

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK VE SÜNEKLİK DÜZEYİ
NORMAL BİRLEŞİMLERİN HESABI İÇİN BİR PROGRAM
HAZIRLANMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Bülent KOPARAN**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

MAYIS 2006

1. GİRİŞ

Depreme dayanıklı taşıyıcı sistem boyutlandırma yaklaşımı, büyük depremlerde çerçeve elemanlarında inelastik davranışa izin vermektedir. Deprem hareketinin enerjisi bu inelastik deformasyonlarla harcanır. Büyük deprem etkilerinde kolonlardan çok kirişlerde plastik deformasyon oluşumunu tavsiye edilir. Bunun amacı, kat mekanizması oluşumunu geciktirmektir.

Birleşimde kullanılan kaynak ve bulonlar sünek değildir. Bu nedenle de boyutlandırmada, birleşim araçlarında herhangi bir plastikleşmeye izin verilmez. Kolon-kiriş birleşiminin görevi, birleştirdiği kirişte plastik deformasyonlar oluşurken, yük taşıma kapasitesini sürdürmesidir. Bu amaçla deprem standartları, birleşimin yük taşıma kapasitesinin, kirişinkinden daha büyük olmasını öngörür

Birleşimlerin tüm bu kriterlere göre hesabında bir çok işlem karşımıza çıkmaktadır. Uzun formüller ve birçok tahkiklerin yapılması beraberinde hata yapma olasılığını da getirmektedir. Tüm bunları yapacak bir programın olması hesaplara hakim olmamızı ve birleşimler üzerinde daha fazla yorum yapabilmemizi sağlar.

2.1 SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇERÇEVELER

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin boyutlandırılmasında uyulacak kurallar aşağıda verilmiştir.

2.1.1. Enkesit Koşulları

2.1.1.1 - Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, *başlık genişliği/kalınlığı* ve *gövde derinliği/kalınlığı* oranlarına ilişkin koşullar aşağıdaki gibi olacaktır.

TABLO 2.1– Enkesit Koşulları

Eleman Tanımı	Narinlik Oranları	Sınır Değerler	
		Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem	Süneklik Düzeyi Normal Sistem
I Kesitleri U Kesitleri L Kesitleri	b/t	$0.3\sqrt{E_s / \sigma_A}$	$0.4\sqrt{E_s / \sigma_a}$
T Kesitleri	h/t_w	$0.3\sqrt{E_s / \sigma_A}$	$0.4\sqrt{E_s / \sigma_a}$
Eğilme etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$3.2\sqrt{E_s / \sigma_A}$	$4.0\sqrt{E_s / \sigma_a}$
Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$ N_d / \sigma_a A \leq 0.10$ için $3.2\sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 3 \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$	$ N_d / \sigma_a A \leq 0.10$ için $4.0\sqrt{E_s / \sigma_a} \left(1 - 3 \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$
		$ N_d / \sigma_a A > 0.10$ için $1.18\sqrt{E_s / \sigma_a} \left(2 - \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$	$ N_d / \sigma_a A > 0.10$ için $1.47\sqrt{E_s / \sigma_a} \left(2 - \left \frac{N_d}{\sigma_a A} \right \right)$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dairesel halka kesitler	D/t	$0.05 \frac{E_s}{\sigma_a}$	

Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dikdörtgen kutu kesitler	b/t veya h/t_w	$0.7\sqrt{E_s / \sigma_a}$
Tanımlar b : I ve T kesitlerinde yarım başlık genişliği U kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık genişliği L kesitlerinde büyük kenar uzunluğu h : I , U , T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde yüksekliği D : halka kesitlerde dış çap t : I , U , T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık kalınlığı L kesitlerinde ve halka kesitlerde kalınlık t_w : I , U , T kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde kalınlığı		

2.1.1.2 - 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, **Denk.(2.1a)** veya **Denk.(2.1b)**'ye göre arttırılmış yükleme durumlarından oluşan eksenel basınç ve çekme kuvvetleri altında da (eğilme momentleri gözönüne alınmaksızın) yeterli dayanım kapasitesine sahip olacaktır.Kolon enkesitlerinin eksenel basınç ve çekme kapasiteleri **Denk.(2.2c)** ve **Denk.(2.2d)**ile hesaplanacaktır.

$$1.0 G + 1.0 Q \pm \Omega_0 E \quad (2.1a)$$

veya daha elverişsiz sonuç vermesi halinde

$$0.9G \pm \Omega_0 E \quad (2.1b)$$

$$\text{Eksenel basınç kapasitesi} \quad N_{bp} = 1.7 \sigma_{ben} A \quad (2.2c)$$

$$\text{Eksenel çekme kapasitesi} \quad N_{cp} = \sigma_a A \quad (2.2d)$$

TABLO 2.2 – Büyütme Katsayıları

TAŞIYICI SİSTEM TÜRÜ	Ω_o
Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler	2.5
Süneklik düzeyi normal çerçeveler	2.0
Merkezi çelik çaprazlı perdeler (süneklik düzeyi yüksek veya normal)	2.0
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler	2.5

2.1.2. Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu

2.1.2.1 - Çerçeve türü sistemlerde veya perdeli-çerçeve sistemlerin çerçevelerinde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir kolon - kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların moment kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin moment kapasiteleri toplamından daha büyük olacaktır

$$(M_{pa}+M_{pi}) \geq (M_{pi}+M_{pj}) \quad (2.3)$$

Denk.(2.3), depremin her iki yönü için elverişsiz sonuç verecek şekilde ayrı ayrı uygulanacaktır. Kolon moment kapasitelerinin hesabında, depremin yönü ile uyumlu olarak bu momentleri en küçük yapan tasarım eksenel kuvvetleri gözönüne alınacaktır. Tek katlı binalarda ve çok katlı binaların en üst katındaki düğüm noktalarında **Denk.(2.3)**'ün sağlanıp sağlanmadığına bakılmayacaktır

2.1.3. Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulunun Bazı Kolonlarda Sağlanamaması Durumu

2.1.3.1 - Sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın herhangi bir i'inci katında, aşağıdaki **Denk.(2.4)**'ün sağlanması koşulu ile, ilgili katın alt ve/veya üstündeki bazı düğüm noktalarında **Denk.(2.3)**'ün sağlanamamış olmasına izin verilebilir

$$\alpha_i = V_{is} / V_{ik} \geq 0.70 \quad (2.3)$$

2.1.3.2 - Denk.(2.4)'ün sağlanması durumunda, $0.70 < \alpha_i < 1.00$ aralığında, **Denk. (2.3)**'ün hem alttaki, hem de üstteki düğüm noktalarında sağlandığı kolonlara etkiyen eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri $(1/\alpha_i)$ oranı ile çarpılarak arttırılacaktır. **Denk. (2.3)**'ü sağlamayan kolonlar, kesitlerinde oluşan düşey yük ve deprem etkileri altında hesaplanacaktır.

2.1.3.3 - Herhangi bir katta **Denk.(2.4)**'ün sağlanamaması durumunda, sadece çerçevelerden veya perde ve çerçevelerin birleşiminden oluşan taşıyıcı sistemlerdeki tüm çerçeveler *süneklik düzeyi normal çerçeve* olarak gözönüne alınacak ve yönetmelige göre taşıyıcı sistem davranış katsayısı değiştirilerek hesap tekrarlanacaktır.

2.1.4. Kiriş - Kolon Birleşim Bölgeleri

2.1.4.1 - Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde aşağıdaki üç koşul birarada sağlanacaktır:

(a) Birleşim en az 0.04 radyan toplam görelî kat ötelemesi açısını sağlayacaktır. Bunun için, deneysel ve/veya analitik yöntemlerle geçerliliği kanıtlanmış detaylar kullanılacaktır.

(b) Birleşimin kolon yüzündeki gerekli eğilme dayanımı, birleşen kirişin eğilme momenti kapasitesinden daha az olmayacaktır. Ancak bu dayanımın üst limiti, düğüm noktasına birleşen kolonlar tarafından söz konusu birleşime aktarılan en büyük eğilme momenti ile uyumlu olacaktır.

(c) Birleşimin gerekli V_e kesme kuvveti dayanımı **Denk.(2.5)** ile hesaplanacaktır.

$$V_e = V_{dy} \pm 1.4 (M_{pi} + M_{pj}) / l_n \quad (2.5)$$

2.1.4.1- Bulonlu olarak teşkil edilen, eğilme aktaran kiriş-kolon birleşimlerinde sadece uygun bulon kullanılacak, kaba bulon kullanılmayacaktır. Ancak, öngermeli olarak kullanılan yüksek dayanımlı bulonlar bu kısıtlamanın dışındadır.

2.1.4.2- Birleşim elemanlarının dayanım kapasitelerinin hesabında, aşağıda verilen gerilme kapasiteleri kullanılacaktır.

Birleşim elemanlarının gerilme kapasiteleri:

Tam penetrasyonlu kaynak	:	σ_a
Kısmi penetrasyonlu kaynak	:	$1.7 \sigma_{em}$
Köşe kaynağı		$1.7 \sigma_{em}$
Bulonlu birleşimler		$1.7 \sigma_{em}$

Burada, σ_{em} ilgili birleşim elemanına ait emniyet gerilmelerini (normal gerilme, kayma ve ezilme gerilmeleri) göstermektedir.

2.1.4.3- Kiriş - kolon birleşim detayında, kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılacaktır:

(a) Kayma bölgesinin gerekli V_e kesme kuvveti dayanımı, düğüm noktasına birleşen kirişlerin eğilme momenti kapasiteleri toplamının 0.80 katından meydana gelen kesme kuvvetine eşit olarak alınacaktır.

$$V_e = 0.8 \sum M_p (1/d_b - 1/H_{ort}) \quad (2.6)$$

(b) Kayma bölgesinin V_p kesme kuvveti kapasite

$$V_n = 0,545 \cdot \sigma_y \cdot d_c \cdot t_p \cdot \left[1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_p} \right] \quad (2.7)$$

denklemleri ile hesaplanacaktır. Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için

$$V_p > V_e \quad (2.8)$$

koşulunun sağlanması gerekmektedir.

(c) Kolon gövde levhasının ve eğer kullanılmış ise takviye levhalarının her birinin en küçük kalınlığı, t_{min} aşağıdaki koşulu sağlayacaktır.

$$t_{min} > u / 45 \quad (2.9)$$

Bu koşulun sağlanmadığı durumlarda takviye levhaları ve kolon gövde levhası birbirlerine kaynakla bağlanarak birlikte çalışmaları sağlanacak ve levha kalınlıkları toplamının **Denk.(2.9)**'u sağladığı kontrol edilecektir.

(d) Kayma bölgesinde takviye levhaları kullanılması halinde, bu levhaların kolon başlık levhalarına bağlanması için tam penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı kullanılacaktır. Bu kaynaklar, takviye levhası tarafından karşılanan kesme kuvvetini güvenle aktaracak şekilde kontrol edilecektir.

2.1.4.5 - Moment aktaran kiriş-kolon birleşim detaylarında, kolon gövdesine kiriş başlıkları seviyesinde *süreklilik levhaları* konularak kiriş başlıklarındaki çekme ve basınç kuvvetlerinin kolona (ve iki taraflı kiriş-kolon birleşimlerinde komşu kirişe) güvenle aktarılması sağlanacaktır.

(a) Süreklilik levhalarının kalınlıkları, tek taraflı kiriş birleşimlerinde birleşen kirişin başlık kalınlığından, kolona iki taraftan kiriş birleşmesi durumunda ise birleşen 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 kesme kapasitesine eşit bir kuvveti kolon gövdesine aktaracak boy ve kalınlıkta olması gereklidir.

(b) Kolon başlık kalınlığının

$$t_{cf} \geq 0,54 \cdot \sqrt{b_{bf} \cdot t_{bf}} \quad (2.10a)$$

ve

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (2.10b)$$

koşullarının her ikisini de sağlaması durumunda süreklilik levhasına gerek olmayabilir.

2.2. SÜNEKLİK DÜZEYİ NORMAL ÇERÇEVELER

Süneklik düzeyi normal çerçevelerin boyutlandırılmasında uyulacak kurallar aşağıda verilmiştir.

2.2.1. Enkesit Koşulları

2.2.1.1 - Süneklik düzeyi normal çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, *başlık genişliği/kalınlığı* ve *gövde derinliği/kalınlığı* oranlarına ilişkin koşullar **Tablo 2.2'**de

verilmiştir. Ancak, en çok iki katlı binalarda, gerekli yerel burkulma kontrollerinin yapılması ve buna bağlı olarak emniyet gerilmelerinin uygun şekilde azaltılması koşulu

ile, bu sınırların aşılmasına izin verilebilir.

2.2.1.2- Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kolonları için **2.1.1.2'**de verilen koşullar süneklik düzeyi normal çerçevelerin kolonları için de geçerlidir.

2.2.1.3- Süneklik düzeyi normal çerçevelerde, süneklik düzeyi yüksek çerçeveler için **2.1.2** ve **2.1.3.3'**te verilen koşullara uyulması zorunlu değildir.

2.2.2. Kiriş – Kolon Birleşim Bölgeleri

2.2.2.1 – Süneklik düzeyi normal çerçevelerin moment aktaran kiriş-kolon birleşimlerinin hesabında aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanları esas alınacaktır:

(a) Kolona birleşen kirişin eğilme kapasitesi ve **Denk.(2.5)** ile hesaplanan gerekli kesme kuvveti dayanımı.

(b) **Denk. (2.1a)** ve **Denk. (2.1b)**'de verilen arttırılmış yükleme durumlarından dolayı kolon yüzünde meydana gelen eğilme momenti ve kesme kuvveti.

2.2.2.2- Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kiriş-kolon birleşim bölgeleri için **2.1.4.2** ve **2.1.4.3'**de verilen kurallar süneklik düzeyi normal çerçeveler için de aynen geçerlidir.

2.2.2.3– Kiriş-kolon birleşim detayında kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılacaktır:

(a) Kayma bölgesinin V_e gerekli kesme kuvveti dayanımının hesabında, **Denk.(2.1a)** ve **Denk.(2.1b)**'de verilen arttırılmış deprem yüklemesinden meydana gelen kesme kuvveti ve **Denk.(2.6)** ile hesaplanan kesme kuvvetinden küçük olanı kullanılacaktır.

(b) Kayma bölgesinin V_p kesme kuvveti dayanımı **Denk.(2.7)** ile hesaplanacaktır. Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için **Denk.(2.8)**' in sağlanması gerekmektedir.

(c) Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kayma bölgesi hesabı için **2.1.4.4(c)** ve **2.1.4.4(d)**'de verilen kurallar süneklik düzeyi normal çerçeveler için de aynen geçerlidir.

(d) **2.2.2.4 –** Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerde süreklilik levhalarının hesabı için **2.1.4.5'** te verilen kurallar süneklik düzeyi normal çerçeveler için de aynen geçerlidir.

3. KOLON AYAKLARI

Kolon ayakları, kolondan gelen yükleri beton yada betonarme temele aktarır. Bu yükler, sadece düşey kuvvet veya düşey kuvvetle birlikte yatay kuvvet ve moment olabilir. Moment de aktaran ayaklara “ankastre ayak”, diğerlerine “basit ayak” veya “mafsallı ayak” denir.

Ayakların en alt kısmında yatay taban levhası bulunur. Kolondan gelen düşey kuvvetler, taban levhası aracılığıyla temel üst yüzüne yayılarak aktarılır. Ayaklar ankraj bulonlarıyla temele bağlanır. Basit ayaklarda ankraj bulonların görevi, montaj sırasında yerlerine oturtulan kolonların devrilmeden durmalarını sağlamaktır (montaj ankrajları). Ankastre ayaklarda ankraj bulonları, moment aktarma nedeniyle çekmeye çalışır ve yüklenecekleri çekme kuvvetine göre boyutlandırılarak temele bağlanır.

Montaj sırasında, ayak ilk önce çelik kamaların üstüne oturtulur ve ankraj bulonlarıyla temele bağlanır. Taban levhasının kenarlarından altına sokulmuş bulunan kamalar oynatılarak, kolonun durumu ayarlanır. Montajdan sonra, taban plağının altı ve ankraj kanalları çimento harcı ile doldurulur. Taban plağının büyük olması halinde, bu levhada harç doldurma ve hava delikleri olmalıdır. Taban levhasının altındaki çimento harcının kalınlığı 20 – 50 mm kadar olur. Çimento harcının priz yapmasından sonra, çelik kamalar alınıp, kalan boşluklar harç ile doldurulur. Temel üst yüzü, kolon ayağı döşeme altında kalıp, görünmeyecek kadar derinde olmalıdır. Montajdan sonra, korozyona karşı ayağın etrafı betonla sarılabilir.

3.1 Merkezi Basınca Çalışan Kolon Ayakları (Basit Ayaklar)

Bunlardan sadece P düşey kolon yükünün temele aktarılması bahis konusudur. Taban levhasının kenarları oranı (1:1 – 1:2) olur. Taban levhası ile temel üst yüzü arasında basınç gerilmelerinin üniform yayılı olduğu kabul edilir. Temel betonunun basınç emniyet gerilmesi P_{em} ile gösterilirse, gerekli taban levhası alanı

$$F = \frac{P}{P_{em}}$$

olarak hesaplanır. Don etkisinde olan temelerde B 160 dan daha düşük kalitede beton kullanılmamalıdır.

Taban levhası F alanının yeterince küçük olması halinde, kolon profilinin alt ucuna kalın bir taban levhası kaynaklanmak suretiyle, ayak basit bir şekilde teşkil edilebilir.(bkz. Şekil 3.1).

Taban levhasının alanı

$$F= B.D$$

dir. Kolon merkezi basınç kuvveti P olduğuna göre taban gerilmesi

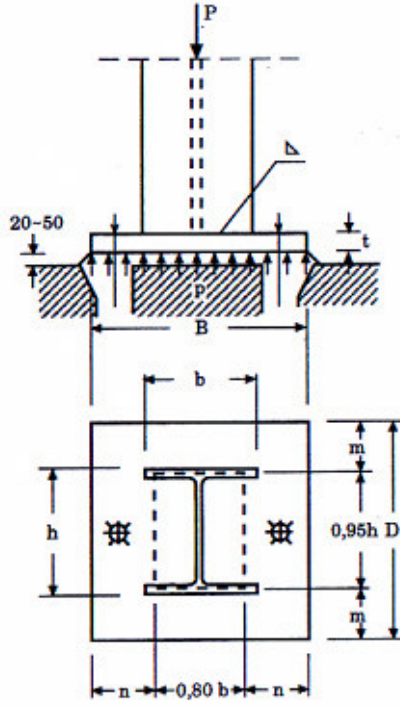
$$p = \frac{P}{F} \leq p_{em}$$

olmalıdır. Taban levhasının kalınlığının hesabında, levhanın iki doğrultuda konsol açıklıkları, AISC ye göre^(*)

$$m = \frac{1}{2}(D - 0,95h)$$

$$n = \frac{1}{2}(B - 0,80b)$$

olarak alınabilir. Çelik emniyet gerilmesi σ_{em} ile gösterildiğine göre, taban levhasının kalınlığı aşağıdaki gibi olmalıdır :

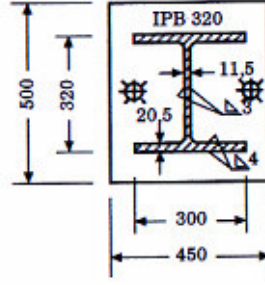


Şekil 3.1

$$t \geq m \sqrt{\frac{3p}{\sigma_{em}}} \text{ veya } t \geq n \sqrt{\frac{3p}{\sigma_{em}}}$$

kolon profili uç enkesitinin, profil eksenine dik olarak düzgün kesilmiş veya işlenmiş olması halinde, “TS 648, 3.8.3”e göre, kolon profilini taban levhasına bağlayan dikişler (P/4) kuvvetine göre hesaplanabilir. Aksi halde, bu kaynak dikişleri P kuvvetine göre tahkik edilmelidir. Benzer şekilde TS 3357 Madde 2.2.3’e göre de kolon kafa ve taban levhaları birleşimlerinin hesabında yalnız başına çalışan kolonların baş ve ayak kısımlarında uç kesitler kolon eksenine dik olarak işlenmiş ve mesnet levhaları da yeter kalınlıkta ise, birleşim elemanları kolon yükünün (1/4)’üne göre boyutlandırılabilirler .

3.1.1.Sayısal Örnek (bkz. Şekil 3.2):



Şekil 3.2

$$P=150 \text{ ton} \quad \sigma_{em}=1,4 \text{ t/cm}^2 \text{ (St 37; (H))}$$

$$\text{Kolon Profili : IPB 320: } F=161 \text{ cm}^2, \quad U=1,77 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$\text{Taban levhası : D=500 mm } B= 450 \text{ mm}$$

$$\text{Temel betonu : B 300 : } P_{em}=70 \text{ kg/cm}^2$$

$$p = \frac{P}{F} = \frac{150000}{50.45} = 66,7 \text{ kg / cm}^2 < p_{em} = 70 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = \frac{1}{2}(D - 0,95h) = \frac{1}{2}(500 - 0,95.320) = 98 \text{ mm}$$

$$n = \frac{1}{2}(B - 0,80b) = \frac{1}{2}(450 - 0,80.300) = 105 \text{ mm}$$

$$t = n \sqrt{\frac{3p}{\sigma_{em}}} = 10,5 \sqrt{\frac{3.66,7}{1400}} = 3,97 \text{ cm (Seçilen } t = 40 \text{ mm)}$$

Kolon Profili uç enkesiti düzgün işlenmiş olduğuna göre, kaynak dikişlerinin tahkiki:

$$\text{Gövde dikişleri : } a=3 \text{ mm} \quad (\ell = 32,0 - 2.2,05 = 27,9 \text{ cm})$$

$$\frac{P_g}{4} = \frac{P}{4} \cdot \frac{F_g}{F} = \frac{150}{4} \cdot \frac{1,15.27,9}{161} = 7,47 \text{ t}$$

$$F_K = 2 \cdot 0,3 \cdot 27,9 = 16,74 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_K = \frac{7,47}{16,74} = 0,446 \text{ t / cm}^2 < 0,9 \text{ t / cm}^2 \text{ (DIN 4100)}$$

$$< 1,1 \text{ t / cm}^2 \text{ (TS 3357)}$$

Başlık dikişlerinin tahkiki (a = 4 mm):

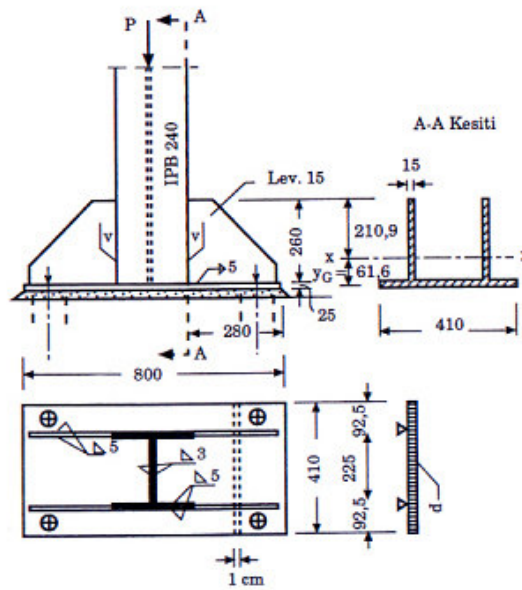
$$\frac{P_b}{4} = \frac{1}{2} \left[\frac{150}{4} - 7,47 \right] = 15,02 \text{ t}$$

$$\ell_b = \frac{1}{2} \cdot (177 - 2 \cdot 27,9) = 60,6 \text{ cm}$$

$$F_K = 0,4 \cdot 60,6 = 24,24 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_K = \frac{15,02}{24,24} = 0,620 \text{ t / cm}^2 < 0,9 \text{ t / cm}^2 \text{ (DIN 4100)}$$

$$< 1,1 \text{ t / cm}^2 \text{ (TS 3357)}$$



Şekil 3.3

Temel betonunun kalitesinin düşük olması halinde taban levhasının F alanı büyük olur. F alanının büyük olması halinde de, taban levhasının kalınlığının fazla olmaması için bu levha, düşey nervür levhalarıyla takviye edilir. Taban levhası, kalınlığı 20 – 25 mm kadar olacak şekilde nervür levhalarıyla kısımlara bölünür.

Şekil 3.3 de taban levhası, kolon profilinin başlıklarına kaynaklanmış olan 4 adet nervür levhasıyla takviye edilmiştir. Bu nervür levhaları, taban levhasının alt yüzüne etkiyen ve üniform yayılı kabul edilen p yüküne karşı, taban levhasına üstten mesnet teşkil eder. Burada, taban levhası bir doğrultuda eğilmeye çalışır. 1cm genişliğinde taban levhası şeridinin durumu, $p = \frac{P}{F}$ üniform yayılı yükü ile yüklenmiş, iki ucunda konsol bulunan, iki mesnetli kiriş gibidir. Nervür levhalarını profil başlığına bağlayan kaynak dikişlerinde gerilme hesabı için, A-A kesiti göz önünde tutulur. Bu kesit, taban levhasının enkesitiyle küt kaynak dikişlerinin kesitinden oluşur.

3.1.3.Sayısal Örnek (bkz. Şekil 3.3):

Kolon Profili : IPB 240 , Malzeme : St 37 , P=90 t

Temel Betonu : B 120 $P_{cm} = 30 \text{ kg / cm}^2$

Taban levhası alanı tahkiki:

$$F = 41,0 \cdot 80,0 = 3280 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{P}{F} = \frac{90000}{3280} = 27,4 \text{ kg / cm}^2 < 30 \text{ kg / cm}^2$$

Taban levhasında eğilme gerilmesi tahkiki :

$$M = \frac{27,4 \cdot 9,25^2}{2} = 1172 \text{ kg} \cdot \text{cm} \quad (9,25 > 0,207 \cdot 410 = 8,49)$$

$$W = \frac{1,0 \cdot 2,5^2}{6} = 1,042 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1172}{1,042} = 1125 \text{ kg / cm}^2 < 1400 \text{ kg / cm}^2$$

Nervür levhalarını profile bağlayan küt kaynak dikişlerinin tahkiki :

$$y_G = \frac{2.1,5.26,0.14,25}{2.1,5.26,0 + 2,5.41,0} = 6,16 \text{ cm}$$

$$J_x = 2.1,5.26,0.8,09^2 + 2. \frac{1,5.26,0^3}{12} + 2,5.41,0.6,16^2 + \frac{41,0.2,5^3}{12} = 13442 \text{ cm}^4$$

$$W_{ist} = \frac{13442}{21,09} = 637 \text{ cm}^3$$

$$Q = 90. \frac{28,0}{80,0} = 31,5 \text{ t} \quad M = 31,5 \cdot 14,0 = 441 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

Üst kenarda gerilme tahkiki (DIN 4100, TS 3357) :

$$\sigma_K = \frac{441}{637} = 0,692 \text{ t/cm}^2 \text{ (basınç)} < 1,4 \text{ t/cm}^2$$

$$S = 2.1,5. \frac{21,09^2}{2} = 667 \text{ cm}^2$$

(x - x) hizasında makaslama gerilmesi tahkiki :

$$\max \tau_K = \frac{Q.S}{J_x . \Sigma(a)} = \frac{31,5.667}{13442.2.1,5} = 0,521 \text{ t / cm}^2 < 0,9 \text{ t / cm}^2 \text{ (DIN 4100)}$$

$$< 1,1 \text{ t / cm}^2 \text{ (TS 3357)}$$

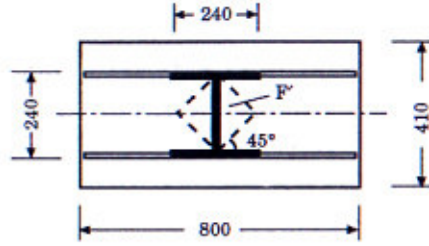
Nervür levhalarını taban levhasına bağlayan köşe kaynak dikişlerinin tahkiki :

$$S = 2,5 \cdot 41,0 \cdot 6,16 = 631 \text{ cm}^3$$

$$\tau_K = \frac{Q \cdot S}{J_x \cdot \Sigma(a)} = \frac{31,5 \cdot 631}{13442 \cdot 4 \cdot 0,5} = 0,740 \text{ t / cm}^2 < 0,900 \text{ t / cm}^2 \text{ (DIN 4100)}$$

$$< 1,100 \text{ t / cm}^2 \text{ (TS 3357)}$$

Profil gövdesini taban levhasına birleştiren dikişlerin (a = 3 mm) aktaracağı kuvvet, şekil 3.4’de gösterilen, F’ alanından gelen kuvvettir.



Şekil 3.4

$$F' = 24,0 \cdot 12,0 = 288 \text{ cm}^2$$

olduğundan, bu kuvvet

$$P' = p \cdot F' = 27,4 \cdot 288 = 7891 \text{ kg}$$

olur. Profil başlığı ile nervürleri taban levhasına bağlayan dikişlerin (a = 5 mm) alanı aşağıdaki gibi hesaplanır :

$$F_K \cong 4 \cdot 0,5 \cdot 80,0 = 160 \text{ cm}^2$$

Gövde dikişlerinde gerilme tahkiki :

$$\sigma_K = \frac{90 - 7,891}{160} = 0,513 \text{ t / cm}^2$$

$$\sigma_h = \frac{1}{2} \left[\sigma_K + \sqrt{\sigma_K^2 + 4\tau_K^2} \right] = \frac{1}{2} \left[0,513 + \sqrt{0,513^2 + 4 \cdot 0,740^2} \right]$$

$$=1,040 \text{ t / cm}^2 < 1,1 \text{ t / cm}^2 \text{ (DIN 4100)}$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_K^2 + \tau_K^2} = \sqrt{0,513^2 + 0,740^2} = 0,900 \text{ t / cm}^2 < 1,1 \text{ t / cm}^2 \text{ (TS 3357)}$$

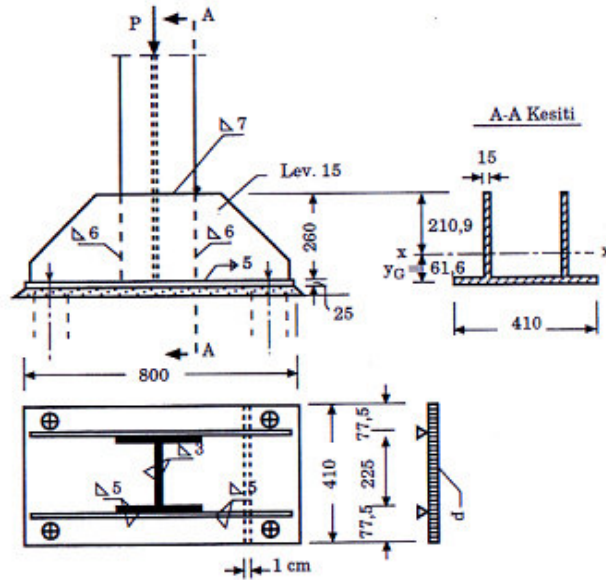
Profil gövdesini taban levhasına birleştiren dikişlerin tahkiki :

(IPB 240 başlık kalınlığı $t = 17 \text{ mm}$)

$$\sigma_k = \frac{P'}{F_K} = \frac{7891}{2.0,3(24,0 - 2.1,7)} = 638 \text{ kg / cm}^2 < 900 \text{ kg / cm}^2 \text{ (DIN 4100)}$$

$$< 1100 \text{ kg / cm}^2 \text{ (TS 3357)}$$

Aynı ayak, şekil 3.5 da görüldüğü gibi, kolon profilinin başlıklarına köşe dikişleriyle kaynaklanan iki adet nervür levhası kullanılarak da yapılabilir. (A-A) kesiti, şekil 3.3 deki gibidir. Yalnız burada küt kaynak dikişlerinin yerine, nervür levhalarının kesiti gelir (A-A) kesitinde nervür levhaları için yapılacak gerilme tahkiki, şekil 3.3 de nervür levhalarını profile bağlayan küt kaynak dikişleri için yapılan tahkiki aynıdır.



Şekil 3.5

Nervür levhalarını taban levhasına bağlayan dikişlerin (a=5 mm) ve profil gövdesini taban levhasına birleştiren dikişlerin (a=3 mm) tahkikleri de yukarıdaki örnekte gösterilen tahkiklerin aynıdır.

Profil başlıklarını nervür levhalarına birleştiren alın ve yan dikişlerinin tahkiki şöyle olur:

Profil başlıklarının hissesine düşen kuvvet : $90 - 7,891 = 82,109$ ton

$$\tau_K = \frac{82,109}{2(0,7.24,0 + 2.0,6.26,0)} = 0,855 \text{ t / cm}^2 \quad < 0,900 \text{ t / cm}^2 \text{ (DIN 4100)}$$

$$< 1,100 \text{ t / cm}^2 \text{ (TS 3357)}$$

Taban levhasında eğilme gerilmesi tahkiki :

$$M = \frac{27,4.25,5^2}{8} - \frac{27,4.7,75^2}{2} = 2227 - 823 = 1404 \text{ kg . cm}$$

$$(7,75 < 0,207 \cdot 41,0 = 8,49)$$

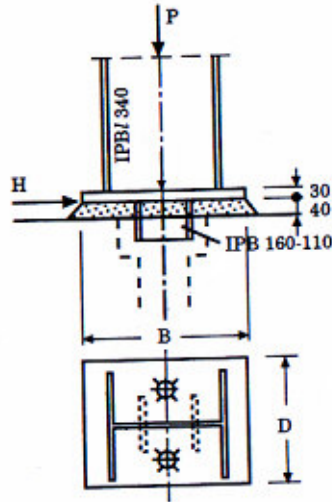
$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1404}{1,042} = 1347 \text{ kg / cm}^2 < \sigma_{em} = 1400 \text{ kg / cm}^2$$

3.2. Çerçeve Kolonlarının Mafsallı Ayakları

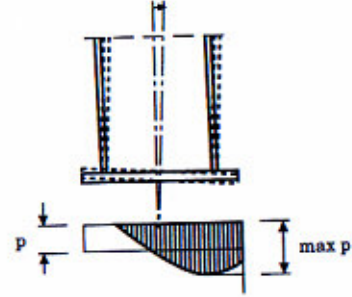
Çerçeve kolonları boyunca eğilme momenti ve kesme kuvveti de bulunduğundan, bunların ayaklarında düşey P kolon yükünün yanında, bir de H yatay kuvvetinin temele aktarılması bahis konusudur. Kolon ayağında mafsallı durumunun gerçekleşebilmesi için, ayak yeterince dönebilmeli ve böylece ankastrelik momenti doğmamalıdır.

P kolon kuvvetinin yeterince küçük olması halinde, mafsallı kolon ayağı şekil 3.6 deki gibi teşkil edilebilir. Bu şekilde kolonun alt ucuna küçük bir taban levhası kaynaklanmış ve ayak temel beton üzerine oturtulmuştur. Yatay H kuvvetinin sürtünme yolu ile aktarılması kabul edilmediğinde, bu kuvveti aktaracak şekilde ve kama görevi görmek üzere, taban levhasının altına 110 mm boyunda bir IPB 160

parçası kaynaklanmıştır. Taban levhası küçük olsa da, böyle bir ayakta mafsalsal şartı tam sağlanmış olmaz. Buna rağmen, böyle bir ayak pratikte mafsalsal ayak olarak kabul edilebilir. Ayakta meydana gelecek ufak bir dönme sonucu, taban levhasının altındaki gerilme yayılımı üniform olmaktan çok uzaklaşarak, bir tarafta ortalama gerilmeyi aşan gerilmeler meydana gelir (bkz.şekil 3.7). Bu durumda kesin bir gerilme tahkiki yapılamaz. Max p'nin ortalama taban gerilmesini 2 katına varabileceği düşüncesiyle, yaklaşık bir tahkik olmak üzere, aşağıdaki irdeleme yapılır:



Şekil 3.6

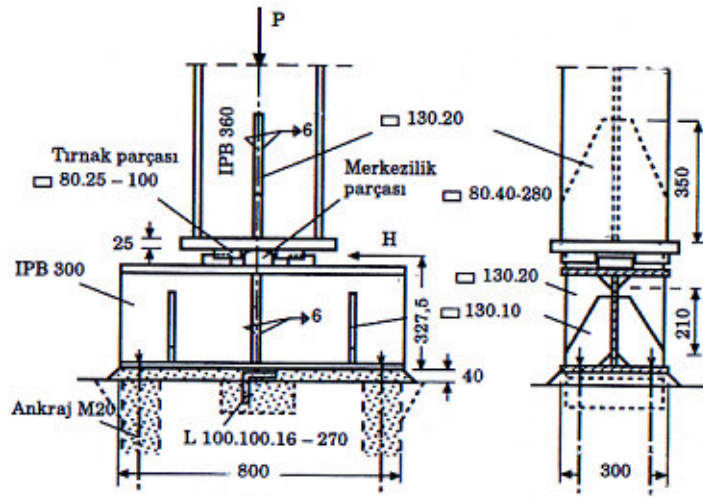


Şekil 3.7

$$p = \frac{P}{B \cdot D} \leq \frac{1}{2} p_{em}$$

Yukarıdaki tahkik sağlanamıyorsa, mafsalsal çerçeve kolunu ayağının, örneğin Şekil 3.8'deki gibi teşkil edilmesi gerekir. Bunda IPB 360 ile teşkil edilmiş olan kolonun alt ucuna 25 mm kalınlığında bir levha kaynaklanmış, bu da IPB 300'den ayak profilinin üstüne kaynaklanmış ve üst yüzü silindirik işlenmiş olan bir merkezilik parçası üzerine oturtulmuştur. Kolonun merkezilik parçası üzerinde kaymaması için, levhanın altına 4 adet, ayak profilinin üstüne de 2 adet tırnak parçası kaynaklanmıştır. Bunlar lama parçalarıdır. P kolon kuvveti, levhadan merkezilik parçasına bir çizgi boyunca geçtiğinden, tam bir mafsalsal durumu sağlanmış olur. Kuvvetin bir çizgiden itibaren, aşağıya ve yukarıya doğru 45° lik bir yayılışla geçtiği kabul edildiğinden, merkezilik parçasının hizasına gelmek üzere, kolon

profilinin ve ayak profilinin gövdelerine düşey takviye lamaları kaynaklanmıştır. Bu lamaları gövdelere bağlayan kaynak dikişleri, 45^0 lik yayılışla lamalara gelecek kuvvetlere göre hesaplanır. H yatay kolon kuvveti, merkezilik parçasının yan yüzü ile bunun bir tarafında kalan ve levha altına kaynaklanmış olan 2 adet tırnak parçasının yan yüzleri arasında basınç yoluyla geçer. Merkezilik parçasını ayak profiline, 2 adet tırnak parçasını levhaya bağlayan kaynak dikişleri H kuvvetini aktarmak bakımından yeterli olmalıdır. Ayak profilinin alt başlığı taban levhası görevi gördüğünden,



Şekil 3.8

eğilmemesi için iki uca, profilin gövdesine ve alt başlığına (130.10)'luk lamadan kesilmiş, üçgen şeklimde ikişer düşey takviye parçası kaynaklanmıştır. Ayak profili temele 4 adet M 20'lik ankraj bulonu ile bağlanmıştır. H kuvveti temele aktarılmasını sağlayan kama olarak, ayak profilinin altına L 100-100-16 parçası kaynaklanmıştır. Taban gerilmesi tahkikinde, H kuvvetinin tabana göre eksantrikliği dolayısıyla meydana gelecek olan trapez şeklindeki gerilme yayılışı göz önünde tutulmalıdır. Merkezilik parçası ile levha arasında temas gerilmesi tahkiki Hertz formülüyle yapılır. Ayak profilinde eğilme gerilmesi tahkiki, gövdesinde de makaslama ve kıyaslama gerilmeleri tahkikleri yapılmalıdır.

3.2.1. Sayısal Örnek (bkz. Şekil 3.8) :

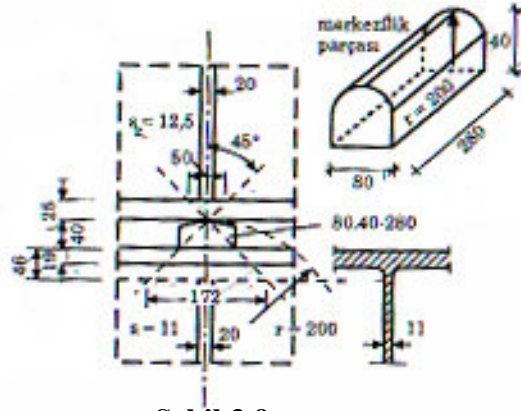
P = 47 ton, H = 3,5 ton, Temel : B120

Elastisite Modülü : E = 2100 t / cm²

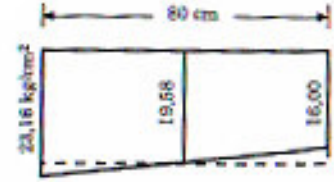
Yüklemesi : (H) / (EY) yüklemesi

Malzeme : St 37 (Fe 37) $\sigma_{em} = 1,4 \text{ t / cm}^2$

Temas gerilmesi tahkiki (Hertz formülü)



Şekil 3.9



Şekil 3.10

$$\sigma_T = 0,418 \sqrt{\frac{P \cdot E}{l \cdot r}} = 0,418 \sqrt{\frac{47 \cdot 2100}{28 \cdot 20}} = 5,55 \text{ t / cm}^2 < 6,5 \text{ t / cm}^2$$

Temas çizgisinden itibaren 45°'lik gerilme yayılımı kabulü ile (bkz. Şekil 3.9)

Kolon profili ucunda gerilme tahkiki :

$$f = 1,25 \cdot 5,0 + 2 \cdot 13,0 \cdot 2,0 = 58,25 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{f_1} = \frac{47}{58,25} = 0,807 \text{ t / cm}^2 < \sigma_{em} = 1,4 \text{ t / cm}^2$$

kolon profili ucunda bir gövde takviye lamasına gelen kuvvet :

$$13,0 \cdot 2,0 \cdot 0,807 = 20,98 \text{ t}$$

Bu kuvveti kolon gövdesine aktaran dikişlerin tahkiki :

$$\tau_K = \frac{20,98}{2 \cdot 35,0 \cdot 0,6} = 0,500 \text{ t / cm}^2 < 0,9 \text{ t / cm}^2 \quad (\text{DIN 4100})$$

$$< 1,1 \text{ t / cm}^2 \quad (\text{TS 3357})$$

Ayak profili gövdesi üst tarafında gerilme :

$$f_2 = 1,1 \cdot 17,2 + 2 \cdot 13,0 \cdot 2,0 = 70,92 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_y = \frac{P}{f_2} = \frac{47}{70,92} = 0,663 \text{ t / cm}^2$$

Ayak profili gövdesinde bir takviye lamasına gelen kuvvet :

$$13,0 \cdot 2,0 \cdot 0,663 = 17,24 \text{ t}$$

Bu kuvveti ayak profili gövdesine aktaran dikişlerin tahkiki :

$$\tau_k = \frac{17,24}{2(21,0 - 2 \cdot 0,6) \cdot 0,6} = 0,726 \text{ t / cm}^2 < 0,9 \text{ t / cm}^2 \quad (\text{DIN 4100})$$

$$< 1,1 \text{ t / cm}^2 \quad (\text{TS 3357})$$

Taban gerilmesi tahkiki (bkz. Şekil 3.10) :

$$M = 3,5 \cdot 32,75 = 114,625 \text{ t . cm}$$

$$F_{\text{Taban}} = 30 \cdot 80 = 2400 \text{ cm}^2$$

$$W_{\text{Taban}} = \frac{30 \cdot 80^2}{6} = 32000 \text{ cm}^3$$

$$p = \frac{P}{F_{Taban}} \pm \frac{M}{W_{Taban}} = \frac{47000}{2400} \pm \frac{114625}{32000} = 19,58 \pm 3,58 = 23,16 \text{ kg / cm}^2$$

$$= 16,00 \text{ kg / cm}^2$$

(Temel betonu B120 olduğundan $p_{em} = 30 \text{ kg / cm}^2$ dir)

Ayak profilinin (IPB 300) ortasında gerilme tahkikleri (bkz. Şekil 3.11) :

$$\text{IPB 300 : } J_x = 25170 \text{ cm}^4, \quad W_x = 1680 \text{ cm}^3, \quad S_x = 934 \text{ cm}^3$$

$$M = \frac{114,625}{2} + \frac{1}{2} \cdot \frac{47 \cdot 40^2}{80} = 57,313 + 47,00$$

$$= 527,313 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{527,313}{1680} = 0,314 \text{ t / cm}^2 < 1,4 \text{ t / cm}^2$$

$$\text{Şekil 2.10'dan : } Q = \frac{23,16 + 19,58}{2} \cdot 30 \cdot 40 = 25644 \text{ kg}$$

$$\max \tau = \frac{Q \cdot S_x}{J_x \cdot s} = \frac{25,644 \cdot 934}{25170 \cdot 1,1} = 0,865 \text{ t / cm}^2 < 0,9 \text{ t / cm}^2$$

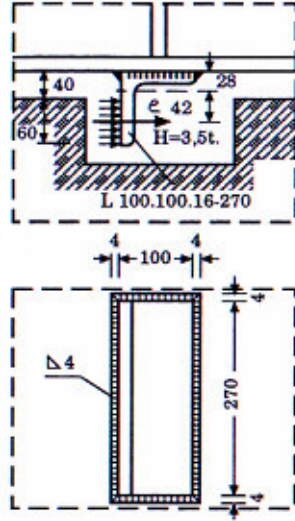
$$S = 934 - \frac{1,1 \cdot 10,4^2}{2} = 873 \text{ cm}^3$$

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \frac{25,644 \cdot 875}{25170 \cdot 1,1} = 0,810 \text{ t / cm}^2 \\ \sigma_x &= \frac{527,313}{25170} \cdot 10,4 = 0,218 \text{ t / cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{Gövde kenarında}$$

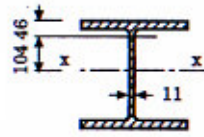
$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2}$$

$$= \sqrt{0,218^2 + 0,0663^2 - 0,0218 \cdot 0,663 + 3 \cdot 0,810^2}$$

$$= 1,52 \text{ t / cm}^2 < 0,75 \sigma_F = 0,75 \cdot 2,4 = 1,8 \text{ t / cm}^2$$



Şekil 3.12



Şekil 3.11

H = 3,5 tonluk kuvveti temele aktarmak için ayak profilinin altına kaynaklanan L100 . 100 . 16'dan kamanın (bkz. Şekil 3.12) tahkiki :

Korniyezin düşey kolu ile beton arasında oluşan basınç gerilmesinin tahkiki :

$$p = \frac{3500}{6,0 \cdot 27,0} = 21,6 \text{ kg/cm}^2 < 30 \text{ kg / cm}^2$$

Korniyezin düşey kolunda eğilme gerilmesi tahkiki :

$$M = 3,5 \cdot 4,2 = 14,7 \text{ t . cm}$$

$$W = \frac{27,0 \cdot 1,6^2}{2} = 11,52 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{14,7}{11,52} = 1,28 \text{ t / cm}^2 < 1,4 \text{ t / cm}^2$$

Kaynak dikişlerinin tahkiki :

$$F_K = 27,8 \cdot 10,8 - 27,0 \cdot 10,0 = 30,24 \text{ cm}^2$$

$$J_K = \frac{27,8 \cdot 10,8^3}{12} - \frac{27,0 \cdot 10,0^3}{12} = 668,3 \text{ cm}^4$$

$$W_K = \frac{668,3}{5,4} = 123,7 \text{ cm}^3$$

$$\tau_K = \frac{H}{F_K} = \frac{3,5}{30,24} = 0,116 \text{ t / cm}^2 < 0,9 \text{ t / cm}^2 \text{ (DIN 4100)}$$

$$< 1,1 \text{ t / cm}^2 \text{ (TS 3357)}$$

$$\sigma_K = \frac{H \cdot e}{W_K} = \frac{3,5 \cdot 7,0}{123,7} = 0,198 \text{ t / cm}^2$$

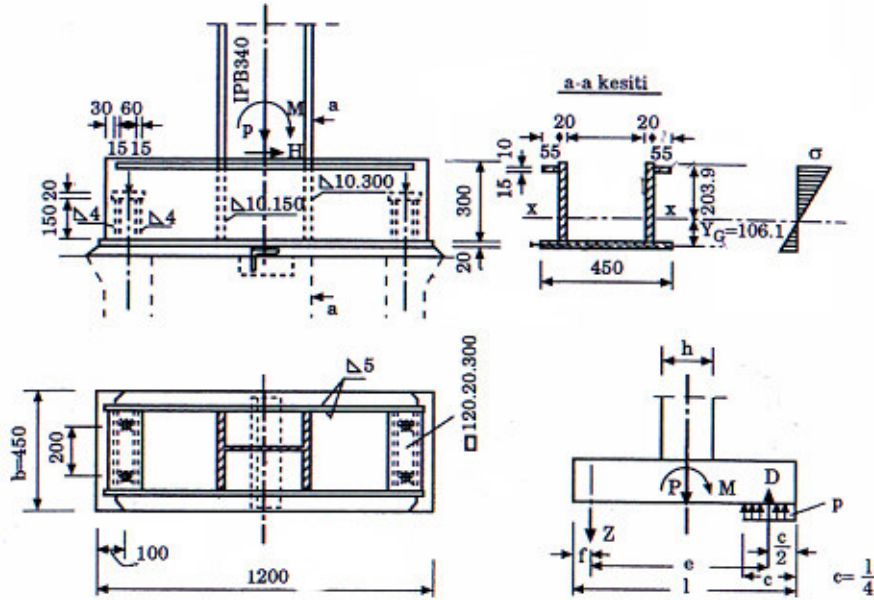
Gerilmeler çok küçük olduğundan kıyaslama gerilmesi tahkiki gerekmez.

3.3. Ankastre Kolon Ayakları

Düşey ve yatay kuvvetlerin yanında, temele moment de aktaran ayaklara “ankastre ayak” denir. Genellikle büyük momentler bahis konusu olduğundan, ankraj bulonlarına büyük çekme kuvvetleri gelir ve ankraj bulonlarının temele bu kuvvetlere aktaracak şekilde bağlanmış olması gerekir. Şekil 3.13 de bir ankastre ayak gösterilmiştir. Kolon profili düşey ayak levhalarına köşe kaynağı dikişleriyle bağlanmış, ayak levhaları da taban levhasına köşe dikişleriyle kaynaklanmıştır. Ankraj bulonlarının çekme kuvvetlerini doğrudan doğruya ayak levhalarına aktarabilmek için, bu levhaların arasında iki tarafta kutu kesitli nervürler teşkil edilmiştir. Ayak levhaların üst kenarlarını takviye etmek amacıyla, dış taraflardan bu kenarlara birer lama kaynaklanmıştır. Yatay H kuvvetinin temele

aktarılması için, kama olarak taban levhasının altına bir korniyer parçası kaynaklanmıştır.

Ayağın elastik defarmasyonu da göz önünde tutularak hesabı kolaylaştırıcı bir yaklaşım olmak üzere, taban levhasının altındaki basınç gerilmelerinin ayağın l boyunun $(1/4)$ üne üniform olarak yayılmış olduğu kabul edilir(bkz. Şekil 3.13).Böylece, $c = l/4$ boyuna üniform yayılı kabul edilen basınç gerilmelerinin D bileşkesi, c boyunun ortasından geçer. Min P 'ye karşı gelen moment M_1 , max P 'ye karşı gelen moment de M_2 olduğuna göre, D'nin tesir çizgisi ve Z ankraj kuvveti tesir çizgisi üzerlerinde alınan noktalara göre yazılan iki moment denge denkleminde Z ve D kuvvetleri hesaplanır:



Şekil 3.13

$$\max Z \cdot e + \min P \cdot \frac{l - c}{2} - M_1 = 0 \rightarrow \max Z$$

$$\max D \cdot e + \min P \cdot \left(\frac{l}{2} - f \right) - M_2 = 0 \rightarrow \max D$$

Yapılması gerekli tahkikler aşağıdaki sayısal örnekte gösterilmiştir.

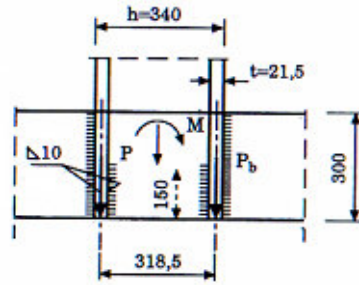
2.3.1.Sayısal örnek (bkz. Şekil 3.13)

max P = 35 t, min P = 12 t, M = ± 21,5 t . m, H = 4,5 t

Malzeme : St 37, Yükleme : (HZ) veya (EIY) yüklemesi

Kolon profilini düşey ayak levhalarına bağlayan dikişler

(bkz. Şekil 3.14)



Şekil 3.14

$$P_b = \frac{P}{2} + \frac{M}{h-t} = \frac{35}{2} + \frac{2150}{31,85} = 17,5 + 67,5 = 85 \text{ t}$$

$$F_K = 2 \cdot 1,0(30,0 + 15,0 - 4 \cdot 1,0) = 82 \text{ cm}^2$$

$$\tau_K = \frac{P_b}{F_K} = \frac{85}{82} = 1,037 \text{ t / cm}^2 < 1,050 \text{ t / cm}^2 \quad (\text{DIN 4100})$$

$$< 1,250 \text{ t / cm}^2 \quad (\text{TS 3357})$$

Ankraj kuvveti ve beton gerilmesi (bkz. Şekil 3.13) :

$$c = \frac{l}{4} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm}$$

$$e = l - \frac{c}{2} - f = 120 - \frac{30}{2} - 10 = 95 \text{ cm}$$

$$\max Z \cdot 95 + 12 \cdot \frac{120 - 30}{2} - 2150 = 0 \quad \rightarrow \quad \max Z = 16,95 \text{ t}$$

$$\max D \cdot 95 - 35 \cdot \left(\frac{120}{2} - 10 \right) - 2150 = 0 \quad \rightarrow \quad \max D = 41,05 \text{ t}$$

Ankraj bulonlarının tahkiki :

$$\text{Ankraj bulonları : 2 M 42} \quad F_K = \frac{\pi(0,86 \cdot 4,2)^2}{4} = 10,25 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{\max Z}{2 \cdot F_K} = \frac{16,95}{2 \cdot 10,25} = 0,827 \text{ t / cm}^2 < 1,120 \text{ t / cm}^2$$

Beton gerilmesinin tahkiki :

$$p = \frac{\max D}{b \cdot c} = \frac{41050}{45 \cdot 30} = 30,4 \text{ kg / cm}^2 < 40 \text{ kg / cm}^2 \quad (\text{B 160})$$

(a – a) kesitinde gerilme tahkikleri (bkz. Şekil 3.13) :

$$M_z = \max Z \left(\frac{l}{2} - f - \frac{h}{2} \right) = 16,95 \left(\frac{120}{2} - 10 - \frac{34}{2} \right) = 559 \text{ t.cm}$$

$$M_D = \max D \left(\frac{l}{2} - \frac{c}{2} - \frac{h}{2} \right) = 41,05 \left(\frac{120}{2} - \frac{30}{2} - \frac{34}{2} \right) = 1149 \text{ t.cm}$$

$$y_G = \frac{2 \cdot 2,0 \cdot 30,0 \cdot 0,16,0 + 2 \cdot 1,5 \cdot 5,5 \cdot 29,25}{2,0 \cdot 45,0 + 2 \cdot 2,0 \cdot 30,0 + 2 \cdot 1,5 \cdot 5,5} = 10,61 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} J_x &= 2 \cdot \frac{2,0 \cdot 30,0^3}{12} + 2 \cdot 2,0 \cdot 30,0 \cdot 0,5,39^2 + 2,0 \cdot 45,0 \cdot 10,61^2 + 2 \cdot 1,5 \cdot 5,5 \cdot 18,64^2 \\ &= 28351 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$W_{ii} = \frac{28351}{20,39} = 1390 \text{ cm}^3$$

$$M_D > M_Z \text{ olduğundan } \sigma = \frac{M_D}{W_{ii}} = \frac{1149}{1390} = 0,827 \text{ t / cm}^2 < 1,6 \text{ t / cm}^2$$

D = P + Z olduğundan D > Z ve max Q = max D = 41,05 tondur.

$$S = 2,0 \cdot 45,0 \cdot 10,61 + 2 \cdot 2,0 \cdot \frac{9,61^2}{2} = 1140 \text{ cm}^3$$

$$\max \tau = \frac{\max Q \cdot S}{J_x \cdot 2t_g} = \frac{41,05 \cdot 1140}{28351 \cdot 2 \cdot 2,0} = 0,413 \text{ t / cm}^2 < 1,050 \text{ t / cm}^2$$

Ayak levhalarını taban levhasına birleştiren dikişlerin tahkiki :

$$S = 2,0 \cdot 45,0 \cdot 10,61 = 955 \text{ cm}^3$$

$$\tau_K = \frac{\max Q \cdot S}{J_x \cdot 4a} = \frac{41,05 \cdot 955}{28351 \cdot 4 \cdot 0,5} = 0,691 \text{ t / cm}^2 < 1,050 \text{ t / cm}^2 \text{ (DIN 4100)}$$

$$< 1,250 \text{ t / cm}^2 \text{ (TS 3357)}$$

$$\sigma_K = \frac{1149}{28351} \cdot 9,61 = 0,389 \text{ t / cm}^2$$

$$\sigma_h = \frac{1}{2} \left(\sigma_K + \sqrt{\sigma_K^2 + 4\tau_K^2} \right) = \frac{1}{2} \left(0,389 + \sqrt{0,389^2 + 4 \cdot 0,691^2} \right)$$

$$= 0,912 \text{ t / cm}^2 < 1,6 \text{ t / cm}^2$$

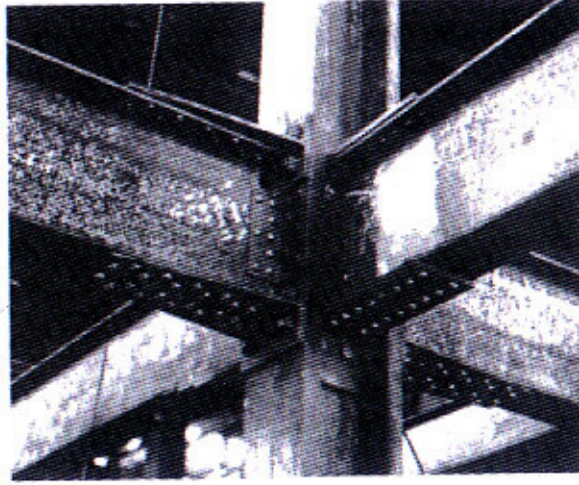
$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_K^2 + \tau_K^2} = \sqrt{0,389^2 + 0,691^2} = 0,793 \text{ t / cm}^2 < 1,1 \text{ t / cm}^2$$

Kutu kesitli nervürleri ayak levhalarına bağlayan kaynak dikişlerinin tahkiki :

$$\tau_k = \frac{\max Z}{\Sigma(a.1)} = \frac{16,95}{4.0,4.15} = 0,706 \text{ t / cm}^2 \quad < 1,050 \text{ t / cm}^2 \quad (\text{DIN 4100})$$
$$< 1,250 \text{ t / cm}^2 \quad (\text{TS 3357})$$

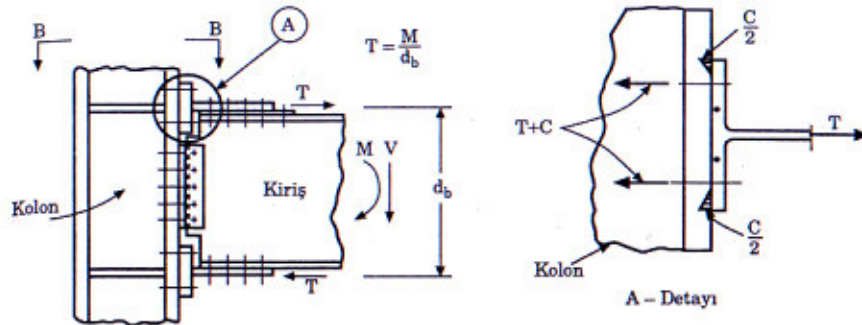
4. SÜNEK KOLON - KİRİŞ BİRLEŞİMLERİ

Çok katlı çelik yapı uygulamasında en yaygın olarak kullanılmış olan kolon-kiriş birleşimlerinde; kirişin üst ve alt başlığını kolon başlığına birleştirmek için T kesitler kullanılmıştır. Bu birleşim, büyük deprem yüklerine göre tasarlanmış yapılarda kullanılmıştır. Şekil 4.1’de, San Francisco’daki büyük bir çelik yapının, bu tip bir birleşimi görülmektedir. Bu tip birleşimler, eğer uygun şekilde tasarlanırlarsa, yeterli yük taşıma kapasitesine ve süneklığe sahip olurlar.



Şekil 4.1

Şimdi, şekil 4.2’de görülen T kesitler kullanılarak oluşturulmuş bir kolon-kiriş birleşimini ele alalım. T kesitler, kirişin maksimum moment taşıma kapasitesini kolona aktarması için düşünülmüştür. T kesitin gövdesinin yeterli faydalı enkesite sahip olması ve T kesitine etkiyen kuvveti aktarmak için yeterli sayıda kaymaya çalışan bulon kullanılmış olması gerekir. T kesite etkiyen bu kuvvet daha sonra, T kesitin başlıklarına uygulanan bulonlarla kolon başlığına aktarılır.



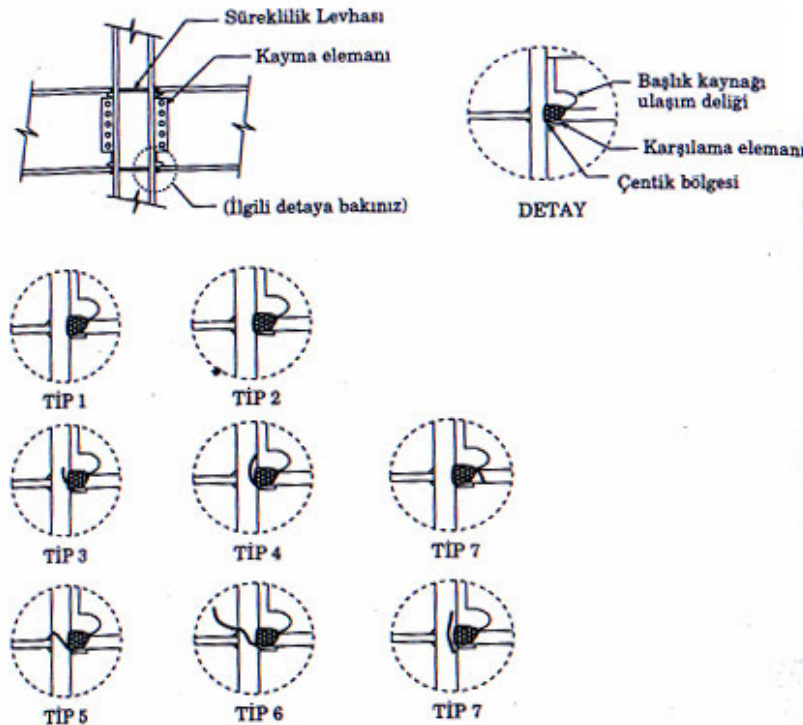
Şekil 4.2

17 Ocak 1994'te 6.7 şiddetinde bir deprem Los Angeles bölgesini sarstı. Episantır noktası, San Fernando vadisindeki Nortridge'de idi. Burası, Los Angeles şehir merkezine 32 km uzakta yer almaktadır.

Kuvvetli yer hareketlerine rağmen Ocak 1994'te meydana gelen Nortridge depreminin sonra çelik çerçeve sistemlerinden oluşan binalarda herhangi bir göçme ve can kaybı olmamıştır. Buna rağmen, depremi takip eden birkaç hafta içinde yapılan incelemeler göstermiştir ki 100'den fazla çelik çerçeveli yapıda, kolon-kiriş birleşimlerinin kaynaklarında ve kaynağa yakın çelik malzemede bazı çatlaklar oluşmuştur. Bu tür kaynak çatlaklarını tespit etmek oldukça güçtür, çünkü bunlar yangı izolasyonu ve mimari detaylarca gizlenmektedir. Muhtemelen, 1989 Loma Prieta depremi veya diğer depremlerde benzer şekilde tespit edilememiş kaynak çatlakları söz konusu olmuştur.

Nortridge depremi sırasında, başlangıçta az hasarlı olarak değerlendirilen çelik yapılar asıl şoktan çok, artçı şoklardan hasar görmüştür.

Nortridge depremini takiben yapılan hasar taramasında, çeşitli tipte hasarlara rastlanmıştır. Kiriş alt başlığında veya buraya yakın bölgelerde oluşmuş çatlaklar, en çok rapor edilen hasar türü olmuştur. Şekil 4.3'de rastlanmış çeşitli tipte kırılmalar özetlenmektedir. Çok sık rastlanılan bu çatlaklar, kaynak için kullanılan çelik karşılama parçasına çok yakın, kaynak kök dikişinden başlamıştır.



Şekil 4.3

Bu hasarların nedenleri üç kategoride toplanmıştır.

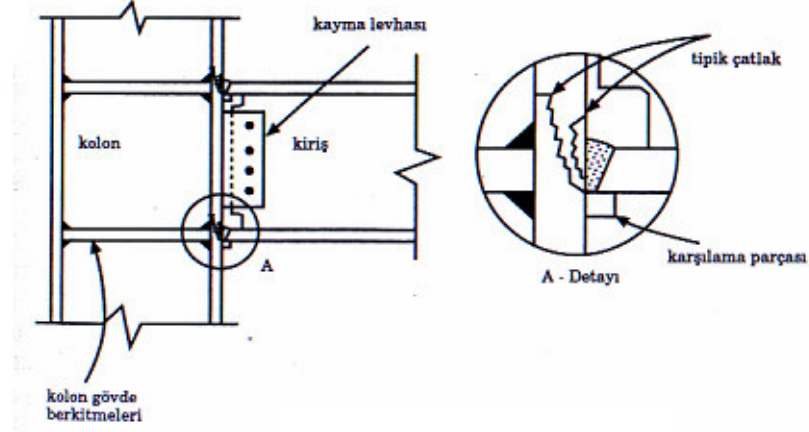
- i. Standart dışı işçilik ve yetersiz muayene
- ii. Nortridge öncesi kolon-kiriş birleşimlerinde, altbaşlık küt kaynağının çekilmesi sırasında kiriş gövdesi engel teşkil etmekteydi. Her kaynak çekilişinde kaynak malzemesinin yerleştirilmesinde, kiriş gövdesinde süreksizlik olmaktaydı. Bunun sonucu olarak, o bölgede altbaşlık küt kaynağında kusur olma ihtimali oldukça yüksektir.
- iii. Kiriş başlıklarının kolon başlığına birleştirilmesinde kullanılan baş altı küt kaynaklarının uygulanması sırasında kullanılan karşılama parçaları, 1994 öncesi kaynağın bitirilmesinden sonra yerinde bırakılmaktaydı. Kırılma mekaniği açısından, karşılama levhası kenarı ile kolon başlığı arasında kalan ufak kaynaklanmamış bölge, bir süreksizlik veya çatlak olarak değerlendirilebilir. Bu süreksizlik o bölgede gerilme şiddetini arttırıcı bir rol oynayarak burada başlayan yeni çatlakların oluşumuna neden olmaktadır.

Çelik çerçeve sistemlerinin bu deprem sırasındaki davranışı, mühendislerin bu taşıyıcı sisteme güvenlerini bir miktar sarsmıştır. Bu nedenle Amerika’da endüstriyel kuruluşlar, üniversiteler ve devlet organizasyonları, çelik çerçeve sistemlerin depreme karşı boyutlandırılmasında kullanılan yöntemlerin geliştirilmesi için yoğun araştırmalar başlatmıştır.

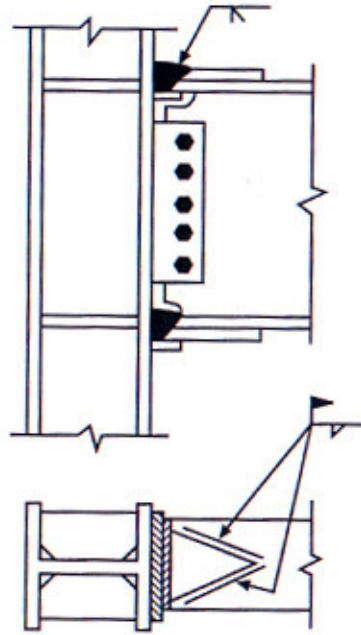
Depreme dayanıklı taşıyıcı sistem boyutlandırma yaklaşımı, büyük depremlerde çerçeve elemanlarında inelastik davranışa izin vermektedir. Deprem hareketinin enerjisi bu inelastik deformasyonlarla harcanır. Kaliforniya yapı mühendisleri birliği, büyük deprem etkilerinde kolonlardan çok kirişlerde plastik deformasyon oluşumunu tavsiye etmiştir. Bunun amacı, kat mekanizması oluşumunu geciktirmektir.

Birleşimde kullanılan kaynak ve bulonlar sünek değildir. Bu nedenle de boyutlandırmada, birleşim araçlarında herhangi bir plastikleşmeye izin verilmez. Kolon-kiriş birleşiminin görevi, birleştirdiği kirişte plastik deformasyonlar oluşurken, yük taşıma kapasitesini sürdürmesidir. Bu amaçla deprem standartları, birleşimin yük taşıma kapasitesinin, kirişinkinden daha büyük olmasını öngörür.

ABD’de en çok kullanılan moment birleşim detayı, başlıklardan kaynaklı ve gövdeden bulonlu olanlardır (bkz. Şekil 4.4 ve Şekil 4.5). Bu birleşim tipinde kolon birleşim noktasında süreklidir. Kayma levhası kolon başlığına atölyede kaynaklanır ve montaj aşamasının ilk adımı olarak kiriş gövdesine bulonlanır. Kiriş başlıklarının kolon başlığına birleşiminde tam nüfuziyetli küt kaynak kullanılır.



Şekil 4.4



Şekil 4.5

4.1.1. Nortridge Öncesi Testler

1960'lara dayanan deneysel çalışmalar, alışılmış birleşim detaylarının kullanımını onaylamıştır. Bu çalışmalar, bu birleşimlerle belirli kiriş boyutları ve yükleme şekli için uygun mukavemet ve plastik rotasyon kapasitesinin sağlanabildiğini göstermiştir. Çalışmalar ayrıca birleşimlerde gevrek kırılma davranışına ait örnekler vermiştir. Örneğin Austin'deki Texas Üniversitesi araştırmacıları, 1993'te sekiz adet 1/1 ölçekli kolon kiriş birleşimi numunesinin sekizi de, kiriş başlıklarına uygulanan kaynaklarda veya bunların yakınında meydana gelen gevrek kırılmalar sonucu yük taşıma kapasitesi kaybı olduğunu rapor etmişlerdir.

4.1.2. Nortridge Sonrası Testler

Amerikan Institute of Construction (AISC), Nortridge depreminden sonra yoğun bir test programı başlattı. Bu test programının amacı birleşim detaylarının iyileştirilmesi için tavsiyeler üretmektir. Austin'deki Texas Üniversitesi araştırmacıları, kolon kiriş birleşimlerine tekrarlı eğilme momenti ve kesme kuvveti uyguladılar. Test numunelerinin hazırlanması sırasında, araştırmacılar, kaynak işçiliğinin kalitesi ve birleşim tasarımının kalitesi konusunda yoğun çaba sarfettiler.

Texas Üniversitesi araştırmacıları dokuz farklı kolon kiriş birleşim tasarımı kullandılar ve her bir tasarım için iki numune ürettir. Standart, başlıklardan kaynaklı gövdeden bulonlu detayların (bkz. Şekil 4.4) tamamen kaynaklı numuneler, çok yetersiz bir davranış göstermiştir. Bu numuneler, inelastik yüklemenin başlangıcında ve hedef plastik dönmenin gerçekleşmesini hemen takiben, aniden gevrek kırılma yapmıştır. Bu numuneler hazırlanırken kaynak kalitesine çok dikkat edildiğinden bu birleşimlerin Nortridge depremindeki yetersiz davranışı sadece kötü kaynak işçiliğine atfedilmemelidir.

Başlık levhaları ile takviye edilmiş kolon kiriş birleşimlerinin çoğu (bkz. Şekil 4.5) çok iyi inelastik 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 yüzeyi 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 bütünüyle kolon başlığı malzemesinde olduğu görülmüştür.

4.1.3. Nortridge Sonrası Çözüm Önerileri

Nortridge depremi sonrasında, kolon-kiriş birleşimlerinde oluşmuş problemler için çok sayıda çözüm üretilmiştir. Testlerle doğruluğu saptanmış olan ve en rağbet gören bazı çözümler aşağıda verilecektir.

Nortridge öncesi kolon-kiriş birleşimleri ile ilgili problemleri aşabilmek için iki anahtar strateji geliştirilmiştir:

- a) Birleşimlerin yük taşıma kapasitelerinin artırılması
- b) Birleşime giren kirişlerin yük taşıma kapasitelerinin azaltılması.

Her iki strateji de etkin olarak plastik mafsallı oluşumunu kolon başlığından uzaklaştırmaktadır.

Ayrıca şu hususlara dikkat edilmelidir:

- i. Gevrek kırılma riskine karşı, başlık kalınlığı 38 mm veya daha kalın hadde profillerinde ve 50 mm veya daha kalın levhalarla yapılan profillerde minimum Charpy-V-Notch (CVN) dayanımı (kertik dayanımı) 21⁰C'de 2.77 kgm değerinde olmalıdır.
- ii. Hadde profillerde boyun bölgesinin düşük kırılma dayanımına sahip olması nedeniyle, bu bölgede kaynak yapılmasından kaçınılmalıdır.
- iii. Uygun kaynak malzemesi seçilmelidir. Birleştirilen çelik malzemenin 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 bira daha büyük olmalıdır.

Bu kaynağın Charpy-V-Notch (CVN) dayanım (kertik dayanımı):

-30⁰C'de : 2,7 kgm

21⁰C'de : 5,4 kgm

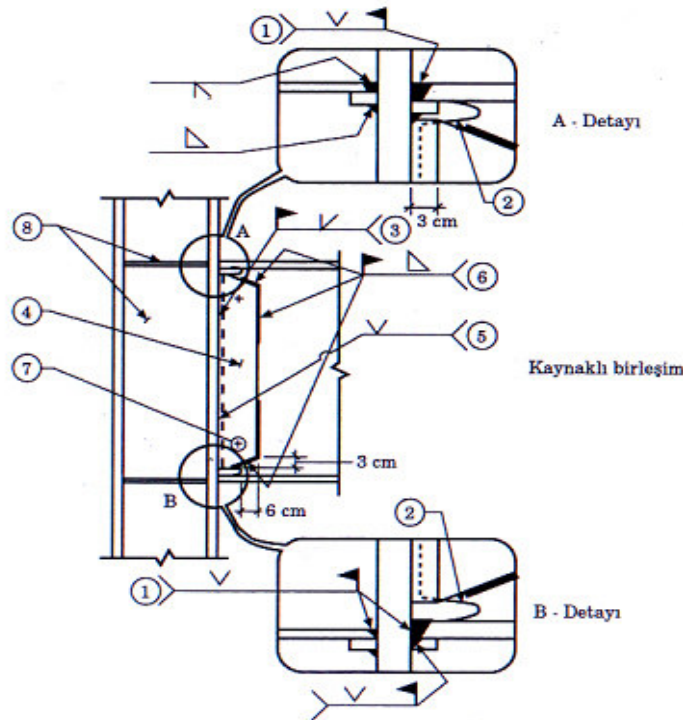
olmalıdır. Günümüze kadar süneklik düzeyi yüksek çerçeve sistemlerin kolon-kiriş birleşimleri için geliştirilmiş kaynaklı ve bulonlu birleşimler için tipik birer örnek

izleyen bölümde verilecektir. Bu örneklerde verilen kiriş-kolon birleşimlerinin “AISC Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” isimli standardın [89] öngördüğü en az 0.03 radyan plastik dönme kapasitesine sahip oldukları yapılan testlerle belirlenmiştir. Bu tip kolon-kiriş birleşimlerine ait bilgiler, “FEMA 350 – Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frame Buildings (2000)” [90] isimli raporda yer almıştır. Ayrıca, izleyen bölümde bu kolon-kiriş birleşimleri için verilen tasarım kurallarının bir kısmı “UBC – Uniform Building Code (1997)” [86] isimli standarda ait Bölüm V’de verilen “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings for Use with Allowable Stress Design” isimli alt bölümden alınmıştır.

4.2. KAYNAKLI BİRLEŞİMLER

4.2.1. Birinci Örnek

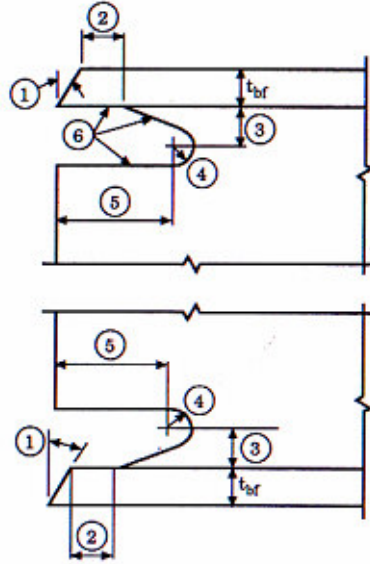
Bu tür birleşimlere ait yaygın olarak kullanılan tipik bir örnek Şekil 4.6’de görülmektedir.



Şekil 4.6

Konstrüktif Açıklama (bkz. Şekil 4.6)

1. Üst ve alt başlık, kolon başlığına Yarım V tam nüfuziyetli küt kaynakla birleştirilecektir. Üst başlık birleşiminde, ya kaynak karşılama parçası yerinden alınır ve minimum 5 mm'lik köşe kaynağı çekilir veya karşılama parçası yerinde bırakılır; ancak, karşılama parçası altına minimum 5 mm'lik köşe kaynağı çekilir. Alt başlıkta, kaynak karşılama parçası yerinden alınır ve minimum 5 mm'lik köşe kaynağı çekilir.
2. Kaynak ulaşım deliği Şekil 3.7'da görüldüğü gibi olacaktır.
3. Derin nüfuziyetli küt kaynak (kaynak ulaşım delikleri arasında sürekli)
4. Kiriş gövde kalınlığına eşit et kalınlığında kayma levhası
5. Derin nüfuziyetli yarım V dikişi küt kaynak
6. Kiriş gövdesine kayma levhasını birleştiren köşe kaynağı.
Kalınlığı=[0,7X(kayma levhası kalınlığı)].
7. Montaj bulonları (sayısı, tipi ve boyutları montaj yüklerine göre seçilecektir).



Şekil 4.7

Kaynak ulaşım deliği geometrisi

1. Kaynak standartlarınca tanımlı yarım V dikişi küt kaynak ağzı geometrisi
2. t_{bf} değerinde mesafe bırakılacak
3. $\frac{3}{4} t_{bf}$
4. 2 mm minimum eğrilik yarıçapı
5. $3t_{bf}$ mesafe bırakılacak

8. Süreklilik levhası ve panel bölgesi takviye levhası

1994 yılındaki Nortridge depreminden önce yaygın olarak kullanılan bu birleşimde, Nortridge depremi sonrası şu değişiklikler yapılmıştır.

- I. Uygun çentik mukavemetine sahip kaynak malzemesi, kullanımı koşulu getirilmiştir.
- II. Kaynak karşılama parçasının alınması ve ilave köşe kaynak uygulaması getirilmiştir.
- III. Geliştirilmiş kaynak ulaşım deliği geometrisi devreye sokulmuştur.
- IV. Kaynak kalitesinin kontrolü için geliştirilmiş ve etkin yöntemlerin kullanımı koşulu geliştirilmiştir.

4.3.1.1. Tasarım Yöntemi

1. Adım : Kiriş üzerinde muhtemel plastik mafsall oluşum noktasında kiriş kesitinin plastik moment taşıma kapasitesini hesaplayınız.

$$M_{pr} = W_p \cdot \sigma_y$$

Burada kullanılan W_p ifadeler aşağıda açıklanmaktadır :

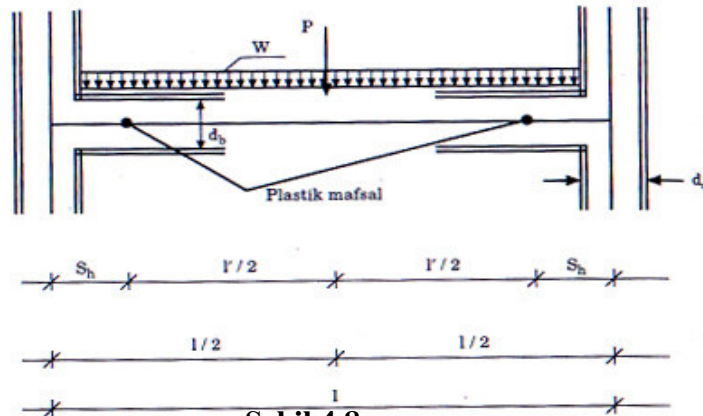
M_{pr} = Plastik mafsall momenti

W_p = Plastik mafsall noktasında kiriş kesitinin etkin plastik modülü

σ_y = Malzemenin akma sınırı

2. Adım : Plastik mafsall noktasında V_p kesme kuvvetini hesaplayınız. Bunun için gravitasyonel yükleri hesaba katarak hesap yapılmalıdır.

$$V_p = \frac{M_{pr} + M_{pr} + P \cdot l' / 2 + w \cdot l'^2 / 2}{l'}$$



Bu tip birleşimler için kolon ekseninden itibaren plastik mafsallın yeri;

$$S_h = d_c / 2 + d_b / 2$$

değerini alır (bkz. Şekil 3.8).

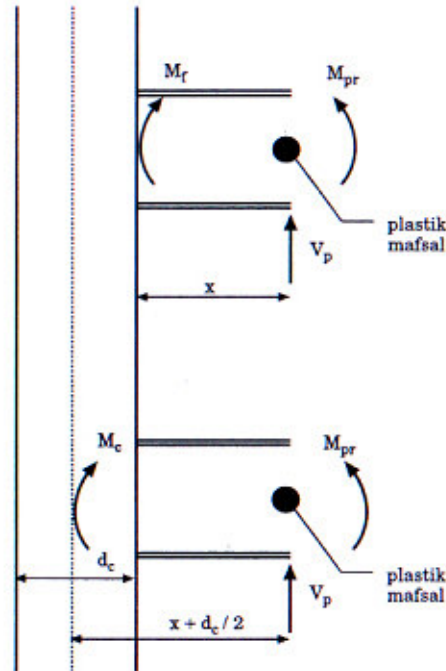
3. Adım : M_f ve M_c momentlerini hesaplayınız.

Kolon başlık yüzeyindeki moment M_f :

$$M_f = M_{pr} + V_p \cdot x \quad (3.20)$$

Kolon ağırlık eksenindeki moment M_c :

$$M_c = M_{pr} + V_p \cdot (x + d_c / 2) \quad (3.21)$$



Şekil 4.9

4. Adım :

1. Birleşime giren kiriş başlıklarının hizasında üstten ve alttan sınırlı kolon gövdesi olarak tanımlanan kayma bölgesi, gravitasyonel 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, birleşim kayma bölgesi (bkz. Şekil 4.10) kayma mukavemeti, birleşim noktasına birleşen kiriş uç momentlerinin cebrik toplamının 0,8 katı için gerekenden fazla olması şart değildir.

Birleşim kayma bölgesi kayma mukavemeti, aşağıdaki formülle hesaplanır :

$$V_n = 0,545 \cdot \sigma_y \cdot d_c \cdot t_p \cdot \left[1 + \frac{3 \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2}{d_b \cdot d_c \cdot t_p} \right]$$

Burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmaktadır :

t_p = Birleşim kayma bölgesi toplam et kalınlığı

(takviye levhaları dahil) [cm]

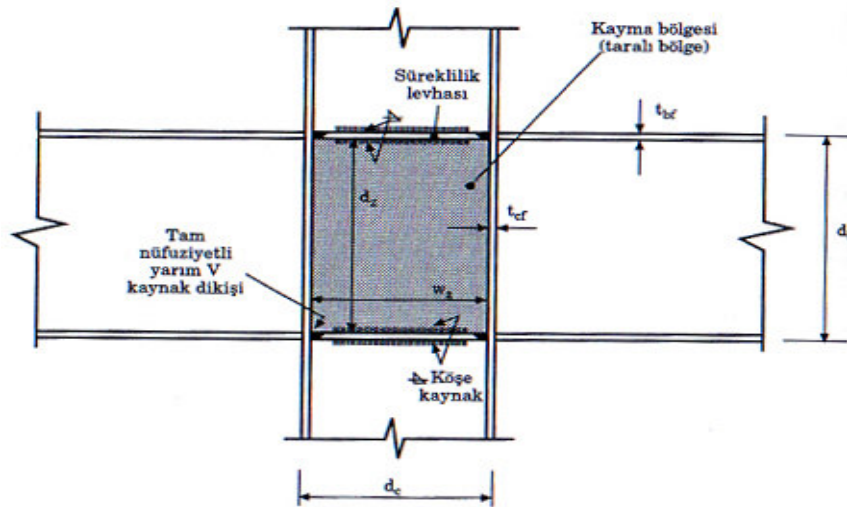
d_c = Kolon kesit yüksekliği [cm]

b_{cf} = Kolon başlık genişliği [cm]

t_{cf} = Kolon başlık kalınlığı [cm]

d_b = Kiriş kesit yüksekliği [cm]

σ_y = Akma sınır gerilmesi [t/cm²]



Şekil 4.10

2. Kayma Bölgesi Et Kalınlığı

Kolon gövdesi ve eğer kullanılmışsa, takviye levhalarından her birinin t kalınlığı, aşağıda verilen koşulu sağılayacaktır.

$$t \geq \frac{(d_z + w_z)}{90}$$

burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

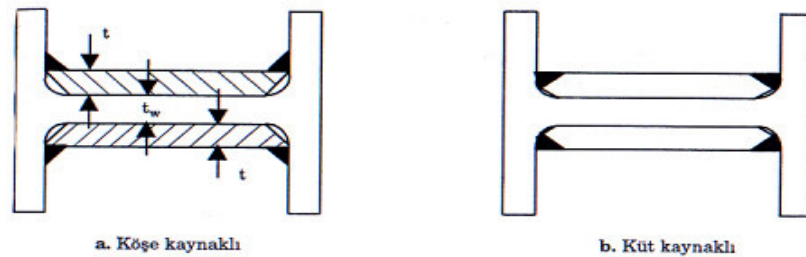
t = Kayma bölgesinde kolon gövdesinin veya takviye levhasının et kalınlığı, [cm] (bkz. Şekil 4.11 a)

d_z = Kayma bölgesinin süreklilik levhaları arasında kalan derinliği, [cm] (bkz. Şekil 4.10)

w_z = Kayma bölgesinin kolon başlık elemanları arasında kalan genişliği, [cm] (bkz. Şekil 4.10)

Kayma bölgesi takviye levhaları :

Takviye levhaları, kolon başlıklarına yukarıdaki formülle hesaplanabilen takviye levhası kayma mukavemetini taşıyabilecek boyutta, tam nüfuziyetli küt kaynak veya köşe kaynak ile bağlanacaktır (bkz. Şekil 4.11 b)



Şekil 4.11

5. Adım : Süreklilik Levhaları

Kolon başlığının kalınlığı olan t_{cf} değeri aşağıda verilen

$$t_{cf} < 0,4 \cdot \sqrt{1,8 \cdot b_{bf} \cdot t_{bf}}$$

veya

$$t_{cf} < \frac{b_{bf}}{6}$$

eşitliğini sağlarsa, 4. adımın (a) şıkkındaki şekilden de görüldüğü gibi, kiriş başlıkları hizasına çift taraflı, kolon başlık levhaları arasında kolon gövdesine köşe kaynaklı, kolon başlık levhasına derin nüfuziyetli yarım V küt kaynaklı süreklilik levhaları kullanılmalıdır.

Yukarıdaki ifadelerde kullanılan ifadelerin anlamı aşağıdadır :

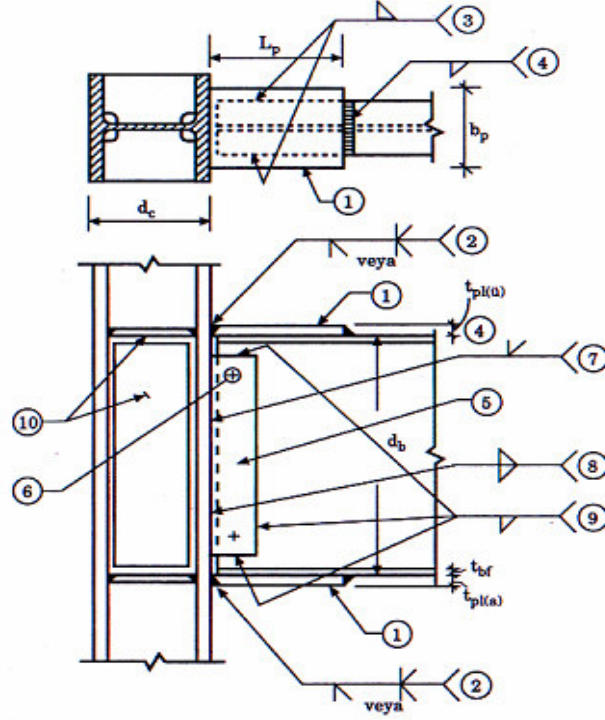
t_{cf} = Kolon başlığı kalınlığı [cm]

b_f = Kiriş başlık levhası genişliği [cm]

t_f = Kiriş başlık levhası kalınlığı [cm]

Kullanılacak süreklilik levhası kalınlığı, kirişin kolona tek taraftan bağlanması durumunda kiriş başlık levhası kalınlığının en az yarısı kadar; kiriş kolona her iki taraftan bağlanıyorsa, her iki kiriş başlık kalınlığından en büyüğü kadar olacaktır.

4.2.2. İkinci Örnek



Şekil 4.12 – Kaynaklı birleşim

Konstrüktif Açıklama (bkz. Şekil 4.12)

- 1) Başlık takviye levhası. Bu levha, haddeleme doğrultusu kirişe paralel olacak şekilde kesilmelidir.
- 2) Derin nüfuziyetli küt kaynak dikişi. (Yarım V veya yarım X)
- 3) Kiriş başlığını takviye levhasına bağlayan köşe kaynak dikişleri.
- 4) Kiriş takviye levhasının kiriş doğrultusuna dik kenarını kiriş başlığına birleştiren köşe kaynakları.
- 5) Kayma levhası.
- 6) Montaj bulonları.
- 7) 1/2 V küt kaynak dikişi.
- 8) İki taraftan köşe kaynağı.
- 9) Kayma levhasını kiriş gövdesine birleştiren köşe kaynak.
- 10) Süreklilik levhaları ve panel bölgesi takviye levhaları.

4.2.2.1. Tasarım Yöntemi

Bu birleşim tipi için, kolon ekseninden itibaren plastik mafsalsın yeri

$$S_h = d_c / 2 + L_p$$

olarak belirlenir. Burada d_c kolon kesit yüksekliği, ve L_p ise başlık takviye levhası uzunluğudur (bkz. Şekil 4.12).

1. Adım : Kiriş başlığı takviye levhalarının uzunluğunu seçiniz.

2. Adım : Kiriş başlığı takviye levhasının b_p genişliğini seçiniz.

3. Adım : Birinci örneğin 2. adımındaki gibi; M_{pr} , M_c ve M_f momentlerini hesaplayınız .

4. Adım : t_p kiriş başlığı takviye levhasının kalınlığını aşağıdaki formülle hesaplayınız.

$$t_p = \frac{M_f}{\sigma_y \cdot b_p \cdot \left(d_b + \frac{(t_{pl(a)} + t_{pl(u)})}{2} \right)}$$

Burada kullanılan ifadeler şöyledir (bkz. Şekil 4.12)

$t_{pl(a)}$ ve $t_{pl(u)}$: alt ve üst kiriş başlığı takviye levhalarının kalınlıklarıdır.

b_p : kiriş başlığı takviye levhasının kolon başlığı düzlemindeki genişliği

d_b : kiriş kesit yüksekliği

σ_y : akma sınırı gerilmesi

$$M_f = M_{pr} + V_p \cdot x \quad (4.20)$$

5. Adım : kiriş başlığı takviye levhasını kiriş başlığına bağlayan köşe kaynakların toplam uzunluğunu ve kalınlığını hesaplayınız. Bunun için a_k köşe kaynak kalınlığı ($a_k = 0,707 \cdot \min(t_p; t_{bf})$) olacak şekilde seçildikten sonra,

$$l_k = \frac{M_f}{d_c \times 0,707 \times \min(t_p; t_{bf}) \times \tau_{kem}}$$

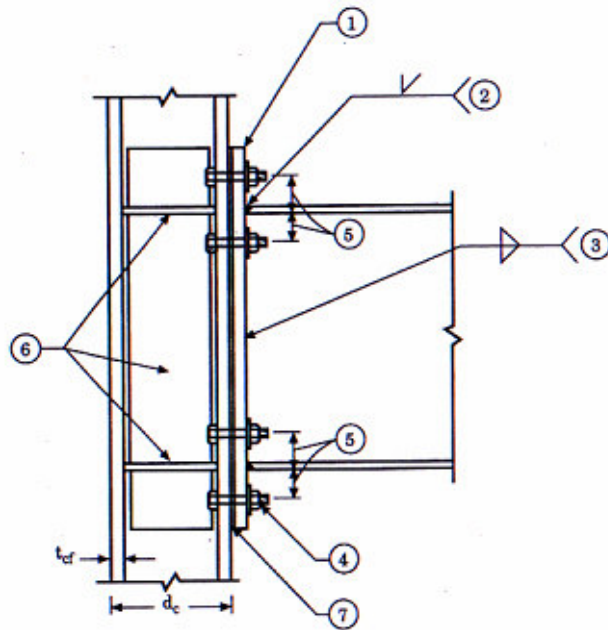
formülü ile toplam gerekli köşe kaynak uzunluğu bulunur. Burada (bkz. Şekil 4.12) t_{bf} , kirişin başlık kalınlığı, d_c kolon profili yüksekliği, t_p kiriş başlığı takviye levhasının kalınlığı, M_f (4.20) no'lu ifadeden hesaplanan moment ve τ_{kem} ise kaynak emniyet gerilmesidir.

6. Adım : Kayma bölgesi et kalınlığı, birinci örneğe ait tasarım yönteminin 4. adımında olduğu gibi tesbit edilir.

7. Adım : Süreklilik levhalarının yeterliliği birinci örneğe ait tasarım yönteminin 5. adımında olduğu gibi kontrol edilir.

4.3. BULONLU BİRLEŞİMLER

4.3.1. Birinci Örnek



Şekil 4.13 – Bulonlu birleşim

Konstrüktif Açıklama (bkz.şekil 4.13)

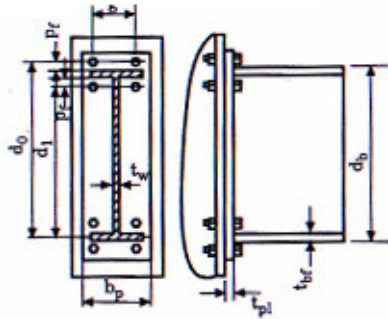
1. Alın levhası
2. Derin nüfuziyetli yarım V küt kaynak dikişi. Bu kaynak dikişinin kalitesi kontrol edilmelidir.
3. Her iki taraftan köşe kaynağı
4. Ön germeli (10.9) kalitesinde yüksek mukavemetli bulon
5. Bulon aralıkları, alın levhası boyutlandırması sırasında belirlenecektir
6. Süreklilik levhaları ve kayma bölgesi takviye levhaları
7. Gerekmesi halinde şim kullanılabilir

4.3.1.1. Tasarım Yöntemi

Bu birleşim tipi için kolon ekseninden itibaren plastik mafsalın yeri aşağıdaki gibi hesaplanacaktır:

$$s_h = \frac{d_c}{2} + \frac{d_b}{3} + t_{pl}$$

Burada d_c kolon kesitinin yüksekliği, d_b kiriş kesitinin yüksekliği ve t_{pl} ise alın levhası kalınlığıdır (bkz.şekil 4.13 ve 4.14).



Şekil 4.14 – Birleşimin geometrisi ve ilgili parametreler

Birleşim, plastikleşme kırışte başlayacak şekilde boyutlandırılacaktır. Alın levhası, bulonlar ve kaynaklar, plastikleşme bu elemanlar üzerinde oluşmayacak şekilde hesaplanmalıdır. Boyutlandırmanın adımları aşağıda verildiği gibidir.

1.Adım: M_f ve M_c momentlerini bölüm 4.2.1’de değinildiği biçimde hesaplayınız.

2.Adım: Aşağıda verilen denklemi kullanarak bulon çaplarını seçiniz.

$$M_f < 2 \cdot T_{ub} \cdot (d_0 + d_1)$$

Burada T_{ub} bir bulonun dış dibi enkesiti ile taşıyabileceği maksimum çekme kuvvetidir. d_0 ve d_1 için şekil 4.14’ya bakınız.

3. Adım : Aşağıdaki eşitsizlik, A_b bulon enkesiti tarafından sağlanırsa seçilen bulon uygundur ve kesme nedeniyle yük taşıma kapasitesi kaybı söz konusu değildir.

$$A_b \geq \frac{\frac{2 \cdot M_f}{L - d_c} + V_g}{n \cdot \tau_{sem}}$$

burada kullanılan ifadeler aşağıda açıklanmaktadır.

A_b = bulon gövde enkesit alanı

L = kolon geometrik eksenleri arasındaki mesafe

(bkz. Şekil 4.8)

V_g = kolon başlık yüzeyinde gravitasyonel yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti

d_c = kolon kesit yüksekliği (bkz. Şekil 4.13)

τ_{sem} = bulona ait kayma emniyet gerilmesidir.

n = birleşimdeki bulon sayısı (bkz. Şekil 4.14)

4. Adım : Alın levhasında eğilmeden kaynaklanan akmaları önlemek için gerekli t_p minimum alın levhası kalınlığı aşağıda verilen ifadeden hesaplayınız :

$$t_p = \sqrt{\frac{M_f}{0,8\sigma_{yp} \left\{ (d_b - p_f) \left[\frac{b_p}{2} \left(\frac{1}{p_f} + \frac{1}{s} \right) + (p_f + s) \frac{2}{g} \right] + \frac{b_p}{2} \left(\frac{d_b}{p_f} + \frac{1}{2} \right) \right\}}}$$

$$s = \sqrt{b_p \cdot g}$$

burada M_f (4.20) ifadesi ile hesaplanan moment, σ_{yp} alın levhasının akma sınır gerilmesi, g ise Şekil 4.14'da görüldüğü gibi bulon sıraları arasındaki yatay mesafedir.

Formüldeki diğer geometrik parametreler için Şekil 4.14'ya bakınız.

5. Adım : alın levhasında kaymadan dolayı akma oluşmaması için gerekli t_p minimum alın levhası kalınlığını aşağıdaki ifadeden hesaplayınız.

$$t_p = \frac{M_f}{1,1 \cdot \sigma_{yp} \cdot b_p \cdot (d_b - t_{bf})}$$

burada σ_{yp} alın levhasının minimum belirlenmiş akma sınır gerilmesi, M_f ise 4. adımda açıklandığı gibidir. Diğer geometrik parametreler için Şekil 4.14'ya bakınız.

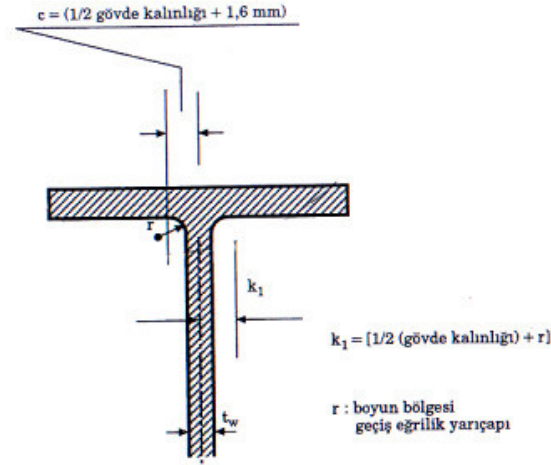
6. Adım : Kiriş başlığı çekme kuvvetine dayanacak minimum kolon başlık kalınlığı t_{cf} 'yi (bkz. Şekil 4.13) aşağıdaki ifadeden hesaplayınız.

$$t_{cf} = \sqrt{\frac{\frac{M_f}{d_b - t_{bf}} \cdot c_1}{2 \cdot \sigma_{yc} \cdot c}}$$

$$c_1 = \frac{g}{2} - k_1$$

eğer kolon başlık kalınlığı hesaplanandan küçük ise, Şekil 4.13’de tariflenen süreklilik levhaları (6) kullanılır.

Burada M_f 4. adımda açıklandığı gibi hesaplanır. σ_{yc} kolonun akma sınır gerilmesidir. d_b ve t_{bf} sırasıyla kirişin kesit yüksekliği ve başlık et kalınlığıdır. (bkz. Şekil 4.14). c ve k_1 için Şekil 4.15’ye bakınız.



Şekil 4.15

7. Adım : Eğer süreklilik levhası gerekirse, t_{cf} kolon başlık kalınlığının aşağıdaki koşulu sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmelidir.

$$t_{cf} > \sqrt{\frac{M_f}{0,8 \cdot \sigma_{yc} \cdot Y_c}}$$

$$Y_c = \left(\frac{c}{2} + s \right) \cdot \left(\frac{1}{c_2 + c_1} \right) + (c_2 + c_1) \cdot \left(\frac{4}{c} + \frac{2}{s} \right)$$

$$c_1 = \frac{g}{2} - k_1$$

$$c_2 = \frac{b_{cf} - g}{2}$$

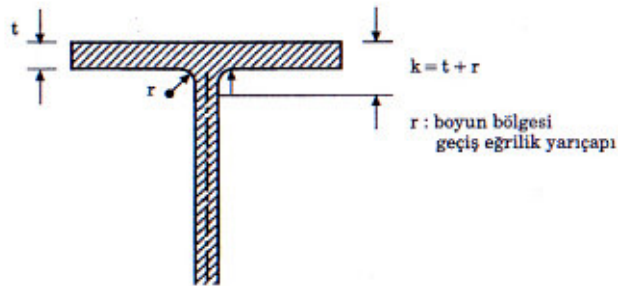
$$s = \sqrt{\frac{c_1 \cdot c_2}{c_2 + 2c_1} \cdot (2b_{cf} \cdot 4k_1)}$$

burada b_{cf} kolon başlık genişliği olup kullanılan diğer ifadeler bir önceki adımda açıklanmıştır.

Eğer t_{cf} , hesaplanan değerden küçükse, başlık kalınlığı daha büyük bir kolon profili seçilir.

8. Adım : kolon başlığı kalınlığının t_{cf} , kiriş başlığı basınç etkisi açısından uygunluğu aşağıdaki ifadeye göre kontrol edilmelidir.

$$t_{cf} > \frac{M_f}{(d_b - t_{bf}) \cdot (6k + 2t_{pl} + t_{bf}) \cdot \sigma_{yc}}$$



Şekil 4.16

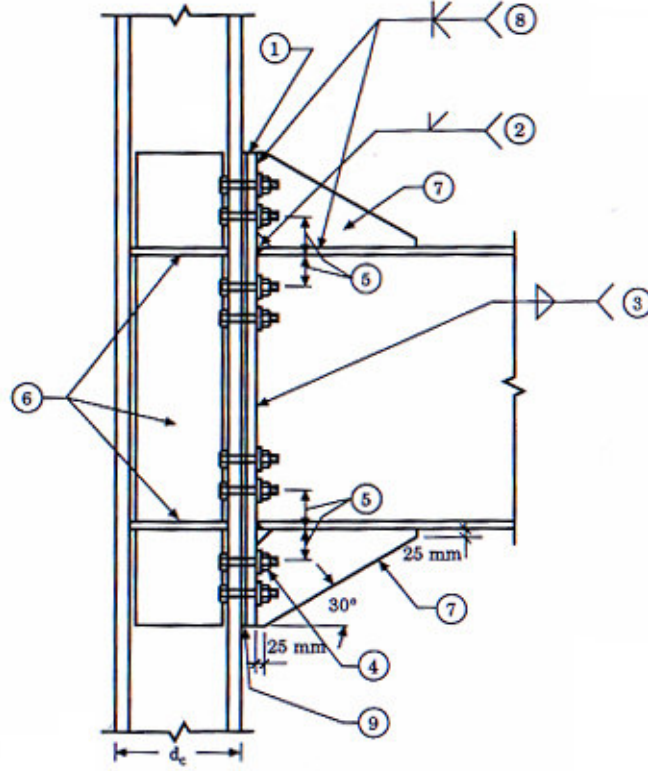
Eğer t_{cf} yukarıdaki denklemin verdiği değerden küçük ise, Şekil 4.12’de görülen süreklilik levhaları (10) kullanılacaktır.

Burada M_f (4.20) ifadesinden elde edilen moment değeridir. d_b , t_{bf} , t_{pl} sırasıyla kirişin kesit yüksekliği, kirişin başlık et kalınlığı ve alın levhasının kalınlığı (bkz. Şekil 4.14) olup σ_{yc} ise kolonun akma sınır gerilmesine karşı gelmektedir. k değeri Şekil 4.16’de tanımlanan şekilde hesaplanır.

9. Adım : Panel bölgesi kayma kuvveti taşıma kapasitesini Bölüm 3.2.1.1'deki tasarım yönteminin 4. adımında verildiği gibi kontrol ediniz.

Bu hesaplarda d_b olarak, alın levhasının bir kenarı ile ters taraftaki kolon başlığının merkezi arasındaki mesafe alınabilir.

4.3.2. İkinci Örnek



Şekil 4.17- Bulonlu birleşim

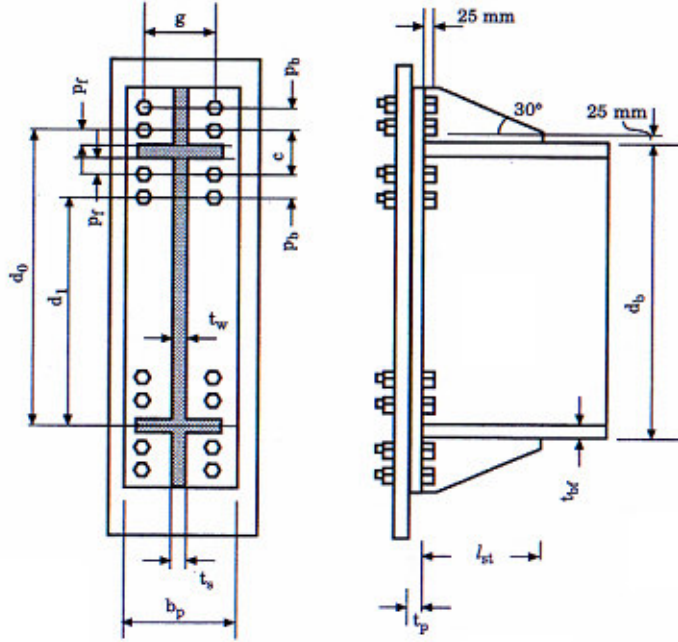
Konstrüktif Açıklama (bkz. Şekil 4.17)

1. Alın levhası
2. Derin nüfuziyetli küt kaynak
3. Her iki taraftan çekilmiş köşe kaynağı
4. Öngermeli ve (10.9) kalitesinde yüksek mukavemetli bulon
5. Bulonların yerleşimi, alın levhası tasarımının bir parçası olarak yapılır
6. Süreklilik levhaları ve kayma bölgesi takviye bölgeleri
7. Alın levhasını güçlendiren levha
8. Alın levhasını güçlendiren levhanın alın levhasına kaynağı; derin nüfuziyetli küt kaynak

9. Gerekmesi halinde şim kullanılabilir.

4.3.2.2.1. Tasarım Yöntemi

Bu birleşim tipi için kolon ekseninden itibaren plastik mafsallın yeri



Şekil 4.18

$$S_h = (d_c) / 2 + t_p + l_{st}$$

olarak hesaplanacaktır. Burada d_c kolon kesit yüksekliği olup (bkz. Şekil 4.17) t_p ve l_{st} sırasıyla alın levhası et kalınlığı ve guse levhasının genişliğidir (bkz. Şekil 4.18).

Birleşim, kiriş üzerinde plastikleşme olacak şekilde tasarlanacaktır.

Aşağıda verilen tasarım adımlarında yer alan ifadelerde kullanılan parametreler, Şekil 4.17’de tanımlanmıştır.

Tasarım yönteminin adımları şöyledir :

1. Adım : M_f ve M_c momentlerini Bölüm 4.3.1.1. uyarınca (4.20) ve (4.21) ifadelerini kullanarak hesaplayınız.

2. Adım : Alın levhası ve bulon boyutlarını, aşağıda verilen denklemi T_{ub} için çözerek ve bulon tipini seçerek belirleyiniz.

$$M_f < 3,4 \cdot T_{ub} \cdot (d_0 + d_1) \quad (4.44)$$

Burada T_{ub} bir bulonun dış dibi enkesiti ile taşıyabileceği maksimum eksenel çekme kuvvetidir. d_0 ve d_1 için Şekil 4.50'ye bakınız.

T_{ub} , aşağıdaki denklemi sağlamalıdır.

$$T_{ub} \geq \frac{0,00218529 \cdot p_f^{0,591} \cdot F_{fu}^{2,583}}{t_p^{0,895} \cdot d_{bt}^{1,909} \cdot t_s^{0,327} \cdot b_p^{0,965}} + P_v$$

Burada d_{bt} bulon çapı, P_v bulona uygulanacak minimum öngerme kuvvetidir. Diğer parametreler Şekil 4.18'de tanımlıdır.

Bu ifadede, T_{ub} ve P_v değerleri [ton] cinsinden yerine konurken, diğerleri [cm] cinsinden yerine konmalıdır.

Eğer (4.44) denklemi sağlanmıyorsa, bulon çapını değiştiriniz.

Bu ifadede kullanılan t_p alın levhası et kalınlığı, b_p alın levhası genişliği ve t_s guse levhası kalınlığıdır. Bunlar ve p_f için Şekil 4.18'ye bakınız. F_{fu} ise M_f momenti nedeniyle başlığa etkiyen kuvvettir.

3. Adım : birleşimin kesme etkisi ile yük taşıma kapasitesini kaybetmemesi için uygun bulon çapını seçiniz. Bunun için bulon enkesit alanı A_b , aşağıdaki denklemi sağlamalıdır :

$$A_b \geq \frac{\frac{2M_f}{L - d_c} + V_g}{n \cdot \tau_{sem}}$$

ifadelerin açıklamaları aşağıda görülmektedir :

V_g : kolon başlık yüzeyinde gravitasyonel yüklerden dolayı oluşan kesme kuvveti

M_f : (4.20) ifadesinde elde edilen moment

τ_{sem} : bulonun kayma emniyet gerilmesidir.

L : kolon geometrik eksenleri arasındaki mesafe (bkz. Şekil 4.8)

d_c : kolon kesit yüksekliği (bkz. Şekil 4.17)

n : bulon sayısı (bkz. Şekil 4.18)

4. Adım : Levhada eğilmeden dolayı oluşabilecek plastikleşmeleri ortadan kaldırmak için gerekli t_p minimum alın levhası kalınlığını saptayınız. Bunun için aşağıdaki (4.46) ve (4.47) denklemlerinin verdiği en büyük t_p değerini seçiniz.

$$t_p \geq \frac{0,0386428 \cdot p_f^{0,9} \cdot g^{0,6} \cdot F_{fu}}{d_{bt}^{0,9} \cdot t_s^{0,1} \cdot b_p^{0,7}} \quad (4.46)$$

$$t_p \geq \frac{0,047451 \cdot p_f^{0,25} \cdot g^{0,15} \cdot F_{fu}}{d_{bt}^{0,7} \cdot t_s^{0,15} \cdot b_p^{0,3}} \quad (4.47)$$

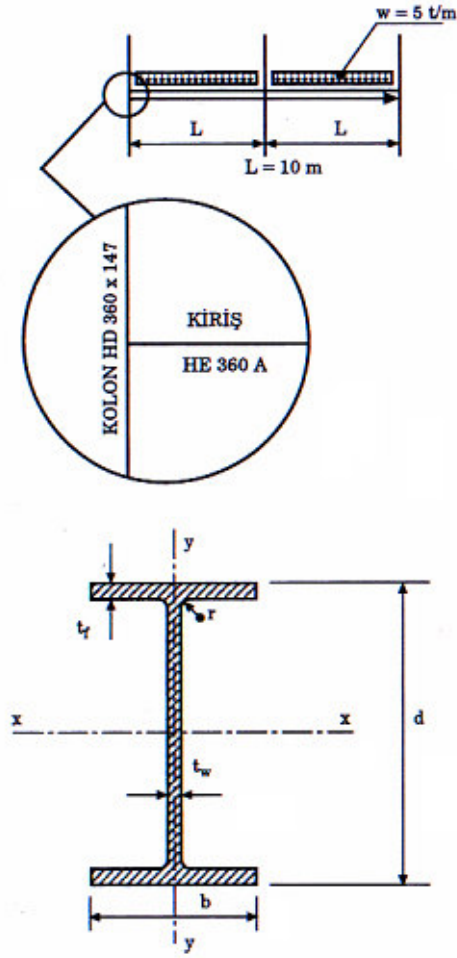
burada d_{bt} bulon çapıdır, d_b kiriş kesit yüksekliği ve t_{bf} kiriş başlık genişliği olup, M_f momentinden dolayı başlıklara etkiyen F_{fu} kuvvetinin değeri ise

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{bf}}$$

şeklinde belirlenir. g Şekil 4.18’de görüldüğü gibi bulon sıraları arasında yatay mesafedir. Diğer tanımlar 2. adımda açıklandığı gibidir.

5. Adım : En az kiriş başlığı kalınlığı kadar et kalınlığı olan süreklilik levhaları, hem kiriş üst başlığı, hem de alt başlığı hizasında kolon gövdesine her iki taraftan kaynaklanmalıdır. Bu levha aynı zamanda kolon başlıklarına da başlık içlerinden kaynaklanmalıdır.

6. Adım : Bölüm 4.2.1.1’deki birinci örneğe ait tasarım yönteminde tanımlanan 4. adım uyarınca, kayma bölgesi et kalınlığının yeterliliğini kontrol ediniz.



Şekil 4.19

1.Adım: Kiriş üzerinde plastik mafsallarda kesitin plastik moment başına kapasite (akma sınır gerilmesi St 37 için $\sigma_y = 2,4 \text{ t/cm}^2$)

$$M_{pr} = 2088 \cdot 2,4 = 5011,2 \text{ tmc}$$

Plastik mafsallın kolon eksenine olan uzaklığı (bkz. Şekil 4.8 ve 4.19)

$$S_h = d_c/d_b/2 = 360/2 + 350/2 = 355 \text{ mm}$$

$$l' = l - 2S_h = 10000 - 2 \cdot 355 = 9290 \text{ mm (bkz Şekil 4.8)}$$

2.Adım: Plastik mafsal noktasındaki kesme kuvveti:

$$: V_p = \frac{2 \times 5011,2 + 5 \times 9,29^2 \times \frac{100}{2}}{929} = 34,01 \text{ t}$$

3.Adım:

$$: M_f = 5011,2 + 34,01 \cdot (35/2) = 5606,37 \text{ tcm}$$

$$: M_c = 5011,2 + 34,01 \cdot 35,5 = 6218,55 \text{ tmc}$$

4.Adım:

$$\text{a) } : V_n = 0,55 \times 2,4 \times 36 \times 1,23 \times \left[1 + \frac{3 \times 37 \times 1,98^2}{35 \times 36 \times 1,23} \right] = 74,86 \text{ t}$$

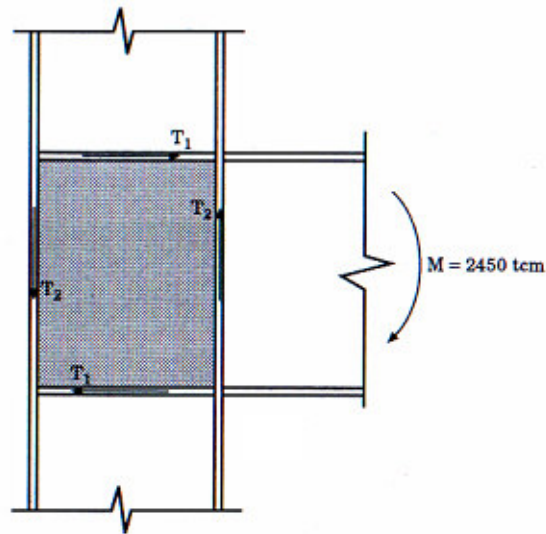
Burada, M momenti gravitasyonel yüklere ek olarak deprem yüklerinin 1,65 katından oluşan dış yükler tarafından oluşturulan momenttir.

$$T_1 = 2450 / 35 = 70 \text{ t}$$

$$T_2 = 2450 / 36 = 68,05 \text{ t}$$

$$V_n = 774,82 \text{ t} > \max (T_1, T_2) = 70 \text{ t}$$

Olduğundan kayma bölgesi bölge takviyesine gerek yoktur (bkz Şekil 4.20)



Şekil 4.20

b) Kolon gövdesi ek kalınlığı

$$t = t_w = 1,23 \text{ cm} \geq (35 + 36) / 90 = 0,79 \text{ cm}$$

koşulunu sağlamıştır.

5. Adım : Süreklilik levhalarının gerekip gerekmediğini kontrol edelim.

Kolon başlığı et kalınlığı $t_{cf} = 1,98 \text{ cm}$

$$a) : t_{cf} < 0,4 \times \sqrt{1,8 \times 30 \times 1,75} = 3,88 \text{ cm}$$

ve

$$b) : t_{cf} < 30 / 6 = 5 \text{ cm}$$

olduğundan, 4. adımın (a) şıkkındaki şekilden görüldüğü gibi, kiriş başlıkları hizasına çift taraflı, kolon başlık levhaları arasında kolon gövdesine köşe kaynaklı, kolon başlık levhasının derin nüfuziyetli yarım V küt kaynaklı süreklilik levhaları kullanılacaktır. Kullanılacak süreklilik levhasının kalınlığı, bu uygulama için, kiriş kalınlığı kadar, yani $t = t_{cf} = 19,8 \text{ mm}$ olarak alınacaktır.

4.4.1.2. İkinci Kaynaklı Birleşim Uygulaması

Bir önceki kaynaklı birleşim uygulamasındaki kolon-kiriş birleşimi, aynı verilerle ikinci örnek olarak Şekil 4.12'de verilen konstrüktif çözüm kullanılarak hesaplanacaktır.

1. Adım : Kiriş başlığı takviye levhasının uzunluğunu 180 mm seçelim.

2. Adım : Kiriş başlığı takviye levhasının genişliğini $b_p = 320 \text{ mm}$ seçelim.

3. Adım : Bir önceki kaynaklı birleşim uygulamasının ilk üç adımında hesaplanan M_{pr} , M_c ve M_f değerleri, bu durum için de geçerlidir. (bkz. Birinci kaynaklı birleşim uygulamasında 1. ve 3. adımlar)

$$M_{pr} = 5011,2 \text{ tcm} \quad M_f = 5606,37 \text{ tcm} \quad M_c = 6218,55 \text{ tcm}$$

4. Adım : t_p kiriş başlığı takviye levhasının kalınlığı

$$: t_p = \frac{M_f}{\sigma_y \cdot b_p \cdot \left(d_b + \frac{t_{pl(a)} + t_{pl(ii)}}{2} \right)}$$

$t_{pl(a)} = t_{pl(ii)} = t_p$ seçelim.

$$t_p = \frac{5606,37}{2,4 \times 32 \times (35 + t_p)}$$

$$t_p (2,4 \cdot 32 \cdot (35 + t_p)) = 5606,37$$

$$t_p^2 + 35 t_p - 72,99 = 0$$

Bu denklemin çözülmesi sonucu $t_p = 1,97 \text{ cm}$ bulunur.

Buna göre $t_p = 20 \text{ mm}$ seçilmiştir.

5. Adım: Kiriş başlığını, takviye levhasına bağlayan köşe kaynak dikişi toplam uzunluğu:

$$: \ell_k = \frac{M_f}{d_c \times 0,707 \times \min(t_p; t_{bf}) \times \tau_{kem}}$$

$$\tau_{kem} = 0,9 \text{ t/cm}^2 \text{ alınarak,}$$

$$l_k = \frac{5606,37}{35 \times 0,707 \times 1,75 \times 0,9} = 1438 \text{ mm}$$

bulunur.

6. Adım :1. Kaynaklı birleşim uygulaması 4. adımında yapılan hesaplar, bu uygulama için de geçerlidir.

4.4.2. Bulonlu Birleşim Uygulamaları

4.4.2.1. Birinci Bulonlu Birleşim Uygulaması

1. Kaynaklı birleşim uygulamasındaki kirişin kesiti HE 300 AA olarak seçilip, kiriş profili kesit karakteristikleri dışında, aynı verilerle, Şekil 4.13'te konstrüktif çözümü verilen gibi bulonlu birleşim için gerekli hesaplar yapılacaktır.

Yeni seçilen kiriş profilinin kesit karakteristikleri aşağıda gibidir:

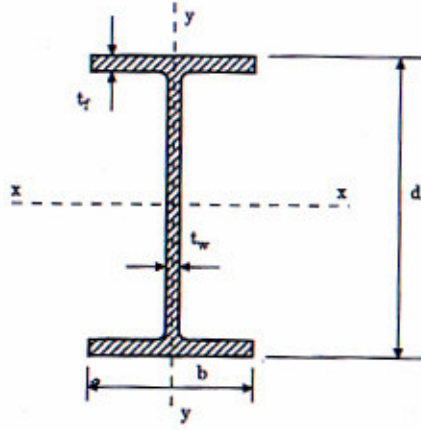
$$\begin{aligned} \text{Malzeme: Fe 37} \quad \sigma_y &= 2,4 \text{ t/cm}^2 \\ \text{Yüksek mukavemetli bulon} \quad \tau_{sem} &= 2,4 \text{ t/cm}^2 \\ \sigma_{zem} &= 10,0 \text{ t/cm}^2 \end{aligned}$$

HE 300 AA + (ARBED [15])

$$d = 283 \text{ mm}; \quad b=300 \text{ mm}; \quad t_w=7,5 \text{ mm}; \quad t_f = 10,5 \text{ mm}; \quad r= 27 \text{ mm}$$

$$A = 89,91 \text{ cm}^2; I_x=13800 \text{ cm}^4; W_{px} = 1065 \text{ cm}^3; \quad W_x= 975,6 \text{ cm}^3$$

Bu birleşimşeklinde, kiriş profili önce başlıklardan derin nüfuziyetli yarım V dikişi (bkz.Şekil 4.13 , (2)) kullanılarak alın levhasına bağlanmakta ve bu kaynak dikişleri ile moment aktarmaktadır. Kesme kuvveti ise, kiriş gövdesine her iki yandan çekilen ve kiriş gövdesini alın levhasına birleştiren Köşe kaynakları (bkz.Şekil 4.13, (3)) aktarmaktadır. Birinci kaynaklı birleşim uygulamasının başında bahsedildiği gibi, derin nüfuziyetli yarım V küt kaynak dikişi için, akma sınır gerilmesi ve çekme mukavemeti en az birleştirdiği profillerin malzemesininki kadar olan elektrodlar kullanılması gerektiğinden, kirişte oluşan plastik mafsal momenti M_{pr} , kiriş başlıklarından alın levhasına aktarılabilir.



Şekil 4.21

Aktarılan bu moment ve kesme kuvveti daha sonra kolon başlığına yüksek mukavemetli bulonlarla iletilmektedir.(bkz Şekil 4.13, (4))

1.Adım : M_{pr} , M_f ve M_c momentleri, Bölüm 4.4.1.1 'de 1. ve 3. adımlarda 3. adımlarda tanımlandığı gibi hesaplanır. (Fe 37 için $\sigma_y = 2,4 \text{ t/cm}^2$):

$$: M_{pr} = 1065 \cdot 2,4 = 2256 \text{ tcm}$$

Plastik mafsalsın kolon ekseninden itibaren mesafesinin

$$: S_h = d_c/2 + d_b/3 + t_{pl}$$

formülü ile hesaplanabilmesi amacıyla, t_{pl} için başlangıç değeri olarak

$$t_{pl} = 30 \text{ mm seçilsin.}$$

$$S_h = 360/2 + 283/3 + 30 = 304 \text{ mm}$$

$$\ell' = \ell - 2S_h = 10000 - 2 \cdot 304 = 9392 \text{ mm (bkz. Şekil 4.8)}$$

Plastik mafsalsındaki kesme kuvveti :

$$: V_p = \frac{2 \times 2556 + 5 \times 9,39^2 \times \frac{100}{2}}{939,2} = 28,92 \text{ t}$$

$$: M_f = 2556 + 28,92 \cdot [(28 / 3) + 3] = 2915,57 \text{ tcm}$$

$$: M_c = 2556 + 28,92 \cdot 30,4 = 3435,16 \text{ tcm}$$

2. Adım : $M_f < 2 \times T_{ub} \times (d_0 + d_1)$ ifadesinden bulon çapı seçilir. Bunun için öncelikle T_{ub} hesaplanmalıdır. Şekil 4.14'dan birleşimin geometrisini tespit edelim. Yüksek mukavemetli bulonu M24, kalitesini (10.9) olarak seçersek;

$$p_f = p_f' = 2 \times 24 = 48 \text{ mm} \sim 50 \text{ mm}$$

$$d_1 = 283 - \frac{10,5}{2} - 10,5 - 50 = 217,25 \text{ mm}$$

$$d_0 = 283 - \frac{10,5}{2} + 50 = 327,5 \text{ mm}$$

elde edilir (bkz. Şekil 13.54)

$$: M_f = 2915,57 < 2 \cdot T_{ub} \cdot (32,76 + 21,73)$$

ifadesinden, gerekli T_{ub} değeri aşağıdaki gibi bulunur.

$$T_{ub} = 26,74 \text{ t}$$

M24'lük (10.9) kalitesinde bulon için kontrol :

$$T_{ub} = 10 \times \frac{\pi \times (0,86 \times 2,4)^2}{4} = 33,46 \text{ t} \geq T_{ub, \text{gerekli}}$$

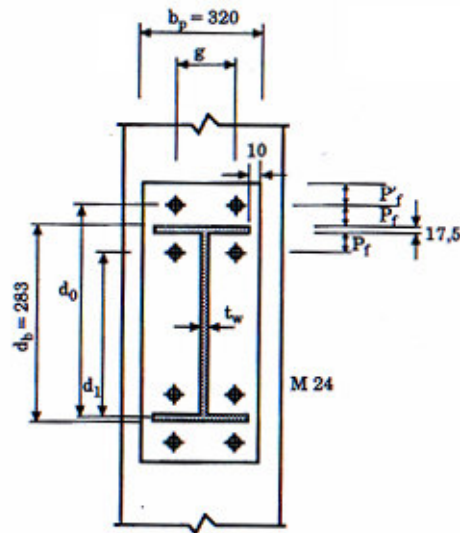
$$= 26,74 \text{ t} \rightarrow \text{uygundur.}$$

3. Adım : Seçilen 8 adet M24 yüksek mukavemetli bulonunun kesme ve çekme dayanımının kontrolü (bkz. Şekil 4.19) :

$$V_g = 0,5 \times 5 = 2,5 \text{ t (bkz. Şekil 13.19)}$$

$$: A_b = \frac{\pi \times 2,4^2}{4} = 4,52 \text{ cm}^2 \geq \frac{\frac{2 \times 2915,57}{1000 - 36} + 2,5}{8 \times 2,4} = 0,45 \text{ cm}^2$$

seçilen bulon çapı yeterlidir.



Şekil 4.22

4. Adım :

$$t_p = \sqrt{\frac{2915,57}{0,8 \times 2,4 \times \left\{ (28,3 - 5) \left[\frac{32}{2} \left(\frac{1}{5} + \frac{1}{\sqrt{32 \times 17,6}} \right) + \left(5 + \sqrt{32 \times 17,6} \right) \frac{2}{17,6} \right] + \frac{32}{2} \left(\frac{28,3}{5} + \frac{1}{2} \right) \right\}}}$$

$$= 2,64 \text{ cm}$$

seçilen alın levhası kalınlığı (30 mm) uygundur.

5. Adım :

$$: t_p = \frac{2915,57}{1,1 \times 2,4 \times 32 \times (28,3 - 1,05)} = 1,27 \text{ cm}$$

seçilen alın levhası kalınlığı (30 mm) uygundur.

6. Adım :

$$c = 0,5 \cdot 176 + 1,6 = 89,6 \text{ mm (bkz. Şekil 4.17)}$$

$$: c_1 = 0,5 \cdot 17,6 - (0,5 \cdot 0,75 + 2,7) = 5,73 \text{ cm}$$

$$: t_{cf} = \sqrt{\frac{\frac{2915,57}{28,3 - 1,05} \times 5,73}{2 \times 2,4 \times 8,96}} = 3,77 \text{ cm}$$

kolon başlık levhasının kalınlığı = 1,98 cm < 3,77 cm olduğundan Şekil 4.13'de tariflenen süreklilik levhaları kullanılacaktır. Bu süreklilik levhalarının kalınlıkları giriş başlık levhası kalınlığı kadar seçilmiştir.

7. Adım :

$$: c_1 = \frac{17,6}{2} - 3,075 = 5,73 \text{ cm}$$

$$: c_2 = \frac{37,0 - 17,6}{2} = 9,7 \text{ cm}$$

$$k_1 = (0,5 \cdot 0,75 + 2,7) = 3,075 \text{ cm (bkz. Şekil 4.17)}$$

$$: s = \sqrt{\frac{5,73 \times 9,7}{9,7 + 2 \times 5,73}} \times (2 \times 37 \times 4 \times 3,075) = 48,9$$

$$: Y_c = \left(\frac{8,96}{2} + 48,9 \right) \times \left(\frac{1}{9,7} + \frac{2}{5,73} \right) + (5,73 + 9,7) \times \dots$$

$$\dots \times \left(\frac{4}{8,96} + \frac{2}{48,89} \right) = 31,65$$

$$: t_{fc} = \sqrt{\frac{2915,57}{\frac{2 \times (28,3 - 1,05)}{0,8 \times 2,4 \times 31,65}}} = 0,938 \text{ cm} > t_f = 1,98 \text{ cm}$$

kolon profili başlık et kalınlığı uygundur.

8. Adım :

$$k = t + r = 1,98 + 1,5 = 3,48 \text{ cm (bkz. Şekil 4.16)}$$

$$: t_f = 1,98 \text{ cm} > \frac{2915,57}{(28,3 - 1,05) \times (6 \times 3,48 + 2 \times 3 + 1,05) \times 2,4}$$

$$t_f = 1,98 \text{ cm} > 1,6 \text{ cm}$$

dolayısı ile bu birleşimde kolon başlık levhası kalınlığı yeterlidir.

9.Adım :

$$d_b = 28,3 - \frac{1,05}{2} + 2 \times 7,2 = 42,17 \text{ cm}$$

$$: V_n = 0,55 \times 2,4 \times 36 \times 1,23 \times \left[1 + \frac{3 \times 37 \times 1,98^2}{42,17 \times 36 \times 1,23} \right]$$

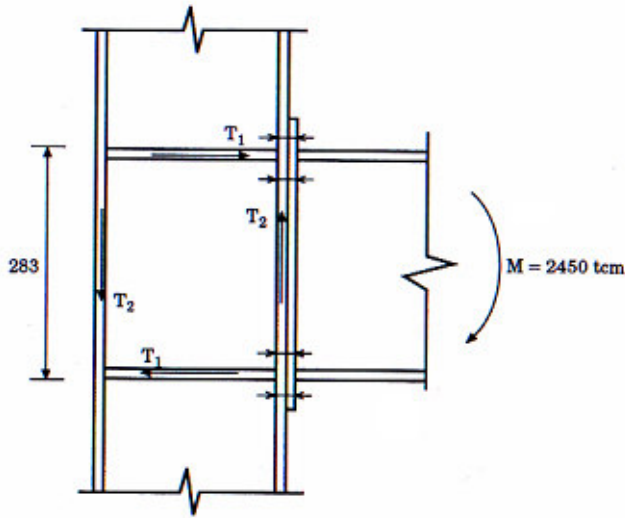
$$= 72,07 \text{ t}$$

$$T_1 = 2450 / 28,3 = 86,57 \text{ t} \quad (\text{bkz. Şekil 13.55})$$

$$T_2 = 2450 / 36 = 68,05 \text{ t} \quad (\text{bkz. Şekil 13.55})$$

$$V_n = 72,07 \text{ t} < \max (T_1 ; T_2) = 86,57 \text{ t}$$

Olduğundan, kayma bölgesi gövde takviyesine gerek vardır.



Şekil 4.23

$$t_w = 12,3 \text{ mm}, \quad t = 5 \text{ mm}$$

$$t_p = t_w + 2t = 12,3 + 2 \times 5 = 22,3 \text{ mm}$$

takviye levhasını kolon başlığına birleştiren köşe kaynakların kalınlığı (bkz. Şekil 4.24):

$$a = 0,7 \times 5 = 3,5 \text{ mm}$$

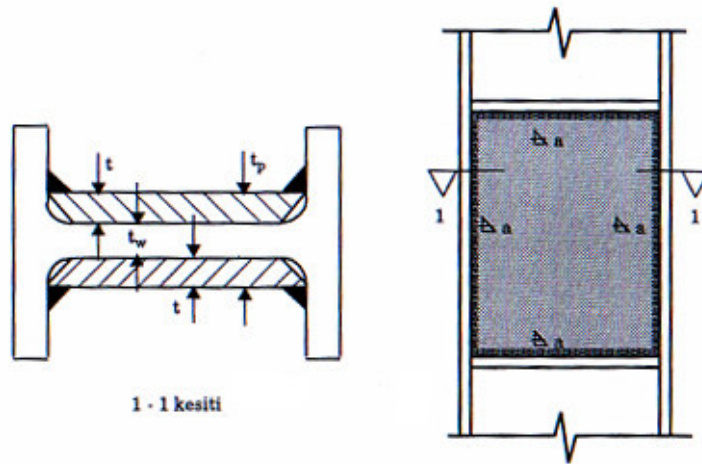
takviye edilmiş durum için kayma bölgesi kayma mukavemetinin yeni değeri;

$$V_n = 72,07 \times \frac{2,23}{1,23} = 130,66 \text{ t}$$

Bu durumda,

$$V_n = 130,66 \text{ t} > \max (T_1; T_2) = 86,57 \text{ t}$$

Olduğundan, hesaplanmış olan yeni kayma bölgesi toplam kalınlığı yeterlidir.



Şekil 4.24

4.4.2.2. İkinci Bulonlu Birleşim Uygulaması

1. bulonlu birleşim uygulamasında göz önünde tutulan kolon ve kiriş kesitlerinin, aynı kesit tesirleri ve dış yükler için, Şekil 4.17’de verilen konstrüktif çözüm kullanılarak birleştirilebilmesi için gerekli hesapları yapınız.

Bu birleşim hesabının ana adımlarına ait sayısal uygulama şöyledir:

1. Adım : t_{pl} alın levhası kalınlığı, bu halde de 30 mm seçilirse, 1. bulonlu birleşim uygulaması için plastik mafsalsın kolon ekseninden itibaren kiriş üzerindeki yeri (bkz. Şekil 4.18 ve Şekil 4.25)

$$: S_h = \frac{d_c}{2} + t_{pl} + l_{st}$$

olarak hesaplanacaktır. $L_{st} = 140$ mm seçilirse,

$$S_h = \frac{360}{2} + 30 + 140 = 350 \text{ mm}$$

$$l' = l - 2S_h = 10000 - 2 \times 350 = 9300 \text{ mm (bkz. Şekil 4.8)}$$

plastik mafsalsal momenti,

$$: M_{pr} = 1065 \times 2,4 = 2556 \text{ tcm}$$

plastik mafsalsal noktasındaki kesme kuvveti,

$$: V_p = \frac{2 \times 2556 + 5 \times 9,3^2 \times \frac{100}{2}}{930} = 28,75 \text{ t}$$

$$: M_f = 2556 + 28,75 \times (14+3) = 3044,75 \text{ tcm}$$

$$: M_c = 2556 + 28,75 \times 35 = 3562,25 \text{ tcm}$$

2. Adım : Bulonlar M24 ve (10.9) kalitesinde, şekilde görülen birleşim geometrisi parametreleri ise (bkz. Şekil 4.25).

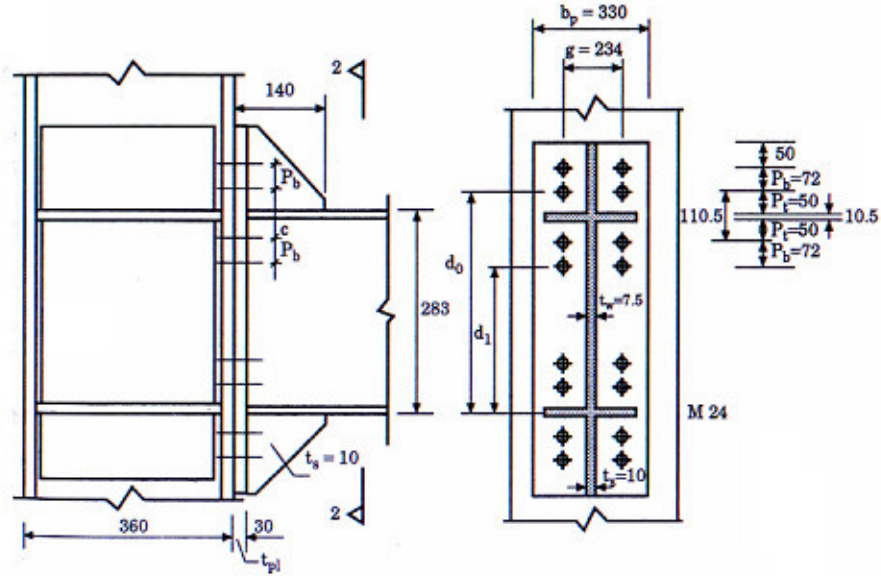
$$p_b = 2d = 2 \times 24 = 48 \cong 50 \text{ mm}$$

$$g = 330 - 4 \times 24 = 234 \text{ mm}$$

$$b_p = 330 \text{ mm} \quad t_s = 10 \text{ mm}$$

$$d_0 = 283 - 0,5 \times 10,5 + 50 = 327,7 \text{ mm}$$

$$d_1 = 283 - 0,5 \times 10,5 - 10,5 - 50 - 72 = 145,3 \text{ mm}$$



Şekil 4.25

olarak seçilmiştir.

M24, (10.9) kalitesindeki yüksek mukavemetli bulon için uygulanabilecek P_v minimum öngerme kuvveti, Tablodan $P_v = 22 \text{ t}$ olarak alınır.

$$: M_f = 3044,75 \text{ tcm} < 3,4 T_{ub}(32,77 + 14,53)$$

buradan,

$$T_{ub} = 18,93 \text{ t}$$

Bulunur. Bir adet M24'lük (10.9) kalitede bulonun dış dibi kesiti ile taşıyabileceği en büyük çekme kuvveti,

$$T_{ub} = 10 \times \frac{\pi(0,86 \times 2,4)^2}{4} = 33,46 \text{ t}$$

Olarak hesap edilir. Bu durumda M24 bulonu oldukça yeterlidir.

$$: F_{fu} = \frac{3044,75}{28,3 - 1,05} = 111,73 \text{ t}$$

$$: T_{ub} = 33,46 \geq \frac{0,00218529 \times 5^{0,591} \times 111,73^{2,583}}{3^{0,895} \times 2,4^{1,909} \times 1^{0,327} \times 33^{0,965}} + 22$$

$$T_{ub} = 33,46 \text{ t} \geq 2,66 + 22 = 24,66 \text{ t}$$

Öngörülen eşitsizlik sağlandı.

3. Adım :

$$V_g = 0,5 \times 5 = 2,5 \text{ t}$$

$$: A_b = \frac{\pi \times 2,4^2}{4} = 4,52 \text{ cm}^2 \geq \frac{\frac{2 \times 3044,75}{1000 - 36} + 2,5}{16 \times 2,4} = 0,23 \text{ cm}^2$$

seçilen bulon için öngörülen kesit alanı sağlandı.

4. Adım : t_p alın levhası kalınlığını, aşağıda hesaplanan değerlerin en büyüğü olarak seçiniz.

$$: t_p \geq \frac{0,0386428 \times 5^{0,9} \times 23,4^{0,6} \times 111,73}{2,4^{0,9} \times 1^{0,1} \times 33^{0,7}} = 4,79 \text{ cm}$$

$$: t_p \geq \frac{0,047451 \times 5^{0,25} \times 23,4^{0,15} \times 111,73}{2,4^{0,7} \times 1^{0,15} \times 33^{0,3}} = 2,41 \text{ cm}$$

burada alın levhası kalınlığının $t_p = 48 \text{ mm}$ olarak seçilmesi gerekir. Bu nedenle 1, 2, 3, ve 4 adımları, $t_p = 48 \text{ mm}$ için tekrarlanır.

5. Adım : En az kiriş başlığı kalınlığı kadar et kalınlığı olan süreklilik levhaları, hem kiriş üst başlığı ve hem de alt başlığı hizasında kolon gövdesine her iki taraftan köşe kaynaklarla bağlanmaktadır. Bu levha aynı zamanda, kolon başlıklarına da, başlık içlerinden derin nüfuziyetli yarım V dikişleri ile bağlanmalıdır.

6. Adım : Kayma bölgesi et kalınlığının yeterliliği bir evvelki uygulamada yapılmıştır. (bkz. 1. Bulonlu birleşim uygulaması 9. adım). Bu konuda yapılan hesaplar bu halde de aynen geçerlidir.

5. RİJİT PORTAL ÇERÇEVE KÖŞESİ HESABI (ABYYHY'e göre)

- Emniyet Gerilmeleri, Yük ve Malzeme Güvenlik Katsayıları

- Emniyet gerilmeleri yöntemine göre yapılan kesit hesaplarında, birleşim ve ekler dışında, emniyet gerilmeleri için TS-648'de EIY yükleme durumunda izin verilen %15 arttırım, deprem durumunda en fazla %33'e çıkartılabilir.

- Bütün deprem bölgelerinde kaynak emniyet gerilmesi veya taşıma gücü %25 oranında azaltılacaktır.

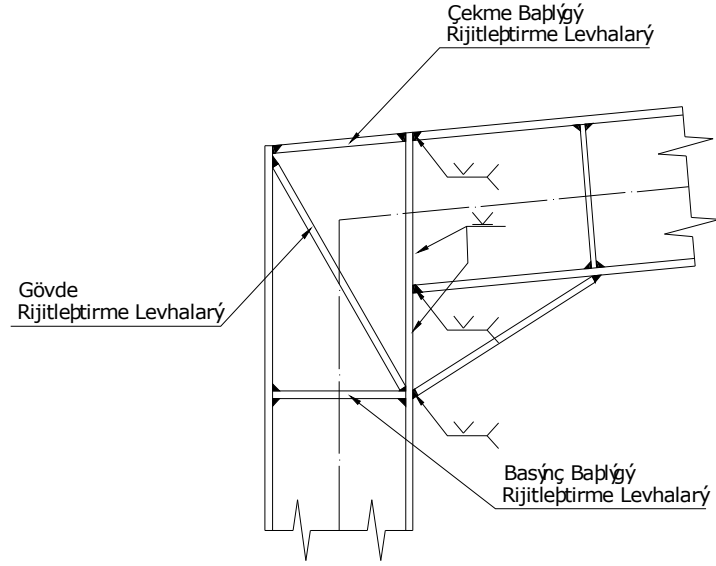
- Çerçevelerde ek ve birleşimler

- Birinci ve ikinci derece deprem bölgelerinde, eğilme aktaran birleşim ve eklerde kaba bulon kullanılmaz. Ancak, öngermeli olarak kullanılan yüksek dayanımlı bulonlar ve ankraj bulonları bu kısıtlamanın dışındadır. Yüksek dayanımlı bulonlar 8.8 ve 10.9 kalitesinde olacaktır.

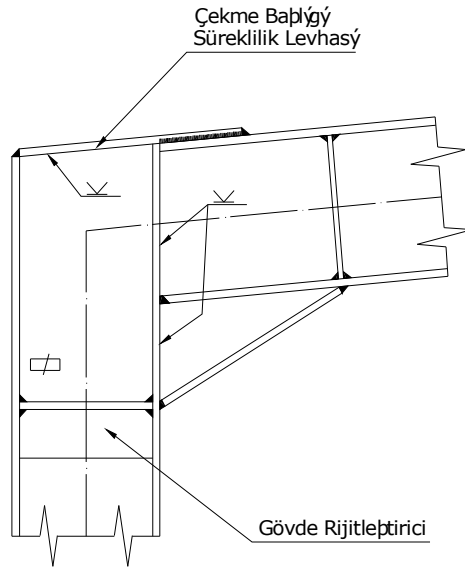
- Köşe kaynaklı ya da öngermesiz bulonlu kiriş-kolon birleşimlerinin yük aktarma gücü, birleşime bağlanan elemanın taşıma gücünün 1.20 katından daha az olamaz. Diğer tür kolon-kiriş birleşimlerinde, birleşim yük aktarma gücü, birleşime bağlanan elemanın kendi taşıma gücünden hiçbir zaman daha az olamaz.

RİJİT PORTAL ÇERÇEVE KÖŞESİ DETAYLARI

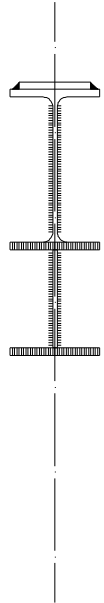
5.1 Kaynaklı Çerçeve Köşeleri



Şekil 5.26



Şekil 5.27

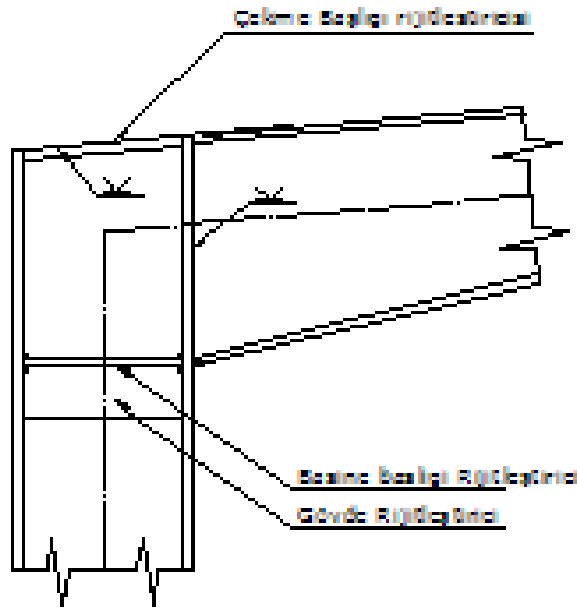


Kaynaklı Çerçeve Köşesinde Kontroller:

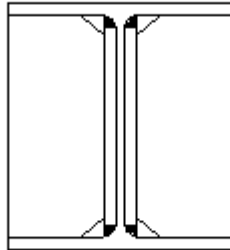
- 1a) Kiriş çekme başlığını bağlayan kaynak dikişleri
veya
- 1b) Süreklilik levhası ve kaynak dikişleri
- 2) Basınç başlığı düzeyindeki kaynak dikişleri
- 3) Basınç başlığı düzeyinde kolon gövdesinde buruşma
- 4) Kiriş-kolon ortak bölgesinde gövdenin makaslama buruşması (panel bölgesi)

Panel Bölgesi Takviyeleri

***Panel bölgesinin takviye levhasıyla kalınlaştırılması**



Şekil 5.28



Şekil 5.29

***Panel bölgesinin diyagonal rijitleştirici ile takviyesi**

t_g : kolon gövde kalınlığı

h : kolon yüksekliği

F_d : diyagonalin enkesit alanı

$T = C - Q_1$ (kolon gövdesinde kesme kuvveti)

$$\tau = \frac{T}{t_g h + 2,6 F_d \sin \theta \cos^2 \theta} \leq \tau_{em}$$

$$\sigma = 2,6 \sigma \sin \theta \cos \theta < \sigma_{\zeta em}$$

$$\sigma_v \leq \sigma_{vem}$$

Hesap Adımları:

* Birleşim kesitinin tarafsız eksenini belirlenir ve (x – x) eksenine göre I_x atalet momenti bulunur.

* Statik tesirler birleşim kesitine taşınır.

* İzleyen kontroller yapılır

* Çekme başlığı seviyesinde süreklilik levhası

* Süreklilik levhasını kiriş başlığına ve kolon gövdesine bağlayan kaynak dikişleri

* gövde kaynak dikişleri

* basınç başlığı seviyesindeki küt dikişler

* basınç başlığı seviyesinde kolon

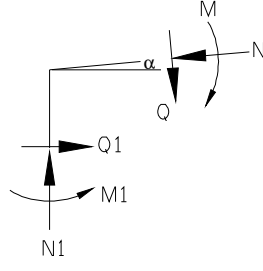
$$b = t_b + 2k$$

t_b : kiriş başlık kalınlığı

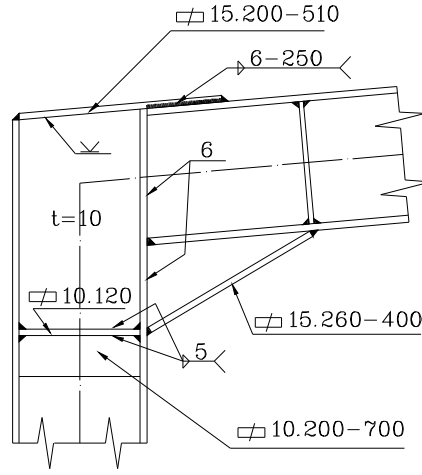
* A – A kesitinde kontrol

* Kolon (B – B) kesitinde kontrol

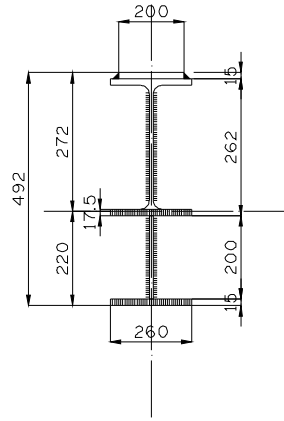
kesit yetersiz ise, o zaman çerçeve köşesinde kolon gövdesi takviye edilmelidir.



Şekil 5.30



Şekil 5.31



Şekil 5.32

ÇERÇEVE KÖŞESİ TASARIMI

$$\sin \alpha = 0,113$$

$$\cos \alpha = 0,993$$

$$M = M_1 = 12442 \text{ kNcm}$$

$$Q = 47 \text{ kN}, \quad N = 47 \text{ kN}$$

$$N_1 = 52 \text{ kN}, \quad Q_1 = 42 \text{ kN}$$

5.1.1.Kaynaklı Çerçeve Köşesi Hesabı

$$\text{Birleşim kesitinde : } N_b = 42 \text{ kN}, \quad Q_b = 52 \text{ kN}$$

$$M_b = M_{em} = 1,33 \cdot w_x \cdot \sigma_{em} = 1,33 \cdot 1148 \cdot 14,4 = 21986 \text{ kNcm}$$

Birleşim Kesitinde

$$e_1 = 22 \text{ cm}, \quad e_2 = 27,2 \text{ cm}$$

$$F = 160,1 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 1,5 \times 26 \times 21,125^2 + 2 \times \left(\frac{0,6 \times 18^3}{12} + 0,6 \times 18 \times 12,5^2 \right) + 1,5 \times 20 \times 26,25^2$$

$$I_x = 45662 \text{ cm}^4$$

Tarafsız ekseninde tesirler

$$M^* = 21986 - 42(27,2 - 1,5 - \frac{26,2}{2}) = 21415 \text{ kNcm}$$

$$Q' = 52 \text{ kN}, \quad N' = 42 \text{ kN}$$

* Süreklilik levhasında

$$\sigma = \frac{21415}{45662} \times 27,2 - \frac{42}{160,1} = 12,49 \text{ kN / cm}^2 < 16,6 \text{ kN / cm}^2$$

* Başlık kuvveti ve a = 6 mm'lik köşe kaynaklar

$$Z = \left[\frac{21415}{45662} \times (27,2 - 0,75) - \frac{42}{160,1} \right] - 1,5 \times 20 = 364 \text{ kN}$$

$$\tau_k = \frac{364}{2 \times 0,6 \times 25 + 0,6 \times 20} = 8,67 \text{ kN / cm}^2 < 0,75 \times 12,5 = 9,38 \text{ kN / cm}^2 \text{ (HZ)}$$

* Süreklilik levhasını kaynak gövdesine bağlayan kaynaklar :

$$\tau_k = \frac{Z}{F_k} = \frac{364}{2 \times 10 \times 22} = 8,27 \text{ kN / cm}^2 < \frac{16,6}{\sqrt{3}} = 9,58 \text{ kN / cm}^2$$

* Birleşim kesitinde a = 6 mm'lik gövde dikişleri

$$\tau_k = \frac{52}{2 \times 0,6 (26 + 20)} = 0,94 \text{ kN / cm}^2 < 0,75 \times 1,25 = 9,38 \text{ kN / cm}^2$$

* Birleşim kesitinde guseyi kolona bağlayan kaynaklar

$$\sigma_k = \frac{21415}{45662} \times 22 + \frac{42}{160} = 10,58 \text{ kN / cm}^2 < 16,6 \text{ kN / cm}^2$$

* Guseden kolona geçen basınç kuvveti

$$C \cong 10,58 \times (1,5 \times 26) = 413 \text{ kN}$$

$$b = 1,5 + 2 (1,75 + 2,4) \cong 10 \text{ cm}$$

$$F_g = 1,0 \times 10 + 2 (1,0 \times 12) = 34 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{P}{F_g} = \frac{413}{34} = 12,14 \text{ kN / cm}^2 \leq 16,6 \text{ kN / cm}^2$$

$$Q' = C - Q_1 = 413 - 42 = 371 \text{ kN}$$

$$\tau = \frac{371}{22,5 \times 1,0} = 16,49 \text{ kN / cm}^2 > \tau_{em} = 9,58 \text{ kN / cm}^2 \text{ (HZ)}$$

Panel bölgesinde kolon gövdesi takviye edilmeli !

Takviyeli kesit için kontroller :

* Kolon gövdesi her iki taraftan 10 mm'lik levhalarla kalınlaştırıldığında :

$$I_k = I_{pr} + I_r = 14920 + 2 \times \frac{1,0 \times 20^3}{12} = 16253 \text{ cm}^4$$

$$F_g = 2 \times 1,0 \times 20 + 22,5 \times 1,0 = 62,5 \text{ cm}^2$$

$$F_t = F_{pr} + F_r = 118,4 + 2 \times 1,0 \times 20 = 158,4 \text{ cm}^2$$

$$M = 21415 - 42 \times 22 = 20491 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{20491}{16253} \times 17,7 + \frac{52}{158,4} = 11,48 \text{ kN / cm}^2 < 16,6 \text{ kN / cm}^2$$

$$\tau = \frac{371}{62,5} = 6,60 \text{ kN / cm}^2$$

$$\sigma_v = \sqrt{11,48^2 + 3 \times 6,6^2} = 16,20 \text{ kN / cm}^2 < 0,8 \times 24 = 19,2 \text{ kN / cm}^2$$

* Rijitleştiriciyi kolon gövdesine bağlayan kaynaklar :

$$P_r = 6,6 \times 1,0 \times 20 = 132 \text{ kN}$$

$$\tau_k = \frac{132}{2 \times 0,5(20 + 2 \times 10)} = 6,6 \text{ kN / cm}^2 < 0,75 \tau_{kem}$$

5.2.Bulonlu Alın Levhalı Çerçeve Köşeleri :

Alın levhalı birleşimler, rijit çerçevelerde sık kullanılmaktadır. Alın levhalı birleşimlerde gerilme yayılımı çok karışıktır. Bu sebepten tasarım belirli kabullere dayanarak yapılmaktadır. Genel olarak iki tip alın levhalı kiriş-kolon birleşimi vardır:

A tipinde, momentin çekme bileşeni 4 bulonla taşınırken, basınç bileşeni ezilme ile taşınmaktadır. Altta kullanılan bulonlar, mevcut kesme kuvvetine karşı üstteki bulonlarla beraber çalışmaktadır.

Bu birleşimde, kiriş üst başlığının üzerindeki çekmeye çalışan bulonlar alın levhasının şekil değiştirmesinden dolayı kaldırma kuvveti etkisi altındadır. Bulonlar çekme kuvvetine göre boyutlandırılırken, T kuvvetinden gelen tesire, Q_b kaldırma kuvveti de ilave edilir.

$$F_e = \frac{M}{4h}$$

F_e : Bulona gelen dış çekme kuvveti

Q_{be} : Elastik davranış safhasında kaldırma kuvveti

F_{bt} : Bulondaki toplam çekme kuvveti

Q_{bu} : Taşıma sınırında kaldırma kuvveti

Kaldırma kuvveti, alın levhasının elastik davrandığı kabulü ile

$$Q_{be} = [F_{be} - 2EI \delta_b / (a_p b_p^2)] / [2a_p / b_p + (1/3)(a_p + b_p)^2]$$

Formülü ile hesaplanabilir.

$$I = wt^3 / 12$$

$$\delta_b = (g / A_b) (F_{be} + Q_{be} - P_0)$$

B tipinde ise bulonlar kaldırma kuvveti etkisi altında değildir.

Bu tip birleşim için, bulonlara gelen çekme kuvveti, basınç başlığına göre moment alınarak belirlenebilir.

$$F_t n \bar{y} = M$$

n : bulon sayısı

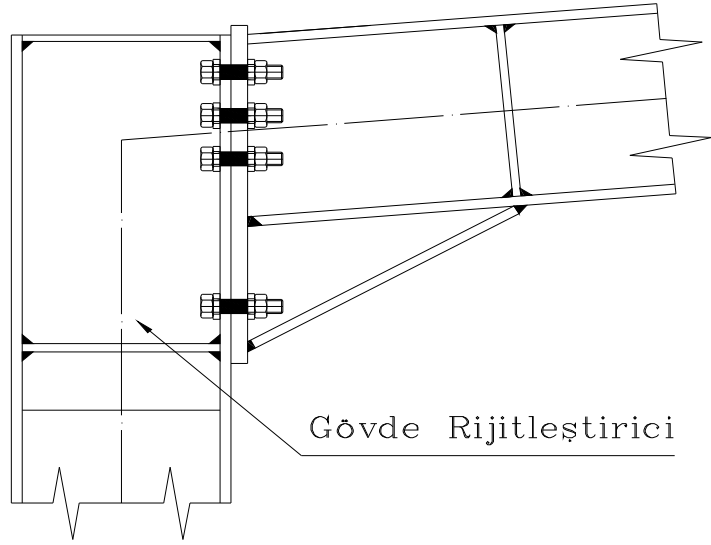
$$F_t = \frac{M}{n \bar{y}}$$

Bulonlar ayrıca kesme kuvveti etkisi altında kaldıklarından, çekme ve kesme kuvveti etkileşimi göz önüne alınarak kontrol edilmelidir.

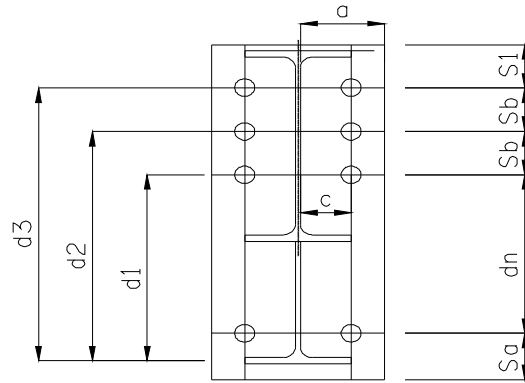
Alın Levhası Kalınlığının Belirlenmesi :

Birleşimlerde sıklıkla kullanılan levhaların genişlik ve uzunlukları genellikle birleşimin geometrisinden belirlenir. Fakat t kalınlığının belirlenmesi oldukça güçtür ve elastik veya plastik teoriye dayanılarak hesaplanır.

Bulonlu Çerçeve Köşesi Detayları :



Şekil 5.33



5.2.1.Bulonlu – Alın levhalı tasarım :

M 22 (10.9)

min (0,5 P_v) öngermeli

SL Birleşimi (H. Deren)

Birleşim kesitinde : $M = 21986 - 52 \times 13 = 21310 \text{ kNcm}$

$Q = 52 \text{ kN}, \quad N = 42 \text{ kN}$

* Bir bulona gelen çekme kuvveti :

$$nT \bar{y} = M \quad \rightarrow \quad T = \frac{M}{n\bar{y}}$$

$$T = \frac{21310}{6 \times 30,1} = 118 \text{ kN}$$

* Kiriş çekme ve basınç başlıklarını alın levhasına birleştiren kaynaklar derin nüfuziyetli yarım V küt kaynaktır. Kaynak malzemesinin akma dayanımı ve çekme dayanımı St 37'nin dayanımından az olmamalıdır.

Bulonlar M 22 (10.9) $A_s = 3,03 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{lem} = 43 \text{ kN / cm}^2, \quad \tau_{sem} = 27 \text{ kN / cm}^2 \quad (\text{min. } 0,5 P_v \text{ öngermeli})$$

$$\left. \begin{aligned} N_1 &= 2,2 \times 1,75 \times 43 = 166 \text{ kN} \\ N_s &= \pi \frac{2,2^2}{4} \times 27 = 103 \text{ kN} \end{aligned} \right\} N_{Qem} = 103 \text{ kN}$$

$$N_{\zeta em} = A_s \cdot \sigma_{zem} = 3,03 \times 4,1 = 124 \text{ kN} > T = N_{\zeta} = 118 \text{ kN}$$

* Kesme kuvveti ve çekme kuvveti etkileşimi :

$$\frac{N_Q}{N_{Qem}} + \frac{N_{\zeta}}{1,4N_{\zeta em}} = \frac{52/8}{103} + \frac{118}{1,4 \times 124} = 0,75 \leq 1$$

* Kolon gövde panelinde buruşma kontrolü :

AB boyunca kolon gövdesinde :

$$\tau = \frac{T}{F_{\tau}} \leq \tau_{em}$$

$$\tau = \frac{118}{1,0 \times 26} = 4,53 \text{ kN / cm}^2 < 9,58 \text{ kN / cm}^2 \quad (\text{St37, HZ})$$

* Basınç başlığı seviyesinde kolon gövde buruşması :

A kesitinde

$$2 F_r \geq F_b - F_a$$

F_b : Basınç başlığı alanı

F_a : A kesitinde basınç kuvvetinin yayıldığı b genişliğinde kolon gövde alanı

$$b = t_k + 2 (t_k + r + t_p)$$

$$b = 1,75 + 2 (1,75 + 2,4 + 2,5) = 15,05 \text{ cm}$$

$$2 \times 1,5 \times 12 \geq 26 \times 1,75 - 15,05 \times 1,0$$

$$36 \text{ cm}^2 \geq 30 \text{ cm}^2$$

* Rijitleştiriciyi kolon gövdesine bağlayan kaynaklar :

$$\tau_k = \frac{118}{2 \times 0,6(20 - 2 \times 0,6 + 2 \times 12 - 2 \times 0,6)} = 2,36 \text{ kN / cm}^2 < 8,25 \text{ kN / cm}^2$$

Alın levhası kalınlığının belirlenmesi :

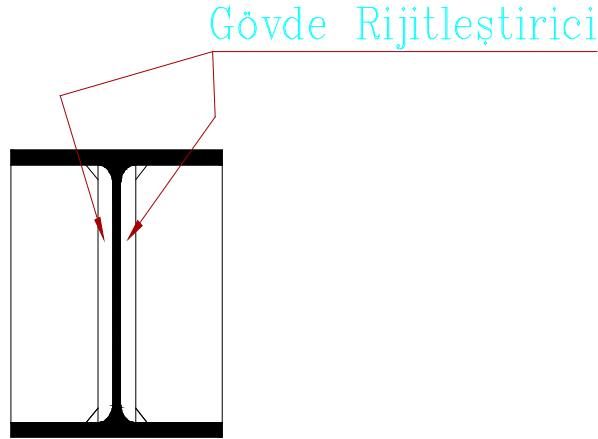
Alın levhasında en az iki bulon sırası üst üste dizildiği durum için olan t_p kalınlığı kullanılarak;

$$t_p = \sqrt{\left\{4nF_t c / (a\sigma_F) / [4\sqrt{2} + (n-1)s_b / a]\right\}}$$

$$t_p = \sqrt{\left\{4 \times 3 \times 118 \times 10^3 \times 75 / (125 \times 240) / [4\sqrt{2} + 2 \times 75 / 125]\right\}} = 22,72 \text{ mm}$$

$$t_p = 25 \text{ mm} > 22,72 \text{ mm}$$

Kolon başlık kalınlığı $t = 17,5 \text{ mm} < 25 \text{ mm}$ olduğundan kolon gövdesinin her iki yanında $\neq 10 \cdot 100$ enkesitli rijitleştiriciler kullanılmıştır.



Şekil 5.34

6.SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Deprem kuşağında yer alan ülkemizde deprem etkilerine en duyarlı biçimde karşılık veren çeliğin kullanılması arttırılmalıdır. Bunun için çelik bina maliyetlerinin daha ekonomik olmasını sağlamak gerekir. Çelik ve betonun birlikte kullanılmasıyla oluşturulan kompozit sistemler salt çeliğe göre daha ekonomik olmaktadır. Projelendirme açısından bakıldığında çelik binaların projelendirilmesi aynı binayı betonarme yapmaktan daha uzun uğraşlar gerektirmektedir. Bu da proje maliyetine yansımaktadır. Ülkemizde çelik binaların projelendirilmesinde kullanılan programların bulunmaması bir çok şeyin elle hesap edilmesini gerektirmektedir. Bu da oldukça zaman almaktadır. Özellikle sismik aktivitesi yüksek olan bölgelerde birleşimlerin önemi hesaplarda daha çok kontrolü gerektirmektedir. Elde yapılan hesaplarda hata yapma olasılığı artmaktadır. Hazırlanan programla günler alan işlem zamanı dakikalara düşmektedir. Hesap çıktılarındaki netlik yapılan hesabın neye göre ve nasıl yapıldığını ve hesabı aşama aşama göstermektedir. Bu da projenin hesabı kontrol etmesini kolaylaştırmaktadır.

Sonuçlar açısından birleşim hesabı belli matematiksel hesapları içermektedir. Bu hesaplar programa yansıtıldığında elle yapılan hesapla program hesabı arasında fark yoktur.

Ülkemizde çelik projesi yapan bir çok mühendis birleşim hesaplarının tüm aşamalarını ya tam olarak yapmamakta veya bizim yönetmeliğimize tam olarak uymayan program kullanarak birleşimleri çözmektedir.

Bu tez çalışmasından elde edilen en önemli sonuç hazırlanan programın çelik projesi yapan mühendislerle dağıtılarak bu işin tam olarak yapılmasını sağlamaktır.

EK : HAZIRLANAN PROGRAMIN GÖRÜNTÜLERİ VE ÇIKTILARI