdır.

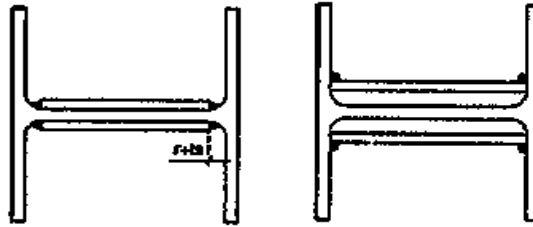
Bu doğrultuda yapılan örnek teşkillerde, bazı detaylarda panel bölgesi dayanımı yetersiz görülmüş ve takviye levhasına ihtiyaç duyulmuştur. 2007-DBYBHY’de kolon gövdesinin ve takviye levhalarının her birinin kalınlığının Madde §4.3.4.3-c’deki kriteri sağlaması gerektiği ifade edilmiştir. Fakat birleşim bölgesi detayları ile alakalı test verilerinde birleşim bölgesinin maksimum performansı için dengeli akma durumunun kabul edildiği, bu noktada panel bölgesi dayanımını gereğinden fazla yapacak rijitleştirmelerin bu bölgenin açılma deformasyona katkısını sınırlandıracağı ifade edilmekte olup bu bölgenin yeterli dayanımda teşkil edilmesi tavsiye edilmektedir (Bknz. Bölüm 1.6.2).

Birleşim bölgesi tasarım örneklerinde panel bölgesi dayanım kontrolleri neticesinde bu bölgede teşkil edilecek takviye levhalarının kolon gövdesine kaynaklarla tam birleşimi sağlanmıştır. Bu durumda 2007-DBYBHY’de ifade edilen bu kriterin son hal için sağlanması yeterli olacaktır. Bununla birlikte takviye levhalarının panel bölgesine teşkili 2007-DBYBHY, Madde §4.3.4.3.(d)’de Şekil 4.3’deki gibi ifade edilmektedir. Bu noktada takviye levhalarının teşkilinin tam penetrasyonlu küt kaynaklarla (a) veya köşe kaynağı (b) ile yapılması gerektiği ifade edilmektedir.



Şekil 4.3: 2007-DBYBHY Uyarınca Takviye Levhası Teşkil Detayı [2]

Bununla birlikte tasarım örneklerimizde 40 mm başlık kalınlığına sahip kolon elemanı kullanıldığı düşünülürse yukarıda ifade edilen (k)-alanı’nda kaynak işleminden dolayı olumsuzluğa yol açmamak adına takviye levhaları teşkili için Şekil 4.4’de ifade edilen uygulama detayları da göz önünde bulundurulmuştur.



Şekil 4.4: Önerilen Takviye Levhası Teşkil Detayları

4.4 Birleşim Elemanlarının Değerlendirilmesi

Yüksek süneklikli moment aktaran çelik çerçevelerin birleşim bölgelerinin teşkilinde kullanılacak olan kaynak dikişinin mekanik özelliklerinin kullanılan ana malzemeye benzer ve uygun olması gerekmektedir. Ayrıca 2007-DBYBHY, Madde §4.2.3.3'de "Kaynaklı birleşimlerde çelik malzemesine ve kaynaklama yöntemine uygun elektrod kullanılacak ve elektrodun akma dayanımı birleştirilen malzemenin akma dayanımından daha az olmayacaktır" denilmektedir. Mevcut TS-3357'nin bu tanımlamaya cevap veremeyeceği açıktır. Bu nedenle detay hesaplarında kullanılan kaynak elektrodu bilgileri ve karakteristik özellikleri AISC 360-05, Bölüm J2 uyarınca AWS (American Welding Society) normuna göre ifade edilmiştir. Bunun yanı sıra kaynak elektrodu ile alakalı karakteristik özelliklerin, ülkemizde TS-3357'nin yerine geçmek üzere hazırlanmış ve halen kullanımda olan İMO-01/2005 Standardı'nda ifade edilen karakteristik ve dayanım özellikleriyle aynı olduğu, buradaki bilgilerin AISC 360-05 ile paralellik gösterdiği de gözlemlenmiştir. [26,27].

Aynı şekilde bulonlu teşkillerde kullanılan yüksek mukavemetli bulonlar için değerlendirme yapıldığında mevcut TS 648-Madde §5.5'de yer alan bilgiler çerçevesinde yüksek mukavemetli bulonlarla teşkil edilen bir birleşimin boyutlandırılmayacağı açıktır. Öte yandan 2007-DBYBHY, Madde §4.2.3'de "Birleşimde kullanılacak bulonlar 10.9 ve 8.8 kalitesinde olacaktır. Bu bulonlara kendilerine uygulanacak öngerme kuvvetinin en az yarısı uygulanmalıdır." denilmektedir. Ülkemizde Deprem Yönetmeliği'nin zorunlu bir yönetmelik olduğu düşünüldüğünde mevcut TS 648' in bu bağlamda bu ihtiyaca cevap veremeyeceği açıktır. Yüksek mukavemetli bulonların boyutlandırılmasına ilişkin bu tasarım açığının giderilmesine yönelik mühendisler odası tarafından kaynaklarla lakalı yapılan çalışmanın bir benzerinin bulonlar için de yapılmakta olduğu ve bu yönde İMO-02/2005 Standardı'nın hazırlanmakta olduğu bilinmektedir. Bu nedenle örnek yapıımızdaki detay hesaplarında AISC 360-05, Bölüm J3'de bulonlarla alakalı ifade edilen karakteristik dayanımlar üzerinden belli bir emniyet katsayısı ile azaltma yapılarak emniyet gerilmeleri belirlenmiş ve bu değerler 2007-DBYBH, Madde 4.2.5'de belirtildiği şekliyle birleşim detaylarında göz önünde bulundurulmuştur.

KAYNAKLAR

- [1] **İMO İstanbul Şubesi Çelik Yapılar Komisyonu**, 2005. TS 3357 Standardı'nın Yerine Geçmek Üzere Hazırlanan İMO-01/2005 Standardı'nın Gerekliği ve Getirdikleri, *Türkiye Mühendislik Haberleri*, **435**, 25-32.
- [2] **DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik. *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara
- [3] **UBC-97**, Uniform Building Code Volume 2, 1997. *International Conference of Building Officials*, California.
- [4] **FEMA 350**, 2000. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [5] **FEMA 267**, 1995. Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment-Frame Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [6] **Özcihan, B.**, 2001. Merkezi ve Dışmerkez Çaprazlı Çelik Yapı Sistemlerinde Lineer Olmayan Davranışın İncelenmesi ve Süneklik Düzeyinin Belirlenmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [7] **FEMA 273**, 1997. Nearthquake Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [8] **Çelik, B.**, 2003. Çelik Yapılarda Çaprazlı Çerçevelerin Süneklik Düzeyini Belirleyen Tasarım Kuralları, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [9] **Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, 2003. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Basım Yayın Dağıtım, İstanbul.
- [10] **Deren, H., Uzgider, E. ve Piroğlu, F.**, 2002. Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.

- [11] **Gioncu, V. ve Mazzolani, F.M.**, 2002. *Ductility of Seismic Resistant Steel Structures*, Spon Pres, London.
- [12] **Özer, E.**, 2005. Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları, İ.T.Ü, İstanbul.
- [13] **Çingir, F.**, 2005. Çelik Kiriş Kolon Birleşimlerinin Sismik Tasarım Parametreleri İçin Bir Yazılım, *Türkiye Mühendislik Haberleri*, **435**, 69-76.
- [14] **Bruneau, M., Uang, C.M. ve Whittaker, A.**, 1998. *Ductile Design of Steel Structures*, McGraw-Hill Companies, New York.
- [15] **STEEL TIPS**, 2002. Use of Deep Columns in Special Steel Moment Frames, *Structural Steel Educational Council*.
- [16] **FEMA 351**, 2000. Recommended Seismic Evaluation and Upgrade Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [17] **Bayülke, N.**, 2003. 1994 Northridge Kaliforniya Depremi Sonrasında Moment Taşıyan Çelik Kolon-Kiriş Birleşim Yerleri Üzerinde Yapılan Deneyler ve Geliştirmeler, *Türkiye Mühendislik Haberleri*, **425**, 23-39.
- [18] **Tezer, Ö.**, 2005. Zayıflatılmış Kiriş Enkesitli Kiriş-Kolon Birleşimleri, *Türkiye Mühendislik Haberleri*, **425**, 23-39.
- [19] **Seismic Design Manual**, 2000. Building Design Examples: Steel, Concrete and Cladding, *Structural Engineers Association of California (SEAOC)*.
- [20] **AISC 341-05**, 2005. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, *American Institute of Steel Construction*, Chicago-Illinois.
- [21] **FEMA 140**, 2000. Guide to Application of the NEHRP Recommended Provisions in Earthquake-Resistant Building Design, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.
- [22] **AISC - ASD**, 1989. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Allowable Stres Design and Plastic Design, *American Institute of Steel Construction*, Washington.

- [23] **TS-648**, 1980. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [24] **Nelson, J.K. ve McCorman, J.C.**, 2003. Structural Steel Design, *LRFD Method*, Prentice Hall, New Jersey.
- [25] **AISC 358-05**, 2005. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, *American Institute of Steel Construction*, Chicago-Illinois.
- [26] **AISC 360-05**, 2005. Specification for Structural Steel Buildings, *American Institute of Steel Construction*, Chicago-Illinois.
- [27] **İMO İstanbul Şubesi Çelik Yapılar Komisyonu**, 2005. TS 648 Standardı'nın Yerine Geçmek Üzere Hazırlanan İMO-02/2005 Standardı'nın Gerekliği ve Getirdikleri, *Türkiye Mühendislik Haberleri*, **435**, 25-32.
- [28] **Odabaşı, Y.**, 1997. Ahşap ve Çelik Yapı Elemanları, Beta Basım Yayım Dağıtım, İstanbul.
- [29] **Öztürk, Z.A.**, 2002. Çelik Yapılar Kısa Bilgi ve Çözölmüş Problemler, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- [30] **İMO-01.R-01**, 2005. Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimler, *Hesap, Yapım ve Muayene Kuralları*, İMO İstanbul Şubesi, Maya Basın Yayın, İstanbul.
- [31] **YORGUN, C.**, 2007. Sonbahar-Kış Dönemi Meslekiçi Eğitim Çelik Yapılar Kurs Notları, *Sınır Durumlara Göre Boyutlama Yöntemine Göre Birleşimlerin Hesabı*, İ.T.Ü, İstanbul.

ÖZGEÇMİŞ

Mustafa ZORLU, 1979 yılında Kocaeli vilayetinde doğmuştur. 1985 yılında babasının memuriyeti dolayısıyla İstanbul'a taşınan Mustafa ZORLU, İlkokulu Sait Çiftçi İlkokulu'nda, ortaokulu Kartal Anadolu İ.H.L'de tamamladıktan sonra, Arnavutköy Korkmaz Yiğit Lisesi'nden 1998 yılında mezun olmuştur. Aynı yıl Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne kayıt yaptırmaya hak kazanmıştır. Hazırlık sınıfı ve birinci sınıf eğitimini bu üniversitede aldıktan sonra, 2000 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümüne yatay geçiş yapma hakkı kazanmıştır. İ.T.Ü. İnşaat Mühendisliği'nden 2003 yılında mezun olduktan sonra, aynı yıl içerisinde İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü'ne bağlı İnşaat Mühendisliği Yapı Anabilim Dalı, Yapı Analizi ve Boyutlandırma Programı'na kayıt yaptırmaya hak kazanarak yüksek lisans öğrenimine başlamıştır. Halen özel bir kuruluştaki Proje Mühendisi olarak çalışmaktadır.