第一章　總則

1.1 適用範圍

本規範依據建築技術規則建築構造編第235條之1規定訂定之。本規範適用於建築之鋼結構設計。但不包括冷軋型鋼結構、鋼骨鋼筋混凝土結構及其它特殊結構。

解說：　本規範適用於建築之鋼結構設計，而特殊用途結構，如廠房及橋梁等其設計與一般建築物不同，應參考其相關之設計規定。對於冷軋型鋼之構件設計，本規範亦不適用，其設計時可參照「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範及解說」或其它相關規範。對於鋼骨鋼筋混凝土結構本規範僅將其併入第九章之合成構材設計，較詳細之設計規範可參考「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」與相關之規範。對於特殊結構，或因研究資料尚不完備及無統一之設計基準，或因規範無法針對特殊之個案而編寫，仍有賴設計者依據實際的客觀條件及專業知識去設計。

本規範主要涵蓋設計人員經常會遭遇到之設計要件，而不包括於設計期間內較少遭遇到之問題。

1.2 設計基準

鋼結構之設計應符合下列各項要求：

1.容許應力

結構物之桿件、接頭及接合器，其由組合載重所引致之應力均不應超出第五章至第十一章所規定之容許應力。前述容許應力不適用於接頭區之局部高應力。有關疲勞設計應依第十一章之規定辦理。

2.耐震設計

耐震設計除符合前述容許應力之規定外，亦應依本規範第十三章之規定辦理。

3.結構分析

構件、接頭及接合器之應力應由第二章載重所規定之載重經由結構分析而得。

4.使用性及其它考慮

整體結構及每一構材、接合部均須符合本規範及第十一章之規定。

解說：　規範內所規定之容許應力須與作用於結構物上設計載重分析所得應力相比較。其所內含之安全係數為簡化假設以及採用規範之標稱或平均應力

基準。規範並不規定須經由繁複電腦輔助分析而得之高度局部應力，而僅粗略地以降伏限制，同時須小於規範規定之容許應力值。

1.3 鋼結構接合型式

下列為鋼結構之基本接合型式，須分別依照本規範相關規定及設計假設以決定其構材尺寸、接合型式及接合強度：

1.完全束制接合型式，係假設梁與柱之接合為完全剛性，亦即構材間之交角在載重前後能維持不變。

2.部分束制接合型式，係假設梁與柱間，或小梁與大梁之端部接合無法達完全剛性，亦即在載重前後其構材間之交角會改變。

本規範對於完全束制接合並無特別之限制條件；對於部分束制接合結構則與所預期之端部束制程度有關；如果不考慮端部束制，一般稱為「簡支接合」，亦即表示小梁或大梁之端部接合在垂直載重作用下，僅承受剪力並能自由轉動。使用「簡支接合」時須滿足下列規定：

1.承受垂直載重時，在接合處及所連接之構材得依簡支梁設計。

2.接合處及所連接之構材必須能夠抵抗側向載重。

3.垂直載重與側向載重同時作用時，接合處必須有足夠之非彈性轉動能力以避免螺栓或電銲處承受過大應力。

設計接合構材或分析整體結構之穩定性時，如需考慮接合處之束制狀況，其接頭之轉動能力必須以分析方法或實驗決定之。

解說：　本規範有關鋼結構接合之分類係將過去容許應力設計規範之剛性結合方式改稱為完全束制接合型式，而將半剛性接合及簡支結合方式合併改稱為部分束制接合型式。其中完全束制接合，可以採用彈性分析或非彈性分析。部分束制接合若完全滿足「簡支接合」之規定時，接合處之束制可不予考慮。若接合處具有抵抗彎矩之能力，且其彎矩強度及勁度大小皆為已知時，可依接合之實際束制狀況加以設計，惟亦應考慮此部分束制接合對結構穩定及構架二次效應之影響。

對於部分束制接合之彎矩強度與勁度之關係可經由分析或實驗來加以決定，但因接合處受螺栓或銲接之影響，分析上較為困難，故一般較準確之方法為以實驗求取這些資料，文獻(Kishi 1986)曾收集過去曾進行之試驗資料並將其歸類整理得到數類彎矩轉角關係式，以供參考。

因數化載重乃指乘上載重因數後之載重。

垂直載重乃是指垂直於構件主軸方向之各種載重。

1.4 品質要求

鋼結構施工由購料起以迄加工、接合、安裝完成，均應詳細查驗證明其品質及安全，為確證施工能達到設計標準，應聘請專業人員辦理查驗工作，詳細記載查驗事項，並將不合格部分完成改正。

解說：　本節之規定係依據建築技術規則建築構造編第239條之規定而來。由於鋼結構之品質管制影響結構安全甚鉅，其材料、加工、接合、安裝中所造成之瑕疵均可能對結構產生不利之影響，並導致結構無法達到設計標準，故本規範將品質要求列入主文內。

1.5 製圖規定

1.5.1 設計圖

設計圖應依照結構計算書之計算結果繪製，至少應包含下列各項：

1.建築結構之平面圖、立面圖、剖面圖及必要之詳細圖。平面圖應註明方位及與建築線之相關位置。圖上應註明使用尺寸之單位，尺寸之單位以mm為原則。

2.構材之斷面尺寸及其相關位置。

3.接合詳細圖或接合所採用之接合型式及其接合處所承受之剪力、彎矩、扭力及軸力等力量之大小、方向及作用點。

4.桁架、大梁等必要之預拱。

5.一般規定事項：

(1)設計規範、設計載重及鋼構架型式。

(2)設計時所採用之活載重、靜載重、地震力、風力、施工載重及其他在設計時已考量之特殊載重。

(3)使用鋼材之規格及其降伏強度與抗拉強度。

(4)銲材、螺栓等接合物之規格及強度。

(5)以高強度螺栓接合之接頭應註明摩阻式接合或承壓式接合。

(6)直接承壓之柱與柱、柱與底板及加勁板之承壓面，必要時應加註需要加工之程度。

(7)加勁材或斜撐應註明繪製施工圖所需之資料。

(8)繪製施工圖所需要之標稱載重及設計強度。

1.5.2 施工圖

鋼結構施工前應依據設計圖說，繪製施工圖。

施工圖須註明各構材於製造、組合及安裝時所需之完整資料，至少應包含下列各項：

1.安裝圖：標示結構物之方位、構件之編號，及其相關位置之尺寸、工地接合之位置及其注意事項。必要時應提供吊裝重量、重心位置及順序。

2.製造圖：依設計圖說繪製，並註明下列各項資料：

(1)構材之尺寸、重量、數量、編號、表面處理方式及相關位置。

(2)配件（含吊耳）之尺寸、位置、數量及編號。

(3)螺栓之孔徑大小、位置及數量。

(4)銲接之型式、尺寸、長度及相關技術。

(5)螺栓或銲接是否為廠製或現場施工及其他注意事項。

3.材料表：依製造圖，列表標示每一構材與配件等之斷面尺寸、長度、數量、重量、材質等資料。

4.原設計圖與製造、安裝等有關之規定均應分別加註於製造圖及安裝圖中。

1.5.3 製圖比例

設計圖及製造圖之比例，以能明確標示各項資料為原則。

解說：　對於結構全圖之平面、立面不宜小於1/100，而結構詳細圖之立面、剖面不宜小於1/20。

1.5.4 圖線規定

繪畫圖線，應依CNS B1001「工程製圖之一般準則」之規定。

1.5.5 構材符號

構材符號依下列規定以英文字母表示之：

(B)代表梁，(C)代表柱，(F)代表基腳，(G)代表大梁，(GT)代表圍梁，(J)代表柵梁，(LL)代表下弦構材，(P)代表桁條，(UL)代表腹構材，(UU)代表上弦構材。

1.5.6 鋼材符號

鋼材符號依下列規定表示之：

(BH)代表銲接工型鋼，(C)代表槽鋼，(L)代表角鋼，(H)代表工型鋼，(T)代表T型鋼，(I)代表標準I型鋼，(PL)代表鋼板，(PP)代表鋼管，(RH)代表熱軋工型鋼，(Z)代表Z型鋼，(□)代表箱型鋼，(RB)代表圓棒鋼。

1.5.7 銲接符號

銲接符號及標註符號方法應依CNS B1001-6－工程製圖之銲接（本規範以下稱銲接）符號之規定。

1.6 常數

鋼結構所用結構鋼、鑄鋼、鍛鋼之彈性模數為 2040 tf/cm^2，剪力彈性模數為 810 tf/cm^2，波森比為 0.3，溫度伸縮係數為 0.000012/^{o}C。

第二章　載重

2.1 適用範圍

本章規定結構設計時所應採用之工作載重大小及載重組合，除本章另有規定者外，應依據建築技術規則及相關規範之規定辦理。

2.2 載重組合

結構設計時應考慮各種可能之載重情況，及其組合，並以所產生之最大應力作為計算基準。其對應之工作載重與載重組合應依據建築技術規則及相關規範之規定辦理。若建築技術規則及相關規範中並無相關規定，則須檢核下列之載重組合：

$$D + L \tag{2.2-1}$$

$$D + 0.75(L \pm 1.25W) \tag{2.2-2}$$

$$D + 0.75(L \pm 0.8E) \tag{2.2-3}$$

$$0.7D \pm 1.25W \tag{2.2-4}$$

$$0.7D \pm 0.8E \tag{2.2-5}$$

其中，作疲勞設計時，相關載重係數皆取1.0，以計算其應力差值。

D＝靜載重，結構物構件重量及永久附加物重量。

L＝活載重，包括室內人員、傢俱、設備、貯存物品、活動隔間等。

W＝風力載重，依據「建築物耐風設計規範及解說」之規定。

E＝地震力載重，依據「建築物耐震設計規範及解說」之規定，惟其中之起始降伏地震力放大係數α_y取1.0。

解說：　於載重組合時，風力與地震力無需同時考慮。於考慮施工載重時，其載重組合可採用活載重之載重係數，惟因其為臨時載重，在與風力及地震力組合時，可視其工期長短，採用較小回歸期之載重。

在極限設計法中，經考慮安全指標β=2.0~2.5，並依臺灣地區海島型氣候，及多颱風之特性，依其風力之變異係數求得風力載重係數為1.6，而在容許應力設計法風力載重組合中所採用之1.25係數，乃為反映使用極限設計法所得結果應與容許應力設計法相差不大，依美國LRFD規範其載重係數為1.3，而1.6/1.3=1.23，因此臺灣地區若採美式之容許應力設計法，則應在容許應力設計法規範中採用一個1.23以上之載重係數。而若再以梁為例，在極限設計法中載重為1.6W，而強度則為$0.9F_yZ$，相對應之容許應力設計中載重

若為γW，容許強度為0.66F_yS，則其風力載重係數γ應為1.6x0.66x1.33/(1.14x0.9)=1.37，其中1.14為塑性模數Z與斷面模數S之比值。再考慮容許應力設計中，活載重與靜載重取相同之載重係數，因此其活載重較為高估，γ若再折減10%，亦可得到1.23之載重係數，最後則取1.25作為載重係數。

「建築物耐震設計規範及解說」中建議在鋼結構容許應力設計時，α_y值可採1.2，而在鋼結構極限設計時，α_y值可取1.0。在本規範中，定義E為α_y取1.0之地震力載重，故E之載重係數應調整為1.0/1.2=0.8。

2.3 衝擊載重

若因活載重而產生衝擊效應時，活載重須增加。若未特別指定，則其增加量應為：

電梯及其機具之支承設計	100%
輕機具、馬達驅動或軸驅動輕機具之支承設計	20%
往復式或電力驅動機具之支承設計	50%
懸吊之樓版或陽台	30%
以控制室操作吊車之大梁及其接合	25%
以吊纜操作吊車之大梁及其接合	10%

解說：　快速移動之活載重通常會對承載結構物產生瞬間之衝擊效應，於設計時須加以妥當考慮，最常見的例子為車輛通過橋梁時所產生之衝擊效應，本規範雖不包含橋梁設計，惟於房屋建築結構中亦偶須加以考慮，如當有吊車存在時，吊車梁將承受此類動態載重，而其考慮時應以總體移動重量計之，此因最大載重乃發生在吊車吊重尚在移動中，惟此類載重通常僅對直接承載之桿件產生效應，因此種衝擊載重歷時甚短，較不易傳遞至結構之其它桿件，惟對特殊之衝擊式振動載重（如機械之振動），須詳加設計，以免造成結構破壞或機械運轉產生困難。而此類特殊衝擊振動設計不在本規範所包含之內，若有此需要時可參考相關之廠房設計標準，如美國之廠房設計手冊(AISE 1979)。

日本鋼結構極限設計法規範(1990)中建議支承衝擊載重之構材，考慮衝擊效應，須加大其載重，如不經特別之調查可依下述方式增大之：

1.支承電梯之構材　　電梯重量（含載重及配重）之100%
2.支承振動機械之構材　　機械重量之 20%
3.懸吊樓板或露台之構材　　活載重之　33%
4.吊車梁及其支承材
　a.於地面上以按鈕操作吊車者　　車輪載重之 10%

b.人員乘坐於吊車內操作者　　車輪載重之 25%

其它如吊車行走時作用之水平力，地震力及集中應力之考量，亦可參照該規範。

2.4 吊車車道梁水平力

吊車車道梁之標稱水平力係基於吊機移動時之效應，其值至少為吊機重與吊重和之20%（不含吊車之其他部分）。此作用力假設作用於軌道之頂端，其作用力方向為垂直於軌道之方向，且此作用力之分佈將依軌道支撐結構之側向勁度而定。

沿軌道軸向之載重至少應為吊車作用於軌道上最大載重之10%。

2.5 施工載重

鋼結構設計時應考慮所預期之施工載重，並將所考慮之施工載重大小註明於設計圖說上。施工廠商應在施工前依其採用之工法及施工次序檢核施工載重，詳附於施工計畫中，並經核可後方得施工。

解說：　鋼結構設計時應考慮所預期之施工載重。因實際承包商所採用之各種工法及機具各有不同，於結構設計時無法一一計入，故僅要求結構設計者將其所考慮之施工載重載明於設計圖說上，施工時，由施工廠商再行檢討。於考慮施工載重時，其載重組合可採用活載重之載重係數，惟因其為臨時載重，在與風力及地震力組合時，可視其工期長短，採用較小回歸期之載重。

2.6 符號

D = 靜載重

L = 活載重

W = 風力載重

E = 地震力載重

α_y = 起始降伏地震力放大係數

β = 安全指標

第三章　材料

3.1 一般規定

3.1.1 鋼結構之材料

鋼結構所使用之材料包含結構用鋼板、棒鋼、型鋼、結構用鋼管等鋼材，以及浪型鋼板、螺栓、螺帽、墊圈及剪力釘與銲接材料等各項材料規格，均應符合第 3.2 節至第 3.5 節所列之標準。

解說：　本規範有關鋼結構之材料均以符合國家標準(CNS)為原則，但因世界各國之鋼材不斷在創新，且考慮我國目前及未來可能之需求，將難以禁止使用國外進口貨。且部分材料尚未訂定國家標準，因此本規範亦容許，經由國際通行檢驗標準檢驗合格，且達設計所需之最低檢驗標準者。

3.1.2 鋼材檢驗

未列於第 3.2 節至第 3.5 節之鋼材應依 CNS 2608「鋼料之檢驗通則」及相關之國家檢驗測試標準，或政府主管單位認可之國際通行檢驗標準檢驗測試，確認符合其原標示之標準，且證明達到本規範之設計標準者方可使用。

3.1.3 鋼材品質證明

鋼結構所使用之各項材料，應由原生產廠家出具品質證明書，或公正檢驗機構之檢驗報告，文件內應備有具體之數據及明確之陳述，足以證明該項材料符合所指定之材料標準。無廠家產品檢驗合格證明書之非整批零星鋼料或成品鋼料，依每 5 公噸及其不足 5 公噸部分或依每一群、每種尺寸均須分別各作一組試驗。各項材料如因特殊情況，必須使用同等規格品時，除須經證明其材質及加工性均符合原規定外，並經原設計者簽認許可，方可採用。如對鋼材的品質有疑義時，應抽樣檢驗，其結果應符合國家標準的規定和原設計之要求。

解說：　鋼構造所使用之各項材料其化學成份、機械性質、衝擊值等特性，均應符合 CNS 所訂定之相關規定，若有未能符合規定需求之鋼材，除經設計者同意，否則不應使用。至於品質之認定方法，依原生產工廠所出具之品質證明書為準。

3.2 結構用鋼板、棒鋼及型鋼

結構用鋼板、棒鋼及型鋼之選用，應符合下列國家標準之規定。

CNS 2473 一般結構用軋鋼料

SS330，SS400，SS490，SS540

CNS 2947 銲接結構用軋鋼料

SM400A，SM400B，SM400C

SM490A，SM490B，SM490C

SM490YA，SM490YB

SM520B，SM520C

SM570

CNS 4269 銲接結構用耐候性熱軋鋼料

SMA400AW，SMA400AP，SMA400BW，SMA400BP，

SMA400CW，SMA400CP，

SMA490AW，SMA490AP，SMA490BW，SMA490BP，

SMA490CW，SMA490CP，

SMA570W，SMA570P

CNS 4620 高耐候性軋鋼料

SPA-H，SPA-C

CNS 6183 一般結構用輕型鋼

SSC400

CNS 6185 一般結構用銲接 H 型輕型鋼

SWH400，SWH400L

CNS 7993 一般結構用銲接 H 型鋼

WH400

CNS 9704 浪型鋼板

SDP1，SDP2，SDP3

SDP1G，SDP2G

CNS 11109 銲接結構用高降伏強度鋼板

SHY 685，SHY 685N，SHY 685NS

CNS 13061 鐵塔用高強度鋼料

SH590P，SH590S

CNS 13812 建築結構用軋鋼料

SN400A，SN400B，SN400C

SN490B，SN490C

解說：　鋼結構主要構材所使用之材質，約分為三類：

1.銲接性良好之「建築結構用」以及「銲接結構用」軋鋼料。

2.可使用於銲接結構之薄板材、冷軋加工材及鑄鋼等鋼材。

3.使用於非銲接結構之鋼鐵材料。

依據上述原則，自 3.2 節至 3.4 節將鋼構造可使用之鋼板、棒鋼、型鋼、鋼管、鑄鋼料等，目前 CNS 正式印行之有關編號列出以供設計者查閱，未列舉者可按 3.1.2 節處理。

由於國內大量採用以鋼板銲接組立而成之型鋼，對於鋼板材料之選用應審慎為之，如 SN、SM 或 SS 系列並不相同，不可混用；由於 SS 系列鋼材因其材質未包括碳含量之限制，並不適於須銲接之主要結構使用。

建築鋼結構用鋼之鋼種—SN 系列鋼材，其優點是：可確保塑性變形能力，確保銲接性，確保鋼板厚度方向之機械性能；本系列鋼材之特點為：規定降伏強度的上限，降伏比的上限，厚度方向斷面縮減率的下限，衝擊值的下值，碳當量(Ceq)、銲接冷裂敏感指數(Pcm)的上限。

熱機處理 (TMCP，Thermo Mechanical Control Process) 鋼材，是一種以控制軋延以及加速冷卻技術所生產之鋼材；一般鋼板當厚度超過 40mm 時，不增加碳當量(Ceq)就會影響其降伏強度，但運用 TMCP 之軋延-冷卻技術，不增加碳當量就能使鋼材（尤其是厚板）具有足夠的強度，並且同時保有良好的銲接性。

極低降伏強度制震鋼板，這種鋼材一般使用於降伏強度較梁、柱等構件低的吸震元件。當地震發生時，本鋼材首先發生降伏現象，並利用反復荷重之遲滯現象，吸收地震之能量，減低主結構於地震時受損之機率；本鋼材目前尚無 CNS 標準，只有一般之商品名，如：CSC　LYS100。

厚板於軋製過程中易有夾層(1amination)缺陷，因此對於 25mm 以上之鋼板，應以超音波檢測或其它可靠之方法，檢驗其是否含有夾層。

另鑄鋼件之使用及銲接，在設計及施工規範中皆無界定，因此僅列入解說；鑄鋼件之選用，可參考下列國家標準之規定。

CNS 7143 銲接結構用鑄鋼件

SCW410，SCW450，SCW480，SCW550，SCW620

CNS 7145 結構用高強度碳鋼及低合金鋼鑄鋼件

SCC 3，SCC 5

SCMn 1，SCMn 2，SCMn 3，SCMn 5

SCSiMn 2

SCMnCr2，SCMnCr 3，SCMnCr 4
SCMnM 3
SCCrM 1，SCCrM3
SCMnCrM 2，SCMnCrM 3
SCNCrM 2

3.3 結構用鋼管

結構用鋼管之選用，應符合下列國家標準之規定。

CNS 4435 一般結構用碳鋼鋼管

STK 290，STK 400，STK 490，STK 500，STK 540

CNS 7141 一般結構用矩形碳鋼鋼管

STKR 400，STKR 490

3.4 螺栓、螺帽、墊圈及剪力釘

結構用螺栓，螺帽、墊圈及剪力釘之選用，應符合下列國家標準。

螺栓、螺帽、墊圈

CNS 3124 六角頭螺栓（鋼結構用）
CNS 3125 六角頭配合螺栓（鋼結構用）
CNS 3934 螺栓、螺釘、螺椿之機械性質
CNS 4236 鋼結構用六角螺帽
CNS 4237 熱浸鍍鋅螺栓及螺帽
CNS 4366 六角頭螺栓（具大對面寬度、高預力連接鋼結構用）
CNS 4420 鍛槽平頂埋頭螺栓（鋼結構用）
CNS 4426 基礎螺栓
CNS 5112 墊圈（鋼結構用）
CNS 5015 預力鋼架用墊圈（圓形高度預力鋼架用）
CNS 12209 控制扭矩之高強度螺栓、六角螺帽及平墊圈組剪力釘

剪力釘

CNS 4608 螺椿（熔接用）
CNS 4687 電弧椿熔接用柱椿－螺紋椿
CNS 4688 電弧椿熔接用柱椿－無螺紋椿
CNS 4689 電弧椿熔接用柱椿－混凝土固定及剪力連接椿
CNS 4690 電弧椿熔接用柱椿－T形椿
CNS 4691 尖端燃熔用螺椿
CNS 4692 尖端燃熔用無螺紋椿

解說：　CNS12209 之控制扭矩之高強度螺栓，如：F8T，因甚少使用故不予列入；另 F11T，因有延遲破裂之顧慮，CNS 中亦特別註明「儘量避免使用」，因此亦不予列入。

結構用螺栓、螺帽、墊圈及剪力釘之選用，以符合國家標準(CNS)為原則，但經設計者同意時，得使用符合美國材料試驗協會 ASTM A307，ASTM A325，ASTM A490 等之材料，或 AWS Dl.1 規定之材料或同級品。至於 JIS 或 JSS 規格品，可由原結構設計者依同級品相關規定認定之，如：JSS II 09 「構造用トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のセット」之 S10T 螺栓；若採用 JIS 規格之產品，其容許強度應參照本規範第十章「高強度螺栓接合」之相關規定。對高強度螺栓，除應確保必要之強度外，尚應針對耐火、延遲破壞及衝擊值問題，依使用條件慎重檢討其材質。

鉚釘接合，因現已甚少使用且其極限狀態時之力學行為亦未盡明確，本規範予以刪除。

3.5 銲接材料

銲接材料之選用，應符合下列國家標準。

CNS 195　液體二氧化碳
CNS 2957　軟鋼用氣銲銲條
CNS 2983　焊接用氬氣
CNS 3506　高強度鋼用被覆銲條
CNS 8967　軟鋼及高強度鋼活性氣體遮護金屬電弧銲接實心銲線
CNS 13005 軟鋼及低合金鋼 TIG 熔接用鋼棒及鋼線
CNS 13014 碳鋼及低合金鋼用潛弧銲接實心銲線
CNS 13015 碳鋼及低合金鋼潛弧熔接用熔劑
CNS 13037 耐候性鋼用被覆電弧熔接棒
CNS 13039 高抗拉強度低合金鋼用被覆電弧熔接棒
CNS 13719 軟鋼用被覆銲條
CNS 14593 低溫用鋼用被覆銲條
CNS 14596 軟鋼、高強度鋼及低溫用鋼用電弧銲接包藥銲線
CNS 14598 電熱氣體電弧銲接用包藥銲線
CNS 14599 耐候鋼用 CO_2 氣體遮護金屬電弧銲接包藥銲線
CNS 14601 低溫用鋼用活性氣體遮護金屬電弧銲接實心銲線

解說：　本規範之銲接材料均以符合國家標準(CNS)為原則，但因部分銲接材料尚未訂定國家標準，且考慮我國目前及未來可能之需求，因此得選用符合美國銲接協會(AWS)或 JIS 規定之銲接材料，並經原結構設計者認可。

第四章　一般要求

4.1 全斷面積

構材任意處之全斷面積A_g為垂直於構材縱軸斷面上各肢斷面積之和。

型鋼梁、銲接梁、板梁或蓋板梁等之斷面慣性矩應依全斷面積計算。翼板之螺栓孔按4.2節淨斷面計算所得之扣減面積，如超過翼斷面積之15%時，超過部分應予扣減。

銲接板梁之翼板可使用續接板或蓋板以改變其厚度或寬度。

解說：角鋼全寬度之計算為其兩肢寬度之和減去肢厚度。

4.2 淨斷面積

構材之淨斷面積A_n係指其全斷面積減去栓孔之寬度乘上該處之板厚，其計算方式如下：

計算構材之拉力及剪力淨斷面積時，栓孔之寬度取標稱孔徑加上1.5 mm。

循斜線或曲折線經過一連串栓孔之斷面，其淨寬度為肢寬度減去沿此線上各孔寬度或槽孔寬度（參見10.3.7）之和，每橫距再增加$s^2/4g$。

其中：

s=兩連續孔中心之縱距，平行於應力方向。

g=兩列孔中心之橫距，垂直於應力方向。

對於角鋼之兩肢均有孔時，其孔間橫距為兩肢各孔至角肢背距離和減去肢厚度。

設計用之臨界淨斷面應由依經過各連串栓孔求得之最小淨寬度計算。於計算通過塞孔銲或塞槽銲之淨面積時不計塞孔銲或塞槽銲之銲材。

4.3 有效淨斷面積

軸向受拉構材之載重經由螺栓直接傳遞到各肢，其有效淨斷面積A_e等於淨斷面積A_n，而當載重經由螺栓或銲道傳遞到構材之部分斷面而非全斷面時，其有效斷面積A_e應按下式計算：

1.當載重經由螺栓傳遞至構材之部分斷面時，其有效面積A_e應按下式計算：

$$A_e = UA_n$$

其中：

A_n =構材淨斷面積

U 值除非經由試驗或其它學理之證明後可使用較大之係數外，應依下列之規定：

(1)翼板寬度與斷面深度之比不小於2/3之W、RH、BH、S或I型鋼，及由此類型鋼切割或符合前述尺度需求之銲接T型鋼，且接合須在翼板處。接合處沿應力方向每行螺栓數不少於3根　　$U = 0.90$

(2)不合於上款之W、RH、BH、I或T型鋼，及其他各種斷面。接合處沿應力方向每行螺栓數不少於3根　　$U = 0.85$

(3)以螺栓接合之所有各種斷面且在接合處沿應力方向每行僅有2根螺栓　　$U = 0.75$

栓接之接續板或連接板，在承受拉力時應依5.2節之規定設計，其中有效淨斷面積可採用淨斷面積之值，惟不得大於$0.85A_g$。

2.當載重經由縱向銲道或同時經由縱向與橫向銲道傳遞至鋼板以外構材之部分斷面時，其有效面積A_e應依下式計算：

$$A_e = UA_g$$

其中：

A_g =構材全斷面積

U值除非經由試驗或其它學理之證明後可使用較大之係數外，應依前列之規定計算。

3.當載重經由橫向銲道傳遞至鋼板以外構材之部分斷面時，其有效面積A_e應按下式計算：

$$A_e = UA$$

其中：

A =直接連接部分構材之面積

$U = 1.0$

4.當載重沿鋼板端部兩側之縱向銲道傳遞到其它鋼板時，其銲道長度ℓ不得小於板寬W，而其有效斷面積A_e應按下式計算：

$$A_e = UA_g$$

其U值除非經由試驗或其它學理之證明後可使用較大之係數外，應依下列規定：

(1)當$\ell \geq 2\ W$　　$U = 1.00$

(2)當$2\ W > \ell \geq 1.5\ W$　　$U = 0.87$

(3)當$1.5\ W > \ell \geq W$　　$U = 0.75$

解說：　無論是銲接或螺栓接合，當受拉構材只有部分斷面直接與其它構材連接時，剪力遲滯（shear lag）效應即會影響受拉構材在接合處之斷裂強度。為考慮剪力遲滯效應對受拉構材強度的影響，本規範將構材之淨斷面積A_n乘以折減係數U得一有效淨斷面積A_e，並以此有效淨斷面積來計算受拉構材在接合處之斷裂強度。在銲接接合的情況下，因構材斷面無開孔，其淨斷面積A_n可由其全斷面積A_g代之。U除可依規範4.3節之規定取其值外，亦可依下述的觀念及方法計算之（前述之鋼板接合除外）：接合（包括銲接及

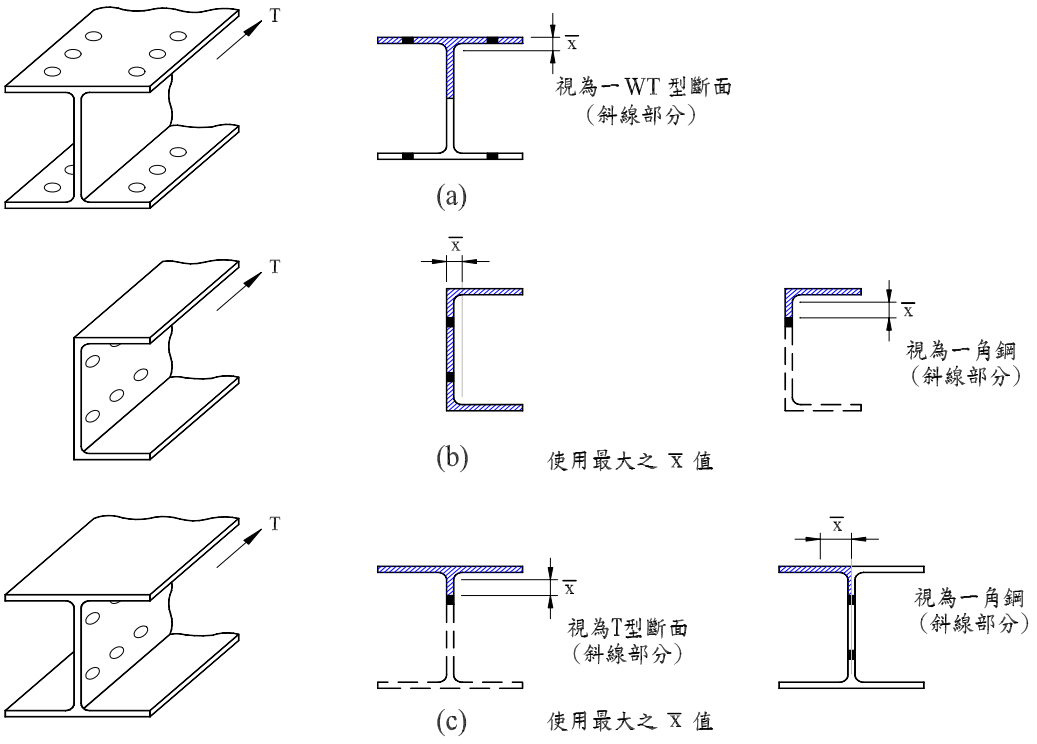
螺栓接合）之長度愈長，剪力遲滯效應就愈小。此觀念可由（Munse 及 Chesson, Jr. 1963）建立之經驗公式表示之：

$$U = 1 - \overline{X} / L \leqq 0.9$$

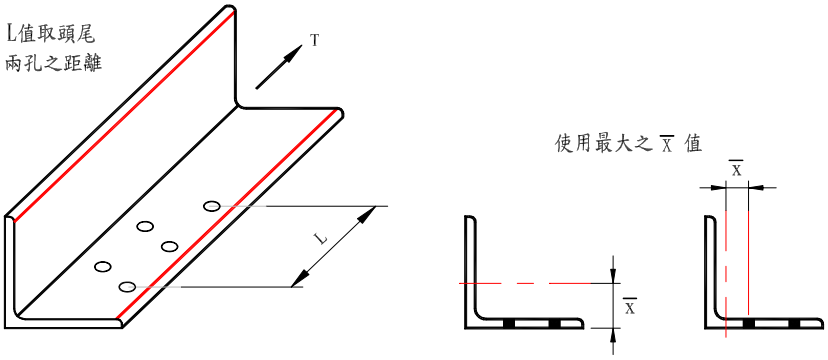
其中，$\overline{X}$ 表偏心矩，為剪力傳遞面到構材形心之距離（如圖C4.3-1及C4.3-2所示）；L為接合長度（螺栓接合時，L為在受力方向第一個螺栓到最後一個螺栓之距離，如圖C4.3-2所示者。另應注意不可為提高U值而在接合設計時特意加大螺栓間距來取得較大之L值；在銲接接合時，L為沿受力方向銲道之長度，如圖C4.3-3）。

Munse和Chesson, Jr.的研究結果顯示此經驗公式和1000個試驗的結果間之誤差大部分在±10%之內，Easterling及Gonzales研究成果亦證實其適用性。規範規定之U值也是根據相同的觀念訂定而成，惟直接使用規範規定之U值可簡化構材設計過程。沿受力方向每行只有1個螺栓之接合，一般而言較不經濟，應儘量避免之；此外目前亦缺乏這方面之研究資料，若有這類型式之接合，取直接連接肢材之淨斷面積為桿件之有效淨斷面積可能為一保守的方法。

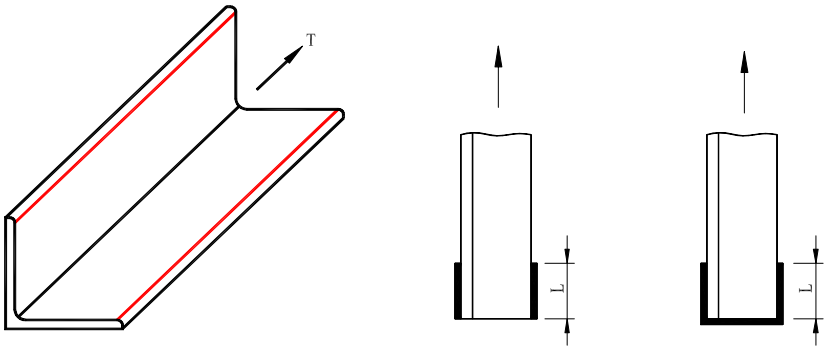
當受拉之鋼板構材在縱向（即受力方向）以雙邊填角銲與另一構材接合時亦會產生剪力遲滯的現象，因此其全斷面積（因構材無開孔，故以全斷面積取代其淨斷面積）亦應折減為有效淨斷面積以計算其接合處之斷裂強度，折減係數U取規範4.3節之規定值，其中ℓ為銲道在受力方向之長度。



圖C4.3-1 $\overline{X}$ 值之選取



圖C4.3-2　交錯排列螺栓孔之 $\bar{X}$ 與 L



圖C4.3-3 銲接接合時之L值

4.4 長細比

受壓構材之長細比為*KL/r*，其值不宜超過200。

受拉構材之長細比為*L/r*，除受拉圓桿外，其值不宜超過300。當構材主要用於承受拉力，縱然在某些載重作用下會承受小量之壓力，此構材之長細比限制與受拉構材同。

解說：　本規範第五章及第六章提供了受拉及受壓構材強度計算公式，這些公式考慮了包括長細比在內所有影響強度的主要參數，並經由理論分析及試驗等方法證明了其可靠性。但是基於對實際設計、製作及吊裝時潛在問題之考量，本節乃規定了受拉及受壓構材長細比之上限值。

當構材之長細比太大時，構材在製作、運輸或吊裝過程中將不易處理，且易受損而增加其初始彎曲度。受壓構材之強度受初始彎曲度之影響較大，初始彎曲度愈大其強度愈低，為防止構材強度下降太多而低於其預估強度，本規範根據以往之專業經驗採用200為受壓構材長細比之上限。此外當受壓構材之長細比大於200時，其受壓強度已降至平均斷面應力0.183 tf/cm^{2}以下，而變得很不經濟。

受拉構材之彎曲度隨拉力之增大而減小，其強度較不受初始彎曲度之影響。但是當受拉構材之長細比太大時，構材容易因其自重下垂或在風力作用下產生振動，為防止構材過度的下垂及振動，本規範採用300為受拉構材長細比之上限。

4.5 局部挫屈

1.構材斷面分類

構材斷面可分成塑性設計斷面、結實斷面、半結實斷面和細長肢材斷面。塑性設計斷面者，翼板必須與腹板連續連接，其受壓肢之寬厚比不得超過表4.5-1之寬厚比λ_{pd}；結實斷面者，其翼板亦須和腹板連續連接，其受壓肢之寬厚比超過λ_{pd}，但未超過表4.5-1之λ_p者。半結實斷面係指任一受壓肢之寬厚比超過λ_p，但未超過表4.5-1之λ_r者。細長肢材斷面係指若斷面受壓肢之寬厚比超過λ_r者。

凡肢材僅單邊支持，且其自由邊與壓應力作用方向平行者，稱為無加勁肢，其寬度決定如下：

(1)W、H、I或T型鋼構材之翼板，寬度b取標稱全寬度之一半。

(2)角鋼肢及槽鋼和Z型鋼之翼板，寬度b取標稱全寬度。

(3)鋼板寬度b取自由邊到第一道螺栓線或銲道之距離。

(4)T 型鋼之腹板深度d取標稱全深度。

凡肢材在平行壓應力作用方向之兩側邊均被支持者稱為加勁肢，其寬度之決定如下：

(1)熱軋型鋼或銲接組合斷面之腹板深度h為兩翼板間之淨深度。

(2)組合斷面之翼板或隔板，寬度b取兩相鄰螺栓線之距離或銲道之距離。

(3)熱軋或冷彎矩形結構鋼管之翼板，寬度b取兩腹板間淨距減去每一邊內側之角隅半徑，假如角隅半徑不知時，寬度可取斷面全寬度減去3倍板厚度。

(4)圓形結構鋼管，直徑D取鋼管之外徑標稱直徑。

(5)銲接箱型斷面寬度b取全寬減去兩邊板厚。

對於漸變厚度之肢材，可取厚度之平均值為該肢之肢厚。斷面之尺寸說明可參閱圖4.5-1。

2.細長受壓肢材

對於其他受撓曲或受軸向壓力之細長受壓斷面則見附錄1；含細長腹板之板梁其設計見7.8節。

解說：　本規範將構材斷面分為四類：塑性設計斷面，結實斷面，半結實斷面及細長肢材斷面。一斷面所有肢材之寬厚比小於λ_{pd}時，此斷面方可歸類為塑性設計斷面。塑性設計斷面除了其彎矩強度可達塑性彎矩外，其肢材在

受壓下可達應變硬化而不產生局部挫屈。當建築物結構以塑性設計法來設計時，為確保構架發展出健全的機構(mechanism)，可能產生塑性鉸之構件需使用塑性設計斷面。此外，處於地震帶之耐震構架，本規範13.6.3節亦規定其構件需為塑性設計斷面。

一般的塑性設計斷面構材具有約6至7之韌性(AISC 1986, 1992)。對梁柱配置均勻之構架而言，這樣的韌性一般認為足以滿足塑性設計及耐震設計對韌性之需求；至於梁柱配置不均勻之構架，塑性設計斷面並不保證能供給所需之韌性。塑性設計斷面之韌性容量及構架之韌性需求等課題有待更進一步的研究與探討。當斷面所有肢材之寬厚比小於λ_p時，此斷面可稱之為結實斷面。結實斷面之撓曲強度可達塑性彎矩，且結實斷面構材之延展性可達3而不產生局部挫屈(Yura et al. 1978)。斷面所有肢材之寬厚比小於λ_r時，此斷面可歸類於半結實斷面。肢材之寬厚比小於λ_r，則該肢材可承壓至降伏應力而不產生局部挫屈；惟此肢材無法提供有效而可利用於設計之延展性。若肢材之寬厚比大於λ_r，則稱之為細長肢材，此類肢材在受壓時將產生彈性挫屈；而含有此類肢材之斷面稱之為細長肢材斷面。本規範附錄1根據板挫屈原理提供了一套細長肢材受壓時之設計準則；惟此準則不適用於板梁寬而薄之腹板，此類腹板具有挫屈後強度，其設計準則另詳本規範7.8節。

表4.5-1中λ_{pd}之公式乃參考AISC ASD及英國規範中塑性設計有關寬厚比之規定而定；λ_P及λ_r公式則參考AISC規範及參考文獻(Galambos 1976；AISC 1978)而定，其中有兩個例外：(1)參考文獻(Galambos 1976；AISC 1978)將公式$\lambda_P = 65/\sqrt{F_y}$ (F_y單位為ksi)之適用範圍定在靜定梁或超靜定梁依線性分析求其彎矩，但參考文獻(Yura et al. 1978)後乃將此項限制排除，亦即λ_P公式亦可適用於其他情況；(2)圓形中空斷面之 $\lambda_P = 1300/F_y$ (F_y單位為ksi)乃由參考文獻(Sherman 1976)而來。

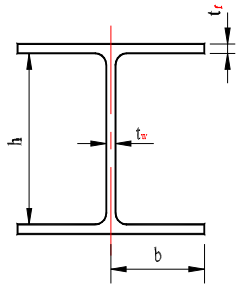
圓形中空斷面之λ_P公式乃由數個研究計畫(Sherman and Tanavde 1984；Galambos 1988)之試驗數據經分析所得。λ_r公式不論是承受軸壓力或彎矩，皆參考試驗結果而訂定；其中承受軸壓力公式自1968年(Winter 1970)起即延用至今。AISC規範圓形中空斷面之直徑厚度比上限為 $1300/F_y$；當直徑厚度比超過此限度時，其局部挫屈強度已很低且隨著直徑厚度比之增大而強度快速遞減，因此本規範不考慮在建築結構物中使用此類斷面。為考慮圓形中空構材局部及全部挫屈之互制行為，本規範採用 SSRC (Johnston 1976)所建議之方法，以Q-因子來修正柱強度公式。Q-因子是局部挫屈應力與降伏應力之比值。圓形中空斷面之局部挫屈應力乃取自AISI之規定(Winter 1970)，這些規定亦由試驗所得。而其他的試驗結果 (Galambos 1988)顯示這些規定偏保守。

表4.5-1 受壓肢之寬厚比限制（F_y：tf/cm^2）

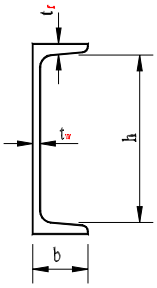
構材		寬厚比	寬厚比限制		
			λ_{pd}	λ_p	λ_r
未加勁肢材	受撓曲之熱軋I型梁和槽形鋼之翼板	b/t	$14/\sqrt{F_y}$	$17/\sqrt{F_y}$	$25/\sqrt{F_y}$
	受撓曲之I型混合梁和銲接梁之翼板[a]	b/t	$14/\sqrt{F_y}$	$17/\sqrt{F_y}$	$25/\sqrt{F_y/k_c}$ [b]
	受純壓力I型斷面之翼板，受壓桿件之突肢，雙角鋼之突肢，受純壓力槽形鋼之翼板	b/t	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$25/\sqrt{F_y}$
	受純壓力組合斷面之翼板	b/t	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$25/\sqrt{F_y/k_c}$ [b]
	單角鋼支撐或有隔墊之雙角鋼支撐之突肢；未加勁構件(即僅沿單邊有支撐)	b/t	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$20/\sqrt{F_y}$
	T型鋼之腹板	d/t	$14/\sqrt{F_y}$	$16/\sqrt{F_y}$	$34/\sqrt{F_y}$
加勁肢材	矩形或方形中空斷面等厚度之翼板受撓曲或壓力，翼板之蓋板及兩邊有連續螺栓或銲接之腹板	b/t	$30/\sqrt{F_y}$	$50/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	全滲透銲組合箱型柱等厚度之翼板受撓曲或壓力	b/t	$45/\sqrt{F_y}$	$50/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	半滲透銲組合箱型柱等厚度之翼板受撓曲或純壓力	b/t	不適用	$43/\sqrt{F_y}$	$63/\sqrt{F_y}$
	受撓曲壓應力之腹板[a]	h/t_w	$138/\sqrt{F_y}$	$170/\sqrt{F_y}$	$260/\sqrt{F_y}$
	受撓曲及壓力之腹板	h/t_w	當 $f_a/F_y \le 0.16$ $\frac{138}{\sqrt{F_y}}\left[1-3.17\frac{f_a}{F_y}\right]$ 當 $f_a/F_y > 0.16$ $68/\sqrt{F_y}$	當 $f_a/F_y \le 0.16$ $\frac{170}{\sqrt{F_y}}\left[1-3.74\frac{f_a}{F_y}\right]$ 當 $f_a/F_y > 0.16$ $68/\sqrt{F_y}$	$260/\sqrt{F_y}$
	其他兩端有支撐且受均勻應力之肢材	b/t h/t_w	不適用	不適用	$68/\sqrt{F_y}$
	圓形中空斷面受軸壓力	D/t	$90/F_y$	$145/F_y$	$232/F_y$
	圓形中空斷面受撓曲	D/t	$90/F_y$	$145/F_y$	$630/F_y$

[a] 混合斷面，取翼板之F_y

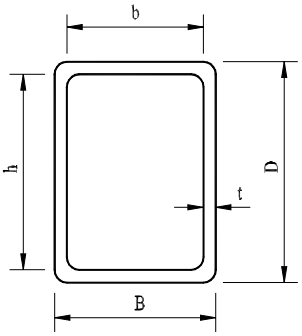
[b] $k_c = \dfrac{4.05}{(\frac{h}{t})^{0.46}}$ 當 $\dfrac{h}{t} > 70$，$k_c = 1.0$ 當 $\dfrac{h}{t} \le 70$



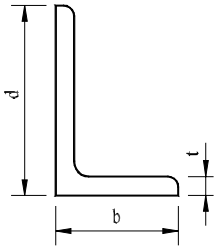
熱軋梁和熱軋柱



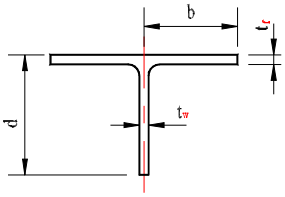
熱軋槽鋼



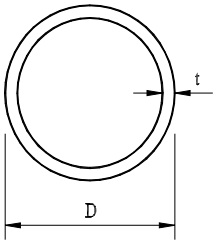
熱軋矩形空心斷面



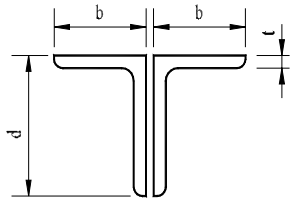
角　鋼

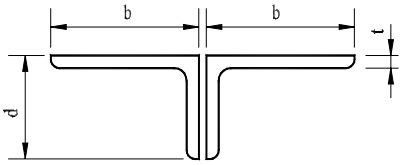


T型鋼

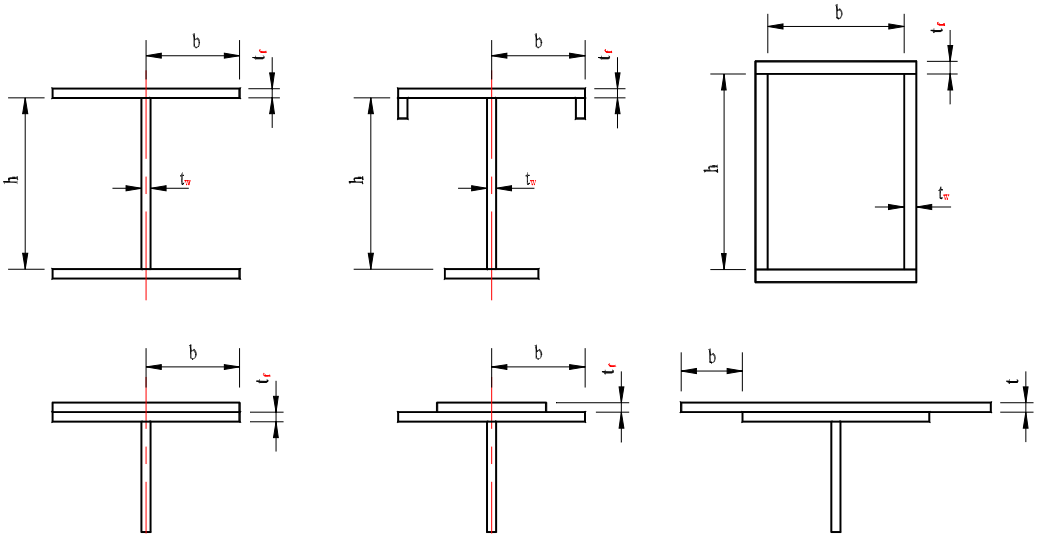


圓形空心斷面





雙　角　鋼



銲接組合斷面

圖 4.5-1 斷面尺寸

4.6 腹板深度變化之構材

腹板深度漸變之構材除須符合各章相關規定外尚須符合下列之規定：

(1) 至少具有一對稱軸，當受彎矩載重時，撓曲平面須垂直於對稱軸。

(2) 上、下翼板具相等及固定之斷面積。

(3) 深度須依下式呈線性變化：

$$d = d_o(1+\alpha\times\frac{z}{L}) \qquad (4.6\text{-}1)$$

其中：

d_o = 構材較小端之深度

d_L = 構材較大端之深度

α = $(d_L - d_o)/d_o \le 0.268(L/d_o)$ 及6.0之較小者

z ＝距構材較小端之距離

L ＝構材無支撐段長度（側撐構材重心間距離）

解說： 本規範所有有關腹板變深構材之規定乃專為腹板變深構材而設，其他非此類構材之設計應參考本規範其他章節之規定；此外，腹板變深構材之設計本規範未作詳細規定部分，應依其他章節相關之規定設計之。

當柱腹板具單走向之深度變化，而翼板寬度保持定值時，應依照本規範第六章之規定設計之；惟該柱之長細比參數λ_c之計算須依如下之規定行之：(1)強軸方向，$\lambda_c = k_r L/r_{ox}$，其中，K_r為強軸方向之有效長度係數，r_{ox}為柱最小斷面在強軸方向之迴轉半徑。(2)弱軸方向，$\lambda_c = KL/r_{oy}$，其中，K為弱軸方向之有效長度係數（此時柱在弱軸方向可視為一均勻斷面構材），r_{oy}為柱最小斷面在弱軸方向之迴轉半徑。

當柱腹板深度變化比單走向還複雜或呈階梯式變化者，其彈性挫屈應力應依參考文獻(Kitipornchai and Trahair 1980；Timoshenkoand Gere 1961；Bleich 1952)估算之，然後利用λ_{eff}來計算其抵抗強度。

不具連續腹板之變深組合受壓構材之設計與上述方法同，惟其彈性挫屈應力之估算應包括剪力之影響。彈性挫屈強度之估算可依參考文獻(Johnston 1976；Timoshenko and Gere 1961；Bleich 1952)為之。

4.7 Ｐ－Δ效應

構架設計時須考慮Ｐ-Δ效應之影響，Ｐ-Δ效應可直接作二次應力分析求得，或以第八章之簡化公式計算。

解說： 構架除了抵抗垂直力外還需抵抗如風或地震所產生之水平力，這些水平力一般由剪力牆、各式斜撐系統、抗彎構架等來抵抗，而這些抗水平力系統除了抵抗水平力外同時也保持了整體剛構在垂直力作用下之穩定性。

構架同時承受垂直及水平力時，水平力所造成之水平位移對垂直力而言乃一偏心距，而此偏心距加上垂直力的作用即對構架產生二次彎矩，一般稱此為P-Δ效應。P-Δ效應會導致每一層樓之梁、柱構材承受額外之彎矩及額外之樓層水平位移，且其效應隨外力（垂直及水平力）之增大而增大。無斜撐系統構架之水平勁度通常比含斜撐系統構架低，水平位移較大，因而其P-Δ效應也就比較顯著。惟不論構架是否含斜撐系統，構架之設計皆須將P-Δ效應納入考慮範圍。在考慮P-Δ效應時，設計者可直接作二次應力分析，或以線性分析結果在設計構材時採用本規範第八章之公式來修正構材之設計強度。當P-Δ效應顯著的時候，構架之水平位移應以二次應力分析方法求解。

4.8 構架穩定

1.含斜撐系統構架

構架以斜撐構材、剪力牆或其他等效方法保持側向穩定，其受壓構材之有效長度係數*K*應採用1.0，若欲採用小於1.0之*K*係數，其值須以分析方法求得。

多樓層含斜撐系統構架中之豎向斜撐系統，應以結構分析印證其具有足夠之勁度與強度以維持構架在載重作用下之側向穩定，防止構架挫屈或傾倒，且分析時應考慮水平位移之效應。

多樓層構架中若樓版、屋面版、抗剪力之外牆及內牆與構架適當的連結在一起，則上述同一方向抗剪力之牆可視為共同作用之豎向斜撐系統。當柱、梁及斜撐構材組合成一豎向斜撐系統，在進行挫屈與側向穩定分析時，可視其為一鉸接、桁架式之豎向懸臂梁。在進行側向穩定分析時，豎向斜撐系統中所有構材之軸向變形皆應考慮之。

豎向斜撐系統之梁構材，應考慮垂直及水平載重作用下軸力與彎矩之聯合作用設計之。

2.無斜撐系統構架

凡構架依靠剛接之梁柱系統保持側向穩定者，其受壓構材之有效長度係數*K*應以構架分析決定之，且其值不得小於1.0。

無斜撐系統構架承受載重之分析應考慮構架穩定及柱軸向變形之效應。

解說：　結構穩定應以整體構架之穩定性觀之，其考慮範圍包括受壓構材、梁、斜撐系統及接合等之整體構架；另外亦應確保每一單獨構材之穩定性。結構穩定的課題一直很受注目，很多有關此課題之論文已被發表，且多種不同之分析方法亦被提出以解決有關結構穩定的問題。SSRC出版之「Guide to Design Criteria for Metal Compression Members」(Galambos 1988)一書以數章

之篇幅分別探討各種構材單獨之穩定問題，然後再考慮單獨構材對整體構架穩定性之效應。

有效長度之觀念是用來衡量受壓構材與整體構架間互制關係對受壓構材強度之影響。此觀念使用有效長度係數*K*將原構架內長度*L*之受壓構材轉換成等強度而長度為*KL*之簡支受壓構材。除了*K*係數法外尚有其他合理之方法來估計構架內受壓構材之強度或單獨構材在軸力及彎矩下之強度。惟*K*係數法為到目前為止發展最完整、最方便之方法。

圖C4.8-1所示為6種不同理想化邊界狀況之柱在承受軸向力下*K*係數之理論及SSRC(Structural Stability Research Council)建議值。實際結構之邊界狀況比理想化邊界狀況還複雜，但為分析方便起見，可將實際邊界狀況假設成理想狀況，而其誤差則由比理論值較大之有效長度係數來補償，故大體上而言，建議值會比理論值大一些。另一值得注意的現象是，若柱端無相對側向位移（如(a)、(b)及(c)），則其長度係數不大於1；反之若柱端有相對側向位移（如(d)、(e)及(f)），則其長度係數不小於1。在實際結構物，含斜撐系統剛架之柱的行為可視為柱端無相對側向位移；無斜撐系統構架之柱的行為可視為柱端有相對側向位移。

實際結構中，完全的固定端是非常難達到而少見的，因此圖C4.8-1之(f)若柱下端為完全的鉸接，則其有效長度係數理當大於2（因上端不是完全沒有轉角）；但另一方面真正的鉸接（除非設計成摩擦力很小之樞接）亦不常見，參考文獻(Galambos 1960)之研究結果顯示縱使只為垂直力而設計之基腳或平頭式柱端板都能提供可觀的端點束縛，此時(f)之*K*值取2.0 一般而言尚屬保守。

低層建築物內磚牆之功能可視為一斜撐系統，亦即可將柱視為無柱端相對位移來設計之，惟強震下磚牆斜撐之功能尚待進一步之探討，故在強烈地震帶宜採較保守之設計，忽略磚牆之斜撐功能。高層建築物內柱間距較大，輕型帷幕牆無法提供有效的斜撐，應忽略其斜撐之功能。

剛構架之穩定須以整體剛構架視之，惟如此一來問題會變得很複雜而在實際設計工作上難以處理。*K*係數法為一解決此問題之有效辦法，惟在決定*K*值時該柱與剛構架間之互制關係必須加以考慮。目前有數種合理的方法來估計*K*值，其中包括根據圖C4.8-1來進行簡單的內插法到非常複雜的分析法。連線圖解法(alignment chart method)為一在準確性及簡單性上較能為大部分設計者接受之方法。設計時當剛架內構材斷面假設完成時，柱之*K*值即可依圖C4.8-2求得，其中右圖適用於不含斜撐系統剛架，左圖則適用於含斜撐系統剛架。惟應注意此二圖之建立過程乃基於下述之假設：

(1)彈性行為。

(2)所有構件皆為均勻斷面。

(3)所有接點皆為剛接。

(4)含斜撐系統剛架中梁兩端之轉角大小相等方向相反，亦即梁承受單一曲率。

(5)不含斜撐系統剛架中梁兩端之轉角大小相等方向相同，亦即梁承受正、反兩向曲率。

(6)所有柱之勁度係數$L\sqrt{P/EI}$皆相等。

(7)接頭上端柱與下端柱之勁度比與柱之I/L成正比。

(8)所有的柱同時產生挫屈。

(9)梁未受較大之軸壓力。

上述假設之情況很少發生在實際結構物上(Johnston 1976)，若實際情況與假設情況相差太大，則可能造成不良之設計結果。參考文獻(Yura 1971；Disque 1973) 提供了更符合實際情況之G值計算方法來代替圖C4.8-2之G值公式，可在設計時使用。

使用部分束制接合型式之剛構架與上述第3點假設不符，其G值之計算需合理的考慮接合處額外轉角的影響，不可直接以圖C4.8-2所示公式計算G值。

無斜撐系統剛架，其側向位移加上垂直力的作用產生P-Δ效應，使剛架中的構材承受額外之彎矩，其中柱的部分在本規範第八章互制公式中已加以考慮。但除了柱外，梁亦會因P-Δ效應產生額外的彎矩，尤其是多跨度剛架，由於樓層剪力分配到多根柱後，層剪力所產生之梁彎矩很小，而在P-Δ效應下，梁所產生之額外彎矩隨荷重之增加而變得愈重要，最後P-Δ效應可能主導梁之受力狀況，因此設計梁時亦應考慮P-Δ效應之影響。

當使用屋頂浪板或樓層樓板來聯結剪力牆或斜撐系統與構架內其他的柱，而這些柱同時以剪力牆或斜撐系統為側向穩定來源時，屋頂浪板或樓板之水平向勁度應加以檢核(Winter 1958)。

桁架內每一接點在桁架平面上之位移基本上可忽略，因此桁架每一構材之兩端可視為無相對位移，再加上和其連接之其他構材對此構材提供端點彎曲束制效應，因此其有效長度係數K應小於1；但在實際設計時通常取K=1.0(Johnston 1976)，此乃因當所有構材同時達到或趨近於其極限強度時，受壓構材所能提供之束制作用將消失或大量下降之故。

梁受軸壓力會減低其勁度，對柱子的K值有負面的影響。當梁受軸壓力時，圖C4.8-2裡梁勁度參數$\Sigma(I_g/L_g)$須乘以下列修正因子：

$$\left[1-\frac{Q}{Q_{cr}}\right]$$

其中，Q為梁內軸力，Q_{cr}為梁依K= 1.0計算之挫屈強度。決定G值時可以忽略梁受到軸拉力的影響。

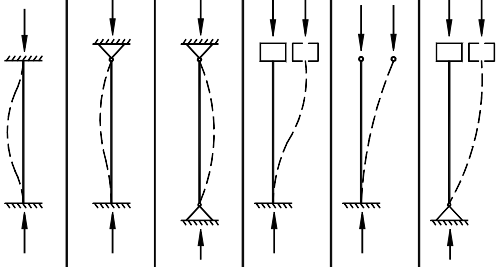
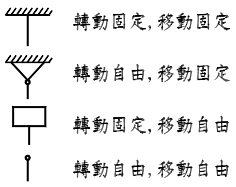
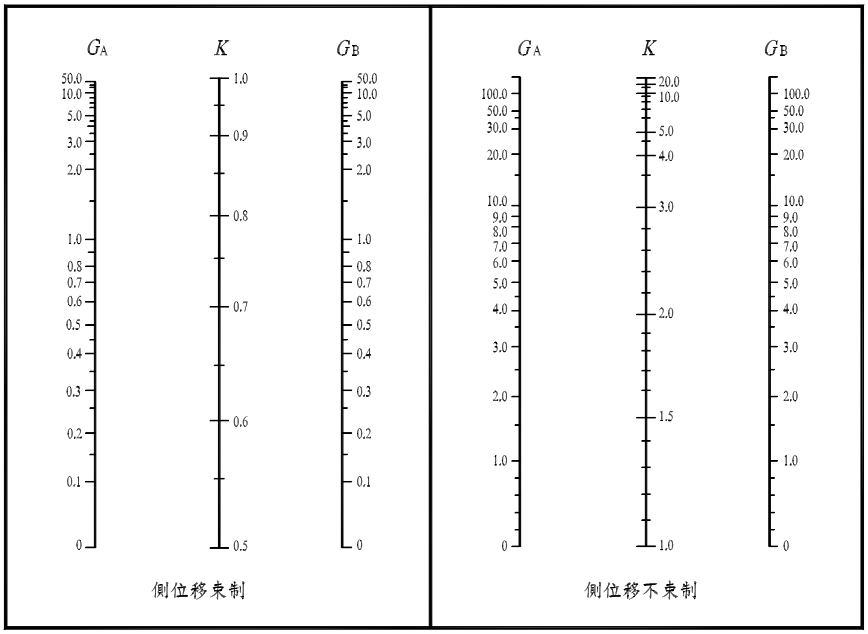
	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
示 意 圖 （虛線示柱之屈曲）						
理 論 之 K 值	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
當接近理想條件時所設之K值	0.65	0.80	1.0	1.2	2.10	2.0
端 部 型 式						

圖 C4.8-1 理想化邊界狀況下柱承受軸向力之有效長度係數 K



G 之定義為：$G = \dfrac{\sum(I_c / L_c)}{\sum(I_g / L_g)}$

下標 A 與 B 分別代表柱之兩端。其中，Σ表示所在挫屈平面上所有剛接至該節點桿件之和；I_c 與 L_c 分別代表柱之慣性距與長度；I_g 與 L_g 分別為梁或其他具束制節點勁度桿件之慣性矩與跨度。I_c 與 I_g 之旋轉軸垂直於挫屈平面。

當柱端支承於但不剛接於基礎護基腳時，理論上 G 值為無窮大，實際上理論 G 值只適用於近乎無摩擦力之插銷型態鉸支承，其他型態之支承一般會提供某種程度之束制功能，實際設計時 G 值可採用 10。當柱支承於具相當勁度且經合理設計之基礎上，則 G 值則可採用 1.0；若經分析證明則亦可使用較小之 G 值。

圖 C4.8-2 連續剛架中柱之有效長度係數 K

4.9 符號說明

A =斷面積，cm^2
A =直接連接部分構材之面積，公式$A_e = UA$內，cm^2
A_e =有效淨斷面積，cm^2
A_g =全斷面積，cm^2
A_n =受軸拉桿件之淨斷面積，cm^2
D =圓管形構材之外徑，cm
E =鋼材之彈性模數 2040，tf/cm^2
F_r =翼板之殘留壓應力，tf/cm^2
F_y =鋼材之標稱降伏應力，tf/cm^2
F_{yw} =腹板之標稱降伏應力，tf/cm^2
I =慣性矩，cm^4
I_c =柱慣性矩，cm^4
I_g =梁慣性矩，cm^4
K =等斷面構材之有效長度係數。
L =接合長度，第4.3節解說內$U = 1 - \overline{X} / L$，cm
L =第4.4節構材之無支撐長度，取二斜撐重心間之距離，cm
L_c =柱長度，cm
L_g =梁長度，cm
P_u =軸向壓力或拉力強度，tf
P_y =軸向降伏強度，tf
Q =梁內軸力，tf
Q_{cr} =梁依$K = 1.0$計算之挫屈強度
U =折減係數
$\overline{X}$ =偏心距
b =受壓構件寬度，cm
d =構材總深度，cm
d_L =無支撐漸變段構材較大端之深度，cm
d_o =無支撐漸變段構材較小端之深度，cm
g =螺栓準距線間之橫向中心距，cm
h =熱軋型鋼或銲接組合斷面之腹板深度h為兩翼板間之淨深度，cm
r =控制之迴轉半徑，cm
r_{ox}, r_{oy} =漸變斷面構材較小端X與Y軸之迴轉半徑，cm
s =任何兩鄰孔之縱向中心間距，cm
t =接合部之厚度，cm
t_w =腹板厚度，cm
z =公式(4.6-1)中離漸變斷面較小端之距離，cm
α =深度漸變比值
λ_{pd} =塑性設計斷面之極限細長參數
λ_p =結實構件之極限細長比
λ_r =非結實構件之極限細長比

第五章　受拉構材

5.1 適用範圍

本章適用於等斷面且承受軸向無偏心靜態拉力之構材。

解說：靜態拉力乃指未考慮反復荷重之拉力。

5.2 容許應力

作用於全斷面積之容許應力不得大於$0.6F_y$，作用於有效淨斷面積之容許應力則不得大於$0.5F_u$。

拉力構材端點接合處之塊狀剪力強度計算需符合 10.4 節之規定。

樞接構材之設計需滿足 5.4 節之需求。

解說：　受拉構材在斷面降伏後，由於應變硬化的原因，可承受大於降伏強度之載重；但由於此時變形量很大，結構已失去其可用性甚或導致整個結構之破壞。另一方面受拉構材接合處，可能在斷面降伏前，即在淨斷面處產生斷裂。因此全斷面之降伏與接合處淨斷面之斷裂即為拉力構材之強度極限。由於鋼材降伏強度之變異性比抗拉強度之變異性低，且降伏破壞之預警性亦比斷裂破壞為佳，因此降伏應力之安全係數 1.67 比抗拉強度之 2.0 為低，而其相對應之容許應力則分別為$F_y/1.67=0.6F_y$與$F_u/2.0=0.5F_u$。

由於淨斷面之降伏局限在局部區域，且接合的長度亦僅佔構材全長之一小部分，因此淨斷面降伏所造成之變形不致於損害結構之可用性，而淨斷面處之應力亦可達鋼材之抗拉強度。

5.3 組合受拉構材

受拉構材利用二個以上型鋼或鋼板以填板分隔並連結，在其所使用之螺栓或銲接之縱向間距內，各元件之長細比以不超過 300 為原則。

解說：　將型鋼或鋼板構材以螺栓或銲接結合在一起製成之組合受拉構材，不僅須在構材端部接合，亦須在構材全長之中間一處或多處接合，惟無須全長連續接合。除鋼管、鋼棒、鋼帶外，接合器間沿構材軸向之間距須使各肢材之長細比L/r在 300 以下，而組合構材之L/r則以 240 以下為宜。此規定之目的在於確保受拉構材具有一定程度之剛性以免發生晃動或振動等不良之側向變位現象。

5.4 樞接構材

樞接構材之樞孔應位於構材寬度之中央。樞接構材承受全載重時，若樞孔部分可能有相對之位移發生，此樞孔直徑不得超過樞梢直徑 0.8 mm 以上，樞孔外之板寬不得小於 $2b_{eff}+d$ 。

其中，

$b_{eff}=2t+1.6$ ，但不大於垂直於作用力方向樞孔邊至構材邊之距離，cm

t=板厚，cm

d =樞梢直徑，cm

作用於全斷面積之容許應力為 $0.6F_y$ ，作用於樞孔處樞板淨斷面積之容許應力為 $0.45F_y$ 。樞孔處有效剪力面積 $2t(a+d/2)$ 之容許剪應力為 $0.3F_u$ ，其中，a 為平行於作用力方向樞孔邊至構材邊之最短距離。樞梢投影面積之承壓強度應依 10.8 節決定，在樞孔承壓端外平行於構材軸向之最小延伸段 a 不得小於 $1.33b_{eff}$ 。

樞孔外之角隅，可依與構材軸向成 45°切割，但與切割垂直面上樞孔外之淨斷面不得小於與構材軸向平行之樞孔外所需之斷面。

若外螺帽能使樞板與填板緊密相接，則眼桿與樞接板兩者之厚度得不受上述限制，但各板之承壓強度應依 10.8 節規定。

解說： 目前已甚少使用鍛造眼桿，取而代之的是將鋼板切割而成之眼桿，或採用樞接長條鋼板做成之拉力構材。若採用之鋼板降伏應力大於 4.9 tf/cm^2 (70 ksi)，則眼桿須具足夠厚度而樞接板須加銲鋼板補強，以免在高應力作用下發生碟形變形(dishing)。另樞孔與樞梢(pin)須密接，以使接合處的內力能有效傳遞。

5.5 符號說明

F_y =標稱降伏應力，tf/cm^2

F_u =標稱極限抗拉應力，tf/cm^2

a =平行於作用力方向樞孔邊至構材邊之最短距離，cm

$b_{eff}=2t+1.6$ ，但不大於垂直於作用力方向樞孔邊至構材邊之距離，cm

d =樞梢直徑，cm

t =板厚，cm

第六章 受壓構材

6.1 適用範圍

本章適用於承受軸向無偏心壓力之結實或半結實斷面受壓構材。

6.2 有效長度與長細比

受壓構材之有效長度係數 K 值應依本規範第4.8節之規定決定之。受壓構材之長細比應取為 KL/r，其中，KL 為構材之有效長度，r 為斷面迴轉半徑。有關構材最大長細比依本規範第4.4節之規定。

解說： 本規範第四章中有關構架穩定與長細比之解說內容亦適用於本節。更進一步之資料可以參考「SSRC Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures」(Galambos 1988)，SSRC係指Structural Stability Research Council（結構穩定研究協會）。

6.3 容許壓應力

受壓構材之斷面肢材寬厚比滿足結實或半結實斷面之規定，且其未受支撐部分之最大有效長細比 KL/r 小於 C_c 時，則受壓構材之容許應力為：

$$F_a = \frac{[1-\frac{(KL/r)^2}{2C_c^{\,2}}]F_y}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}(\frac{KL/r}{C_c})-\frac{1}{8}[\frac{(KL/r)^3}{C_c^{\,3}}]} \tag{6.3-1}$$

其中，

$$C_C = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

若受壓構材之 KL/r 大於或等於 C_c 時，其容許應力為：

$$F_a = \frac{12}{23}\frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \tag{6.3-2}$$

解說： 公式(6.3-1)與(6.3-2)分別代表鋼柱為非彈性挫屈及彈性挫屈時之容許壓應力。C_c 則為此二種不同挫屈模式之分界點，它表示當挫屈應力等於 $0.5F_y$ 時的柱長細比。

公式(6.3-1)的分母表示一個隨著柱長細比變化的安全係數，它的變化範圍由1.67至1.92。公式(6.3-2)則係由Euler臨界挫屈應力除以安全係數(23/12=1.92)而得。

公式(6.3-1)的另一特色是它能夠在柱的長細比為C_c時平滑地與公式(6.3-2)相接。

6.4 撓曲-扭轉挫屈

具單軸對稱或為非對稱斷面之柱（如角鋼、T型鋼柱）或為薄壁斷面之雙對稱柱（如十字型極薄組合型鋼柱）應考慮其受撓曲-扭轉或純扭轉挫屈之影響。

解說：　對熱軋型鋼而言，扭轉挫屈(torsional buckling)或撓曲扭轉挫屈(flexural-torsional buckling)通常並不會控制設計。但是如果鋼柱是採用很薄的鋼板組成或是屬於輕型鋼斷面時，則應注意這兩種失敗模式發生的可能性。

有關撓曲扭轉挫屈應力的計算可以參考極限設計法規範附錄1、附錄2之規定。該附錄中的彈性臨界挫屈應力F_e可以用來計算鋼柱的有效長細比：

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_e = \pi\sqrt{\frac{E}{F_e}} \qquad \text{(C6.4-1)}$$

然後再依公式(6.3-1)或(6.3-2)計算鋼柱之容計應力。

6.5 組合受壓構材

組合受壓構材之各部分及其沿螺栓線之橫向間距應符合第4.4節有關最大長細比之規定。

組合受壓構材之端部以支承底板或經加工研磨之平面支承時，其相互接觸之各肢材應以連續銲接接合，其銲接長度應大於構材之寬度；或應在端部以螺栓接合，螺栓之間距應小於4倍螺栓之直徑，而接合長度應大於構材寬度之1.5倍。

組合受壓構材之中間部分其縱向螺栓或斷續銲接間距之配置應能傳遞計算所需之應力。當組合受壓構材有外側板時，其螺栓間距或各邊側之斷續銲接間距，不得超過外側最薄板厚之$30/\sqrt{F_y}$倍或300mm；當螺栓係交錯排列時，則每列線之螺栓間距不得超過外側最薄板厚之$50/\sqrt{F_y}$或 450mm。

由兩支以上型鋼組合而成之受壓構材，在螺栓接合間由個別型鋼之最小迴轉半徑計得之長細比不得超過組合構材整體長細比之3/4。此外，組合構材沿其長度方向至少應有兩個中間接合點。

組合構材所有的接合點（含端部接合）應符合相關銲接規定，若以高張力螺栓接合時，應符合表10.3-1中有關預拉力之規定。

以板或型鋼組合成受壓構材之開口面應使用連續之開孔蓋板，該開孔蓋板其開孔無支撐寬度若滿足下列規定，則可認為能提供設計之強度：

a. 蓋板開孔處之寬厚比應符合第4.5節規定。

b. 孔之長寬比不得大於2。

c. 孔間之淨距不得少於最近螺栓線或銲道之橫向間距。

d. 沿孔周之半徑不得小於40mm。

開孔蓋板可以繫板連結構材之兩端代替之，而在繫條之中斷處亦應以繫板替代之，繫板應使用於構材最外端。主構材之端繫板長度不得少於構材兩側接合螺栓或銲接間之距離。中間繫板之長度不得少於端繫板長度之1/2，繫板之厚度不得少於兩側螺栓或銲接距離之1/50，如用銲接時，每側至少銲接繫板端長之1/3。如用螺栓接合時，繫板兩側與構材接合時，每側至少用3支螺栓，其間距不得大於6倍螺栓直徑。

繫條之間距應使其繫點間肢材之長細比不大於3/4的組合構材長細比。繫條應能承受垂直於構材軸向之剪力，其值應相當於構材承受壓力值之2%，單繫條之長細比不得大於140，雙繫條之長細比不得大於200，雙繫條之交叉點應予連結。單繫條之計算長度L應為兩端螺栓或電銲間之無支撐距離，雙繫條之計算長度應為上述之70%，繫條與軸線之交角，單繫條不宜少於60°，雙繫條不宜少於45°，如螺栓或銲道之間距大於380mm時，以用雙繫條或角鋼為宜。

解說：　本節中有關於組合構材之設計細節規定，若不能以計算應力之形式表示時，則依工程經驗判斷審慎為之。

由兩個斷面所組成的組合受壓構材，其任何單一斷面在兩個接合點之間的有效長細比均不得大於75%的整體組合受壓構材之有效長細比。為了避免接合處發生滑動，接合點處之高張力螺栓應依表10.3.1中所規定之預拉力確實鎖緊。此外，為了使組合構材之接觸面緊密接合，有時必須採用比預防挫屈所需的螺栓間距更緊密的值來設計。

本節中有關開孔蓋板之規定係基於實驗觀察之結果(Stang and Jaffe 1984)。

6.6 柱腹板之剪力

柱接頭處腹板之設計應符合第11.2節中之相關規定。

6.7 銲接箱型受壓構材

銲接箱型受壓構材之斷面肢材寬厚比滿足結實或半結實斷面之規定時，其容許壓應力為：

當 $\frac{KL}{r} \le C_c$

$$F_a = 0.6\left[0.60(\frac{KL/r}{C_c})^3 - 1.14(\frac{KL/r}{C_c})^2 - 0.085(\frac{KL/r}{C_c}) + 1.0)\right]F_y \qquad (6.7\text{-}1)$$

當 $\frac{KL}{r} > C_c$

$$F_a = \frac{0.45\pi^2 E}{(KL/r)^2} \qquad (6.7\text{-}2)$$

解說： 公式(6.7-1)及(6.7-2)係針對全滲透銲接箱型柱及半滲透銲接箱型柱進行曲線迴歸所得之平均強度，再除以容許應力設計法所對應之安全係數（張學誠1994），其中所採用之殘餘應力分佈及楊氏係數，均是以試驗結果所得之平均值為準，再進行數值分析。

6.8 符號

K =有效長度係數
L =構材之無側撐長度，cm
r =斷面迴轉半徑，cm
F_y =標稱降伏應力，tf/cm^2
E =彈性模數，tf/cm^2
F_a =受壓構材之容許應力，tf/cm^2

第七章　撓曲構材

7.1 適用範圍

本章適用於載重通過對稱平面之單對稱或雙對稱梁，亦適用於載重通過剪力中心且與腹板平行或於載重點及支承點均能提供扭轉束制之槽型鋼梁。

一般撓曲構材之設計請參閱7.2至7.6節，對於腹板深厚比h/t_w大於$260/\sqrt{F_y}$之板梁應依7.8節之規定設計，其中，h為腹板在兩翼板間之淨深度，t_w為腹板厚度，F_y為降伏應力，tf/cm^2。

7.2 容許撓曲應力：工型或槽型斷面受強軸彎曲時

7.2.1 具結實斷面之構材

符合下列(1)至(3)之所有條件，對稱於弱軸，且載重通過弱軸之結實斷面，其拉力外緣及壓力外緣之容許撓曲應力為：

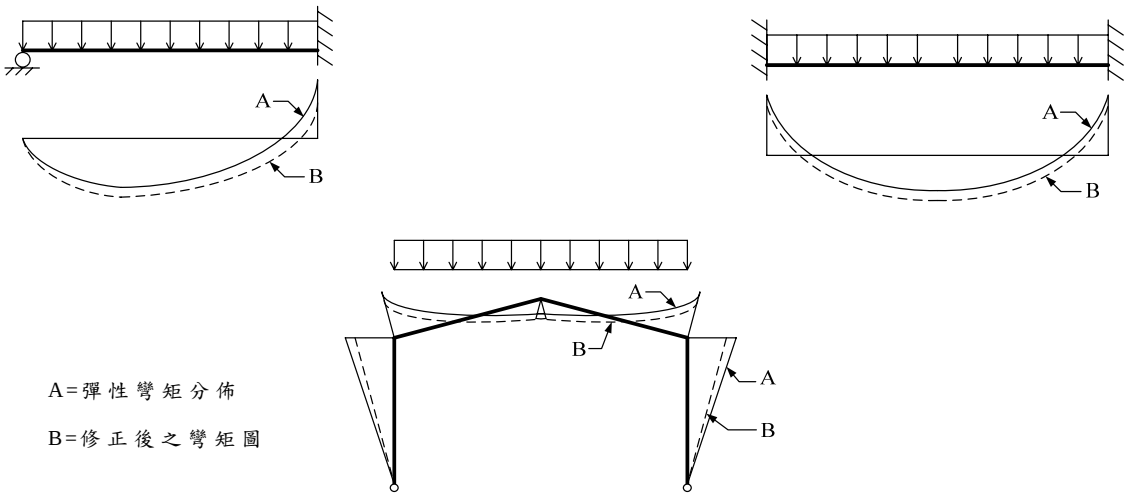
$$F_b = 0.66F_y \tag{7.2-1}$$

(1)符合第4.5節之結實斷面要求（但不含鋼材F_y大於4.55 tf/cm^{2}之構材或混合梁）；
(2)翼板與腹版全部連續連接；
(3)構材壓力翼板之側向未支撐間距L_b不大於L_c，L_c為以下兩者之較小值：

$$\frac{20b_f}{\sqrt{F_y}} \quad 或 \quad \frac{1400}{(d/A_f)F_y}$$

連續梁或固接於柱之梁（不含鋼材F_y大於4.55 tf/cm^{2}之構材或混合梁），除懸臂梁外可依其承受垂直載重端部最大負彎矩十分之九設計之，且其最大正彎矩應增加其平均負彎矩之十分之一。柱與梁固接時，柱之負彎矩於承受軸應力及撓曲應力之合力時，可減少十分之一，但其軸壓應力，應小於容許軸壓應力之百分之十五。

解說：　研究顯示，若鋼骨斷面滿足本規範中結實斷面之規定，則該斷面在達到其塑性彎矩容量之前均不致發生局部挫屈現象。一般熱軋鋼之形狀因子大多超過1.12，且均滿足結實斷面寬厚比之要求，因此其容許撓曲應力可由$0.6F_y$提高10%至$0.66F_y$。有關本節中減少十分之一構材端點彎矩之規定主要係基於塑性設計之邏輯而訂定。它考慮到結實斷面構材應力重新分配之能力。圖C7.2-1顯示，三種構材端點彎矩重新分配之情形。



圖C7.2-1 彎矩重分配效應

7.2.2 具半結實斷面之構材

(1)符合7.2.1節規定之構材，但其斷面翼板為半結實者（不含鋼材F_y大於4.55 tf/cm^{2}之構材或組合斷面梁），其拉力外緣及壓力外緣之容許撓曲應力為：

$$F_b = F_y\left[0.79 - 0.0075\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)\sqrt{F_y}\right] \qquad (7.2\text{-}2)$$

(2)符合7.2.1節規定之組合斷面構材，但其斷面翼板為半結實者（不含鋼材F_y大於4.55 tf/cm^{2}之構材或混合梁），其拉力外緣及壓力外緣之容許撓曲應力為：

$$F_b = F_y\left[0.79 - 0.0075\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)\sqrt{\frac{F_y}{k_c}}\right] \qquad (7.2\text{-}3)$$

其中，

當$h/t_w > 70$時，$k_c = 4.05/(h/t_w)^{0.46}$

當$h/t_w \le 70$時，$k_c = 1.0$

(3)對於未包含於上述規定之半結實斷面構材，若其受壓區之側向未支撐間距不超過$20b_f/\sqrt{F_y}$且載重通過斷面剪力中心，其拉力外緣及壓力外緣之容許撓曲應力為：

$$F_b = 0.60F_y \qquad (7.2\text{-}4)$$

解說：　當I型斷面之翼板一半寬度與其厚度之比值介於$17/\sqrt{F_y}$與$25/\sqrt{F_y}$之間時(F_y: tf/cm^2)，公式(7.2-2)顯示梁的容許撓曲應力由$0.66F_y$減至$0.6F_y$。此時梁的韌性將不足以提供梁端彎矩重新分配之能力。

7.2.3 側向未支撐間距大於L_c且具結實或半結實斷面之構材

對於側向未支撐間距大於7.2.1節中之L_c且具結實或半結實斷面之撓曲構材，其拉力外緣之容許撓曲應力為：

$$F_b = 0.60F_y \tag{7.2-5}$$

其壓力外緣之容許撓曲應力應依下列規定：

(1)斷面對稱於腹板且外力作用於腹板平面之撓曲構材，其壓力外緣之容許撓曲應力應為公式(7.2-6)或(7.2-7)，再與公式(7.2-8)比較取較大者，但不得大於$0.6F_y$：

(a)當 $\sqrt{\dfrac{7160C_b}{F_y}} \le \dfrac{L}{r_T} \le \sqrt{\dfrac{35800C_b}{F_y}}$ ：

$$F_b = \left(\frac{2}{3} - \frac{F_y(L/r_T)^2}{107600C_b}\right)F_y \le 0.6F_y \tag{7.2-6}$$

當 $\dfrac{L}{r_T} > \sqrt{\dfrac{35800C_b}{F_y}}$ ：

$$F_b = \frac{12000C_b}{(L/r_T)^2} \le 0.6F_y \tag{7.2-7}$$

(b)壓力翼板如為實心矩形斷面，且其斷面積不少於拉力翼板時，

$$F_b = \frac{840C_b}{Ld/A_f} \le 0.6F_y \tag{7.2-8}$$

(2)槽型鋼受強軸彎曲時，其壓力外緣之容許撓曲應力為：

$$F_b = \frac{840C_b}{Ld/A_f} \tag{7.2-9}$$

上述公式中，

L=構材受壓翼板之側向未支撐長度，若懸臂梁僅受固定端側支撐時，其L可保守取為構材實際長度。

r_T=包括壓力翼板及1/3的受壓腹板面積所組成之斷面以腹板為軸之迴轉半徑。

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \le 2.3$，構材側向未支撐段兩端彎矩之較小者為$M_1$，大者為$M_2$，且$M_1/M_2$在雙曲率彎曲時為正值，單曲率彎曲時為負值。當側向未支撐段內任一點之彎矩大於或等於M_2時，C_b取為1.0 。若為懸臂梁，C_b可保守的取為1.0。

對混合梁而言，公式(7.2-6)與(7.2-7)中之F_y係指壓力翼板之降伏應力。公式(7.2-8)不適用於混合梁。本7.2.3節之規定不適用於T型斷面梁於未側撐段間其斷面腹板有受壓之情況。

解說：　對於具單對稱斷面之構材受強軸彎曲時，若其側向未支撐間距大於$20b_f/\sqrt{F_y}$或$1400/[(d/A_f)F_y]$，則其壓力外緣之容許撓曲應力應予適當降低以避免壓力翼板發生挫屈。

公式(7.2-6)或(7.2-7)及公式(7.2-8)提供了一個合理且方便之設計依據。公式(7.2-6)及(7.2-7)係假設僅有受壓翼板之撓曲剛度提供避免該翼板發生側向位移所需之剛度。

簡化公式(7.2-8)則同時考慮了撓曲剛度與St. Venant扭轉剛度對抵抗側向扭轉挫屈之貢獻。對於St. Venant扭轉剛度較高之均質斷面，如雙對稱且具有較低d/A_f比值之斷面，公式(7.2-8)可以得到與由更精確複雜之公式相近之結果(Galambos 1988)。

對於混合梁而言，由於翼板與腹板之降伏應力並不相同，此種構材的側向扭轉挫屈強度之計算公式應基於斷面翼板的warping torsion勁度來推導，因此公式(7.2-8)並不適用於混合梁之情形。

如果構材斷面的受壓翼板面積明顯的小於其受拉翼板面積時，公式(7.2-8)將導致不保守之結果。因此公式(7.2-8)將限於應用在受壓翼板面積至少與受拉翼板面積相同之情形。

對板梁而言，由於它比一般的 W 型鋼具有更大的d/A_f比值，因此公式(7.2-8)將導致較保守之結果。此時，採用公式(7.2-6)或(7.2-7)所容許的較大撓曲應力將可較正確的預測板梁的挫屈強度。雖然公式(7.2-6)及(7.2-7)因忽略St. Venant扭轉剛度而低估了構材的挫屈強度，但對這種斷面而言，因其扭轉剛度較低，故其所導致之誤差亦有限。

公式(7.2-8)係基於彈性挫屈之情況所推演出來的。本節並未提供另一漸變公式以考慮非彈性應力之影響。研究顯示，在實際荷重狀況下，忽略此一漸變公式所導致之誤差甚小。

當梁之兩端受不相等端彎矩作用時，經由使用修正係數C_b將可得到更合理之結果。對於具側向支撐之構架，當以公式(8.2-1)計算其容許撓曲應力F_{bx}時，C_b值應取為1.0。

公式(7.2-6)與(7.2-7)可再進一步修正以包含St. Venant 及 Warping扭轉之效應。這可以經由採用一個稱為等值迴轉半徑$(r_T)_{eq}$來取代原本公式中之r_T值(Galambos 1988)。對雙對稱之 I 型梁而言，

$$(r_T)_{eq}=\sqrt{\left(\frac{I_y}{2S_x}\right)\sqrt{d^2+\frac{0.156L^2J}{I_y}}} \qquad \text{(C7.2-1)}$$

其中，

I_y=斷面弱軸慣性矩

S_x=斷面主軸斷面模數

$$J=\frac{2b_f t_f^{\,3}}{3}+\frac{dt_w^{\,3}}{3}$$

7.3 容許撓曲應力：工型斷面弱軸彎曲

對於受弱軸彎曲且荷重通過斷面剪力中心之構材，或對於具有相等強軸與弱軸撓曲強度構材，無須側向支撐。

7.3.1 具結實斷面之構材

雙對稱之工型構材符合第4.5節之結實斷面要求（但不含鋼材F_y大於4.55tf/cm^{2}者）其翼板與腹板係全部連接，當受弱軸彎曲時，其拉力外緣與壓力外緣之容許撓曲應力為：

$$F_b = 0.75F_y \tag{7.3-1}$$

解說： 公式(7.3-1)採用較大的容許撓曲應力之理由主要是考慮到工型結實斷面受弱軸彎曲時,其斷面能提供比對主軸彎曲時更大的形狀因子(Shape Factor)以發揮更佳的塑性能力。此外，工型結實斷面受弱軸彎曲時亦無須考慮側向扭轉挫屈之問題。

7.3.2 具半結實斷面之構材

(1)受弱軸彎曲之構材若其斷面未符合第4.5節結實斷面之規定，且未符合第7.4節之規定者，其拉力外緣與壓力外緣之容許撓曲應力為：

$$F_b = 0.60F_y \tag{7.3-2}$$

(2)受弱軸彎曲之雙對稱工型構材(不含鋼材F_y大於4.55 tf/cm^2)，其翼板符合第4.5節半結實之要求且與腹板全部連續連接時,則其拉力外緣與壓力外緣之容許撓曲應力可依下式計算：

$$F_b = F_y\left[1.075 - 0.019\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)\sqrt{F_y}\right] \tag{7.3-3}$$

解說： 當 I 型斷面之翼板寬厚比$b_f / 2t_f$介於$17/\sqrt{F_y}$與$25/\sqrt{F_y}$時，公式(7.3-3)顯示梁的容許撓曲應力由$0.75F_y$遞減至$0.6F_y$。

7.4 容許撓曲應力：箱型斷面、矩型或圓型鋼管受彎曲時

7.4.1 具結實斷面之構材

符合下列(1)至(5)之所有條件，當構材受強軸或弱軸彎曲時，其拉力外緣與壓力外緣之容許撓曲應力為：

$$F_b = 0.66F_y \tag{7.4-1}$$

(1)符合第4.5節結實斷面之規定；

(2)翼板與腹板全部連續連接一體；

(3)箱型斷面之深度不得大於其寬度之6倍；

(4)箱型斷面翼板之厚度不得大於其腹板厚度之2倍；

(5)箱型斷面之撓曲構材，其側向未支撐間距L_b不得大於下式L_c之規定：

$$L_c = \left(137 + 84\frac{M_1}{M_2}\right)\frac{b}{F_y} \tag{7.4-2}$$

其中，b為寬度。但上式不須小於84(b/F_y)，其中M_1與M_2係構材未支撐段兩端對強軸彎曲之端點力矩，M_1為較小者，M_2為較大者。(M_1/M_2)之正負值與7.2.3節之規定相同。

解說：　實驗結果顯示，當箱型斷面構材受彎矩作用時，公式(7.4-1)可適當反應梁端彎矩梯度之影響並可得到偏保守之結果(Sherman 1976)。

一般而言，箱型斷面均具有很高的扭轉剛度，若欲求取箱型斷面梁之臨界側向扭轉撓曲應力，則可以應用公式(C7.4-1)並採用用一個等值之長細比 $(L/r)_{eq}$來取代原來的(L/r)值(Galambos 1988)。

$$\left(\frac{L}{r}\right)_{eq} = \sqrt{\frac{5.1LS_x}{\sqrt{JI_y}}} \tag{C7.4-1}$$

其中，

L　=梁未支撐間距，cm

S_x　=斷面對主軸之斷面模數，cm^3

I_y　=斷面對弱軸之慣性矩，cm^4

J　=斷面扭轉常數，cm^4

當箱型斷面梁之$d < 10b$且$L/b > 175/F_y$時，依上述公式所計得之翼板容許壓應力將接近$0.6F_y$。若超過此一限度，則梁之位移常比應力更可能控制設計。

7.4.2 具半結實斷面之構材

箱型或鋼管構材符合第4.5節半結實斷面之要求時，其拉力外緣與壓力外緣之容許撓曲應力為：

$$F_b = 0.60F_y \tag{7.4-3}$$

當箱型撓曲構材之斷面深度小於6倍寬度時無須側向支撐。若其斷面深寬比大於6時，則應以合理分析決定是否須予側向支撐。

7.5 容許剪應力

(1)當腹板深厚比$h/t_w \le 100/\sqrt{F_y}$時，腹板之容許剪應力為：

$$F_v = 0.40F_y \tag{7.5-1}$$

此時腹板的受剪面積應取為斷面全深與腹板厚度之乘積。

(2)當$h/t_w > 100/\sqrt{F_y}$時，腹板之容許剪應力為：

$$F_v = \frac{F_y}{2.89}(C_v) \le 0.40F_y \tag{7.5-2}$$

此時腹板之受剪面積應取為腹板介於兩翼板間之淨深度與腹板厚度之乘積。

上式中

當$C_v \le 0.8$時：

$$C_v = \frac{3100K_v}{F_y(h/t_w)^2} \tag{7.5-3}$$

當$C_v > 0.8$時：

$$C_v = \frac{50\sqrt{K_v/F_y}}{h/t_w} \tag{7.5-4}$$

其中，

當$a/h \le 1.0$時：

$$K_v = 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \tag{7.5-5}$$

當$a/h > 1.0$時：

$$K_v = 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2} \tag{7.5-6}$$

a=垂直加勁板間之淨距

h=腹板在兩翼板間之淨深度減去2倍趾部或角隅半徑之距離

解說：　雖然結構鋼材之剪力降伏應力多介於0.5~0.6倍的鋼材拉伸降伏應力（一般取作 $F_y/\sqrt{3}$），但在AISC規範中，自其1923年第一次發布以來，容許剪力降伏應力均取為2/3倍的基本容許張應力，故$F_v = (2/3)(0.6F_y) = 0.4F_y$。$F_v = 0.4F_y$之規定雖然可以應用到梁腹板的全部區域，但是當腹板與翼板之接合處的長度明顯的小於腹板之深度時，則應審慎檢視此一規定之適用性。

當梁之深厚比$h/t_w \le 260$時，若計算所得之梁腹板平均剪應力小於公式(7.5-2)之值時，則無需配置中間加勁板。此種梁亦無需考慮張力場效應之問題。

7.6 橫向加勁板

當撓曲構材之腹板深厚比h/t_w大於260，或是當外力引起的腹板剪應力f_v大於公式(7.5-2)之容許值時，應於腹板配置中間加勁板。

中間加勁板之間距與腹板淨深之比，a/h，應小於3.0並滿足下式之要求：

$$a/h \le \left(\frac{260}{(h/t_w)}\right)^2 \tag{7.6-1}$$

且應使得腹板剪應力 f_v 不大於公式(7.5-2)之容許剪應力。

解說：　基於製造與安裝等因素，梁腹板加勁區之寬深比 a/h 乃被限制在公式(7.6-1)的範圍內。

7.7 腹板變深之構材

關於腹板深度漸變撓曲構材之設計請參閱附錄2。

7.8 板梁

載重作用於通過腹板之平面之單軸對稱或雙軸對稱之單腹板板梁（含混合梁），且符合下述規定，可依本節板梁之相關規定設計。

(1)無加勁板之板梁其 h/t_w 須小於260。

(2)含加勁板之板梁其 h/t_w 須小於下列規定：

當 $a/h \le 1.5$ 時：

$$(h/t_w) \le 530/\sqrt{F_{yf}} \tag{7.8-1}$$

當 $a/h > 1.5$ 時：

$$(h/t_w) \le \frac{985}{\sqrt{F_{yf}(F_{yf}+1.16)}} \tag{7.8-2}$$

其中，

a　=橫向加勁板間之淨距

h　=為兩翼板間之淨間距

t_W　=腹板厚度

F_{yf}　=翼板之標稱降伏應力，tf/cm^2

解說：　當板梁以橫向加勁板(transverse stiffener)加勁且其 a/h 值小於1.5時，板梁之腹板深厚比 h/t_w 之限制已略為放寬。這是因為這種加勁板配置方式有助於防止板梁之受壓翼板在達到其降伏強度前即產生向腹板方向挫屈之情形。公式(7.8-1)中，$(h/t_w) \le 530/\sqrt{F_{yf}}$ 之規定係基於對均質板梁或混合板梁實驗所得之結果，該實驗採用規定降伏強度達100 ksi (7 tf/cm^2)之翼板及強度相近或較低之腹板鋼材(ASCE-AASHO 1968)。

7.8.1 容許撓曲應力

當構材腹板之深厚比 h/t_w 大於 $260/\sqrt{F_{yf}}$ 時，其壓力外緣之容許撓曲應力為：

$$F_b' = F_b R_{PG} R_e \tag{7.8-3}$$

其中，

F_b=依7.2至7.4節決定之容許撓曲應力

$$R_{PG} = 1 - 0.0005\frac{A_w}{A_f}\left(\frac{h}{t} - \frac{200}{\sqrt{F_b}}\right) \le 1.0 \qquad (7.8\text{-}4)$$

R_e =混合梁因子(若非混合梁，R_e=1.0)

$$= \left[12 + (A_w / A_f)(3\alpha - \alpha^3)\right] \Big/ \left[12 + 2(A_w / A_f)\right] \le 1.0 \qquad (7.8\text{-}5)$$

A_W =腹板斷面積

A_f =受壓翼板斷面積

$\alpha = 0.6F_{yw} / F_b \le 1.0$

解說： 公式(7.8-3)中的R_{PG}與R_e可視為板梁容許撓曲應力的折減因子(reduction factor)。R_{PG}主要是考慮當板梁受到較大的彎矩作用時，由於板梁腹板之厚度一般均比翼板薄很多，因此腹板的受壓部分將可能產生平面外位移變形，以致於導致腹板過早失敗並使得翼板要承擔較大之撓曲應力。所以本節採用一個小於1.0的折減因子R_{PG}來反應這種可能的抗彎強度損失。

當採用混合梁時，通常腹板的降伏應力小於翼板之值，因此當混合梁受撓曲作用時，可能發生腹板比翼板先降伏之現象（尤其在兩者交接附近）。為了考慮腹板局部降伏所引起的抗彎強度損失，本節採用了一個R_e的折減因子來適度降低翼板的容許撓曲應力。折減程度之大小與腹板和翼板之面積比及其降伏應力比值有關。

7.8.2 容許剪應力

(1)若不考慮張力場作用時，板梁之容許剪應力可依第7.5節之規定設計。

(2)考慮張力場作用時，板梁滿足7.8.3節中有關橫向加勁板之規定且為非混合梁，當$C_v \le 1$時，則其容許剪應力可以下式取代公式(7.5-2)

$$F_v = \frac{F_y}{2.89}\left[C_v + \frac{1 - C_v}{1.15\sqrt{1 + (a/h)^2}}\right] \le 0.40F_y \qquad (7.8\text{-}6)$$

解說： 張力場作用(tension field action)主要是考慮板梁之腹板在發生剪力挫屈時仍具有挫屈後強度(post buckling strength)之現象，基於這種考量,公式(7.8-6)適度的提高了板梁的容許剪應力。換言之，該式中括號的部分代表對剪力挫屈後強度的承認，可以導致較經濟的設計結果。基本上，薄板與柱的挫屈行為在「挫屈後強度」的行為上有明顯的不同。通常柱不具有挫屈後強度，但是薄板則具有明顯的挫屈後強度，且其大小與薄板之寬厚比及束制狀況有關。

當板梁之腹板受到適當的橫向加勁板加勁時，即使腹板發生剪力挫屈，挫屈後的腹板（產生45°方向皺折）將與加勁板與梁翼板共同形成如同Pratt桁架般的作用繼續支承新增的荷載。

有關張力場作用的理論研究可以參考文獻(Basler and Thurlimann 1963；Basler 1961)。在實驗方面則可參考文獻(Basler et al., 1960)。公式(7.8-6)即根據上述研究而發展來的。不過此公式暫不適用於$(0.6F_y)/\sqrt{3} \le F_v \le 0.4F_y$之情形，亦不可用於$a/h > 3.0$之板梁。此外，在未有新研究成果確定以前，此公式亦不適用於混合梁。

7.8.3 橫向加勁板

板梁橫向加勁板之配置應符合第7.6節之規定。

加勁板之最小慣性矩I_{st}以梁腹板為軸，並符合以下規定：

$$I_{st} \ge (h/50)^4 \tag{7.8-7}$$

上式之規定適用於成對之加勁板或單邊配置之加勁板。

依公式(7.8-6)腹板剪應力計得需要之橫向加勁板，其每對之全斷面積不得小於以下規定：

$$A_{st} = \frac{1-C_v}{2}\left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1+(a/h)^2}}\right] Y D\, h\, t_w \tag{7.8-8}$$

其中，

Y =腹板與翼板降伏應力之比值。

D =1.0，若加勁板成對配置。

=1.8，若加勁板為單側角鋼。

=2.4，若加勁板為單側鋼板。

當外力所造成之最大剪應力小於公式(7.8-6)之值時，則所需加勁板之斷面積可依相同比例折減之。

依公式(7.8-6)腹板剪力計得所需之橫向加勁板，應考慮其每單位長度傳遞之剪力不得小於

$$f_{vs} = h\sqrt{\left(\frac{F_y}{140}\right)^3} \tag{7.8-9}$$

其中，F_y為腹板之降伏應力。

當外力所造成之最大剪應力小於公式(7.8-6)之值時，則所需傳遞之剪力可依相同比例折減之。

橫向加勁板與大梁腹板以螺栓連接時，其間距不得大於30cm。若用斷續填角銲時，則其跳銲間之淨距不得大於腹板厚度之16倍，也不得大於25cm。

非承壓式之中間加勁板無須與張力翼板連結。連結於腹板之中間加勁板，其銲道終止端距腹板與翼板銲趾上緣之距離不得小於4倍亦不得大於6倍腹板厚度。若使用單側之橫向加勁矩形板於抵抗向上之扭曲作用時，則應連接於壓力翼板。

除非翼板是由角鋼組合而成，否則當側向支撐與一側或二側加勁板連結時，加勁板應與壓力翼板連結，且此側向支撐應可傳遞整體翼板應力之1%以上。

解說：　公式(7.8-7)對加勁板慣性矩之限制主要是希望提供板梁腹板充份的側向支撐。不過，在多數狀況下，本節中對加勁板斷面積之需求即可滿足對慣性矩之需求。加勁板斷面積之大小主要視a/h與h/t_w而定。對於僅在腹板配置單側加勁板的板梁，本節要求採用較多的加勁板面積，這主要是基於偏心荷載的考量。

公式(7.8-9)提供了一個保守的傳遞剪力需求值，它可以用來設計腹板和加勁板間的填角銲尺寸。

7.8.4 腹板受剪應力與張應力組合作用

考慮張力場作用之板梁，當其腹板受剪應力與張應力組合作用時，其由作用於腹板平面內所引起之撓曲張應力不得大於 $0.60F_y$，亦不得大於下式之值：

$$\left(0.825-0.375\frac{f_v}{F_v}\right)F_y \qquad (7.8\text{-}10)$$

其中，

f_v=腹板平均剪應力（即剪力除以腹板面積)

F_v=公式(7.8-6)之容許剪應力

當板梁之翼板與腹板之材料降伏應力大於4.55 tf/cm^{2}且其翼板受到大於$0.75F_b$之撓曲應力時，則其腹板之容許剪應力不得大於公式(7.5-2)之值。

解說：　若設計者並未考慮板梁張力場作用之影響，則無須受公式(7.8-10)之限制。

根據參考文獻(Basler 1979)，受張力場作用之腹板可依以下之原則設計之：

(1)若同時作用於腹板之剪應力f_v不超過0.6倍的容許剪應力F_v時，則可僅依照容許撓曲應力F_b之規定來設計；或者

(2)若同時作用於腹板之撓曲應力f_b不超過 0.75倍的容許撓曲應力F_b時，則可僅依照容許剪應力F_v之規定來設計。

若超過上述界限，公式(7.8-10)提供了一個簡化線性交互公式以供遵循。更詳細之資料可參考文獻(Basler 1979)之研究成果。

7.9 符號說明

A_f =翼板斷面積，cm^2

A_{st} =成對或單邊之加勁板全斷面積

A_w =腹板斷面積，cm^2

C_b =撓曲修正係數
C_v =依線性挫屈理論所求得之「臨界」腹板應力與腹板材料降伏應力之比值
D =板梁中橫向加勁板類型係數
F_b =容許撓曲應力，tf/cm^2
F_u =標稱抗拉強度，tf/cm^2
F_v =容許剪應力，tf/cm^2
F_y =標稱降伏應力，tf/cm^2
F_{yf} =翼板之規定降伏應力，tf/cm^2
F_{yw} =腹板之標稱降伏應力，tf/cm^2
I_{st} =橫向加勁板之慣性矩，cm^4
I_y =斷面弱軸慣性矩，cm^4
J =斷面之扭轉常數，cm^4
L =構材受壓翼板之側向未支撐長度，cm
L_b =側向未支撐間距，cm
L_c =採用 0.66F_y 容許彎曲應力之側向無支撐長度之臨界值
$(L/r)_{eq}$=等值之長細比
M_1 =梁構材中無支撐段之較小端部彎矩，tf-cm
M_2 =梁構材中無支撐段之較大端部彎矩，tf-cm
R_e =混合梁因子
R_{PG} =板梁撓曲強度折減係數
S_x =斷面主軸斷面模數，cm^3
Y =腹板與翼板降伏應力之比值
A =橫向加勁板間之淨距，cm
B =受壓構件寬度，cm
b_f =翼板寬度，cm
d =構材總深度，cm
f_v =腹板平均剪應力，tf/cm^2
f_{vs} =單位長度傳遞之剪力，tf/cm
h =腹板在兩翼板間之淨深度，cm
k_c =腹板挫屈係數
r_T =包括壓力翼板及1/3的受壓腹板面積所組成之斷面以腹板為軸之迴轉半徑，cm
$(r_T)_{eq}$=等值迴轉半徑，cm
t_f =翼板厚度，cm
t_w =腹板厚度，cm

第八章　受軸力與彎矩共同作用之構材

8.1 適用範圍

本章適用於具雙對稱或單對稱斷面受軸力與彎矩共同作用之構材。

8.2 軸壓力與彎矩共同作用

受軸向壓力與彎矩共同作用之構材，應符合以下組合應力之規定：

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{C_{mx}f_{bx}}{(1-\frac{f_a}{F_{ex}'})F_{bx}}+\frac{C_{my}f_{by}}{(1-\frac{f_a}{F_{ey}'})F_{by}}\le 1.0 \tag{8.2-1}$$

$$\frac{f_a}{0.6F_y}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}}\le 1.0 \tag{8.2-2}$$

當 $f_a / F_a \le 0.15$ 時，可以公式(8.2-3)取代公式(8.2-1)與(8.2-2)：

$$\frac{f_a}{F_a}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}}\le 1.0 \tag{8.2-3}$$

上述公式中之下標x、y表示構材彎曲之方向，其中，

f_a=依計算求得作用於構材之軸應力

F_a=構材僅受壓力時之容許軸壓應力，依第六章相關規定計算

f_b=依計算求得作用於構材之彎曲應力

F_b=構材僅受彎矩時之容許彎曲應力，依第七章相關規定計算

$$F_e' = \frac{12\pi^2 E}{23(KL_b/r_b)^2} \tag{8.2-4}$$

=尤拉(Euler)挫屈應力除以安全係數23/12，其中，L_b及r_b為構材挫屈平面之未支撐長度與斷面迴轉半徑。

C_m=為一修正係數，應依以下規定計算：

(1)可側向位移構架之受壓構材，且在構材兩端點間無橫向載重時：

C_m=0.85

(2)含斜撐構架中之受束制壓力構材，且在構材彎曲平面兩端點間無橫向載重時：

$$C_m = 0.6 - 0.4(\frac{M_1}{M_2}) \tag{8.2-5}$$

其中，M_1 / M_2 為所考慮彎曲平面上構材無支撐段兩端較小與較大彎矩之比值。當構材受彎成雙曲率彎曲時，M_1 / M_2 之比為正值；當構材成單曲率彎曲時，M_1 / M_2 之比為負值。

(3)含斜撐構架之受壓構材，若在構材彎曲平面兩端點間受橫向力作用時，C_m 之值可依合理分析方法決定之或依以下之規定：

(a)構材在所考慮彎曲平面之端點受束制者，C_m=0.85
(b)構材在所考慮彎曲平面之兩端點未束制者，C_m=1.0

解說：　公式(8.2-1)與(8.2-2)分別考慮兩種不同的破壞模式，其中(8.2-1)考慮同時受軸壓力與彎矩作用的樑柱(Beam-Column)構材其破壞主要由穩定性控制，而公式(8.2-2)之破壞模式主要由材料降伏控制。

基於考慮二次彎矩放大效應之影響，公式(8.2-1)對於由外力所造成之撓曲應力f_b乘以一個彎矩放大係數$\frac{1}{(1-\frac{f_a}{F_e'})}$，而由於此一放大係數是在假設構材兩端受到大小相等方向相反之端彎矩作用下推導出來的，因此對於構材兩端受不相等彎矩作用之情況，上述放大係數將過於保守。為了修正此一狀況，公式(8.2-1)中乃又採用一個修正係數C_m。另一方面，研究顯示當樑柱構材所受的軸壓應力f_a小於15%的構材容許壓應力F_a時，則公式(8.2-1)中之彎矩放大參數$\frac{C_m}{(1-\frac{f_a}{F_e'})}$對構材強度之影響將可以忽略不計。因此規範乃建議當$f_a/F_a \leqq 0.15$時，可以採用較簡潔的公式(8.2-3)來取代公式(8.2-1)與(8.2-2)進行設計。

在上式三公式中，F_a與F_{bx}，F_{by}均應分別依照本規範第六及第七章中相關規定計算。在計算F_{bx}時應考慮側向扭轉挫屈之影響。

有關修正係數C_m之決定主要受到構材端點是否受側向支撐及構材在兩端點之間是否受橫向載重作用之影響(Massonnet 1959)，因此C_m之計算可以分別考慮以下三類狀況：

(1)第一類：受壓構材可側向位移之狀況。此時用計算F_a及F_e'的有效長度KL均不得小於構材未支撐間距之長度。研究顯示，此時C_m之值可依下式計算：

$$C_m = 1 - 0.18(f_a / F_e') \qquad \text{(C8.1)}$$

更進一步的研究指出在考慮彎矩放大效應情況下，上式中$0.18(f_a/F_e')$之值可用0.15取代之。因此本節乃建議可側向位移構架之受壓構材C_m=0.85。

(2)第二類：受壓構材經支撐不可側位移且構材兩端點之間不受橫向載重之狀況。由於構材無端點側位移，因此用以計算F_a及F_e'的有效長度KL均不大於構材未支撐間距之長度。

在此一狀況下，彎矩放大效應最嚴重的情形將發生在構材兩端受到大小相等方向相反的端彎矩作用之時，亦即造成構材產生單曲率彎曲之情況。反之，最不嚴重之情形將發生

在構材兩端受大小方向相等力矩之作用時，亦即造成雙曲率彎曲之情況。

為了深入探討端彎矩之變化對彎矩放大效應之影響，許多學者分別提出不同的修正方法，其中之一為(Galambos 1988)：

$$C_m = \sqrt{0.3\left(\frac{M_1}{M_2}\right)^2 - 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) + 0.3} \qquad \text{(C8.2)}$$

研究顯示，上式又可以簡化為：

$$C_m = 0.6 - 0.4\left(\frac{M_1}{M_2}\right) \geq 0.4 \qquad \text{(C8.3)}$$

其中，0.4之限制被收錄於1978年版的AISC規範，但在1986年版的AISC-LRFD規範及本規範中均已不再採用。原因是上述0.4之限制主要係針對梁之側向扭轉挫屈而訂，並不適用於彎矩放大之情形。在考慮梁之側向扭轉挫屈時，AISC規範中採用了一個修正係數C_b，C_b值之範圍被限制在2.3以內，它與0.4之倒數十分接近。在Zandonini(1985)之研究中指出，若取消0.4之限制，則上述C_m之公式可以適用於彎矩放大效應修正之情況。

(3)第三類：受壓構材經支撐不可側位移但在構材兩端點之間受到橫向載重之作用。此時C_m可依下式計算：

$$C_m = 1 + \psi\frac{f_a}{F_e'} \qquad \text{(C8.4)}$$

其中，ψ值如表C8.2-1所示。對於構材兩端受束制不可自由旋轉之情況，研究顯示最大撓曲應力通常發生在靠端點處，而多數情況下C_m值將略小於1.0，故本規範建議採用C_m=0.85。另一方面，如果構材兩端為簡支，則最大彎曲應力通常發生在靠構材中點附近（視載重狀況而定），此時C_m可依下式計算：

$$C_m = \frac{\pi^2 \delta_o EI}{M_o L^2} - 1 \qquad \text{(C8.5)}$$

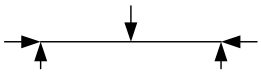
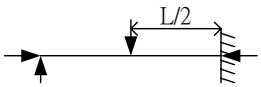
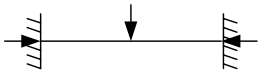
其中，

δ_o =由橫向載重所引起之最大位移

M_o=由橫向載重所引起於兩端點間之最大彎矩

最後，設計者應注意本節各公式中有關F_a之計算係由構材最大長細比控制，不論構材之彎曲平面為X向或Y向。但是在計算F_e'時，則必須考慮構材之彎曲平面所在之方向並採用正確之長細比。因此，當構材僅受強軸彎曲時，設計仍應考慮兩個不同方向之長細比以求解問題。

表C8.2-1 ψ及C_m放大因子

Case	ψ	C_m
	0	1.0
	-0.4	$1-0.4\frac{f_a}{F_e'}$
	-0.4	$1-0.4\frac{f_a}{F_e'}$
	-0.2	$1-0.2\frac{f_a}{F_e'}$
	-0.3	$1-0.3\frac{f_a}{F_e'}$
	-0.2	$1-0.2\frac{f_a}{F_e'}$

8.3 軸拉力與彎矩共同作用

受軸拉力與彎矩共同作用之構材，應符合以下組合應力之規定：

$$\frac{f_a}{F_t}+\frac{f_{bx}}{F_{bx}}+\frac{f_{by}}{F_{by}}\le 1.0 \qquad (8.3\text{-}1)$$

其中，F_t為構材僅受軸拉力作用時之容許拉應力，f_a，f_b與F_b之定義同8.2節，惟依各單獨載重計算求得之F_b不得大於第七章中容許撓曲應力之規定。

解說：　當構材同時受到軸拉力與彎矩共同作用時，軸拉力具有降低二次彎矩效應之作用，因此公式(8.3-1)並無須考慮彎矩放大作用之影響。

8.4 符號說明

C_m =修正係數。

F_a =構材僅受壓力時之容許軸壓應力，tf/cm^2。

F_b =構材僅受彎矩時之容許彎曲應力，tf/cm^2。

F_e' =尤拉(Euler)挫屈應力除以安全係數23/12，tf/cm^2。

M_o =由橫向載重所引起於兩端點間之最大彎矩。

f_a =依計算求得作用於構材之軸應力，tf/cm^2。

f_b =依計算求得作用於構材之彎曲應力，tf/cm^2。

δ_o =由橫向載重所引起之最大位移。

第九章　合成構材

9.1 適用範圍

本章適用於由熱軋型鋼、組合型鋼或鋼管與結構混凝土共同作用之合成柱，以及鋼骨梁支撐混凝土樓版且與樓版共同作用以抵抗彎矩之合成梁。含剪力釘或混凝土包覆之簡支及連續合成梁，不論施工時有無設置臨時支撐，均涵蓋在內。

解說：　鋼骨與混凝土或鋼筋混凝土共同作用之結構構材型態可概分為 3 類：(1)鋼骨與 RC 版共同作用之構材；(2)鋼筋混凝土包覆鋼骨之構材；(3)鋼管填充混凝土之構材；(4)混凝土包覆鋼骨之構材。國內合成梁構材包括上述第(1)及第(2)類構材，合成柱構材包括上述第(2)及第(3)類構材，第(4)類構材則甚少使用。

9.2 設計基本假設及定義

作用力之決定：含合成構材之結構在決定結構構件或接頭力量時，應考慮在各階段載重下構件之有效斷面。

彈性分析：兩端無托肩連續合成梁之彈性分析，可以假設桿件為均勻斷面，且斷面慣性距可取正彎矩轉換斷面之慣性矩。

塑性分析：採用塑性分析時，受撓曲合成構材之強度應由塑性應力分布決定之。

正彎矩塑性應力分布：若樓版在正彎矩區有剪力釘與鋼骨連結，則在混凝土有效壓力區之應力可假設為$0.85f_c'$且為均勻分布，而混凝土拉力強度則予忽略，其中，f_c'為混凝土標稱抗壓強度。鋼骨斷面不論在拉力區或壓力區，其應力可假設為均勻分布且其大小為鋼材標稱降伏應力F_y，鋼骨斷面上所承受之淨拉力應等於混凝土樓版所承受之壓力。

負彎矩塑性應力分布：如果樓版在負彎矩區以剪力釘與鋼骨連結，混凝土樓版有效寬度內具足夠伸展長度之縱向鋼筋，其拉應力可假設為鋼筋之標稱降伏應力F_{yr}。混凝土之拉力強度則予忽略。鋼骨斷面不論在拉力區或壓力區，其應力可假設為均勻分布且其大小為鋼材標稱降伏應力F_y，鋼骨斷面所承受之淨壓力應等於鋼筋所承受拉力之總和。

彈性應力分布：計算彈性應力分布時，鋼材與混凝土之應變應假設與中性軸之距離成正比，應力則等於應變與鋼材彈性係數E或混凝土彈性係數E_c之乘積。鋼材最大應力不得超過F_y，混凝土最大壓應力不得超過$0.85f_c'$，混凝土抗拉應力則予忽略。若合成梁中之鋼骨為混合斷面，則鋼骨翼板最大應力不得超過其標稱降伏應力F_{yf}，但腹板之應變可以超過降伏應變，而對應之腹板應力應取其標稱降伏應力F_{yw}。

完全合成梁：為具有足夠之剪力釘以發揮最大撓曲強度之合成梁。計算斷面之彈

性應力分布時可假設無滑動產生。

部分合成梁：部分合成梁之撓曲強度由剪力釘之剪力強度決定。以彈性理論計算其撓度、疲勞及振動時，應考慮滑動之效應。

混凝土包覆梁：由混凝土包覆之梁，如滿足下列各條件則可利用鋼材與混凝土間之自然握裹力相連結，而無須增設額外之錨定物。

(1) 鋼骨斷面之各側混凝土保護層至少 5 cm。
(2) 鋼骨梁與混凝土樓版結合的情況，鋼梁之上緣至少在樓版的上緣以下 4 cm，且在樓版的下緣以上 5 cm。
(3) 包覆之混凝土須具有足夠之鋼絲網或其他鋼筋以避免混凝土之剝落。
(4) 鋼筋之配置細部須符合鋼筋混凝土配筋細部之規定，且鋼筋與鋼板平行時兩者之淨距離應在 25 mm 以上。

合成柱：合成柱可用結構混凝土包覆熱軋型鋼或組合型鋼而成，或在鋼管中空部分注入結構混凝土而成。

混凝土包覆柱：以結構混凝土包覆鋼骨斷面之柱。

鋼管混凝土柱：矩形或圓形鋼管內填充結構混凝土之柱。

解說： **作用力之決定**：合成構材之彈性應力分布受到施工中梁下是否設有臨時支撐之影響。施工中未設支撐者，鋼梁、混凝土自重及施工作業之載重係由鋼梁單獨承受，混凝土硬化後所施加之載重則由合成斷面承受。以設計觀點來看，當混凝土強度達設計強度之 75%時，即假設混凝土已硬化。對於施工中設有適當支撐之合成梁而言，所有載重可假設由合成斷面承受。全長具有剪力釘之連續合成梁，當載重造成其負彎矩區樓版開裂後，該載重將由該區之鋼骨斷面及樓版之縱向鋼筋來承受。採用塑性分析時，所有載重均可視為由合成斷面承受，此係由於塑性鉸區只有在產生大量降伏後才可達到全塑性強度，也就是從極限強度之觀點而言，施工中是否設有支撐並不影響合成斷面之全塑性撓曲強度。

彈性分析：連續梁於彈性分析中採用均一勁度，此與鋼筋混凝土梁設計相同。斷面慣性矩原則上依合成梁斷面計算，但樓版內之鋼筋可予以忽略。

塑性分析：塑性分析時梁斷面須符合可達全塑性強度之要求。例如具剪力釘之合成梁，其正彎矩區鋼梁斷面須具有結實之腹板，即 $h/t_w \le 170/\sqrt{F_{yf}}$ ，其負彎矩區鋼梁斷面須為結實斷面。以混凝土包覆之梁則無斷面結實性（compactness）之要求。當斷面混凝土部分未配置具結構功能之鋼筋時，混凝土僅具有防止挫屈之功能，塑性彎矩僅由鋼骨斷面提供。當包覆型構材配置有合乎要求之鋼筋時，塑性彎矩可以考慮由鋼骨與鋼筋混凝土共同作用並具完全合成效應。

正彎矩塑性應力分布：塑性應力分布與樓版鋼筋之參與效果詳見 9.4 節解說。

負彎矩塑性應力分布：塑性應力分布之敘述詳見 9.4 節解說。

彈性應力分布：合成梁任一斷面之應變分布，與鋼骨和混凝土間之滑動有關。滑動前，鋼材與混凝土之應變以其至彈性轉換斷面中性軸之距離成正比。滑動之後，應變分布呈不連續狀，鋼材上緣會有一突然變化，鋼材與混凝土各有一中性軸，其應變與至各該中性軸之距離成正比。

完全合成梁：完全合成梁於正彎矩作用下，其最大撓曲強度係由鋼材之拉力降伏強度或混凝土樓版之壓應力所決定。於負彎矩作用下，完全合成梁之最大撓曲強度則由樓版內縱向鋼筋之拉力降伏強度所決定。當剪力釘之數量足以使合成梁能發揮其最大撓曲強度時，任何在降伏前所產生之滑動皆很小，可忽略其對應力及勁度之影響。

部分合成梁：滑動對部分合成梁彈性特性之影響會很顯著，故在計算使用載重下之變形及應力時須考慮滑動效應。部分合成梁近似之彈性特性詳見 9.4 節解說

混凝土包覆梁：支撐於鋼梁上之混凝土樓版尺寸能使樓版有效地成為合成 T 型梁之翼板，或混凝土包覆梁具有符合鋼筋混凝土規定之鋼筋配置與足夠保護層且鋼骨與混凝土間能充份地連結成一體時，該梁可視為完全合成梁。但其配筋仍應符合結構混凝土之配筋細則，尤其是鋼筋之淨間距，及鋼筋與鋼骨間之淨距離。

9.3 壓力構材

滿足下列各條件者，方可認定為合成柱：

(1) 鋼骨之斷面積不得少於合成斷面總斷面積之 4% 。

(2) 包覆鋼骨之混凝土，須配置可以承受軸向載重之連續縱向鋼筋及橫向鋼筋。橫向及縱向鋼筋至少須有 4 cm 厚之混凝土保護層。

(3) 混凝土包覆柱縱向鋼筋之最小鋼筋比 ρ_r 為 0.004，ρ_r 定義如下：

$$\rho_r = \frac{A_r}{A_g} \tag{9.3-1}$$

其中：

A_r = 縱向鋼筋之斷面積，cm^2

A_g = 合成斷面之全斷面積，cm^2

(4) 橫向鋼筋之鋼筋量沿著縱向鋼筋方向每公分至少配置 0.018 cm^2，橫向鋼筋之間距不得超過合成斷面短邊尺寸之 *2/3*。

(5) 常重混凝土之標稱抗壓強度 f'_c 不得小於 0.21tf/cm^2，且不得超過 0.56tf/cm^2，輕質混凝土則不得小於 0.28tf/cm^2。

(6) 合成柱所使用之鋼骨及鋼筋之標稱降伏強度不得超過 4.2tf/cm^2。

(7) 鋼管混凝土構材中，矩形鋼管之管壁厚度不得小於$b\sqrt{F_y/3E}$，其中 b 為矩形斷面之邊寬，圓形鋼管之管壁厚度不得小於$D\sqrt{F_y/8E}$，其中 D 為圓形鋼管之外徑。

解說：(1)鋼骨之斷面積不得小於合成斷面之 4%，此為合成柱與鋼筋混凝土柱之分界。如果斷面中鋼骨斷面積小於 4%，應以鋼筋混凝土柱設計之。

(2)斷面內縱向及橫向鋼筋之最小量須足以防止火災時混凝土表面產生嚴重的剝落。

(3)雖然有些試體之混凝土強度高達 0.67tf/cm^2，但混凝土強度超過 0.42 tf/cm^2 之柱試驗資料仍然非常少(AISC 1999)。不過常重混凝土則於各種試驗中被採用過，可靠性尚佳。考慮上述因素，常重混凝土強度之上限訂為 0.56 tf/cm^2。為鼓勵採用高品質具結構用等級之混凝土，輕質混凝土強度下限為 0.28 tf/cm^2，常重混凝土強度之下限訂為 0.21tf/cm^2。

(4)最近的研究結果（Bridge and Roderick 1978；SSRC Task Group 20 1979；Galambos and Chapuis 1980；Kenny et al. 1994）顯示混凝土具良好的束制效應，以前規範版本對鋼材最大降伏應力 3.85 tf/cm^2 之規定太過於保守。此外，最常被使用的鋼筋其降伏應力為 4.2tf/cm^2，因此，提高鋼材之最大降伏應力乃基於對材料性質及結構行為合理的認知。由於混凝土對管壁的束制相當顯著，因此，最大鋼材應力不得超過 4.2 tf/cm^2 之限制，對鋼管混凝土構材而言是相當保守的。研究結果(Kenny et al. 1994)建議使用鋼材的標稱降伏應力為最大降伏應力，但是以不超過 5.6 tf/cm^2 為限。

(5)最小管壁厚之規定目的在於防止圓鋼管或矩形鋼管於降伏前產生局部挫屈。

9.4 撓曲構材

9.4.1 有效寬度

混凝土版之有效寬度為梁中心線兩側混凝土版有效寬度之和。梁中心線每一側混凝土版之有效寬度取下列之小值：

(1)梁跨度之八分之一，梁跨度為梁支承中心至中心之距離。

(2)梁中心與鄰梁中心間距之一半。

(3)梁中心至版邊之距離。

解說： 根據理論或實驗研究結果並參照各國合成梁之規範(ASCE 1979)，LRFD 之有效寬度規定不對版厚作任何限制。合成梁具單側或雙側版者皆採用相同之有效寬度規定。為了簡化設計，不論單跨或連續梁，計算有效寬度時皆以全跨度（即支承中心至中心之距離）為基準。

9.4.2 鋼骨與樓版共同作用撓曲構材之容許強度

1. 受正彎矩時，斷面之容許撓曲強度為$0.60M_n$，M_n依下列規定決定之：

   a. 當$h/t_w \le 170/\sqrt{F_{yf}}$時

      M_n應依合成斷面之塑性應力分布計得

   b. 當$h/t_w > 170/\sqrt{F_{yf}}$時

      M_n應依彈性應力之疊加計得，臨時支撐之效應應該考慮在內。

2. 受負彎矩時，斷面之容許撓曲強度為SF_b，S為鋼骨之斷面模數，容許撓曲應力F_b可單獨以鋼骨斷面依第七章之規定計得。容許撓曲強度亦可取$0.60M_n$，M_n由合成斷面之塑性應力分布計得，但須符合下列條件：

   (1)鋼骨應為具有足夠側向支撐之結實斷面，結實斷面之定義依照 4.5 節之規定。

   (2)在負彎矩區內，須用剪力釘將混凝土版連接至鋼梁上。

   (3)在有效版寬內，平行於鋼梁之鋼筋應有適當的細部，使鋼筋能發展出所需強度。

解說：　本節適用於含剪力釘之單跨或連續合成梁，且不論其於施工中是否使用臨時支撐。

正彎矩設計強度：

合成梁正彎矩區之撓曲強度，受到骨斷面、混凝土版或剪力釘之塑性強度之限制。此外，鋼骨腹板過於細長且大部分承受壓力時，腹板之挫屈也會限制撓曲強度。依據表 4.5-1 假如鋼梁腹板之深厚比不大於$170/\sqrt{F_y}$時，腹板之局部挫屈並不降低鋼梁之塑性強度。由於欠缺合成梁腹板挫屈之研究，故保守地採用相同之深厚比。對於更細長之腹板，本規範則以第一個降伏作為對撓曲強度之限制。在此情形下，混凝土未硬化前作用於未設臨時支撐之梁之長期載重引致之鋼材應力，必須和混凝土硬化後作用於合成斷面梁之載重引致之鋼材應力疊加。應力疊加中，所有長期載重須乘以靜載重係數，活載重須乘以活載重係數。設有臨時支撐之梁，可假設所有載重由合成斷面承受。

當斷面第一個降伏為撓曲強度之限制時，使用彈性轉換斷面來計算合成斷面之應力。惟須依混凝土單位重及強度決定計算轉換斷面用之彈性模數比$n = E/E_c$。應注意的是，本規範有關結實斷面梁之計算程序與 1989 AISC ASD 規範之規定不同。

正彎矩之塑性應力分布：

當撓曲強度由如圖 C9.4-1 所示塑性應力分布求得時，混凝土版之壓力C取下列三式之最小值：

$$C = A_{sw}F_{yw} + 2A_{sf}F_{yf} \quad \text{(C9.4-1)}$$

$$C = 0.85\,f_c^{'}A_c \quad \text{(C9.4-2)}$$

$$C = \Sigma Q_n \quad \text{(C9.4-3)}$$

對於非混合鋼骨斷面，式(C9.4-1)可改成$C = A_sF_y$。

其中：

$f_c^{'}$＝混凝土之標稱抗壓強度，tf/cm^2

A_c＝有效寬度內之混凝土版面積，cm^2

A_s＝鋼骨斷面之斷面積，cm^2

A_{sw}＝鋼骨腹板之斷面面積，cm^2

A_{sf}＝鋼骨翼板之斷面面積，cm^2

F_y＝鋼材之標稱降伏強度，tf/cm^2

F_{yw}＝鋼骨腹板之標稱降伏強度，tf/cm^2

F_{yf}＝鋼骨翼板之標稱降伏強度，tf/cm^2

ΣQ_n＝最大正彎矩與彎矩為零之間，所有剪力釘標稱強度之總和。

對於非由式(C9.4-2)控制之情形，可忽略樓版縱向鋼筋之壓力。當式(C9.4-2)控制時可將有效混凝土版寬內之鋼筋斷面積與鋼筋降伏應力之乘積計入。

混凝土壓力塊之深度為：

$$a = \frac{C}{0.85\,f_c'\,b} \quad \text{(C9.4-4)}$$

其中，b＝混凝土版之有效寬度

完全合成梁之 C 值受鋼骨之降伏強度或混凝土版之抗壓強度控制，其 C 值分別採用式(C9.4-1)或(C9.4-2)計算之。部分合成梁依剪力釘之數量及強度決定其 C 值，以式(C9.4-3)計算之。

斷面在塑性應力分布下，其塑性中性軸(plastic neutral axis, or PNA)可能位於鋼骨腹板、鋼骨上翼板或混凝土版中，視 C 值之大小而定。

合成梁之正標稱塑性彎矩可參考圖 C9.4-1 及式(C9.4-5)計算之。

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) \quad \text{(C9.4-5)}$$

其中：

P_y＝鋼骨斷面之拉力降伏強度；對非混合（non-hybrid）斷面而言，$P_y = A_sF_y$，tf

d_1＝斷面混凝土壓力中心（C 之位置）至鋼骨上緣之距離，cm

d_2＝鋼骨斷面壓力中心至鋼骨上緣之距離，cm；當鋼骨斷面不承受壓力時令 $d_2 = 0$

$d_3 = P_y$ 作用位置至鋼骨上緣之距離，cm

式(C9.4-5)基本上適用於合成斷面包含有單軸或雙軸對稱之混合或非混合鋼骨斷面。

部分合成梁之近似彈性性質：

以彈性分析求取部分合成梁之應力及撓度時，須考慮滑動之效應。部分合成梁之有效慣性矩I_{eff}可依下列近似式計算之。

$$I_{eff} = I_s + \sqrt{\left(\Sigma Q_n / C_f\right)}\left(I_{tr} - I_s\right) \qquad \text{(C9.4-6)}$$

其中：

I_s＝鋼骨斷面之慣性矩，cm^4

I_{tr}＝完全合成梁未開裂轉換斷面之慣性矩，cm^4

ΣQ_n＝彎矩與零彎矩之間剪力釘之總強度，tf

C_f＝完全合成梁於混凝土版內之壓力，取式(C9.4-1)及(C9.4-2)之較小值。

部分合成斷面對應於鋼骨受拉翼板之有效斷面模數S_{eff}可依下列近似式計算之：

$$S_{eff} = S_s + \sqrt{\left(\Sigma Q_n / C_f\right)}\left(S_{tr} - S_s\right) \qquad \text{(C9.4-7)}$$

其中：

S_s＝鋼骨斷面對應於受拉翼板之斷面模數，cm^3

S_{tr}＝完全合成未開裂轉換斷面對應於鋼骨受拉翼板之斷面模數，cm^3

當$\Sigma Q_n / C_f$小於 0.25 時，式(C9.4-6)及(C9.4-7)不得使用，以避免過度的滑動與梁勁度過低。過去之研究發現，當使用之剪力釘低於完全合成梁之需要量時，式(C9.4-6)及(C9.4-7)可分別適當的反映出梁勁度及強度之折減（Grant et al. 1977）。

要在一般結構設計時準確的計算合成梁構材之變位，似乎不是一件很實際的事。試驗結果顯示，承受短期載重的梁，其有效慣性距I_{eff}比以線彈性假設計算而得之慣性距小 15～30%。因此，若欲求得較準確的變位，有效慣性距應取$0.8I_{eff}$或$0.75I_{eff}$。此外，也可以使用有效慣性距的下限值I_{lb}，如式(C9.4-8)所示。

$$I_{lb} = I_x + A_s\left(Y_{ENA} - d_3\right)^2 + \left(\Sigma Q_n / F_y\right)\left(2d_3 + d_1 - Y_{ENA}\right)^2 \qquad \text{(C9.4-8)}$$

其中：

d_1＝混凝土版中縱向鋼筋之形心至鋼骨上緣之距離，cm

$d_3 = P_{yc}$作用位置至鋼骨上緣之距離，cm

I_{lb}＝慣性距下限值，cm^3

$Y_{ENA} = \left[A_3 d_3 + \left(\Sigma Q_n / F_y\right)\left(2d_3 + d_1\right) / \left(A_s + \left(\Sigma Q_n / F_y\right)\right)\right]$

合成梁之長期變位（如潛變及乾縮引致者）也可計得。一般設計者不容易取得混凝土基本性質的資料，簡化的分析模式，一些文獻(Viest et al.

1958；Branson 1964；Chien and Ritchie 1984；Viest et al. 1997)等所建議者，皆可用來計算長期變位。

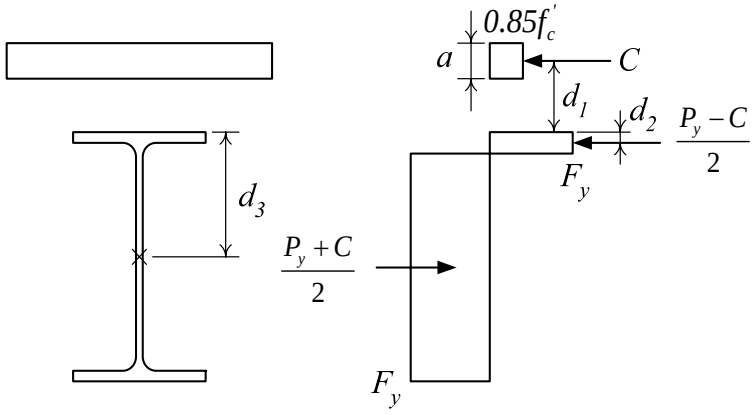


圖 C9.4-1 合成梁斷面正彎矩作用下塑性應力分布

負彎矩設計強度：

負彎矩區之彎矩強度為鋼骨本身之強度或為混凝土版內縱向鋼筋和鋼骨組成之合成斷面之塑性強度，但此時版內縱向鋼筋需要有適當的錨定，且足以發展出鋼筋的降伏應力。

負彎矩之塑性應力分布：

當合成斷面中之鋼骨為具有適當側向支撐之結實斷面，且鋼筋之細部足以發展出其強度時，斷面之標稱撓曲強度可由圖 C9.4-2 之塑性應力分布求得。鋼筋之拉力 T 取下兩式之較小值：

$$T = A_r F_{yr} \qquad \text{(C9.4-9)}$$

$$T = \Sigma Q_n \qquad \text{(C9.4-10)}$$

其中：

A_r = 平行於鋼梁，配置於有效混凝土版寬內樓版鋼筋之斷面積，cm^2

F_{yr} = 混凝土版內鋼筋之標稱降伏應力，tf/cm^2

ΣQ_n = 最大彎矩與彎矩為零間，任一側所有剪力釘標稱強度之總和，tf

拉力 T 之另一限制值為鋼骨斷面積與其降伏應力之乘積，但實際上版內之鋼筋數量很有限，此一限制值不會控制。

合成梁之負標稱塑性彎矩可採用式(C9.4-11)計算之。

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_{yc}(d_3 - d_2) \qquad \text{(C9.4-11)}$$

其中：

P_{yc} = 鋼骨斷面之壓力強度；對非混合（non-hybrid）斷面而言，$P_{yc} = A_s F_y$，tf

d_1 = 混凝土版中縱向鋼筋之形心至鋼骨上緣之距離，cm

d_2 = 鋼骨斷面拉力中心至鋼骨上緣之距離，cm
d_3 = P_{yc} 作用位置至鋼骨上緣之距離，cm

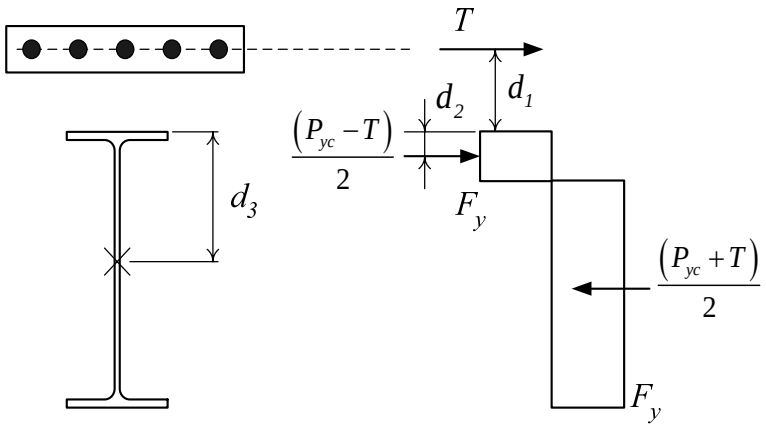


圖 C9.4-2 合成梁斷面負彎矩作用下塑性應力分布

樓版內之橫向鋼筋：

過去的經驗顯示縱向裂縫可能損害到結構之使用性，因此樓版內應配置適量的橫向鋼筋。橫向鋼筋之鋼筋量至少應為縱向混凝土斷面積之 0.002 倍，且應均勻配置。

9.4.3 混凝土包覆梁之容許強度

混凝土包覆梁之容許撓曲強度為 $0.60M_n$，M_n 依塑性應力分布分析而得。

解說：　混凝土包覆梁試驗顯示：(1)混凝土之包覆可大幅降低鋼骨之側向扭轉挫屈及局部挫屈之可能性；(2)在鋼骨降伏前不會產生握裹破壞；(3)握裹破壞不直接影響包覆鋼梁之撓曲強度(ASCE 1979)。因此 LRFD 允許三種設計方法，第一種為基於合成斷面中鋼骨受拉翼板降伏，第二種則基於鋼骨自身之塑性撓曲強度，第三種基於合成斷面之塑性應力分布，但此時構材須配置適當的鋼筋或剪力釘。混凝土之包覆能有效地防止局部及側向挫屈，因此鋼骨斷面無寬厚比之限制。

混凝土包覆梁之撓曲強度可依塑性應力分布計算，混凝土之極限應變採 0.003，並以 Whitney 等值應力塊計算其強度，等應力以 $0.85f_c'$ 計。混凝土包覆梁亦可依斷面應變諧和的假設計算其撓曲強度，應變諧和的假設較合乎力學原理，但是計算過程較繁複。

通常混凝土對合成斷面正彎矩強度之貢獻大於對負彎矩強度之貢獻，因此合成斷面對正彎矩之設計較有利。

9.4.4 施工中合成梁之容許強度

未使用臨時支撐時，鋼骨斷面須有足夠強度以承受混凝土未達標稱抗壓強度 f_c' 百分之 75 前之所有載重，鋼梁之容許撓曲強度為 F_bS，S 為鋼骨之斷面模數，鋼骨之容許撓曲應力 F_b 須依 7.2 節之規定求得。

解說：　施工中未使用臨時支撐時，於混凝土未足夠硬化得以提供合成作用前，鋼梁自身必須承受所有之載重。濕混凝土造成之未支撐梁撓度將導致混凝土版厚及靜載重之增加。對跨度較長之梁，這種情形類似屋頂之積水效應，可能造成梁之破壞，惟可藉由梁之預拱來避免混凝土版厚過度之增加。

施工中如果模板沒有與鋼骨上翼板接著在一起，模板即無法提供鋼骨上翼板連續之側向支撐，此時鋼梁之撓曲強度可能受對應之未支撐長度控制，參閱 7.2 節之規定。

LRFD 規範對施工中之載重未做其他特別的規定來避免構材在施工中降伏。依照 7.2 節，施工中之最大係數化彎矩為 $0.9F_yZ$（F_yZ 為塑性彎矩），近乎降伏彎矩 F_yS（註：$0.9F_yZ \approx 0.9\times 1.1\times F_yS \approx F_yS$）。因此本節之規定可以避免施工中構材之彎矩超過降伏彎矩。

施工載重之載重係數應依個案決定之。通常，鋼骨、混凝土及鋼浪板自重之載重係數不小於 1.2，工作人員及設備等活載重之載重係數不小於 1.6，其中設備載重不可小於 100 kgf/m^2。

9.4.5 冷軋鋼浪板

1.基本要求

鋼梁與鋼浪板及其上之混凝土版共同組成之合成構造，其設計撓曲強度 ϕ_bM_n，應依 9.4.2 節之規定並參照下述修正後求得。

(1)本節適用於標稱肋條高度不大於 7.5cm 之鋼浪板。混凝土肋條或托肩之平均寬度 w_r 不得小於 5cm，但計算時 w_r 不得取超過鋼浪板頂端之最小淨寬。其他相關規定詳 9.4.5 節第三款之規定。

(2)混凝土版須以銲接於鋼梁上之剪力釘與鋼梁連接，剪力釘之直徑應小於或等於 19mm。銲接於鋼梁上剪力釘須銲穿鋼浪板或直接銲於鋼梁上。安裝完成之剪力釘，須突出鋼浪板頂部 3.8cm 以上。

鋼浪板上之混凝土版厚度不得少於 5cm。

2.肋條垂直於鋼梁之鋼浪板

肋條垂直於鋼梁之鋼浪板於計算 A_c 及斷面性質時，鋼浪板頂部以下之混凝土應忽略不計。

沿梁長度方向之剪力釘，其間距不得超過 90cm。

剪力釘之強度應以 9.5 節之規定值乘以下述折減係數計算之：

$$\frac{0.85}{\sqrt{N_r}}\left(w_r/h_r\right)\left[\left(H_s/h_r\right)-1.0\right]\le 1.0 \qquad (9.4\text{-}1)$$

其中：

h_r = 標稱肋條高度，cm

H_s = 剪力釘之長度，但不得超過$\left(h_r+7.5\text{cm}\right)$，cm

N_r = 每一肋條與鋼梁交接處剪力釘之數量，但計算時最多取 3

w_r = 混凝土肋條或托肩之平均寬度，cm

當每個肋條與鋼梁交接處僅設置一個剪力釘時，根據式(9.4-1)計得之折減係數不得超過 0.75。

為抵抗上舉力，鋼浪板須錨定於所有支撐構件上，此錨定可使用剪力釘、剪力釘與銲道之組合或其他設計者指定之構件為之，且其間距不得大於 46cm。

3.肋條平行於鋼梁之鋼浪板

在計算斷面性質及 9.5 節計算 A_c 時，可以將鋼浪板頂部以下之混凝土包括在內。

鋼骨梁上之鋼浪板可以沿縱向切開並橫向拉開配置，將肋條加寬成一混凝土托肩。

當鋼浪板之標稱深度大於或等於 3.8cm 時，第一個剪力釘處之托肩或肋條之平均寬度 w_r 不得小於 5cm，在橫向每增加一並排之剪力釘，托肩或肋條之平均寬度應增加 4 倍剪力釘直徑。

每一剪力釘之標稱強度應依 9.5 節之規定計算之，惟當 w_r/h_r 小於 1.5 時，依 9.5 節規定計得之標稱強度應乘以下式所列之折減係數：

$$0.6\left(w_r/h_r\right)\left[\left(H_s/h_r\right)-1.0\right]\le 1.0 \qquad (9.4\text{-}2)$$

解說：　本節中專門用語詳圖 C9.4-3 之說明。

當剪力釘用於具有鋼浪板之鋼梁上時，剪力釘須直接銲穿鋼浪板或穿過鋼浪板上之預留孔或現場鑽的孔並銲在鋼梁翼板上。通常剪力釘直接銲穿鋼浪板，惟當單層鋼浪板厚度大於 1.5mm 或雙層鋼浪板且每層厚度大於 1.2mm，或鋼浪板鍍鋅量大於 0.38kg/m^2 時，必須採用經認可的方法施工。

含鋼浪板之合成構造之設計原則係依據 Lehigh 大學之試驗研究結果 (Grant et al. 1977)。9.4.5 節所列舉之限制參數值讓所設計之含鋼浪板合成構造物落在現有研究成果所探討的參數範圍內。

Lehigh 大學完成了 17 組足尺寸鋼浪板上澆置混凝土之合成梁試驗，而其他機構也有 58 組試驗結果。這 75 組試驗中所選用之剪力釘與鋼浪板尺寸之範圍如下：

(1) 剪力釘尺寸：直徑 19 mm×長度 76 至 178 mm
(2) 肋條寬：49 至 184 mm
(3) 肋條高：22 至 76 mm
(4) w_r/h_r ：1.3 至 3.33
(5) H_s/h_r ：1.5 至 3.41
(6) 任一肋條之剪力釘數：1、2 或 3

鋼浪板之肋條垂直於鋼梁且鋼浪板為連續時，剪力釘須穿過鋼浪板固定於鋼梁上，這種情形下，水平剪力將引致溝槽部分產生回轉似的破壞狀況，造成剪力釘強度降低，其強度須以埋入均勻厚混凝土版時之標稱強度乘以式(C9.4-1)之折減係數作合理的估算。

研究結果(Easterling et al. 1993；Kemp and Trinchero 1997)顯示，當每個肋條與鋼梁交接處僅設置一個剪力釘時，式（9.4-1）可能偏高，因此增設折減係數不得超過 0.75 的規定。當鋼浪板之肋條設置有加勁肋肢（reinforcing rib）時，如圖 C9.4-4 所示，剪力釘一般不設置在肋條寬度中間位置而設置在加勁肋肢的旁邊，此時依剪力方向的不同，剪力釘固定的位置可分為弱位與強位。剪力釘固定於弱位會產生過早的破壞，降低安全性。因此，當剪力釘的強位可以預知時，可以協調施工者將剪力釘固定在強位，否則剪力釘應隔根換置於「強位」與「弱位」。

肋條平行於鋼梁之情形，有限的試驗結果(Grant et al. 1997)顯示剪力釘受肋條之影響並不顯著，惟對 w_r/h_r 比小於 1.5 之窄肋條在缺乏試驗資料之情況下，建議採用式(C9.4-2)之剪力折減係數。

Lehigh 大學之研究報告(Grant et al. 1997)指出，計算有效斷面模數之式(C9.4-7)與有效慣性矩之式(C9.4-6)用於鋼浪板之合成構造物亦屬合宜。

根據 Lehigh 大學的研究結果(Grant et al. 1997)並配合新的鋼浪板剖面，抵抗上舉力之鋼浪板錨定點最大間距由 40 cm 提高到 46 cm。

於鋼浪板內作電氣配管時，電器管線常設置於鋼浪板上垂直於肋條之方向，此電器管線在混凝土版上造成溝槽。平行或垂直於合成梁之溝槽將減少混凝土翼板之有效性，如無特別處置以彌補被溝槽替代之混凝土時，該溝槽會阻斷混凝土翼板之連續性。

當溝槽平行於合成梁時，有效翼板寬度須由溝槽處起算。當溝槽垂直於合成梁時，應儘可能將其配置於彎矩較小處，並於溝槽與最大正彎矩之間配置足量之剪力釘。當溝槽無法設置於較低彎矩區時，應以非合成梁設計之。

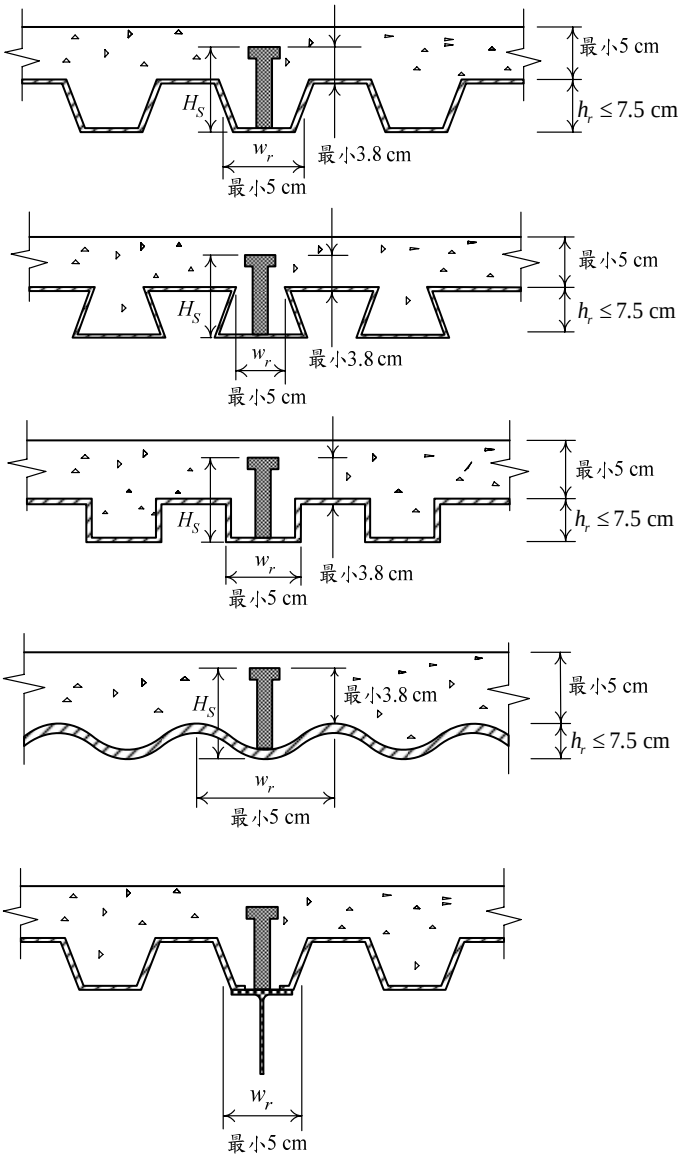


圖 C9.4-3 冷軋鋼浪板及剪力釘

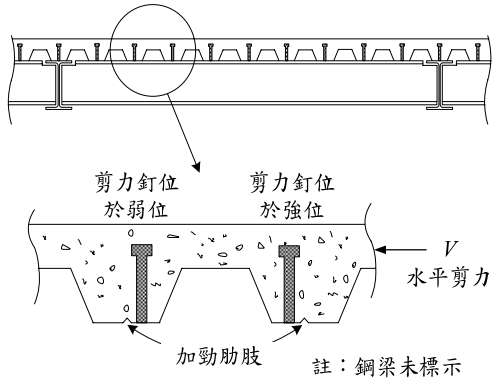


圖 C9.4-4 含加勁肋肢鋼浪板上剪力釘之弱位與強位

9.4.6 容許剪力強度

1.鋼骨與樓版共同作用之合成梁，其容許剪力強度為$F_v A_w$，容許剪應力F_v應依 7.5 節之規定計算之，A_w為斷面全深與腹板厚度之乘積。

2.包覆型合成梁之容許剪力強度取下列兩者之大者：

a.鋼骨腹板之容許剪力強度$F_v A_w$，F_v應依 7.5 節之規定計算之，A_w為斷面全深與腹板厚度之乘積。

b.混凝土與剪力鋼筋共同作用之容許剪力強度$0.60V_{nrc}$，V_{nrc}為V_c與V_s之和。V_c及V_s依下列規定計算之：

(1)僅受剪力與撓曲之構材，其V_c依式(9.4-3)決定之：

$$V_c = 0.53\sqrt{f_c'}\,b_w d \tag{9.4-3}$$

(2)剪力鋼筋為垂直肋筋時，其V_s依式(9.4-4)決定之：

$$V_s = \frac{A_v F_{yr} d}{s} \le 2.12\sqrt{f_c'}\,b_w d \tag{9.4-4}$$

其中：

V_c＝混凝土提供之剪力強度，kgf

V_s＝鋼筋提供之剪力強度，kgf

f_c'＝混凝土之標稱抗壓強度，kgf/cm^2

b_w＝包覆型合成梁斷面寬度，cm

d＝斷面受壓面最外緣至受拉鋼筋斷面形心之距離，cm

A_v＝剪力鋼筋於s距離內之斷面積，cm^2

F_{yr}＝剪力鋼筋之標稱降伏應力，kgf/cm^2

s＝剪力鋼筋於縱向鋼筋方向之間距，cm

解說：合成梁之垂直剪力強度未考慮合成作用，此設計方法較保守但也較簡單。

9.5 剪力釘

9.5.1 材料

(1)剪力釘材料應符合第三章之規定。

(2)剪力釘之長度應大於 4 倍剪力釘之直徑。

(3)剪力釘應埋置於每立方公尺重量不少於 1.45 噸之混凝土中。而混凝土材料應符合相關規範之規定。

解說：　試驗結果(Ollgaard et al. 1971)顯示，當合成梁之混凝土符合結構混凝土之要求時，合成梁可完全發展出其撓曲強度。

9.5.2 水平剪力

除包覆型合成梁外，鋼骨與混凝土版間之剪力應假設全由剪力釘傳遞。在混凝土承受彎曲壓力下，最大正彎矩至零彎矩間剪力釘所需承擔之水平剪力應為下

列二者中之較小者：(1)$0.425f_c'A_c$；(2)$0.50A_sF_y$。

其中：

f_c'＝混凝土之標稱抗壓強度，tf/cm^2

A_c＝在有效寬度內之混凝土斷面積，cm^2

A_s＝鋼骨之斷面積，cm^2

F_y＝鋼骨標稱降伏應力，tf/cm^2

合成斷面連續梁在負彎矩區內之縱向鋼筋與鋼骨共同作用時，則最大負彎矩至零彎矩間剪力釘所需承擔之水平剪力為$0.50A_rF_{yr}$。

其中：

A_r＝混凝土版有效寬度內縱向鋼筋之斷面積，cm^2

F_{yr}＝縱向鋼筋之標稱降伏應力，tf/cm^2

解說：　合成梁中之剪力釘，不論是根據剪力分布情形作不等距設置，或是將等數量之剪力釘作等距設置，都有相同之極限強度及工作載重下之撓度。惟當較高應力之連接物將水平剪力傳遞至較低應力之連接物時，混凝土會有輕微之變形。重要的是，最大彎矩兩側之剪力釘總數量需足以發展出所需之剪力。LRFD 之規定即根據這理念而來。

計算最大負彎矩處之設計撓曲強度時，應包括平行於鋼梁，位於有效樓版寬度內且於具有足夠錨定長度之鋼筋。總之，應配置足夠之剪力釘，使鋼筋之極限拉力得經由樓版傳至鋼梁。

9.5.3 剪力釘之容許強度

1.埋置於均勻厚度混凝土版內單一剪力釘之容許強度 q 依式(9.5-1)計得，而Q_n為依式(9.5-2)計得之單一剪力釘標稱強度。

$$q = 0.5Q_n \tag{9.5-1}$$

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f_c'E_c} \le A_{sc}F_u \tag{9.5-2}$$

其中：

A_{sc}＝剪力釘之斷面積，cm^2

f_c'＝混凝土之 抗壓強度，tf/cm^2

F_u＝剪力釘之標稱抗拉強度，tf/cm^2

E_c＝混凝土之彈性模數，tf/cm^2

2.剪力釘埋置於鋼浪板上之混凝土版中者，其強度須以式(9.3-1)或(9.3-2)中之折減係數修正之，但此係數只用在式(9.5-2)中之$0.5A_{sc}\sqrt{f_c'E_c}$一項。

解說：　剪力釘於常重混凝土與輕質混凝土中之強度，依混凝土之彈性模數及強度以式(9.5-2)決定。式(9.5-2)係根據(Ollgaard et al. 1971)而來，與 1989 AISC-ASD 規範相同。剪力釘之剪力強度上限為剪力釘斷面積乘以其抗拉強

度。

LRFD 規範並無規定剪力釘之強度折減係數，這是因為合成梁之撓曲強度折減係數已包含所有之變異性，剪力釘之變異性也已經考慮在內。

日本鋼構造限界狀態設計規準(案)(日本建築學會 1990)中就式(9.5-1)式提出以下之適用限制：

(1)$\sqrt{f_c' E_c}$ 值在 5tf/cm^2 以上並在 9tf/cm^2 以下，超出 9tf/cm^2 時以 9tf/cm^2 計算。

(2)剪力釘之直徑在 13mm 以上並在 22mm 以下。且其長 L 和直徑 d 之比需為 4 以上（$L/D \geq 4.0$）。

9.5.4 所需剪力釘之數目

最大正彎矩或最大負彎矩至零彎矩間所需剪力釘之數目為以 9.5.2 節計算出之總水平剪力，除以根據 9.5.3 節所計算得之單一剪力釘之容許強度計得。

9.5.5 剪力釘之配置

(1)在最大正彎矩或最大負彎矩至零彎矩間之剪力釘，可依其所需數目以等間距配置。但在任一集中載重至臨近零彎矩間之剪力釘數目，須足以發展出集中載重處所需之最大彎矩。

(2)剪力釘側向應最少有 2.5cm 厚之混凝土保護層，但設置在鋼浪板肋梁上之剪力釘除外。

(3)除非直接配置在腹板正上方之翼板，否則剪力釘之直徑不得大於 2.5 倍鋼骨翼板之厚度。

(4)兩剪力釘間之最小中心間距，在梁之軸方向為 6 倍釘直徑，在橫方向為 4 倍釘直徑；但鋼浪板肋梁上之剪力 釘，兩方向之最小間距均為 4 倍剪力釘直徑。兩剪力釘間之最大中心間距為 8 倍混凝土版總厚。

解說：　除極大之集中載重處外，剪力釘可採取等間距配置。

剪力釘若不安裝於鋼骨腹板正上方，剪力釘在未達全抗剪強度前，可能將較薄的鋼骨翼板撕裂，為防止此破壞出現，規定剪力釘不位於腹板正上方者，其直徑不得大於翼板厚度之二倍半(Goble 1968)。

無論等厚混凝土版或鋼浪板肋條與鋼梁平行之混凝土版，剪力釘在梁軸方向之最小間距為 6 倍釘直徑。這間距反映出混凝土版剪力面之形成(Ollgaard et al. 1971)。因大多數試驗資料皆以 4 倍剪力釘直徑為最小橫向間距，故取 4 倍剪力釘直徑為剪力釘之最小橫向間距。假如鋼梁之翼板較窄，可將剪力釘錯開配置，錯開後剪力釘之橫向間距不得小於 3 倍剪力釘直徑。鋼浪板肋梁上之連接物，其強度折減係數為$0.85/\sqrt{N_r}$，此乃考慮多重剪力釘引致之強度折減，包括間距不足之因素。當鋼浪板肋條與鋼梁平行，而

所須剪力釘數量多於肋條上能安裝之數量時，可將鋼浪板沿縱向切開並拉開配置，以提供足夠之安裝位置。圖 C9.5-1 為剪力釘可能之配置方式。

日本鋼構造限界狀態設計規準（案）(日本建築學會 1990)中提出剪力釘間距、橫距及混凝土保護層厚度等之規定如下：

(1)剪力釘之間距（梁軸方向）為釘徑之 7.5 倍以上但在 60cm 以下。
(2)剪力釘之橫距（與梁軸垂直之方向）為釘徑之 5 倍以上。
(3)鋼骨梁翼緣和剪力釘軸心之距離須為 4cm 以上。
(4)混凝土版邊緣至剪力釘軸心之距離須為 10cm 以上。
(5)剪力釘之混凝土保護層厚度，各方向皆應在 3cm 以上。但剪力釘位於鋼浪板肋梁上者不在此限。

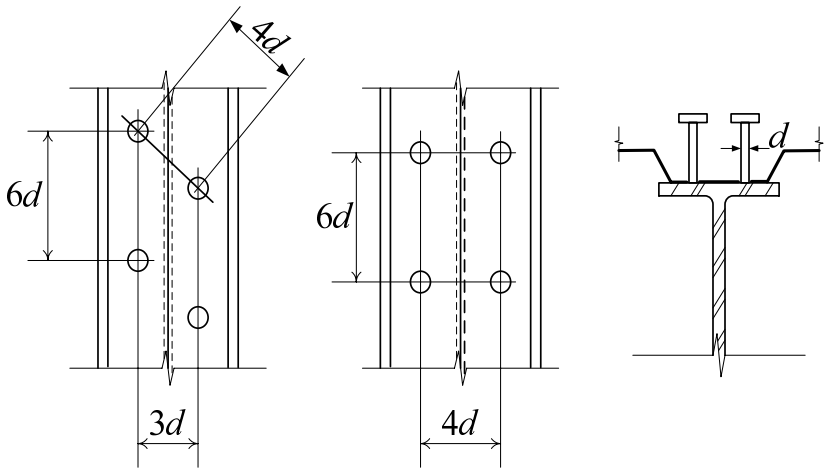


圖 C9.5-1 剪力釘可能之配置方式

9.6 特殊情況

合成構造不符合本章之規定者，應以適當之結構試驗檢驗之。

9.7 符號說明

A_c =混凝土之斷面積，cm^2
A_g =合成斷面之全斷面積，cm^2
A_r =縱向鋼筋之斷面積，cm^2
A_{sc} =剪力釘之斷面積，cm^2
A_v =剪力鋼筋於 s 距離內之斷面積，cm^2
A_w =鋼骨斷面全深與腹板厚度之乘積，cm^2
D =圓形鋼管之外徑(9.3 節)，cm

E =鋼材之彈性模數，tf/cm^2

E_c =混凝土之彈性模數，tf/cm^2

F_b =鋼骨之容許撓曲應力，tf/cm^2

F_u =剪力釘之標稱抗拉強度，tf/cm^2

F_v =鋼骨腹板之容許剪應力，tf/cm^2

F_y =型鋼或鋼管（圓形或矩型）之標稱降伏應力，tf/cm^2

F_{yf} =型鋼翼板之標稱降伏應力，tf/cm^2

F_{yr} =縱向鋼筋或橫向鋼筋之標稱降伏應力，tf/cm^2

F_{yw} =型鋼腹板之標稱降伏應力，tf/cm^2

H_s =剪力釘之長度，但不得超過$(h_r+7.5\text{cm})$，cm

M_n =合成梁斷面標稱撓曲強度，tf-m

N_r =每一肋條與鋼梁交接處剪力釘之數量，但計算時最多取 3

Q_n =單一剪力釘之標稱強度，tf

S =鋼骨之斷面模數，cm^3

V_c =合成斷面中混凝土提供之剪力強度，tf

V_{nrc} =合成斷面中鋼筋混凝土提供之剪力強度$=V_c+V_s$，tf

V_s =合成斷面中剪力鋼筋提供之剪力強度，tf

b =矩形鋼管斷面之邊寬(9.3 節)，cm

b_w =包覆型合成梁斷面寬度，cm

d =合成斷面斷面最外緣受壓纖維至受拉鋼筋斷面形心之距離，cm

f_c' =混凝土之標稱抗壓強度，tf/cm^2

h =型鋼翼板之淨間距減去每一翼板角隅之半徑，cm

h_r =標稱肋條高度，cm

q =單一剪力釘之容許強度，tf

r_m =型鋼或鋼管之迴轉半徑，cm

s =剪力鋼筋於縱向鋼筋方向之間距，cm

t_w =型鋼腹板厚度，cm

w_r =混凝土肋條或托肩之平均寬度(詳圖 C9.3-3)，cm

ρ_r =受壓構材縱向鋼筋比，詳 9.3 節

第十章　接合設計

10.1 一般規定

接合部包含接合構件（如加勁板、連接板、角鋼、托座等）與接合物（如銲接、螺栓）。接合部之設計強度應依下列適合之方法設計之：

(1)依組合載重；

(2)依接合構件強度之特定比例。

解說：　接合之受力模式宜簡單明確，傳力方式宜緩和漸變，以避免產生應力集中之現象。接合型式之選用以製作簡單、維護容易為原則，而接合設計在必要時，應依接合所在位置對整體結構安全影響程度酌予提高其設計之安全係數。

「鉚釘接合」使用之歷史甚久，直至1950年代仍被廣泛使用，近年來則由於銲接技術急速進步及高強度螺栓之生產使用，而鉚釘施工時會產生極大的噪音，施工品質控制困難且技術工人難覓等因素，故本規範建議不予採用。

10.1.1 簡支接合

除設計圖說另有規定外，梁、大梁或桁架端部之接合得設計為簡支接合，且一般可設計為僅抵抗剪力。簡支之梁接合部應容許未束制之梁端轉動，因此接合部應具有非彈性之變形能力。

解說：　簡支接合在實務上不易做到理想之簡支條件，一般規範均允許藉梁端之非彈性變形能力來降低束制程度。使用雙角鋼接合型式時，為保有適當之柔度，角鋼厚度不宜超過16mm。

簡支接合若有偏心產生，或梁端尚須傳遞水平力、扭力或軸力時，應檢討接合之強度及變形量，以及接合桿件因偏心引致之二次應力。

10.1.2 彎矩接合

受束制之梁、大梁和受束制桁架之端部接合，應依其接合處之勁度所計得彎矩與剪力之合成效應設計之。

10.1.3 承受衝擊或反復荷重之接合

承受衝擊或振動之接合部，應使用銲接或摩阻型高強度螺栓設計之。因特殊需要而不容許螺栓滑動，或因承受反復荷重之接合部，亦應使用銲接或摩阻型高強度螺栓設計之。

10.1.4 受壓構材承壓接合

當柱承載於承壓板或經銑平之柱端支壓於下柱時，應使用足夠之接合物使被接合構材保持正確位置。

其它受壓構材端經銑平使用於承壓時，其續接材料和其接合物應有適當配置以確保所有被接合構材能保持正確位置，並至少能承受構件強度之50%。

所有壓力支承座應足以抵抗由組合載重所產生之拉力。壓力構材之接合部分應考慮構架受側向力時所可能引致之張力，而此張力之計算應假設75%靜載重且無活載重時構架承受側力所產生之合應力。

受地震力時應依本規範第十三章相關規定檢討。

10.1.5 桁架之接合

桁架之構材其端部接合應能承擔其設計載重，但不得小於構材強度之50%。

10.1.6 接合之最小強度

除繫條、吊桿、圍梁外，接合處之計算應力至少應能承受3噸之載重。

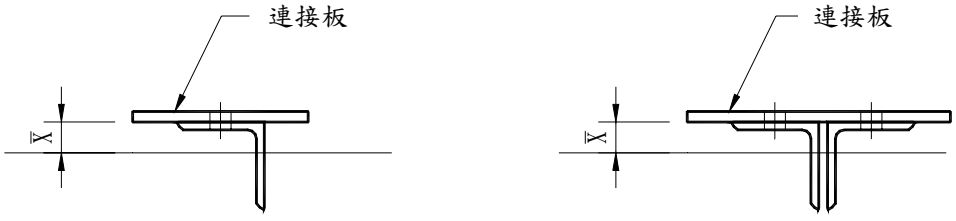
10.1.7 銲接與螺栓之配置

在傳遞軸應力之構材中，其端部銲接或螺栓之重心應與構材之重心在同一位置。對於承受靜載重之單一角鋼、雙併角鋼和類似構材之端部接合當螺栓依據準距線配置時可不依上述規定，惟在構材承受疲勞載重時，仍須考慮接合重心與構材重心不一致所產生之偏心影響。

解說：　承受軸力之單角鋼和雙角鋼構材端部以螺栓接合時，構材斷面重心軸與接合螺栓重心間之輕微偏心對構材靜態載重強度之影響極小，一般均予忽略。由文獻(Gibson and Wake 1942)得知類似情形亦可使用於承受靜態載重構材之銲接接合。

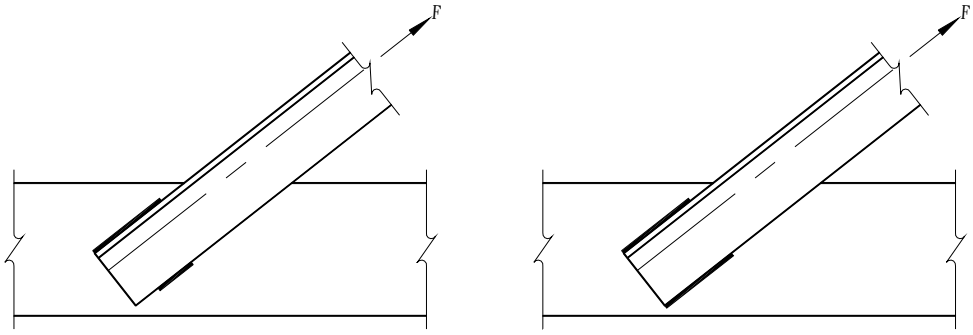
角鋼構材以單腿接合時（見圖C10.1-1、圖C10.1-2），其斷面重心與連接板中心線間之偏心量較大，其對構材設計強度之影響應予考慮（參考4.3節之解說）。如概略計算，受拉構材之張力強度可取75%有效(Galambos 1978)，受壓構材之壓力強度建議取50%有效（日本建築學會 1985）。

由疲勞試驗(Kloppel and Seeger 1964)亦顯示，承受偏心軸力之角鋼以銲接方式接合時，其疲勞強度甚低，因填角銲根部之銲接凹痕對承受垂直於銲軸方向之反復應力非常不利。同樣的情形亦可能發生在承受反復載重之角鋼而其端部銲接配置未與重心軸平衡之情況，因此這類桿件承受反復載重時應平衡其銲接配置（見圖C10.1-2）。



(a)　　(b)

圖C10.1-1 角鋼之單腿接合



(a)對角鋼中性軸平衡之銲接　　(b)對角鋼中心線平衡之銲接

圖C10.1-2 端部銲接接合

10.1.8 螺栓與銲接之組合

承壓型接合之螺栓或高強度螺栓不得視為與銲接共同分擔應力，而應由銲接承擔接合之全部應力。以摩阻型接合設計之高強度螺栓則可與銲接共同分擔載重，惟須先鎖緊高強度螺栓後再銲接。

既存結構如以銲接修改時，若現存之高強度螺栓已栓緊至摩阻型螺栓之要求時，則可用以承受原有靜載重之應力，而銲接僅分擔額外要求之應力。

解說：　承壓型螺栓與銲接組合之接合方式在極限載重發生前，接合面可能已產生滑動而導致銲道負擔不確定之較大載重，因此設計時承壓型螺栓不得視為與銲接共同分擔載重。

摩阻型高強度螺栓與銲接共同分擔載重時，必須在銲接以前將高強度螺栓鎖緊。若先銲接則銲接熱量將使鋼板產生扭曲變形而影響抗滑面之密接作用，致影響其抗滑強度。若摩阻型螺栓在銲接前先鎖緊，則摩阻型螺栓與銲接可假設在共同剪力面可分擔剪力。螺栓附近之銲接熱量尚不致改變螺栓的機械性質。

既存結構修改時，可假定螺栓之滑動業已發生且已進入承壓狀態，因此於修改時業已存在的靜載重可由既有螺栓承受，其餘載重應全部由新加之銲接承受。

此處所指之銲接與螺栓組合不包括梁柱接頭之剪力板（此板與柱板銲接而與梁翼板或梁腹板栓接）或其他類似之接合情況。

.

10.1.9 螺栓與銲接接合之限制

下列所述之接合應使用高強度螺栓或銲接：

(1)高度在60m以上之多層立體構架中之柱續接。
(2)高度在30m至60m，而其最小水平尺度小於其高度40%之多層立體構架中之柱續接。
(3)高度在30m以下而其最小水平尺度小於其高度25%之多層立體構架中之柱續接。
(4)在結構高度超過36m時，所有梁與柱之接合及梁之接合。
(5)承載5噸以上吊車之結構物:屋頂桁架之續接、桁架與柱之接合、柱之續接、柱之斜撐、隅撐及吊車支撐。
(6)承載機器運轉或受衝擊、反復應力之結構之接合。
(7)在設計圖上註明之其它接合。

上列以外情況之接合，可使用A307螺栓或高強度螺栓栓緊至緊貼程度。所謂緊貼程度係用衝擊板手數次衝擊或工人用盡全力旋緊，且使接合面緊密接觸。

10.2 銲接

10.2.1 開槽銲道

1.有效面積

開槽銲之有效面積為其有效銲長與有效喉厚之乘積。

開槽銲之有效銲長為其接合部分銲道之長度。

全滲透開槽銲之有效喉厚為其接合部較薄板之厚度。

部分滲透開槽銲之有效喉厚見表10.2-1。

表10.2-1 部分滲透開槽銲之有效喉厚

銲接方法	銲接位置	開槽角度	有效喉厚
遮護金屬電弧銲接(SMAW) 潛弧銲接(SAW)	所有位置	單斜或Ｖ接頭 ≥60°	槽深
氣體遮護金屬電弧銲接(GMAW)			
包藥銲線電銲弧接(FCAW)		單斜或V接頭 <60°但≥45°	槽深減3㎜

喇叭形開槽銲，若為與實心圓桿或90°彎折之斷面之表面齊平時，其有效喉厚，如表10.2-2所示。惟須由各銲接程序之銲接成品中抽取樣品，或依設計規定製作試驗樣品，以證實可獲得均勻一致之有效喉厚。如製造廠商能提供可信之試驗資料，證明有效喉厚大於表10.2-2所列之值時，亦可採用，但試驗樣品應採取與構材軸垂直，位於銲道中部及端部之斷面。此試驗樣品須能涵蓋製造所使用範圍之各種尺寸之組合，或設計者之要求。

表 10.2-2　喇叭形開槽銲之有效喉厚

銲道類型	有效喉厚
單斜喇叭形開槽銲	5R/16
喇叭形開槽銲	R/2 [a]
註[a]：當R≧25mm時使用氣體被覆電弧（短電弧銲接方法除外）之有效喉厚為3R/8。其中，R為鋼棒之半徑或鋼板彎曲之半徑。	

2.限制

部分滲透開槽銲有效喉厚之最小尺寸如表10.2-3。銲接最小尺寸係由接頭之兩部分中較厚板決定，惟銲接尺寸不須超過接頭之最薄板厚，但在此情形下，應有充分之預熱，以得到良好之銲接品質。

表10.2-3 部分滲透開槽銲有效喉厚之最小尺寸

接合部之較厚板厚，(mm)	有效喉厚之最小尺寸(mm)
$t \le 6$	3
$6 < t \le 12$	5
$12 < t \le 19$	6
$19 < t \le 38$	8
$38 < t \le 57$	10
$57 < t \le 150$	12
$t > 150$	16

解說：　銲接設計應考慮母材之可銲性、銲材與母材之匹配、銲接效率、疲勞強度、銲接變形及接合板挫屈等因素，以及儘可能使製作、安裝和維護簡易並避免因銲接冷縮引起層狀撕裂現象。

銲接接合之強度依母材及選用銲材之強度而定。一般而言，銲材承受靜態載重之強度常較母材為高，但伸長率略為降低。

銲接高強度鋼材時，較易引起熱影響區之材質脆化，致影響銲接接頭之韌性，故須依其材質之特性審慎訂定銲接程序。

主要構材之對銲接頭之起點及終點二端應銲上與接頭同樣材質及開槽之首尾導銲板，再予銲接以防止銲接缺陷發生。可能承受疲勞載重之構材，並應將銲接完成後之首尾導銲板予以切除並磨平，溢銲部位視需要予以磨平以免應力集中。

有關銲接施工之相關規定參照鋼結構施工規範辦理。

設計者在設計接合時，若未指定製造者使用何種銲接方法及銲姿，則不必在設計圖上指定開槽深度。只須於設計圖上指定部分滲透開槽銲之有效喉深，並由製造者提出經設計者認可之銲接方法及銲姿製造合適之有效喉深。開槽銲表面補強加銲之部分不得計入開槽銲之有效喉深。

10.2.2 填角銲道

1.有效面積

(1)填角銲之有效面積為有效銲長與有效喉厚之乘積。

(2)除在圓孔與槽形孔中作填角銲外，填角銲之有效銲長得包括端彎在內之全部填角銲總長。

(3)填角銲之有效喉厚為自接合根部至銲道表面之最短距離。

(4)如使用潛弧銲接，腳長等於或小於10mm時，以腳長為其有效喉厚；大於10mm時，有效喉厚可取理論喉厚加3.0mm。

(5)圓孔及槽孔之填角銲有效銲長，為通過喉厚平面中心線之長度。填角銲搭疊時之有效面積，不得大於接觸面之圓孔或槽孔之標稱斷面積。

2.限制

填角銲之最小尺寸如表10.2-4，最小銲接尺寸由接頭之兩部分中較厚板決定，但不得大於較薄板之厚度。若超出則應有充分之預熱，以確保銲接之品質。如應力計算需要，銲接尺寸可大於接合部之薄板厚度，在此種銲接情形，且銲接尺寸可確實掌握，則母材之邊緣與銲道趾端之距離，可小於1.5mm。

(1)沿接合鋼板邊緣之填角銲最大尺寸為：

沿厚度小於6mm含鋼板邊緣銲接時，填角銲最大尺寸不得大於鋼板厚度。接合鋼材厚度大於6mm以上時，除圖上特別註明須銲滿全厚之喉深外，沿鋼板邊緣之填角銲最大尺寸，不得大於該板厚減1.5mm。

(2)依強度計算所得之填角銲最小有效長度，不得小於填角銲尺寸之4倍，否則銲接尺寸僅能考慮為有效長度之1/4。受拉扁鋼之端部接合僅使用軸向填角銲時，各填角銲長度不得小於銲接線之間距。用於拉力構材端部接合之軸向填角銲之橫向間距，除構材係依4.3節之有效淨面積所設計者外，不得大於200mm。

(3)如設計所需強度小於連續填角銲最小容許尺寸之銲接強度時，得使用斷續填角銲以傳遞通過接頭或接合面之應力。組合構材各構件之銲接亦可使用斷續

填角銲。斷續填角銲中任何一段之有效長度，不得小於銲接尺寸之4倍，亦不得小於40 mm。

(4)搭接接頭之最小搭接長度不得小於接合部較薄板厚之5倍，亦不得小於25mm。承受軸應力之搭接接合板或棒條，除非搭接部分之變形受到充分束制外，應在搭接處之兩端作填角銲，以防止連接處承受最大載重時張開。

(5)接合部或構材側面填角銲或端部之填角銲，分別在端部或側面終止時，在施工可能範圍下，應繼續圍繞轉角銲接，其長度不得小於銲接尺寸之2倍。此項規定亦適用於托架、梁座與類似接合且該平面中之頂面與側邊填角銲接合處承受彎矩。對於角鋼及簡支端板接合，接合處之勁度將視突出肢之勁度而定，轉角銲接長度不得超過銲接尺寸之4倍。填角銲存在於同一平面之對邊，應在角隅中止雙方共有之銲接。填角銲之轉角銲接應在設計圖與製造圖上註明。

(6)圓孔或槽孔之填角銲，可用於傳遞搭接接頭之剪力，或防止搭接部分之挫屈或分離，並可用於銲接組合構材之各構件。此種填角銲可以重疊銲接，但需符合10.2節之規定，圓孔或槽孔之填角銲，不得視為塞孔銲或塞槽銲。

(7)當作用力平行於銲道方向時（如搭接），填角銲計算應力之有效長度，不得大於填角銲尺寸之70倍。在此長度內之應力可視為均佈。

表10.2-4 填角銲最小尺寸

接合部之較厚板厚，t (mm)	最小銲腳尺寸[a] (mm)
$t \le 6$	3
$6 < t \le 12$	5
$12 < t \le 19$	6
$19 < t \le 38$	8
[a]填角銲之銲腳尺寸	

解說：1.有效面積

填角銲之有效喉厚為自接合處根部至銲道表面間之最短距離，銲接滲透效果及表面加強銲均不包含於有效喉厚內。潛弧銲法可產生均勻穩定的滲透效果，填角銲如以潛弧銲方法為之，則部分滲透效果可計入有效喉厚內。於填角銲之腳長超過10mm時，有效喉厚可為理論喉厚加2.8mm，惟須先進行一小段之填角銲做試驗以便證明此一滲透效果確可達到；在實務上，通常是在工作初期切取此種接頭之零料作試驗。做完以後只要銲接程序沒有改變就不需實施進一步之試驗。

2.限制

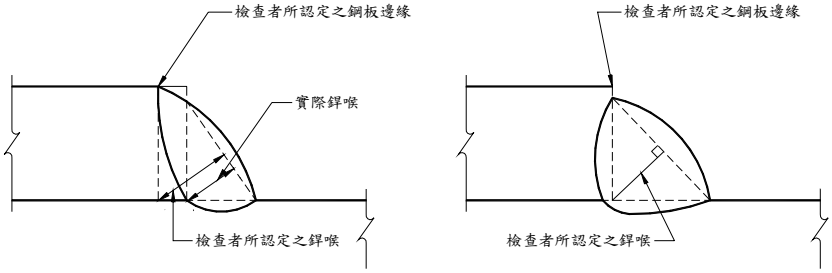
表10.2-4提供各種板厚之填角銲最小尺寸，此項最小尺寸並非基於強度需求，而是考慮厚鋼板用小銲接尺寸會因輸入熱量不足而致銲材與母材無法完全融合，及因冷卻過速而致銲道脆化失去韌性，更可能會因厚母材的冷縮產生束制而致銲道開裂。在使用手銲銲接法時，一道銲道施

作所能達到的最大角銲尺寸為8mm，故以8mm填角銲做為厚度19mm以上鋼板之最小銲接尺寸，但仍須符合AWS D1.1對於預熱及中間銲道溫度之規定。

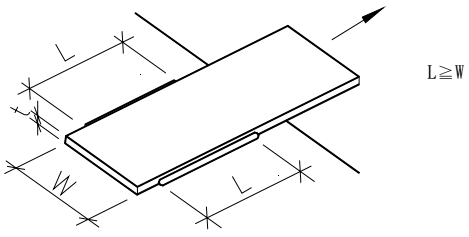
表10.2-3所示為部分滲透開槽銲之最小有效喉厚，其中鋼板厚度超過150mm時，最小喉厚為16mm。然而表10.2-4中對於填角銲鋼板厚度超過19mm時，填角銲之最小腳長尺寸只有8mm。最小部分滲透開槽銲比最小填角銲所增加之銲接尺寸，是為使銲道尺寸與板厚之比例較為合理。

為方便檢驗者量取銲腳尺寸，板厚達6mm以上時填角銲應自銲接處之鋼板外角邊緣後退1.5mm（見圖C10.2-1）。

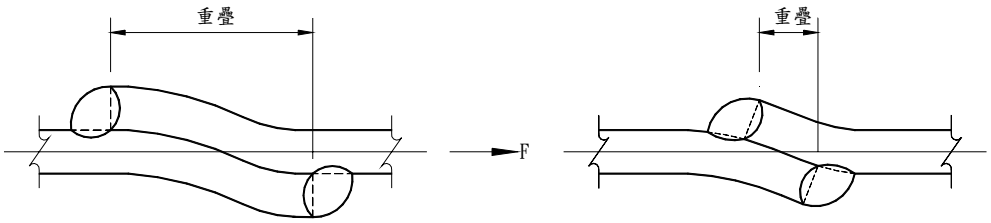
接合處只沿作用力方向採用縱向填角銲時（圖C10.2-2），10.2.2節2款所規定每一銲道長度至少須等於接合板之寬度是因為考慮剪力遲滯的關係，惟亦可參考4.3節之規定設計。如搭接接頭之最小疊合長度大於5倍較薄板厚時（見圖C.10.2-3），受拉時所產生之接頭轉動將不致過大。填角銲搭接接合處除非由如圖C10.2-4(a)所示之力束制，否則承受拉力時會如圖C10.2-4(b)所示張開且在銲接根部產生撕裂現象。轉角銲接（見圖C10.2-5）並未明顯增加接合強度，惟增加轉角銲接可增加銲接長度，對承受反復載重之簡支接頭可提高其疲勞抵抗。且可增加接頭之塑性變形能力。規範中之銲接承載能力及接頭承載能力並未考慮轉角銲接之存在，然經研究顯示，轉角銲接雖對強度無明顯之提昇，卻可大幅提昇接頭之塑性變形。惟對無法進行轉角銲接之接頭，若能提供足夠之銲接尺寸，且疲勞問題並非設計之主要考量時，仍可達到接頭之需求。



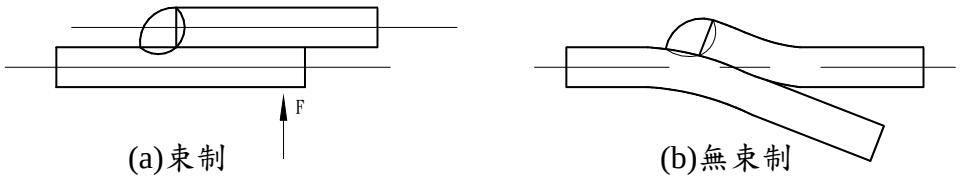
圖C10.2-1 填角銲尺寸之認定



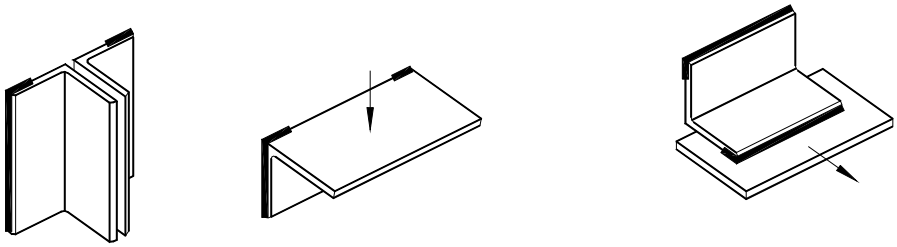
圖C10.2-2 縱向填角銲



圖C10.2-3 最小疊接長度



圖C10.2-4 疊接接頭之束制



圖C10.2-5 轉角銲接

10.2.3 塞孔銲與塞槽銲

1.有效面積

塞孔銲與塞槽銲之有效剪力面積，為其接合平面上圓孔或槽孔之標稱面積。

2.限制

a.塞孔銲或塞槽銲可用於傳遞搭接接頭剪力，或防止搭接部分之挫屈，並可用於連接組合構材之各構件。

b.塞孔銲之孔徑，不得小於開孔板厚加8mm，並以1.5mm向上進位，亦不可大於銲接厚度之2.25倍。

c.塞孔銲之最小中心間距應為孔徑之4倍。

d.塞槽銲之長孔長度不得超過銲接厚度之10倍。

e.槽孔寬不得小於開孔板厚加8mm，並以1.5mm向上進位，亦不得大於銲接厚度之2.25倍。槽端部應為半圓形，或為半徑不小於開孔板厚之圓角，當端部延伸至該板邊緣時，則不受此限。

f.塞槽銲並排時，其最小中心間距，應為槽孔寬之4倍，塞槽銲縱排時，其最小中心間距應為槽孔長之2倍。

g.塞孔銲或塞槽銲之銲厚，在鋼材厚度等於或小於16mm時，應等於鋼材厚度。鋼材厚度大於16mm時，至少應為鋼材厚度之1/2，且不小於16mm。

10.2.4 容許應力

除依第十一章之規定設計者外，銲接之容許應力應符合表10.2-5之規定。

解說：　銲接強度係由母材或銲材二者之強度決定。

表10.2-5中填角銲之容許應力係根據有效喉厚決定，而接合部母材之強度則是由其厚度決定。圖C10.2-6說明填角銲及母材之剪力面：

a.剖面1-1之強度係由母材A之剪力強度決定。

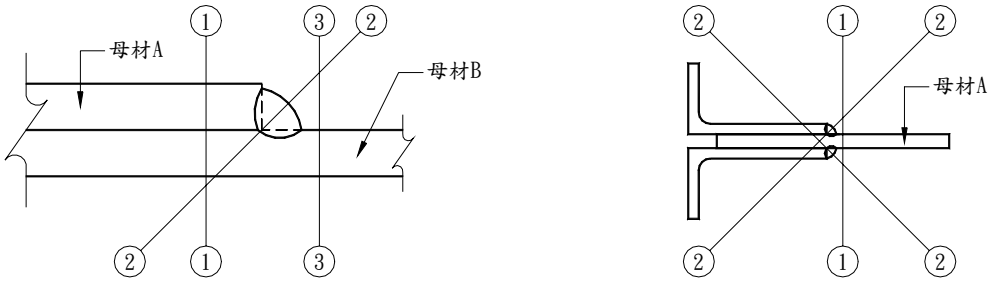
b.剖面2-2之強度係由銲材之剪力強度決定。

c.剖面3-3之強度係由母材B之剪力強度決定。

銲接接頭之強度取各剪力傳遞面所計得強度之最低者。剖面1-1及3-3取離開銲接熔合區以外的位置，由試驗(Preece 1968)顯示母材與銲材熔合區具足夠之剪力強度。

對不同強度母材之接合，其剪力面係由較低強度者之銲接熔合區所控制，其容許剪應力為較低強度母材之拉力強度乘0.3倍。

當部分滲透開槽銲之開槽縱軸與張力平行，或主要受壓力或承壓應力，則其可視為與母材所能承受之應力相同。



圖C10.2-6剪力面

表10.2-5　銲道之容許應力[e]

銲道與應力型態[a]	容許應力	所需銲材應力強度[b，c]
全滲透開槽銲		
垂直於有效面積之拉應力	同母材	須採相稱之銲材
垂直於有效面積之壓應力	同母材	可採小於或等於相稱銲材[g]
平行於銲軸之拉應力或壓應力	同母材	
有效面積上之剪應力	0.3×(銲材標稱拉應力強度)	
部分滲透開槽銲[f]		
垂直於有效面積之壓應力	同母材	可採小於或等於相稱銲材[g]
平行於銲軸之拉應力或壓應力[d]	同母材	
平行於銲軸之剪應力	0.3×(銲材標稱拉應力強度)	
垂直於有效面積之拉應力	0.3×(銲材標稱拉應力強度) 但母材上之張應力＜0.6×(母材降伏應力)	
填角銲		
有效面積上之剪應力	0.3×(銲材標稱拉應力強度)	可採小於或等於相稱銲材[g]
平行於銲軸之拉應力或壓應力[d]	同母材	
塞孔銲或塞槽銲		
與接觸面平行之剪應力(在有效面積上)	0.3×(銲材標稱拉應力強度)	可採小於或等於相稱銲材[g]

註：

[a]有效面積之定義，詳見10.2節

[b]相稱銲材，詳見10.2.6節。

[c]可允許較相稱銲材強度高一級之銲材。

[d]連結組合構材各構件之填角銲與部分滲透槽銲，如翼板與腹板之接合，設計時可不需考慮各構件與銲軸平行之拉應力或壓應力。

[e]接合材料之設計依第五~七章之規定及10.2.4節解說之說明。

[f]部分滲透開槽銲之限制見10.2.1節。

[g]除設計圖說另有說明外，仍以使用相稱銲材為原則。

10.2.5 銲接組合

一處接頭中，合用兩種或兩種以上之銲道類型（開槽銲、填角銲、塞孔銲、塞槽銲）時，應對銲道群之中心軸分別計算各銲道類型之容許承載，以決定其組合之容許承載。

解說：　開槽銲、填角銲、塞孔銲、塞槽銲等銲道類型共用時之銲接強度疊加方法並不適用於使用單斜槽之部分滲透開槽銲外加填角銲之銲接接頭。此種銲接組合之設計強度必須依據組合銲道之有效銲喉厚計算，其有效銲喉為銲道根部至銲道表面之最短距離減去3mm。

10.2.6 相稱銲材

銲材之選擇，應依鋼結構施工規範之規定使用相稱銲材。

解說：　銲接時所需之相稱銲材（含熔填金屬、銲藥、保護氣體）與鋼材強度、銲接方法、銲接環境與受力型式等相關，就設計強度而言，相稱之主要條件為銲材之熔填金屬拉力強度須與銲接母材拉力強度相匹配，以手銲條為例：標稱拉力強度為50kg/mm^{2}等級的鋼板（如SN490、SM490、A572 Gr.50、A992等），其強度相稱之銲材為E70系列銲條，而標稱拉力強度為40kg/mm^{2}等級的鋼板（如SN400、SM400、A36等），其強度相稱之銲材為E60及E70系列銲條，其中A36鋼材因材質無拉力強度之上限而常為同時滿足A572 Gr.50之雙規格製品，故如有破壞面不發生於銲道之設計考量時，其強度相稱之銲材以E70銲條為宜。而使用新開發之鋼板時，其相稱銲材亦應考慮鋼材之實際拉力強度等級。

當銲接兩種不同強度等級之鋼材時，其相稱銲材之熔填金屬係定義為強度匹配於較低強度之母材，惟需使用該系列銲條中之低氫系銲條及對應之低氫處理程序。銲接規範亦允許逕行使用合於較高強度母材之相稱銲材。

10.2.7 混合銲材

當銲材有衝擊韌性之需求時，銲接時應考慮點銲、打底銲道之銲材規格及銲接道數等程序是否與主要銲道之銲接程序相稱。以確保由其所完成之銲道亦符合衝擊韌性之規定。

解說：　不同銲材或銲接方法混合使用時，可能影響其銲道之衝擊韌性，例如點銲之電銲過程採用鋁還原劑自護電弧銲法，即使點銲的銲材符合衝擊韌性的規格，若主要銲道使用潛弧銲接，則將導致兩種銲材熔合區之衝擊韌性降低。

10.3 螺栓及螺牙桿件

10.3.1 高強度螺栓

高強度螺栓須使用符合3.4節規定之螺栓及合於F35之墊圈及F10之相稱螺帽。

A449螺栓為桿徑較大之ASTM規格高張力螺栓，當設計要求旋緊至規定最小抗拉強度之50%以上時，該螺栓使用於拉力及承壓式剪力接合時，須有合於F436之墊圈置於螺栓頭下，且螺帽須合於A563 之規定。組合時，所有接合面，包括與墊圈之接觸面，除緊密之鐵銹外，須無銹污。除以下所述之外，所有F10T螺栓須旋緊至不少於表10.3-1所列之螺栓拉力，並須用旋轉螺帽法、直接拉力指示器或扭力板手旋緊。

不承受拉力載重之接合螺栓，其設計時不須考慮鬆動與因振動或反復載重引起之疲勞，且容許螺栓滑動時，此螺栓僅須旋緊至緊貼程度。表10.3-2所列承壓式接合之容許應力為用於旋緊至緊貼程度之螺栓。螺栓僅須旋緊至緊貼程度者須清楚註明於設計及安裝圖上。

表10.3-1　F10T(S10T) 螺栓最小預拉力

螺栓標稱直徑(mm)	F10T(S10T)螺栓(t)
12	5.9
16	10.6
20	16.5
22	19.9
24	23.7
27	30.0
30	37.1
註：等於最小抗拉強度之0.7倍	

解說：　目前國內所生產、使用之結構用高強度螺栓主要有美國ASTM規格：A325及A490螺栓及日本JIS規格F10T螺栓。同時生產日本及美國規格之螺栓，乃因目前國內所使用的設計規範主要係參考美國 AISC規範；而鋼構廠之製造施工卻常依日本標準，以致目前國內建築工程大多使用日本規格之扭力控制型高強度螺栓，惟橋梁所使用之螺栓則仍以美規為主。

雖然目前CNS國家標準之高強度六角頭螺栓係以JIS為藍本，其最大直徑規格為30mm(M30)，但因鋼構設計規範與相關施工規範係參考美國AISC規範，故設計時不可直接使用日本規範之螺栓設計強度，而為求設計精神與施工規範之一致，高強度螺栓之安裝與設計準則在我國之國家標準尚未訂定前，以符合美國結構接合研究學會（Research Council on Structural Connections）所認可之「ASTM A325或A490結構接合螺栓規範」為原則。而本規範中係以CNS 11328 F10T六角頭螺栓為規定對象，M25以下之螺栓，其安裝預力與設計強度係依據A490相同直徑螺栓的95%計算之（陳生金、張敬昌1983），如使用A490螺栓（最大直徑規格為38mm）時可以由表

C10.3-1及表C10.3-2求得相關參數。又如使用日本鋼結構協會(JSS)規格之S10T圓頭螺栓時，其設計強度則可比照F10T計算。

高強度螺栓在安裝時除非規範有特殊規定，否則均需以旋轉螺帽法、直接拉力指示器或以扭力板鉗按規定的程序施予預拉力，而近年來扭矩控制螺栓(Torque Control Bolt簡稱T.C. Bolt)已廣泛應用於土木及建築工程結構物，該螺栓於安裝時，當螺栓尾端扭斷後，螺栓即可達到要求之預張力，可確保確實達到預張力。表10.3-1之螺栓最小預張力係以螺栓淨斷面積乘以螺栓拉力強度之70%計算而得，其中實際螺栓淨斷面積與單位長度之螺牙數目有關，一般可依螺栓不含螺牙面積之75%估算之。

對於設計上無明確指定預拉力的承壓型螺栓，安裝時則仍需鎖至「緊貼狀態(snug-tight)」。所謂緊貼狀態係使用衝擊板手鎖至數次衝擊或使用一般板鉗用人工全力旋緊，使得接合面接觸的緊密狀態。一般而言，緊貼狀態下螺栓內已有部分預拉力。原則上，在不使螺栓破壞或改變螺栓永久變形的前提下，螺栓的預拉力愈高愈好。表10.3-1所規定的預拉力即是使螺栓有效應力達到螺栓試片所要求最小抗張強度70%時之載重值。

而在日本鋼構造設計規準(ASD)中，係以高拉力螺栓安裝時預拉力所產生的摩擦強度作為抵抗長期或短期載重造成的剪力，而其鋼構造限界狀態設計規準(LSD)則要求接合處高拉力螺栓提供的脫離強度與摩擦強度必須足以抵抗使用界限下於其應力方向的載重。所謂脫離強度即是以螺栓預拉力乘以一折減值，目的在確保接合處在受到使用界限載重時仍為密接狀態。

如使用ASTM A325、A490螺栓時，依據AISC容許應力設計規範之規定，當接頭分類屬於摩阻型及接頭承受直接拉力的螺栓必需依照表C10.3-1的規定預拉力安裝。ASTM A307螺栓一般僅使用於承受靜載重之輕型結構上，且因其預拉力不大，故僅能使用於承壓式接合而不得使用於摩阻型接合。A449螺栓則建議使用於M38(A325及A490規格之上限)以上尺寸之螺栓使用，其淨斷面積標稱抗拉強度為6.3 tf/cm^2 (M40-M75)。

表C10.3-1　A325、A490螺栓的最小預拉力T_b

螺栓標稱直徑(mm)	A325 螺栓 (tf)	A490 螺栓(tf)
13 (1/2")	5.4	6.8
16 (5/8")	8.6	10.9
19 (3/4")	12.7	15.9
22 (7/8")	17.7	22.2
25 (1")	23.2	29.1
28 ($1^1/_8$")	25.4	36.3
32 ($1^1/_4$")	32.2	46.3
35($1^3/_8$")	38.6	54.9
38 ($1^1/_2$")	46.8	67.2
等於最小抗拉強度之0.7倍		

10.3.2 有效承壓面積、剪力面積及張力面積

螺栓及螺牙桿件之有效承壓面積為其直徑與承壓長度之乘積。剪力面積及張力面積之計算採用螺栓之標稱直徑計得。

10.3.3 容許張應力及剪應力

螺栓及螺紋部未車牙標稱斷面之容許張應力及剪應力如表10.3-2所示，惟擴頭桿例外（見表10.3-2註腳c）。承受直接拉力載重之高強度螺栓，其標稱斷面上之平均張應力不得超過表10.3-2所列之值，且不考慮初始旋緊力。計算之載重須為外在荷重與因接合部變形所導致槓抬作用拉力之和。

解說：　除依附錄4表A-4.4設計之螺栓外，接合物應考慮接頭變形所導致撬抬作用之拉力及直接承受拉力載重之和，因撬抬作用所增加之拉力大小與接合物及接合材料之相對勁度有關(Kulak et al. 1987)。

機械接合方式係藉由接合物之剪力來傳遞載重，其可分為摩阻型及承壓型二種。摩阻型接合乃經由高度之夾緊力(clamping force)來防止接頭於使用性狀態下所產生之滑動，而承壓型接合則藉由接合物與開孔邊緣之承壓來傳遞力量。ASTM A307螺栓之夾緊力為不可預知且在工作應力下，並不足以防止完全滑移發生，故僅能用於承壓型接合。而F10T螺栓則無此疑慮。

有關表10.3-2中註腳e之20%折減係根據butt-type滑動試片試驗所作修正。但此規定並不適用於板梁端部用以傳遞梁端反力至支承構件之接合角鋼，以及採用連接板於構件末端連結之拉力構材。

當摩阻型接合高強度螺栓發生滑動時，並不表示該接合已達到最大承載能力。發生滑動僅為一種使用性之極限狀態。惟當摩阻型接合承受反復載重而產生較大反復應力時，如發生滑動可能降低其疲勞強度。若在超大孔或槽孔之接合產生滑動，其剛體運動現象可能產生二次效應而降低結構物之載重能力。摩阻型接合之滑動大致發生於1.4至1.5倍使用載重下。對於不會發生完全應力反復之往復載重以及構架或構件本身變形等使用狀態而言，容許接頭因滑動而成為承壓式接合。其相對於容許應力之安全係數大於2.0，高於連結構件之設計安全係數。

對承壓式接合之螺牙桿件而言，因不能確定螺紋是存在於單剪平面內或雙剪平面內，故其容許應力係保守地由螺紋存在於雙剪平面內求得。而A307螺栓，因其螺紋部分較F10T螺栓長，故其容許應力係假定螺紋在剪力平面上折減後所得。

若採用ASTM之A325、A490螺栓設計時，表10.3-2之容許應力應修正如表C10.3-2所示。

表10.3-2　螺栓及螺牙桿件之容許應力(tf/cm^2)

螺栓及螺牙桿件種類	容許張應力 (F_t)	容許剪應力　(F_v)				
		摩阻型接合[a，g]				承壓式接合
		標準孔	超大孔及短槽孔	長槽孔		
				載重垂直[f]	載重平行[f]	
A307螺栓	1.40					0.70 [b，e]
F10T(S10T) 螺栓、螺紋在剪力平面	3.62[d]	1.41	1.20	1.00	0.87	1.87 [e]
F10T(S10T) 螺栓、螺紋不在剪力平面	3.62[d]	1.41	1.20	1.00	0.87	2.68 [e]
螺牙桿件符合3.4節規定螺栓、螺紋在剪力平面	0.33F_u [a，c]					0.17F_u
螺牙桿件符合3.4節規定螺栓、螺紋不在剪力平面	0.33F_u [a]					0.17F_u

註：

[a]僅適用於靜載重。

[b]允許螺紋在剪力平面內。

[c]擴頭桿螺紋部分之標稱拉力強度，依據主螺紋直徑之斷面積A_b，須大於未放大部分標稱桿身斷面積乘以0.6F_y。

[d]F10T螺栓承受拉力疲勞載重時，其強度為附錄4中表A-4.4中A490螺栓疲勞強度之95%。

[e]續接拉力構材以承壓式接合時，螺栓及螺牙桿件排列形式，其在平行拉力方向上之長度超過125cm時，表列各值須減少20%。

[f]載重之作用方向相對於長槽孔之長軸。

[g]潔淨銹皮與噴氣清除及表面塗以護膜者，其滑動係數應在0.33以上。

表C10.3-2　ASTM規格高張力螺栓之容許應力值(tf/cm^2)

	容許張應力(F_t)	容許剪應力				
		摩阻型接合				承壓型接合
		標準孔	加大孔或短槽孔	長槽孔		
				載重垂直	載重平行	
A325螺栓、剪力面含螺紋	3.05	1.19	1.05	0.84	0.70	1.45
A325螺栓、剪力面不含螺紋	3.05	1.19	1.05	0.84	0.70	2.10
A490螺栓、剪力面含螺紋	3.75	1.47	1.26	1.05	0.91	1.95
A490螺栓、剪力面不含螺紋	3.75	1.47	1.26	1.05	0.91	2.80

10.3.4 拉力與剪力同時作用之承壓式接合

螺栓承受拉力及剪力同時作用時,其標稱斷面A_b上之張應力不得超過表10.3-3所列公式計算之值，且在相同作用力作用時，其剪應力不得超過表10.3-2之F_v值。當作用力為考慮風力或地震力之組合載重時，表10.3-3所計容許張應力得提高1/3，但剪應力部分則不予提高。

表10.3-3　承壓式接合所用螺栓及螺牙桿件之容許張應力(F_t)，tf/cm^2

螺栓及螺牙桿件種類	螺紋在剪力平面	螺紋不在剪力平面
A307螺栓	$1.82-1.80f_v \le 1.40$	
F10T螺栓	$\sqrt{(3.62)^2-3.75f_v^2}$	$\sqrt{(3.62)^2-1.82f_v^2}$

解說：　由試驗顯示，承受剪應力及拉應力共同作用之承壓式螺栓，其合應力強度 變化之圖形幾近橢圓(Kulak et al. 1974)。此一曲線見圖C10.3-4所示，如稍加以修改可用三段直線取代。取代後之圖形當其中之剪應力或拉應力相當大時，另外之拉應力或剪應力可不必再加修正。表10.3-3對承壓型螺栓採用此線性方法表示，對拉應力F_t則限制其最大值，並以f_v之函數來表示。若採用ASTM之A325、A490螺栓設計時，表10.3-3之容許應力應修正如表C10.3-3所示。

表C10.3-3 A325、A490承壓式接合所用螺栓及螺牙桿件之容許張應力(F_t)，tf/cm^2

螺栓及螺牙桿件種類	螺紋在剪力平面	螺紋不在剪力平面
A307螺栓	$1.82-1.80f_v \le 1.40$	
A325螺栓	$\sqrt{(3.05)^2-4.39f_v^{\,2}}$	$\sqrt{(3.05)^2-2.15f_v^{\,2}}$
A490螺栓	$\sqrt{(3.75)^2-3.75f_v^{\,2}}$	$\sqrt{(3.75)^2-1.82f_v^{\,2}}$

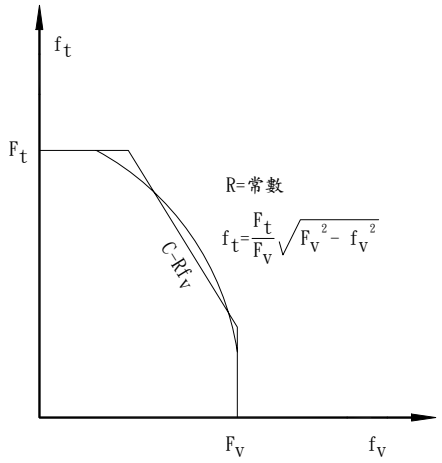


圖 C10.3-4　承壓式螺栓拉應力剪應力合應力強度圖

10.3.5 拉力與剪力同時作用之摩阻型接合

同時承受拉力及剪力作用之F10T螺栓，其容許剪應力須為表10.3-2之值乘以折減係數($1-f_tA_b/T_b$)，式中f_t為螺栓之平均張應力，T_b為表10.3-1所示最小預拉力。當作用力為包括風力或地震力時，前述之折減剪應力亦得提高1/3。

解說：　對梁及支承構件採用摩阻型接合同時承受拉力與剪力作用時，其張力主要係由梁腹平面彎矩所產生，而其剪力相較於張力而言甚小可忽略，此乃因承受直接拉應力之接合物因梁壓力側壓應力增加而上提，造成接合物拉力區無剪力發生。

當摩阻型接合承受軸向拉力時，其夾緊力會折減，故F_v須依預張力之損失而折減。若採用ASTM之A325、A490螺栓設計時，則依表C10.3.2及C10.3.2計算容許應力。

10.3.6 螺栓孔容許承壓應力

當L大於$1.5d$而螺栓孔中心距離大於3d時，且作用力線上有二個（含）以上之螺栓時，其容許承壓應力為

$$F_p = 1.2F_u \tag{10.3-1a}$$

在長槽孔且其方向與載重垂直：

$$F_p = 1.0F_u \tag{10.3-1b}$$

對於最靠邊緣且在作用線上邊距小於$1.5d$之螺栓，或接合不包括在式(10.3-1a)和(10.3.1b)範圍內者，其容許承壓應力為

$$F_p = L_e F_u / 2d \le 1.2F_u \tag{10.3-1c}$$

當螺栓孔之位移不為設計之主要考量,且螺栓之間距及邊距均符合10.3.9節及10.3.10節之規定時，式(10.3-1a)可以下式取代

$$F_p = 1.5F_u \tag{10.3-1d}$$

且式(10.3-1c)之右項限制增加為$1.5F_u$。

其中：

d = 標稱螺栓直徑，cm

L_e = 作用力線上，標準孔或超大孔或槽孔端半圓中心至接合物邊緣之距離，cm

解說：　本節不適用於樞梢孔之承壓強度。

本節所規定之螺栓孔承壓值並非用來保護螺栓本身，螺栓承壓面不須保護。螺栓之承壓值與螺栓之剪力強度或剪力面有無通過螺紋等均無關，相同之承壓值可適用於所有以螺栓接合之接頭。

由最近的試驗(Frank and Yura 1981)顯示，當螺栓孔之承壓強度超過式(10.3-1a)及(10.3-1b)所計得之值時，特別是在螺栓同時承受很大拉應力的情況下，螺栓孔附近之變形量將大於6mm，惟此時螺栓仍不致斷裂。而式(10.3-1d)係考慮橢圓孔之影響。

承壓應力$1.5F_u$為設計時無需考量螺栓孔變形時之最大容許值。其僅適用於螺栓邊距及間距在載重作用方向之接合足以防止在橫向淨斷面破裂前於載重於平行力量線上之接頭先產生劈裂現象。

摩阻型接合在預期之使用載重下發生滑動而進入承壓情況之可能性不大時，該接頭仍須符合10.3.3節及10.3.9節之規定，以確保最小安全係數為2.0及防止接頭破壞。

10.3.7 螺栓孔大小及用途

1.高強度螺栓之最大螺栓孔尺寸如表10.3-5所列。

2.除設計者特別指定採用超大型孔，短槽孔或長槽孔外，標準型螺栓孔一般用於桿件間之螺栓接頭。厚度小於6mm的填隙片可用於摩阻型接頭之螺栓標準型孔上，且螺栓剪應力不需折減為槽孔之剪應力。

3.超大型螺栓孔可用於摩阻型接頭之任一層或所有各層之鋼板上，但不可用於承壓型之接頭。此種超大型螺栓孔接頭之最外層鋼板必須採用強化墊圈。

4.短槽螺栓孔可用於摩阻型或承壓型接頭之任何一層或所有各層之鋼板上。對摩阻型接頭而言，槽孔之長向可任意置放，而與載重方向無關；但對於承壓型接頭，其槽孔之長向必須與載重方向垂直。此種短槽螺栓孔接頭之最外層鋼板必須使用強化墊圈。

5.長槽螺栓孔只限用於摩阻型或承壓型接頭某一接合面上。對摩阻型接頭而言，槽孔之長向可任意置放，而與載重方向無關；但對於承壓型接頭，其槽孔之長向必須與載重方向垂直。

如長槽螺栓孔用於最外層之鋼板上，必須以具有標準螺栓孔之鋼板或鋼板條作為墊板，且此鋼板或鋼板條之大小必須完全蓋過此長槽螺栓孔。若所用之螺栓為高強度螺栓，這些作為墊板之鋼板或鋼板條之厚度必須大於8mm，且其材質必須為結構用鋼材。若要使用經硬化處理之墊圈於高強度螺栓上，這些硬化墊圈必須放在作為墊板之鋼板或鋼板條之最外面。

6.若直徑大於25mm之F10T高強度螺栓用於最外層具有槽孔或超大型孔之螺栓接頭時，必須使用符合CNS F10，且其最小厚度為8mm之硬化墊圈。

表10.3-5 高強度螺栓之最大螺栓孔尺寸，mm

標稱直徑	孔徑(直徑)(mm)			
d (mm)	標準	超大	短槽形(寬×長)	長槽形(寬×長)
12	13.5	15	13.5×17.5	13.5×31.5
16	17.5	21	17.5×22.5	17.5×40.0
20	21.5	25	21.5×26.5	21.5×49.0
22	23.5	27	23.5×28.5	23.5×55.5
24	25.5	30	25.5×32.0	25.5×62.0
≥ 27	d＋1.5	d＋8	(d＋1.5)×(d＋10)	(d＋1.5)×2.5d

解說：　為了使構架在吊裝組合時有較大之彈性調整空間，表10.3-5提供了三種擴大孔之型式及標稱最大尺寸，但使用時必須經原設計者認可。

這些超大孔限用於以螺栓組立之接頭，且須符合10.3.9節及10.3.10節之規定。

10.3.8 長夾距

若A307螺栓之夾距（螺栓頭與螺帽間之淨距）大於5倍之螺栓直徑，則夾距每增加1.5mm，所使用之螺栓數目就必須增加1%。

解說：　A307螺栓會因其接合部有長夾距之情況而降低螺栓強度（可大致以隨夾距增加而增加螺栓數目來彌補）。高強度螺栓則不受夾距影響。由試驗顯示(Bendigo et al. 1963)相當夾距為8至9倍螺栓直徑之高強度螺栓，其極限剪力強度並不低於較短夾距之同類螺栓。

10.3.9 最小間距

所有標準型孔、超大型孔、及槽孔中心至中心之距離不得小於8/3倍螺栓之標稱直徑，亦不得小於由式(10.3-2)計得之值。

若F_p由式(10.3-1a)或(10.3-1b)求得，則沿著力量傳遞方向之螺栓孔中心距不得小於3倍螺栓標稱直徑，否則此螺栓孔中心距(S)須符合下列規定：

1.對標準型孔而言：

$$S \geq \frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2} \qquad (10.3\text{-}2)$$

其中：

P = 接合處之臨界部位中(包括連接板或桿件本身)一支螺栓傳遞之力，tf

F_u = 接合處之臨界部位之標稱極限抗拉應力，tf/cm^2

t = 接合處之臨界部位之厚度，cm

d = 標準螺栓孔之直徑，cm

2.對超大型孔和槽孔而言，其中心距為上述1款所規定標準型孔之中心距加上表10.3-6所列之增量C_1，但螺栓孔間之淨距不得小於一個螺栓之直徑。

表10.3-6 間距增量C_1(單位：mm)

螺栓及螺牙桿件標稱直徑	超大型孔	槽形孔		
		垂直於力量之傳遞方向	平行於力量之傳遞方向	
			短槽孔	長槽孔[a]
≤ 22	3.0	0	5.0	1.5d-1.5
24	5.0	0	6.5	3.6
≥ 27	6.5	0	8.0	1.5d-1.5
註[a]：若所用之槽形孔孔長小於表10.3-5所規定之最大值，則C_1按表10.3-5中所規定之最大值與實際上所用值之差予以減小。				

解說：　螺栓孔最大承壓應力達到容許承壓應力時，螺栓中心沿作用力方向至接合部邊緣間之最小邊距不得小於該螺栓直徑之1.5倍(Kulak et al. 1987)。同

理，欲達到最大承壓強度，從任一螺栓孔中心沿作用力方向至鄰近螺栓孔中心之距離不得小於該螺栓直徑的3倍。由試驗顯示，螺栓孔之承壓強度與前述定義之間距成正比，但前述間距超過3倍螺栓孔直徑時則承壓強度不再增加(Kulak et al. 1987)。式(10.3-2)為標準螺栓孔依單一螺栓傳遞之力計得之最小間距。表10.3-6為沿作用力方向之螺栓孔尺寸增大時，螺栓孔間距所必須配合調整之增量。

10.3.10 最小邊距

標準型螺栓孔中心至連接構件邊緣之距離不得小於表10.3-7所列之值，亦不得小於由式(10.3-3)計得之值。

若F_p由公式(10.3-1a)、(10.3-1b)求得，則沿著作用力傳遞方向之螺栓孔中心至連接構件邊緣之距離不得小於$1.5d$。否則此螺栓孔邊距(L_e)須符合下列之規定

$$L_e \geq \frac{2P}{F_u t} \tag{10.3-3}$$

其中，P、F_u、t之定義見10.3.9節。

超大型孔和槽孔之邊距為標準型孔之邊距加上表10.3-8所列之增量C_2。

解說：　螺栓孔之臨界承壓應力與承壓鋼材之張力強度、螺栓間距及沿作用力方向由螺栓孔中心至接合部邊緣間之距離等因素有關。由試驗顯示(Kulak et al. 1987)，螺栓孔的臨界承壓應力與接合鋼材張力強度的比值和螺栓沿作用力方向之間距與所用螺栓直徑之比值成線性關係。下式提供單根螺栓以標準孔接合，由試驗數據所得之下限值，此值並可保守地用於具適當間距之多根螺栓接頭：

$$\frac{F_{pcr}}{F_u} = \frac{\ell_e}{d}$$

其中

F_{pcr}=臨界承壓應力，tf/cm^2

F_u =接合部鋼材之最小標稱拉力強度，tf/cm^2

ℓ_e =沿作用力方向由螺栓孔中心至最近之螺栓孔邊緣或連接板邊緣間之距離，cm

d =螺栓直徑，cm

上式若以安全係數2.0修正，就成為式(10.3-2)及(10.3-3)之基本式。

表10.3-7 最小邊距(單位：mm)（標準型螺栓孔中心[a]至連接構件邊緣之距離）

螺栓及螺牙桿件標稱直徑	剪　斷　邊	鋼板，型鋼或鋼條之軋壓邊或瓦斯切割邊[b]
13	22.0	19.0
16	28.5	22.0
20	32.0	25.0
22	38.0[c]	28.5
24	44.5[c]	32.0
27	50.0	38.0
30	57.0	41.0
＞30	1.75×直徑	1.25×直徑
註[a]：對於超大型孔或槽孔，參閱表10.3-8。 [b]：若構件在螺栓孔處之實際應力不大於此構件最大設計強度之25%，則此欄內之邊距可以減小3mm。 [c]：若角鋼用於梁之接頭，則其兩端之邊距可為32mm。		

表10.3-8 邊距之增量C_2(單位：mm)

螺栓及螺牙桿件標稱直徑	超大型孔	槽形孔		
		垂直於構件之邊緣		平行於構件之邊緣
		短槽形	長槽形[a]	
≤22	1.5	3.0	0.75×直徑	0
24	3.0	3.0		
≥27	3.0	4.5		
註[a]：若所用之槽形螺栓孔小於表10.3-5所規定之最大值，則C_2可按表10.3-5中所規定之最大值與實際上所用值之差之一半予以減小。				

10.3.11 最大邊距及間距

任一螺栓孔中心至最近之連接板邊緣之距離不得大於連接板厚度之12倍，亦不得大於15cm。連續連結之板或板與型鋼，其螺栓之縱向間距須依下述規定：

(1)對未暴露於腐蝕環境之油漆或未油漆構件，其最大間距不得超過24倍較薄板厚或30cm。

(2)未經油漆處理而暴露於空氣中之耐候鋼之螺栓接頭，其最大間距不得超過14倍較薄板厚或18cm。其最大邊距不得超過8倍較薄板厚或12cm。

解說：　螺栓孔之最大邊距不得大於接合部外側連接板厚之12倍，亦不得大於15cm，主要目的為避免油漆損壞時濕氣浸入而發生腐蝕現象，甚至累積而

迫使接合部位分離。至於曝露於大氣而未經油漆處理的鋼構接頭則需要更嚴格的規定。

10.4 塊狀剪力撕裂

破壞斷面沿通過螺栓孔之剪力斷面或破壞斷面沿通過螺栓孔之剪力斷面及與此斷面垂直之拉力斷面所構成之撕裂情況，如上翼板被切除之梁端接合處及類似接合，其容許應力為

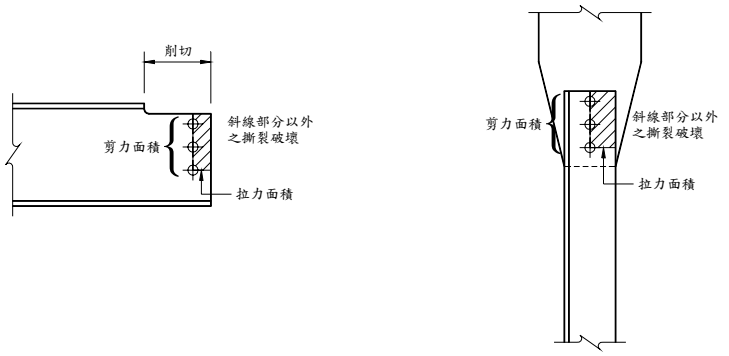
$$F_v = 0.30F_u \tag{10.4-1}$$

上式作用於剪力淨斷面上，且

$$F_t = 0.50F_u \tag{10.4-2}$$

上式作用於張力淨斷面上。以銲接接合亦應檢核邊緣之最小淨破壞路徑。

解說：　由試驗顯示梁端翼板截除之接頭可能發生沿著螺栓孔周圍撕裂破壞之模式（如圖C10.4-1）。這種塊狀剪力模式係由一個斷面之張力強度及垂直此斷面之剪力強度組合而成。其可取張力淨斷面積強度及剪力淨斷面積破裂強度之和來估計塊狀剪力強度。破壞路徑為取通過各螺栓孔中心之連線。塊狀剪力破壞模式在梁端翼板未截除之接頭亦可能發生。其他之例子見圖C10.4-2。在沿著銲接接合之周圍亦須檢核塊狀剪力破壞模式。對雙角鋼接合之薄板開孔亦須檢核此種破壞模式。



圖C10.4-1 撕裂模式之破壞面

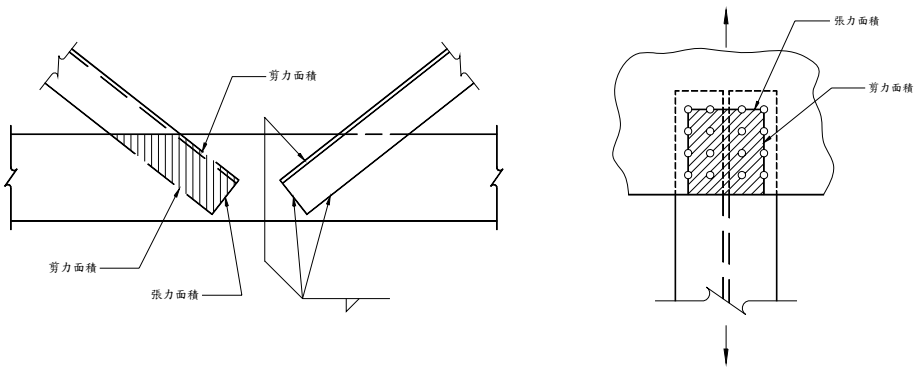


圖 C10.4-2 剪力面積與張力面積示意圖

10.5 連結構件

本節應用於連結構件之設計，如：加勁板、連接板、角鋼，托架以及梁柱接頭之梁柱腹板交會處。

10.5.1 偏心接頭

軸向應力構件交會時其斷面重心軸線宜交於一點，否則應考慮偏心而產生之彎曲應力和剪應力。

解說：　承受軸向應力構件平面交會時，其重心軸線除應交於一點外亦應考慮其面外之側向穩定性。如未能交會於一點，除應考慮前述現象及因偏心所產生之彎曲應力、剪應力及變形量與使用性外，亦應注意接合處面內之轉動穩定性。

梁端承受剪力之簡支接頭在實務上常未能接合於理論支點上，其因偏心產生之彎矩影響應予考慮。

10.6 填板

螺栓接合，除使用摩阻型強力螺栓外，如其填板之厚板超過6mm時，填板應延伸至連接板外，在其延伸之長度內應配置足夠之螺栓，使構材之應力均勻傳遞於構材與填板之組合斷面。當填板厚度介於6mm與19mm之間，且未依規定延伸至連接板外，螺栓之容許剪應力須乘以1.1-0.16t折減之，其中，t為填板之總厚度（公分），且不大於19mm。如採用銲接接合，填板之厚度超過6mm時，填板須延伸至連接板外，且應以足夠之銲道將連接板全部應力經填板傳遞至構材，並應考慮偏心之影響。厚度6mm以下之填板可裁成與連接板齊平，其銲接尺寸應為傳遞連接板應力所需之尺寸及填板厚度之和。

解說：　以高強度摩阻型螺栓接合之接頭，不須以額外的螺栓來固定填板即可達到各剪力接合構件發揮整體效果。此種接頭之接合部與填板間之摩阻效果與無填板之接頭相同。

填板亦可使用於以銲接方式疊接不同板厚之續接接頭或有錯位續接的情況。

10.7 續接

10.7.1 梁之續接

在板梁及梁中之開槽銲續接，其強度應發展至較小續接斷面之全部強度，在板梁和梁中之其它種型式之續接強度，應為續接點所需抵抗之作用力。

10.7.2 巨型斷面之續接

本節應用於厚度超過40mm之熱軋型鋼或由厚度超過50mm之鋼板以銲接方式組合而成之組合型鋼斷面，其續接斷面受拉力或彎矩所產生之主要拉應力所作用。

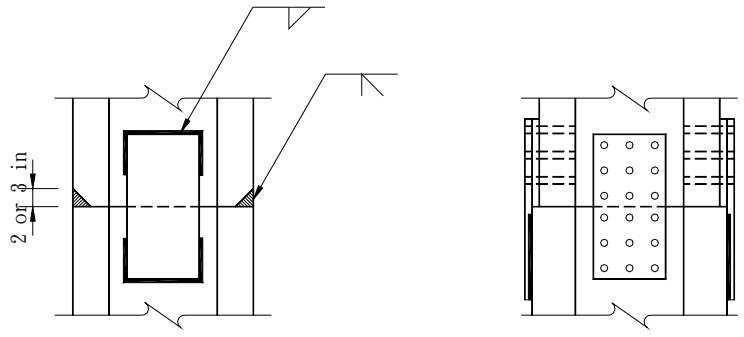
當這些斷面之拉應力由全滲透開槽銲之續接所傳遞時，其母材應於21℃時應有27焦耳(J)之CVN衝擊能量，且應滿足相關之加工、預熱、銲接與檢驗要求，以槽銲續接時之預熱溫度並應高於175℃。此斷面於拉力續接時，銲接之起弧板導板應切除且表面須磨平。此外受壓構材以及因風力與地震力作用之受拉構材續接時，可使用續接板來達成，以避免過度之銲接收縮應變。

解說：　巨型斷面以銲接方式續接時，因熱量輸入較大，在冷縮過程中容易產生變形，故銲道設計時在對稱位置宜為相同之銲法且能夠同時進行銲接為原則，並須配合預熱、後熱及銲道非破壞檢驗等措施以避免扭曲並確保銲接品質。

由於銲接過程的反復加熱及冷卻將造成銲道附近金屬之不均勻膨脹及收縮，造成殘留應變的產生，當構件之間有極大的銲量無法自由收縮時，此種應變可能超過降伏應變，特別是當材料相當厚時，厚度方向與長、寬二方向對銲道造成束制而形成三軸應力，而限制鋼材延展性變形的能力，可能造成脆性斷裂。過去曾有不少巨型斷面，在以銲接方法續接時，當銲接完成時即因此種殘留應力之影響而產生斷裂，因此對此類構件需要續接時須加特別之規定，一般可採用螺栓續接或填角銲搭接，或是以銲接與螺栓組合的方式續接以避免銲接收縮造成斷裂（見圖C10.7-1）。

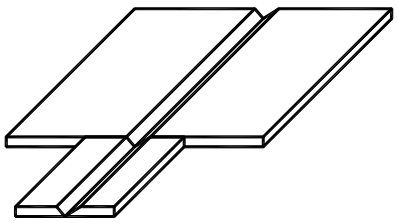
由於巨型斷面之材質常因軋製過程而致其衝擊韌性較低，故對材質須規定其最小衝擊能量值。

對銲接頭或填角銲接頭之起點及終點二端應銲上與接頭同樣開槽方式之首尾導銲板，並於電銲完成後予以切除並磨平，以防銲接缺陷之發生（見圖C10.7-2）。



(a)剪力板銲接於腹板上　　(b)螺栓接合續接板

圖C10.7-1 巨型斷面之續接



圖C10.7-2 導銲板

10.7.3 梁翼板切除與扇形銲接孔

所有扇形銲接孔之長度須能使得銲接處離預定銲道趾部之距不大於開孔之1.5倍。扇形銲接孔之高度應足夠容納與鄰接板間之銲材且提供墊板之空隙。梁翼板切除與扇形銲接孔採熱切割時表面應加以磨平以消除其刻痕或尖銳之凹角。對於巨型型鋼及厚度超過50mm之組合型鋼，並應使用磁粉探傷或滲透液探傷法檢驗之。若扇形銲接孔或梁翼板切除之彎曲轉變段以預先鑽孔或鋸孔，則不需再磨平。

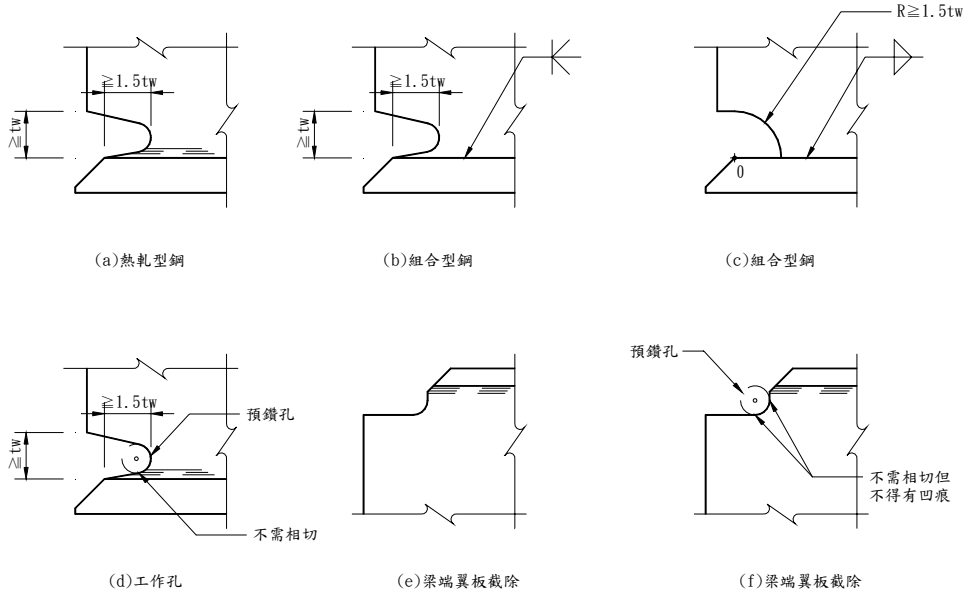
解說：　巨型斷面續接時銲接之表面處理及細部方面除須滿足一般規定外，另須符合下列規定：

1.採用較大且平滑的扇形銲接孔以減少銲接的收縮應變，避免垂直方向之銲接過於接近，並在孔位的準備、銲接與檢測上提供良好工作性，且應避免製作扇形切角時可能產生之尖銳凹痕或裂痕，圖C10.7-3所示為幾種可行方法。

2.熱切割前必須預熱以減少硬表層的形成。

3.切割面必須研磨或加工並以磁粉探傷或滲透液探傷檢測，可去除硬表層及保持平滑轉接面。

桁架弦材、撓曲構件拉力側的翼板及其他承受拉力的巨型斷面，接合之設計與製造過程均須符合上述之規定。



圖C10.7-3 扇形銲接孔之施工

10.8 容許承壓應力

對經研磨之表面或擴孔、鑽孔及搪孔之樞梢承壓加勁板之端部：

$$F_p = 0.90F_y \tag{10.8-1}$$

其中：

F_y=標稱降伏應力，tf/cm^2

對伸縮滾動支承和搖動支承：

$$F_p = \frac{(F_y - 0.91)}{20}0.26d \tag{10.8-2}$$

其中：

d = 直徑，cm

解說：　對樞孔及螺栓而言，其承壓應力並不相同。對樞孔而言，$0.90F_y$之容許承壓應力即可提供板開孔之不穩定及高集中應力等足夠之防護(Johnston 1939)。

本規範所指的「研磨或加工表面」包含以任何適當的方法精確地鋸平或修平達到真實平面即可。

10.9 柱基與混凝土間之承壓應力

混凝土之容許承壓應力可表示為：

支承於砂岩或石灰岩上	$F_p = 0.028t/cm^2$
支承於水泥砂漿砌磚上	$F_p = 0.018t/cm^2$
支承於混凝土之全面積上	$F_p = 0.35f_c'$
承壓面積小於混凝土全面積	$F_p = 0.35f_c'\sqrt{A_2/A_1} \le 0.7f_c'$

其中，

f_c'=混凝土抗壓強度，tf/cm^2

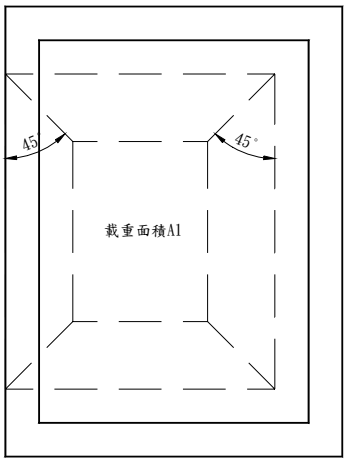
A_1=鋼材在混凝土支承上之承載面積，cm^2

A_2=在混凝土支承面上與載重面積同心且幾何圖形相似之最大面積，cm^2

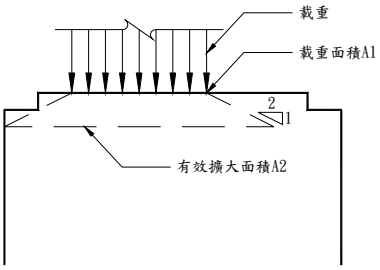
解說：　本節並非要對砂石材料之承壓強度作一明確規範，主要係使整個設計流程能達到完整流暢。規範中之規定係參照ACI 318-83之極限強度狀態，且其靜載重與活載重之載重因子均為1.7，這使得其相較於採用靜載重放大因子1.4之ACI規範更為保守。

當基板承壓面積之四周均小於混凝土基座之支承面積時，周圍之混凝土可對承壓區產生圍束作用，故可依$\sqrt{A_2/A_1} \le 2$來提高承壓強度。當支承基座之頂部為截頭錐形或階梯形時，只要其周圍的坡度不致太陡，則可利用此種圍束之效果。圖C10.9-1說明如何應用截頭錐來決定A_2，圖中所示截頭錐之坡度與載重向四周擴散及向下傳遞之路徑不同，實際傳遞之坡度較

為陡峭。截頭錐之四周坡度取較為平緩之坡度係為確保高承壓應力區之周圍立即有混凝土圍束。A_1為載重面積但不得大於基板面積或承壓基座之斷面積。



平面圖



剖面圖

圖C.10.9-1 有效截頭錐面積

10.10 錨栓與埋置物

10.10.1 錨栓

錨栓之設計需能抵抗在各種載重組合下，柱端所承受之拉力和剪力，包含由柱底部束制產生之彎矩所引致之淨拉力分量。埋置之錨栓可使用高強度錨栓，必要時可施加預力錨定於混凝土結構。

解說：　將錨栓設置於混凝土結構內時，澆灌混凝土之前避免以電銲方式先予固定，如電銲無法避免，錨栓之材質應選用可銲性鋼材，以免產生脆化現象。

10.10.2 埋置物

混凝土支承結構的設計需安全支承載重，故埋入深度需有一適當之安全因子，以確保埋置強度不會因局部或全部支承混凝土結構之破壞而折減。

利用螺栓，鋼釘及鋼棒所構成之埋置構件，以抵抗拉力載重時，設計時需將

載重藉握裹力、剪力、承載力或聯合作用力，傳遞至混凝土上。

剪力載重應考慮經由埋置部分傳至混凝土,其傳遞係藉剪力突出物或剪力摩擦來傳遞。

抵抗剪力之容許摩擦力依下式計算

$$V = 0.5\mu P \qquad (10.10\text{-}1)$$

其中：

P = 垂直力(壓力)

μ = 摩擦係數

當型鋼與混凝土接觸面之埋置深度大於板厚時，摩擦係數 μ 取0.9，當型鋼與混凝土（或灌漿）之接觸面與混凝土表面一致時 μ 取0.7，若型鋼與灌漿接觸面高於混凝土體之表面，則 μ 取0.55。

解說：(1)錨栓需有適當的錨錠長度，錨頭（或錨板）亦需有足夠的承壓面積。為確保超載時錨栓仍有韌性行為，混凝土應力錐之抗拉出強度必須大於錨栓之容許拉應力×A_t。混凝土抗拉出應力錐（見圖C10.10-1）之強度等於（混凝土容許拉力強度$0.53\sqrt{f_c'}kg/cm^2$）×（錨栓群應力錐之有效投影面積）。若錨栓間距太近或離混凝土基座之邊距太小，其投影面積須扣除應力錐重疊部分及超出混凝土基座邊緣的面積，同時有效面積亦受混凝土總厚度的限制（見圖C10.10-2）。

(2)錨栓過於接近混凝土基座的邊緣時，錨頭附近之混凝土由於周圍側向束制情況不同，可能會產生向外爆開現象（見圖C10.10-3）。此種現象係由於錨頭附近受高承壓力所致，可能爆開之形狀類似水平向外之受張應力錐。

(3)錨栓藉摩擦力傳遞剪力時其設計剪應力V 如下

$$V \le 0.4\mu F_y$$

其中

F_y＝錨栓之降伏強度，tf/cm^2

μ＝摩擦係數（見圖C10.10-4）

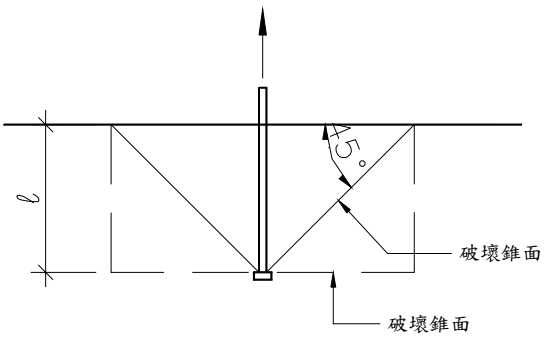
(4)承受剪力之錨栓如過於接近混凝土基座邊緣，當剪力往外側方向作用時，在未完全發揮摩擦力之前，由於錨栓之變形會產生半圓錐形向外劈開之破壞模式（見圖C10.10-5），半圓錐形頂端位於錨栓上部與混凝土承壓處，為使錨栓達到最大剪力強度，必須保留適當的邊距。

(5)當埋置深度或邊距無法達到需求時，應以鋼筋補強之。

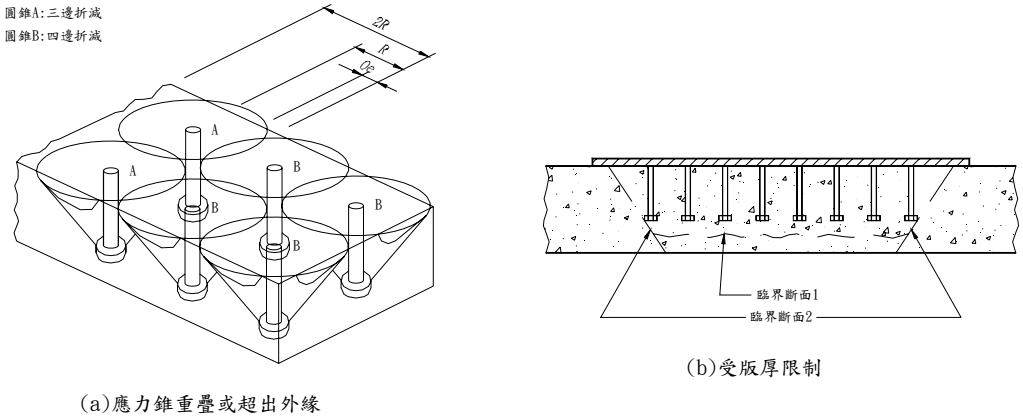
(6)錨栓之承壓強度除須考慮錨栓本身之剪力與拉力之合應力外，亦須考慮混凝土應力錐同時承受剪力與拉力之影響。

(7)當柱基之剪力非由錨栓承受，而以剪力突出物（剪力榫）傳遞剪力至混凝土基座時，基板及剪力榫須有足夠的勁度以免過度變形而致混凝土局部承壓力集中。同時由於剪力作用位置與抵抗中心間之偏心彎矩應計入整體基板設計中（見圖C10.10-6）。

(8) 混凝土強度控制不易或使用高強度錨栓時應加錨碇鋼板以確保錨碇應力之傳遞。



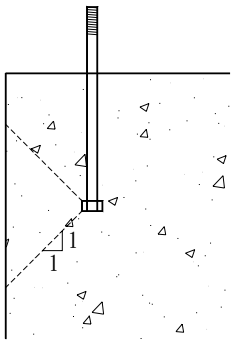
圖C10.10-1 混凝土抗拉出應力錐



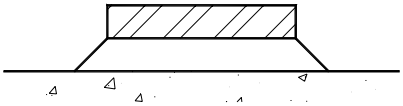
(a)應力錐重疊或超出外緣

(b)受版厚限制

圖C10.10-2 混凝土應力錐有效投影面積

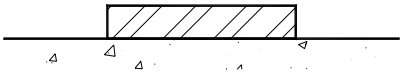


圖C10.10-3 錨頭附近可能爆開模式



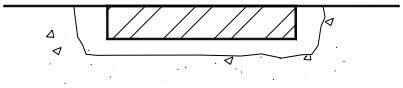
μ=0.55

(1)支承於外灌漿襯墊上



μ=0.7

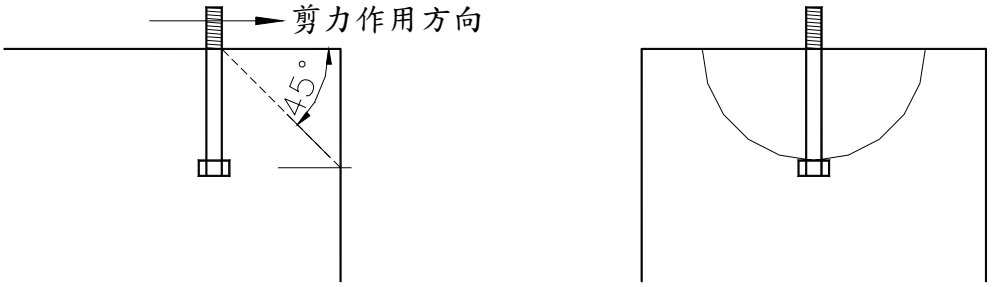
(2)支承於硬化混凝土面上



μ=0.9

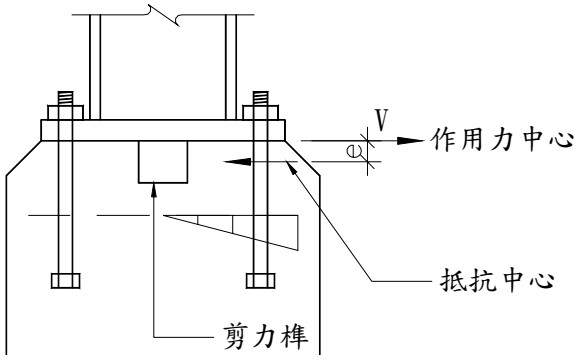
(3)埋置於灌漿內

圖C10.10-4 基板支承情況



側向　　正面

圖C10.10-5 剪力向外側作用可能劈開模式



圖C10.10-6 剪力榫及二次彎矩示意圖

10.11 符號說明

A_b =螺栓標稱斷面積，cm^2

A_b =擴頭桿在主螺紋直徑處的斷面積，cm^2

A_t =錨栓拉應力錐之有效投影面積

A_1 =支承於混凝土之鋼材承壓面積，cm^2

A_2 =在混凝土支承面上與載重面積同心且幾何形相似之最大面積，cm^2

C_1 =超大孔及槽孔計算螺栓最小間距之間距增量。

C_2 =邊距之增量。

F_{BM} =母材容許應力，tf/cm^2

F_w =銲材容許應力，tf/cm^2

F_p =螺栓及螺牙桿件容許承壓應力，tf/cm^2

F_p =混凝土容許承壓應力，tf/cm^2

F_{pcr} =臨界承壓應力，tf/cm^2

F_t =螺栓及螺牙桿件容許拉應力，tf/cm^2

F_v =螺栓及螺牙桿件容許剪應力，tf/cm^2

F_u =鋼材或螺栓及螺牙桿件之標稱拉力強度，tf/cm^2

F_y =鋼材之標稱降伏應力，tf/cm^2，本規範中「降伏應力」係指規定最小降伏點（鋼材具降伏點者）或規定降伏強度（鋼材未具降伏點者）。

L_e =作用力線上，標準孔或超大孔或槽孔端半圓中心至接合物邊緣之距離，cm

P =接合處之臨界部位中一支螺栓傳遞之力，tf

P =軸力，tf

S =螺栓孔中心距，cm

T =螺栓承受之拉力，tf

T_b =強力螺栓之規定預拉力，tf

V =剪力，tf

V =摩擦力，tf

V =梁柱接頭區之剪力強度，tf

d =接合器標稱直徑，cm

d_h =標準孔之直徑，cm

f_c' =混凝土之規定抗壓強度，tf/cm^2

f_t =螺栓之計算拉應力，tf/cm^2

f_v =螺栓之計算剪應力，tf/cm^2

l =銲道長度，cm

l =錨栓錨定長度，cm

l_e =沿作用力方向由螺栓孔中心至最近之螺栓孔邊緣或連接板邊緣間之

距離，cm

t =接合部之厚度，cm

μ =摩擦係數

第十一章　其它考慮事項

11.1 適用範圍

本章考慮構材受集中載重、積水、疲勞、拱度、膨脹及收縮、撓度及振動、腐蝕等之設計及使用性之規定。

11.2 承受集中載重之腹板及翼板

11.2.1 設計基準

構材受集中載重之作用且方向與一翼板垂直並對稱於腹板者，其翼板與腹板之設計強度需足以抵抗本節所規定之翼板局部彎曲、腹板局部降伏、腹板壓皺及腹板側向挫屈強度。若兩翼板均受集中載重，其腹板之設計強度需足以抵抗腹板降伏、腹板壓皺及腹板受壓挫屈。

在集中載重處，腹板兩側有成對之加勁板，且加勁板之長度不小於構材深度之半並符合本章11.2.8節之規定者，無須檢查翼板之局部彎曲、腹板局部降伏及腹板壓皺。

解說：　本規範依據不同的可能破壞狀況，將腹板及翼板強度分成以下數類：

翼板局部彎曲	(11.2-2)
腹板局部降伏	(11.2-3)
腹板壓皺	(11.2-4)
腹板側向挫屈	(11.2-5)
腹板受壓挫屈	(11.2-6)
梁柱接頭區承受剪力	(11.2-7)

施加於構材翼板之集中載重主要可分為兩種類型，一種稱為單集中載重，另一種為雙集中載重。單集中載重可為拉力（如吊桿傳遞之拉力）或壓力（如梁中段由承壓板傳遞而來之壓力，或梁端支承反力等）。雙集中載重在構材一邊由一個拉力與一個壓力載重組成，並形成一彎矩（如梁柱抗彎接頭）。

11.2.2 翼板局部彎曲

構材承受集中載重處，若構材翼板之厚度小於下式之計算值時，構材腹板兩側需設置加勁板，加勁板需延伸至梁腹至少一半之深度。

$$0.4\sqrt{\frac{P_{bf}}{F_{yf}}} \qquad (11.2\text{-}1)$$

其中：

F_{yf}：翼板之降伏應力，tf/cm^2

P_{bf}：只有活載重及靜載重之作用時，P_{bf}＝5/3倍集中工作載重，tf

活載重、靜載重及風力或地震力同時作用時，P_{bf}＝4/3倍集中工作載重，tf

若載重長度在翼板之橫方向小於0.15b_f，b_f為翼板寬度，則無須檢核公式(11.2-1)。

當施加之集中載重距梁端在10倍翼板之厚度以內時，且構材翼板之厚度小於公式(11.2-1)值之兩倍時，構材腹板兩側需設置加勁板。

當採用橫向加勁板時，須為成對之加勁板且須與翼板以銲接接合，且加勁板與腹板間之銲道須能傳遞加勁板與腹板間之應力。

解說：　當張力經由銲接在翼板上之板傳遞時，翼板應有足夠之剛度，以避免變形過大，並進而引起腹板附近銲接之高應力集中，公式(11.2-1)即在於控制此情況。

11.2.3 腹板局部降伏

當腹板在與翼板交接處，由集中載重所造成之拉或壓應力大於0.66F_{yw}時，腹板兩側需設置加勁板，加勁板需延伸至梁腹至少一半之深度。

1.當所受之力其作用點與構材端部之距離大於構材深

$$\frac{R}{t_w(N+5k)} \le 0.66F_{yw} \qquad (11.2\text{-}2)$$

2.當所受之力作用於構材端部或靠近構材端

$$\frac{R}{t_w(N+2.5k)} \le 0.66F_{yw} \qquad (11.2\text{-}3)$$

其中：

F_{yw}＝腹板之標稱降伏應力，tf/cm^2

R＝集中載重，tf

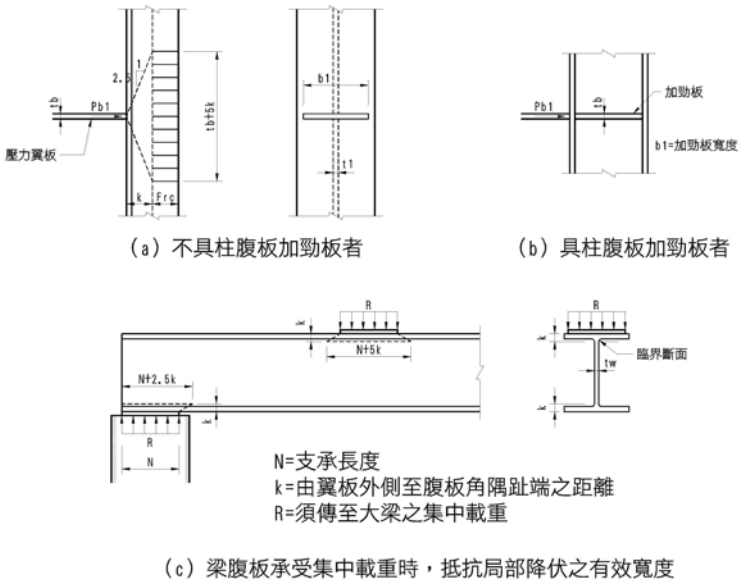
N＝支承長度，cm

k＝翼板外側至腹板角隅趾端之距離，cm

t_w＝腹板厚度，cm

當採用橫向加勁板時，加勁板須與梁之翼板及腹板以銲接連結。橫向加勁板與腹板間之銲道須能傳遞加勁板與腹板間之應力。

解說：　本節之規定在於限制由構材之腹板所傳遞之應力。理論上不論承受作用力者為梁或柱，對構材應無甚差別，參考文獻(AISC 1978 ; Galambos 1978)對梁與柱之規定不同，通過梁翼板之應力梯度為2：1，通過柱翼板之應力梯度為2.5：1。本極限設計法規範則均採用2.5：1之應力梯度（如圖C11.2-1）。



圖C11.2-1 集中載重產生之應力分布梯度

11.2.4 腹板壓皺

受集中壓載重之構材，若壓載重大於下列公式之計算值，則腹板兩側需設置受壓式加勁板，加勁板需延伸至梁腹至少一半之深度。

1.當集中載重作用在距構材端部之距離不小於構材深度之半者

$$R = 18.0 t_w^{\,2}\left\{1 + 3\left[\frac{N}{d}\right]\left[\frac{t_w}{t_f}\right]^{1.5}\right\}\sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \qquad (11.2\text{-}4)$$

2.當集中載重作用在距構材端部之距離小於構材深度之半者

$N / d \le 0.2$

$$R = 9.0 t_w^{\,2}\left\{1 + 3\left[\frac{N}{d}\right]\left[\frac{t_w}{t_f}\right]^{1.5}\right\}\sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \qquad (11.2\text{-}5)$$

$N / d > 0.2$

$$R = 9.0 t_w^{\,2}\left\{1 + \left[\frac{4N}{d} - 0.2\right]\left[\frac{t_w}{t_f}\right]^{1.5}\right\}\sqrt{\frac{F_{yw} t_f}{t_w}} \qquad (11.2\text{-}6)$$

其中：

R ＝標稱強度，tf

N ＝支承長度，cm

F_{yw} ＝腹板之標稱降伏應力，tf/cm^2

d ＝構材之全深，cm

t_f ＝翼板厚度，cm

t_w ＝腹板厚度，cm

若有橫向加勁板，且加勁板之長度不小於腹板深度之半者，則無須檢核上述之限制。

前述橫向加勁板須與梁之翼板及腹板以銲接連結。橫向加勁板與腹板間之銲道須能傳遞加勁板與腹板間之應力。

解說：　在集中載重下之腹板抵抗壓皺之規定與以前之規範不同，公式(11.2-4)至(11.2-6)三式係取自(Roberts 1981)之研究。

11.2.5 腹板側向挫屈

受集中壓載重之構材，若壓載重大於下列公式之計算值，且構材翼板之相對側向位移未受拘束，則需設置受壓式加勁板或局部側向支撐。

1.若受載重之翼板有轉動束制，且$(h/t_w)/(\ell/b_f)$小於2.3

$$R=\frac{480t_w^{\ 3}}{h}\left\{1+0.4\left[\frac{h/t_w}{\ell/b_f}\right]^3\right\} \qquad (11.2\text{-}7)$$

若集中載重大於R，構材腹板兩側需設置受壓式加勁板或於張力側翼板設置局部側向支撐。加勁板需延伸至梁腹至少一半的深度，且加勁板與翼板需密接，否則需設置足量之銲接。橫向加勁板與腹板間需有足量之銲接，以將作用力由橫向加勁板傳至腹板。

2.若受載重之翼板無轉動束制，且$(h/t_w)/(\ell/b_f)$小於1.7

$$R=\frac{480t_w^{\ 3}}{h}\left\{0.4\left[\frac{h/t_w}{\ell/b_f}\right]^3\right\} \qquad (11.2\text{-}8)$$

其中：

R＝標稱強度，tf

ℓ＝於載重點處，沿任一翼板之最大無支撐段長度，cm

b_f＝翼板寬度，cm

t_f＝翼板厚度，cm

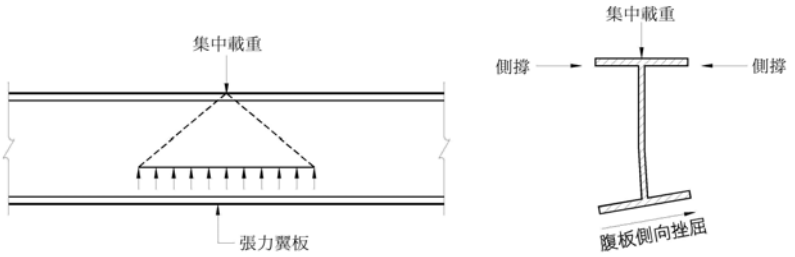
t_w＝腹板厚度，cm

$h=(d-2k)$＝兩角隅趾端間之腹板淨深，cm

若集中載重大於R，則載重施加處構材之上、下翼板皆需設置局部側向支撐。若上述之$(d_c/t_w)/(\ell/b_f)$分別大於2.3或1.7，或腹板承受分佈載重者，則無須檢核上列二式之規定。

在集中載重處，若梁撓曲應力f_b小於$0.6F_y$，則公式(11.2-7)及(11.2-8)內之480可以960代之。

解說：　梁上下翼板之局部側撐之設計載重可採用作用於該點集中載重之1%。加勁板應由受力點延伸至少超過梁深之半。此外，該對加勁板應設計為可傳遞全部之載重。當受載重之翼板容許轉動時，則加勁板無法發揮作用。



圖C11.2-2　腹板側向挫屈

11.2.6 腹板受壓挫屈

兩翼板均受集中壓載重之構材，若d_c大於下式之計算值，則腹板之兩側需設置受壓式加勁板。加勁板需延伸至整個梁腹深，加勁板與翼板需緊靠在一起，否則需設置足量之銲接。加勁板與腹板間需有足量之銲接，將不平衡力由加勁板傳至腹板。

$$\frac{1100t_w^{\ 3}\sqrt{F_{yw}}}{P_{bf}} \qquad (11.2\text{-}9)$$

其中：

F_{yw}：腹板之標稱降伏應力，tf/cm^2

t_w：柱腹板厚度，cm

P_{bf} :只有活載重及靜載重之作用時，$P_{bf}=\frac{5}{3}$×集中工作載重，tf

當活載重、靜載重及風力或地震力同時作用時，$P_{bf}=\frac{4}{3}$×集中工作載重，tf

若所受集中壓載重位於構材端部$\frac{d}{2}$內，則公式(11.2-9)中之1100應以550取代之。

解說：　腹板之受壓挫屈主要係考慮梁翼板之集中載重作用於柱之二側翼板。若只有一側柱翼板承受集中載重，則不須檢核柱腹板之受壓挫屈。

11.2.7 梁柱腹板交會區承受剪力

若壓力構材之腹板受高剪應力，作用於腹板厚乘以斷面全深面積之容許應力為：

1.當構架分析不包括梁柱腹板交會區之塑性變形及其所造成之P-△效應時

$$f_a \le 0.4F_y \quad F_v = 0.4F_y \qquad (11.2\text{-}10)$$

$$f_a > 0.4F_y \quad F_v = 0.4F_y(1.4-\frac{f_a}{F_y}) \qquad (11.2\text{-}11)$$

2.當構架分析包括梁柱接頭塑性變形及其所造成之P-△效應時

$$f_a \le 0.75F_y \quad F_v = 0.4F_y \qquad (11.2\text{-}12)$$

$$f_a > 0.75F_y \quad F_v = 0.4F_y\left[1.9-\frac{1.2f_a}{F_y}\right] \qquad (11.2\text{-}13)$$

其中：

F_y ＝柱腹板降伏強度，tf/cm^2

f_a ＝柱軸壓應力，tf/cm^2

若梁柱腹板交會區之剪力太大，柱腹板不足以承擔時，可設置疊合板或對角加勁板來與柱腹板共同承擔腹板交會區剪力。

若使用疊合板，則疊合板需有足夠的銲接來傳遞剪力；若使用對角加勁板，則加勁板與翼板或腹板間之銲接強度需能有效傳遞剪力。

解說：　剛性接合之梁柱腹板交會區通常有很大的剪力產生，如圖C11.2-3所示，其中：

$M_1 = M_{1L} - M_{1G}$

$M_2 = M_{2L} - M_{2G}$

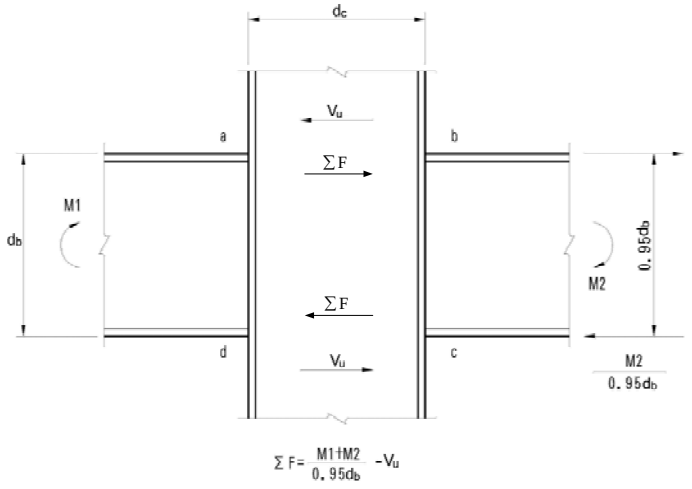
M_{1L}，M_{2L}=側向力作用下之彎矩（工作狀態）

M_{1G}，M_{2G}=垂直力作用下之彎矩（工作狀態）

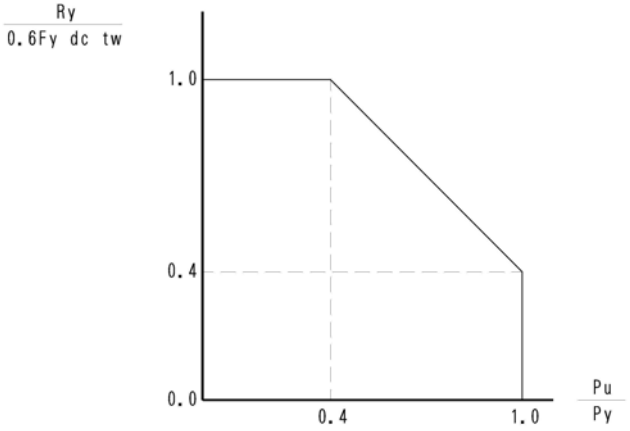
而$\sum F$即為梁柱腹板交會區剪力。當$\sum F$大於腹板交會區之容許最大剪力，則需設置疊合板或對角加勁板來與柱腹板共同抵抗接頭剪力。

研究結果顯示，梁柱腹板交會區降伏後不但構架勁度下降，且所產生之額外轉角及位移會造成顯著的$p-\Delta$效應。因此設計者若採用彈性分析且不考慮腹板交會區塑性變形對$p-\Delta$之效應，則梁柱腹板交會區應保持在彈性範圍，此時使用剪力與軸力降伏之互制關係（如圖C11.2-4所示），容許剪應力如(11.2-10)及(11.2-11)式所規定。

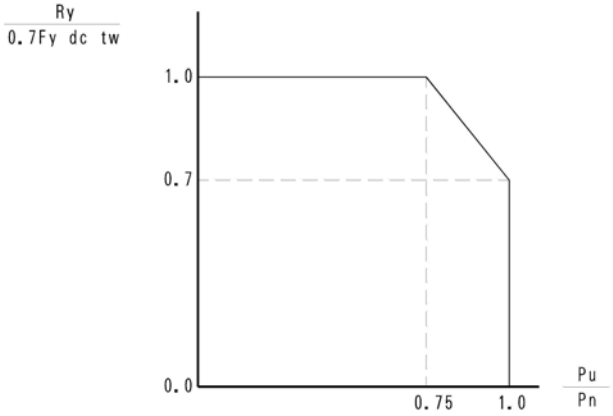
若梁柱腹板交會區之塑性變形及其所造成之$p-\Delta$效應在分析及設計時皆加以考慮，則腹板交會區之剪力強度可採用降伏後之強度，此時可使用剪力與軸力之完全塑性互制關係(如圖C11.2-5)所示，容許剪力則如(11.2-12)及(11.2-13)式之規定。



圖C11.2-3　腹板作用力平衡圖



圖C11.2-4 剪力與軸力降伏互制關係圖



圖C11.2-5 剪力及軸向完全塑性互制關係圖

11.2.8 集中載重所需之加勁板

梁、大樑或柱依11.2.2節至11.2.6節規定，應在集中載重處放置成對之橫向加勁板。惟依11.2.2節或11.2.3節之規定者，其加勁板不需延伸至腹板深度之一半，但以下情況除外：

當構材依11.2.4節或11.2.6節規定放置成對之橫向加勁板時，加勁板應根據6.3節之規定，以軸向壓力構材（柱）方式設計，加勁板之有效柱長取0.75h，在構材中間時，此軸向受壓面積取兩加勁板及25倍腹板厚度（$25t_w$）之面積；在構材端部時，此軸向受壓斷面則取兩加勁板及12倍腹板寬（$12t_w$）之斷面積。加勁板應銲接於受載之翼板。

解說：　當腹板壓皺(11.2.4)或腹板受壓挫屈(11.2.6)之檢核顯示需加勁板時，必須根據本節之規定以軸向載重之受壓構材設計之。當腹板受壓挫屈(11.2.6)控制時，加勁板必須延伸至柱腹板之全深度。而當腹板局部降伏(11.2.3)控制，且集中載重P_{bf}只作用於柱一側之翼板，則加勁板不需延伸過柱腹板深度之一半。當腹板受局部降伏(11.2.3)控制，則所需成對加勁板之面積為：

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

其中，P_{bf}=因數化載重，tf

F_{yc}=柱翼板之標稱降伏應力，tf/cm^2

F_{yst}=加勁板之標稱降伏應力，tf/cm^2

t_{wc}=柱腹板厚度，cm

t_{bf}=梁翼板厚度，cm

k=翼板外側至腹板角趾端之距離，cm

橫向加勁板之尺寸配置可依下述方法規定：

橫向加勁板之寬度(b_{st})加上柱腹板厚度(t_{wc})之一半，不得少於1/3倍的梁翼板寬度(b_{fb})或傳遞 p_{bf} 力之板寬度

$$b_{st} + 0.5t_{wc} \geq b_{fb}/3$$

亦即

$$b_{st} \geq b_{fb}/3 - 0.5t_{wc}$$

橫向加勁板必須符合4.5節有關無加勁受壓肢材局部挫屈之規定。橫向加勁板與柱腹板之銲接必須依柱兩對邊之彎矩所作用於橫向加勁板之不平衡力來進行銲道設計。

11.2.9 未接其他構材之梁端橫向斷面

未接其他構材之梁端斷面，且該斷面未受扭轉束制時，梁端斷面在梁腹兩側應設置延伸全梁腹深之加勁板。加勁板之設置應符合11.2.8節之規定。

11.3 積水

除非屋頂有足夠之斜度及排水設施以防止雨水累積，否則應分析屋頂在積水情況下，具足夠之強度及穩定性。

屋頂若符合下述條件，應可視為穩定，不須再作其他分析：

$$C_p + 0.9C_s \leq 0.25 \qquad (11.3\text{-}1)$$

及 $I_d \leq 0.4S^4$ (11.3-2)

其中：

$$C_p = \frac{0.05L_s{L_p}^4}{I_p}$$

$$C_s = \frac{0.05S{L_s}^4}{I_s}$$

L_p＝沿大梁方向之柱間距（主要構材之長度），m

L_s＝垂直於大梁方向之柱間距（次要構材之長度），m

S＝次要構材之間距，m

I_p＝主要構材之慣性矩，cm^4

I_s＝次要構材之慣性矩，cm^4

I_d＝支承在次要構材上之鋼浪板慣性矩，cm^4/m。

上式中，若為桁架或小梁系統時，其慣性矩I_s應減少15% 。鋼浪板支承在主要構材上時，應視為次要構材考慮。

平屋頂構架剛度之替代法可參考附錄3。

解說：　規範所稱之積水，係指由於平屋頂之撓度而使水積留。積水量之多少依構架之柔度而定，若構架之勁度及強度考慮不足，此等積留之水重可能導致屋頂倒塌，參考(ASCE 7-88 and 7-92)。

11.4 疲勞

承受疲勞載重之構材及其接合應依照附錄4之規定設計之。

解說：　因大多數建築結構之構材並未承受到必須考慮疲勞設計之足夠反復應力次數。疲勞設計主要受載重之反復次數、應力差值之大小和接合細部之應力集中現象所影響，這些因素在一般建築物的結構設計中甚少遇到，惟遇到或發生疲勞現象時，則須符合附錄4中之相關規定。

構材或接合承受少於20000次之反復載重，並不需考慮疲勞設計，除非反復載重之應力差值相當大。此種情況容許之應力差值可保守地依表A-4.3載重狀況1所列數值的1.5倍取用。

應力之變化不產生拉力時，不致使裂縫延伸，故不需考慮疲勞之狀況。而當構材之元件只承受計算之壓應力時，疲勞裂縫可能在高殘留拉應力處出現，在此種狀況下，裂縫通常不會延伸至殘留拉應力範圍之外，因為殘留應力將因裂縫而解除。因此，若應力範圍完全為壓應力時，並未列入附錄4之表A-4.2中的應力種類欄。在目前的AASHTO與AREA規範中之規定亦然。

當一構材在同一位置有一種以上之製造細部時，在該位置之應力範圍應取最嚴格之情況。若將尖銳凹痕之細部置於承受較小應力範圍處，則依靜態載重設計之構材尺寸通常已足夠。

由過去許多實尺寸試驗及理論應力分析，已得下列之一般結論：

1.應力差值和尖銳凹痕為設計銲接細部及梁之主要變數。
2.其他的變數如最小應力、平均應力與最大應力對設計目的而言較不重要。
3.具2.53tf/cm^2(36ksi)~7.03tf/cm^2(100ksi)之不同降伏強度之結構鋼，以相同方法製造之銲接細部，其疲勞強度之差異並不顯著。

由表A-4.3可查得特定細部類型與載重情況之容許應力範圍，這些資料係依近期之(Keating et al. 1985)研究而得。有關螺栓承受拉力之規定列於表

A-4.4。由(Fisher et al. 1974)試驗發現高強度螺栓之疲勞壽命有極大的不同，無法完全利用已發表的公式來估計槓抬力之真正數值。為了限制槓抬作用對這些螺栓疲勞行為之不確定性，在反復作用下只有當設計拉應力中之槓抬力較小時，表10.3-2之拉應力方可採用。當不符上述條件時，設計拉應力須大幅降低以便涵蓋可能之槓抬影響。

其它形式之機械桿件應避免採用於抵抗反復載重。因缺乏可靠的預拉力，應力差值通常太大而不能長期抵抗此種載重。

11.5 使用性之考慮

本節乃針對使用性之考慮。使用性是指在正常使用下，建築物之功能、外觀、可維修性、耐久性及居住者的舒適感等都保持合乎要求之一種狀態。

使用性之一般設計要求如1.2節第4款所述。為維持使用性而須限制之結構行為之極限值（如最大位移、加速度等），應依該結構所欲發揮之功能而定。必要時，使用性應以在實際載重下與其相關之極限值加以檢核。

解說：　明定使用性準則是為確保結構物在日常使用中，不致發生功能之失敗或結構損壞。雖然功能之不正常未必造成結構物的崩塌或人員的傷亡，但卻嚴重損及結構物之使用性，並可能導致需要昂貴的修復。由於高強度材料之使用日增，產生出較具柔性之結構物，因此考慮使用性是很重要的。

基本上下列三種結構行為將損及其使用性：

1.過度的局部損壞（局部降伏、挫屈、滑動或開裂）可能需要額外的維修，否則會引起腐蝕。

2.過度之撓度或旋轉可能影響結構物之外觀、功能或排水，也可能導致非結構構件及其上附屬物之損壞。

3.由於風或暫態活載重引起之過度振動，會影響建築物使用人之舒適感或機械設備之操作。

在容許應力設計法，局部損壞的問題是經由隱含在容許應力內之安全係數加以處理；而過量之撓度或振動，則經由直接或間接的規定撓度、側向位移之限制值及最大跨深比加以控制。依過去之工程經驗，除了無隔間之大面積樓版開孔外，依據這些規定可得到令人滿意之結構行為。

在使用性檢核中須考慮之載重，例如永久性活載重、風力及地震力；人類活動如行走、跳舞等之影響；溫度之變動以及建築物附近交通或內部機器運轉所引起的振動。使用性檢核之目標為在適當的載重情況下結構物之合宜性能。結構物之反應通常假設為彈性，然而，某些結構構材必須依其在載重下之長期行為來考慮。

基於使用性之考慮來規定結構物性能之限制值是很困難的，因其受到結構類型、使用之用途以及主觀的心理反應等因素的影響很大。例如，醫

院所能容許之結構運動，顯然遠小於一般的工業建築物，而且人類對結構運動之感受程度遠小於會造成結構損壞之運動。使用性之限制值必須由設計者及業主仔細考慮後決定。

11.5.1 拱度

構材為配合其相鄰結構而須特別預拱時，應在設計圖說中註明。

若設計圖說中未註明樑與桁架之預拱，則由製作或安裝產生之拱度應朝上。若拱度係由構件安裝時受預力所形成，應於設計圖說中註明。

解說：當在適當的載重下會造成使用性的問題時，設計者須考慮預拱。

11.5.2 膨脹及收縮

結構物應依其使用情形預留適當的膨脹及收縮之餘裕。

解說：　對膨脹之合宜控制無法簡化為幾條簡單的規則為之，必須依賴合格的工程師作良好的判斷。尺寸改變之原因除了溫度變化外，混凝土之潛變與收縮及鋼材之降伏，亦是可能之原因。

11.5.3 撓度及振動

構件及結構系統受載重所產生之變形，不應損及結構之使用性。

由於活載重所產生之撓度不得大於跨度之1/360，吊車行走之軌道梁之撓度不得大於跨度之1/500，電動吊車依其實際應用情形不得大於跨度之1/800至1/1200。

在設計支撐寬大樓版之建築時，若樓版上無隔間牆或其他阻尼裝置，應考慮由行人走動或其他原因引起之建築物內之振動。

解說：　過度的橫向撓度或側移可能導致建築物構材之永久性損壞、外覆層之分離或水密性之喪失，亦可能使載重轉移至非承重構材而致破壞、建築物設施系統運轉之中斷，建築物部分外觀變得令人難以接受以及居住者的不舒適感。

構材或結構體之撓度限制應依結構物的功能而定(Stang et al. 1984；Kulak et al. 1987；Johnston 1939)。

限制撓度在跨度的某一百分比之內的規定，對某些大跨距的樓版系統可能不足。為避免對鄰接或相連之非結構構材之損壞可限制其最大撓度值（與跨距無關）。梁或板梁之深度不宜小於其跨度之 $F_y/56$，桁條梁之深度不宜小於其跨度之 $F_y/70$，如用較小深度之梁時其單位彎曲應力應按深度比例折減。

變形限制值應依結構系統之整體性考慮。對於潛變收縮量應考慮容許值。在有反復載重發生時，應考慮殘留變形增加的可能性，此種變形可能

導致漸增的破壞。

本規範並未提供側移限制值的規定。進行側移分析時，對於非承重構材如隔間、填充牆等若已知其對勁度之影響，則可考慮在側移量之計算中。某些構造型式在設計載重下可能會發生非彈性變形。亦即當撓曲構材的形狀因素Z/S超過1.5時，這種變形之影響程度也可能很重要，視結構物的功能而定，必須由設計者依個案來考慮。

在設計支撐寬大樓版之建築時，若樓版上無隔間牆或其他阻尼裝置，應考慮由行人走動或其他原因引起之建築物內之振動，而且梁之深度不宜小於跨度之1/20。

高強度材料的使用日增及有效的結構系統可能導致較長的跨距及較柔性的樓版系統。雖然在過去使用相對於跨距的撓度限制通常排除振動問題，但對於某些樓版系統可能仍須考慮其靜態及動態行為。

因結構實際之質量、勁度與阻尼特性難以確定，結構物或結構系統之動力反應可能很難分析，況且不同的載重來源會造成不同的反應。例如鋼梁混凝土版系統對活載重之反應如同非合成系統，但對人類活動引起之暫態振動之反應則如合成系統。隔間、外覆層與固定之傢俱會加大結構物之勁度及阻尼，會減少可能的振動問題，其阻尼亦可能與振動的振幅有關。

為減少過度的結構運動，一般的目標是將加速度、速度及位移限制在不會干擾建築物內居住者的程度。一般說來，居住者感覺持續性的振動較暫態的振動更難以接受。使人們感覺不適的最大加速度依反應的頻率而定。暫態運動會引起不適的起始點較高些，且依樓版系統之阻尼量大小而定。這些數值的大小與個人及他在結構受擾動時之活動有關。

最有效的減少連續振動效應之方法是使用隔振裝置。當規則性擾動之頻率與結構系統之基本頻率相近時，應小心避免共振。最有效減少暫態振動的方法為增加結構系統的阻尼。在結構物任何部位產生難以忍受之振動的機械設備，應有足夠的隔振裝置以減低傳到結構物之振動。

11.5.4 腐蝕

構件設計應考慮腐蝕之影響，以防止因腐蝕而導致結構強度或其使用性受損。

解說：　鋼構材在特殊之環境下品質可能會惡化。此惡化可能顯現為由外部可見之腐蝕，亦可能發生無法查覺的材料改變而減低其載重能力。

設計者應瞭解這些問題，在其設計中考慮適當的腐蝕容許值，或提供足夠的保護系統（如塗料、陰極防蝕處理），或規劃維護作業程序以使此類問題不致發生。

11.6 符號說明

A ＝柱斷面積，cm^2

b_f ＝翼板寬度，cm

d ＝構材之全深，cm

d_c ＝柱全深，cm

f_a ＝柱軸壓應力，tf/cm^2

F_y ＝柱腹板之標稱降伏應力，tf/cm^2

F_{yc} ＝柱翼板之標稱降伏應力，tf/cm^2

F_{yf} ＝翼板之標稱降伏應力，tf/cm^2

F_{yst} ＝加勁板之標稱降伏應力，tf/cm^2

F_{yw} ＝腹板之標稱降伏應力，tf/cm^2

$h=(d-2k)$ ＝兩角隅趾端間之腹板淨深，cm

I_d ＝支承在次要構材上之鋼承板慣性矩，cm^4/m。

I_p ＝主要構材之慣性矩，cm^4

I_s ＝次要構材之慣性矩，cm^4

k ＝翼板外側至腹板角隅趾端之距離，cm

ℓ ＝於載重點處，沿任一翼板之最大無支撐段長度，cm

L_p ＝沿大梁方向之柱間距（主要構材之長度），m

L_s ＝垂直於大梁方向之柱間距（次要構材之長度），m

N ＝支承長度，cm

P_{bf} ＝只有活載重及靜載重之作用時，tf

P_{bf} ＝$5/3$ 倍集中工作載重，tf

活載重、靜載重及風力或地震力同時作用時，

P_{bf} ＝$4/3$ 倍集中工作載重，tf

P_{bf} ＝因數化載重，tf

R ＝標稱強度，tf

R ＝集中載重，tf

S ＝次要構材之間距，m

t_{bf} ＝梁翼板厚度，cm

t_f ＝翼板厚度，cm

t_{fb} ＝柱腹板厚度，cm

t_{fc} ＝柱翼板厚度，cm

t_w ＝腹板厚度，cm

t_w ＝柱腹板厚度，cm

t_{wc} ＝柱腹板厚度，cm

第十二章　製作、安裝及品管

12.1 一般規定

1.鋼結構之製作、安裝及品管應依據「鋼結構施工規範」之規定辦理。

2.鋼構件應在工廠加工製作再運送至工地安裝，若必須在工地加工製作時，應經審查認可。

解說：　鋼結構之設計與施工之品質有密切的關連，為避免設計與施工之品質標準產生不一致現象，在本章作原則上之規定。有關鋼結構施工較詳盡之規定應依照內政部頒布之「鋼結構施工規範」，並參考中華民國鋼結構協會研訂之「鋼結構品質管制作業標準」(鋼結構協會，2007)辦理。

鋼結構製作前應依據設計圖說事先繪製施工詳圖，其內容應至少包含製造圖及安裝圖。

第十三章　耐震設計

13.1 適用範圍

本章適用於抵抗地震力之普通抗彎矩構架、斜撐構架、韌性抗彎矩構架或韌性抗彎矩構架與斜撐構架共同抵抗地震力之鋼結構系統。對於斜撐構架與韌性抗彎矩構架合併使用以抵抗地震力之結構系統，須具完整豎向承重之立體構架，且全部地震力須由韌性抗彎矩構架與斜撐構架依其勁度與互制作用共同承擔，惟韌性抗彎矩構架至少須能抵抗全部地震力之四分之一。

解說：(1)本章中引述的地震力為「建築物耐震設計規範及解說」所規定者。

(2)本章主要是根據UBC-97及AISC-1997, 2002, 2005耐震篇，並參考北嶺地震及阪神地震後之相關研究報告，及國內之相關研究綜合而成。

(3)斜撐構架與韌性抗彎矩構架合用以抵抗地震力的二元系統，根據UBC-97的規定，斜撐構架不須單獨抵抗100%的設計地震力，但韌性抗彎矩構架至少須足以抵抗25%的地震力（包含扭矩效應）。

13.2 材料及構材強度

13.2.1 使用材料

1.用以抵抗地震力之鋼構材其材料規格應符合第三章之規定，且須符合下列規格：CNS 13812 (SN400A、SN400B、SN400C、SN490B、SN490C)，CNS 2947 (SM400A、SM400B、SM400C、SM490A、SM490B、SM490C、SM490YA、SM490YB、SM520B、SM520C、SM570)，CNS 4435，CNS 4269 (SMA400AW、SMA400BW、SMA400CW、SMA400AP、SMA400CP、SMA490AW、SMA490CW、SMA490AP、SMA490BP、SMA490CP)。

2.銲接組合箱型柱應使用符合CNS 13812 SN400B、SN400C、SN490B或SN490C規格之鋼材。

3.銲接組合箱型柱斷面板厚大於40mm時應使用符合CNS 13812 SN400C或SN490C規格之鋼材。

4.使用遮護金屬電弧銲接、潛弧銲接、氣體遮護金屬電弧銲接、包藥銲線電弧銲接等銲接方法之全滲透銲接，其相稱銲材於-29℃時至少具有27焦耳之衝擊韌性值。

解說：　CNS 2947「熔接結構用軋鋼料」之規定主要沿用 JIS G3106「熔接構造用壓延鋼材」，其鋼材編號前兩個字母為 SM，一般以 SM 系列稱之。CNS 13812「建築構造用軋鋼材」之規定則主要沿用 JIS G3136「建築構造用壓延鋼材」，其鋼材編號前兩個字母為 SN，日本規範係鑒於既有建築銲接用 SM 鋼板的機械性能與銲接性能無法充分滿足耐震與施工性的需求，因此於 1994 年推出建築用 SN 鋼材，推廣初期因為價格與鋼廠的生產能力等因素

而較少使用，但在 1995 年阪神地震發生後，SM 鋼板的規格被認為無法適用於所有的建築耐震構材，日本通產省工技所已於同年 11 月公告取消 SM 材適用範圍中的「建築」項目，目前日本鋼構規範則規定耐震構材應使用 SN 材，其中 SN400B 及 SN490B 除基本性質分別與 SM400 及 SM490 相近外，還具有狹降伏強度及低降伏比之特性，更適合使用於耐震構材，造成層裂原因之一的磷、硫雜質含量標準也較為嚴格，故較適用於使用潛弧銲等高入熱量銲接之組合型鋼;而 SN400C 及 SN490C 則對鋼板厚度方向之性質與超音波檢驗有額外之要求，規格中並再降低磷、硫之成分含量，適用於鋼板較厚之巨型構材或需使用高入熱與高束制性銲接之構材。

另外 JIS G3101「一般構造用壓延鋼材」亦規定有 SS 系列鋼材，SS 系列鋼材對化學成分之限制不夠明確，無法評估其可銲性，因此應歸類於不可銲鋼材。目前大部分用以抵抗地震力之鋼構材會使用到銲接，考慮製作與施工管理之成本並減少錯誤之發生，本條文排除 SS 系列鋼材使用於耐震構材；但不使用銲接之非耐震構材（如小梁），可考慮選用 SS 系列鋼材。

美國傳統使用於耐震結構之鋼材主要為 ASTM 規格之 A36 及 A572(Grade 50)， 1994 北嶺地震發生後，美國因既有鋼材的變異性過高，在 AISC 推動下所開發的 ASTM A992 規格型鋼(不含鋼板規格)，因具有降伏強度範圍限制及降伏比要求(0.85)而被建議取代 A36 及 A572(Grade 50)型鋼。由於美國地區以使用熱軋型鋼為主，鋼材的銲接性以滿足低入熱銲接為主，因此鋼板材質的基本規格相對於 CNS 規格仍然較低，但規範同時要求以較為嚴謹的細部設計與施工配合之，相對於日本地區，雖使用規格較佳之鋼板及較大之彈性設計地震力，但因配合較高效率的銲接施工，其細部要求仍漸趨嚴格，如設計時使用美規鋼板而細部要求採習用的日本寬鬆施工習慣，則會得到不安全的組合結果。國內所使用的構材以組合型鋼為主，銲接方法等則主要參考日本，因此耐震構材應以使用 CNS 13812 為原則。國內常用鋼材與美國常用 ASTM 鋼材之基本規格比較表如表 C13.2.1（表中○代表有制式規定，X 代表無規定或需協商）

由表 C13.2-1 常見結構鋼材之比較可見美系之鋼材規格相較於 JIS、CNS 之鋼材規格寬鬆，日系規格中則以 SN-C 最為嚴格。表 C13.2-1 所列之各種化性物性之比較，其中較為特殊之規定為:降伏強度之範圍、拉力強度之範圍、降伏比、厚度向斷面縮減率、及嚴格規定之磷、硫含量。由表中之各項規格可見影響鋼材之耐震性能除銲接性外，降伏強度及拉力強度之範圍，降伏比，及厚度方向(Z 方向)之性質亦甚為重要，但傳統之鋼材對此並無明確規定。降伏強度之範圍規定在於避免鋼材之強度遠高於規範值致產生非預期之破壞，低降伏比則在於希望提供較佳之塑性區，但事實上塑性區亦受力量分佈所影響，僅低降伏比並無法確保結構之韌性，且降伏比太低亦易於造成銲道斷裂，目前鋼材之降伏比規定在 0.80~0.85。Z 方向之斷面縮減率規定則在於避免鋼板受面外力量時產生撕裂現象，其亦受硫含量(硫化物)所影響，因此對於採高入熱銲接之銲接箱型柱應採用 SN-B，

SN-C 或 SM570M-CHW 之鋼板。而若採高入熱銲接且厚度在 40mm 以上(含)之銲接箱型柱應採用 SN-C 或 SM570M-CHW 之鋼板。而受較大塑性變形之桿件，如梁桿件，則應採用 SM-B，SMC，SM570，SM570M-CHW，SN-B，或 SN-C 之鋼材。

近年來鋼材亦逐漸往高強度發展，如 SM570 系列之鋼材亦受重視，使用高強度鋼時應注意採用匹配銲材，其銲接程序亦較嚴格，如其預熱溫度通常較高，銲接作業應確實依檢定合格之銲接程序施作。

若採用不同於上述規格之鋼材，或採用新開發之鋼材，則可比照前述之鋼材規定，考量其物性與化性，厚度方向特性等，若其結構行為皆可等同或優於現行之鋼材，亦可使用。

表 C13.2-1 常用結構鋼材之比較

種類 \ 規格		適用範圍	碳當量或冷裂敏感係數	降伏強度範圍限制	拉力強度範圍限制	降伏比	軋延向衝擊試驗	厚度向斷面縮減率	超音波檢驗	含磷量	含硫量
台灣 日本	SM-A 系列	型鋼 鋼板	X	X	○(1) (5-6.2 tf/cm²)	X	X	X	X	0.035	0.035
	SM-B 系列	型鋼 鋼板	X	X	○(1) (5-6.2 tf/cm²)	X	○ (27 焦耳@0℃)	X	X	0.035	0.035
	SM-C 系列	型鋼 鋼板	X	X	○(1) (5-6.2 tf/cm²)	X	○ (47 焦耳@0℃)	X	X	0.035	0.035
	SM570	鋼板	○	X	○	X	○ (47 焦耳@-5℃)	X	X	0.035	0.035
	SM570M-CHW(2)	鋼板	○	○	○	○	○	○	○	0.02	0.008
	SN-A 系列(無 50KG 級)	型鋼 鋼板	X	X	○	X	X	X	X	0.050	0.050
	SN-B 系列	型鋼 鋼板	○	○(1) (3.3-4.5 tf/cm²)	○(1) (5-6.2 tf/cm²)	○ (0.80)	○ (27 焦耳@0℃)	X	X	0.030	0.015
	SN-C 系列	型鋼 鋼板	○	○(1) (3.3-4.5 tf/cm²)	○(1) (5-6.2 tf/cm²)	○ (0.80)	○ (27 焦耳@0℃)	○ (3 個平均 25%)	○	0.020	0.008
美國	A36	型鋼 鋼板	X	X	X	X	X	X	X	0.040	0.050
	A572-50	型鋼 鋼板	X	X	X	X	X	X	X	0.040	0.050

	A913-50	型鋼	○	X	X	X	○ （54 焦耳@21℃）	X	X	0.040	0.030
	A913-65	型鋼	○	X	X	X	○ （54 焦耳@21℃）	X	X	0.030	0.030
	A992-50	型鋼	○	○(1) (3.5-4.55 tf/cm²)	X	○ (0.85)	X	X	X	0.035	0.045

註：(1)：表中規格值係以抗拉強度為 50KG 級 40mm 以下之鋼材為代表。(2)： SM570M-CHW 為中鋼公司之規格，見表 C13.2-2。

表C13.2-2 SM570與SM570M-CHW鋼材之化性、物性與適用範圍

鋼種	厚度範圍 (mm)	化學成分 %						
		C	Si	Mn	P	S	Ceq	Pcm
SM570	13≦t＜50	0.18以下	0.55以下	1.60以下	0.035以下	0.035以下	0.44以下	0.28
	50≦t≦80						0.47以下	0.30
SM570M-C HW	16≦t＜50				0.020以下	0.008以下	0.44以下	0.29
	50≦t≦80						0.46以下	0.29

鋼種	厚度範圍 (mm)	機械性質								
		降伏強度 N/mm²	抗拉強度 N/mm²	降伏比 %	伸長率 %	ZRa% 註1		-5℃衝擊試驗		
						平均值	個別值	試驗位置	衝擊值 (J)	試片
SM570	16≦t＜40	450	570~720		19~26 註2	—		t/4 47以上		4號平行軋延方向
	40≦t≦75	430								
SM570M-C HW 註3	16≦t＜50	420~540	570~720	85以下	19~26 註2	25以上	15以上	t/4	47以上	
	50≦t≦80							t/4 t/2	47以上 27以上	

備註: (1). 厚度向斷面縮率 ZRa 要求標準：三塊一組平均值 25% min，個別值 15% min。

(2). 板厚≦16mm 時用 No.5 試片，伸長率 EL(%)19 以上。板厚>16mm 時用 No.5 試片，伸長率 EL(%)為 26 以上。板厚>20mm 時用 No.4 試片，伸長率 EL(%)為 20 以上。

(3). SM570M-C HW 高入熱銲接用板其銲接熱影響區（HAZ）可於承受入熱量≦880KJ/CM 時，衝擊值達-5℃15J 以上。

(4). SM570M-C HW鋼須進行建築結構用鋼之超音波(UT)檢測JIS G0901 CL.Y。

13.2.2 構材強度

本章中構材及接合之強度除另有說明者外，均以下述各項為依據：

1.撓曲強度 $M_p = ZF_y$

2.剪力強度 $V_p = 0.55F_y dt_w$

3.軸向壓力強度 $P_{uc} = 1.5F_a A$

4.軸向拉力強度 $P_{ut} = 0.9F_y A$

5.全滲透開槽銲之強度 $0.9F_y A$

6.部分滲透銲、螺栓及角銲之強度 ＝ 1.5倍容許值

13.3 放大設計地震力

結構分析時除須檢核各種載重組合外，若其他條文規定需再考慮放大地震力E'之情況時，使用$E' = 1.4F_u E$，其中E為地震力應依「建築物耐震設計規範及解說」計算，惟其中之α_y取1.0，F_u為結構系統地震力折減係數，其值不必超過2.5。若使用放大地震力時其載重組合如下：

$$1.2D + 0.5L \pm 1.0E' \quad (13.3\text{-}1)$$

$$0.9D \pm 1.0E' \quad (13.3\text{-}2)$$

例外：對於停車場、供公眾使用之集會堂以及活載重超過0.5tf/m^{2}者，式(13.3-1)中L之載重係數應使用1.0。又使用E'時不需同時考慮正交方向地震力之影響。

13.4 柱設計要求

13.4.1 柱強度要求

用以抵抗地震力之柱構材，除應滿足相關之載重組合外，在不考慮彎矩作用下，柱之軸向強度亦須滿足下列兩種載重組合：

1.軸壓力

$$1.2P_D + 0.5P_L \pm 1.4F_u P_E \le P_{uc} \quad (13.4\text{-}1)$$

於停車場、供公眾使用之集會堂或活載重超過0.5 tf/m^{2}者，式(13.4-1)中P_L係數應使用1.0。

2.軸拉力

$$0.9P_D \pm 1.4F_u P_E \le P_{ut} \quad (13.4\text{-}2)$$

其中，P_D、P_L、P_E分別為靜載重、活載重及地震力作用下所造成之柱軸力。

上列組合中$1.4F_uP_E$項不必超過與該柱相接之梁或斜撐構材在極限狀態下所能傳至柱之最大軸力之1.25倍。又抗彎矩構架之柱構材，若其$f_a \le 0.3F_y$，且滿足本規範之其他規定，則不必檢核上列載重組合。

解說：　柱若根據所規定之設計地震力及彈性分析結果來設計，則在可能發生之最大地震作用下，所產生之柱軸力很可能會超過柱之強度。造成此現象的原因有：(1)彈性分析使用之設計地震力係經過折減，以考慮結構物塑性變形或韌性行為之效應，而實際設計結果與預期破壞模式不同；(2)結構體在大地震發生時之傾覆彎矩遠高於設計彎矩。式(13.4-1)及(13.4-2)乃分別用來估計最大地震作用下柱可能產生之最大軸壓力與最大軸拉力，因該軸力已使用彈性地震力放大係數模擬最大柱軸力，故檢核柱強度時不必考慮彎矩之作用。

而不需檢核公式(13.4-1)及(13.4-2)之情況主要是考慮：(1)柱軸力必需由與其相接之構材傳入，因此柱軸向強度不必大於所能傳入之最大軸力；(2)抗彎構架中柱符合強柱弱梁且設計軸力小於$0.3F_y$時，柱被認為具有足夠之強度來抵抗可能發生之最大柱軸力。

1988年UBC規範及1992年AISC規範對地震力之計算有一明顯的改變，即引入一反應譜修正因子(R_w或R)來取代原先之組構係數K。其發展主要係考量工程之設計仍以彈性分析為主，故採彈性反應譜為基準，再除以一反應譜修正因子以反應結構之非彈性抗震行為。不過目前之R_w(UBC)或R(1992 AISC)仍是以組構係數K轉換而得，此部分之研究發展時間甚短，尚有甚多疑點待澄清。

就韌性抗彎矩構架而言，以往將彈性變形乘以$\frac{3}{K}$(或$\frac{3}{8}R_w$)來估計結構之非彈性變形，在等位移之設計觀念下，結構物依$\frac{3}{K}$倍地震力來設計，則結構應保持在彈性範圍，本規範之放大地震力仍採用此種設計概念，但將$\frac{3}{K}$或$\frac{3}{8}R_w$改為$1.4F_u$。

此外紐西蘭規範在估計地震下柱可能承受之最大柱軸力P_{eq}時，採用$P_{eq}=lSV_{oe}$公式，其中，V_{oe}為13.6.1節第二款規定之梁剪力，SV_{oe}為所考慮柱以上各樓層梁傳至柱之剪力和，l為柱軸力折減係數，其值為l=1-0.015n ≥ 0.7，n=所考慮柱以上之樓層數。惟依此方式計得之軸力需與柱彎矩共同作用以檢核柱之強度，此一方式亦適合用來估計韌性抗彎矩構架之柱軸力。

偏心斜撐跨度柱之柱軸力應依13.9.6節之規定計算之。

13.4.2 柱續接

柱續接處須有足夠之強度抵抗13.4.1節所規定之軸力，續接處須離梁柱接頭處梁翼板1.2公尺以上或在1/2柱淨高處。續接時須採全滲透銲或高強度螺栓接合，以發揮斷面之全部強度。

解說：　在強烈地震下，柱可能產生淨張力而且柱內反曲點的位置與靜力分析所得者，可能相去甚遠，有關的試驗顯示(Bruneau 1987)，部分滲透銲在張力作用下幾無韌性可言，因此柱續接時採用全滲透銲接為最佳。UBC-94及AISC-92條文中，雖允許半滲透的使用，但由相關之試驗顯示，半滲透銲將在續接處產生一初始裂縫，於反復力作用下，易產生柱板撕裂破壞，故不適用於耐震設計中，本規範只允許柱以全滲透銲作續接以確保結構安全。

13.4.3 銲接組合箱型柱

銲接箱型柱中，相鄰柱板間之銲接應以全滲透銲為之；但在放大地震力作用下，若柱之設計軸壓力在軸壓強度之80%以下，則相鄰柱板間之銲接得以部分滲透銲為之，惟在梁柱接頭區及其上下方各一倍柱寬之範圍內，仍須以全滲透銲為之，其中柱寬取兩向之較大值。含柱續接樓層之柱應全長採全滲透銲。

13.4.4 柱之長細比

若抗彎矩構架之柱構材滿足下列各項要求，在檢核放大地震力下柱之軸向強度時，其有效長度係數K得取1.0：

a.柱在兩端為連續或接頭均為剛性接合。

b.在放大設計地震力下，柱最大軸向壓應力不超過$0.4F_y$。

13.4.5　柱之錨定與柱基

柱在地震力作用下應依第十章之規定進行錨定設計，並檢核柱基在13.4.1節所規定之放大地震力作用下，或經可靠的方法分析地上層構架於極限層剪力作用時，具足夠之強度抵抗軸向壓力及軸向拉力。

解說：　在阪神地震中甚多鋼骨建築物因錨定不足，而致錨栓產生拉拔破壞，甚至造成建築物傾倒破壞，尤其是露出型基腳錨定更是大量破壞，本節乃規定在放大地震力作用下不得產生錨定破壞。柱基及其支承構材之強度亦應足以承擔上述載重，否則柱基（錨定）及其基礎應具有非線性變形能力且滿足結構體在放大地震力作用下考慮基礎變形及P-$\triangle$效應後之結構穩定。

13.5 普通抗彎矩構架

普通抗彎矩構架係指符合本節之規定，但不完全符合13.6節韌性抗彎矩構架之規定之抗彎矩構架。

解說：　美國因含非地震區而有普通彎矩構架(OMRF)之結構系統 ，因其構材及接頭僅能承受極小之非線性變形能力，依據「建築物耐震設計規範及解

說」之分類，目前僅適用於弱震區之使用。建議若採用此類OMRF設計時應採放大地震力設計。

13.5.1 設計強度

符合要求之普通抗彎矩構架，應具有抵抗第二章所規定組合載重作用之設計強度，其構材之設計強度應符合本規範相關章節之規定。

13.5.2 梁柱接頭之規定

抵抗地震力之普通抗彎矩構架，其梁柱接頭應符合下列規定中之任一項：

1.完全束制(*FR*)接頭應符合13.6.1節之規定。

2.完全束制接頭之設計強度須能抵抗載重組合式(13.3-1)與(13.3-2)之作用。

3.完全束制或部分束制(*PR*)接頭須符合下列條件：

(1)構材與接頭之設計強度均符合13.6.1節之規定。

(2)經以反復加載試驗證明其在於放大地震力E'作用產生之層間位移下，具有足夠轉動能力之接頭。

(3)部分束制接頭所造成之額外側向位移在設計時應加以考慮

其中，完全束制(*FR*)接頭符合下列接頭細部時，其接頭具有發揮梁斷面塑性彎矩之能力。

1.翼板之寬厚比（$b_f/2t_f$）與腹板之深厚比（h_c/t_w）不得大於表4.5-1所列之λ_p值。

2.梁翼板之塑性模數應大於全斷面塑性模數的70%以上。

3.梁上下翼板以全滲透銲接合。

4.接頭剪力強度符合13.6.1節之規定。

5.導銲板應予切除並磨平。

解說：　依據AISC耐震設計篇(2002)之規定，傳統梁柱接頭之翼板採全滲透銲而腹板以高張力螺栓接合的方式，如將下翼板之銲接背墊板移除補銲，同時使用應力集中較小的銲接扇形孔形式，並依規定將銲接導銲板切除，則可視為普通抗彎構架(OMRF)之標準抗彎接頭。依據研究顯示，銲接組合梁使用圖C10.7-3形式(c)之銲接孔時，腹板與翼板間之銲道於距離銲接孔一定距離內採用全滲透銲形式接合時，有助於減緩該處在極限狀態下之應力集中現象。惟考慮部分韌性抗彎構架之梁柱接頭非彈性變形需求低，依據過去國內實尺寸接頭試驗結果統計顯示，符合本節規定細部之梁柱接頭強度已可符合設計要求，故本規範對於OMRF接頭並未要求使用應力集中較小之

銲接穿孔，且不要求下翼板之背墊板需移除、補銲。

13.6 韌性抗彎矩構架

韌性抗彎矩構架主要使用於抵抗地震力所引致之水平力，滿足本節規定之此類抗彎矩構架具可靠且足夠之韌性，以消散地震引致之能量。

13.6.1 梁柱接頭

韌性抗彎矩構架之梁柱接頭應符合下列規定：

1.設計撓曲強度M_u

梁柱接梁柱接合處之撓曲強度須依下述個別規定之一決定之；惟若梁柱接合之作用非用來抵抗彎矩，且接合之變形能力可容許構材在放大變位（含地震力之載重組合計算所得之變位乘以係數1.4F_u）下仍能維持接合之原有功能，則梁柱接合之撓曲強度可不須滿足下述要求。

a.梁柱接合處所需之撓曲強度M_u為下列二者中之較小者；此外銲接時採用之銲條除應與母材相稱外且至少應在CNS3506級以上。

(1)梁標稱塑性彎矩M_p。

(2)依式(13.6-1)計算梁柱腹板交會區標稱剪力強度所對應之梁端彎矩。

b.補強式接頭

梁柱接合處所需之撓曲強度M_u為梁臨界斷面產生塑性鉸時對應之梁端彎矩,惟計算該彎矩時應考慮臨界斷面部位實際鋼材材質之變異性及鋼材應變硬化之影響；此外銲接時採用之銲條除應與母材相稱外且至少應在CNS3506級以上。

c.減弱式接頭

梁柱接合處所需之撓曲強度M_u為梁標稱塑性彎矩M_p；此外銲接時採用之銲條除應與母材相稱外且至少應在CNS3506級以上。

2.設計剪力強度

接合處之剪力強度須能抵抗由載重組合*1.2D＋0.5L*而得，並加上梁臨界斷面處產生該斷面之塑性彎矩所造成之剪力。但所需之剪力強度不須超過由載重組合式(13.3-1)所得之剪力。

3.塑性轉角之要求

a.梁柱接頭所需塑性轉角(θ_p)應以下述三規定之一決定之：

(1)0.03弧度。

(2)非線性動力分析所得之最大塑性轉角加上0.005弧度。

(3) $\theta_p = 1.1(R-1.0)\theta_E$

其中：

R = 結構系統韌性容量

θ_E = 在設計地震力E作用下之最大層間變位角。

b.梁柱接頭所能提供之塑性轉角應以下列方式之一決定之：

(1)反復載重試驗，最大塑性轉角以彎矩試驗強度之90%值所對應之最大轉角為基準。

(2)若未進行結構試驗，則設計者應提供一可信之証明，說明其設計之柱、梁構材、側向支撐條件及接頭細部與過去所進行過之破壞試驗不僅在設計方式上相同，且其採用之材料、銲接方法、尺寸、銲接孔形式、施工方法、施工流程皆與過去所做的結構試驗情況類似，而其最大梁翼板厚不大於1.25倍過去所試驗之梁翼板厚，且其梁翼板之塑性模數與全斷面塑性模數之比值不小於過去所試驗之梁。

(3)不符前述(2)之板厚或塑性模數比值要求但梁翼板不超過45mm者，設計者應提供可信之分析或計算，並經公正之第三者審查通過方得使用。

4.銲接細則：

梁柱接頭全滲透銲接之銲接程序應與結構試驗所採用之方法相同，而其銲接導銲板應於完成後切除磨平並符合表面粗糙度之要求。惟銲接背襯板無需切除，以免傷及柱板。

解說：　梁柱接頭的基本設計原則為：(1)發揮相接桿件預期之強度；(2)使梁構材發展出所需之塑性轉角。本條文即根據此原則，並參考現有之研究成果及各方之共識訂定之。

耐震梁構材之標稱強度為鋼材標稱降伏強度乘以斷面塑性模數，然而材料實際降伏強度通常高於其標稱降伏強度，依據鋼材之實際降伏強度統計顯示(Baker 1969 and Galambos et al. 1978)，A36鋼材之實際降伏強度平均值為44ksi，約為標稱值的1.25倍；此外梁在進入塑性化後最後可能進入應變硬化的階段，因此文獻(Knudsen et al. 1953)即曾建議梁之極限強度應考慮應變硬化的影響。另一方面梁柱接合之實際強度亦高於其標稱強度，因此翼板全滲透銲腹板栓接梁柱接頭（如圖C13.6-1），平均可發揮1.3倍以上梁之塑性彎矩M_p，而AISC之耐震設計規範直到1992年仍然只要求梁柱接頭之標稱強度需能發揮梁之塑性彎矩。1994年美國發生北嶺地震後發現傳統梁柱接頭的變形能力嚴重不足，不少研究乃針對銲接、材料、基本設計等因素加以探討(SAC 1995；Tasi et al. 1996；Chen et al. 1996)。目前美、日等國仍持續進行梁柱接頭相關之研究，較為廣泛接受之共識則是應將梁柱接頭之最大應力位置移離梁與柱之交界面，因此FEMA(SAC 1995)乃建議可採補強方式或減弱方式，將塑性鉸移離柱面。本節主要參考FEMA之建議並考慮國內之現況訂定之，設計者設計梁柱接頭時應注意其發展。

1.1994年美國北嶺地震後進行材料強度方面之調查，發現近年來A36鋼材之

平均降伏強度已高達49.2ksi，比起以往之44ksi為高，美國有些鋼廠甚至提供A572 Gr.50的鋼材當A36鋼材使用。為反應此現象，A36鋼材之匹配銲條應採用E70級以上之銲條。

a.試驗結果顯示，傳統翼板全滲透銲腹板栓接或銲接之梁柱接頭，不但有約15%至20%之接頭會產生脆性斷裂，而且被認為僅具有0.005弧度之可用塑性轉角，且這些試驗接頭基本上可歸類為工廠銲接，但其韌性仍嚴重不足，故採日式之工廠銲接接頭亦無法提供足夠之韌性，北嶺地震後此類接頭不被允許使用。

b.補強式接頭之塑性彎矩強度則建議以下式計算：

$$M_{pr} = \beta M_p = \beta Z_b F_y$$

其中，β須考慮翼板及腹板之材質變化，鋼材實際材料與標稱值之差異，硬變硬化之影響，及材料不確定性之影響等，在考慮這些影響後對A572GR50之鋼材計得$\beta = 1.4$，而由於在美國縱使設計上指定A36之鋼材，廠商通常提供A572鋼材，因此在設計接頭時建議以A572設計其補強措施。與柱面交界處接頭補強措施之強度則以下二式計算：

$$M_f = M_{pr} + V_p x \text{，或}$$
$$M_C = M_{pr} + V_p (x + 0.5 d_c)$$

其中：

$\beta = 1.4$ 或其他經過驗証之數值。

x = 梁臨界斷面至柱面之距離。

V_p = 極限狀態下梁臨界斷面處之剪力。

d_c = 柱斷面深。

M_p = 梁標稱塑性彎矩。

2.相關文獻(Engelhardt et al. 1996；Iwankiw et al. 1996；Plumier et al. 1994；陳生金等 1996)建議減弱式接頭在梁減弱後，由臨界斷面之標稱撓曲強度推算柱面所需撓曲強度可在梁塑性彎矩M_p之90%左右（一般為90%至95%之間），且可使用於傳統翼板全滲透銲腹板栓接之梁柱接頭而無須進行額外之補強工作，其試驗強度仍可達到$1.1M_P$以上。而AISC耐震設計篇(2002)則允許減弱式接頭之彎矩強度最大可降至標稱彎矩強度M_p之80%，由於傳統梁柱接頭之平均試驗強度達到$1.3M_P$以上，因此容許之斷面減弱塑性彎矩比例將達到40%，雖然較大的折減比例可以提高轉角的變形能力，但有彈性勁度折減過大及塑性消能體積相形較小之虞。而構架在較小的設計地震力下即進入降伏階段，是否符合耐震規範之基本精神仍待討論，設計地震力亦有需要放大調整之可能性，本規範則仍要求接頭需達到標稱彎矩M_P以上，而塑性轉角之認定則為90%試驗強度以上所對應之最大轉角而非AISC所容許之80%標稱強度對應值。

3.梁柱接頭之非彈性變形能力是韌性抗彎矩構架抵抗強烈地震之主要機構

之一，在美系之抗彎接頭一般以梁之腹板鎖螺栓，翼板工地全滲透銲接為主(Welded Steel Moment Frame, WSMF)，而在過去之震災報告中WSMF也一直未見重大之破壞情形，因此一向被視為最佳之耐震結構系統，但1994年洛杉磯北嶺地震震災中，鋼結構之損壞多發生於梁柱接頭中，乃引起極大之關注，UBC甚至在地震後發出緊急通告刪除其有關接頭設計之部分條文，及不再准許AISC耐震設計篇(1992) 8、2節所規定之梁柱接頭設計細則，AISC耐震設計篇(1997)則明定梁柱接頭之塑性轉角需求為0.03rad，並須有2組以上實尺寸試體驗證接合設計方法之可行性，減弱式的接頭形式已被允許使用。一般亦容許梁柱腹板交會區(panel zone)產生降伏，惟在此情況下設計者應進行較詳細之分析以探討梁柱腹板交會區降伏對構架設計之影響。

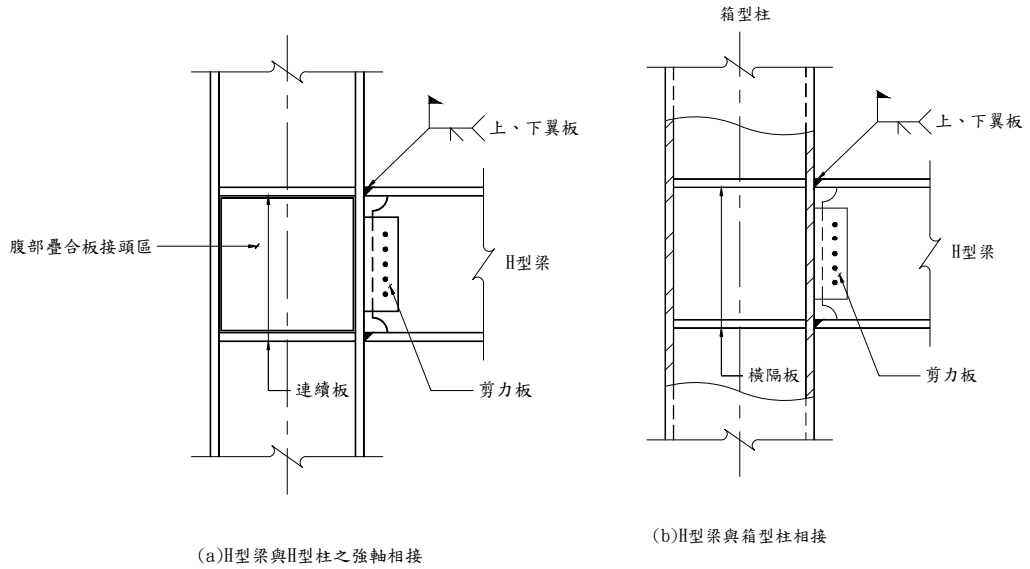
AISC耐震設計篇(2002)要求梁柱接頭須至少滿足層間位移角達到0.04rad時之變形需求。而傳統梁柱接頭上下翼板採全滲透銲而腹板以高張力螺栓接合的方式，如將下翼板之銲接背墊板移除補銲、使用應力集中較小之銲接穿孔形式，並依規定將銲接導板切除，則可視為普通抗彎構架(OMRF)之標準抗彎接頭，而不需經試驗驗證。

韌性抗彎構架中韌性接頭則需經試驗驗證或已有過去之驗證資料佐證方可使用。其中全滲透銲應採與結構驗證方式相同之銲接程序，美國AISC規範要求去除下翼板之背墊板之規定，易傷及母材，且工地仰銲品質難以控制。日本則常採用無銲接孔之工法，此亦難以施工，本規範要求接頭之各細部需與驗證之資料相符，故不再對背墊板及銲接孔作規定，惟因銲接導銲板(End tab)處之瑕疵將導致裂縫成長，故仍需切除，切割面並應磨平至其粗糙度低於25μm以下。

4.梁柱接頭的韌性需求為何?在北嶺地震前一般認為若未進行非線性動分析時，採用0.015弧度的塑性轉角可能已足夠，1994年SAC之抗彎矩構架暫行指針(SAC 1995)及1996年洛杉磯市政府之通告(LA County 1996)皆要求梁柱接頭應能提供至少0.03弧度的塑性轉角，而若採用非線性動力分析以決定韌性需求時，計算所得之塑性轉角應再加上0.005弧度，以作為設計之目標。

結構在罕見強烈地震作用下其塑性轉角之需求可使用θ_p= 1.1(R-1.0)θ_E公式求得，此方法乃以設計地震力作用下之層間位移角乘以1.1(R-1.0)倍估計塑性轉角之需求，其中$(R-1.0)$代表扣除彈性變形而僅取塑性變形部分。以R=4.8為例則此放大因子為4.18，較UBC一般所採用之放大因子$\frac{3}{k}=\frac{3}{0.67}=4.5$或$\frac{3}{8}R_W=\frac{3}{8}12=4.5$為小，又$\theta_E$不會超過0.005弧度，因此$\theta_p$之最大可能值亦僅有0.021弧度，仍然小於FEMA所規定之0.03弧度。

.



圖C13.6-1 傳統翼板全滲透銲腹板栓接梁柱接頭

13.6.2 梁柱腹板交會區設計

1.梁柱腹板交會區剪力強度

梁柱腹板交會區必須具有足夠之剪力強度，以抵抗重力與1.85倍地震力組合所造成梁彎矩引致之剪力，但不得小於該接合處連結於柱翼板之梁總設計撓曲強度($\sum M_p$)所對應之剪力。梁柱接頭區之設計剪力強度V_n可依下列公式決定之：

$$V = 0.6F_y d_c t_p \tag{13.6-1}$$

其中：

t_p ＝ 梁柱接頭交會區柱腹板總厚度，包括箱型柱兩腹板或H型柱含腹部疊合板時之總厚度。

d_c ＝ 柱斷面深度。

F_y ＝ 柱腹板與疊合板之標稱降伏強度。

2.梁柱腹板交會區厚度t_z

t_z須符合下式之要求：

$$t_z \geq \frac{d_z + w_z}{90} \tag{13.6-2}$$

其中：

d_z ＝梁柱腹板交會區柱連續板間之淨深度。

w_z ＝梁柱腹板交會區柱翼板間之淨寬度。

上述t_z不包含疊合板之厚度；若疊合板以足夠之塞銲接合至柱腹板，以防止

疊合板或腹板之挫屈，則t_z可包含疊合板之厚度。

3.梁與H型柱接頭區腹部疊合板之銲接

疊合板須緊靠柱腹板，且疊合板除上下端需有足夠強度之銲接外，尚須使用全滲透銲與柱之翼板相接，以發揮疊合板之剪力強度。

解說：　傳統梁柱接頭區的剪力設計多以相接梁達標稱塑性彎矩強度($\sum M_p$)引致之剪力為設計載重，並以鋼材之塑性剪力強度$0.55F_y d_c t_p$為設計強度，因此除非梁柱接合處梁塑性鉸之應變硬化效應非常顯著，依此種方式設計之接頭區應可保持在彈性範圍；另由於許多試驗都顯示，製作適當的接頭區可在發生剪力降伏後，仍具有很穩定的消能特性，Krawinkler(1978)首先提出應考慮接頭區在降伏後，荷重能力繼續上升的事實，建議採用$0.55F_y d_c t(1+3b_{cf}t^2_{cf}/d_b d_c t)$為接頭區之剪力設計強度，認為如此可在梁達到彎矩強度時，考慮接頭區初始降伏後，柱翼板對剪力強度的貢獻，而讓梁柱接頭區也進入非線性變形的範圍，以達共同消能的目的。本規範(1999)原要求梁柱接頭區降伏前應確保至少有一梁端先行產生塑鉸，則考慮地震力在梁柱接頭區兩側造成之梁彎矩通常同方向而垂直載重在梁兩側造成之梁彎矩則互為反向，若地震力引致之兩梁彎矩大小相同，則在載重組合下，接頭區兩側梁塑性鉸勢必不會同時形成，因此若假設重力引致之梁彎矩為$0.2M_p$，並以其中一塑性鉸形成時的梁彎矩和所引致的剪力為接頭區的設計依據時，則總彎矩可表為$0.9\sum M_p$(Tsai and Popov 1990)。本規範基於梁端塑鉸仍為較可靠的消能方式，故要求梁柱接頭區的強度應能確保與其相接之梁端在形成塑鉸前不發生降伏。

梁柱接頭腹板交會區之力學行為主要是抵抗梁彎矩由翼板傳入柱之剪力，而北嶺地震中梁柱接頭腹板交會區除承受梁翼作用產生之剪力外，並同時承受柱端傳入之拉力，造成其腹板交會區開裂。若塑性鉸發生在梁柱腹板交會區，由於可能在梁翼板與柱翼板交接處（通常為全滲透銲處）發生過大的變形轉折，引致極大的局部應變集中現象而導致接頭發生脆性斷裂。另若梁柱腹板交會區採用疊合板，則其銲接可能會影響接頭之韌性發展，因此建議在決定柱之尺寸時，儘量使其腹板滿足梁柱腹板交會區之強度需求，以避免使用疊合板。此種破壞模式發生於結構體內側，較不易於災後察覺，且修復不易、費用高昂，若接頭交會區產生開裂破壞，該接頭將完全喪失抗震作用。整體而言，梁柱腹板交會區以不產生過大之塑性變形為佳，另一方面國內多採用箱型柱，其梁柱接頭柱腹板交會區強度一般皆具足夠之強度，因此本規範乃不採用$3b_{cf}t^2_{cf}/d_b d_c t$項所提供之額外強度，如此不但可簡化設計而且對結構之行為有正面之影響。

13.6.3 梁斷面限制

1.翼板之寬厚比($b_f / 2t_f$)與腹板之深厚比(h_c / t_w)不得大於表4.5-1所列之λ_{pd}值。

2.在可能產生塑性鉸之區域，梁斷面形狀不得有不利於梁韌性發展之變化。

3.梁翼板之塑性模數應大於全斷面塑性模數的70%以上。

解說：　梁在塑性區斷面之變化會影響其塑性變形能力，在適當的設計下斷面變化可提高塑性變形能力，反之，不當的斷面變化則會嚴重減損梁之塑性變形能力。因此除非有明確的試驗數據為依據，否則梁斷面形狀在塑性區不可隨意改變，基於相同之理由，除非有明確的試驗數據為依據，梁腹亦不可隨意開孔。其實梁斷面形狀之改變或梁腹開孔在非塑性區亦應小心為之，因這些斷面之改變有可能造成塑性區移位，不但梁之塑性變形能力可能下降，且梁之塑性變形需求也會提高，進而降低構架之耐震性能。

翼板塑性模數小於全斷面塑性模數70%之梁斷面，其在梁柱接頭區之設計尚無定論，且結構試驗之結果顯示其塑性變形能力較低，應儘量避免使用。

13.6.4 H型柱翼板間之連續板

H型柱在梁柱接頭區應於梁翼板同高處設置等厚且強度相稱之連續板。連續板應以銲接固定於柱之翼板及腹板或疊合板。

13.6.5 梁柱彎矩強度比

任何梁柱接頭應滿足下式：

$$\frac{\sum Z_c(F_{yc} - 1.5f_a)}{\sum Z_b F_{yb}} \geq 1.25 \qquad (13.6\text{-}3)$$

其中：

f_a =所需之柱軸向受壓應力。 $f_a > 0$

F_{yb} = 梁鋼材之標稱降伏強度。

F_{yc} = 柱鋼材之標稱降伏強度。

Z_b = 梁斷面塑性模數。

Z_c = 柱斷面塑性模數。

若梁、柱斷面符合4.5節λ_{pd}寬厚比之規定，則在下列之任一情況下可不須符合上述之規定：

1.柱構材之$f_a < 0.2F_{yc}$，且滿足下列條件之一：

(1)一層結構或多層結構頂層之柱。

(2)不滿足式(13.6-3)之各柱設計剪力總值應低於該樓層設計剪力之20%，且各軸線於平面尺寸1/10的範圍內，此類柱之設計剪力總值不超過該軸線範

圍內總設計剪力之33%。

2.在某一樓層中之柱，其樓層之側向剪力強度較上一樓層者大百分之五十以上時。

解說：　雖然有關試驗結果顯示(Krawinkler et al. 1975)抗彎構架之柱發生降伏時，不一定會出現側向抵抗力顯著減弱的現象，但一般認為，假如柱不降伏，則抗彎構架的耐震性能會更可靠。因此本節之規定是期望能使降伏發生在梁端。若採用補強式梁柱接頭，則宜將式(13.6-3)中$\Sigma Z_b F_{yb}$以$\Sigma(Z_b F_{yb}+V_p x)$取代之，見13.6.1解說。

13.6.6 梁柱接頭處之側向束制

1.側向束制接頭

a.若柱在接頭區以外保持彈性，則柱翼板之側向支撐僅須設置於梁柱接頭與梁上翼板同高處。但在下列各情況之一成立時，才可假設柱在接頭區以外在彈性範圍內：

(1)由梁撓曲強度或梁柱接頭區強度所造成之柱應力($f_a + f_{bx} + f_{by}$)不大於F_y；其中f_a為垂直載重所造成之軸應力。

(2)在垂直載重與1.4F_u倍地震力共同作用下，柱之$f_a + f_{bx} + f_{by} \le F_y$。

b.若柱接頭區以外無法如上述情形保持彈性，則需符合下列規定:

(1)柱翼板在與梁上下翼板同高處均須設置側向支撐。

(2)上述側向支撐須能抵抗梁翼板強度($F_y b_f t_f$)之2%。

(3)柱翼板之側向支撐可直接或間接由柱腹板或梁翼板提供之。

2.非側向束制之接頭

包含梁柱接頭之柱，若接頭在垂直於抗震構架平面方向無側向支撐，則在計算該柱在垂直於抗震構架平面方向之挫屈強度時，應取相鄰側向支撐間之距離為柱高，且除符合8.1節之要求外，尚須滿足下列規定：

a.柱之設計力為垂直載重加上下述二項之較小者：

(1)1.4F_u倍的地震力。

(2)對應於梁或梁柱腹板交會區設計強度1.25倍之地震力。

b.柱設計強度之計算應假設柱為兩端鉸接。

c.柱之L/r小於60。

d.柱在垂直於抗震構架平面方向之撓曲應力f_{by}應包括13.6.6中1.b(2)支撐設計力所引致之彎矩加上柱在該方向位移所引起之P-△效應。

解說：　為了使韌性立體剛構架能適當的發揮其功能，特別是在強烈地震下，梁柱接頭內或附近發生非彈性行為時，柱需有側向支撐以避免產生構架平面外變形。

1.側向束制接頭：

梁柱接頭通常由樓板中之梁構材作側向支撐。本章節依梁柱接頭區以外是否保持彈性而有不同的束制要求。

2.非側向束制接頭：

非側向束制接頭在樓板挑空或機械層附近偶會發生，本節的目的在於防止此種接頭情形下，柱發生挫屈的機會。

13.6.7 梁之側向支撐

梁之上下翼板均須設置足夠之直接或間接側向支撐。側向支撐之間距應滿足7.2.1節之規定且不得超過$\frac{170r_y}{F_y}$。

其中：

r_y = 梁弱軸之迴轉半徑，cm

F_y = 梁鋼材標稱降伏強度，tf/cm^2

上述側向支撐須能抵抗梁翼板強度($F_y b_f t_f$)之2%，此外梁承受集中載重處若會產塑性鉸則亦需設置側向支撐。

解說：　梁應具有足夠的側向支撐以發揮斷面強度與韌性，一般條件下之側向支撐須能抵抗梁翼板強度($F_y b_f t_f$)之2%，而根據AISC耐震設計篇(2002)之規定，塑鉸形成位置之側向支撐必須能抵抗梁翼板強度($F_y b_f t_f$)之6%，推論此乃反應美國地區所完成的梁柱接頭試驗結果。係因美國地區所發展的減弱式梁柱接頭，其接頭勁度與彎矩強度容許折減比例過大，造成塑鉸形成時往往伴隨產生較大的側向扭轉變形或挫屈，故提高側向支撐之強度至梁翼板強度($F_y b_f t_f$)之6%並要求考慮側向支撐之勁度。建議側向支撐之位置、強度與勁度需求依據梁柱接頭形式及援用之接頭試驗配置與結果決定之。

13.6.8 韌性抗彎矩構架中之桁架

當用以抵抗地震力之桁架其撓曲強度較其上下柱構材抵抗地震力之總撓曲強度的1.25倍高時，此桁架可被使用為韌性抗彎矩構架中之水平桿件，惟其強度須扣除垂直載重之效應。當建築物樓層數超過一層，柱之軸力不得超過$0.4F_y$，且柱之L/r不得超過60。當柱之一端連接於桁架上時，其設計強度須折減25%，當柱之兩端均連接於桁架上時，其設計強度須折減50%，桁架弦材與柱之接頭至少須具有下列二項中之較小強度：

1.桁架弦材之強度。

2.發揮1.25倍柱撓曲強度所需之桁架弦材力。

13.7 部分韌性抗彎矩構架

部分韌性抗彎矩構架係指符合本節之規定，但不完全符合13.6節韌性抗彎矩構架之規定之抗彎矩構架。

解說：　部分韌性抗彎矩構架(IMRF)之構材及接頭僅能承受不大之非線性變形能力，其適用範圍應依據「建築物耐震設計規範及解說」。

13.7.1 設計強度

符合要求之部分韌性抗彎矩構架，應具有抵抗第二章所規定組合載重作用之設計強度，其構材之設計強度應符合本規範相關章節之規定。

13.7.2 梁柱接頭之規定

抵抗地震力之部分韌性抗彎矩構架，其梁柱接頭應符合下列規定：

1.設計撓曲強度 M_u

同13.6.1節規定。

2.設計剪力強度

同13.6.1節規定。

3.塑性轉角要求

a.梁柱接頭所需塑性轉角(θ_p)應以下述三規定之一決定之：

(1)0.01弧度。

(2)非線性動力分析所得之最大塑性轉角加上0.005弧度。

(3) $\theta_p = 1.1(R-1.0)\theta_E$

其中：

R = 結構系統韌性容量

θ_E = 在設計地震力E作用下之最大層間變位角。

b.梁柱接頭所能提供之塑性轉角應以13.6.1節之規定方式決定之：

4.銲接細則：

同13.6.1節規定。

解說：　部分韌性抗彎構架之梁柱接頭韌性，仍應依據設計需求而以試驗資料驗證其接合細部，故並無類似普通抗彎構架(OMRF)之標準抗彎接頭細部。各相關說明詳13.6.1節解說。

13.8 特殊同心斜撐構架

本節之規定適用於除依13.9節規定設計之偏心斜撐構架外之所有斜撐構架。對於藉著剪力與彎矩抵抗全部或部分地震力之構材應依照13.6節有關韌性抗

彎矩構架之規定設計。

解說：　本節所規定之同心斜撐構架可單獨抵抗全部之水平或與韌性抗彎矩構架共同抵抗水平力。若與韌抗彎矩構架共同抵抗水平力，則韌性抗彎矩構架之設計需符合13.6節之規定，而此類構架即稱為二元同心斜撐構架。

同心斜撐構架(CBF)，基本上所有相交構材之中心線應交於一點，但為獲得較佳之細部設計或施工環境，斜撐構材中心線與梁、柱中心線交點可有微量之偏心，惟梁柱中心線交點不可落在斜撐構材寬度之外。

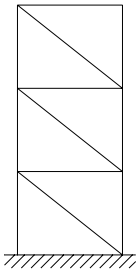
圖C13.8-1至C13.8-5所示為幾種可能之同心斜撐構架。CBF之主要受力桿件為斜撐構材，AISC耐震條款自1997年起配合相關設計規範而將同心斜撐區分為普通同心斜撐(OCBF)與特殊同心斜撐(SCBF)兩類，普通同心斜撐構架(OCBF)單獨存在而無SMRF與之共同作用時，在非彈性階段易產生弱層(soft story)現象，除了耗能容量下降外，地震後之殘留位移亦較大(Tang and Goel 1987)，嚴重影響其耐震性能。因此OCBF不適用於地震區之高樓或特殊建築中。

特殊同心斜撐(SCBF)有別於普通同心斜撐(OCBF)，具有較佳之系統配置規定與接合細部要求，因此可以承受較大的非彈性變形而可單獨使用於中低層之耐震建築，而特殊同心斜撐二元系統(SCBF與SMRF共同作用)之適用高度則未受限制。當二元系統之SCBF達極限強度時，SMFR基本上還在彈性範圍，也就是說當受壓斜撐構材開始失去勁度時，拉力斜撐與SMFR還可提供相當程度的勁度，延遲非彈性階段弱層之產生，提高整個構架之耗能容量及耐震性能。二元系統中之SMRF除了上述之功能外，尚可在主要抗震系統(在這裏為SCBF)嚴重受損後提供第二道抗震系統，提高整個構架之殘存能力。

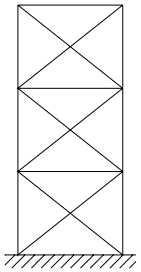
此外並非所有型式之同心斜撐均可符合耐震韌性之要求，如圖C13.8-1至C13.8-5之每一種斜撐構架型式各具不同之耐震特性。在2支斜撐和一直通桿件相交之情況（如圖C13.8-3至C13.8-5中圓圈所標示者）當其中一支斜撐受壓挫屈後，另一支斜撐之拉力必需大部分由直通桿件(梁或柱)之剪力來平衡，如此不但使直通桿件嚴重受損，且斜撐構材亦無法有效發揮其抗拉能力，此類斜撐構材之耗能容量較小。在上述三種CBF中，K型斜撐構架在斜撐挫屈後柱會嚴重受損，耐震性能最差，不可使用於地震帶；至於V型及倒V型構架，梁兩端應使用剛性接合，加大梁之勁度與強度以提高其耐震性能。

對角型斜撐構架(如圖C13.8-1所示者)之斜撐構材直接與梁及柱相交，因此沒有上述構架中斜撐之現象，其耗能容量較大，但在斜撐受拉時有勁度驟昇之現象，接合設計時應注意由此造成之衝擊載重。圖C13.8-1所示之對角斜撐構架在非彈性階段為一不對稱構架，此不對稱性在非彈性階段會嚴重降低構架之耐震性能，因此最好在構架內配置對稱之斜撐，如圖C13.8-6所示。X型構架(如圖C13.8-2所示)中斜撐構材之行為理論上與對角型類似，

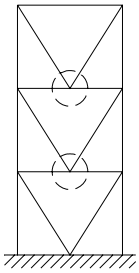
惟兩斜撐構材交接處(如圖C13.8-2中圓圈所示者)之接合設計不佳時會影響其耐震性能。



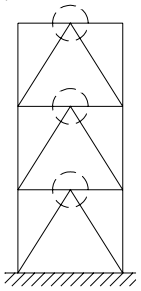
圖C13.8-1 對角型斜撐構架



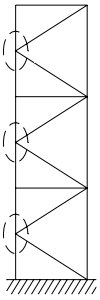
圖C13.8-2 X型斜撐構架



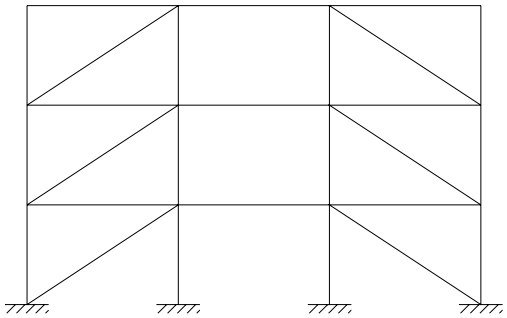
圖C13.8-3 V型斜撐構架



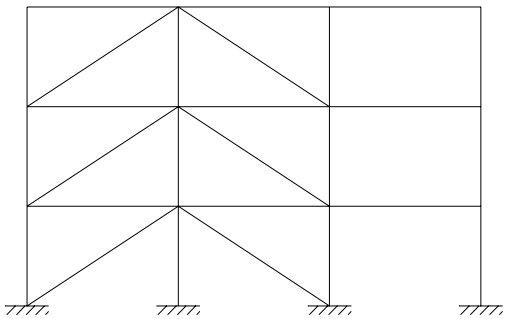
圖C13.8-4 倒V型斜撐構架



圖C13.8-5 K型斜撐構架



(a)



(b)

圖C13.8-6 對稱之對角型同心斜稱配置

13.8.1 斜撐構材

1.長細比

除13.8.4節所容許者外，斜撐構材之K*L*/*r*應小於265/$\sqrt{F_y}$。

2.容許壓應力

斜撐構材容許壓應力F_{as}須依下式決定：

$$F_{as} = \beta F_a \qquad (13.6\text{-}1)$$

其中：

$$\beta = \frac{1}{1 + \frac{kl/r}{2C_c}}$$

F_a=本規範第六章規定之容許壓應力

3.地震橫力分配

任一系列斜撐構架在地震力作用下，斜撐構材所承受之總壓力或總張力之水平分量皆不得超過該系列斜撐構架所承受地震力之百分之七十；但受壓斜撐構材之F_a大於式(13.3-1)及(13.3-2)之地震力放大載重組合所得之f_a者除外。前述任一系列斜撐構架乃指單一平面構架上或間距在建築物平面尺度百分之十內之平行構架上的斜撐構架。

4.斷面寬厚比

斜撐斷面中加勁肢材與未加勁肢材之寬厚比須小於表4.5-1所列之λ_{pd}值。

5.組合斜撐構材之綴合

斜撐構材由數個子構材組合而成時，螺栓或綴合銲接之剪力強度至少應等於相鄰子構材之拉力強度，且沿斜撐中心線至少須有兩個等距配置之綴合點，以螺栓接合之綴合且不得使用於斜撐中央1/4淨長的範圍內。斜撐構材之任一子構材在綴合點間之長細比*L*/*r*均不得超過組合斜撐構材整體長細比之40%。惟斜撐構材挫屈時之綴合處不產生剪力時，此一長細比限制可放寬為整體長細比之75%。

解說：1.長細比

低層同心斜撐構架符合13.8.4節之規定者，其斜撐構材之長細比(K*L*/*r*)可不需遵守本條文之規定，傳統普通同心斜撐構架(OCBF)中斜撐構材限制K*L*/*r*應小於190/$\sqrt{F_y}$。係基於K*L*/*r*較小之斜撐構材承受軸壓力時，會產生非彈性挫屈，並在斷裂前可承受較多回次之非彈性變形，故能消散較多的能量；而細長斜撐構材則在挫屈發生後，消能性能差、受壓強度退化(Black et al. 1980)，故嚴格限制斜撐長細比。近年來之研究則發現具較大細長比之斜撐可延緩其挫屈後之斷裂(Tang et al. 1989)，故目前規範可容許較高之長細比。而限制最大長細比之目的則在於控制其仍具一合理之受壓強度。

2.設計受壓強度

在地震之作用下，建築物來回擺動，因此斜撐構材會承受拉、壓反

復軸力，而傳統斜撐在受壓挫屈後即進入強度漸減的階段，其抗壓強度會隨反復回次之增加而降低。以往設計同心斜撐時，第六章受壓構材之公式僅適合用來計算斜撐構材之最大挫屈強度，構材在挫屈後再度受壓時，其抗壓強度之計算必需對最大挫屈強度作適度之折減。折減量基本上隨構材之*KL/r*而改變(SEAOC 1988 and 1990)，過去規範以0.8為折減係數乃為文獻(SEAOC 1988 and 1990)建議公式簡化後之結果。本節對於韌性同心斜撐之壓力強度計算則不予以折減。

3.地震橫力分配

同心斜撐構架在彈性範圍，不論斜撐是承受壓力或拉力，對水平力而言為對稱反應。但當斜撐受壓挫屈後，其抗拉強度會遠大於抗壓強度，因而構架即產生嚴重的不對稱反應，導致構架在地震作用下容易產生單邊大量非彈性位移並造成大量之永久變位。本節的目的在藉由要求斜撐在構架立面上配置方向之對稱，確保有一定比例的水平力由斜撐的拉力所承擔，以降低CBF在非彈性範圍之不對稱反應並提高其韌性。當然若斜撐在強震下仍保持在彈性範圍，則非彈性階段之不對稱性即可不必考慮。

4.斷面寬厚比

降低斷面寬厚比的目的在於減少局部挫屈及反覆載重下斷裂的不利影響。

5.本節有關組合斜撐構材之規定，主要係限制綴合間距以減少子構材的彎矩及所引至的提前斷裂現象，並避免螺栓綴合設置於斜撐挫屈時可能產生塑鉸之範圍，以防止斜撐提前破壞之現象。

13.8.2 斜撐接合

1.設計強度

斜撐接頭（含同一斜撐系統內之梁柱接頭）之強度須大於下列兩者之最小者：

a.斜撐構材之軸向拉力強度P_{st}。

b.結構系統能傳至斜撐之最大力量。

2.淨斷面積

以螺栓接合之斜撐接頭，其有效淨斷面積與總斷面積需滿足下式之限制：

$$\frac{A_e}{A_g} \geq \frac{1.2F_y}{F_u}$$

其中：

A_e ＝4.3節所定義之有效淨斷面積。

F_y ＝ 鋼材之標稱降伏強度。

F_u = 鋼材之標稱抗拉強度。

此外斜撐構材及其接合處之塊狀撕裂強度亦應滿足第一項設計強度之要求。

3.接合板之設計

a.若斜撐可能發生構架平面內挫屈,則接合板及其它接合處之強度需大於斜撐構材在構架平面內之標稱彎矩強度。

b.若斜撐可能發生構架平面外挫屈,則斜撐端點須停在距接合板不受彎矩束制的位置外兩倍接合板厚度之處。接合板須能抵抗斜撐之設計受壓強度而不發生挫屈。若假設斜撐以純受壓構材設計，則螺栓或銲接所傳遞之軸力應通過斜撐中心線。

解說：1.設計強度

在同心斜撐系統中，斜撐構材一般會承擔大部分因地震造成之樓層剪力，尤其當系統為非二元系統時更是如此，因此斜撐構材之強度是否能健全的發展，對結構安全之影響甚大。因此斜撐接合必需有充份的強度，接合板之面外挫屈及接合之脆性斷裂必須排除之。

2.淨斷面積

為使斜撐構材產生塑性變形以發揮其消能能力，本條文規定斜撐構材接合處之淨斷面積斷裂強度須為其全斷面積降伏強度之1.2倍。

惟對於管狀或箱型斷面以單一鋼板嵌入的方式接合時，另應予以加勁補強以增加有效斷面積，確保其強度與韌性。

3.接合板之設計

同心斜撐構架一般需依賴同心斜撐構材之塑性變形來協助抵抗地震，此時連接同心斜撐構材接合板之設計是否適當，會嚴重影響構架之行為，因此接合板之設計顯然很重要。當預期之斜撐構材破壞模式屬構架平面內挫屈時，接合之設計強度須足以抵抗斜撐構材之標稱軸壓及彎矩強度；當預期之斜撐構材破壞模式屬於面外挫屈時，則接合板除須具有適當的強度外，亦應容許接合板在斜撐構材端點 2t 範圍處產生塑性變形，如圖 C13.8-7 所示。此外梁及柱與接合板交接處，應在適當之位置設置加勁板（若為箱型柱則使用橫隔板）。

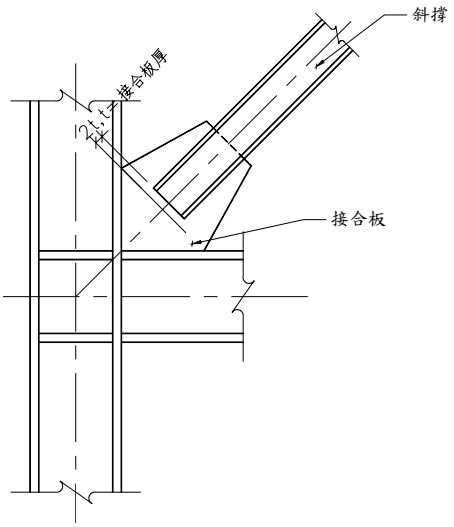


圖 C13.8-7 斜撐構材面外挫屈時接合板之設計

13.8.3 V 型、倒 V 型及 K 型斜撐構架

1.V型或倒V型斜撐構架

(1)與斜撐構材交接之梁必須連續於兩柱之間。

(2)與斜撐構材交接之梁，其強度須能在斜撐不存在時，仍能承受所承載之 靜載重與活載重。

(3)與斜撐構材交接之梁，其強度須能抵抗拉力側斜撐降伏及壓力側斜撐挫屈同時發生時之不平衡載重，其中壓力側斜撐挫屈時之最大殘餘強度可以 $0.45F_a$ 估算之。

(4)與斜撐構材交接處梁上下翼板之側向支撐須能承擔梁翼板標稱強度（$F_y b_f t_f$）2.0%之側向力。

2.K型斜撐構架

除符合13.8.4節之規定者外，K型斜撐構架不得使用於耐震結構系統中。

解說： 由於 V 型及 K 型同心斜撐構架中斜撐構材之配置較特殊，此兩種系統除了須滿足前述各節之一般要求外，尚須符合本節之特殊規定。

在倒 V 或 V 型斜撐構架中之一斜撐構材受壓挫屈後，該構材之受壓強度不再隨變形之增大而增加，而另一構材亦很難發揮其拉力強度，此時構架之變形如圖 C13.8-8 所示，而當受力方向相反時，斜撐構材之行為類似，不同之處為兩斜撐構材之角色互換。其拉力強度及消能容量比對角斜撐構材為差。針對 V 型斜撐構材消能容量較差之現象，有幾種可能之策略：(1)禁止使用；(2)提高斜撐構材之長細比與寬厚比之限制，增加其消能容量；(3)提高抗水平力強度，以降低消能容量之需求；(4)檢核與斜撐相接梁之強度，以滿足斜撐挫屈時載重平衡需求。此種方式係取代以往將斜撐設計載重放大 1.5 倍的做法，可避免結構地震反應同時被放大的不利影響。

1.本規範採用第 4 種策略，而其相關規定之考慮因素如下：

a.當構架產生如圖 C13.8-8 之變形時，與斜撐構材相交之梁在中點處會承受一斜撐垂直分力，若梁所能承受之垂直分力愈大則斜撐構材所能發揮之抗拉強度愈大，構架承受水平力之能力也愈高，因此以採用連續梁為佳，若梁柱間採用剛接，其效果更佳。另一方面，斜撐構材在承受數週次之塑性變形後會斷裂，此時梁若不連續且梁柱間亦非剛接，則會形成局結構不穩定之規象，故必需用連續梁以避免之。

b.由於斜撐可能斷裂，因此原有斜撐構材提供之梁中央支撐即消失，此時梁之強度須至少能承受其所分擔之靜載重與活載重。

c.由於壓力側斜撐挫屈時，在梁與斜撐交點位置產生不平衡載重，由試驗顯示斜撐挫屈時之殘餘強度僅約為斜撐壓力強度的 30%，故要求梁設計時考慮此一不平衡載重需求。此種方式係取代以往將斜撐設計載重放大 1.5 倍的做法，可避免斜撐尺寸放大的同時反而造成結構地震反應被放大的不利影響。

d.梁與斜撐構材交接處，在水平力作用下可能產生塑性變形，梁可能產生側向扭轉挫屈，且由梁及斜撐所組成之子構架亦可能產生面外挫屈，因此在梁與斜撐構材交接處，須設有足夠之側向支撐。

2.K型斜撐構架

K 型斜撐構架中斜撐之行為與 V 型或倒 V 型者類似；惟在非彈性階段 V 型與倒 V 型構架中梁會承受一垂直力，但 K 型構架中卻是柱會承受一水平力，此水平力將使柱因嚴重之側向位移因而產生挫屈，進而造成構架之崩塌。故 K 型斜撐構架不宜使用於耐震結構系統。

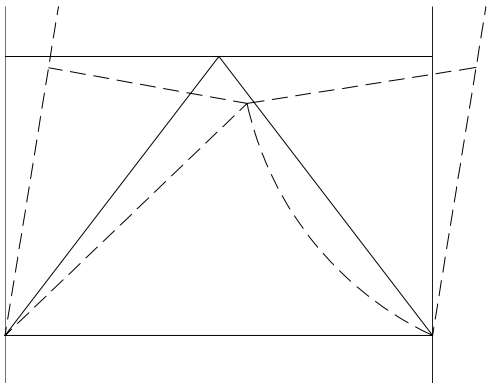


圖 C13.8-8 倒 V 型斜撐構材之破壞機構

13.8.4 低層建築物

不超過二層樓之建築物或屋頂結構，若使用式(13.3-1)與(13.3-2)載重組合決定構材及接頭所需強度時，則其斜撐構架可不需符合13.8.1節至13.8.3節之規定。

13.9 偏心斜撐構架之規定

偏心斜撐構架(EBF)之設計應使構架在地震力作用下，構架之降伏主要發生在連桿梁上。在連桿梁產生完全降伏與應變硬化之最大作用力下，斜撐、柱與連桿梁外之梁應保持在彈性範圍內。

解說：　偏心斜撐系統(EBF)及偏心斜撐二元系統(Dual EBF)，如圖C13.9-1所示，主要利用連桿梁(Link)之大量塑性變形來消耗能量，該系統之行為深受連桿梁行為之影響。

研究結果(Roeder and Popov 1978；Libby 1981；Merovich et al. 1982；Hjelmstad and Popov 1983；Malley and Popov 1983；Kasai and Popov 1986a and 1986b Ricles and Popov1987a and 1987b；Engelhardt and Popov 1989a and 1989b；Popov et al. 1989)顯示Dual EBF不但具有與Dual CBF相近之高勁度，且具有良好之延展性及消能容量，為一優良之耐震系統。但為確保連桿梁發展出穩定之遲滯行為及消能容量，在地震力下當連桿梁降伏甚或進入應變固化階段，與連桿梁相接之梁、柱及斜撐等構材，應基本上保持在彈性範圍；此外為避免非彈性階段弱層之發生，Dual EBF之SMRF部分亦應滿足強柱－弱梁之設計理念。為滿足上述之要求，柱應依13.3節之放大設計地震載重設計之，另一方面斜撐構材與接合之設計力亦需將連桿梁之標稱強度放大1.5倍來計算之。

有些斜撐與連桿梁之安排會造成某些連桿無法發揮預期的功能，圖C13.9-2所示即為一例。圖中連桿梁a及b中強度較高者（一般樓層較低者強度較高）將無法充分發揮其消能之功能，縱使兩者強度相同，在相同之變位下，每支連桿梁亦只發揮一半之功能；另一方面該種EBF之勁度會較低，且造價較高，為一不理想之連桿梁配置。

連桿梁所受應力高且塑性變形量需極大方可有效消耗能量，因此其接合應特別小心設計。圖C13.9-1(b)構架之連桿與兩邊梁為連續，其行為受銲接之影響較小，為品質最易控制、最穩定之連桿梁，宜多加採用。圖C13.9-1(a)、(c)及(d)構架之連桿梁一端必需與柱或梁相接，此時連桿梁與柱之接合型式應使用如圖C13.9-5所建議者。惟此建議接合方式之幾何形狀雖較腹板栓接者單純,但銲接量仍然很高，銲接所造成之缺陷、材質改變及殘留應力仍然存在，連桿梁接合處之施工品質控制需加倍小心。尤其是超高層建築所使用之鋼板很厚(超過25mm)，梁深亦達850mm或900mm，此時銲接對連桿梁所造成之不利因素加劇，目前尚未有充分之試驗數據來印証此

類連桿梁品質之穩定性及可靠性。

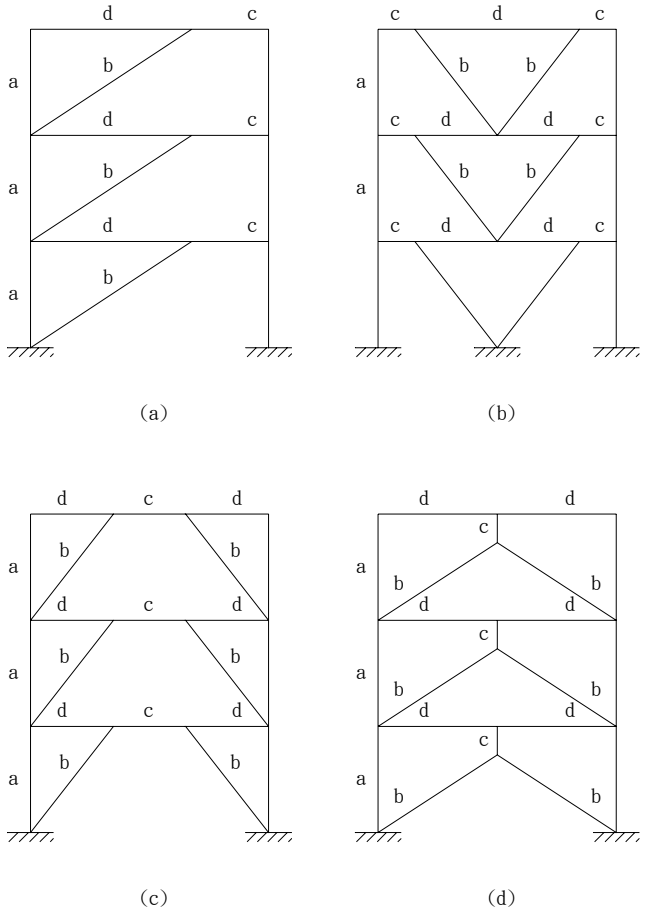


圖 C13.9-1 EBF 構架

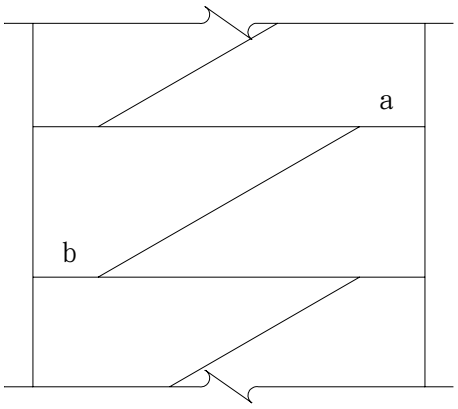


圖 C13.9-2 不理想之連桿梁配置

13.9.1 連桿梁

1.斜撐構材至少須有一端與連桿梁相接，且連桿梁斷面翼板及腹板之寬厚比須小於表 4.5-1 所列之λ_{pd}值。

2.連桿梁使用之鋼材，其最小標稱降伏強度F_y不得超過 3.7tf/cm^2。

3.連桿梁之腹板應為單一之鋼板，不得使用補強之疊合板且不得開孔。

4.除本節 6 款另有規定外，連桿梁之設計剪力強度不得超過V_p或$2M_p/e$之較小者，

其中：

e為連桿梁長度。

$V_p = 0.60F_y dt_w$

5.當連桿梁之$f_a \le 0.10F_y$時，可不需考慮軸力對連桿梁設計剪力強度之影響。.

6.當連桿梁之$f_a > 0.10F_y$時，連桿梁之設計須再滿足下列條件：

(1)連桿梁之設計剪力強度為V_{pa}或$2M_p/e$之較小值，

其中：

$$V_{pa} = V_p\sqrt{1-(1.5f_a/F_y)^2}$$

$$M_{pa} = 1.18M_P[1-(1.5f_a/F_y)]$$

(2)連桿梁之長度

當$\frac{f_a}{F_y} \ge 0.33$，連桿梁淨長度不得大於$(1.15-\frac{0.45f_a}{F_y})\frac{1.6M_P}{V_P}$

當$\frac{f_a}{F_y} < 0.33$，連桿淨長度不得大於$\frac{1.6M_p}{V_p}$

7.連桿梁之最大變形角應以規定地震力作用下，構架之側位移角放大1.4F_u倍計算之，除另有規定外，連桿梁之最大變形角不得超過下列之值：

(1)連桿梁淨長度小於或等於$1.6M_p/V_p$者，其最大變形角不得超過0.08弧度。

(2)連桿梁淨長度大於或等於$2.6M_p/V_p$者，其最大變形角不得超過0.02弧度。

連桿梁淨長度介於$1.6M_p/V_p$與$2.6M_p/V_p$間者，其容許最大變形角應以線性內插法決定之。

解說：　本節之規定主要在促使連桿梁產生穩定之塑性變形。

1.連桿梁為主要消能元件，故肢材寬厚比之規定應至少與韌性抗彎矩構架對梁之規定同。

2.鋼材強度之限制主要在鋼材延展性（或伸長率）之考量；若鋼材之伸長率達 18%(gage length = 200mm)以上，且經結構試驗印證其可靠性，強度超過本款規定之鋼材亦可使用。

3.疊合板與腹板開口皆有害連桿梁塑性變形及消能容量之發展，故連桿梁上應嚴格禁止設置疊合板與腹板開口。

4.經適當設計之連桿梁，其極限狀態有兩種可能，一為腹板降伏另一為梁兩端產生塑性鉸，此時其剪力分別為 V_p 及 $2M_p/e$。

5.若連桿梁內之軸壓力 $f_a \le 0.10F_y$，連桿梁之彎矩及剪力強度受軸壓力之影響很有限，可忽略之。構架中斜撐構材之水平分力，一般由連桿梁外之梁傳遞（如圖 C13.9-3(a)所示），連桿梁之軸力一般可忽略之；若斜撐之配置較特殊（如圖 C13.9-3(b)所示），則連桿梁可能產生較大之軸力。當 $f_a > 0.10F_y$ 時，連桿梁之剪力及彎矩強度應依本節第 6 款之規定計算。

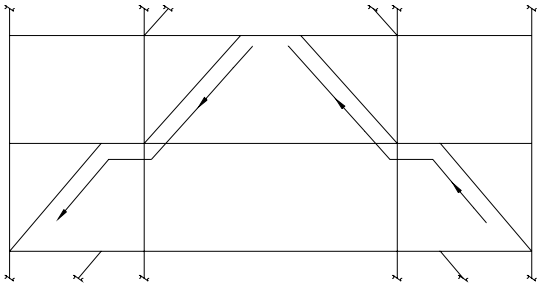
6.連桿梁之變形角，在此定義為連桿梁與連桿梁外之梁間之塑性轉角；而最大變形角則為在放大地震力作用下之最大塑性轉角。連桿梁之最大變形角，可假設偏心斜撐跨之變形為如剛性—塑性機構者，並根據放大地震力作用下之層間位移求之。圖 C13.9-4 所示為幾種偏心斜撐跨之變形機構及所對應最大變形角之計算公式，其中塑性層間位移$\triangle p$ 可保守的以層間全位移$\triangle t$ 代之，連桿梁變形角 γ_p 與層間位移之轉換乃根據兩者之幾何關係。更準確之連桿梁變形角，可由非線性彈塑性結構分析求得。

7.倒 Y 型偏心斜撐系統之最大變形角（圖 C13.9-4(d)）無法以前述之塑性轉角定義之，但其基本觀念與其他偏心斜撐系統相同；惟此系統應特別注意其連桿梁上下兩端均須設置側向支撐。

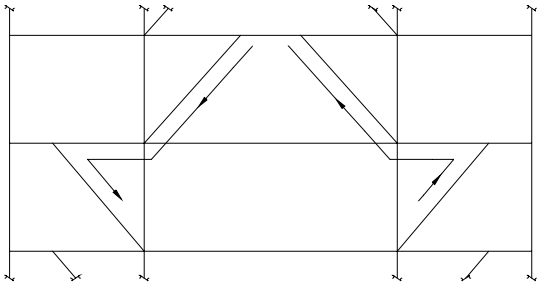
連桿梁長度若小於 $1.6M_p/V_p$，剪力行為主控連桿梁之行為；當連桿梁長度大於 $2.6M_p/V_p$，彎曲行為主控連桿梁之行為; 連桿梁長度介於上述兩者之間者，其行為亦介於其間，其所需之變形角以線性內差之方式求得。

8.試驗與分析結果(Whittaker, Uang, and Bertero 1987；Foutch 1989；Popov et al. 1989)皆顯示，一般一樓連桿梁所產生之塑性變形最大，在較極端的情況結構體有產生弱層之趨勢；相對的，較高樓層連桿梁之塑性變形則有緩和之趨勢。因此在強震區，宜將最低二至三層連桿梁之剪力強度需求提高 10%，如此可獲得較安全之設計。

圖 C13.9-1 所示偏心斜撐構架之連桿梁中，由於形式(b)連桿梁之翼板無須以全滲透銲與其他構材相接，且其腹板之兩端亦為連續，因此其消能容量與穩定性為最佳；其他形式之連桿梁若銲接品質未有效控制，容易在連桿梁與柱或與梁（形式(d)）之接合處過早產生斷裂甚或產生脆性斷裂，尤其當連桿梁之翼板較厚時（如 30mm 以上）更應小心，宜經結構試驗印證其韌性後方使用。



(a)軸力之發生



(b)軸力之消減

圖 C13.9-3 連桿梁中顯著軸力之產生與消除

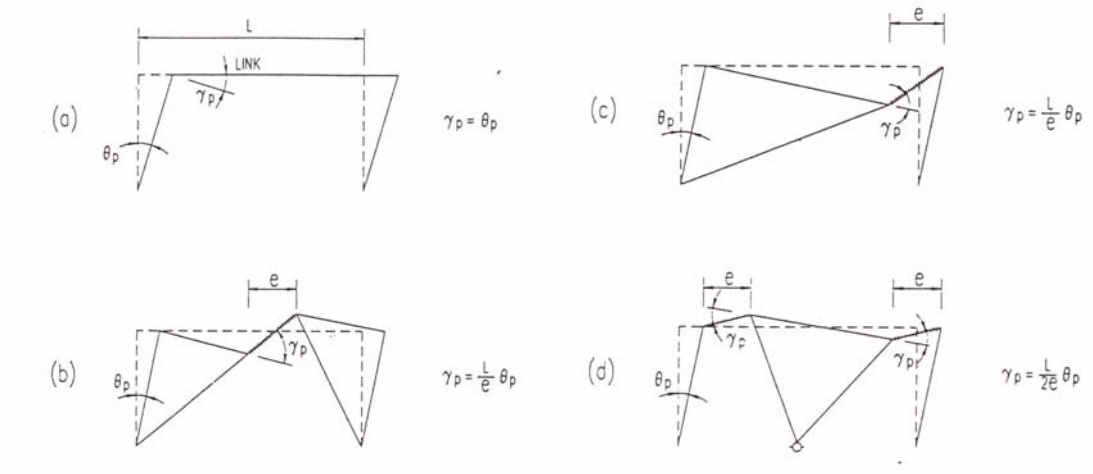


圖 C13.9-4 連桿梁塑性變形角與塑性位移關係圖

13.9.2 連桿梁加勁板

1.連桿梁與斜撐相接處之加勁板

(1)連桿梁與斜撐相接之處，必須在梁腹板兩側設置高度為梁腹全深之加勁板，加勁板之總寬度不得小於梁翼板寬減掉兩倍腹板之厚度($b_f - 2t_w$)，且加勁板之厚度最少必須為腹板厚度之四分之三，但不得小於9mm。

(2)連接加勁板與梁腹板及加勁板與梁翼板之填角銲，其設計強度應能各抵抗$A_{st}F_y$之力。其中A_{st}為加勁板之斷面積。

2.連桿梁內腹板加勁板

(1)連桿長度等於或小於$1.6M_p/V_p$者：

當連桿梁變形角為0.08弧度時，腹板加勁板間腹板加勁板間間距不得大於($30t_w - \frac{d}{5}$)。其中，t_w為梁腹板厚，d為梁深。當連桿梁變形角為0.02弧度時，腹板加勁板間腹板加勁板間間距不得大於($52t_w - \frac{d}{5}$)；當連桿梁變形角介於為0.08與0.02弧度間時，腹板加勁板之最大容許間距應以內插法求得。

(2)連桿梁長度介於$2.6M_p/V_p$與$5M_p/V_p$之間者，需於連桿梁兩端向內1.5倍翼板寬之處設置腹板加勁板。

(3)連桿梁長度介於$1.6M_p/V_p$與$2.6M_p/V_p$之間者，腹板加勁板之設置需同時滿足上列兩項之規定。

(4)連桿梁長度超過$5M_p/V_p$者連桿梁內不須設置加勁板。

(5)連桿梁內腹板加勁板之高度須為梁腹全深，梁深不超過60公分者，只須在梁腹板之單側設置加勁板。單側腹板加勁板之厚度至少須為腹板厚度，且不得小於9mm，其寬度不得小於翼板寬度之半減去腹板之厚度($0.5b_f - t_w$)。深度大於60公分之連桿梁，需在腹板兩側設置上述之加勁板。

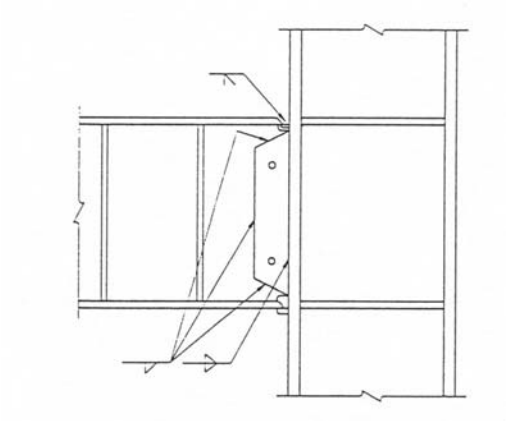
(6)連桿梁之腹板不得附加疊合板且腹板不得開孔。

(7)連接加勁板與梁腹板之填角銲，其設計強度應能抵抗$A_{st}F_y$之力。連接加勁板與梁翼板之填角銲，其設計強度應能抵抗$A_{st}F_y/4$之力，其中，A_{st}為加勁板之斷面積。

解說：　連桿梁及其細部需詳加設計，以避免各種挫屈行為並防止應力集中及塑性變形集中等現象，如此方能使連桿梁保有可靠而充分之延展性及消能能力。

1.連桿梁與斜撐構材接合處之腹板加勁板（接合處加勁板）需成對設置於梁腹板兩側且與梁腹板同深，此外加勁板亦需有足夠之銲接與梁連結，以將連桿梁之剪力傳遞至斜撐構材同時防止腹板產生挫屈。接合處加勁板配置之位置應注意力量之有效傳遞，且應避免產生局部應力集中及二次應力。

2.連桿梁在接合處以外亦需設置加勁板，稱為中間加勁板；中間加勁板主要用來防止梁及梁腹板之挫屈，中間加勁板需與腹板同深。連桿梁長度小於$1.6M_p/V_p$者屬於剪力型連桿梁，主要以剪力塑性變形來提供塑性轉角及消能，其中間加勁板之容許最大間距隨塑性轉角之需求而改變(Kasai and Popov 1986b)，塑性轉角之需求愈大加勁板之容許最大間距愈小。長度介於$2.6M_p/V_p$與$5M_p/V_p$間之撓曲型連桿梁，在端點處會產生嚴重之撓曲塑性變形，因此在離端點1.5倍翼板寬之距離處需設置中間加勁板，以防止梁產生塑性側向扭轉挫屈。連桿梁長度在$1.6M_p/V_p$與$2.6M_p/V_p$之間者，介於剪力型與撓曲型連桿梁之間，為安全計其中間加勁板需同時符和兩者之規定。連桿梁長度大於$5M_p/V_p$者無須設置中間加勁板。當連桿梁深度小於60公分時，中間加勁板可僅在梁腹板單邊設置；但接合處加勁板則仍需成對設置於腹板兩側。加勁板需有足夠之銲接與梁結合，以發揮加勁板之功能；但亦不宜使用過量之銲接，過量之銲接增加銲接入熱量，有害連桿梁發揮其消能能力。



圖C13.9-5 剪力連桿與柱接頭細部

13.9.3 連桿梁之側向支撐

在連桿梁兩端之上下翼板處均須設置側向支撐，該側向支撐的設計強度應為連桿梁翼板標稱強度$F_y b_f t_f$之0.06倍。

解說：　在地震作用下，偏心斜撐跨度內梁承受很大之彎矩而斜撐則承受很大之軸力。為避免梁與斜撐產生面外挫屈，連桿梁與斜撐構材接合處需設置側向支撐。此外由於地震作用之反復應力及高塑性變形之特性，以6%連桿梁翼板強度為側向支撐構材軸向及其接合之設計強度，且連桿梁上下翼板皆需受到側向支撐。較長之連桿梁亦應視需要設置側向支撐，以防止連桿梁產生側向扭轉挫屈。

13.9.4 斜撐設計及連桿梁外之梁設計

1.斜撐與連桿梁外之梁所受之軸力與彎矩應為13.9.1節定義之連桿梁設計剪力強度乘以1.5倍所計得之軸力與彎矩，且應依第八章之規定進行設計。

2.連桿梁外之梁須有足夠之側向支撐,側向支撐須設置於梁之上下翼板處且其強度須能承受梁翼板強度($F_y b_f t_f$)之0.02倍。

3.在連桿梁與斜撐交接處，連桿梁與斜撐中心線之交點須位於連桿梁內或其端點，連桿梁與連桿梁外之梁需為連續，且不得在連桿梁內或連桿梁與斜撐交接處之附近續接。

4.斜撐斷面之肢材寬厚比應符合第13.8.1節第4款之規定。

解說：1.使塑性變形集中在連桿梁為 EBF 構架設計要項之一；因此與連桿梁連結之斜撐構材及連桿梁外之梁，在極限狀態需能承擔連桿梁所能產生之最大力量。連桿梁所能產生之最大力量（連桿梁之實際強度）比連桿梁設計強度（或標稱強度）高，其主要原因有：(1)材料之應變硬化；(2)樓板所產生之合成效應；(3)實際材料降伏強度比標稱降伏強度高。EBF 系統之研究一般以 1.5 倍連桿梁設計強度估計連桿梁之實際強度，並以其為根據來設計斜稱構材及連桿梁外梁，本條文沿用此 1.5 係數，但此時 f 可取 1.0(Engelhardt and Popov 1989a)。至於計算所需斜撐構材強度及連桿梁外梁強度之對應連桿梁剪力與彎矩，可採用下述之方法為之：

當 $e \le 2M_p/V_p$　　連桿梁剪力 $= 1.5V_p$

連桿梁彎矩 $= e(1.5V_p)/2$

當 $e > 2M_p/V_p$　　連桿梁剪力 $= 2(1.5M_p)/e$

連桿梁彎矩 $= 1.5M_p$

上述方法為假設連桿梁兩端點彎矩相等所得;但試驗結果顯示(Kasai and Popov 1986)，當連桿梁長度小於或等於 $1.3M_p/V_p$ 且一端與柱連接時，連桿梁兩端之彎矩並不相等，此時連桿梁之剪力及彎矩可依下述方法計算：

當 $e \le 1.3M_p/V_p$ 且與柱連結

連桿梁剪力 $= 1.5V_p$

與柱連結端連桿梁彎矩 $= 0.95M_p$

與斜撐連結端連桿梁彎矩 $= e(1.5V_p) - 0.95M_p$

一般之 EBF 構架，連桿梁之剪力需由斜撐構材及連桿梁外梁之軸力平衡之，其軸力之分佈主要決定於 EBF 構架之幾何形狀，而基本上不受 EBF 構架非彈性行為之影響。因此斜撐構材及連桿梁外梁之設計軸力，可採用彈性分析之結果，根據極限狀態下之連桿梁剪力（由上述公式計算而得），依比例放大求得。此外連桿梁之彎矩亦需由斜撐構材及連桿梁外梁來平衡之。斜撐構材及連桿梁外梁需依所分配之軸力與彎矩，根

據第八章之規定設計之。

斜撐構材與連桿梁之接合需具有足夠之強度傳遞連桿梁在極限狀態時所產生之力量，圖 C13.9-6 所示接合細部在受力過程中連接板挫屈而失去功能，改良後之接合細部（圖 C13.9-7）則可滿足所需，圖 C13.9-8 亦為一可行之接合細部。

2.連桿梁外梁應視需要設置側向支撐，以防止其產生側向扭轉挫屈。

3.EBF 中斜撐構材與連桿梁之中心線交點一般位於連桿梁之端點，本條文允許中心線交點位於連桿梁內，但禁止中心線交點位於連桿梁外。當中心線交點位於連桿梁內時，偏心距使連桿梁在與斜撐構材接合端之彎矩下降，此不但降低連桿梁外梁與斜撐構材所需承擔之彎矩，還可降低接合處之應力，有利於 EBF 之設計與連桿梁之行為。反之，當中心線交點位於連桿梁外時，對連桿梁外梁、斜撐構材及連桿梁皆有不利之影響。梁在與斜撐構材交接之附近，會產生大量之塑性變形，但梁續接造成應力集中之現象，不利塑性變形之穩定發展，應避免之。斜撐構材之一部分延伸至連桿梁內，會造成額外之應力集中現象，亦應避免之。

13.9.5 梁柱接頭

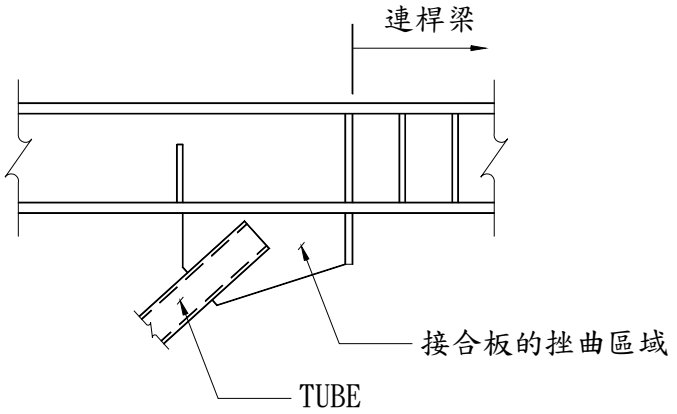
連桿梁外之梁與柱之梁柱接頭須符合下列之規定：

1.連桿梁外之梁與柱之梁柱接頭，其所需設計強度應為13.9.1節定義之連桿梁設計剪力強度乘以1.5倍所計得之剪力、軸力與彎矩。

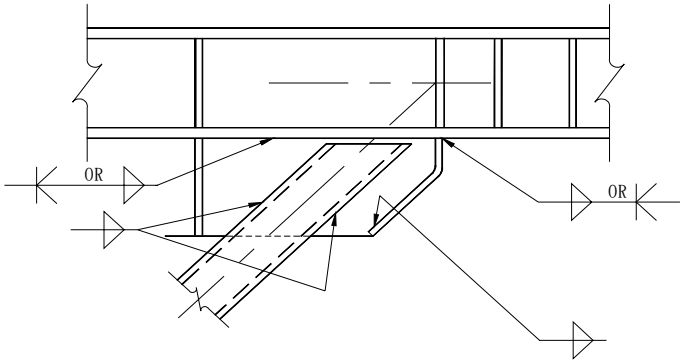
2.連桿梁外之梁與柱之梁柱接頭在腹板面得採鉸接設計，惟此接頭須能抵抗 $0.02F_y b_f t_f d$ 之扭矩。

解說：1.連桿梁外梁與柱之接合若產生剪力破壞，會使斜撐構材承受過大之彎矩，導致連桿梁失去應有之功能。因此連桿梁外梁與柱之接合以剪力之有效傳遞最為重要，其剪力強度至少需為連桿梁達極限狀態時所引致之接頭剪力。

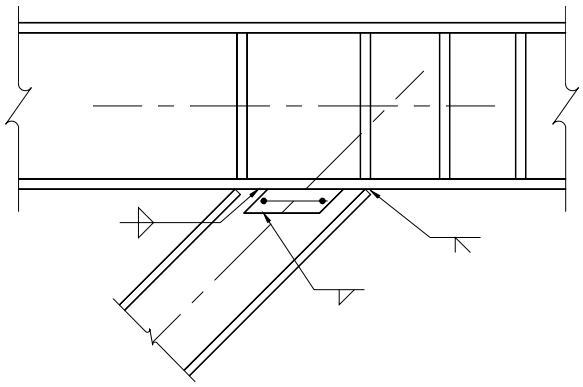
2.本條文規定若接頭抗扭強度達到要求，則連桿梁外梁與柱之間可採用鉸接，惟此時亦應注意：(1)所設計之接頭需能在產生可能之最大強軸旋轉角時，仍然保持傳遞剪力及扭矩之功能；(2)所設計之抗扭矩鉸接接頭，需具有足夠之強軸旋轉能力；(3)所設計之抗扭矩接頭若具有傳遞強軸彎矩之功能時，計算設計剪力時應考慮其影響。



圖C13.9-6 不良之斜撐與連桿梁接合細部



圖C13.9-7 改良之斜撐與連桿梁接合細部



圖C13.9-8 H型斷面斜撐與連桿梁接合細部

13.9.6 柱所需強度

柱之強度需求應依載重組合(2.2-3)、(2.2-5)決定之，但連桿梁或斜撐經由接頭傳遞至柱之彎矩與軸力，不得小於連桿梁標稱強度乘1.5倍後所傳至柱之彎矩與軸力。

解說： 由於連桿梁之實際強度比設計強度高，而傳入柱構材之軸力與彎矩亦隨之增大，因此柱之設計地震力亦應隨著調大。

13.10 施工品質要求

鋼結構之施工應符合「鋼結構施工規範」之規定。用以抵抗地震力之鋼構架之重要銲接接合須依規定進行非破壞性檢驗，檢驗工作至少應包括下列三項：

a.工廠實施之鋼構接頭與續接之所有全滲透銲均須進行超音波或放射線檢驗。

b.工地實施之接頭與柱續接之全滲透銲均須進行超音波或放射線檢驗。

c.鋼材厚度超過四公分且承受垂直於厚度方向銲接冷縮應變之處，須在接頭銲接完成後進行超音波檢驗。

解說： 本條文規定的目的，係因所有鋼構架在地震中的行為與建造的技術息息相關，因此設計工程師必須提供適當的品質控制措施，特別是結構主要構件中受拉構材之銲道。AISC(1992) 提供一檢驗及試驗的特別規定，其中對鋼構架的特別規定適用於所有的地震區。

13.11 符號說明

A =斷面積，cm^2

A_e =有效淨斷面積，cm^2

A_g =全斷面積，cm^2

A_w =腹板斷面積，cm^2

A_{st} =成對或單邊之加勁板全斷面積。

C_c =受壓構材彈性與非彈性挫屈之臨界長細比

D =結構物本身及固定於其上永久構件之靜重，tf

E =鋼材之彈性模數，$2100tf/cm^2$

E =地震力，tf

E' =放大地震力，tf

F_u =鋼材或聯結物之標稱拉力強度，tf/cm^2

F_u =結構系統地震力折減係數

F_y =鋼材之標稱降伏應力（tf/cm^2），本規範中“降伏應力”係指規定最小降伏點（鋼材具降伏點者）或規定降伏強度（鋼材未具降伏點者）

F_{yb} =梁鋼材之標稱降伏應力，tf/cm^2

F_{yc} =柱之標稱降伏應力，tf/cm^2

F_{yf} =翼板之標稱降伏應力，tf/cm^2

H =樓層高度，cm

I =慣性矩，cm^4

J =斷面之扭轉常數，cm^4

K =等斷面構材之有效長度係數

L =構材之無支撐長度，取二斜撐重心間之距離，cm

L =樓層高度，cm

L =活載重，tf

L_b =側向無支撐長度，用來抵抗受壓翼板側向位移或防止斷面扭轉之支撐距離，cm

L_p =沿大梁方向之柱間距，cm

M_p =塑性彎矩，tf-cm

M_{pa} =連桿梁之標稱彎矩強度，tf-cm

M_{rp} =連桿梁之折減彎矩，tf-cm

M_u =設計撓曲強度，tf-cm

p_D =靜載重，tf

p_L =活載重，tf

p_E =地震力作用下所造成之軸力，tf

P_{uc} =軸向壓力強度，tf

p_{ut} =軸向拉力強度，tf

P_y =軸向降伏強度，tf

R =結構系統韌性容量

R =支承反力或集中載重，tf

R_n =標稱強度，tf

V =剪力，tf

V =梁柱接頭區之剪力強度，tf

V_p =剪力強度，tf

V_{pa} =連桿梁之標稱剪力強度，tf

W =鋼板寬度，cm

Y =腹板與翼板降伏應力之比值

Z =塑性斷面模數，cm^2

Z_b =梁塑性斷面模數，cm^2

Z_c =柱塑性斷面模數，cm^2

b =受壓構件寬度，cm

b_e =細長受壓構件折減後之有效寬度，cm

b_{eff} =有效邊距，cm

b_f =翼板寬度，cm

d =構材總深度，cm

d_c =柱斷面深度，cm

d_z =梁柱腹板交會區柱連續板間之淨深度，cm

e =連桿梁長度，cm

f_a =柱之計算軸應力，tf/cm ^{2}

g =重力加速度，980 cm/sec^2

h =熱軋型鋼翼板間之淨距減去趾部或角隅半徑之距離；組合斷面中則為二相鄰螺栓列線間之距離或銲接梁翼板間之淨距，cm

l =於載重點處，沿任一翼板之最大無支撐長度，cm

r =控制之迴轉半徑，cm

r_x，r_y=對 x 與 y 軸之迴轉半徑，cm

t =接合部之厚度，cm

t_f =翼板厚度，cm

t_p =梁柱接頭交會區柱腹板總厚度，cm

t_w =腹板厚度，cm

t_z =梁柱接頭交會區厚度，cm

w =鋼板之厚度（銲道間之距離），cm

w_z =梁柱腹板交會區柱翼板間之淨寬度，cm

x =與強軸撓曲符號相關之下標

x_o，y_o=剪力中心對重心之座標，cm

y =與弱軸撓曲符號相關之下標

y_p=連桿梁變形角連桿梁變形角，rad

λ_c =柱之細長參數

λ_e =等值細長參數

λ_{pd}=塑性設計斷面之極限細長參數

λ_p =結實構件之極限細長比

λ_r =非結實構件之極限細長比

參考文獻

American Institute of Steel Construction (1978), Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, Chicago, Ill.

American Institute of Steel Construction (1986), Manual of Steel Construction - Load & Resistance Factor Design.

American Association of State Highway and Transportation Officials (1977), Standard Specification for Highway Bridges .

American National Standards Institute (1982), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ANSI .

American Welding Bureau (1931), Report of Structural Welding Committee.

American Society of Civil Engineers (1971), Plastic Design in Steel-A Guide and a Commentary ASCE Manual 41, 2nd Ed.

Austin, W. J. (1961), Strength and Design of Metal Beam-Columns ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 87, No. ST4, April.

American Society of Civil Engineers (1979), Structural Design of Tall Steel Buildings.

American Institute of Steel Construction (1973),Commentary on Highly Restrained Welded Connections AISC Engineering Journal, 2nd Qtr.

AISE, (1979), Guide for the Design and Construction of Mill Buildings, ASCE Technical Report No.13.

AISC (1990), "Specifications of Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Constructions.

ASCE (1992), "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American National Standards Insti-tute, Inc., New York, NY.

Joint ASCE-AAHSO Committee on Flexural Members (1968), "Design of Hybrid Steel Beams", Report of Subcommittee 1, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 94, No. ST6.

Applied Technology Council (1996), "Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures", ATC-24, Redwood City, CA.

Basler K. (1961), "Strength of Plate Girders in Shear", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, October.

Basler, K., Yen, B.T., Mueller, J. A. and Thurlimann, B. (1960), "Web-buckling Tests on Welded Plate Girders", Welding Research Council Bulletin No. 64.

Basler, K. (1961), "Strength of Plate Girders Under Combined Bending and Shear", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 87, No. ST7.

Basler, K. and Thurlimann, B. (1963), "Strength of Plate Girders in Bending", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST4.

Bergfelt, A. (1971), Studies and Tests on Slender Plate Girders Without Stiffeners March.

Bendigo, R. A., Handsen R. H. and Rumpf J. L. (1963), Long-bolted Joints ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 89, No. ST6, December.

Birkemoe, P. C. and Gilmor M. I. (1978), "Behavior of Bearing Critical Double-angle Beam Connections", AISC Engineering Journal, 4th Qtr.

Bleich, F. (1952), “Buckling Strength of Metal Structures”, McGraw-Hill Book Co.

Bigos, J., Smith, G. W. Ball E. F.and Foehl P. J. (1954), Shop Paint and Painting Practice AISC National Engineering Conference, Proceeding,

Bridge, P. Q. and Roderick J. W.(1978),”Behavior Of Built-up Composite Columns”, ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST7, July, pp 1,141-1,165.

Beedle, L. S. and Tall L. (1960), “Basic Column Strength ASCE Journal of the Structural Division”, Vol. 86, No. ST7, July.

Bjorhovde, R. and Tall, L. (1971), “Maximum Column Strength and the Multiple Column Curve Concept”, Rep. No.337. 29, Lehigh University, Fritz Eng. Lab., Bethlehem, Pa., October.

Bleich, F. (1952), “Buckling Strength of Metal Structures”, McGraw-Hill Book Co. .

Brockenbrough, R.L.(1983), “Considerations in the Design of Bolted Joints for Weathering Steel”, AISC Engineering Journal, 1st Qtr.,P.40 , Chicago, Ill.

Bruneau, M., Mahin, S.A. and Popov, E.P. (1987), “Ultimate Behavior of Butt Welded Splices in Heavy Rolled Steel Sections”, Report No. UCB/EERC-87/10, Earthquake Engineering Research Center, Univerrsity of California, Berkeley, CA, .

Baker, J.P. (1969), “Variations in the Mechanical Properties of Structural Steel”, Final Report, Symposium on Concepts of Safety of Structures and Methods of Desig, IABSE, London, Sept.

Chopra, A. K. and Newmark, N. M. (1980), “Design of Earthquake Resistant Structures “, John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y. .

Cooper, P. B., et al (1978), “LRFD Criteria for Plate Girders”, ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September.

Cheong-Siat Moy, F., Ozer, E. and Lu, L.W. (1977), “Strength of Steel Frames Under Gravity Loads”, ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 103, No. ST6, June.

Canadian Standards Association Steel Structures for Buildings (1974), Appendices G, H and I CSA S16.1-1974, Rexdale, Ontario, Canada,

Chajes, A. and Winter, G. (1965), “Torsional Flexural Bucklingof Thin-Walled Members”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.91, No. ST4, August.

Chen, S.J.,Yeh, J.H. and Chu, J.M. (1996), “Ductile Steel Beam-to-Column Connections” for Seismic Resistance” Structural Journal, ASCE.

Chen,S.J. and Wang ,W. C. (1999), “Moment Amplification Factor for P-δ Effect of Steel Beam-Column. “, ASCE Journal of Structural Engineering.

Chen,W.F. and Newlin,D.E (1973), “Column Web Strength in Beam-to-Column Connections” Journal of the Structural Division, ASCE, 99, ST9.

Chen,W.F. and Oppenhein,I.J.(1974) , “Web Buckling Strength of Beam-to-Column Connections” Journal of the Structural Division, ASCE, 100, ST1.

Disque, R. O. (1973), “Inelastic K-Factor in Design”, AISC Engineering Journal, 2nd Qtr.

Daniels, J. H. and Lu L. W. (1972), Plastic Subassemblage Analysis for Unbraced Frames”, ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 98, No. ST8, August.

Darwin, D.(1990), “Design of Steel and Composite Beams with Web Openings”, AISC Steel Design Guide Series, No. 2.

Ellingwood, B., et al(1980), "Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58 Building Code Requirements for Minimum Design Loads in Buildings and Other Structures" ,Special Publication 577, National Bureau of Standards, June .

Elgaaly, M. 1983, "Web Design under Compressive Edge Loads", AISC Engineering Journal, 4th Qtr.

Easterling, W. S. and L. Gonzales(1993), "Shear Lag Effects in Steel Tension Members", Engineering Journal, AISC, Vol. 30, No. 2, 2nd Quarter.

Engelhardt, M.D. and Popov, E.P. (1989), Behavior of Long Linksin Eccentrically Braced Frames", Report No.UCB/EERC-89/01,Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA,.

Engelhardt, M.D. and Popov, E.P.(1989), "On Design of Eccentrically Braced Frames", Earthquake Engineering Research Institute, E1 Cerrito, CA, Earthquake Spectra, Vol. 5, No.3, August.

Engelhardt, M.D., Winneberger,T., Zekany, A., & Potyraj, T.J. (1996), "The Dogbone Connection" Modern Steel Construction, AISC, August.

Fisher, J. W. and Struik J. H. A. (1974), "Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints",John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.

Freeman, F.R.(1930), "The Strength of Arc-welded Joints", Proc. Inst. Civil Engineers 231, London, England.

Fisher, J. W., Galambos, T.V. Kulak G. L. and Ravindra M. K. (1978), "Load and Resistance Factor Design Criteria for Connectors" ,ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September .

Fisher, J. W., Frank, K. H. Hirt , M. A.and McNamee, B. M. (1970), "Effect of Weldments on the Fatigue Strength of Beams", National Cooperative Highway Research Program, Report 102.

Fisher, J. W., Albrecht, P. A. Yen, B. T. Klingerman, D. J. and MchNamee, B. M. (1974), "Fatigue Strength of Steel Beams with Welded Stiffeners and Attachments" ,National Cooperative Highway Research Program, Report 147.

Frank, K. H. and Yura, J. A. (1981), "An Experimental Study of Bolted Shear Connections ",FHWA/RD-81/148, December.

Preece, F.R. (1968), "AWS-AISC Fillet Weld Study-Longitudinal and Transverse Shear Tests", Testing Engineers, Inc.

Foutch, D.A. (1989), "Seismic Behavior of Eccentrically Braced Steel Buildings", ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.115, No.8.

Galambos, T. V. (1978), "Proposed Criteria for Load Resistance Factor Design of Steel Building Structures" ,Resarch Report No. 45, Civil Engineering Dept., Washington Univ, St. Louis, Mo.

Galambos, T. V. (1980) , "Reliability of Axially Loaded Columns" , Washington Univ., Dept, of Civil Engineering. St. Louis, Mo.

Galambos, T. V. and Ravindra, M. K. (1973), "Tentative Load and Resistance Factor Design Criteria for Steel Buildings", Research Report No.18, Washington Univ., Dept. of Civil Engineering, St. Louis, Mo., September.

Galambos, T. V. and Chapuis, J. (1980), "LRFD Criteria for Composite Columns and Beam Columns" ,Revised Draft, December. Washington Univ., Dept. of Civil

Engineering, St. Louis, Mo.

Grant, J. A., Jr., Fisher J. W.and Slutter R. G. (1977), "Composite Beams With Formed Steel Deck", ASIC Engineering Journal, 1st Qtr.

Gibson, G. T. and Wake, B. T. (1942), "An Investigation of Welded Connections for Angle Tension Members", AWS, The Welding Journal, January.

Galambos,T.V. (1960), "Influence of Partial Base Fixity on Frame Stability" ,ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 86, No. ST5,.

Galambos,T.V. (1968),"Structural Members and Frames", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J.

Galambos, T. V., et al, "Structural Deflections: A Literature and State of the Art Survey ",National Bureau of Standards Building Science Series 47, Washington, D.C.

Galambos, T. V. (1988), "Structural Stability Research Council Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures", 4th Edition. John Wiley & Sons, New York.

Galambos, T. V. and Ravindra M. K.(1976), "Load and Resistance Factor Design Criteria for Steel Beams" , Research Report No. 27, Washington Univ., Dept. of Civil Engineering, St. Louis, Mo., February .

Galambos, T. V. and Ravindra M. K.(1978), "Properties of Steel for Use in LRFD", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September.

Galambos, T.V., Ellingwood, B. Mac Gregor J. G. and Cornell, C. A.(1982), "Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice " ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 108, No. ST5, May.

Goble, G. G. (1968), "Shear Strength of Thin Flange Composite Specimens" , AISC Engineering Journal, April, Chicago, Ill.

Galambos, T.V. and Ravindra, M.K.(1978), "Properties of Steel for Use in LRFD", J. of Structural Div. ASCE, Vol. 104.

Hall. Dann H.(1981) , "Proposed Steel Column Strength Criteria" , ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 107, No. ST4, April.

Hansell, W. C., Galambos T. V. Ravindra M. K.and Viest I. M.(1978), "Composite Beam Criteria in LRFD", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September.

Hardash, S. and Bjorhovde R. (1985), "New Design Criteria for Gusset Plates in Tension " ,AISC Engineering Journal, 2nd Qtr., Chicago, Ill.(p.77).

Hielmstad, K. D. and Popov, E.P.(1983), "Cyclic Behavior and Design of Link Beams", Journal of the Structural Division, Vol. 109, No. 10, American Society of Civil Engineer, October.

International Organization for Standardization(1974), "Guide for the Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration" ,Document ISO 2631, September.

Iwankiw, N.(1984), "Note on Beam-Column Moment Amplification Factor" , AISC Engineering Journal, 1st Qtr., 1984, Chicago, Ill. (p.21).

ICBO, (1991),"Uniform Building Code", International Conference of Building Officials, Whittier, CA.

Iwankiw, N.R., and Carter, C.J.(1996), "he Dogbone: A New Idea to Chew On" Modern Steel Construction, AISC, April.

Johnston, B. G.(1976), "Guide to Design Criteria for Metal Compression

Members" ,3rd. Ed., Structural Stability Research Council, John Wiley and Sons, New York, N.Y.

Jones, J. (1940) , "StaticTests on Riveted Joints", Civil Engineering, May.

Johnston, B. G. and Green L. F. (1940), "Flexible Welded Angle Connections" The Welding Journal, October.

Joints for Weathering Steel AISC Engineering Journal, 1st Qtr. (1983), Chicago, Ill (p.40).

Graham, J. D. Sherbourne, A. N. Khabbaz, R. N. and Jensen C. D. (1959), "Welded Interior Beam-to-Column Connections". New York: American Institute of Steel Construction, Inc.

Regec, J.E. Huang, J.S.and Chen.W.F. (1973),"Test of Fully-Welded Beam-to-Column Connection", WRC Bulletin 188, Welding Research Council , New York, October, 24-35.

Kitipornchai, S. and Trahair N. S. (1980),"Buckling Properties of Monosymmetric I-Beams " ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 109, No. ST5, May.

Kanchanalai, T. and Lu L. W. (1979), "Analysis and Designof Framed Columns Under Minor Axis Bending" ,AISC Engineering Journal, 2nd Qtr.

Kanchanalai, T. (1977), The Design and Behavior of Beam-columns in Unbraced Steel Frames" , AISI Project No.189, Report No.2, Civil Engineering/Structures Research Lab, Univ. of Texas-Austin, October.

Ketter, R.L. (1961), "Further Studies of the Strength of Beam Columns ",ASCE Journal of the Stru-tural Division, Vol. 87, No. ST6, August .

Keating, P. B. and Fisher J. W. (1985), "Review of Fatigue Tests and Design Criteria on Welded Details" , NCHRP Project 12-15(50), October.

Kishi, N. and Chen W. F. (1986), "Data Base of Steel Beam-to-Column Connections", School of Civil Engineering, Purdue University.

Kasai, K. and Popov, E.P.(1986), "Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No.3, March, pp.505-523.

Kasai, K. and Popov, E.P.(1986), "A Study of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames", Report No.UCB/EERC-86/01,Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.

Krawinkler, H.(1978), "Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames", Engineering Journal, AmericanInstitute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol.15 .

Krawinkler, H., Bertero, V.V. and Popov, E.P.(1975), "Hysteresis Behavior of Steel Columns", Report No. UCB/EERC-75/11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA,

Kasai, K. and Popov, E.P.(1986), "General Behavior of WF Steel Link Beams", Journal of the Structural Division, Vol. 112, No. 2, American Society of Civil Engineers, February .

Knudsen, K.E., Young, C.H. Johnston B.G.and Beedle L.S. (1953),"Plastic Strength and Deflection of Continuous Beams", Welding J. Research Supplement .

Lim, L. C. and Lu L. W. (1970) , "The Stength and Behavior of Laterally Unsupported Columns " ,Fritz Engineering Laboratory Report No. 329.5, Lehigh

Univ., Bethlehem, Pa., June.

LeMessurier, W. J., McNamara R.J. and Scrivener J. C. (1974), "Approximate Analytical Model for Multi-Story Frames", AISC Engineering Journal, 4th Qtr.

LeMseeurier, W. J.(1976) , "A Practical Method of Second Order Analysis. Part 1-Pin-jointed Frames " AISC Engineering Journal, 4th Qtr.

LeMessurier, W. J.(1977), "A Practical Method of Second Order Analysis, Part 2-Rigid Frames ",AISC Engineering Journal, 2nd Qtr.

Lu, L. W., E., Ozer, J. H. Daniels, Okten O. S. Morino S. (1977),"Strength and Drift Characteristics of Steel Frames" ,ASCE Journal of the Structural Dicision Vol. 103, No. ST11, November .

Liapunow, S.(1974), "Ultimate Load Studies of Plane Multi-story Steel Rigid Frames ", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 100, No. ST8, Proc. Paper 10750, August .

Lu, Le-Wu (1967), "Design of Braced Multi-story Frames by the Plastic Method", AISC Engineering Journal, January.

Lee, G. C., Morrell M. L. and Ketter R. L. (1972), "Design of Tapered Members", WRC Bulletin No.173, June.

Liu, Z. and Goel, S.C.(1987), "Investigation of Concrete Filled Steel Tubes under Cyclic Bending and Buckling",UMCE Report 87-3,University of Michigan, Ann Arbor, MI,

Libby, J.R.(1982), "Eccentrically Braced Frame Construction - A Case History", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol.18, No.9, American Society of Civil Engineers, September .

LA County(1996), "County of Los Angeles Current Position on the Design and Construction of Welded Moment Resisting Frame Systems (WMRF) "

Massonnet, C.(1959), "Stability Consideration in the Design of Steel Columns", J. of Structural Division, ASCE, Vol. 85, No.9 .

Marino, F. J.(1966), "Ponding of Two-way Roof Systems" ,AISC Engineering Journal, July .

Morrell, M. L. and Lee G. C. (1974), "Allowable Stress for Web-tapered Beams with Lateral Restraints ,WRC Bulletin No. 192, February .

Munse, W. H. and Chesson, E.Jr. (1963), "Riveted and Bolted Joints: Net Section Design ",ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 89, No. ST1, February .

Murray, T. M.(1975), "Design to Prevent Floor Vibration" ,AISC Engineering Journal, 3rd Qtr., Chicago, Ill.(p.82).

Murray,T. M.(1981), "Acceptability Criterion for Occupant-induced Floor Vibrations " AISC Engineering Journal, 2nd Qtr., Chicago, Ill.(p.62).

Malley, J.O. and Popov, E.P.(1983), "Design Considerations for Shear Links in Eccentrically Braced Frames", Report No.UCB/EERC-83/24,Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

Merovich, A. T., Nicoletti, J.P. and Hartle, E.(1982), "Eccentric Bracing in Tall Buildings," Journal of the Structural Division, Vol. 108, No.9, American Society of Civil Engineers, September .

Ollgaard, J. G., Slutter R. G. and Fisher J. W. (1971), "Shear Strength of Stud Connectors in Light Weigth and Normal Weight Concrete" ,AISC Engineering

Journal, April .

Popov, E. P.(1980), “An Update on Eccentric Seismic Bracing” AISC Engineering Journal, 3rd Qtr.

Popov, E. P. and Stephen R. M. (1977),”Capacity of Columns with Splice Imperfections” ,AISC Engineering Journal, 1st Qtr.

Popov, E.P., Amin, N.R., Louie, J.C. and Stephan, R.M.(1986),”Cyclic Behavior of Large Beam-Column Assemblies”, Engineering Journal, AISC Volume 23, No. 1 .

Popov, E.P. and Tsai, K.C.(1989), “Performance of Large Seismic Steel Moment Connections under Cyclic Loads”, Engineering Journal, American Institute of Steel Constructions, Vol.26,No.2 .

Popov, E.P.and Stephen, R.M.(1977),”Tensile Capacity of Partial Penetration Welds”, Journal of the Structural Division, Amerincan Society of Civil Engineers, Vol.103, No. ST9,September .

Popov, E.P., Engelhardt, M.D. and Ricles, J.M.(1989), “Eccentrically Braced Frames: U..S. Practice”, Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL., Vol. 26, No. 2.

Plumier, A(1994), “Behavior of Connection”,Journal of Constructional Steel Research,29,P95-119 .

Ravindra, M.K. and Galambos T.V. (1978), “Load and Resistance Factor Design for Steel “, ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No.ST9, September 8.

Ross, D. A. and Chen W. F. (1975), “Design Criteria for Steel I-Columns Under Axial Load and Biaxial Bending”, Fritz Engineering Laboratory Report No. 389.6/393.3A, Lehigh Univ., Bethlehem, Pa., August .

Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts (1980) .

Rao, N. R. N. Lohrmann M. and Tall L. (1966), “Effect of Strain Rate on the Yield Stress of Structural Steels Journal of Materials”, Vol. 1, No. 1, ASTM, March .

Roberts,T.M.(1981), “Slender Plate Girders Subjected to Edge Loading”, Proceedings of Institute of Civil Engineers, Part 2, 71, September.

Research Councilon Riveted and Bolted Structural Joints Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts Load and Resistance Factor Design. (1978)

Ricles,J.M. and Yura J. A. (1983), “Strength of Double-row Bolted Web Connections “ ,ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 109, No. ST1, January .

Roeder, C.W. and Popov, E.P.(1978), “Cyclic Shear Yielding of Wide Flange Beams”, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.104, No.EM4, August .

Roeder, C.W. and Popov, E.P.(1978), “Eccentrically Braced Frames for Earthquakes”, Journal of the Structural Division, Vol.104, No.3, American Society of Civil Engineers, March .

Ricles, J.M. and Popov, E.P.(1987), “Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames”, Report No.UCB/EERC-87/107 , Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA .

Sherman, D. R.(1976), “Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe”, American Iron and Steel Institute, Washingon, D.C..

Springfield, J. (1975), " Design of Columns Subject to Biaxial Bending ", AISC Engineering Journal, 3rd Qtr.

SSRC Task Group 20(1979) , "A Specificaiton for the Design of Steel-Concrete Composite Columns ", AISC Engineeing Journal, 4th Qtr.

Slutter, R. G. and Driscoll G. C. (1965), "Flexural Strength of Steel-concrete Composite Beams" , ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 91, No. ST2, April.

Springfield, J. and Adams P. F. (1972), "Aspects of Column Design in Tall Steel Buildings ", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 98, No. ST5, May .

Steel Structures Painting Council Steel Structures Painting Manual, Vol. 2, Systems and Specifications Pittsburgh, Pa.

Sherman, D. R. and Tanavde A. S. (1984), "Comparative Study of Flexural Capacity of Pipes", Civil Engineering Department Report, Univ. of Wisconsin-Milwaukee, March .

Stang, A. H. and Jaffe B. S. (1984), "Perforated Cover Plates for Steel Columns" Research Paper RP 1861, National Bureau of Standards.

Mau,S.T. (1979), "The Development of A Velocity Risk Mapof Taiwan for Seismic Resistant Design of Buildings", Journal of the Chinese Institute of Engineers, vol.2 No.2, pp.135-141 .

Shanley, F.R.(1947), "Inelastic Column Theory", J.Aeronaut. Sci., Vol.14, No.5, P.216 .

Stang, A.H. and Jaffe, B.S.(1984), "Perforated Cover Plated for Steel Columns", Research Paper Rp 1861, National Bureauof Standards .

Sherman, D.R.(1976), "Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe", American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., August .

SEAOC (1990), "Recommended Lateral Force Requirements",Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento/ San Francisco/Los Angeles, AC .

SAC (1995)"Interim Guidelines,Evaluation Repair Modificaation and Design of Steel Moment Frames", Federal Emergency Management Agency, Report No.SAC-95-02 .

Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings ATC Publication 3-06, June 1978.

Timoshenko, S. P. and Gere J. M. (1961), " Theory of Elastic Stability" ,McGraw-Hill Book Co.

Tide, R. H. R.(1985) , Reasonable Column Design Equations Annual Technical Session of Structural Stability Research Council, April 16-17 .

Tang, X. and Goel, S.C.(1987), "Seismic Analysis and Design Considerations of Braced Steel Structures", UMCE Report 87-4,University of Michigan, Ann Arbor, MI .

Tang, X. and Goel, S.C.(1989), "Brace Fractures and Analysis of Phase I Structure", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No.8, August .

Tsai, K.C.and Popov, E.P.(1990), "Seismic Panel Zone Design Effecton Elastic Story Drift in Steel Moment Resisting Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.116, No.12, December .

Tsai,K.C.and Popov,E.P.(1996),"Seismic Steel Beam-to-Column Moment Connections", SAC Report.

Uang, C.M. and Bertero, V.V.(1986), "Earthquake Simulation Testsand Associated Studies of 0.3-Scale Model of a Six-Story Concentrically Braced Steel Structure", Report No.UCB/EERC-86/10, EERC, Berkeley, CA, December .

Von Karman, T., Sechler, E.E. and Donnell, L.H.(1932), "The Strength of the Thin Plates in Compression, ASMET ransactions, Vol. 54, APM-54-5.

Winter,G.(1958) "Lateral Bracing of Columns and Beams" ,ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 84, No. ST2, March .

Wood, B. R., Beaulieu D. and Adams P. F. (1976), "Column Design by P-Delta Method " ,ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 102, No. ST2 February .

Winter, G.(1970) , "Commentary on the 1968 Edition of Light Gage Cold-formed Steel Design Manual", American Iron and Steel Institute .

Winter, G.(1947), "Strength of Steel Compression Flanges", ASCE Transactions.

Yura, J. A., et al (1978), "The Bending Resistance of Steel Beams", ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September .

Yura, J. A.(1971), "The Effective Length of Columns in Unbraced Frames" ,AISC Engineering Journal, April .

Zandonini, R.(1985),"Stability of Compact Built-up Struts:Experimental Investigation and Numerical Simulation ", Contruzione Metalliche, November 4 .

日本建築學會(1990)，"鋼構造限界狀態設計規準（案）・同解說"，日本建築學會。

日本建築學會，"建築工事標準仕様書6"。

日本建築學會，"鋼構造設計規準"。

中央氣象局(1978)，"臺灣八十年來之颱風"，中央氣象局編印，文英印書公司。

陳生金，張敬昌(1993)，"高張力螺栓接合之設計強度"結構工程，第八卷第二期，6月。

陳生金，陳希舜，馬道奇(1992)"極限設計法風力載重研究〞，中國土木水利工程學刊，第四卷，第四期。

陳生金，陳舜田，葉禎輝，周作隆(1996)"強烈地震下鋼骨結構梁柱接頭之破壞及高韌性接頭之開發"，結構工程，第十一卷第四期，10月。

陳生金，陳希舜，曾清銓(1992)，"鋼結構極限設計法規範及解說研究"，中華民國結構工程學會，9月。

陳生金，陳正誠，翁正強(1995)，"鋼構造容許應力設計法規範及解說研究"，中華民國結構工程學會，6月。

張學誠(1994)，"巨形銲接箱型柱之結構行為"，國立台灣工業技術學院營建工程技術系博士論文，1月，台北市。

蔡益超，陳瑞華，項維邦(1996)，"建築物風力規範條文、解說及示範例之研訂"，中華民國結構工程學會研究報告CSSE85-05B，6月。

蔡克銓，蔡益超，邱昌平(1992)，"結構構材韌性設計規範研究"，中華民國結構工程學會研究報告CSSE81-01，9月。

營建署(1995)，"鋼結構施工規範及解說" 。

營建署(1996)，"鋼結構容許應力設計法規範及解說"。

營建署(1996)，"建築物耐震設計規範及解說"。

營建署(2005)，"建築物耐震設計規範及解說"。

葉祥海，陳瑞華 (2003) ，”建築物設計載重規範之研訂”，內政部建築研究所計畫成果報告。

中華民國鋼結構協會(1997) ，”鋼結構品質管制作業標準”。

附錄1 細長受壓肢材之局部挫屈

受軸向壓力之桿件，當其肢材之寬厚比超過4.5節1款所規定之λ_r值者應按本節規定設計。

1.未加勁受壓肢材

未加勁受壓肢材之寬厚比超過4.5節1款規定之λ_r值者，其容許應力應乘以折減係數Q_s，Q_s值應按公式(A-1-1)至公式(A-1-6)計算。具細長受壓肢材之撓曲構件，其撓曲應力不可超過$0.60F_yQ_s$及7.2.3節之規定；而受軸壓力構材之容許應力則應依第3款中之折減係數Q_s修正。

單角鋼：

當$\frac{20}{\sqrt{F_y}}<\frac{b}{t}<\frac{40}{\sqrt{F_y}}$

$$Q_s=1.340-0.017(\frac{b}{t})\sqrt{F_y} \quad \text{(A-1-1)}$$

當$\frac{b}{t}\geq\frac{40}{\sqrt{F_y}}$

$$Q_s=\frac{1100}{F_y(b/t)^2} \quad \text{(A-1-2)}$$

柱或其他受壓桿件之突出肢或角鋼，或梁受壓翼板之突出肢：

當$\frac{25}{\sqrt{F_y/k_c}}<\frac{b}{t}<\frac{52}{\sqrt{F_y/k_c}}$

$$Q_s=1.293-0.01165(\frac{b}{t})\sqrt{F_y/k_c} \quad \text{(A-1-3)}$$

當$\frac{b}{t}\geq\frac{52}{\sqrt{F_y/k_c}}$

$$Q_s=\frac{1840k_c}{F_y(b/t)^2} \quad \text{(A-1-4)}$$

T型鋼之腹板：

當$\frac{34}{\sqrt{F_y}}<\frac{b}{t}<\frac{47}{\sqrt{F_y}}$

$$Q_s=1.91-0.027(\frac{b}{t})\sqrt{F_y} \quad \text{(A-1-5)}$$

當$\frac{b}{t}\geq\frac{47}{\sqrt{F_y}}$

$$Q_s=\frac{1400}{F_y(b/t)^2} \quad \text{(A-1-6)}$$

其中：

b ＝4.5節1款中定義之無加勁肢材之寬度，cm

t ＝無加勁肢材之厚度，cm

F_y＝標稱降伏應力，t/cm^2

$k_c = \dfrac{4.05}{(h/t)^{0.46}}$ ，若$h/t > 70$，其他情況$k_c = 1.0$

未符合4.5節1款規定之T型鋼未加勁肢，其斷面必須符合表A-1.1之規定。

表A-1.1 T型鋼及槽鋼之斷面規定

斷面形狀	翼板全寬與斷面全深之比	翼板厚與腹板厚之比
組合T型鋼	≧0.50	≧1.25
熱軋T型鋼	≧0.50	≧1.10
組合或熱軋槽鋼	≦0.25	≦3.0
	≦0.50	≦2.0

2.加勁受壓構件

除開孔蓋板外，受均勻壓應力之加勁肢，其寬厚比超過4.5節1款之λ_r規定時，應以有效寬度(b_e)代替其實際寬度計算斷面性質。

(1)等厚之方形或矩形斷面翼板：

$$b_e = \frac{67t}{\sqrt{f}}\left[1 - \frac{13.3}{(b/t)\sqrt{f}}\right] \le b \qquad \text{(A-1-7)}$$

(2)其他受均勻壓力之加勁肢：

$$b_e = \frac{67t}{\sqrt{f}}\left[1 - \frac{11.8}{(b/t)\sqrt{f}}\right] \le b \qquad \text{(A-1-8)}$$

其中：

b ＝依4.5節1款定義之受壓加勁肢之實際寬，cm

b_e＝有效寬度，cm

t ＝加勁肢厚度，cm

f ＝依本附錄3款規定所計得之加勁肢彈性壓應力，t/cm^2。若斷面含有無加勁肢，計算加勁肢之f值時，無加勁肢之最大壓應力不得超過本附錄3款規定中之F_aQ_s或F_bQ_s，當容許應力因短期載重（如風力或地震力）提高時，則有效寬度b_e應依0.75倍之構材應力計算。

(3)承受軸向載重之圓管斷面：

當構材之直徑－厚度比D/t超過232/F_y，但小於914/F_y者，F_a不得大於6.3節及下式之規定：

$$F_a = \frac{47}{(D/t)} + 0.4F_y \qquad \text{(A-1-9)}$$

其中：

D ＝外徑，cm

t ＝管壁厚，cm

3.設計斷面性質

除下列情形外，斷面性質應以構材之全斷面計算：

計算受撓構材之慣性矩及斷面模數時，依第2款定義之均佈受壓加勁肢有效寬計算其有效全斷面積。無加勁肢之斷面，Q_s值依第1款計算。加勁肢之斷面其Q_a值規定如下：

Q_a＝(有效面積)/(實際面積) (A-1-10)

上式中有效面積等於斷面有效面積之總和。

受軸壓載重之構材，全斷面積及迴轉半徑r應以實際斷面計算。然而，當$k\ell/r < C_c'$時，容許應力F_a應依下式計算：

$$F_a = \frac{Q[1-\frac{(k\ell/r)^2}{2C_c'^2}]F_y}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}(\frac{k\ell/r}{C_c'})-\frac{1}{8}(\frac{k\ell/r}{C_c'})^3} \quad \text{(A-1-11)}$$

其中：

$$C_c' = \sqrt{2\pi^2 E / QF_y}$$

$$Q = Q_s Q_a \quad \text{(A-1-12)}$$

(1)全部由未加勁肢組成之斷面，$Q = Q_s (Q_a = 1.0)$

(2)全部由加勁肢組成之斷面，$Q = Q_a (Q_s = 1.0)$

(3)由加勁肢及未加勁肢聯合組成之斷面$Q = Q_s Q_a$

當$k\ell/r > C_c'$，容許應力F_a依下式計算

$$F_a = \frac{12}{23}\frac{\pi^2 E}{(k\ell/r)^2} \quad \text{(A-1-13)}$$

4.軸力與彎矩共同作用

當使用第八章之公式檢核構材之軸壓力與彎矩之組合應力時，若斷面含加勁肢材，且其寬厚比大於4.5節之$\overline{\lambda}_r$時，則計算F_a，f_{bx}及f_{by}時使用之斷面性質應依本附錄第3款之規定計算。含細長肢材梁斷面之容許應力F_b不得大於$0.6F_yQ_s$及7.2.3節之規定。公式(8.2-2)及(A-2-13)中之$f_a/0.6F_y$項應改為$f_a/0.6F_yQ$取代。

解說： 本附錄適用於當受壓肢材之寬厚比超過4.5節第1款規定之λ_r值時之狀況。當無加勁肢材之λ大於λ_r時，其設計強度應乘以一折減係數Q_s；當有加勁肢材之λ大於λ_r時，應以有效寬度(b_e)代替其實際寬度來計算斷面性質。

公式(A-1-1)至(A-1-6)係基於薄板受壓臨界挫屈應力公式而發展出來：

$$\sigma_c = k[\frac{\pi^2 E\sqrt{\eta}}{12(1-\nu^2)(b/t)^2}]$$

其中，$\eta = E_t / E$，E_t為切線模數，ν為Poisson's ratio，k 為挫屈係數，其值視薄板兩側（與受力方向平行）之束制條件而定。在理想狀況下，當板的單側受簡支撐時，k=0.425；若板的兩側均為簡支撐時，k=4.0 。

當薄板的臨界挫屈應力σ_c小於降伏應力時，局部挫屈將取代降伏控制設計。因此若定義$Q = \sigma_c / F_y$，則

$$Q = \frac{k}{F_y}\left[\frac{\pi^2 E\sqrt{\eta}}{12(1-\nu^2)(b/t)^2}\right]$$

此一公式可由圖CA-1.1中的曲線表示。為了簡化設計，圖CA-1.1中的曲線可採用兩條線來替代，此二線分別為公式(A-1-1)與(A-1-2)。

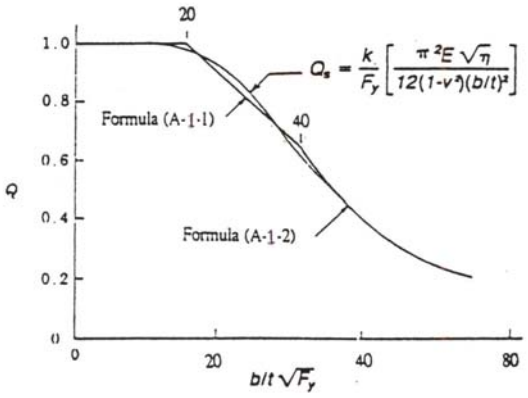
由於具有較大寬厚比肢材的單對稱斷面較易因扭轉挫屈而破壞(Chajes 1965)，為了防止這種破壞模式，表A-1.1將特別限制了T形斷面的相對尺寸比例。

對於加勁受壓肢材，公式(A-1-7)與(A-1-8)主要採用由von Karman(1932)所提出的有效寬度觀念（Effect Width Concept）來考慮薄板挫屈後強度。此一觀念後來由Winter(1947)加以實驗證明，並提出以下的公式：

$$\frac{b_e}{t} = 1.9\sqrt{\frac{F}{f}}[1-\frac{C}{(b/t)}\sqrt{\frac{E}{f}}]$$

其中， C係依實驗結果推導而得之係數。

對受軸向壓力的圓管而言，許多實驗證明(Sherman 1976)古典理論過於高估圓管的實際挫屈強度，因實際上圓管本身具有初始變形、殘留應力等缺陷所致。因此，公式(A-1-9)主要是依據實驗結果而得，其抵抗局部挫屈之最小安全係數為1.67。當圓管之D/t≦232/F_y時，局部挫屈將不會控制其設計強度；當圓管之D/t超過914/F_y時，局部挫屈強度急速下降，使設計斷面變得不經濟而不實際，此類圓管不適於建築結構物使用。



圖CA-1.1 細長受壓肢材之強度折減係數

附錄2 腹板變深之構材

1. 適用範圍

對於腹板變深之撓曲構材設計，除本附錄另有規定外，應符合第七章撓曲構材之要求。本附錄亦包含受拉力、壓力及同時承受撓曲及軸壓力之腹板變深構材設計。

2. 一般要求

適用於本規範之腹板變深構材應符合以下之條件：

(1)構材斷面至少應具有一個對稱軸，且該對稱軸應與彎曲平面互相垂直；

(2)組成構材斷面之各翼板應具有相同不變之斷面積；

(3)腹板深度變化應符合以下之線性關係：

$$d_L = d_o(1+\alpha\frac{Z}{L}) \qquad \text{(A-2-1)}$$

其中，

d_O=淺端之梁深

d_L=深端之梁深

$\alpha = (d_L - d_o)/d_o \le 0.268(L/d_o)$ 或 6.0之較小者

Z=自淺端算起之距離

L=構材未支撐段之長度（側撐構材重心之間的距離）

解說： 本附錄僅適用符合上述一般要求之腹板變深構材。對於本附錄中未及規定事項，請參考本規範中其它之相關規定。

3. 容許張應力

腹板變深張力構材之設計應符合5.2節之規定。

4. 容許壓應力

當腹板變深受壓構材之有效細長比 S小於 C_c時，其容許壓應力為：

$$F_{ar} = \frac{(1-\frac{S^2}{2C_c^{\,2}})F_y}{\frac{5}{3}+\frac{3}{8}(\frac{S}{C_c})-\frac{1}{8}(\frac{S}{C_c})^3} \qquad \text{(A-2-2)}$$

當$S \ge C_c$時，其容許應力為：

$$F_{ar} = \frac{12\pi^2 E}{23S^2} \qquad \text{(A-2-3)}$$

其中，

$S = KL / r_{oy}$(對弱軸撓曲)，$K_\gamma L / r_{ox}$(對強軸撓曲)

K＝等斷面構材之有效長度係數

K_γ＝漸變斷面構材之有效長度係數

r_{ox}＝漸變斷面構材較小端之強軸迴轉半徑

r_{oy}＝漸變斷面構材較小端之弱軸迴轉半徑

解說： 公式中F_{ar}推導係基於假設一腹板變深之受壓構材可視為另一具有均勻腹板深度（以原構材之較小為準）但具有不同長度之受壓構材來設計。換言之，它可被視為一斷面均勻之受壓構材但須使用一個修正長細比係數K_r來計算其挫屈強度(ASCE 7-88 and 7-92, 1988 and 1992)。

依據上述之假設，如圖CA-2.1所示，構中的梁對腹板變深之柱構材的端點束制作用將可合理的估計出來，並依圖CA-2.1中所示的G_T及G_B值進一步的求出腹板變深柱的有效長度係數K_r。對腹板變深柱而言，其彈性臨界挫屈荷重$P_{cr} = (\pi^2 EI_o) / (K_r L)^2$，其$K_r$之值可依圖CA-2.2至圖CA-2.17求得，而$I_o$。則為構材較小端之斷面慣性矩。圖中的$K_r$值反映了腹板變深及端點束制之影響，當 r=0時，$K_r$即等於一般均勻斷面構材之 K 值。

5. 容許彎曲應力

腹板變深之構材，其拉力外緣與壓力外緣之容許彎曲應力為：

$$F_{br} = \left[\frac{2}{3}\right]\left[1 - \frac{F_y}{6B\sqrt{F^2{}_{sr} + F^2{}_{wr}}}\right]F_y \le 0.6F_y \qquad \text{(A-2-4)}$$

若$F_{br} \le F_y / 3$，則F_{br}可依下式計算：

$$F_{br} = B\sqrt{F^2{}_{sr} + F^2{}_{wr}} \qquad \text{(A-2-5)}$$

其中，

$$F_{sr} = 840 / (h_s L d_o / A_f) \qquad \text{(A-2-6)}$$

$$F_{wr} = 12000 / (h_w L / r_{TO})^2 \qquad \text{(A-2-7)}$$

其中，

$h_s = 1.0 + 0.0230\gamma\sqrt{Ld_o / A_f}$

$h_w = 1.0 + 0.00385\gamma\sqrt{L / r_{TO}}$

r_{TO}＝於漸變斷面構材之較小端，包含受壓翼板及腹板受壓部分1/3之面積對以腹板為軸之迴轉半徑

A_f＝受壓翼板之面積

公式(A-2-4)、(A-2-5)中之B值依下列規定算：

(a)當最大彎矩M_2位於三個相鄰且大約相等之無側撐長度中間段，且M_1為此構材之三分段部分之兩端之較深端彎矩

$$B = 1 + 0.37\left[1 + \frac{M_1}{M_2}\right] + 0.50\gamma\left[1 + \frac{M_1}{M_2}\right] \geq 1.0 \qquad \text{(A-2-8)}$$

當產生單曲率時，M_1 / M_2為負。 M_1 / M_2為正時，建議取其值為 0。

(b)當最大之計算撓曲應力f_{b2}發生在構材中二相鄰分段之較深端，且該兩分段之無側撐長度須大約相等；f_{b1}為該二分段較淺端之計算撓曲應力：

$$B = 1 + 0.58\left[1 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right] - 0.70\gamma\left[1 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right] \geq 1.0 \qquad \text{(A-2-9)}$$

(c)當最大之計算撓曲應力f_{b2}發生在構材中二相鄰分段之較淺端，且該兩分段之無側撐長度須大約相等；f_{b1}為該二分段較深端之計算撓曲應力：

$$B = 1 + 0.55\left[1 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right] + 2.20\gamma\left[1 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}}\right] \geq 1.0 \qquad \text{(A-2-10)}$$

其中，$\alpha = (d_L - d_o)/d_o$，依產生最大撓曲應力之無側撐長度部分計算。

公式(A-2-9)、(A-2-10)中，當產生單曲率時，f_{b1} / f_{b2}應為負，如果在任一無側撐段有反曲點時，f_{b1} / f_{b2}應為正且$f_{b1} / f_{b2} \neq 0$。

(d)當漸變斷面構材或分段之較淺端或其計算撓曲應力等於0時：

$$B = \frac{1.75}{1.0 + 0.25\sqrt{\gamma}} \qquad \text{(A-2-11)}$$

其中，γ係針對鄰接零撓曲應力點之無側撐長度部分計算。

解說： 基本上，本規範中對於腹板變深撓曲構材之設計方法，乃是將該構材轉換為一支具有與構材較小端相等「均勻斷面」但「不同長度」之梁來設計(Lee 1972)。此一觀念亦用來設計腹板變深之受壓構材。上述公式中的修正長度因子h_s及h_w即是基於此一觀念而導出的。

本節中有關F_{br}之計算考慮了St. Venant及Warping扭轉效應對梁之釘向扭轉挫屈之影響。公式中的修正係數B考慮了彎矩梯度及相鄰側支撐的影響。對於連續通過側支撐點的梁而言，通常均可適用於本節(a)、(b)或(c)之狀況。不過仍應注意這些狀況只適用於軸力不大及相鄰梁段之長度相差不大之情形。對於單獨之梁，B值可取為1.0。此外，當F_{br}用於組合應力公式計算時，則B=1.0，此乃是因為彎矩梯度效應已由C'_m值考慮之。

6. 容許剪應力

腹板變深撓曲構材之容許剪應力應符合第7.5節之規定。

7. 受撓曲與軸壓力共同作用

腹板變深構材同時受撓曲與軸壓力共同作用時應符合以下之規定：

$$\left(\frac{f_{ao}}{F_{a\gamma}}\right)+\frac{C'_m}{1-\dfrac{f_{ao}}{F'_{er}}}\left(\frac{f_{bl}}{F'_{b\gamma}}\right)\le 1.0 \qquad \text{(A-2-12)}$$

$$\left(\frac{f_a}{0.6F_y}\right)+\left(\frac{f_b}{F_{br}}\right)\le 1.0 \qquad \text{(A-2-13)}$$

但當$(f_{ao}/F_{ar})\le 0.15$時，可用以下公式取代上述之兩個公式：

$$\left(\frac{f_{ao}}{F_{ar}}\right)+\left(\frac{f_{b\ell}}{F_{br}}\right)\le 1.0 \qquad \text{(A-2-14)}$$

當$kL/r\ge C_c$時，且構材之組合應力係沿構材長度逐段檢核時，以上公式中之f_{ao}及$f_{b\ell}$可分別以f_a及f_b取代之。

其中，

F_{ar}＝構材僅受壓時之容許壓應力

F_{br}＝構材僅受彎矩時之容許撓曲應力

F'_{er}＝Euler挫屈應力除以安全係數23/12，即：$\dfrac{12(\pi^2E)}{23(K_rL_b/r_{bo})^2}$

其中，L_b為在挫屈平面上之實際未支撐長度，r_{bo}為所對應的構材較小端之迴轉半徑。

f_{ao}＝依計算所得作用於構材較小端之軸應力

$f_{b\ell}$＝依計算所得作用於構材較大端之撓曲應力

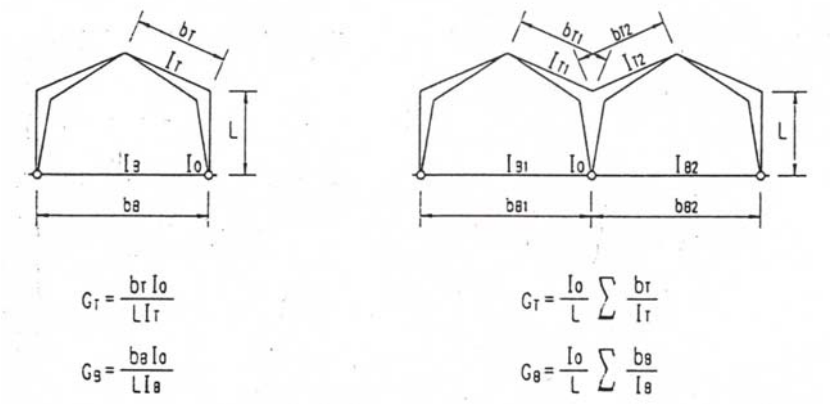
C'_m＝彎矩修正係數，依以下規定計算：

(1)當構材承受單曲率彎曲且依計算所得作用於構材兩端之彎矩大小相近時：

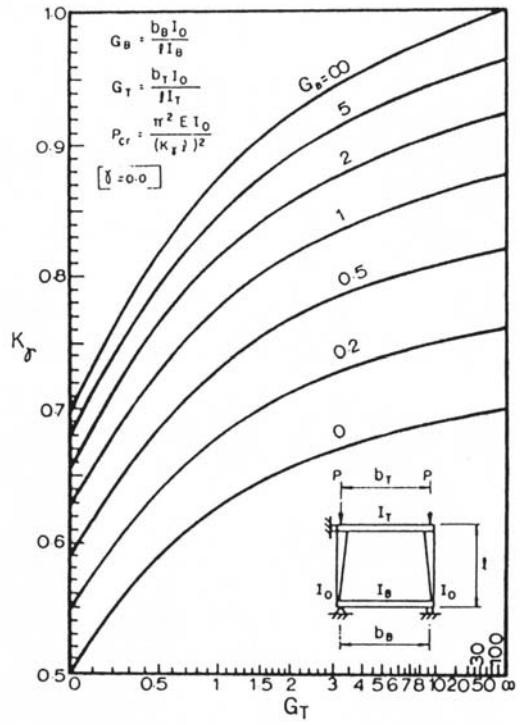
$$C'_m=1.0+0.1\left(\frac{f_{ao}}{F'_{er}}\right)+0.3\left(\frac{f_{ao}}{F'_{er}}\right)^2$$

(2)當依計算所得之撓曲應力在構材之較小端為零時：

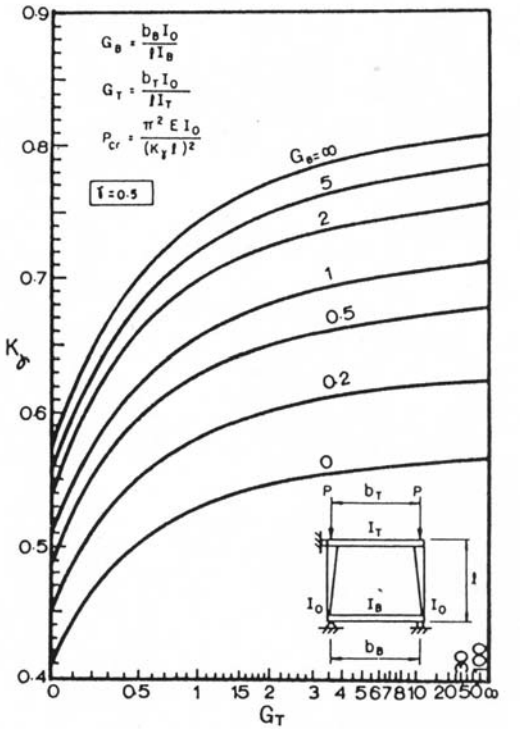
$$C'_m=1.0-0.9\left(\frac{f_{ao}}{F'_{er}}\right)+0.6\left(\frac{f_{ao}}{F'_{er}}\right)^2$$



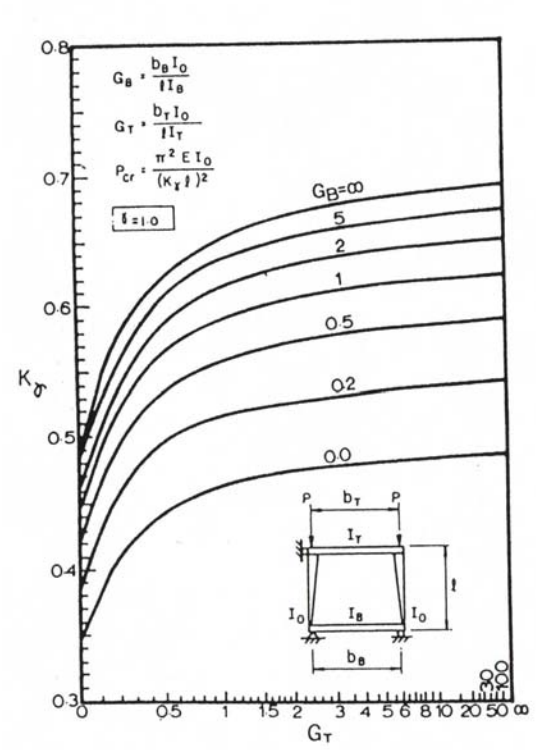
圖CA-2.1 相對勁度係數



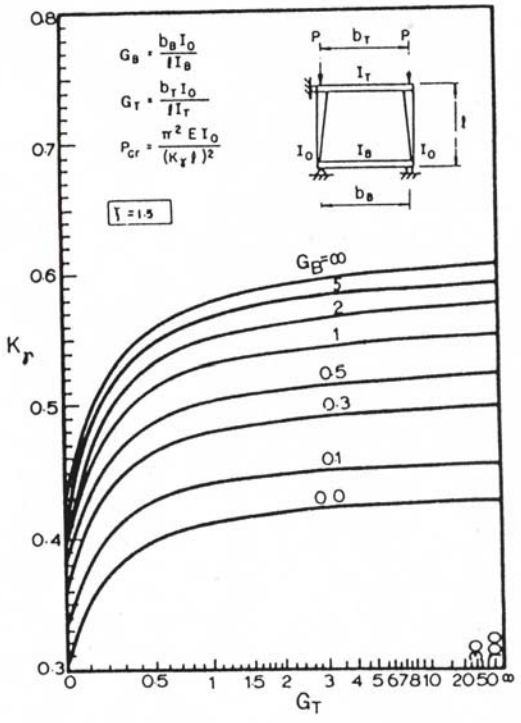
圖CA-2.2 變斷面柱之有效長度係數
（無側移，γ =0）



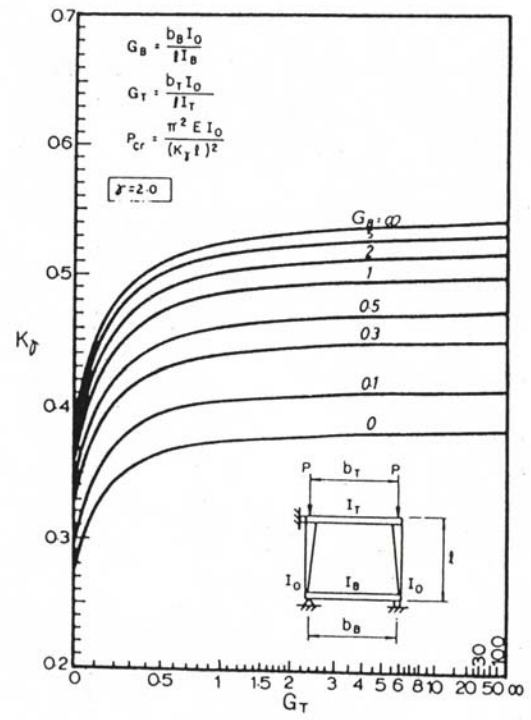
圖CA-2.3 變斷面柱之有效長度係數
（無側移，γ =0.5）



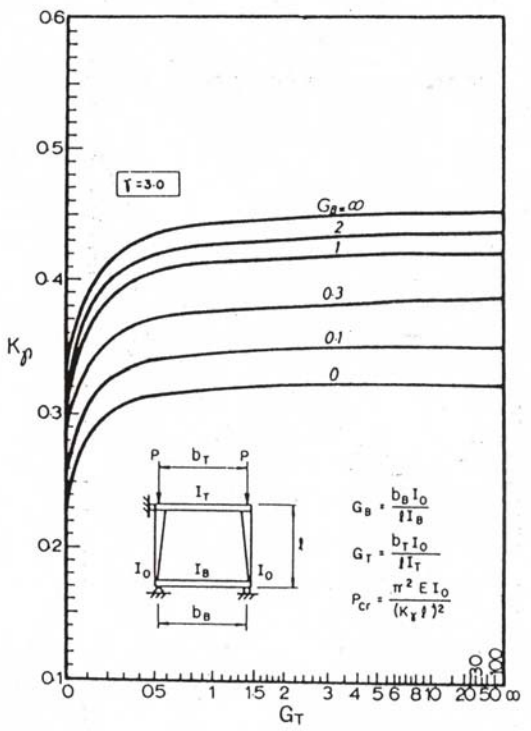
圖CA-2.4 變斷面柱之有效長度係數
（無側移，γ =1.0）



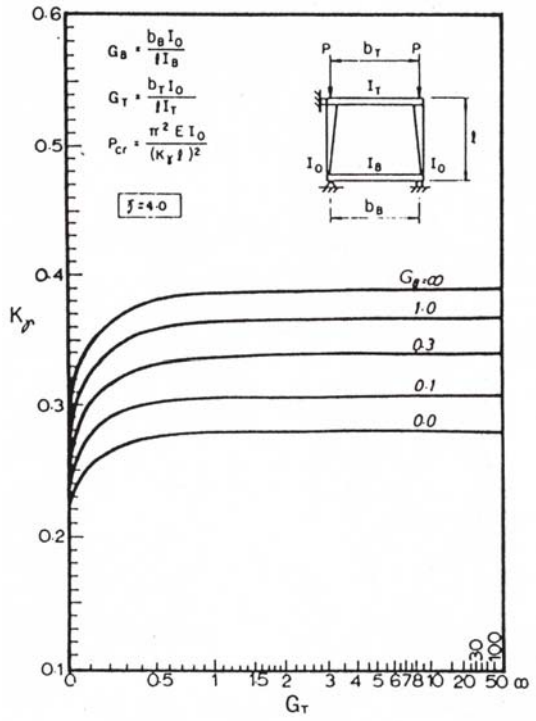
圖CA-2.5 變斷面柱之有效長度係數
（無側移，γ =1.5）



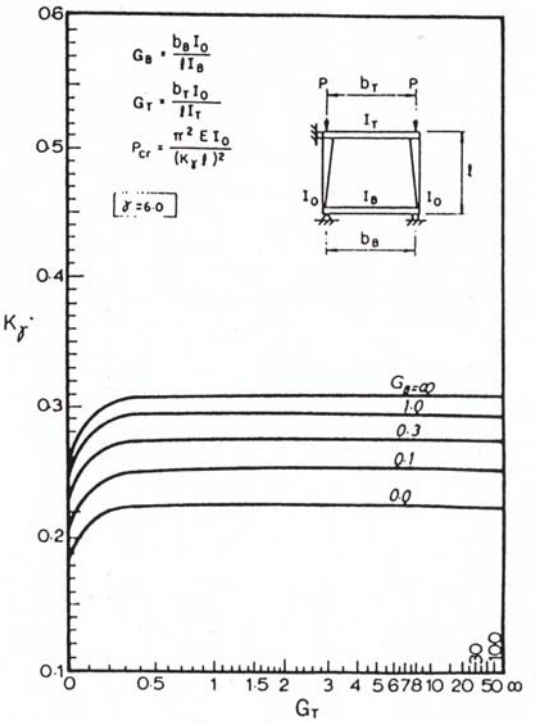
圖CA-2.6 變斷面柱之有效長度係數
（無側移，γ=2.0）



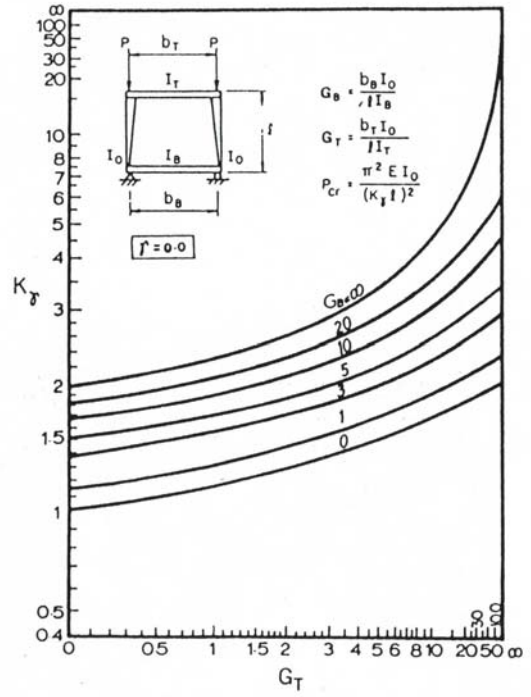
圖CA-2.7 變斷面柱之有效長度係數
（無側移，γ=3.0）



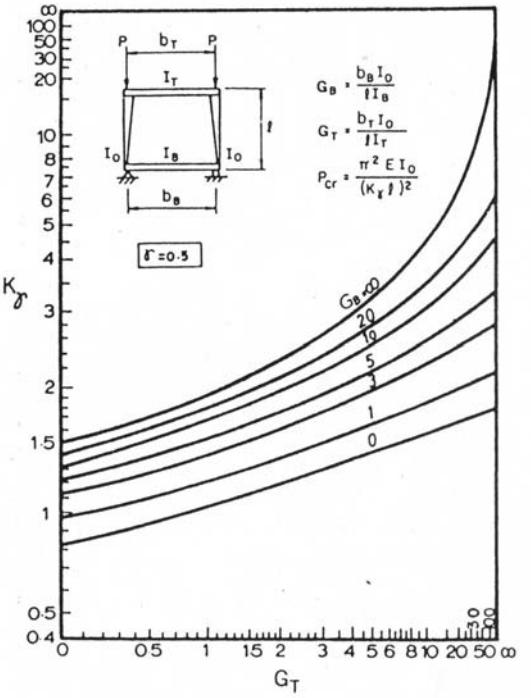
圖CA-2.8 變斷面柱之有效長度係數
（無側移，γ=4.0）



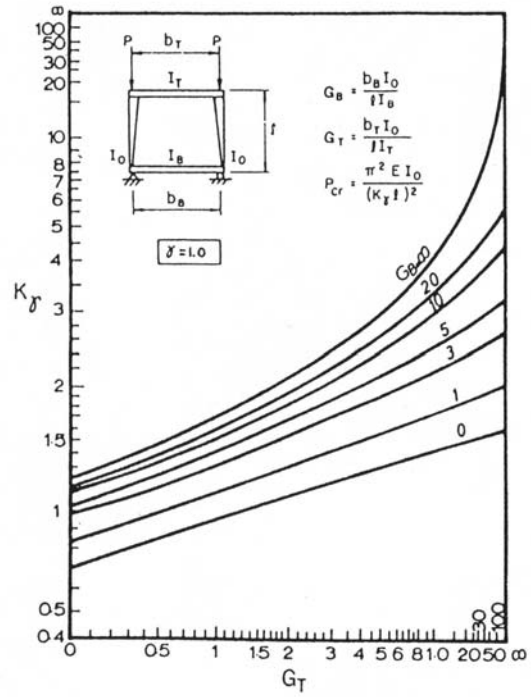
圖CA-2.9 變斷面柱之有效長度係數
（無側移，γ=6.0）



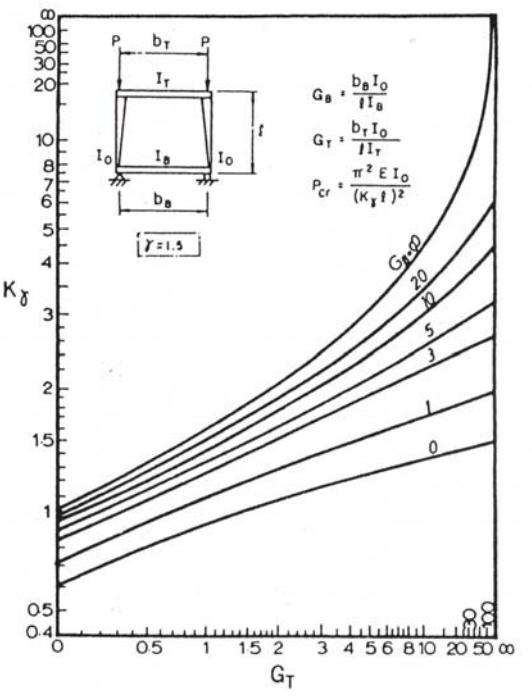
圖CA-2.10 變斷面柱之有效長度係數
（有側移，γ=0）



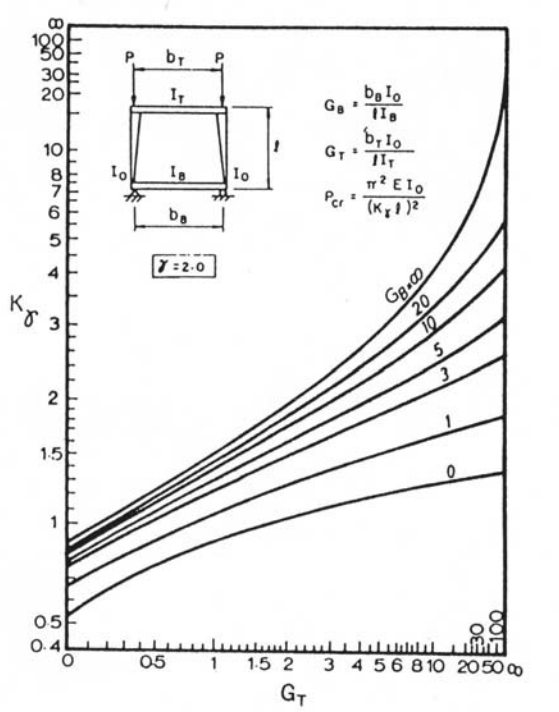
圖CA-2.11 變斷面柱之有效長度係數
（有側移，γ=0.5）



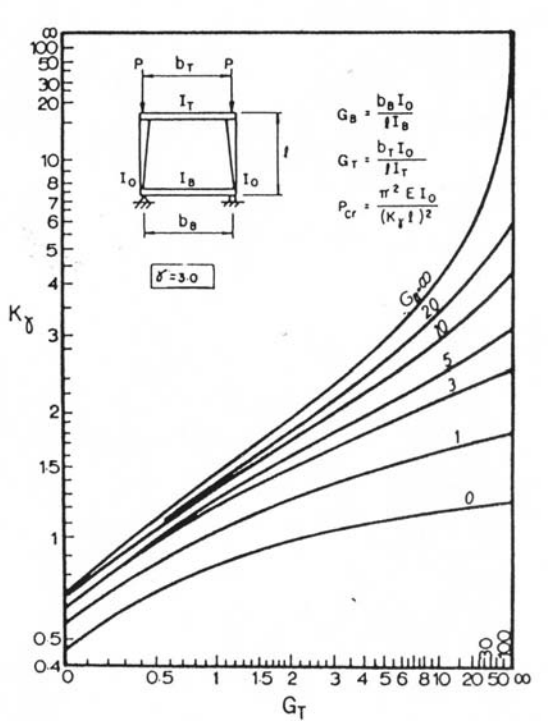
圖CA-2.12 變斷面柱之有效長度係數
（有側移，γ=1.0）



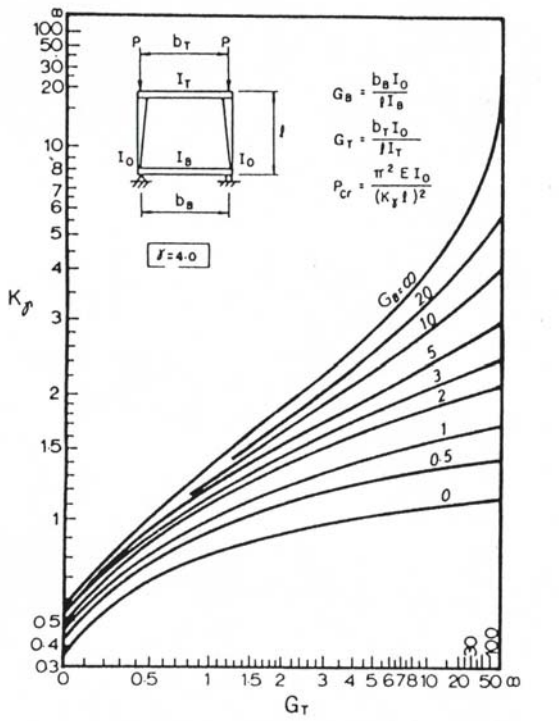
圖CA-2.13 變斷面柱之有效長度係數
（有側移，γ=1.5）



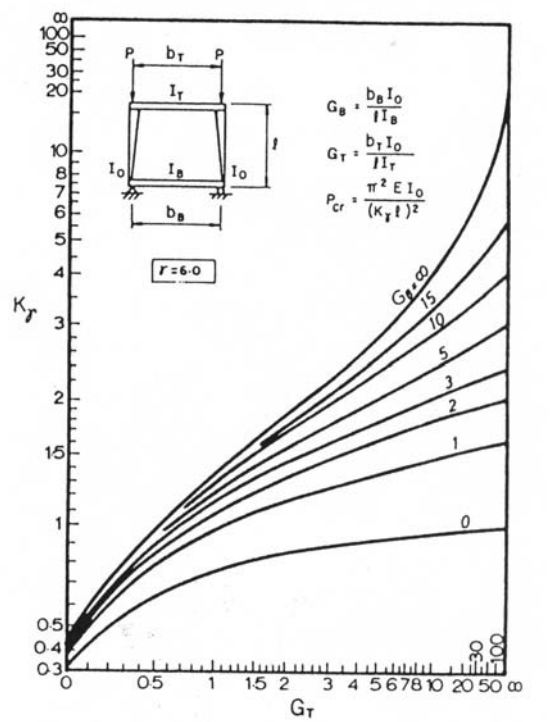
圖CA-2.14 變斷面柱之有效長度係數
（有側移，γ=2.0）



圖CA-2.15 變斷面柱之有效長度係數
（有側移，γ=3.0）



圖CA-2.16 變斷面柱之有效長度係數
（有側移，γ=4.0）



圖CA-2.17 變斷面柱之有效長度係數
（有側移，γ=6.0）

附錄3 積水載重之設計

本節提供較11.3節$C_p + 0.9C_s \le 0.25$更為精確之平屋頂結構勁度計算方法。

對任何主要和次要構架之組合，應力指數可依下式計算之：

$$U_p = \left[\frac{0.85F_y - f_o}{f_o}\right]_p \quad \text{主要構材用} \tag{A-3-1}$$

$$U_S = \left[\frac{0.80F_y - f_o}{f_o}\right]_S \quad \text{次要構材用} \tag{A-3-2}$$

其中：f_o＝不考慮積水作用下之彎曲應力

由圖A-3.1可得到主要和次要系統組合之柔性常數C_s、C_p及U_p之關係，如果從此圖所得之柔性常數大於從主要構件計得之U_p值時，此主要和次要構架勁度便足以承受積水，否則須使用勁度較大的主要梁或次要梁，而C_p、C_s之規定參見11.3節。

當屋頂構造由一系列等距支承在牆頂的梁所構成時，視其為次要構材支承在一剛性主要構材上，對這種情形，需將所計得之應力指數U_s代入圖A-3.2，從水平線U_s和C_p之曲線交點可得C_p之極值。

因鋼浪板所造成的積水撓度只為總積水撓度的一小部分，它僅需限制其慣性矩（和其跨徑垂直的每米寬）為0.4乘上其跨徑的四次方，梁直接支承於柱上，而深度－跨度比較細長之鋼浪板，需檢查其在積水載重下的穩定性，這可以用圖A-3.1或圖A-3.2，視C_s為屋頂版單位米寬之柔性常數。

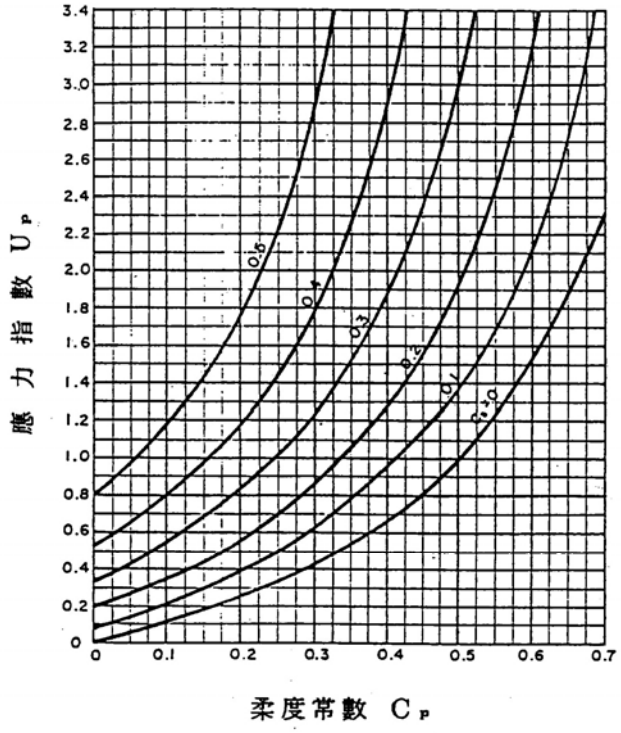


圖 A-3.1 主要和次要系統組合之柔性常數

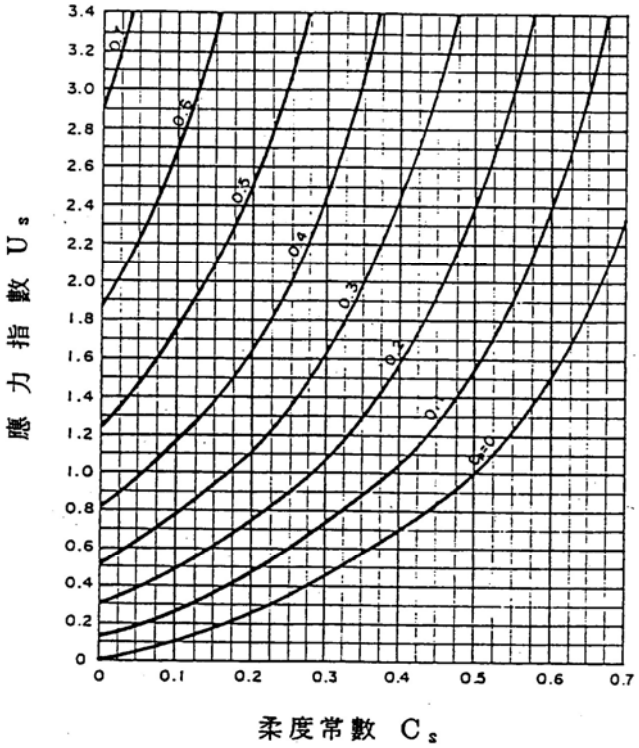


圖 A-3.2 單獨次要梁之柔性常數

附錄 4　疲勞應力設計

4.1 適用範

受疲勞載重之構材及接合應依照本附錄之規定設計之。本規範中，疲勞破壞定義為構材經足夠多次之反復應力變動後所產生之斷裂現象。應力差值之定義為應力變動之大小。若應力改變方向，則某一點應力差值之計算，應為該處最大反復張應力與壓應力之數值和或相反方向之最大剪應力之數值和，其發生原因為活載重之變化所造成者。

4.2 載重狀況、鋼材之類型與部位

設計承受反復變動活載重應力之構材與接頭，應考慮應力反復次數，預期之應力差值，以及構材或細部之類型與部位。載重狀況依應力反復次數分類如表 A-4.1。鋼材依類型與部位，歸類如表 A-4.2。

4.3 設計應力之範圍

在工作載重下其最大設計應力範圍不得超過表 A-4.3 列值。

4.4 螺栓在張力下之設計強度

使用適當鎖緊之 A325 或 A490 強力螺栓，當其承受張力反復疲勞載重時，其設計之張力強度應包含外力及槓抬作用且應符合表 A-4.4 之規定。

表 A-4.1　載重狀況

載重狀況	反復次數
1	自　20,000[a] 至 100,000[b]
2	自　10,000 至 500,000[c]
3	自 500,000 至 2,000,000[d]
4	自 2,000,000 以上

註 a.約相當於每日作用　2 次為期 25 年。
b.約相當於每日作用　10 次為期 25 年。
c.約相當於每日作用　50 次為期 25 年。
d.約相當於每日作用 200 次為期 25 年。

表 A-4.2 鋼材之類型與部位

一般狀況	適　用　情　況	應力類型[a]	應力分類 (詳表 A-4.3)	圖 例 號 碼 (詳圖 A-4.1)[b]
鋼　　材	軋製或乾淨表面之母材，焰切邊其平整度在 ANSI 平整度 1000(含)以下。	T 或 Rev	A	1,2
組合構材	鋼板或型鋼之組合構材中之母材及銲材。此構件係以平行於作用力方向之連續全滲透開槽銲或連續角銲組合，且構材之母材及銲材上無附加物。	T 或 Rev	B	3,4,5,6
	鋼板或型鋼之組合構材中之母材及銲材。此構件係以平行於作用力方向之全滲透開槽銲或以半滲透銲組合，且未移除背墊板，且構件上之母材及銲材上無附加物。	T 或 Rev	B'	3,4,5,6
	腹板或翼板上，緊鄰銲接橫向加勁板銲趾處之母材。	T 或 Rev	C	7
	端部為正方形或梯形之局部銲接蓋板，無論蓋板端有無銲道，或端部較翼板寬且有銲道，該端部處之母材。 翼板厚度≦20mm 翼板厚度＞20mm	 T 或 Rev T 或 Rev	 E E'	 5 5
	蓋板端部較翼板寬且端部無銲道，該端部處之母材。		E'	5

表 A-4.2 鋼材之類型與部位(續)

一般狀況	適　用　情　況	應力類型[a]	應力分類 (詳表 A-4.3)	圖 例 號 碼 (詳圖 A-4.1)[b]
開槽銲	二相似斷面以全滲透開槽銲續接處之母材及銲材。其接合處須沿應力作用方向磨平，並按相關規定做放射線照相或超音波檢驗者。	T 或 Rev	B	10,11
	二不同厚度或寬度之斷面在轉接斷面處以全滲透開槽銲續接處之母材及銲材。其轉接斷面處及銲縫沿應力作用方向磨成不大於 1：2：5 之斜度，並按相關規定做放射線照相或超音波檢驗者。			
	其他類母材	T 或 Rev	B	12,13
	二斷面以全滲透開槽銲續接處之母材及銲材。其轉接斷面處不論有無符合 1:2:5 之斜度，且銲縫未磨平，但已照有關規定做放射線照相或超音波檢驗者。	T 或 Rev	C	10,11,12,13
部分滲透開槽銲	部分滲透之橫向開槽銲處之銲材，並以有效銲喉面積計算。	T 或 Rev	F[c]	16

表 A-4.2 鋼材之類型與部位(續)

一般狀況	適 用 情 況	應力類型[a]	應力分類 (詳表 A-4.3)	圖 例 號 碼 (詳圖 A-4.1)[b]
填角銲接頭	位於斷續填角銲處之母材。	T 或 Rev	E	
	受軸力構材，端部以填角銲接合，其交界處之母材。該處銲縫之配置需使銲接應力保持平衡。			
	b≦25mm	T 或 Rev	E	17,18
	b＞25mm	T 或 Rev	E	17,18
	以橫向填角銲連結之橫件其母材。			
	b≦12mm	T 或 Rev	C	20,21
	b＞12mm	T 或 Rev	見附註 C	
填 角 銲	縱向或橫向之連續或斷續角銲處之銲材。	S	F[c]	15,17,18,20,21
塞孔銲或塞槽銲	塞孔銲或塞槽銲之母材。	T 或 Rev	E	27
	塞孔銲或塞槽銲之剪應力。	S	F	27
機械鎖緊之接頭	抗滑型強力螺栓接合處之母材全斷面(但承受軸向力之接頭，且會使被接合鋼材產生面外彎矩者除外)。	T 或 Rev	B	8
	其他以機械鎖緊接合處之母材淨斷面。	T 或 Rev	D	8,9
	承壓式強力螺栓接合處之母材淨斷面。	T 或 Rev	B	8,9

表 A-4.2 鋼材之類型與部位(續)

一般狀況	適 用 情 況	應力類型[a]	應力分類 (詳表 A-4.3)	圖例號碼 (詳圖 A-4.1)[b]
附 加 物	以開槽銲連接之附加物其銲縫處之母材。此母材並承受橫向及(或)縱向載重，且附加物具有轉接半徑(R)且銲接末端順向磨平。對於橫向載重其銲道已依相關規定做放射線照相或超音波檢驗。			
	縱向載重：			
	R＞600mm	T 或 Rev	B	14
	600mm＞R＞150mm	T 或 Rev	C	14
	150mm＞R＞50m	T 或 Rev	D	14
	50mm＞R	T 或 Rev	E	14
	受橫向載重附加物之母材，具有等厚度且其補增強銲已磨平。			
	R＞600mm	T 或 Rev	B	14
	600mm＞R＞150mm	T 或 Rev	C	14
	150mm＞R＞50m	T 或 Rev	D	14
	50mm＞R	T 或 Rev	E	14,15
	受橫向載重附加物之母材，具有等厚度，但其補強銲層未磨平。			
	R＞600mm	T 或 Rev	C	14
	600mm＞R＞150mm	T 或 Rev	C	14
	150mm＞R＞50m	T 或 Rev	D	14
	50mm＞R	T 或 Rev	E	14,15

表 A-4.2 鋼材之類型與部位(續)

一般狀況	適　用　情　況	應力類型[a]	應力分類 (詳表 A-4.3)	圖例號碼 (詳圖 A-4.1)[b]
附 加 物 (續)	受橫向載重附加物之母材，不等厚度而補強銲層已磨平。			
	R＞50mm	T 或 Rev	D	14
	50mm＞R	T 或 Rev	E	14,15
	受橫向載重附加物之母材不等，厚度不同且增強銲層未磨平所有 R 值	T 或 Rev	E	14,15
	受橫向載重附加物之母材			
	R＞150mm	T 或 Rev	C	19
	150mm＞R＞50mm	T 或 Rev	D	19
	50mm＞R	T 或 Rev	E	19
	以全滲透開槽銲連接而承受縱向載重之母材			
	50mm＜a＜12b 或 100mm	T 或 Rev	D	15
	a＞12b 或 100mm，當 b≦25mm	T 或 Rev	E	15
	b＞12b 或 100mm，當 b＞25mm	T 或 Rev	E'	15
	以半滲透開槽銲或填角銲連接而承受縱向載重附加物上之母材。			
	a＜50mm	T 或 Rev	C	15,23,24,25,26
	50mm＜a＜12b 或 100mm	T 或 Rev	D	15,23,24,26
	a＞12b 或 100mm，當 b≦25mm	T 或 Rev	E	15,23,24,26
	b＞12b 或 100mm，當 b＞25mm	T 或 Rev	E'	15,23,24,26

表 A-4.2 鋼材之類型與部位(續)

一般狀況	適　用　情　況	應力類型[a]	應力分類 (詳表 A-4.3)	圖例號碼 (詳圖 A-4.1)[b]
附加物 (續)	母材上附有以半滲透銲或填角銲連結物，承受縱向載重，且附加物具有轉接半徑且其銲接末端順向磨平。			
	R＞50mm	T 或 Rev	D	19
	R≦50mm	T 或 Rev	E	19
	附加物以填角銲連接具有轉接半徑，其銲端順向磨平，且其主材承受縱向載重： 附加物上之母材承受橫向載重			
	R＞50mm	T 或 Rev	D	19
	R＜50mm	T 或 Rev	E	19
	以角銲或自動端銲接合之剪力釘式接合物，其接合處之母材	T 或 Rev	C	22
	剪力釘接合物標稱斷面積上之剪應力。	S	F	

附註：

a. T 表拉力應力範圍，Rev 表反復拉力及壓力之應力範圍。
S 表剪力(含反復剪力)之應力範圍。

b. 此僅為範例，並不排除其他合理之類似情形。

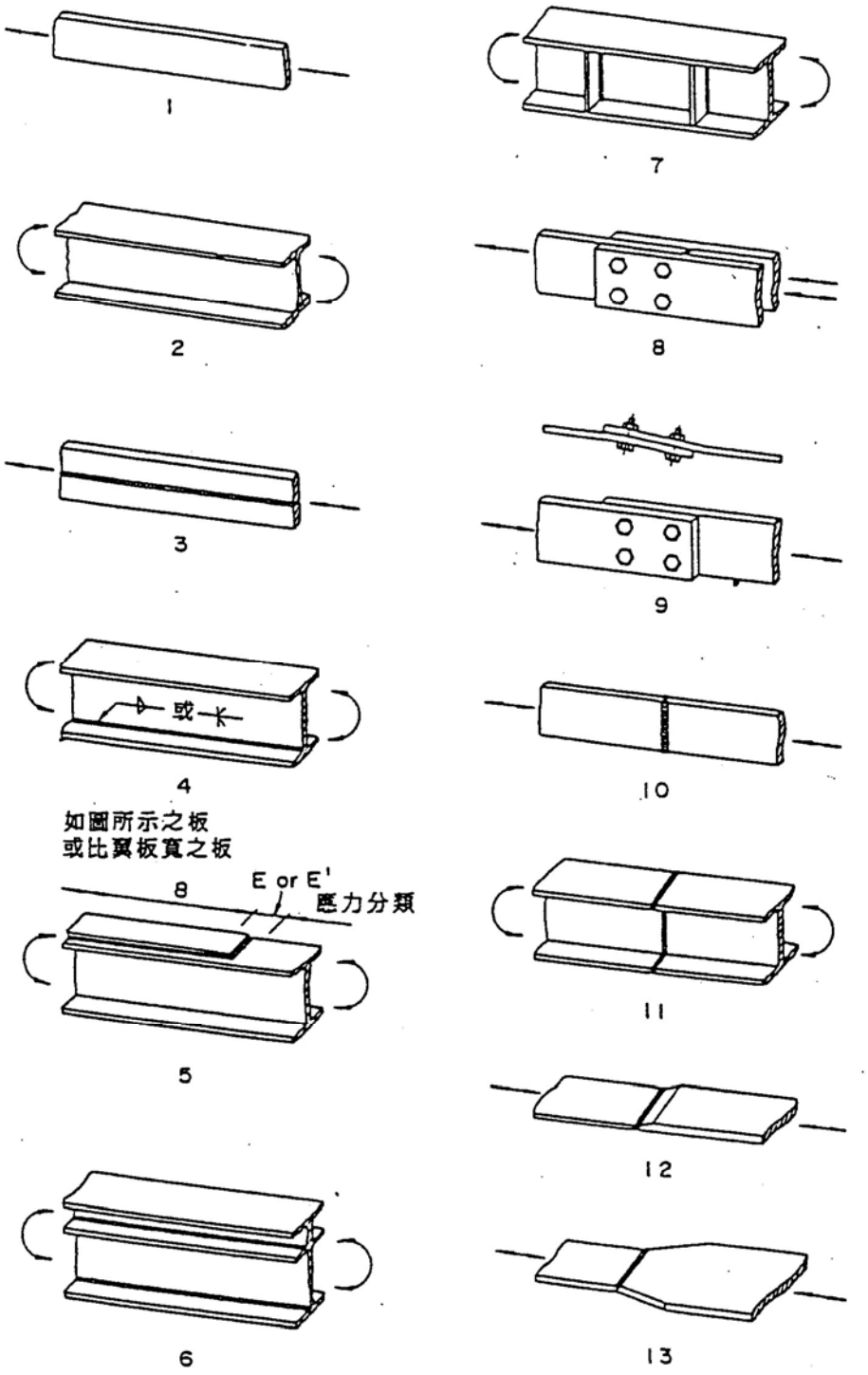
c. 橫向填角銲或半滲透銲之容許疲勞應力差值受有效喉深，滲透深度及板厚等影響，請參閱 Frank and Fisher, Journal of the Structural Division, Vol.105 No.ST9, Sept.1979

表A-4.3　容許之應力差值t/cm^2

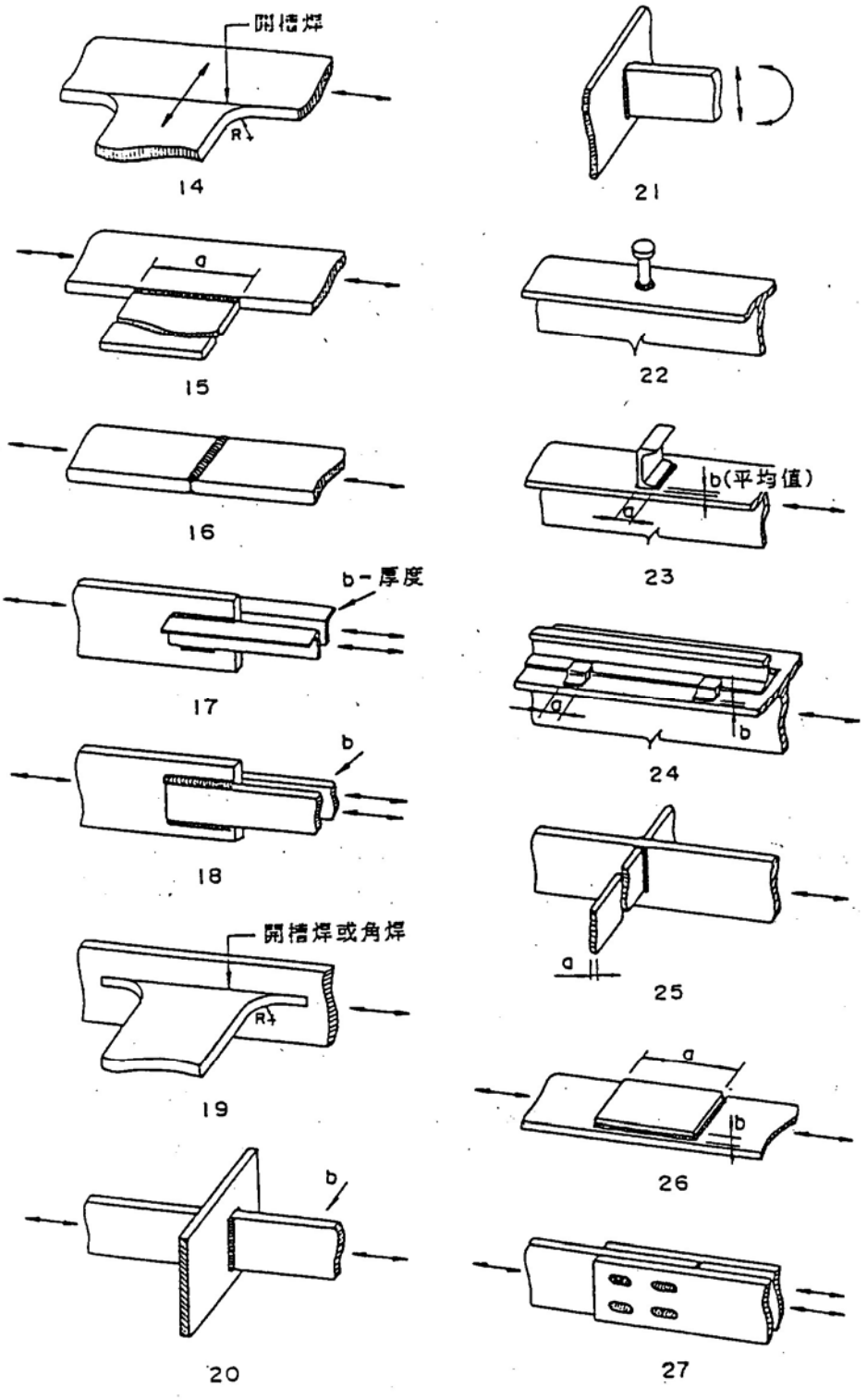
類別 （表A-4.2）	載種狀況1	載種狀況2	載種狀況3	載種狀況4
A	4.43	2.60	1.69	1.69
B	3.45	2.04	1.27	1.13
B’	2.75	1.62	1.06	0.84
C	2.46	1.48	0.92	0.70[a]
D	1.97	1.13	0.70	0.49
E	1.55	0.92	0.56	0.32
E’	1.13	0.65	0.41	0.18
F	1.06	0.84	0.63	0.56
註：a.加勁板銲接於翼板時，其銲趾處容許之彎曲應力差值應為0.84t/cm^2。				

表A-4.4　A325或A490螺栓之設計拉力強度

反復次數	設計強度
少於20,000次	依10.3節之規定
自20,000次至500,000次	$0.30A_bF_u$[a]
500,000次以上	$0.25\ A_bF_u$[a]
a.工作載重下	



圖A-4.1　範例


開槽焊
R
14
a
15
16
b-厚度
17
b
18
開槽焊或角焊
R
19
b
20
21
22
b(平均值)
a
23
a
b
24
a
25
a
b
26
27

圖A-4.1　範例（續）

附錄5 專有名詞中英對照

柱之有效長度係數圖	Alignment chart for column
放大係數	Amplification factor
長寬比	Aspect ratio
條板	Batten plate
梁	Beam
梁柱	Beam-column
排架	Bent
雙軸撓曲	Biaxial bending
含斜撐構架	Braced frame
脆性斷裂	Brittle fracture
挫屈載重	Buckling load
組合構材	Built-up member
外覆材	Cladding
冷軋構材	Cold-formed members
柱	Column
柱曲線	Column curve
組合機構	Combined mechanism
結實斷面	Compact section
合成梁	Composite beam
合成柱	Composite column
混凝土包覆梁	Concrete-encased beam
接合	Connection
臨界載重	Critical load
曲率	Curvature
設計文件	Design documents
設計強度	Design strength
斜向支撐	Diagonal bracing
隔板	Diaphragm
隔板作用	Diaphragm action
雙曲率	Double curvature
側移	Drift
側移指數	Drift index
韌性係數	Ductility factor
有效長度	Effective length
有效長度係數 k	Effective length factor k
有效慣性矩	Effective moment of inertia
有效勁度	Effective stiffness
有效寬度	Effective width
彈性分析	Elastic analysis
彈性-完全塑性	Elastic-perfectly plastic
埋置物	Embedment

包覆混凝土之鋼構造	Encased steel structure
尤拉公式	Euler formula
尤拉載重	Euler load
眼桿	Eyebar
因數化載重	Factored load
聯結物	Fastener
疲勞	Fatigue
一階分析	First-order analysis
火燄切割板	Flame-cut plate
平寬	Flat width
柔性接頭	Flexible connection
樓板系統	Floor system
力	Force
斷裂韌度	Fracture toughness
構架挫屈	Frame bukling
構架不穩定	Frame instability
完全合成梁	Fully composite beam
高週次疲勞	High-cycle fatigue
混合梁	Hybrid-beam
遲滯迴路	Hysteresis loop
夾雜物	Inclusions
不完全熔合	Incomplete fusion
非彈性作用	Inelastic action
不穩定性	Instability
接頭	Joint
K 型斜撐	K-bracing
層狀撕裂	Lamellar tearing
側向支撐構材	Lateral bracing member
側向(或側向-扭轉)挫屈	Lateral (or lateral-torsional) buckling
極限狀態	Limit state
載重係數	Load factor
載重	Loads
載重及強度係數設計	LRFD
載重及強度係數設計	Load and Resistance Factor Design
局部挫屈	Local bukling
低週次疲勞	Low-cycle fatigue
下限載重	Lower bound load
機構	Mechanism
機構法	Mechanism method
標稱載重	Nominal loads
標稱強度	Nominal strength
非結實斷面	Noncompact section
P-△效應	P-delta effect
梁柱腹板交會處	Panel-zone

部分合成梁	Partially composite beam
平面構架	Plane frame
塑性分析	Plastic analysis
塑性設計斷面	Plastic design section
塑性鉸	Plastic hinge
塑性極限載重	Plastic-limit load
塑性機構	Plastic mechanism
塑性模數	Plastic modulus
塑性彎矩	Plastic moment
塑性應變	Plastic strain
塑性區	Plastic zone
塑性化	Plastification
板梁	Plate girder
後挫屈強度	Post-buckling strength
彎矩再分配	Redistribution of moment
所需強度	Required strength
殘留應力	Residual stress
抵抗能力	Resistance
強度係數	Resistance factor
剛構架	Rigid frame
翼板根部	Root of the flange
旋轉容量	Rotation capacity
聖裴南扭矩	St. Venant torsion
二階分析	Second-order analysis
使用載重	Service load
使用性極限狀態	Serviceability limit state
形狀係數	Shape factor
剪力摩擦	Shear-friction
剪力凸出物	Shear lugs
剪力牆	Shear wall
側傾	Sidesway
側向挫屈	Sidesway buckling
簡單塑性理論	Simple plastic theory
單曲率	Single curvature
細長斷面	Slender section
長細比	Slenderness ratio
摩阻型接頭	Slip-critical joint
空間構架	Space frame
續接	Splice
穩定極限載重	Stability-limit load
階形柱	Stepped column
加勁材	Stiffener
勁度	Stiffness
層間變位	Story drift

應變硬化	Strain hardening
強度設計	Strength design
強度極限狀態	Strenth limit state
應力	Stress
應力集中	Stress concentration
強軸	Strong axis
結構設計文件	Structural design documents
結構系統	Structural system
短柱	Stub column
部分構架	Subassemblage
被支承構架	Supported frame
切線模數	Tanget modulus
臨時結構物	Temporary structure
張力強度	Tensile strength
張力區效應	Tensile field action
角銲之銲趾	Toe of the fillet
扭矩-拉力關係	Torque-tension relationship
旋轉螺帽法	Turn-of-nut method
無支撐長度	Unbraced length
銲蝕	Undercut
邊滾軋鋼板	Universal-mill plate
上限載重	Upper bound load
豎向支撐系統	Vertical bracing system
Von Mises 降伏準則	Von Mises yield criterion
翹曲扭矩	Warping torsion
弱軸	Weak axis
耐候鋼	Weathering steel
腹板挫屈	Web buckling
腹板皺曲	Web crippling
銲接	Weld
工作載重	Working load
降伏彎矩	Yield moment
降伏平台	Yield plateau
降伏點	Yield point
降伏強度	Yield strength
降伏應力	Yield stress