

產業自動化—營建業自動化計劃成果報告
計劃名稱：鋼結構設計、製造及施工規範研究

計劃編號：A 1 0 — 5 5

執行期間：80 年9 月1 日 至 81 年8 月31日

統 一 編 號

02244810606

鋼結構極限設計法規範解說研究

計劃主持人：陳生金

共同主持人：曾清銓

主辦單位：內政部建築研究所籌備處

執行單位：中華民國結構工程學會

中 華 民 國 八 十 一 年 八 月

ISBN 957-00-1370-2

前言

從事設計工作必須以一標準規範為依據，而這些規範不外規定一些在設計過程中所必須知道的基本事項，諸如載重的估計，構材強度（或容許強度）的計算等，希望能依據這些規範的訂定與遵循而設計、建造一些合於經濟與安全的結構物，而這些規範主要根據可能是從以往工程累積的經驗，或經由學者專家理論的研究，實驗的證明等，再經由規範委員會整理而得，但也由於工程經驗不斷地增進，而研究工作也未曾停止過，工程界也不停地在尋找更合理的設計方法，因此每隔幾年規範總要加以修正，而這些修正通常是一些細節部份的更改，因此一個設計工程師只要在新規範出版後改依新規範進行設計即可，並不會產生太大的困難，但也有時新的規範可能揚棄舊有規範的架構而採行全新的設計理念，此時對於熟習舊有規範的工程師而言，可能必須重新去研究，學習新的設計理念，ACI 規範的轉變可說是一明顯的例子，在早期的鋼筋混凝土設計規範通常使用工作應力法（Working Stress Method），到1950年ACI 第一次承認強度設計法（Ultimate Stress Method）但仍以工作應力法為主，1963年規範則視強度設計法與工作應力法具同等地位，而到1971年以後則完全接受強度設計法而將工作應力法改置於附錄，在這一段轉換過程中身歷其事的工程師當必印象深刻，而若當初在學校所學為工作應力法則在適應新規範的過程中可能有些困難。鋼結構規範的演進也和鋼筋混凝土規範的演進類似，尤其在1986年美國鋼鐵構造協會（AISC）公佈載重與強度設計法（Load and Resistance Factor Design）LRFD規範後更加速了鋼構規範的轉變。國內以往對於鋼構似較不受重視，唯隨著經濟的發展，高樓大廈、大橋的興建逐漸地突顯了鋼結構的重要性，而我國建築技術規則有關鋼構造部份主要乃是根據美國鋼鐵協會在1973年所修定之工作應力法設計規範而來，而AISC在1978年又對其規範作了不少修正，國內亦曾於民國七十四年將此規範翻譯成中文之鋼構造設計規範，惜並未將建技規則一併修定。但近年來的研究顯示工作應力之設計方法對於結構安全較無保障，因此AISC乃在1986年另行出版載重與強度設計法規範LRFD，並計劃將原來之工作應力法逐漸淘汰，且

LRFD規範的設計精神也為西歐、加拿大等國採用成為世界各國鋼構造設計的主流。反觀國內建技規則有關鋼構造部份卻仍停留在1973年之工作應力法階段，而工程界也一再反映應考慮修訂為極限設計法規範，本研究乃以1986年美國之LRFD規範為藍本並參考其他國家之相關規範，及收集國內鋼構之製造、設計、使用現況及過去之研究成果，並廣邀國內學者專家成立規範研究委員會，共同研究，以建立可適用於國內的極限設計規範，本規範解說之目的即在於提供對規範條文精神之背景說明，尤其國內之鋼構設計與製造方法與國外頗有不同，唯相關之研究卻很欠缺，雖已有少量研究資料，但可能尚不足以全數納入規範中，因此在此階段乃儘量於解說中納入有關之初步資料，而為求於短期內完成此一工作，乃邀請國內之學者專家分項撰寫，完成後再邀請相關人員共同討論，以為本土化規範盡份一己之力。

誌謝

本研究計劃蒙內政部建築研究所籌備處經費補助，中華民國結構工程學會提供行政支援工作。在研究過程中爲使規範更爲嚴謹，對於各章節分別邀請國內學者專家共同研究，委員們（名單如後）爲國內鋼構發展貢獻心力令人感佩。

本文爲本期研究之工作成果，希望各界先進提供卓見，以使此鋼結構極限設計法規範解說更爲完備。

解 說 章 節 （含 附 錄）	主 要 研 究 人 員
第 一 章 通 則	陳生金，鄭金國，翁正強
第 二 章 載 重	陳希舜，陳生金，蔡江洋
第 三 章 材 料	曾清銓，陳生金
第 四 章 一般要求	陳正誠，林草英，翁正強，陳生金
第 五 章 受拉構材	邱昌平，鄭金國，蔡克銓，陳生金
第 六 章 受壓構材、附錄 4、附錄 5	翁正強，陳生金，陳正誠
第 七 章 撓曲構材	鄭金國，陳生金，蔡克銓，邱昌平
第 八 章 構材承受扭矩及組合力	林草英，陳正誠，陳生金
第 九 章 合成構材	蔡江洋，林草英，陳生金
第 十 章 接合設計	陳正平，陳生金，邱昌平，洪思閔
第十一章 其他考慮事項	洪思閔，陳生金，陳正平
第十二章 製作、安裝、品管	曾清銓，陳生金，陳正平
第十三章 耐震設計	蔡克銓，邱昌平，陳正誠，陳生金

研究計劃主持人：陳生金

研究計劃共同主持人：曾清銓

研究助理：周芳萍、林德彥

目 錄

第 一 章 通 則	1
1.1 適用範圍	1
1.2 鋼構造接合型式	1
1.3 品質要求	1
1.4 耐震要求	2
1.5 設計基準	2
第 二 章 載 重	7
2.1 載重、載重係數與載重組合	7
2.2 衝擊載重	12
第 三 章 材 料	19
3.1 通 則	19
3.2 結構用鋼板、棒鋼及型鋼	19
3.3 結構用鋼管	19
3.4 鑄鋼件	19
3.5 螺栓、螺帽及剪力釘	19
第 四 章 一 般 要 求	21
4.3 有效淨斷面積	21
4.4 長細比	21
4.5 局部挫屈	22
4.6 腹板變深之構材	23
4.7 P - Δ 效應	24
4.8 構架穩定	25
第 五 章 受 拉 構 材	30

5.1	設計拉力強度	30
5.2	組合受拉構材	30
5.3	眼桿	30
5.4	樞接構材	30
第 六 章	受壓構材	32
6.1	設計受壓強度	32
6.2	撓曲－扭轉挫屈	33
6.3	組合受壓構材	33
6.6	腹板變深之受壓構材	34
6.7	塑性分析	34
第 七 章	撓曲構材	35
7.1	一般撓曲構材之設計	35
7.2	一般撓曲構材之剪力設計	36
7.4	腹板變深之構材	37
7.5	板梁	37
第 八 章	構材承受扭矩及組合力	46
8.1	對稱構材承受彎矩及軸力之作用	46
8.2	構材承受扭矩與組合力	51
8.4	構材承受組合應力之互制方程式的替代式	51
第 九 章	合成構材	54
9.1	設計之基本假設	54
9.2	壓力構材	55
9.3	撓曲構材	57
9.4	壓力與彎矩共同作用	65
9.5	剪力連接物	65
9.6	特殊情況	67

附 錄 4 細長受壓肢材之局部挫屈.....	124
附 錄 5 撓曲扭轉挫屈.....	127
參考文獻	128
鋼結構極限設計法設計規範草案勘誤表.....	141
單位換算表.....	145

第 十 章	接合設計	72
10.1	一般規定	72
10.2	銲接	73
10.3	螺栓及螺牙桿件	75
10.4	設計剪力破壞強度	78
10.5	連結桿件	80
10.6	填板	80
10.7	續接	80
10.8	承壓強度	81
10.9	柱基處混凝土之承壓強度	82
10.10	錨栓與埋置物	82
第 十 一 章	其它考慮事項	91
11.1	承受集中載重之腹板及翼板	91
11.2	積水	95
11.3	疲勞	95
11.4	使用性之考慮	96
第 十 二 章	製造、安裝、品管	103
12.1	通則	103
12.2	製造	103
12.3	安裝	106
12.4	品管	106
第 十 三 章	耐震設計	107
13.1	使用材料	107
13.3	柱設計要求	107
13.5	韌性立體剛構架	108
13.6	同心斜撐構架之規定	109
13.7	偏心斜撐構架之規定	112
13.8	品質要求	115

第一章 通則

1.1 適用範圍

本規範主要係針對以鋼材為主之建築物，而廠房、橋梁等其設計與一般建築物不同，應另行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，其設計時可參照美國鋼鐵協會之「冷軋型鋼結構構件設計規範」或其它相關規範。對於鋼骨鋼筋混凝土構造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則與相關之規範。對於特殊構造，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常識去設計。

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 鋼構造接合型式

本規範有關鋼構造接合之分類方式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份束制接合型式。其中完全束制接合型式之設計方法與容許應力設計法相類似，可以採用彈性分析或塑性分析。部份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，且其彎矩強度之勁度大小皆為已知時，可依接合之實際束制狀況加以設計，唯亦應考慮此部份束制接合對結構穩定及構架二次效應之影響。

對於部份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[124]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。

1.3 品質要求

本節之規定係依據建築技術規則第239條而來。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。

1.4 耐震要求

本節之規定部份參照建築技術規則第240條之規定。因台灣地處地震帶，故應加強有關韌性之要求。較詳細之耐震設計規定則請參閱本規範第十三章。

1.5 設計基準

當整體結構或其部份構件在受力狀態下，未能滿足原設計之目的與功能時，此結構可能已進入其極限狀態 (limit state)。一般結構之極限狀態可分為：(一)強度極限狀態 (strength limit state)，如結構元件或整體結構受外力作用或其它原因而未能保持原設計之承載能力。(二)使用性極限狀態 (serviceability limit state)，如變形、撓度或振動太大以致影響其使用性。而結構設計之主要目標亦在於防止結構物在預估使用期限內產生上述之極限狀態。但結構物之設計、施工至使用過程中有甚多之不確定因素皆可能影響其強度極限或使用性極限，諸如：在結構分析上所作之近似假設、載重預估之不準確性、施工過程品質之控制等，而實際結構物之使用狀態亦可能與原設計上之功能有所差誤，針對這些可能導致結構物進入極限狀態之因素，一般設計規範均以安全係數來加以防範，而過去常用的設計理念，乃以折減材料之強度來作為設計之安全係數，此即為容許應力設計法 (Allowable Stress Design) [1]，亦有將工作載重乘上一載重係數 (安全係數) 以涵蓋設計上之不確定因素者，如塑性設計法 (Plastic Design) [1]。

影響結構安全的因素甚多，較主要者為材料強度及載重預估，前述容許應力設計法或塑性設計法常以折減材料強度或放大載重係數作為設計之安全係數，對結構安全的掌握可能並非是最佳的方法。近年來，設計方法逐漸傾向採取可靠度分析為基礎之極限設計法，此法以

機率模式，將材料強度之變異性與載重之變異性當作決定強度折減係數與載重係數的依據，使結構物整體的安全性，較能達到一致之水準。此種方法可以下式來說明[4]：

$$\phi_i R_i \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (C1.5-1)$$

其中 ϕ_i 為材料或構件的強度折減係數， $\phi_i < 1.0$ ； R_i 為標稱強度； γ_i 為載重放大係數， $\gamma_i > 1.0$ ； Q_i 則為標稱載重；而 ϕ_i 及 γ_i 皆以可靠度之方法決定之。以可靠度分析為基礎之極限設計法可在不同的設計情況下（如張力構件，壓力構件等，或不同的載重組合時），保持預先設定的安全性或可靠度。此法亦可由設定之可靠度來反應預期的破壞型式，例如設定梁構材比柱構材先達降伏，可提供預警作用。而設計者經由可靠度設計的步驟，能更了解功能需求和結構行為的相互關係。

工程系統的可靠度可藉由工程系統失敗的或然率推導之，功能函數一般可定義為多變數函數如 $g(X) = g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ 。函數 $g(X)$ 可以決定系統的狀態，

$$g(X) > 0 \equiv \text{安全狀態} \quad (C1.5-2)$$

$$g(X) < 0 \equiv \text{失敗狀態} \quad (C1.5-3)$$

$$g(X) = 0 \equiv \text{系統達極限狀態} \quad (C1.5-4)$$

在二維變數中可以下式代表：

$$g(X_1, X_2) = R - Q$$

其中 R ， Q 分別為系統抵抗力及外力。若假設 R 與 Q 的或然率分佈為已知，而且假設 R 與 Q 為統計上獨立且連續事件，則系統失敗的機率 $P(R < Q)$ 可寫成：

$$\begin{aligned} P_f &= P(R < Q) \\ &= \int_0^{\infty} F_R(x) f_Q(x) dx \end{aligned} \quad (C1.5-5)$$

其中 $F_R(x)$ 為隨機變數 R 之累積或然率分佈函數 (cumulative probability distribution function, cdf)，而 $f_Q(x)$ 則為隨機變數 Q 之或然率密度函數 (probability density function, pdf)。

若 R 及 Q 皆為常態分佈，則

$$P_f = F_u \left[- \frac{R_m - Q_m}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \right] = F_u(-\beta) \quad (C1.5-6)$$

其中 R_m 、 Q_m 分別為 R 及 Q 之平均值，而 σ_R 、 σ_Q 則分別為 R 及 Q 之標準偏差， F_u 為標準常態或然率分佈函數， β 稱為安全指標（safety index）或可靠度指標（reliability index）。上式使用於早期以或然率為基礎之設計規範中，而AISC極限設計法規範則使用圖C-1.5-1所示之方法，且因 $[\ln(R/Q)]_m \approx \ln(R_m/Q_m)$ ， $\sigma_{\ln \frac{R}{Q}} \approx \sqrt{V_R^2 + V_Q^2}$ ，所以

$$\beta \approx \frac{\ln(R_m/Q_m)}{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}} \quad (C1.5-7)$$

上式中之 $\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}$ 可利用分離係數 α_{RQ} 將其線性化。茲定義分離係數 α_{RQ} 如下：

$$\alpha_{RQ} = \frac{\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}}{V_R + V_Q} \quad (C1.5-8)$$

對一般常用之 V_R 與 V_Q 而言， α_{RQ} 值可取為0.55 [4]，因此(C1.5-7)式可改寫如下：

$$\begin{aligned} R_m &= \exp[\beta \alpha_{RQ} (V_R + V_Q)] Q_m \\ \text{或} \quad \exp[-\beta \alpha_{RQ} (V_R)] R_m &= \exp[\beta \alpha_{RQ} (V_Q)] Q_m \end{aligned} \quad (C1.5-9)$$

上式中等號左邊為強度 R_m 之函數而等號右邊為載重 Q_m 之函數，亦即

$$\phi R_m = \gamma Q_m \quad (C1.5-10)$$

其中 ϕ 為強度折減係數， γ 為載重放大係數。一般設計規範常以標稱值 R_n 及 Q_n 來表示，因此(10)式可寫為

$$\phi R_n \geq \gamma Q_n \quad (C1.5-11)$$

其中

$$\phi = \frac{R_m}{R_n} \exp(-.55 \beta V_R) \quad (C1.5-12)$$

(C1.5-12) 式即為目前AISC-LRFD 規範中強度折減係數 ϕ 之表示方法。

對於載重係數 γ 之求取，本規範採用一階線性二次矩的方法來計算（First-Order-Second-Moment Method）。由於在二維變數中，安全指標 β 相當於安全界限距離原點最短之距離[5]，而 α_R 或 α_Q 表

示臨界點上各參數軸的方向餘弦 (direction cosine) ，因此在失敗面上的臨界點爲：

$$Q^* = \alpha_Q \cdot \beta \quad (C1.5-13)$$

$$R^* = \alpha_R \cdot \beta \quad (C1.5-14)$$

方向餘弦爲：

$$\alpha_Q = \frac{(\partial g / \partial Q)}{\sqrt{(\partial g / \partial Q)^2 + (\partial g / \partial R)^2}} \quad (C1.5-15)$$

當安全指標的界限已知後，便可利用上式求得設計時的外力 $\bar{Q}$ 和臨界點上所求得之外力 Q^* 比值，得

$$\gamma_i = \frac{Q^*}{\bar{Q}} \quad (C1.5-16)$$

由於 Q^* 在數學模式中爲無因次向量，其因次化的步驟爲

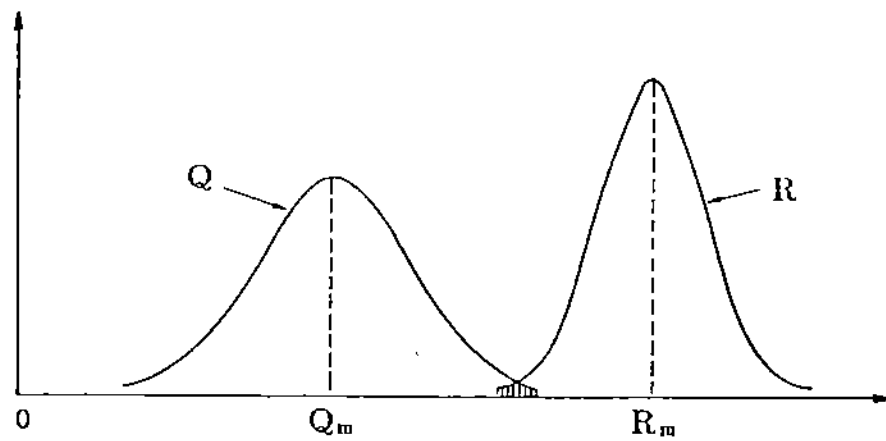
$$Q = \frac{\bar{Q} - Q^*}{\sigma_Q} \quad (C1.5-17)$$

$$\begin{aligned} \text{故} \quad Q^* &= \bar{Q} - Q \cdot \sigma_Q \\ &= \bar{Q} - \alpha_Q^* \cdot \beta \cdot \sigma_Q \\ &= \bar{Q}(1 - \alpha_Q^* \cdot \beta \cdot v_Q) \end{aligned} \quad (C1.5-18)$$

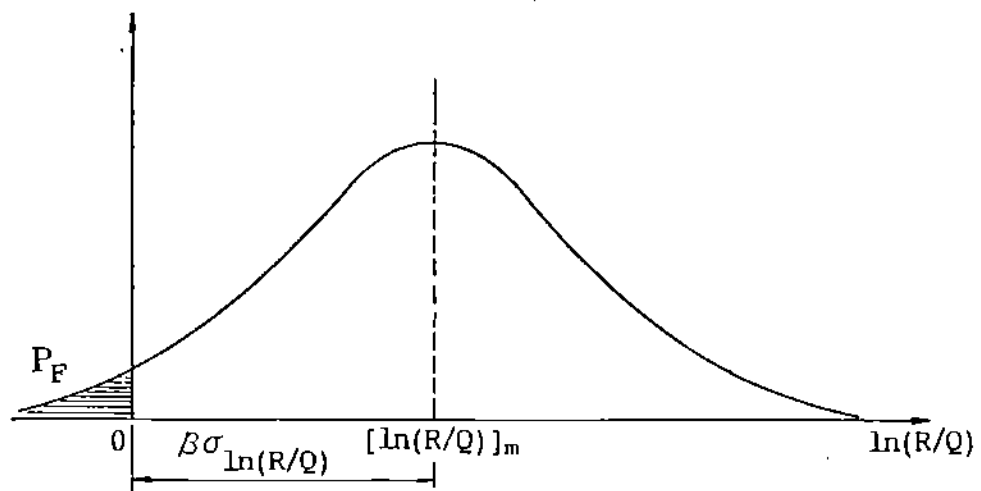
因此載重放大因子 γ 可依下式求得

$$\gamma_i = 1 - \alpha_Q^* \cdot \beta \cdot v_Q \quad (C1.5-19)$$

其中 α_Q^* 表示在臨界點上的臨界方向餘弦。求得 ϕ 及 γ 之後再依式 (C1.5-11) 即可進行結構設計。此種基於可靠度分析，以載重放大係數和強度折減係數來彌補無法預見的標稱值偏差，將可使設計的結構較能達到預先設定的安全程度，且不致過於保守或造成危險。



(a) 材料強度 R 與外荷重 Q 之強度頻率分佈圖



(b) 安全指標 B 之定義

圖 C-1.5-1 載重與強度之分佈及安全指標之關係

第二章 載重

2.1 載重、載重係數與載重組合

影響極限狀態之參數主要為材料或構件強度及載重大小，由於結構之強度或外力載重之大小及作用之時機，並未呈現規律性，結構物之可靠度分析須藉或然率理論來探討各參數之分佈情形，對於這些參數之分佈情形須進行大規模的調查統計，屬於外載重之風力載重與地震力載重受地域性影響甚鉅，本規範乃針對台灣地區訂定其風力與地震力載重之分佈與載重係數。至於構材強度及靜載重、活載重受地域性之影響較小，因為台灣地區尚欠缺此方面資料，而美國國家標準局曾作大規模之研究[5,6] 已有詳細資料，故暫參考美國地區之研究資料，待國內有更新統計資料時，可再依據文獻[145] 所建議的步驟修正之。而對於地震力及風力係參考其在台灣地區之分佈或發生之或然率，並考慮參數變異之影響，例如地震力是以50年為迴歸期，在此期間內超出規範所定標準的機率應小於或等於10%，風力超出規範值（年最大風壓力）之機率定為2%[6]。利用或然率理論和可靠度分析，可以預估結構極限狀態的發生機率，並將其界定於可接受的範圍內，如此較符合結構安全與經濟性之要求。

在極限設計法中安全指標（ β 值）之選定將影響設計之載重放大因子與強度折減因子，美國鋼構極限設計法對於桿件在受垂直力時其安全指標 β 乃界定於 $\beta = 3.0$ [2]，而在垂直力及橫向之風力作用下（ $D+L+W$ ）其安全指標 β 則設定於 $\beta = 2.5$ ，在垂直力與地震力共同作用下（ $D+L+E$ ）則 $\beta = 1.75$ ，此種在短期載重下採用較小之安全指標與過去的設計方法並無不同。在單獨垂直作用力時，載重作用的速率（loading rate）是假設靜力作用，在考慮風力或地震力時，因載重速率加快，而使實際抵抗力稍增，考慮此種影響，將 R/R_n 的比值乘以 1.10 倍[5]，由於風力載重屬於短期載重，其 β 值通常隨風力增大而降低，平均而言，比靜載重與活載重組合時安全性為小，此外附屬結構物對於減輕風壓力效應也有助益，但計算外力影響之過程中，則忽略應力重分配以及附屬結構物之影響，所以在垂直作用力與風力聯合作用下的安全指標，比單獨垂直作用力下之安全指標略低，是很合理的[3]。本規範在長期載重與風力共同作用下安全指標定為 2.5，而

地震力則取1.75，此安全程度與美國地區相同，而比日本地區為高（日本規範風力與長期載重下之安全指標 β 為2.0[146]，地震力作用時 β 為1.5）。

在風力或地震力等橫力作用下僅考慮自重為穩定結構的安定力，此時之橫力稱為傾倒作用力，而自重則為抵抗傾倒之穩定力，現行規範中風力反向作用時之安全指標，比風力正向作用時略低，而且安全指標下降的速率很快，風壓力漸增時安全指標約在1.5至1.75之間，現行規範低估了反向作用力的影響，反向作用力在以往規範中很少成為控制設計條件，乃因載重組合係數之低估所致，在本文中反向作用風力及地震力之安全指標為2.0，較現行規範值略高，此條件下之安全程度與美國以及日本地區使用者相同。

強度折減係數與安全指標之配合，須經不同載重組合計算與比較，此類計算甚為費時，在實際設計中，甚多實例其最大載重組合是由垂直力所控制，而垂直作用力之組合，亦是首先必須檢核之載重組合。在本規範中靜載重與活載重之統計資料，為引用美國地區之研究結果，因此在垂直力作用下之載重係數，本規範採用與美國地區相同值，如下式：

$$\phi R_n \geq 1.2 D_n + 1.6 L_n$$

若考慮材料強度之分佈情形及設定安全指標 β 為3.0時，上式之 ϕ 值約在0.8至0.85之間。

表C-2.1-1為AISC規範委員會在LRFD規範中所決定之強度折減係數[5]，我國之鋼構材質與製造標準與美國地區差異不大，在未有更進一步之廣泛調查資料可資運用前本文之抵抗力部份暫時參照美國地區之研究成果。在求取風力載重係數時有關構件之抵抗力部份則只取較具有代表性之張力桿件、組合梁與柱構件，而風力大小除用全臺灣平均值外，另檢核臺北、臺中、高雄等大都會區，取其較保守者為本規範建議之載重係數。

對中央氣象局於台灣地區歷年來各測站之風速資料進行研究，求得風壓力的平均值與變異係數後[145]，再利用一階二次矩準則，求取限制方程 $g(x)$ 為 $R - (D + L_{apt} + W)$ （ L_{apt} 表示任意時間之活載重arbitrary-point-in-time load）及 $R - (D - W)$ 的載重組合時各載重之載重係數，以符合預先選定之安全指標。在求取風力載重係數的過程中，假設隨機持續作用力（ L_{apt} ）之載重係數 $\gamma_L = 0.5$ ，靜載重係數滿載時為 $\gamma_D = 1.2$ ，空載時為 $\gamma_D = 0.9$ [2]，如下式：

$$\phi R_n \geq \gamma_D D_n + \gamma_L L_n + \gamma_W W_n \quad (C2.1-1)$$

$$\text{或 } \phi R_n \geq 1.2 D_n + 0.5 L_n + \gamma_W W_n$$

$$\phi R_n \geq \gamma_D D_n - \gamma_W W_n \quad (C2.1-2)$$

$$\text{或 } \phi R_n \geq 0.9 D_n - \gamma_W W_n$$

取 $\gamma = 1.2$ 是由於在靜載重與活載重組合時為 $1.2D_n + 1.6L_n$ ，在安全係數相同的前題下，可將 γ_W 調至較方便之常數，同理，在現行AISC之極限設計中，反向作用力時： $\phi R_n \geq 0.9D_n - 1.3W_n$ 故將 γ_D 定於0.9，並假設在極限狀態發生時，風載重與靜載重比介於0.5 至 4.0 間，活載重與靜載重比值則代入0.5 與1.0，以求 γ_W 之變化情形。

由研究顯示，台灣地區與台北市、高雄市、台中市的風力載重係數變化約在1.4 至1.6 之間如圖C-2.1-1(a)至C-2.1-1(c)所示，因此可保守的取 $\gamma_W = 1.6$ ，於是(C2.1-1)式可寫為：

$$\phi R_n \geq 1.2 D_n + 0.5 L_n + 1.6 W_n \quad (C2.1-3)$$

同理，由(C2.1-2)式在空載時受風力作用時（圖C-2.1-2）， γ_W 的分佈在1.4 至1.7 之間，取 $\gamma_W = 1.6$ ，而(C2.1-2)式變為：

$$\phi R_n \geq 0.9 D_n \pm 1.6 W_n \quad (C2.1-4)$$

美國LRFD規範與日本鋼結構極限設計規範在相同載重組合下之風力係數與本規範建議值之比較如下：

臺灣地區（本文建議）：

$$\phi R_n \geq 1.2 D_n + 0.5 L_n + 1.6 W_n \quad \beta = 2.5 \quad (C2.1-5)$$

$$\phi R_n \geq 0.9 D_n - 1.6 W_n \quad \beta = 2.0 \quad (C2.1-6)$$

美國地區：

$$\phi R_n \geq 1.2 D_n + 0.5 L_n + 1.3 W_n \quad \beta = 2.5$$

$$\phi R_n \geq 0.9 D_n - 1.3 W_n \quad \beta = 2.0$$

日本地區：

$$\phi R_n \geq 1.1 D_n + 0.6 L_n + 1.6 W_n \quad \beta = 2.0$$

$$\phi R_n \geq 0.9 D_n - 1.6 W_n \quad \beta = 2.0$$

惟使用(C2.1-5)式及(C2.1-6)式之載重係數時，須配合相同程度機率參數之風速分佈，如圖A-3.2 所示。

評估結構物所受地震力，通常須考慮工址可能發生之最大加速度，及結構與土壤之互制作用，現行地震力規範中評估地震力之方法，是以等值的靜態作用力，取代繁複之動態分析，另外，結構物本身所能承受地震力之能力，是以結構系統所能提供之勁度與韌度來衡量。

工址加速度值，與地震力有直接的關係，地震力對結構物所造成的破壞，是由於強震時之加速度造成，若以可能發生之最大加速度來設計，對一般結構物可能過於保守，但因強烈地震出現的機率，和規模大小呈反比關係，建築物之耐震設計容許在強烈的地震作用下，結構物可以產生相當的損害，但崩塌和生命的損失則必須避免。

基於上述的考慮，並假設一般工程壽命使用週期為50年，且限定地震力所造成的加速度超過設計加速度之機率為百分之十，若以迴歸週期來表示則為475年。文獻[105,106,107,148]顯示，臺灣地區加速度的分佈，在花蓮海岸、恆春、三義、梅山附近之加速度值較大，但是早期的加速度危害分佈圖，由於取較保守的模式分析，強震區常達0.6g以上，最近之加速度分佈圖顯示最大值（475年週期），則在0.4g左右，因所使用之量測資料較多，其結果應較合理，本文中求取標稱地震力乃根據文獻[149]之研究（圖C-2.1-3）將台灣區分為三區。

由地震記錄顯示，在三義斷層和梅山斷層附近曾發生過傷亡嚴重的強烈地震，但由於此地區發生地震的頻率並不高，因此新的危害度模式分析中，迴歸所得的加速度值並未反應上述事實，但因這二區人口密集，為保守起見，將文獻[149]的加速度危害分佈圖在三義及梅山附近，參照1987年至1988年的分析結果，修正其加速度強度，得到另一修正的加速度危害分佈圖，並依此而得一修正之震區（圖C-2.1-4）。

現行的規範，對於地震力的定義如下[150]：

$$Q_N = ZKCIW \quad (C2.1-7)$$

其中 K = 結構係數

I = 用途係數

W = 構造物總重量

C = 震力係數（由建築技術規則， $T \leq 0.69$ 秒時， $C=0.15$ ）

Z = 震區係數（本文中，區分震區依其強、中、弱震比例分別為1比0.85比0.7）

求取地震力係數時，材料的方面，亦取較具有代表性的張力構件，組合梁以及柱構件分析，地震力的偏差與強度，因地而異，本文中取台北市、高雄市及台灣省平均來分析，以該地區最有可能發生的加速度（例如台北市0.25~0.5g，台中市0.15~0.5g，高雄市 0.15 ~

0.3g，全省平均0.25~0.5g)，代入描述地震加速度的極值分佈曲線中，再利用可靠度分析步驟，求取地震力載重係數，至於材料強度及靜載重的平均值與變異係數，則參考文獻[5]中之資料所得。

在靜載重加活載重與地震力的組合載重中，靜載重係數(γ_D)理想化的定在1.2，靜載重是持續的作用在結構體上，因此隨時間的變動與偏差，比風力、地震力等載重小，所以靜載重係數會比其他載重係數低，文獻研究顯示[5]， $\gamma_D=1.10$ 已可以滿足載重組合中靜載重係數的要求，但過去工程師已習慣接受 $\gamma_D=1.4$ ，對1.10的數值較難認同，因此選定 $\gamma_D=1.2$ （美國地區 $\gamma_D=1.2$ ，日本地區 $=1.1$ ），反向作用力時， $\gamma_D=0.9$ ，這是由於現行的混凝土規範中，反向作用力為 $\phi R_n \geq 0.9D_n - 1.3W_n$ ，因此將 γ_D 定在0.9的狀態，而調整地震力係數，達到所要求之安全指標，地震力係數 γ_E 的調整取地震力與靜載重的比值，在臨界狀態時，介於2至5之間[5]，雖然結構物之地震橫力約為靜載重的0.5至2倍，但由於應力組合的效應（如傾倒力矩和張力的組合），使得發生極限狀態時，地震力的效應會加大，故 γ_E 的變化範圍，介於地震力與靜載重比為2至5之間。所得結果如圖C-2.1-5(a)至C-2.1-5(b)所示。

一般在垂直力與地震力組合作用下及空載與地震力組合作用下，有關極限設計之規定可由以下二式表式：

$$\phi R_n \geq \gamma_D D_n + \gamma_L L_n + \gamma_E E_n \quad (C2.1-8)$$

$$\phi R_n \geq \gamma_D D_n - \gamma_E E_n \quad (C2.1-9)$$

由本文之研究結果，建議台灣地區極限設計之要求由下列二式表式：

即建議：

$$\phi R_n \geq 1.2D_n + 0.5L_n + 1.3E_n \quad (C2.1-10)$$

$$\phi R_n \geq 0.9D_n - 1.5E_n \quad (C2.1-11)$$

地震力載重可由建築技術規則構造篇第四十二條至第五十五條之規定計算，震區劃分則修正如圖A-3.3所示，圖中強、中、弱之震區係數比為1.0：0.85：0.70。

2.2 衝擊載重

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AISE之廠房設計手冊[108]。

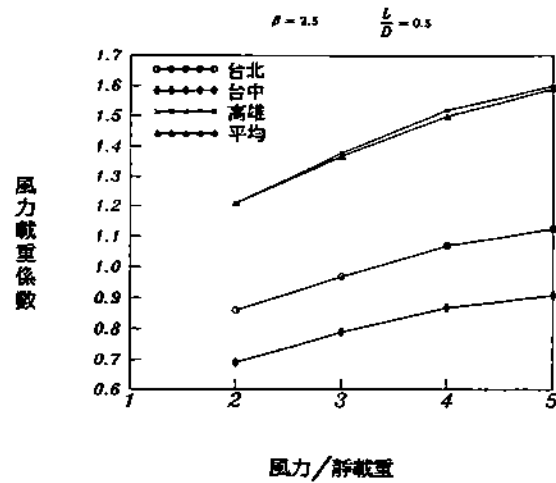
日本鋼結構極限設計法規範中建議支承衝擊載重之構材，考慮衝擊效果，須加大其載重，如不經特別之調查可依下述方式增大之：

- | | |
|-----------------|--------------------|
| 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。

表C-2.1-1 AISC-LRFD 規範中之抵抗力係數

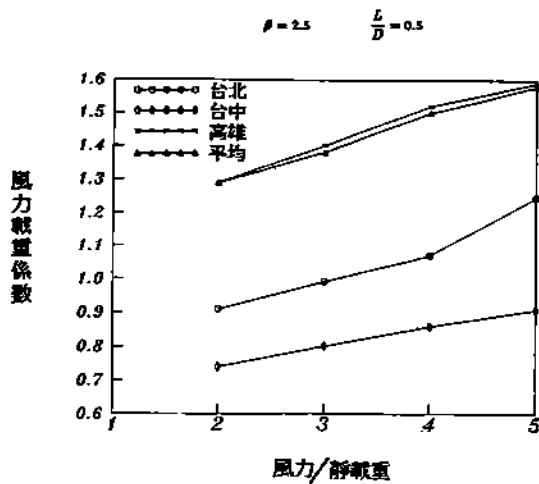
構 件	極 限 狀 態	抵 抗 力 係 數
張力桿件	降 伏 極 限 狀 態	0.9
	撕 裂 極 限 狀 態	0.75
壓力桿件	—	0.85
撓曲桿件	—	0.9
組 合 梁	—	0.85
鐸 接	依鐸接方式不同而定	0.75
		0.8
		0.9
螺栓接合	張力及承壓強度極限狀態	0.75
	承壓型螺栓剪力極限狀態	0.65
	摩擦型螺栓剪力極限狀態	1.0
接合剪力斷裂	接合之剪力斷裂極限狀態	0.75
腹板或翼板 承受集中力	翼 板 局 部 彎 曲	0.9
	腹 板 局 部 降 伏	1.0
	腹 板 壓 褶	0.75
	腹 板 承 壓 挫 屈	0.9
	腹 板 側 移 挫 屈	0.85



張力構件

載重組合	$\phi R_n \geq \gamma_D D_n + \gamma_L L_n + \gamma_W W_n$		
理想化數值	$\phi = 0.9$	$\gamma_D = 1.2$	$\gamma_L = 0.5$

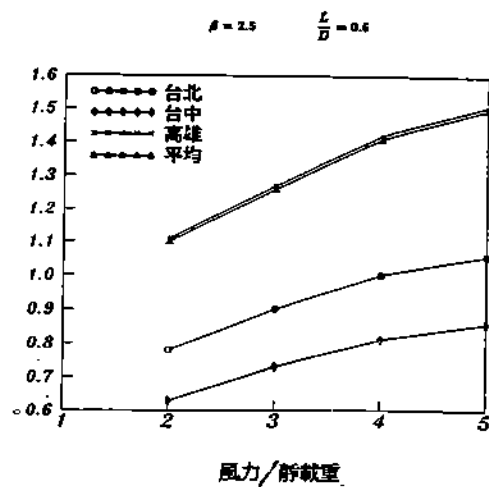
(a)



柱構件

載重組合	$\phi R_n \geq \gamma_D D_n + \gamma_L L_n + \gamma_W W_n$		
理想化數值	$\phi = 0.85$	$\gamma_D = 1.2$	$\gamma_L = 0.5$

(b)

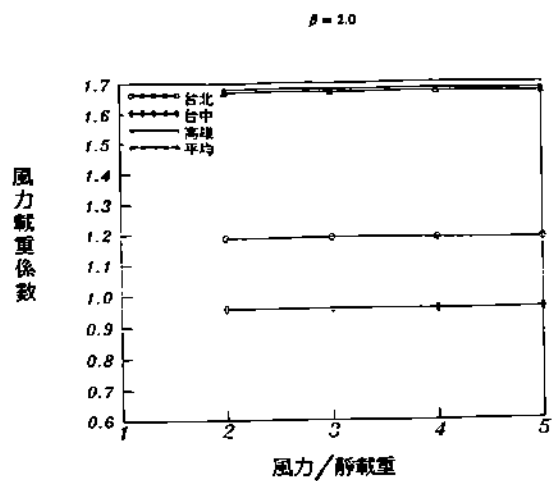


組合梁

載重組合	$\phi R_n \geq \gamma_D D_n + \gamma_L L_n + \gamma_W W_n$		
理想化數值	$\phi = 0.85$	$\gamma_D = 1.2$	$\gamma_L = 0.5$

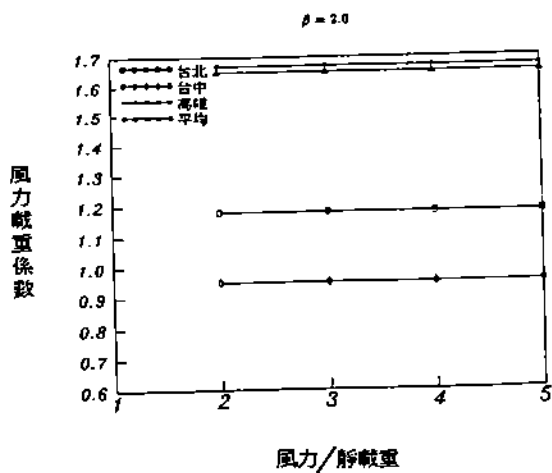
(c)

圖 C-2.1-1 正向風力作用時之載重係數



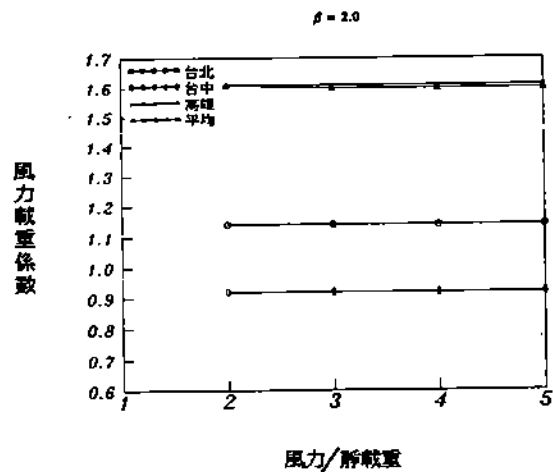
張力構件

載重組合	$\phi R_n \geq \gamma_D D_n + \gamma_W W_n$	
理想化數值	$\phi = 0.9$	$\gamma_D = 0.9$



柱構件

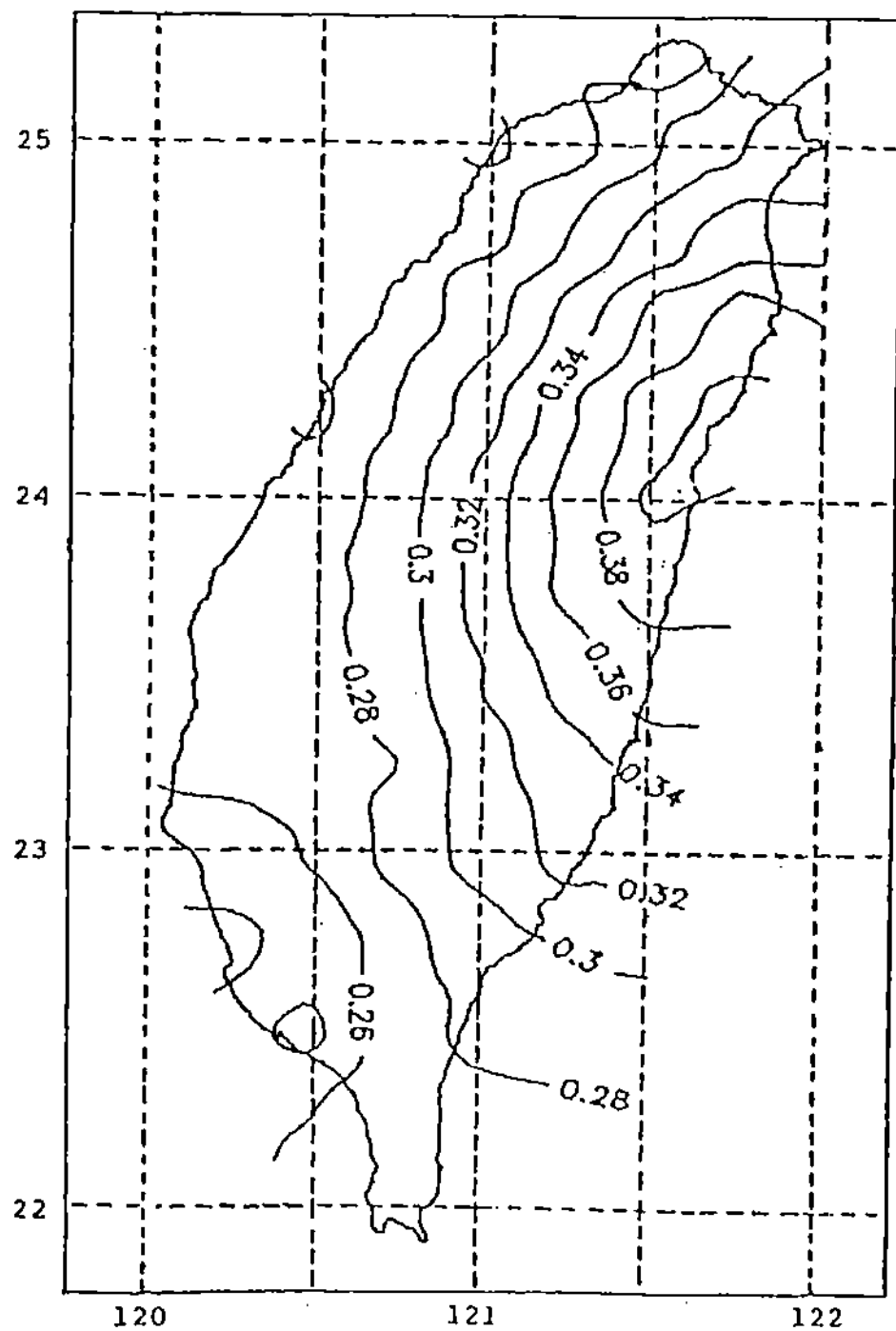
載重組合	$\phi R_n \geq \gamma_D D_n + \gamma_W W_n$	
理想化數值	$\phi = 0.85$	$\gamma_D = 0.9$



組合梁

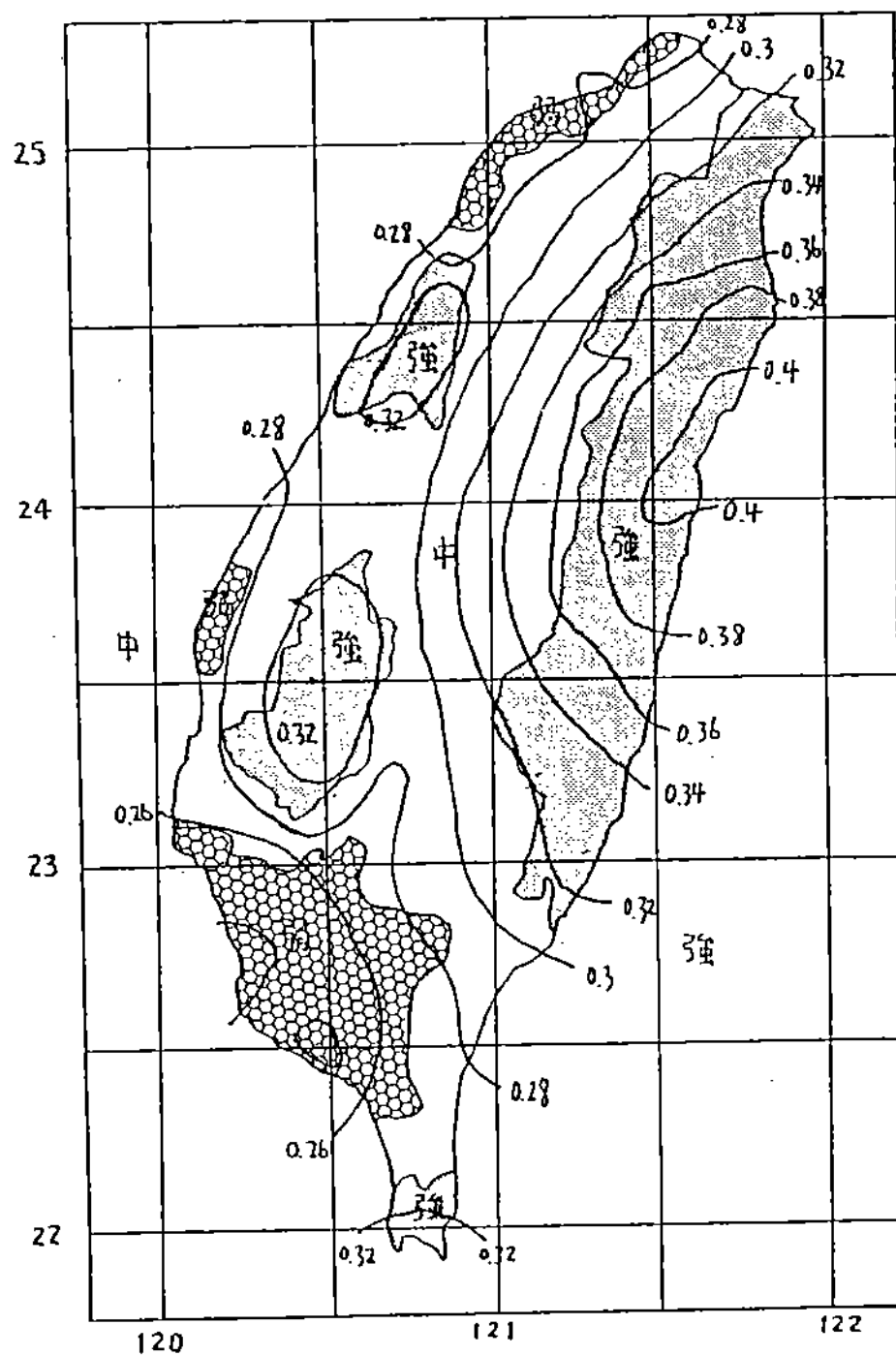
載重組合	$\phi R_n \geq \gamma_D D_n + \gamma_W W_n$	
理想化數值	$\phi = 0.85$	$\gamma_D = 0.9$

圖 C-2.1-2 反向風力作用時之載重係數

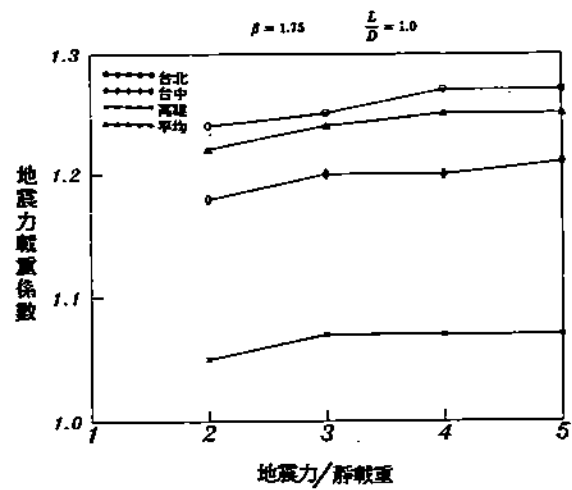


Campbell Attenuation Form

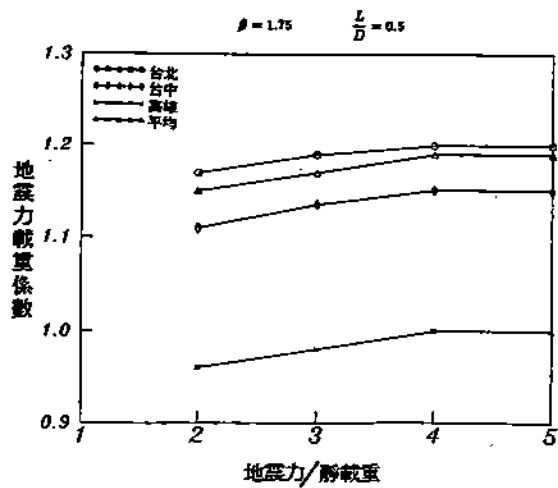
圖C-2.1-3 迴歸周期500年之臺灣地區加速度危害分佈
(羅俊雄等1989年)



圖C-2.1-4 加速度危害分佈圖和震區劃分的關係



(a)



(b)

圖 C-2.1~5 地震力載重係數

第三章 材料

3.1 通則

3.1.2

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。且部份材料尚未訂立中國國家標準，因此本節規定設計所需之最低檢驗標準。

3.1.3

鋼構造所使用之各項材料其化學成份、機械性質、衝擊值特性等均須符合CNS所訂定之相關規定，若有未能符合規定需求之鋼材，除92/10/02計者同意，否則不應使用。至於品質之認定方法，通常可依原生產鋼鐵廠所出具之品質證明書（Mill sheet）為準。該品質證明書內宜將所使用之工程名稱確實記入，施工監督者始能核認，惟考量國內目前之鋼材銷售實況及鋼結構製造專業廠商之生產流程，倘硬性規定依品質證明書內所記載之爐號核認在執行上恐有困難，因此在本節明訂或可以公正檢驗機構出具之品質證明書或檢驗報告辦理以應社會實際需求。

3.2 ~ 3.4

鋼構造主要構材所使用之材質，約分為三類：

- 1.可銲性且延展性良好之”熔接結構用”鋼材。
- 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、鑄鋼料等目前為止之CNS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。

3.5 螺栓、螺帽及剪力釘

結構用螺栓、螺帽及剪力釘，因中國國家標準迄未訂定，由於本規範係以美國鋼鐵協會（AISC）所發行之LRFD規範作為藍本，為求規範之設計標準一致，規定以美國材料試驗標準（ASTM）為主，至於JIS規格品，可由原結構設計者以同等品有關規定認定之。對強力螺栓，除應確保必要之強度外，尚應針對耐火、遲延破壞及衝擊值問題，依使用條件慎重檢討其材質。至於鉚釘接合，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。

第四章 一般要求

4.3 有效淨斷面積

無論是銲接或螺栓接合，當受拉構材只有部份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（詳規範5.1節(b)）。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。當接合處螺栓每行的個數不少於3時，不論螺栓或銲接接合，本規範皆採用相同的 U 值；當螺栓每行個數小於3時，剪力遲滯效應增大，故 U 值較小。

折減係數 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（帶狀鋼板構材除外）：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 [92,93] 建立之經驗公式表示之：

$$U = 1 - \bar{x}/L$$

其中 $\bar{x}$ 偏心矩為剪力傳遞面到構材形心之距離（如圖C-4.3.1所示）； L 為接合長度（在螺栓接合情況下， L 為第一個螺栓到最後一個螺栓之距離；此外，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或銲接長度來取得較大之 U 值）。

Munse 和Chesson 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份在 $\pm 10\%$ 之內。規範規定之 U 值也是根據相同的觀念訂定而成，唯直接使用規範規定之 U 值可簡化構材設計過程。

當受拉之帶狀鋼板構材在縱向（即受拉方向）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。

4.4 長細比

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，本規範4.4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（initial crookness）。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 $0.183t/cm^2$ 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

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，為確保剛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斷面。此外，處於地震帶之耐震剛構架，本規範13.5.3節亦規定其構件需為塑性設計斷面。

一般的塑性斷面構材具有約6至7之韌性[2]。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，塑性斷面並不保證能供給所需之韌性。塑性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。結實斷面之彎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[14]。

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4 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，此類腹板具有後彈性挫屈強度，其設計準則另詳本規範7.5 節。

表4.1 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規範之1.9、2.7 節及參考文獻9 之表2.3.3.3 而定，其中有兩個例外：(1) 參考文獻9 將公式 $\lambda_p = 65\sqrt{F_y}$ 之適用範圍定在靜定梁或超靜定梁依線性分析求其彎矩，但參考參考文獻14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 $\lambda_p = 1300/\sqrt{F_y}$ 乃由參考文獻10而來。

圓形中空斷面之 λ_p 公式乃由數個研究計劃[79,81] 之試驗數據經分析所得，非彈性彎矩強度之預估可依附錄6 所述之方法得之。 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[80]起即延用至今。本規範附錄4 及附錄6 內規定圓形中空斷面之直徑寬厚比上限為 $13000/F_y$ ；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[11]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AISC之規定[80]，這些規定亦由試驗所得。而其他的試驗結果[81]顯示這些規定偏保守。

4.6 腹板變深之構材

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份，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6.1節之規定設計之；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， $\lambda_{cx}=K_r L/r_{ox}$ ，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， $\lambda_{cy}=K L/r_{oy}$ ，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15、50及49（第11及13章）估算之，然後利用 λ_{eff} 來計算其抵抗強度。

變深之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11第12章或參考文獻49及50行之。

4.7 P - Δ 效應

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、各式側撐系統、抗彎構架等來抵抗，而這些抗水平力系統或元件除了抵抗水平力外同時也提供了整體剛構在垂直力作用下之穩定強度。

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。無側撐系統構架之水平勁度通常比含側撐系統構架低，水平位移較大，因而其P - Δ 效應也就比較顯著。惟不論構架是否含側撐系統，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

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、側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" [81]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 K 係數將原構架內長度 L 之受壓構材轉換成等強度、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。

表C-4.8-1 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，若柱端有相對側向位移（如(a)、(b)及(d)），則其長度係數不大於1；反之若柱端有相對側向位移（如(c)、(e)及(f)），則其長度係數不小於1。在實際結構物，含側撐系統剛架之柱的行為可視為柱端無相對側向位移；無側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，因此表C-4.8-1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（除非設計成摩擦很小之栓式鉸接）亦不常見，參考文獻51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；在這種情況下， K 值取1.5一般而言尚屬保守。

低層建築物內磚牆之功能可視為一側撐系統，亦即可將柱視為無柱端相對位移來設計之，惟強震下磚牆側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，忽略磚牆之側撐功能。高層建築物內柱間距較大，輕型帷幕牆無法提供有效的側撐，應忽略其側撐

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，其中包括根據表C-4.8-1 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份設計者接受之方法。設計時當剛架內構材斷面假設完成時，柱之K 值即可依圖C-4.8-1 或C-4.8-2 求得，其中圖C-4.8-2 適用於不含側撐系統剛架，圖C-4.8-1 適用於含側撐系統剛架。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. 含側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. 含側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。

上述假設之情況很少發生在實際結構物上[11]，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52及53提供了更符合實際情況之G 值（圖C-4.8-1 及C-4.8-2 中之G）計算方法，可在設計時使用。

使用部份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C-4.8-1 及C-4.8-2 所示公式計算G 值。

無側撐系統剛架，其側向位移加上垂直力的作用產生 $P - \Delta$ 效應，使剛架中的構材承受額外之彎矩，其中柱的部份在本規範第八章互制公式至中已加以考慮。但除了柱外，梁亦會因 $P - \Delta$ 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 $P - \Delta$ 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 $P - \Delta$ 效應可能主導梁之受力狀況，因此設計梁時亦應考慮 $P - \Delta$ 效應之影響。

當使用屋頂浪板或樓層樓板來聯結剪力牆或側撐系統與構架內其他的柱，而這些柱同時以剪力牆或側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[59]。

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 $K=1.0$ [11]，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。

表C-4.8-1 理想化邊界狀況下柱承受軸向力之有效長度係數 K

Buckled shape of column shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design values when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.0	1.2	2.10	2.0
End conditions code	Rotation fixed, Translation fixed Rotation free, Translation fixed Rotation fixed, Translation free Rotation free, Translation free					

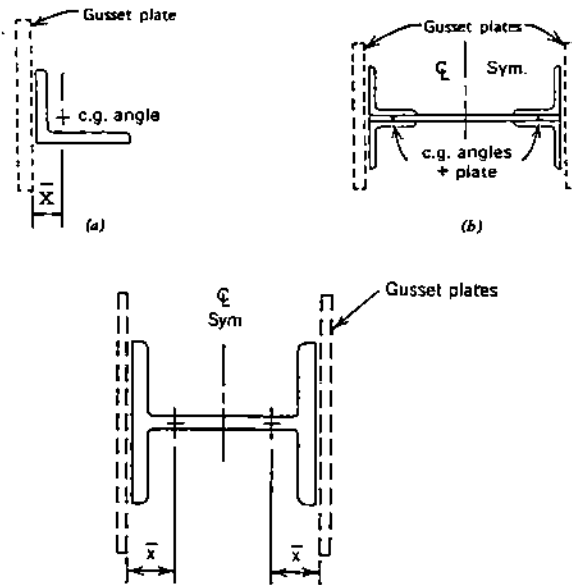
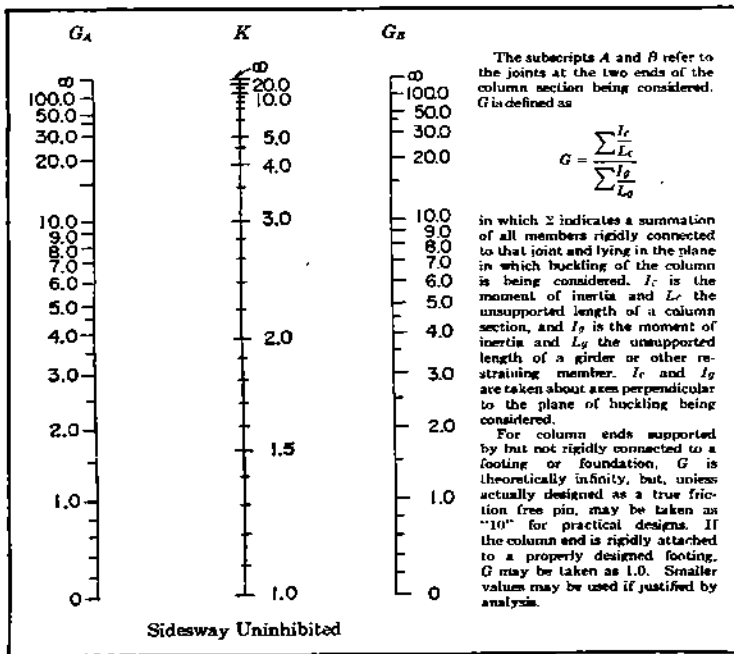


圖 C-4.3.1



Alignment Chart for Effective Length of Columns in Continuous Frames

圖 C-4.8-1 無側撐系統剛架柱之 K 值

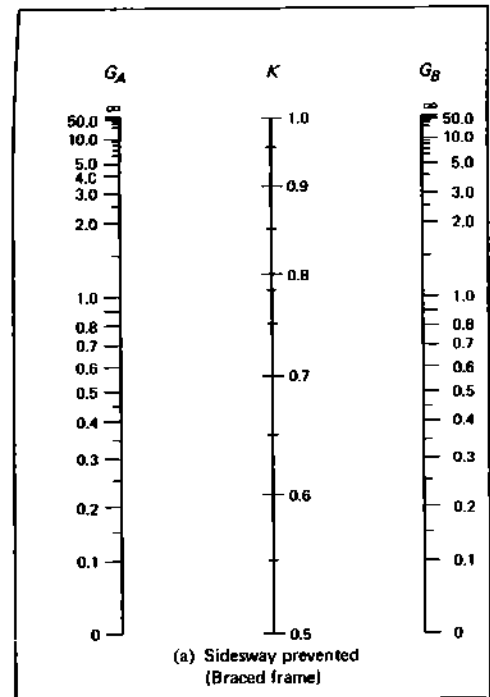


圖 C-4.8-2 含側撐系統剛架柱之 K 值

第五章 受拉構材

5.1 設計拉力強度

受軸拉力作用之構材之破壞模式可能為構材全斷面受拉降伏後因過量伸長變形而破壞，或在構材端部接合處淨斷面之拉應力達到最大可能之應力 F_u 而使該淨斷面處產生斷裂。故受拉構材之設計拉力強度乃取決於全斷面降伏時之標稱拉力強度 $P_n(=F_y A_g)$ 再乘以強度折減係數 $\phi_t(=0.9)$ 或淨斷面斷裂時之 $P_n(=F_u A_e)$ 乘以強度折減係數 $\phi_t(=0.75)$ 兩者取小者。兩個不同之強度折減係數與在容許應力設計時所反映之不同安全係數有相同之比值，即 $(0.9F_y)/(0.75F_u)$ 等於容許應力之比值 $(0.6F_y)/(0.5F_u)$ 。其中 $0.6F_y$ 係 $F_y/1.67$ ，而 $0.5F_u$ 係 $F_u/2.0$ 。

由於具延展性之鋼材於相當之伸長後會因應變硬化而使受拉構材實際抗拉強度大於全斷面積與降伏應力之乘積 $F_y A_g$ ，此值可界定為受拉構材的一個使用界限(limit of usefulness)。另一方面，接合處之長度僅佔構材長度之一小部份，與構材總長相比幾乎可忽略不計，故該處於受力下很快就達到應變硬化，且因承受過度應力 F_u 而突然斷裂。若 A_e/A_g 比值小於 $0.9F_y/0.75F_u$ 或 $F_y/0.833F_u$ ，則淨斷面斷裂情況將控制設計。

5.2 組合受拉構材

兩件型鋼或鋼板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，惟無需全長連續接合。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。

5.3 ~ 5.4

目前已甚少使用鍛造眼桿，係將鋼板熱切割成眼桿，或採用樞接長條鋼板做成拉力構材。若採用之鋼板降伏應力大於 4900kg/cm^2 (70 Ksi)，則眼桿須具足夠厚度而樞接板須加鐸鋼板補強，以免在高應力作用下發生可能的碟形狀況(dishing)。另樞孔直徑與樞梢之直徑須密合，以使接合處的內力有效傳遞。

第六章 受壓構材

6.1 設計受壓強度

公式(6.1-2) 及(6.1-3) 基本上與第四版SSRC Guide[81]的鋼柱強度公式2P相同。該公式考慮初始變形的影響，並與相當數量之實驗資料比較分析而得。該分析假設鋼柱的初始變形為 $L/1500$ ， L 為柱之長度[109]。公式中使用無因次化的柱長細比係數 λ_c ，在 $\lambda_c=1.5$ 時，公式(6.1-2) 與(6.1-3) 之柱強度曲線相交於一點。

工作應力法 (ASD) 的鋼柱設計公式係源自SSRC (Structural Stability Research Council) (以前稱為CRC , Column Research Council) 的建議，它是基於切線模數法 (Tangent Modulus Method) 之觀念[110] 並考慮殘留應力的影響而發展出來的。但是，LRFD規範中所採用的鋼柱強度公式則參考由Bjohovde[111] 所提出的鋼柱極限強度法 (Maximum Strength Method) 之觀念。當欲將ASD 的鋼柱設計公式轉變成LRFD的公式時，將遇到以下兩項問題：

- (1) ASD 採用了一個變化的安全係數 (從1.67到1.92) 來考慮鋼柱初始變位的影響；
- (2) 由於ASD 與LRFD設計邏輯出發點的差異，因此需要先假設一個活載重與靜載重之比值， L/D 。

在求取LRFD鋼柱的指數方程式時，由於不可能考慮到所有的 L/D 比值，研究者採用 $L/D=1.1$ (在 $\lambda_c=1.0$ 時) 來對ASD 的鋼柱公式進行轉換校正 (Calibration) 。公式(6.1-2) 與(6.1-3) 之可靠度指數 β 隨柱之長細比(λ_c) 而變，但長細比之柱其 β 值在3.0 以上，高長細比之柱其 β 值在3.3 以上，中度長細比之柱(λ_c 在1.1 左右) 其 β 值為2.6 (注：ASD 在 $\lambda_c=1.1$ 之 β 值為3.3) 。雖然中度長細比之柱其 β 值小於目標值 ($\beta=3.0$) ，唯ASD 設計公式在使用多年以來並未發生不滿意的後果，所以上述的分析結果應屬可以接受。有關殘留應力與初始變位對鋼柱強度影響的程度尚未被充份瞭解，這方面的研究有待進一步深入探討。

公式(6.1-2) 與(6.1-3) 也可採用較熟悉的 KL/r 來表示，即：

$$\text{當 } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \left\{ \exp \left[-0.0424 \left[\frac{F_y}{E} \right] \left[\frac{KL}{r} \right]^2 \right] \right\} F_y$$

$$\text{當 } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \frac{0.877 \pi^2 E}{(KL/r)^2}$$

6.2 撓曲－扭轉挫屈

對稱斷面的扭轉挫屈及非對稱斷面的撓曲－扭轉挫屈，通常在設計熱軋鋼柱時未加以考慮。主要是因為這兩種失敗模式通常不是不控制設計就是其臨界載重與弱軸在其平面上之挫屈載重相差不大。但是，當設計由較薄鋼板所組成的對稱或不對稱斷面的鋼柱時，此二種失敗模式即可能控制設計，相關之設計公式可參考附錄5。

6.3 組合受壓構材

組合受壓構材之細部及設計要求若不能以計算應力表示時，可依以往之經驗或力學上之判斷定之。

組合受壓構材之受壓組件間以連接器連接，連接器間之縱向間距須使各單組件之長細比 L/r 不超過整個構材的長細比。本節之公式中，有關長細比 KL/r 以修正的 $(KL/r)_m$ 取代，主要是考慮連接器受剪力變形的影響[112]。連接器之設計須能抵抗構材挫屈時產生之剪力。最大剪應力發生於挫屈形狀斜率最大之處[113]。

爲了使組合構材各組件接合面有連續且密切的接合，螺栓之間的最大間距有時須小於依強度計算所需之間距。對於暴露於大氣腐蝕中的耐候鋼構材，則可參考文獻[114]的相關規定。本節有關開孔蓋板設計條文係根據廣泛的實驗研究而訂定[115]。

6.6 腹板變深之受壓構材

本節僅適用於腹板深度呈線性變化（沿構材長軸方向）之受壓構材，且構材斷面需具有至少一對稱軸。公式(6.6-1)是以一個等效的 λ_{eff} 來取代公式(6.1-4)的 λ 。以計算腹板變深構材的受壓強度。在觀念上，此種計算方式係將變深構材轉換爲一等效的均勻斷面構材（以小的一端爲基準）及一相對應之有效柱長。因此公式(6.6-1)中使用新的有效長度係數 K_r 來計算腹板變深受壓構材的有效長度[116]。

由公式(6.1-3)與(6.6-1)，腹板變深受壓構材的臨界挫屈荷重 P_{cr} 可以寫爲 $(\pi^2 EI_o)/(K_r L)^2$ ， I_o 爲較小一端之斷面慣性矩。 K_r 之值與構材兩端之束制狀況有關，可參考文獻[116]。

對於腹板變化非呈線性之構材（如驟變或開放斷面）並未包含於本節之範圍，其相關之討論可參考文獻[81，113，117]。

6.7 塑性分析

本節有關 λ_c 之限制與1978 AISC 規範第2.4 節中對 L/r 之限制相同。

第七章 撓曲構材

7.1 一般撓曲構材之設計

7.1.2 當側向無支撐段長度 $L_b \leq L_r$ ，且為受強軸彎曲之結實斷面構材梁之設計強度受側向支撐間距影響甚鉅，若其斷面之寬厚比滿足4.5節所規定之結實斷面，且其側撐間距小於本節所規定之 L_p 值，則斷面應可發揮其塑性彎矩強度，故其設計彎矩可為 M_p （如圖C-7.1.2-1所示）。

對於 $C_b=1.0$ 之結實斷面，其標稱彎矩強度 M_n 與無支撐長 L_b 間之基本關係見圖C-7.1.2-1，當側向無支撐間距大於(7.1-4)式之 L_r 值時，則梁將產生彈性側向扭轉挫屈。(7.1-1)式則定義側撐間距在 L_p 與 L_r 之間時梁強度受非彈性側向扭轉挫屈控制。

對於其它彎矩載重，構材之側向挫屈強度可將基本強度乘以 C_b 後求得，如圖C-7.1.2-1所示。但所得之標稱強度值 M_n 不得超過 M_p 。又由公式(7.1-2)求得之 L_p ，僅在 $C_b=1.0$ 時才有意義。對於 C_b 大於1.0者，仍允許梁在較大之無支撐長度下可達到 M_p ，如圖中 $C_b=2.3$ 之曲線所示。設計時，可令公式(7.1-1)等於 M_p ，並用所屬之 C_b 值代入此等式後，所得之 L_b 值即為容許之最大無支撐長度。

對於側撐點間之非線性彎矩載重，特別是最大彎矩在兩側撐端點之間者， C_b 值將大於1.0，見文獻11。

7.1.3 $L_b > L_r$ 的結實斷面構材

本規範中的公式係假設外力作用於梁之形心軸上。如果載重施於上翼且梁無側撐，則會因失穩效應而使臨界彎矩變小；相反地，若載重施於下翼且梁未有側撐，則因穩定效應可使臨界彎矩增加[81]。載重施在上翼且無側撐之梁，其臨界彎矩之計算，較保守的方法是採翹曲挫屈係數 X_2 為零。

對於彎矩不均勻分佈之情形($C_b \neq 1.0$)，標稱彎矩強度可將基本彎矩強度($C_b=1.0$ 者)乘上 C_b 值，惟其值不得大於 M_p ，AISC-LRFD無此規定，似不合理。

7.1.4 塑性分析之側向無支撐段長度

AISD-ASD(1978年)規範第二部份之塑性設計中，允許梁達到塑性彎矩並可有充分之轉動角，進而能做彎矩之再分配。其無側撐長度以二種公式定義之。而此二種公式之選用由側撐點之彎矩比來決定。在本章的極限設計法中，以單一公式取代，此公式提供無側撐長度及端點彎矩比間的連續關係，因此在彎矩比接近-0.5時 ($M_r/M_p=-0.5$)，不會有一突然變化。而當 $M_r/M_p=-1$ (均勻彎矩) 時，最大之無側撐長度與1978規範所定的相類似。對於彎矩比為正值時 (反向曲率) 則無側撐長度有實質之減少，因為極限設計法中，將降伏局限於靠近支撐點的小區域內。

惟公式(7.1-13)及(7.1-14)所提供之最大轉角比 (θ_u/θ_y) 為3.0，此種轉角應能符合大多數之應用。對於常發生地震之地區其非線性轉角比應至少為7至9，而公式(7.1-13)則應為： $L_{pd}=39/\sqrt{F_y}$ 。

7.2 一般撓曲構材之剪力設計

對於 $h/t_w \leq 50\sqrt{k/F_{yw}}$ 之梁腹板，其標稱剪力強度 V_n 係根據腹板之剪力降伏而定，如公式(7.2-1)。該 h/t_w 上限值係令剪力挫屈臨界應力 F_{cr} 等於腹板降伏應力 F_{yw} 而得之；詳參考文獻16中之公式(35)。當 $h/t_w > 50\sqrt{k/F_{yw}}$ ，腹板剪力強度係根據挫屈而定。Basler[17]建議該剪力強度為腹板降伏應力之80%，約相當於 $h/t_w = 50/0.8\sqrt{k/F_{yw}}$ 。則，當 $h/t_w > 62\sqrt{k/F_{yw}}$ 時，腹板強度可依參考文獻16之公式(6)以求得彈性挫屈應力

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EK}{12(1-\nu^2)(h/t_w)^2} \quad (C7.2-1)$$

公式(C-7.2-1)係由公式(7.2-3)求得之標稱剪力強度，係將 F_{cr} 乘上腹板斷面積並令 $E=2040t/m^2$ 及 $\nu=0.3$ 而得。公式(7.2-2)依 h/t_w 比例而變化， h/t_w 介於 $50(\sqrt{k/F_{yw}})$ 及 $62(\sqrt{k/F_{yw}})$ 之間。

公式(7.2-4)之腹板剪力挫屈係數係為考慮腹板張力區作用之簡化公式，若欲考慮張力區效應，則須參考7.5節有關板梁之設計方法，惟此時腹板須以加勁板加強之。

7.4 腹板變深之構材

漸變斷面梁之設計彎曲強度係依均勻斷面梁之相關規定而來，基本觀念係以一具不同長度之等值均勻梁取代漸變斷面梁，但其斷面與漸變斷面梁之較小端斷面相同[73]。由此得(7.4-4)，(7.4-5)式之修正長度係數 h_s 與 h_w 。

公式(7.4-4)與(7.4-5)係考慮St.Venant 扭力與翹曲抵抗之總側向挫屈抵抗能力。係數 B 由考慮彎矩梯度與鄰接梁段所提供之側向束制以修正 F_{br} 。對連續通過側向支承之構材，本節之a,b與c類通常適用；但必須注意的是這些公式只適用於軸力很小且相鄰接無側撐梁段之長度大約相等時。對構材不屬於a,b,c或d類者，建議取 B 值等於1。當計算 F_{br} 值以求取用於公式(8.1-1)至(8.1-3)之 M_n 值時， B 值亦取為1，因為此時彎矩梯度效應係以 C_m 係數來考慮[74]。

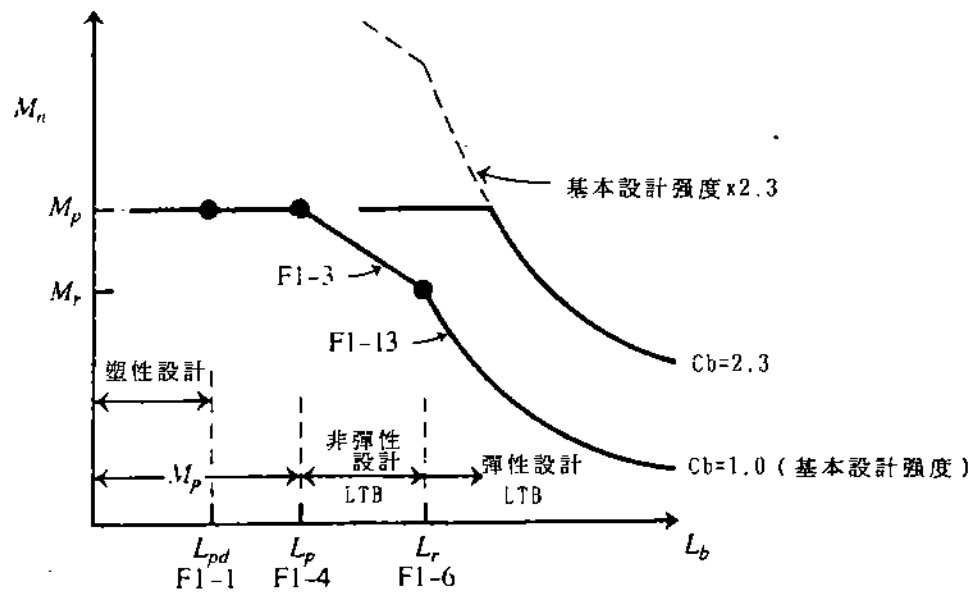
7.5 板梁

7.5.1 設計撓曲強度

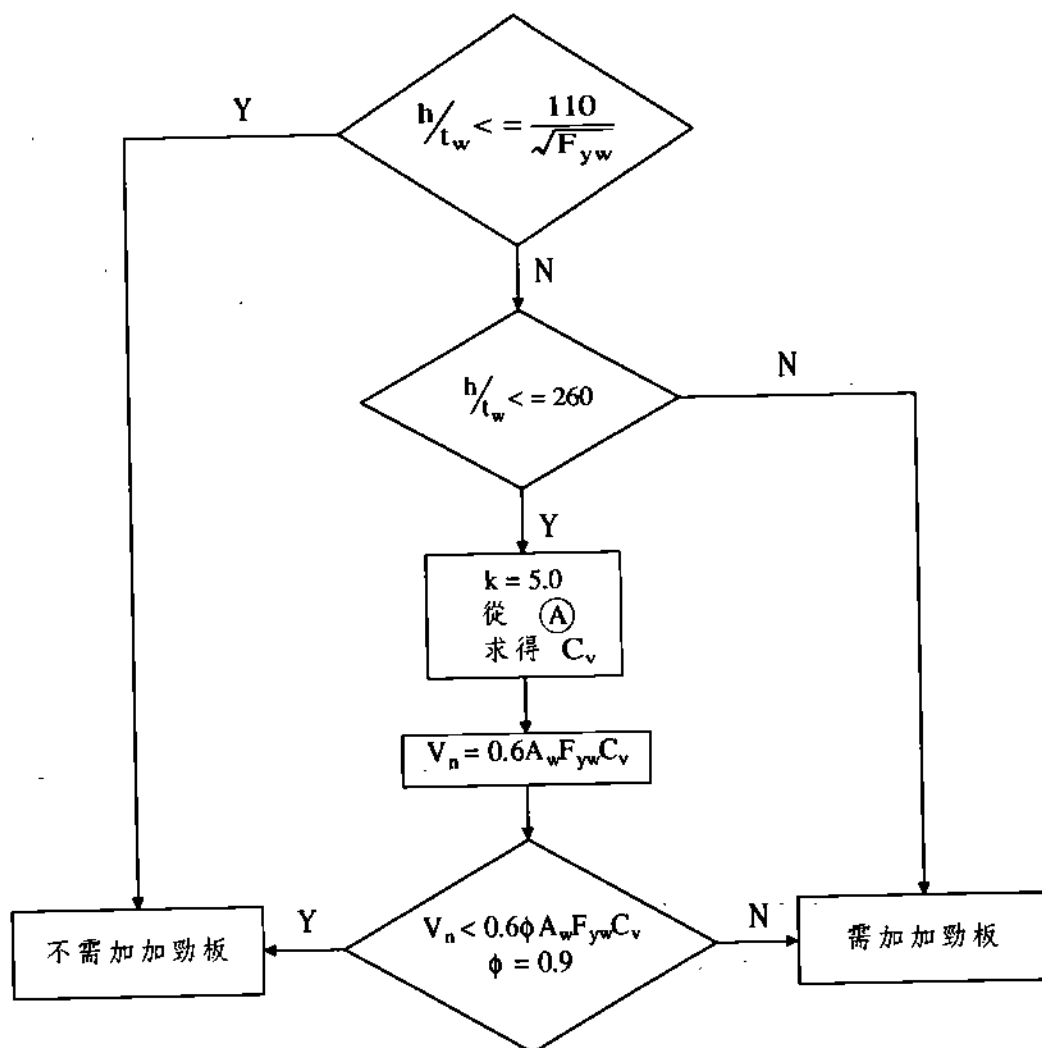
腹板之深厚比 $h/t_w=257\sqrt{F_y}$ 係用以區分板梁及一般梁，惟此式之鋼板降伏應力係指翼板之降伏應力，此因彎矩載重下腹板之非彈性挫屈強度，將取決於翼板之應變。

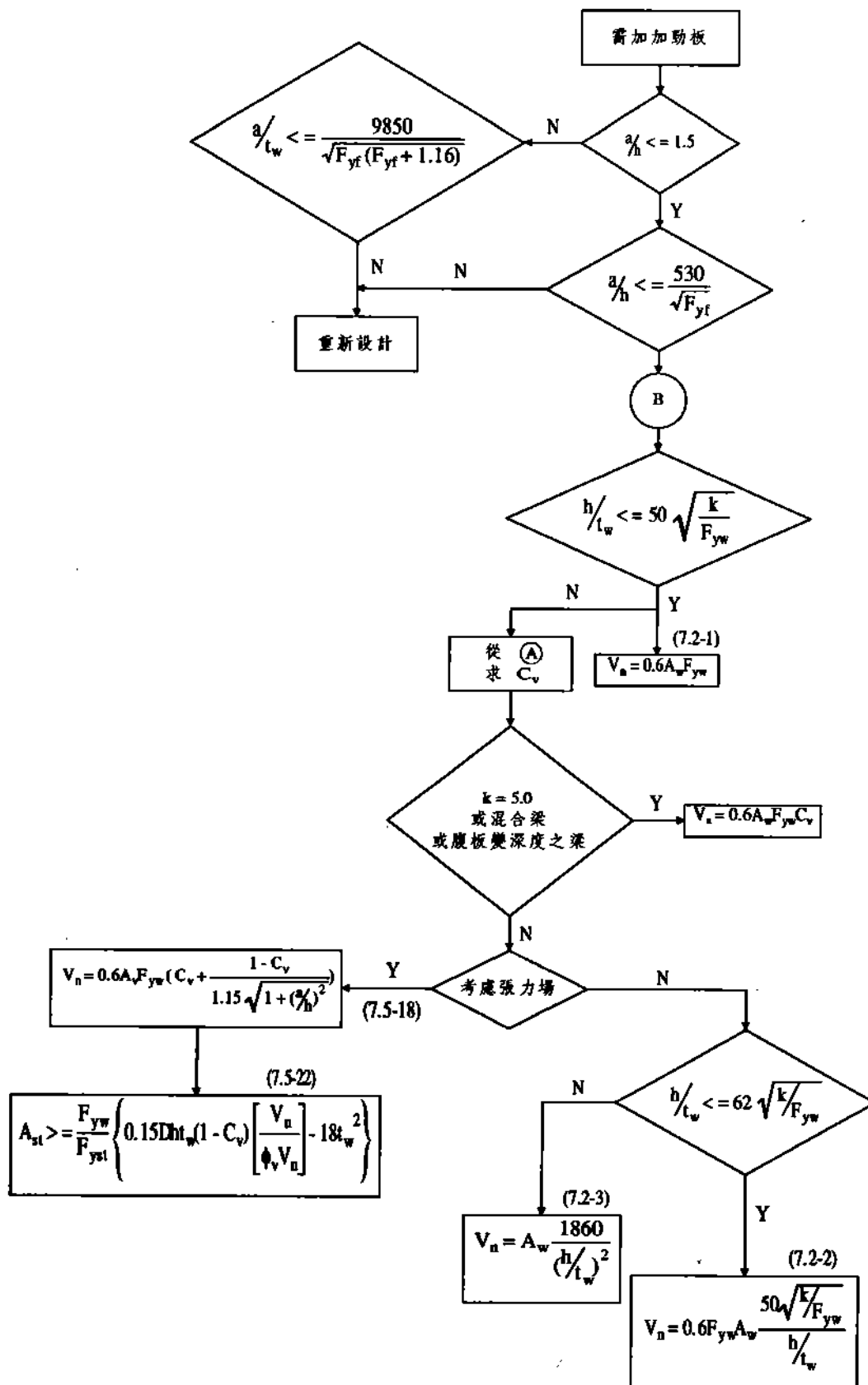
7.5.2 設計抗剪強度

考慮張力場效應之板梁抗剪設計由於須配置適合之加勁板，可能較未考慮張力場效應之板梁設計來得昂貴。

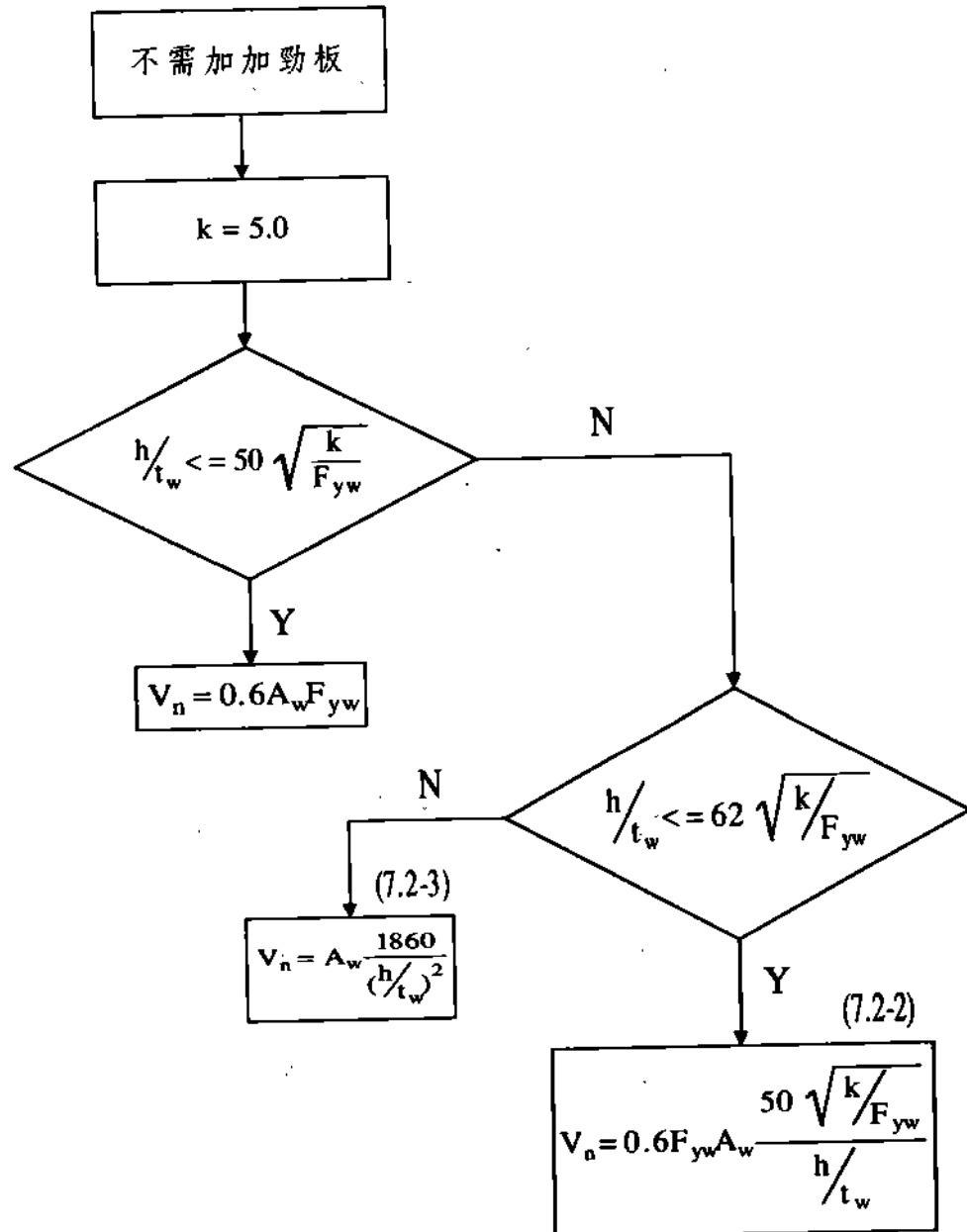


圖C-7.1.2-1 設計強度與側撐間距之關係

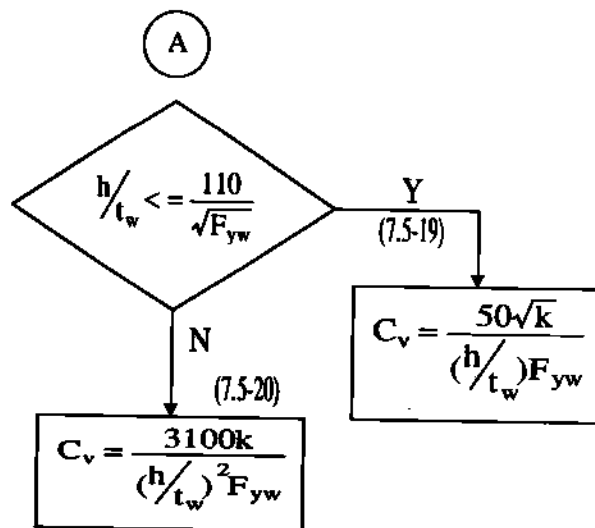




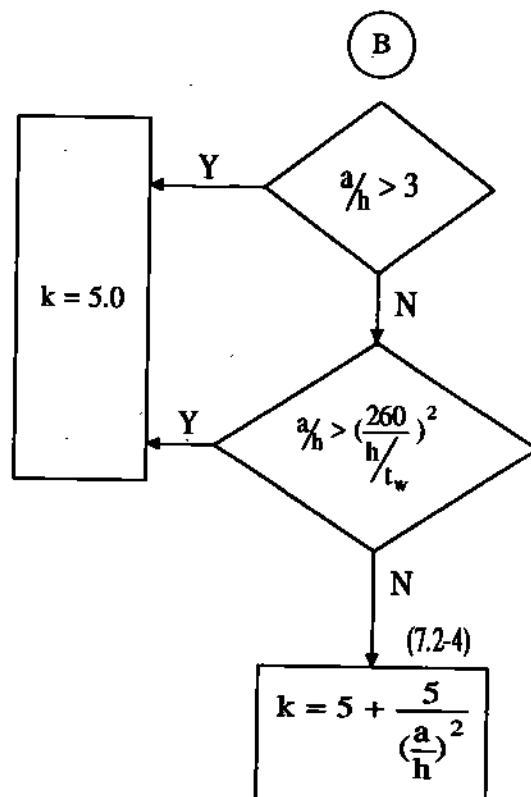
板梁之剪力設計流程圖（需加加勁板）



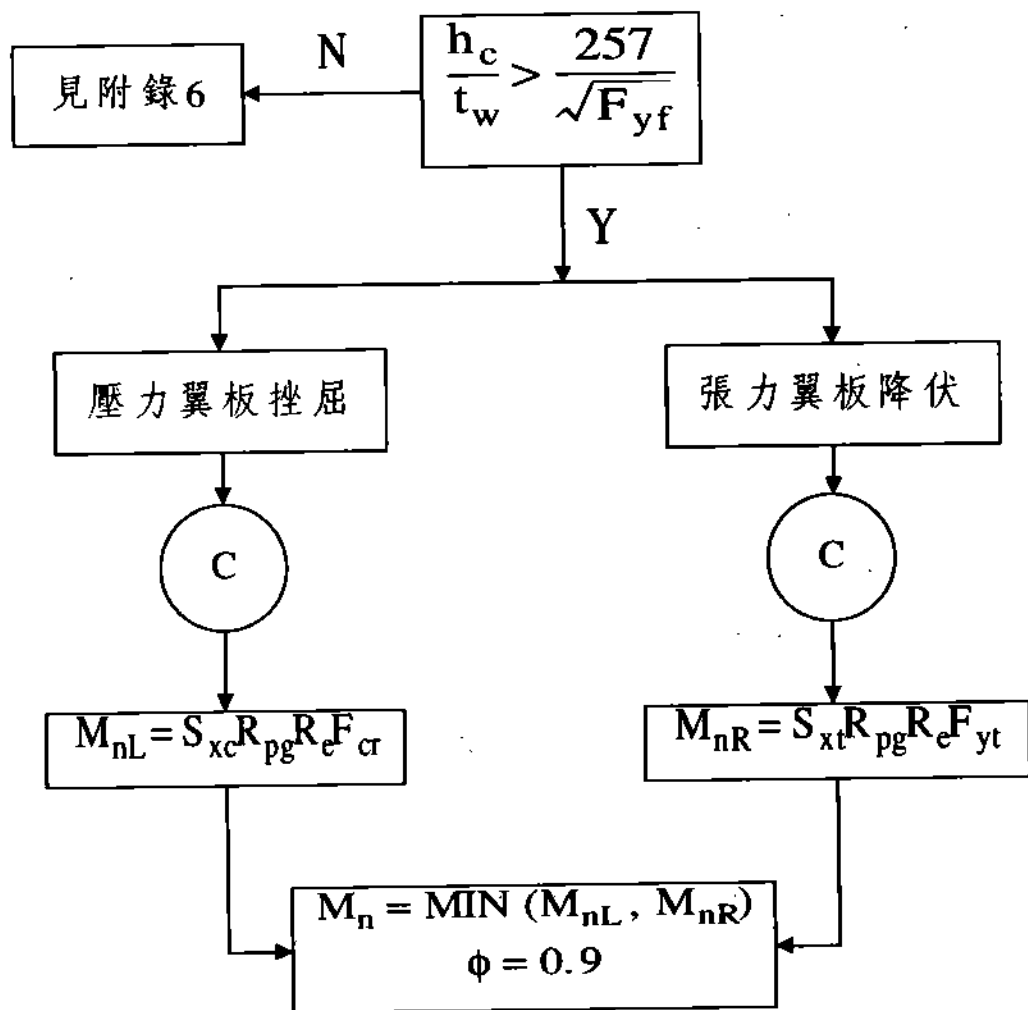
板梁之剪力設計流程圖（不需加加勁板）



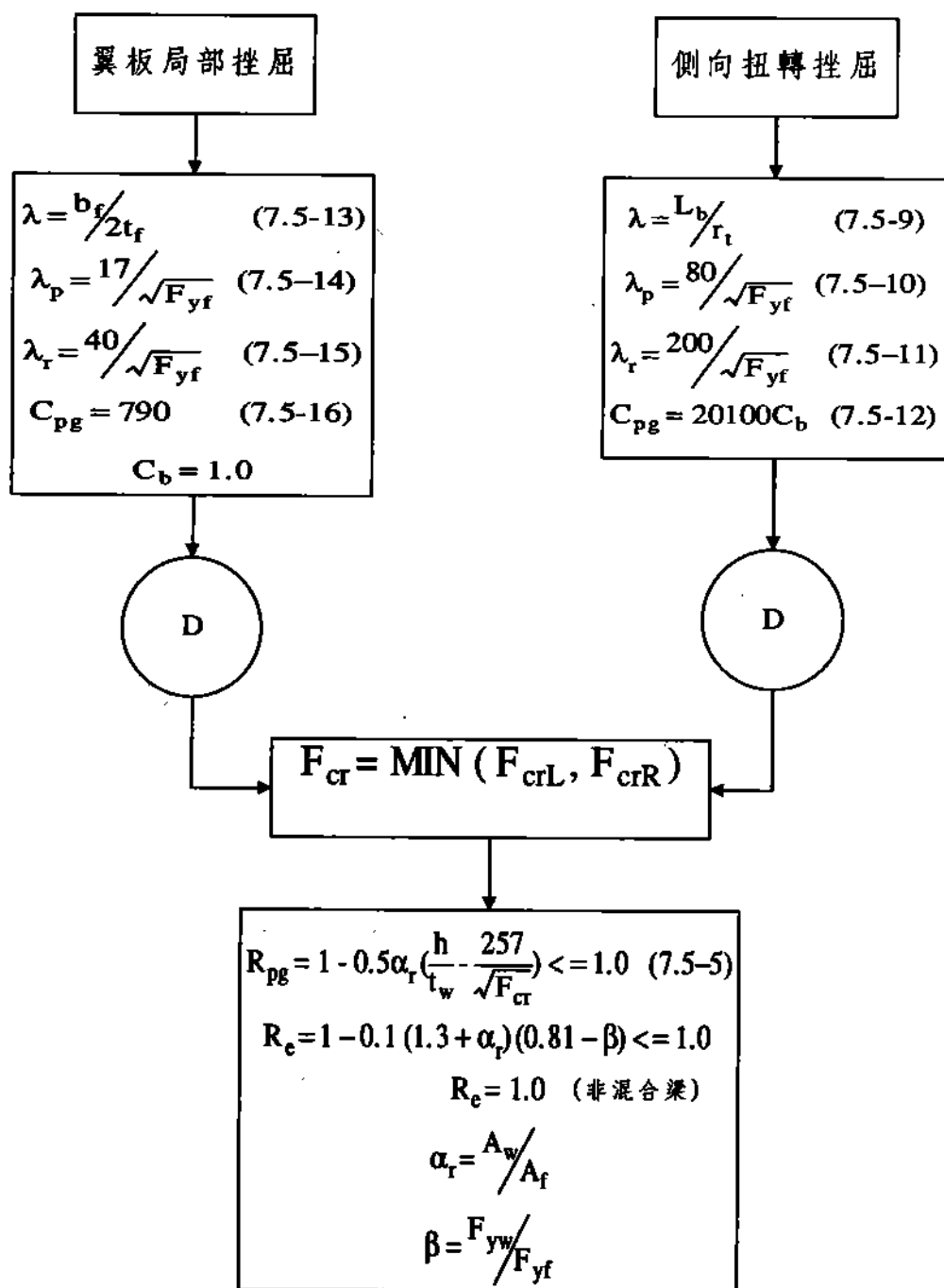
(A) C_v 流程圖



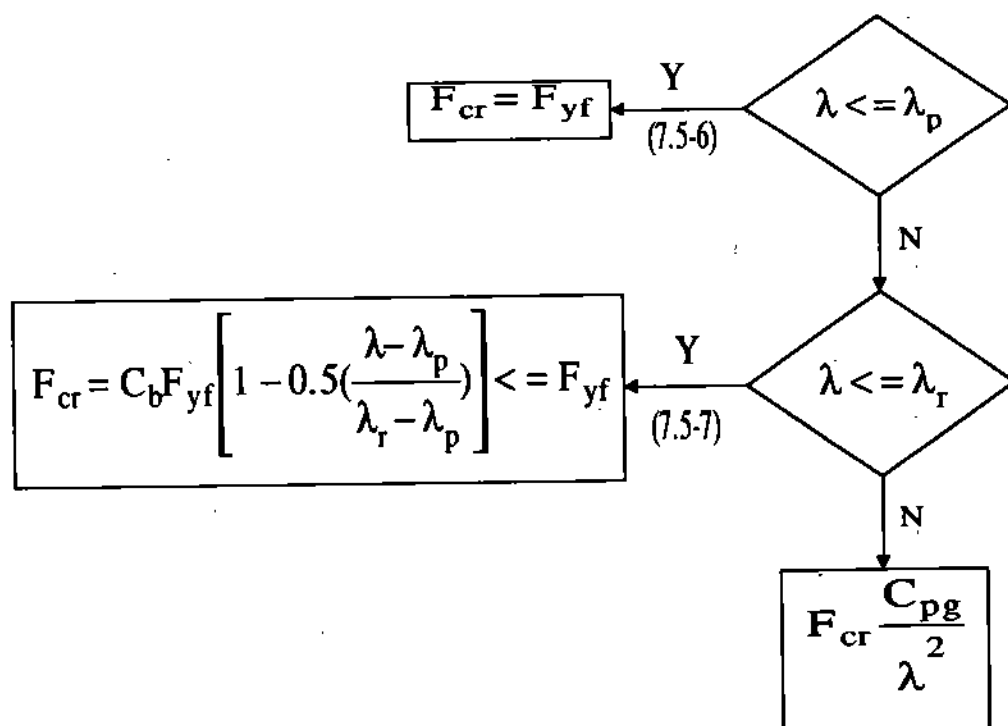
(B) K 流程圖



板梁之設計撓曲強度流程圖



Ⓒ 受壓翼板臨界應力 (F_{cr}) 流程圖



④ 流程圖

第八章 構材承受扭矩及組合力

8.1 對稱構材承受彎矩及軸力之作用

原AISC公式(1.6-1a)及(1.6-1b) (自1961年起) 已被更合理簡化之本章公式(8.1-1a)及(8.1-1b)所取代。原AISC(1.6-1a)式乃檢核構材之穩定性，(1.6-1b)式則檢核其強度。本章公式則依 $P_u / \phi P_n$ 來決定使用(8.1-1a)式或(8.1-1b)式。若只考慮單軸彎矩，其互制曲線則如圖C-8.1-1 所示。

本章公式中之 $P_u / \phi P_n$ 一項和原AISC公式之 f_a / F_a 一項具相同之重要性，這表示 P_n 必須依最大的有效長細比 Kl/r 來計算。在導引評估公式(8.1-1a)及(8.1-1b)時曾探討使用 $K=1.0$ 之可行性，結果發現使用 $K=1.0$ 之預估值與參考文獻61所示之82組”正確”解之間的誤差很大，縱使以實際之 K 值再檢核 $P_u \leq \phi P_n$ ，其誤差仍然太大；因此在使用公式(8.1-1a)及(8.1-1b)時，必須以實際之 K 值來預估 P_n 值。此外，參考文獻28亦顯示公式(8.1-1a)及(8.1-1b)並不適用於構架在地震下大位移時之結構穩定設計。

本規範對於二階效應之考慮與過去之AISC-ASD規範有極大之不同，對於大部分結構之分析方法係採用一階分析(First Order Analysis)，假設側位移並不影響載重及應力分佈。惟對於較柔軟之結構系統如鋼結構而言，由側位移導致載重及內力之改變相當大，不容忽略，此種現象稱之為二階效應。AISC直到1961年ASD 規範梁－柱相互影響公式中，才將二階效應之影響以彎矩放大考慮如下：

$$\frac{C_m}{1 - f_a / F_e'} \quad (C8.1-1)$$

其中， C_m 為彎矩之修正係數， f_a 為梁－柱之軸向壓應力， F_e' 為考慮安全係數後之Euler Stress。(C8.1-1)式自1961年AISC-ASD沿用至今，惟以往之規範難要求確保構架之穩定，但並未建議如何考慮二階效應。近年來，極限設計法成為各國設計之主流，AISC-LFRD 更要求以二階彈性構架分析來考慮二階效應。

當結構以一階彈性方法分析時，AISC-LRFD 規範提供一簡化公式以考慮二階效應：

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{1t}$$

其中：\$M_{nt}\$ 為假設構架無側位移時，構材所需之撓曲強度

\$M_{1t}\$ 則為構架受側位移時，構材所需之撓曲強度

\$B_1\$ 係考慮 \$P \delta\$ 效應之彎矩放大因子：

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - P_u/P_e} \geq 1.0$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (k \leq 1.0)$$

對含斜撐構架中之受壓構材，且在彎曲面之支承點間無橫向載重時：

$$C_m = 0.6 - 0.4 M_1/M_2$$

對含斜撐構架中之受壓構材，且在構材兩端支承點間有橫向載重時，\$C_m\$ 值可以合理之分析決定，亦可採用下列之值：(1) 構材兩端有束制時，\$C_m=0.85\$；(2) 構材兩端無束制時，\$C_m=1.0\$。

對於由側向位移和軸向力引起之 \$P \delta\$ 效應，LRFD 係以彎矩放大因子 \$B_2\$ 來考慮，其公式建議如下：

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u \Delta_{oh} / \sum HL}$$

或

$$B_2 = \frac{1}{1 - \sum P_u / \sum P_e} \quad (k \geq 1.0)$$

\$\sum P_u\$ 為同層樓所有柱所需之軸向力和；\$\Delta_{oh}\$ 為該層樓之水平位移；\$\sum H\$ 為同層樓之水平力總和；\$L\$ 為樓層高度。

LRFD 所提供之彎矩放大因子相當簡化，易於使用，但由於 \$C_m\$ 係數並未包含軸向力之影響，故無法正確地反映 \$P \delta\$ 效應之影響，尤其是在高軸向力時，誤差更大。本規範嘗試由精確解直接推導 \$B_1\$ 係數。

承受彎矩及軸力作用且端點無側移發生之構件，由桿件中間段產生側向位移(δ)而造成桿件彎矩增大之效應，稱為 $P \delta$ 效應。以簡支梁承受彎矩 M_1, M_2 及軸向力 P (如圖 C-8.1-2 (a)) 之構件並考慮 $P \delta$ 效應之最大彎矩表示如下：

$$M_{\max} = M_2 \sqrt{\frac{(M_1/M_2)^2 + 2(M_1/M_2)\cos kl + 1}{\sin^2 kl}} \quad (2)$$

$$k = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{P}{P_e}}$$

當 $M_1 = -M_2 = M$ ，則 (2) 式可表示如下：

$$M_{\max} = M \sqrt{\frac{2(1-\cos kl)}{\sin^2 kl}}$$

若端點彎矩不等時，則以等值彎矩系統 (如圖 C-8.1-2 (b)) 來表示 $M_{\max}$ ，得

$$M_{\max} = M_2 \sqrt{\frac{(M_1/M_2)^2 + 2(M_1/M_2)\cos kl + 1}{\sin^2 kl}} \quad (3)$$

$$= M_{eq} \sqrt{\frac{2(1-\cos kl)}{\sin^2 kl}} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} M_{eq} &= M_2 \sqrt{\frac{(M_1/M_2)^2 + 2(M_1/M_2)\cos kl + 1}{2(1-\cos kl)}} \\ &= C_m M_2 \end{aligned} \quad (5)$$

C_m 為端點彎矩不等之修正係數，其影響因素為 M_1, M_2 及含軸向力之係數 k ，Massonnet 建議下列之簡化式：

$$C_m = \sqrt{0.3(M_1/M_2)^2 - 0.4(M_1 - M_2) + 0.3}$$

LRFD 將上式更簡化為 $C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2)$

而將(4)式代入(5)式，得

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M_{eq} \sqrt{\frac{2(1-\cos kl)}{\sin^2 kl}} = M_{eq} \sec \left[\frac{kl}{2} \right] \\ &= C_m M_2 \sec \left[\frac{kl}{2} \right] \\ &= C_m M_2 \sec \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{P}{P_e}} \\ M_{\max} &= C_m \frac{1}{1-P/P_e} M_2 = B_1 M_2 \end{aligned}$$

LRFD係以上式來考慮 $P \delta$ 效應之影響，但由於 C_m 式過於簡化，並未將軸力考慮在內，其誤差隨著軸力之增加而變大，故無法正確地反映 $P \delta$ 效應。本規範直接由(4)式、(5)式及(6)式推導如下[152]：

$$\begin{aligned} M_{\max} &= M_{eq} \cdot \sec(kl/2) = B_1^* M_2 \\ &= \sqrt{\frac{(M_1/M_2)^2 + 2(M_1/M_2)\cos kl + 1}{2(1-\cos kl)}} \sec \left[\frac{kl}{2} \right] M_2 \\ B_1^* &= \sqrt{\frac{(M_1/M_2)^2 + 2(M_1/M_2)\cos kl + 1}{2(1-\cos kl)}} \sec \left[\frac{kl}{2} \right] \end{aligned}$$

由上式可建立 $B_1, M_1/M_2, P/P_e$ 之關係圖如圖 C-8.1-3，經線性迴歸，簡化後得

$$B_1^* = B_{1a}(M_1/M_2) + B_{1b}$$

而 $B_{1a}, B_{1b}, P/P_e$ 經線性迴歸後表示如下：

$$B_1^* = \frac{0.64}{1-\rho} (1-M_1/M_2) + 0.32 M_1/M_2 \geq 1.0 \quad (7)$$

$$\rho = \frac{P}{P_e}$$

上式之 B_1^* 即為本規範所採用之 $P \delta$ 效應彎矩放大因子，由圖C-8.1-4可明顯看出，當 $P > 0.5P_e$ 時，LRFD規範之建議式與精確式之差距增大，而當 $P > 0.8P_e$ 時，LRFD之公式甚至有高估之現象，而本規範所建議之公式(7)則與精確式相當接近，且(7)式相當簡化，容易使用，故本規範以 B_1^* 取代LRFD之，並省略 C_m 係數。

當構架受到側向位移時，過去的規範要求所有的彎矩必須乘以 $0.85/(1-f_a/F'_e)$ ，此將使得與側位移無關之彎矩（由重力產生）不必要地增加。本規範中的新係數 B_2 只針對側移之力所造成之彎矩，而且是對整個樓層計算。設計樓房構架時，若欲限 Δ_{oh}/L 在某一定值之下，則可於個別構件設計之前，先行查出係數 B_2 。

另外，亦可針對不同的樓層類別，設定不同的側移極限，此使二次彎矩效應變為不重要[27,28]，設計者亦可選擇不同的方法來計算 B_2M_{1t} [24,25,26,27]。若將 B_2 用於側移與無側移彎矩之總合，則所得之結果將偏向保守，與AISC-ASD規範一樣。

當側移構架受重力載重時，可能同時產生上述兩種一階彎矩 M_{nt} 和 M_{1t} 。此處之 M_{nt} 可定義為無側移構架之構件所產生之彎矩。設有一不對稱的結構（或對稱結構受到不對稱載重）因相當大之束制力而無側位移，若將束制力解除，則將產生彎矩 M_{1t} ，此一彎矩必須乘以 B_2 ，對於大部分對稱結構而言，此種效應是可以省略的。若將此種彎矩 B_2M_{1t} 上，則可得到一個極精確的 M_{1t} 值。當然，由風力或地震等側力在側移構架中所產生之彎矩均為 M_{1t} ，且必須乘以 B_2 。

對於斜撐構架， $\phi_c P_n$ 永遠依據 $K \leq 1$ 定出，而 B_1 亦永遠採用 $K \leq 1$ 之 P_e 值來決定，在結構分析中，係採用構件之真實長度，不論是斜撐或叉斜撐構架， P_n 值均由最大長細比來決定，而不管是否在彎曲面。另方面， P_e 值則由彎曲面之長細比來決定，因此，當彎曲僅對強軸發生時，須採用兩個不同的長細比值來求解。

8.2 構材承受扭矩及組合力

當構材斷面及荷重型式（尤其式承受扭矩）不適用於8.1節之規定時，可依本節之規定來檢核構材。在使用本節之規定前應先以合理之彈性分析方法計算構材之最大軸應力、剪應力或彈性挫屈應力。若使用 6.1-2 或 6.1-3 來計算挫屈應力，則應以一對等之長細比參數 (equivalent slenderness parameter) λ_e 來取代 λ 。 λ_e 之公式為：

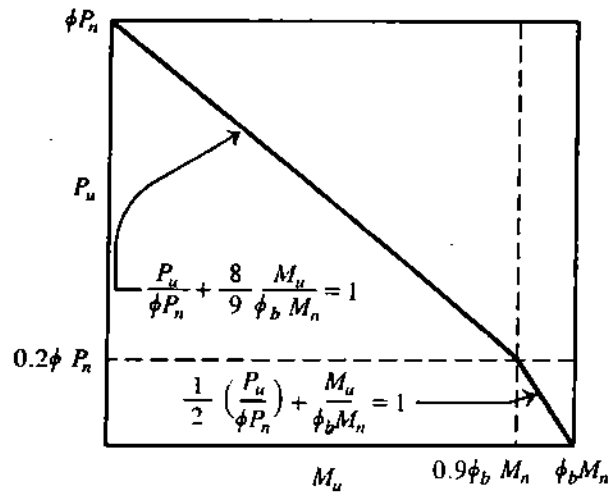
$$\lambda_e = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$

其中 F_e 為彈性挫屈應力。挫屈應力之計算步驟詳附錄5。

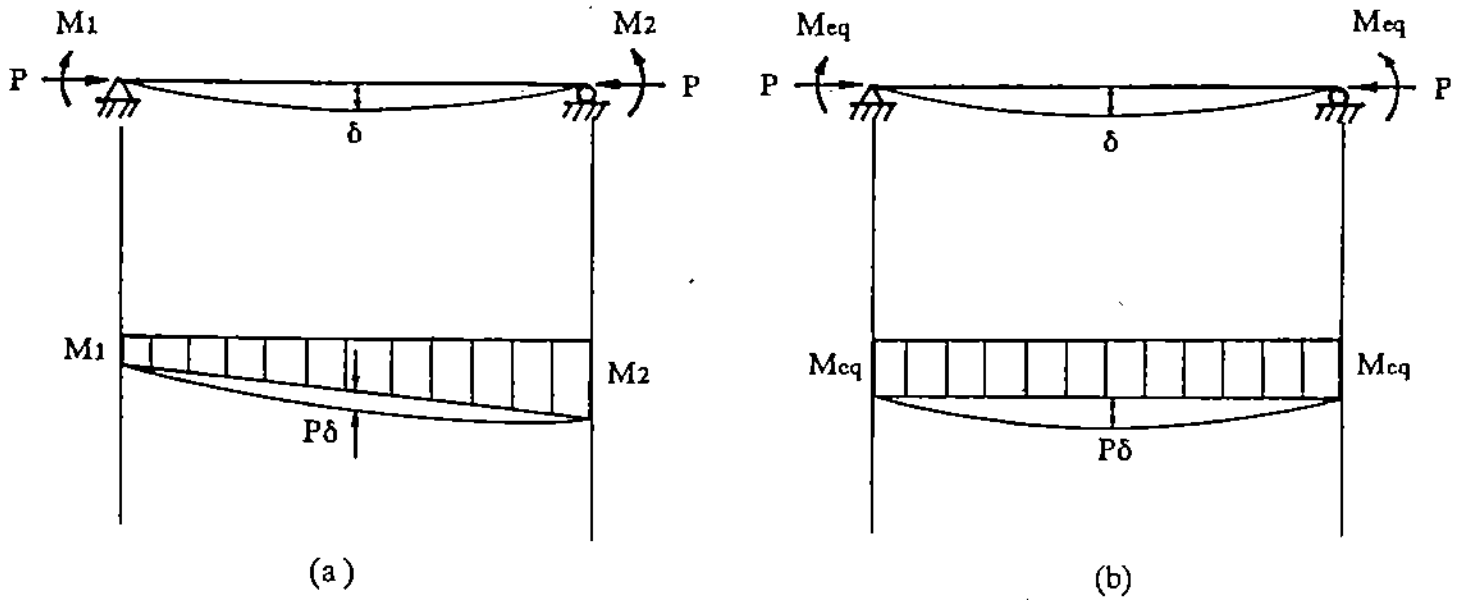
8.4 構材承受組合應力之互制方程式的替代式

當構材強度不受局部或全部挫屈之影響（亦即 $\lambda < \lambda_{pd}$ ， $L_b < L_{pd}$ ）且只單軸受力時，可依 (A-7-6) 式及 (A-7-7) 式來設計構材，此二公式容許提供較大之構材強度。(A-7-6) 式及 (A-7-7) 式乃直接取自 1978 AISC 規範中塑性設計公式。

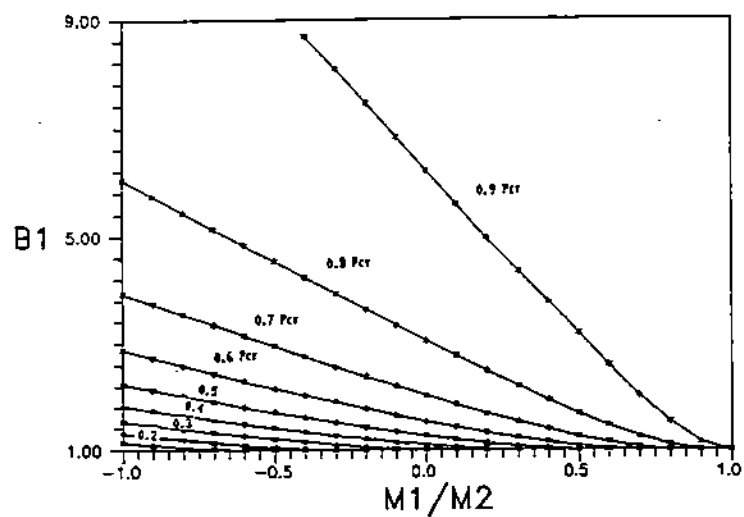
替代互制方程式 (A-7-1) 式及 (A-7-2) 式乃取自參考文獻11及23。



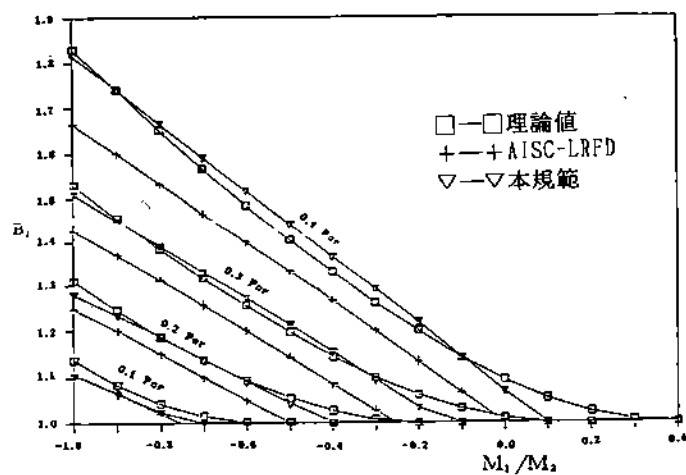
圖C-8.1-1 單軸彎曲之梁柱互制曲線



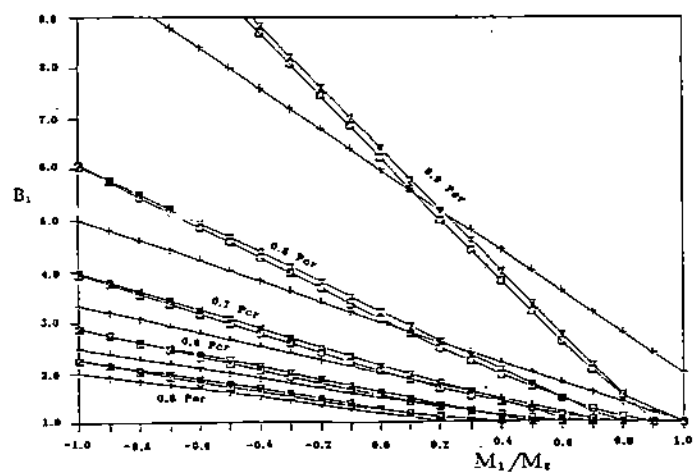
圖C-8.1-2 梁柱二階 $P\delta$ 效應



圖C-8.1-3 B_1 係數與 M_1/M_2 及 P/P_e 關係圖



(a)



(b)

圖C-8.1-4 理論值、LRFD、本規範建議 B_1 比較圖

第九章 合成構材

9.1 設計之基本假設

作用力之決定----合成梁之彈性應力分佈受到施工中是否梁下設有支撐之影響（圖C-9.1-1）。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，作業之載重如活載重等則由合成斷面承受。以設計觀點來看，通常假設混凝土達設計強度之75%即視為已達硬化，因此對於施中設有支撐之合成梁而言，所有載重可假設由合成斷面承受。全長具有剪力連接物之連續合成梁，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，所有載重均可考慮由合成斷面承受，此係由於只有在塑性鉸位置產生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，施工中是否有支撐並不影響合成斷面之全塑性彎矩。

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。例如具剪力連接物之合成梁，其正彎矩區鋼斷面須具有結實之腹板，即 $h_c/t_w \leq 170/\sqrt{F_y}$ ，同時負彎矩區鋼梁斷面本身亦為結實斷面。對於經混凝土包覆之梁則無結實斷面之要求。當混凝土僅考慮用於防止挫屈，其對斷面強度之貢獻則予以忽略時才得以塑性分析。

正彎矩區內塑性應力分佈----塑性應力分佈與樓版鋼筋之參與效果詳見解說第9.3節。

負彎矩區內塑性應力分佈----塑性應力分佈之敘述詳見解說第9.3節。

彈性應力分佈----合成梁任一斷面之應變分佈，係與鋼材和混凝土

土構材間之滑動有關。滑動前，鋼材與混凝土之應變以其至依彈性轉換斷面中性軸之距離成正比。滑動之後，應變分佈呈不連續狀。於鋼材上緣會有一突變，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力降伏強度所決定。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。當足夠數目之剪力連接物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。

部份合成梁----滑動對部份合成梁彈性特性之影響會很顯著，故計算使用載重下之變形及應力時須考慮滑動效應。部份合成梁近似之彈性特性詳見解說9.3 節。

混凝土包覆梁----當支撐於鋼梁上之混凝土樓版尺寸能使樓版成為合成T型梁之有效翼板，且混凝土與鋼材間能充份地連結成一體時，該梁之行爲可適用合成行爲之假設。合成梁有兩種類型：(1) 鋼梁完全被包覆，視鋼材與混凝土間之自然握裹力決定其行爲；(2) 利用機械式握裹器與樓版連結（如剪力連接物），此種合成梁不必以混凝土包覆。

9.2 壓力構材

本規範採用以鋼骨為主之設計方式，鋼筋及混凝土主要用於防止鋼骨之挫屈及其防火被覆，因此與日本「鋼骨鋼筋混凝土規範」就鋼材量、箍筋量及材料限制等規定自有不同。

- a. 鋼材之斷面積不得小於全斷面積之4%。此為合成斷面與鋼筋混凝土柱之分界，如鋼材斷面積小於4%，則即使核心具鋼材之柱仍須依鋼筋混凝土結構設計。
- b. 斷面內橫向及縱向鋼筋之最小量須足以防止火災時混凝土表面嚴重剝落之現象。

- c. 即使曾由四根柱子取得之一組混凝土圓柱試體其強度高達 672 kg/cm^2 ，但混凝土強度超過 420 kg/cm^2 之試驗資料仍然非常少，普通混凝土則於各種試驗中被採用過，因此普通混凝土強度之上限訂為 560 kg/cm^2 。為鼓勵採用高品質具結構用等級之混凝土，輕質混凝土下限為 280 kg/cm^2 ，普通混凝土之下限訂為 210 kg/cm^2 。
- d. 只要混凝土不受損傷，則被包覆下之鋼材及縱向鋼筋即可被束制不致挫屈。未受束制之混凝土保持穩定不剝落之應變界限值為 0.0018 ，此即為分析上合成斷面承受均佈軸應變下之破壞條件。 0.0018 之應變界限值大約對應於 3850 kg/cm^2 。
- e. 最小管壁厚之規定如 1983 ACI Building Code。其目的為防止圓鋼管或矩形鋼管於降伏前先行挫屈。

9.2.1 設計強度

承受軸力之合成柱，其設計方法採用參考文獻[35]所推導之短柱強度方程式，並詳述於參考文獻[34]。細長效應之折減則同 6.1 節鋼柱之規定。除鋼材之降伏應力、彈性模數及迴轉半徑須考慮混凝土及縱向鋼筋之效應而加以修正外，設計方法均依照鋼柱之規定。修正之說明可參照參考文獻[35]。文獻[34]中將此設計方法和試驗結果加以比較，試驗試體包括 48 個受軸向載重之粗短柱，96 個以混凝土填充之鋼管，以及 26 個以混凝土包覆之型鋼。對此 170 個試體，其試驗平均破壞載重為預測強度之 1.18 倍，標準偏差為 0.19。

9.2.2 數個型鋼組成之柱

此限制係依據澳大利亞研究報告（參考文獻 76），其證明混凝土硬化後，即使各型鋼未經繫條、繫板或條板相互連結，合成柱於載重作用下仍為一體。

9.2.3 載重傳遞

為避免接頭處之結構鋼材或混凝土有應力過高之現象，必須藉由直接承壓將載重傳遞至混凝土。

當承壓混凝土面積，在各邊皆較載重面積為寬時，混凝土最大設計強度如文獻[2]所規定者為 $1.7 \phi_b f_c' A_b$ ，式中 $\phi_b = 0.7$ ，為混凝土承壓時之強度折減係數， A_b 為載重面積。由於 AISC LRFD 規範依據

ANSI A58 較低之載重係數，故 AISC LRFD 規範採用 $\phi_b = 0.6$ 。柱於軸向載重 P_n 作用下，混凝土所承受之設計載重部份得以 $(C_z f_c' A_c / A_s F_{my}) \times \phi_b P_n$ 表示，即

$$A_b \geq \frac{\phi_b}{\phi_b} \frac{C_z}{1.7} \frac{A_c}{A_s} \frac{P_n}{F_{my}} = \frac{C_z}{1.7} \frac{A_c}{A_s} \frac{P_n}{F_{my}}$$

9.3 撓曲構材

9.3.1 有效寬度

根據理論或實驗研究及參照各國合成梁之規範[36]，LRFD之有效寬度規定對板厚不作任何限制。合成梁具單側或雙側板者皆採用相同之有效寬度規定。爲了簡化設計，單跨及連續梁計算其有效寬度時皆以全跨度及支撐點中心距爲基準。

9.3.2 含剪力連接物鋼梁之強度

本節適用於含剪力連接物之單跨及連續合成梁，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，可依鋼梁斷面混凝土樓版或剪力連接物之塑性強度而決定。如腹板細長且大部份受壓時，腹板之挫屈將決定撓曲強度。依據表4.1 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，本規範則以其降伏彎矩作爲撓曲強度。在此情形下，混凝土未硬化前作用於未支撐梁之長期載重引致之鋼材斷面應力，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。

當撓曲強度爲降伏彎矩時，可使用彈性轉換斷面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 $n = E/E_c$ 。有關結實斷面梁在此之計算程序不同於 1978 AISC 規範 1.11.2.2 節之規定。

正彎矩之塑性應力分佈：

當撓曲強度由如圖C-9.3-1 所示塑性應力分佈求得時，混凝土版之壓力C 取下列三式之最小值：

$$C = A_{sw}F_{yw} + 2A_{sf}F_{yf} \quad (C9.3-1)$$

$$C = 0.85f_c'A_c \quad (C9.3-2)$$

$$C = \Sigma Q_n \quad (C9.3-3)$$

對於非混合鋼材斷面，(C9.3-1)式可改成 $C=A_sF_y$ 。

其中： f_c' = 混凝土之規定抗壓強度，t/cm²

A_c = 有效寬度內之混凝土版面積，cm²

A_s = 鋼梁斷面積，cm²

A_{sw} = 鋼梁腹板面積，cm²

A_{sf} = 鋼梁翼板面積，cm²

F_y = 鋼材之規定最小降伏強度，t/cm²

F_{yw} = 鋼梁腹板之規定最小降伏強度，t/cm²

F_{yf} = 鋼梁翼板之規定最小降伏強度，t/cm²

ΣQ_n = 於任一側最大正彎矩點與彎矩為零間，所有剪力連接物標稱強度之總和。

對於非由(C9.3-2)控制之情形，可忽略樓版縱向鋼筋之壓力分佈。否則可將位於有效混凝土版寬內之鋼筋面積乘以鋼筋降伏應力加於壓力C 計算上。壓力塊深度為

$$a = \frac{C}{0.85f_c'b}$$

其中： b = 混凝土版之有效寬度

完全合成梁依鋼梁之降伏強度或混凝土版之抗壓強度計算壓力C 值，分別採用(C9.3-1)式或(C9.3-2)式。部份合成梁依剪力連接物之數量及強度決定其C 值，以(C9.3-3)式計算。

根據C 值，塑性應力分佈之塑性中性軸(PNA) 可能位於鋼骨斷面之腹板、上端翼板或混凝土版中，這些情況如圖C-9.3-1。

以下說明對稱合成鋼梁之塑性彎矩之計算，而對於非對稱混合鋼梁可參閱文獻[9]。

對稱鋼梁之符號說明如下：

$$P_{yw} = (d - 2t_f)t_wF_y = \text{鋼梁腹板降伏力，t}$$

$P_{yf} = 0.5(A_s F_y - P_{yw}) =$ 鋼梁翼板降伏力，t

$P_y = P_{yw} + P_{yf} =$ 鋼梁斷面降伏力，t

$M_{pw} = 0.25 P_{yw} (d - 2t_f) =$ 鋼梁腹板之塑性彎矩，t-cm

$M_{pf} = P_{yf} (d - t_f) =$ 鋼梁翼板之塑性彎矩，t-cm

$M_p = M_{pw} + M_{pf} =$ 鋼梁斷面之塑性彎矩，t-cm

(1) $C \leq P_{yw}$

壓力 C 小於等於鋼梁腹板降伏力，則塑性中性軸位於鋼梁腹板內。應力分佈如圖 C-9.3-1(a)，並可將其分成和樓版壓力平衡之部份(b)圖及剩餘之鋼骨彎矩(c)圖兩部份。

(b)圖中， $C = q \cdot t_w \cdot F_y$ ，其中 q 部份之應力作用中心為鋼骨斷面中心，故 $e = 0.5d + h_r + t_c - 0.5a$ ，(b)圖部份之彎矩為 $M = Ce$ 。

(c)圖部份之彎矩等於鋼梁塑性彎矩 M_p 扣除 q 部份之塑性彎矩， $M_1 = (q/2)^2 t_w F_y$ 。腹板部份之塑性彎矩 $M_{pw} = [(d - 2t_f)/2]^2 \cdot t_w F_y$ ，所以

$$M_1 = \left[\frac{q}{d - 2t_f} \right]^2 M_{pw} = \left[\frac{q t_w F_y}{P_{yw}} \right]^2 M_{pw} = \left[\frac{C}{P_{yw}} \right]^2 M_{pw}$$

(c)圖部份之彎矩 $M_{(c)} = M_p - (C/P_{yw})^2 M_{pw}$ ，故合成梁之標稱塑性彎矩

$$M_n = M_p - \left[\frac{C}{P_{yw}} \right]^2 M_{pw} + Ce \quad (C9.3-5)$$

其中 $e =$ 鋼梁斷面中心至混凝土版壓應力中心距
 $= 0.5d + h_r + t_c - 0.5a$

該式之適用上限為 $C = P_{yw}$ ，即塑性中性軸位於腹板之上端，而此時合成梁之標稱塑性彎矩則為

$$M_n = M_p - M_{pw} + P_{yw} e = M_{pf} + P_{yw} e \quad (C9.3-6)$$

(2) $P_{yw} < C \leq P_y$

假如壓力 C 大於鋼梁腹板降伏力，但小於等於鋼梁斷面

降伏力時，塑性中性軸位於鋼梁上翼板內。應力分佈如圖 C-9.3-2(a)。和(1)相同將其分成和樓版壓力平衡之部份(b)圖及剩餘之鋼骨彎矩(c)圖兩部份。

(b) 圖部份之彎矩和(1)之情形相同，即

$$M_{(b)} = C_e$$

$$e = 0.5d + h_r + t_c - 0.5a$$

(c) 圖中，作用於翼板之力為 $\frac{1}{2}(P_y - C)$ ，因此厚度 t_s 為 $t_s = [(P_y - C)/(2P_{yf})]t_f$ 。所以(c)部份之彎矩為

$$M_{(c)} = \left[\frac{P_y - C}{2} \right] \left[d - t_s \right] = 0.5 \left[P_y - C \right] \left[d - \frac{P_y - C}{2P_{yf}} t_f \right]$$

鋼梁之標稱塑性彎矩為

$$M_n = 0.5 \left[P_y - C \right] \left[d - \frac{P_y - C}{2P_{yf}} t_f \right] + C_e \quad (C9.3-7)$$

該式之適用上限為 $C = P_y$ ，即塑性中性軸位於翼板頂緣，鋼梁全斷面達拉力降伏，而此時合成梁之標稱塑性彎矩則為

$$M_n = P_y e \quad (C9.3-8)$$

(3) $C > P_y$

極限狀態如圖 C-9.3-3 所示，塑性中性軸位於混凝土版內，混凝土之壓力等於鋼骨之拉力強度，因此受壓混凝土版厚度 $a_c = P_y / (0.85f_c' b)$ ，彎曲力矩 e' 為

$$e' = 0.5d + h_r + t_c - 0.5a_c$$

合成梁之標稱塑性彎矩為

$$M_n = P_y e'$$

上式未考慮混凝土版內鋼筋之拉力作用。

部份合成梁之近似彈性性質：

計算部份合成梁之彈性應力及撓度須考慮滑動之影響。部份合成梁之有效慣性矩 I_{eff} 其近似值為

$$I_{eff} = I_s + \sqrt{(\sum Q_n / C_f)(I_{tr} - I_s)} \quad (C9.3-9)$$

其中： I_s = 鋼梁之轉動慣性矩， cm^4

I_{tr} = 完全合成梁未開裂轉換斷面之慣性矩， cm^4

ΣQ_n = 剪力連接物之強度，介於最大彎矩與零彎矩之間， t

C_f = 完全合成梁於混凝土版內之壓力，取(C9.3-1)式及(C9.3-2)式之較小值。

部份合成梁對鋼梁受拉翼板之有效斷面模數 S_{eff} 以下式近似之

$$S_{eff} = S_s + \sqrt{(\Sigma Q_n / C_f)(S_{tr} - S_s)} \quad (\text{C9.3-10})$$

其中： S_s = 鋼梁斷面對拉力翼緣之斷面模數， cm^3

S_{tr} = 完全合成未開裂轉換斷面對鋼梁斷面拉力翼緣之斷面模數， cm^3

當 $\Sigma Q_n / C_f$ 小於0.25時，(C9.3-9)式及(C9.3-10)式不得適用，以避免過度滑動與梁勁度大幅的損失。過去之研究發現，當使用之剪力連接物低於完全合成梁之需要量時，(C9.3-9)式及(C9.3-10)式已適當反映出梁強度及勁度之折減[38]。日本之類似計算中以 n'/n 取代 $\Sigma Q_n / C_f$ ，其中 n 為構成完全合成梁之必要剪力連接物數目， n' 為部份合成梁設置之剪力連接物數目。

負彎矩設計強度：

負彎矩區之彎矩強度為鋼梁本身之強度或為混凝土版縱向鋼筋和鋼梁組合之合成斷面之塑性強度。

負彎矩之塑性應力分佈：

當適當支撐之結實斷面鋼梁與適當配置之縱向鋼筋合成作用於負彎矩區時，其標稱撓曲強度可由圖C-9.3-4之塑性應力分佈求得。鋼筋之拉力 T 取下兩式之較小值：

$$T = A_r F_{yr} \quad (\text{C9.3-11})$$

$$T = \Sigma Q_n \quad (\text{C9.3-12})$$

其中： A_r = 平行於鋼梁，配置於有效混凝土版寬內之樓板鋼筋面積， cm^2

F_{yr} = 混凝土版內鋼筋之規定降伏應力， t/cm^2

ΣQ_n = 於任一最大彎矩點與彎矩為零間，任一側所有剪力連接物標稱強度之總和， t

拉力 T 之另一計算方式為鋼梁斷面積與其降伏應力之乘積，惟一般 T 受限於混凝土版內之鋼筋或剪力連接物，故不考慮此種

計算方式。

若以 T 代替 C 及將 e 定義為鋼梁斷面中心至混凝土版縱向鋼筋中心之距離時，正彎矩塑性彎曲強度式 (C9.3-5) 與 (C9.3-7) 可適用於負彎矩之情形。即

- (1) $T \leq P_{yw}$ 時，應力分佈如圖 C-9.3-4(a)，塑性中性軸於腹板內，合成斷面之標稱塑性彎矩為

$$M_n = M_p - \left[\frac{T}{P_{yw}} \right]^2 M_{wp} + Te \quad (C9.3-5)$$

$$e = 0.5d + h_r + a_r$$

- (2) $P_{wy} < T \leq P_y$ ，塑性中性軸位於翼板內時，應力分佈如圖 C-9.3-4(b)，合成斷面之標稱塑性彎矩為

$$M_n = \frac{P_y - T}{2} \left[d - \frac{P_y - T}{2P_{fy}} \right] Te \quad (C9.3-7)$$

- (3) $T > P_y$ ，塑性中性軸位於混凝土版內，事實上此情形並不會發生，故省略。

計算鋼梁腹板細長比 λ_p 時，以 (C9.3-11) 及 (C9.3-12) 兩式中較小之軸拉力 T 取代 P 。

9.3.3 混凝土包覆梁之強度

從混凝土包覆梁試驗指出 (1) 混凝土之包覆可減少埋入鋼梁之側向扭轉不穩定及局部挫屈之可能性。(2) 對埋入構材內之束制在實物上可避免鋼梁在達降伏前之握裹破壞。(3) 握裹破壞不直接影響包覆鋼梁之彎矩強度 [36]。因此 LRFD 允許兩種設計方法，一為基於合成斷面之拉力翼緣降伏，另一則基於鋼梁自身之塑性彎矩強度。既然混凝土之包覆能有效地防止局部及側向挫屈，故對合成梁或鋼梁斷面皆無細長比之限制規定。

採用拉力翼緣降伏之設計方法時，混凝土未硬化前作用於未支撐梁之固定載重引致之鋼材斷面應力，必須和混凝土硬化後作用於梁載

重引致之合成斷面應力相疊加，應力疊加中，所有固定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，所有載重可假設由合成斷面承受。混凝土和鋼骨間假設完全相互作用（無滑動）。

通常混凝土對合成斷面強度之貢獻於正彎矩區大於負彎矩區，因此於正彎矩區內設計合成斷面較有利。

9.3.4 施工中合成梁之強度

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。對較長跨度之梁，這種情形類似屋頂之積水，將造成梁之不穩定，惟可藉梁之預拱來避免混凝土版厚額外之增加。

施工中模板如未能束制梁頂翼板之側移，鋼梁之側向支撐將造成不連續，如此鋼梁之撓曲強度將由未支撐長度控制，參閱7.1 節之規定。

LRFD規範對施工中之降伏界限未特別規定，依照7.1 節施工中之最大係數化彎矩為 $0.9F_yZ$ 近似於降伏彎矩，其中 F_yZ 為塑性彎矩（ $0.9F_yZ = 0.9 \times 1.1F_yS$ ），因此施工中所須之撓曲強度可防止彎矩超過降伏彎矩。

施工載重之載重係數，依個案決定，可參考2.1 節之載重係數。混凝土硬化後，版重變成固定載重，靜載重係數可適用於任何之載重組合。

9.3.5 冷軋鋼浪板

本節中專門用語詳圖C-9.3-5 之圖形說明。

當剪力釘用於具有鋼浪板之鋼梁上時，剪力釘須直接鉚穿鋼浪板或鉚穿鋼浪板上之預留孔或現場鑽孔。剪力釘一般安裝程序為直接鉚穿鋼浪板，惟當鋼浪板厚度大於單層時之16號板厚或雙層時之每層18號板厚，或鍍鋅總厚大於 3.8Kg/m^2 時，必須遵照剪力釘製造商所建議之注意事項及程序來處理。

鋼浪板合成構造之設計原則係依據 Lehigh 大學之試驗研究結果 [38]。9.3.5 節所列舉之限制數據為使使用鋼浪板之合成構造物在研究資料範圍內。

根據在Lehigh大學試驗之17組足尺寸鋼浪板上澆置混凝土之合成梁試體，再加上由其他機構提出之58組試驗結果，這75組試驗中所選用剪力釘與鋼浪板尺寸之範圍如下：

- (1) 剪力釘尺寸：直徑19mm×長度76mm至178mm
- (2) 肋條寬：49mm至 184mm
- (3) 肋條高：22mm至 76mm
- (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

肋條垂直於鋼梁之鋼浪板，且鋼浪板連續時，剪力釘須鉚穿鋼浪板固定於鋼梁上，這種情形下，水平剪力將引致溝槽部份產生回轉似的破壞狀況，造成剪力釘強度降低，其強度須以埋入均厚混凝土版時之標稱強度乘以(C9.3-1)式之折減係數作合理的估算。

肋條平行於鋼梁之情形，在試驗中顯示剪力連接物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(C9.3-2)式之剪力折減係數。

Lehigh大學之研究報告指出，計算有效斷面模數之公式(C9.3-10)與有效慣性矩之公式(C9.3-11)用於鋼浪板之合成構造物亦屬合宜。

於鋼浪板內作電氣配管線時，接線匣常設置於鋼浪板上垂直於肋條，這接線匣將取代鋼浪板上全部或部份之混凝土，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寬度，如無特別處置以彌補被溝槽替代之混凝土時，該溝槽將視為混凝土翼板於結構上之完全不連續。

當溝槽平行於合成梁時，有效翼板寬度須以已知之溝槽位置決定。

當溝槽垂直於合成梁時，儘可能將其安置於彎矩較小處，並於溝槽與最大正彎矩處配置必要之剪力釘。當溝槽無法設置於較低彎矩處時，應以非合成梁設計。

9.3.7 設計剪力強度

對合成梁之垂直剪力強度採取剪力僅由鋼梁腹板承受之較保守的設計方法，此設計方法忽略混凝土之任何貢獻，以求設計之簡化。

9.4 壓力與彎矩共同作用

柱梁所採用之設計步驟係如參考文獻[34]所述，此並經試驗資料之比較證實，其基本理論與8.1節鋼柱之設計相同。

柱梁之標稱軸向抗壓強度可由9.2.1節求得，而標稱抗彎強度由合成斷面塑性應力分佈決定。參考文獻[34]就合成柱之塑性彎矩提供一近似公式。

$$M_u = M_p = ZF_y + \frac{1}{3}(h_z - 2C_r)A_rF_{y,r} + \left[\frac{h_z}{2} - \frac{A_wF_y}{1.7f_c'h_1} \right] A_wF_y \quad (C9.4-1)$$

其中： A_w = 混凝土包覆型鋼之腹板面積，對於內填充混凝土之鋼管 $A_w=0$ ， cm^2

Z = 型鋼之塑性斷面模數， cm^3

C_r = 受壓緣至同側縱向鋼筋與受拉緣至同側縱向鋼筋之平均距離， cm

h_1 = 與彎矩平面垂直之合成斷面寬度， cm

h_z = 與彎矩平面平行之合成斷面寬度， cm

此理論乃根據48組內填充混凝土之圓鋼管或方鋼管及44組混凝土包覆型鋼之柱梁試驗而得，試驗結果與預測值之比為1.23，標準偏差為0.21。

9.4節最後一段提供由柱梁轉換為梁之設計方法，其中涉及型鋼與混凝土間之握裹力，9.3節之梁須設置剪力釘或鋼梁由完整且適當補強之混凝土包覆，更進一步即使已為混凝土完整包覆之鋼梁也假設握裹力僅能使合成斷面內之鋼材達到降伏時之彎矩。對合成柱梁並無有關握裹力損失之試驗資料，但考慮混凝土之開裂，建議 $P_u/\phi_b P_n = 0.3$ 為一保守之上限值，並假設當 $P_u/\phi_b P_n$ 小於0.3時，除非混凝土至鋼材之剪力傳遞由剪力釘提供，否則標稱抗彎強度將小於由合成斷面之塑性應力分佈所得之值。

9.5 剪力連接物

9.5.1 材料

試驗結果[39]顯示合成梁之混凝土若符合參考文獻[2]中第三部

份第四章「混凝土品質」，使用ASTM C33或旋轉窯生產之C330骨材，則合成梁可達其全抗彎強度。

9.5.2 水平剪力

合成梁中剪力連接物之間距，若根據剪力分佈情形作不等距設置，或以相同梁將等數量之剪力連接物作等距設置，兩者之極限強度及撓度於正常工作載重下均相同。惟當較高應力之連接物必須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。惟剪力連接物之總數量應足以傳遞最大彎矩兩側任一側之剪力 V_n 。LRFD之規定即根據這些理論而來。

計算最大負彎矩處之設計抗彎強度時，應包括平行於鋼梁，位於有效樓版寬度內且於負彎矩區外有足夠錨定長度之鋼筋。總之，應配置足夠之剪力連接物，使鋼筋之極限拉力得經由樓版傳至鋼梁。

9.5.3 剪力釘之強度

剪力釘於普通混凝土與輕質混凝土中之強度，依混凝土之彈性模數及混凝土強度。以(9.5-1)式決定。

(9.5-1)式係根據參考文獻[39]而來，與1978 AISC 規範[1]第1.11.4節之表1.11.4及表4A相同。剪力釘之抗剪強度上限為剪力釘斷面積乘以其極限抗拉強度。

LRFD規範並無規定剪力釘之強度折減係數，因合成梁之抗彎強度係數已包含所有之變異因素，剪力釘之部份也在內。

日本「鋼構造限界狀態設計規準（案）」中就(9.5.1)式提出以下之適用限制：

- (1) $\sqrt{f_c' E_c}$ 值為 5t/cm^2 以上 9t/cm^2 以下，超出 9t/cm^2 時以 9t/cm^2 計算。
- (2) 剪力釘之直徑為 13mm 以上， 22mm 以下。且其長 L 和直徑 d 之比為4以上（ $L/D \geq 4.0$ ）。

9.5.4 槽形剪力連接物之強度

(9.5-2)式係根據Slutter 及Driscoll[40]提出之槽形剪力連接物強度公式作修正後之公式，此修正並使其得適用於輕質混凝土。

9.5.6 剪力連接物之安裝及間距

如同1978 AISC 規範中規定，除極大之集中載重處外，剪力連接物可採取等間距安裝，9.5.6 節第一段第二句與文獻[1] 第1.11.4節中(1.11-7)式所表示之目的相同。

當剪力釘安裝於具鋼浪板之鋼梁上時，剪力釘至鋼浪板肋梁間之混凝土保護層厚度並不重要。試驗結果顯示，將剪力釘儘量靠近鋼浪板肋梁，僅留銲接剪力釘所須之空間時，並不降低合成梁之強度。

剪力釘若不安裝於鋼梁腹板正上方時，當剪力釘未達全抗剪強度前，較薄翼板可能被撕裂，為防止此破壞出現因此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[87]。

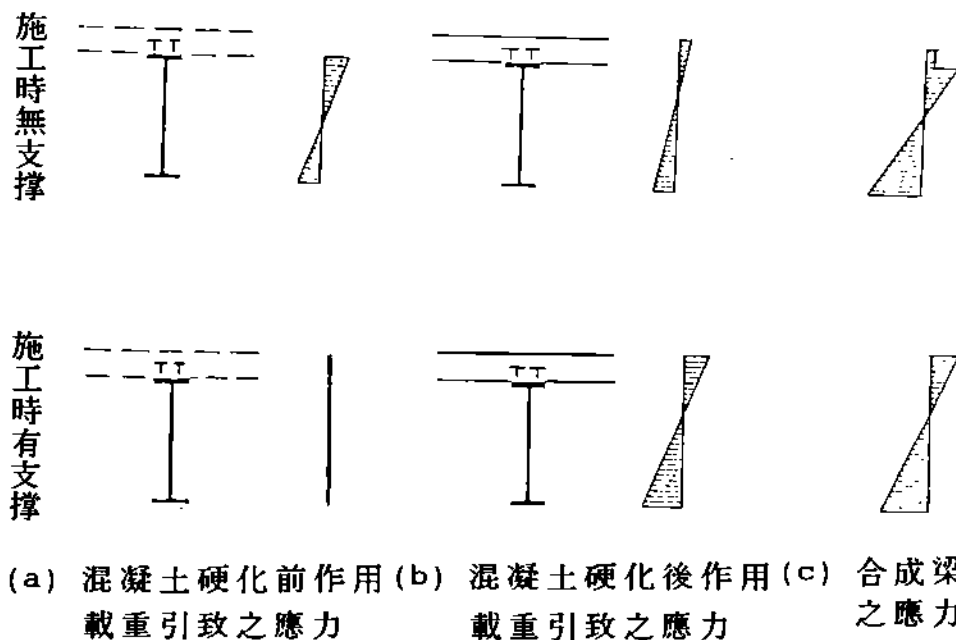
無論等厚或鋼浪板肋條與鋼梁平行之混凝土版，剪力連接物在梁軸方向之最小間距為6 倍釘直徑。這間距反映出混凝土版剪力面之形成[39]。因大多數試驗資料皆基於4 倍釘直徑之最小橫向間距，故取4 倍釘直徑為橫方向之最小間距。假如鋼梁之翼板較窄，可將剪力釘錯開配置，但錯開各排剪力釘橫向之最小間距為3 倍剪力釘直徑。鋼浪板肋梁上之連接物，其強度折減係數為 $0.85/\sqrt{N_r}$ ，此乃考慮剪力釘數量及其造成間距不足引起之強度折減。當鋼浪板肋梁與鋼梁平行，而設計所須剪力釘數量多於肋梁上能安裝之數量時，可將鋼浪板切開以提供足夠之安裝位置。圖C-9.5-1 為剪力釘之可能配置方式。

日本「鋼構造限界狀態設計規準（案）」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：

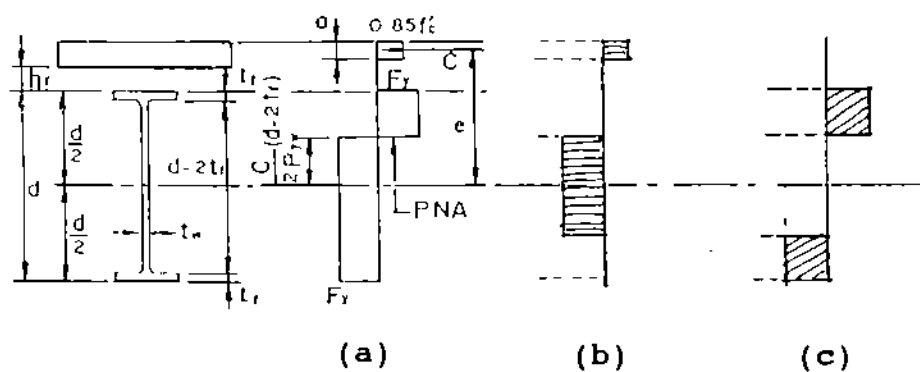
- (1) 剪力釘之間距（梁軸方向）為釘徑之7.5 倍以上但在60cm以下。
- (2) 剪力釘之橫距（與梁軸方向呈直角）為釘徑之5 倍以上。
- (3) 鋼骨梁翼緣和剪力釘軸心之距離為4cm 以上。
- (4) 混凝土版邊緣至剪力釘軸心之距離為10cm以上。
- (5) 剪力釘之混凝土保護層厚度，各方向皆應在3cm 以上。但剪力釘位於鋼浪板肋梁上者不在此限。

9.6 特殊情況

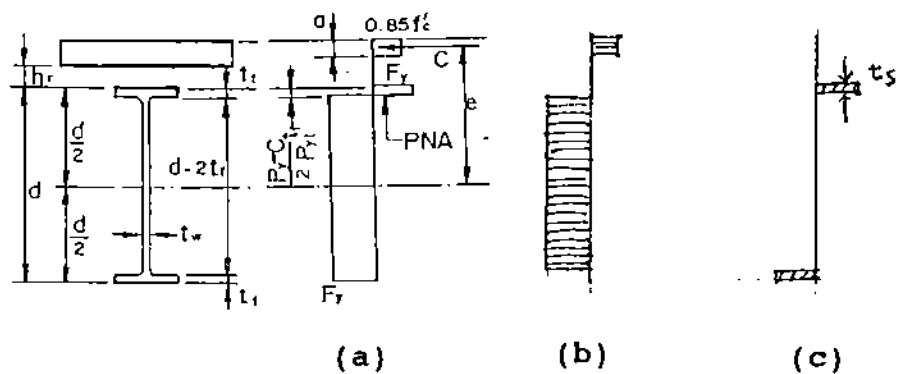
本節乃1978 AISC 規範[1] 第1.11.6節之修訂版，考慮不同剪力連接物之間距及非屬剪力釘或槽形剪力連接物之其它連接器。



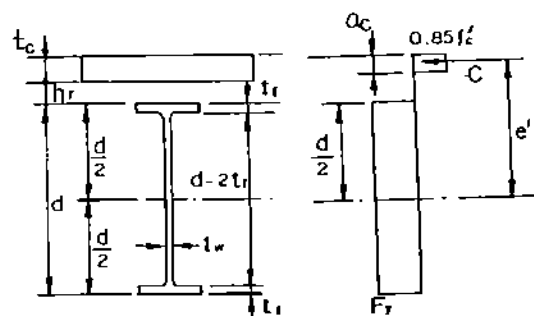
圖C-9.1-1 施工中有無支撐時合成梁之應力



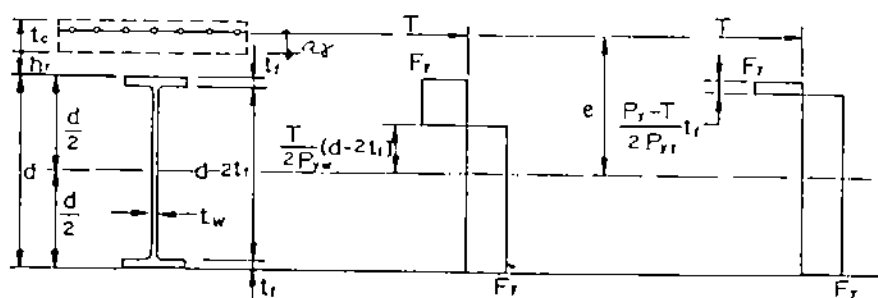
圖C-9.3-1 合成梁正彎矩之塑性應力分佈
(塑性中性軸位於鋼樑腹板內)



圖C-9.3-2 合成梁正彎矩之塑性應力分佈
(塑性中性軸位於鋼樑翼板內)



圖C-9.3-3 合成梁正彎矩之塑性應力分佈
(塑性中性軸位於混凝土版內)



(a) 塑性中性軸在 鋼梁腹板內 (b) 塑性中性軸在 鋼梁翼板內

圖 C-9.3-4 負彎矩之塑性應力分佈

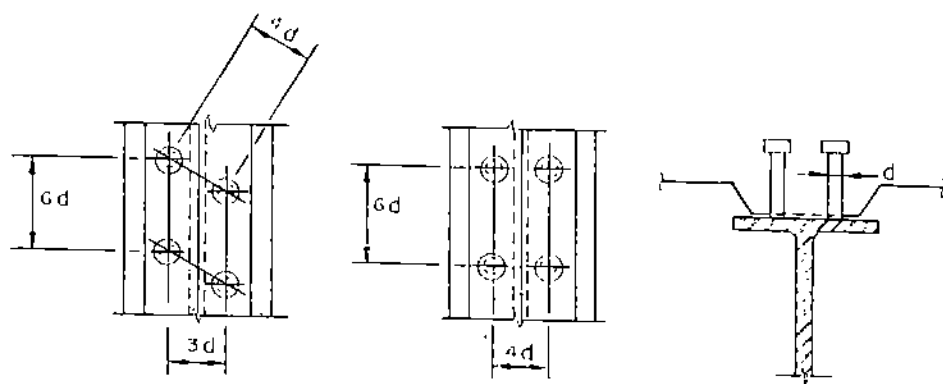


圖 C-9.5-1 連接物配置圖

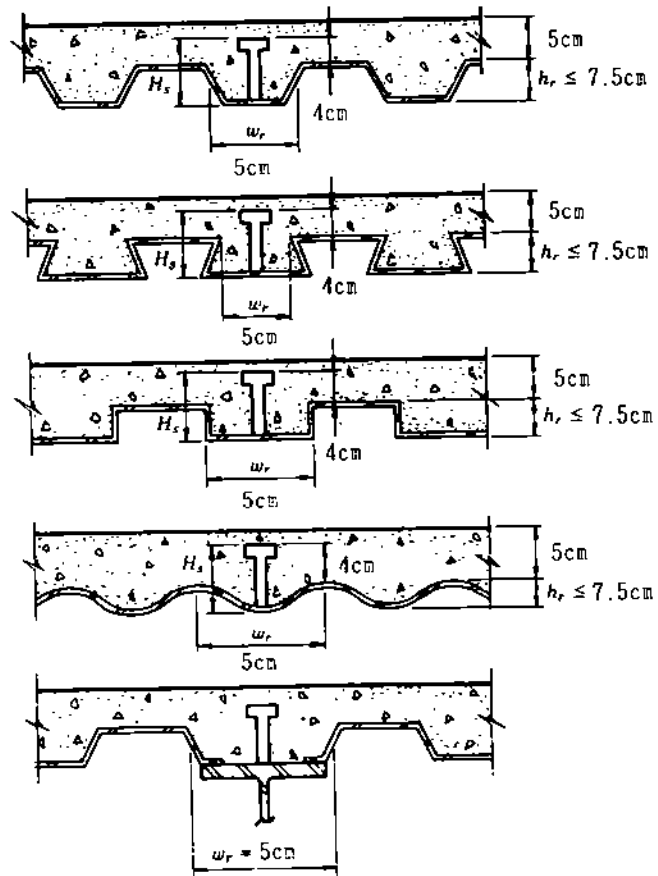


圖 C-9.3-5 冷軋鋼浪板及剪力釘

第十章 接合設計

10.1 一般規定

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、保養容易為原則，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，近年來則由於鐸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

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[2]。

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。

10.1.7 鐸接與螺栓之配置

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[41]得知類似情形亦可使用於承受靜態載重構材之鐸接接合。

角鋼構材以單腿接合時（見圖C-10.1.7-1、圖C-10.1.7-2），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[3]，受壓構材之壓力強度建議取50%有效[154]。

由疲勞試驗[42]亦顯示，承受偏心軸力之角鋼以鐸接方式接合時，其疲勞強度甚低，因填角鐸根部之鐸接凹痕對承受垂直於鐸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鐸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C-10.1.7-2）。

10.1.8 螺栓與銲接之組合

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及A307螺栓不得視為與銲接共同分擔載重。

抗滑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。若抗滑型螺栓在銲接前先鎖緊，則抗滑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，可假定承壓型螺栓之滑動業已發生，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。

10.2 銲接

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、安裝和保養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。

10.2.1 開槽銲

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份滲透開槽鐸之有效喉深，並由製造者提出經設計者認可之鐸接方法及鐸姿製造合適之有效喉深。

開槽鐸表面補強加鐸之部份不得計入開槽鐸之有效喉深。

10.2.2 填角鐸

a. 有效面積

填角鐸之有效喉厚為自接合處根部至鐸道表面間之最短距離，鐸接滲透效果及表面加強鐸均不包含於有效鐸喉厚內。潛弧鐸法可產生均勻穩定的滲透效果，填角鐸如以潛弧鐸方法為之，則部份滲透效果可計入有效鐸喉厚內。於填角鐸之腳長不超過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鐸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。做完以後只要鐸接程序沒有改變就不需實施進一步之試驗。

b. 限制

表10.2.4提供各種板厚之填角鐸最小尺寸，此項最小尺寸並非基於強度需求，而是考慮厚鋼板用小鐸接尺寸會因輸入熱量不足而致鐸材與母材無法完全融合，及因冷卻過速而致鐸道脆化失去韌性，更可能會因厚母材的冷縮產生束制而致鐸道開裂。在使用手鐸鐸接法時，一道鐸道施作所能達到的最大角鐸尺寸為8mm，故以8mm填角鐸做為厚度19mm以上鋼板之最小鐸接尺寸，但仍須符合AWS D1.1對於預熱及中間鐸道溫度之規定。

表10.2.3所示為部份滲透開槽鐸之最小有效鐸喉厚，其中鋼板厚度超過150mm時，最小鐸喉厚為16mm。然而表10.2.5中對於填角鐸鋼板厚度超過19mm時，填角鐸之最小腳長尺寸只有8mm。最小部份滲透開槽鐸比最小填角鐸所增加之鐸接尺寸，是為使鐸道尺寸與板厚之比例較為合理。

為方便檢驗者量取鐸腳尺寸，板厚達6mm以上時填角鐸應自鐸接處之鋼板外角邊緣後退1.5mm（見圖C-10.2.2-1）。

接合處只沿作用力方向採用縱向填角鐸時（圖C-10.2.2-2），10.2.2節b款所規定每一鐸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[44]，唯亦可參考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-10.2.2-3），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C-10.2.2-4(a)所示之F力束制，否則承受拉力時會如圖C-10.2.2-4(b)所示張開且在銲接根部產生撕裂現象。

轉角銲接並未明顯增加接合強度（見圖C-10.2.2-5），但可提供接合部在破壞前有較大之極限變形能力，進而增加結構之承載能力。轉角銲接亦可延緩接合部銲接之初始撕裂。

10.2.4 設計強度

銲接強度係由母材或銲材二者之強度決定，表10.2.5中列有強度係數、標稱強度及相關之限制條件。

表10.2.5中填角銲之標稱強度係根據有效銲喉厚決定，而接合部母材之強度則是由其厚度決定。圖C-10.2.4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[123] 顯示母材與銲材熔合區具足夠之剪力強度。

10.2.5 銲接組合

銲接強度疊加的方法不適用於使用單斜槽之部份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有效銲喉厚計算。

10.3 螺栓及螺牙桿件

10.3.1 高強度螺栓

高強度螺栓在我國之國家標準尚未訂定前，須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」，或由原設計之結構工程師認定之同級品。

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抗滑型接合。

10.3.3 設計拉力強度或剪力強度

螺栓承受拉力載重時，通常會因接合部受力變形而伴隨產生彎矩，因此螺栓設計拉力強度之強度係數 ϕ 相當低。表10.3.2所示之標稱強度值係由下式求得

$$R_n = 0.75A_b F_u \quad (C-10.3-1)$$

上式係考量高強度螺栓接頭而得（參考文獻43，P68），該式亦可使用於螺牙桿件。

對僅用少量螺栓之接頭，其受剪應變對承壓型螺栓剪力的影響幾可忽略[43,45]。對較長的接頭，不同的應變在螺栓間產生不均勻的力量分佈（接近端部的螺栓將分擔較大力量），因此須折減螺栓之強度。1978年之AISC鋼構造設計規範[1]允許接頭長度在125cm以內之螺栓接頭，其螺栓之最大剪力強度不必折減。因此承壓式接頭螺栓剪力強度之強度係數 ϕ 已予調整以配合相同範圍之接頭長度。

表10.3.2中所示之標稱強度係以下式求得（參考文獻43，P68）

$$\text{螺紋不在剪力平面時} \quad R_n/mA_b = 0.6F_u \quad (C-10.3-2)$$

$$\text{螺紋在剪力平面時} \quad R_n/mA_b = 0.45F_u \quad (C-10.3-3)$$

其中 m 為剪力平面數。本公式亦可適用於螺牙桿件。對A307螺栓，表列數值係由公式(C-10.3-3)求得，與螺紋之位置是否在剪力面內無關。對A325螺栓，雖然直徑超過25mm以上時其最小規定抗拉強度 F_u 較低，惟設計上如加以區分較不實際，況且已考量使用較低的強度係數及其他補償因素，故不擬再作調整。

10.3.4 拉應力與剪應力同時作用之承壓式接合

由試驗顯示，承受剪應力或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[43]。此一曲線見圖C-10.3.4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_u 之函數來表示。

10.3.5 抗滑型接合之高強度螺栓

當抗滑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。惟當抗滑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。抗滑型接合之滑動大致發生於1.4至1.5倍使用載重下。

抗滑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10.3.6節之規定，以防最大載重下發生接頭破壞。

10.3.6 螺栓孔承壓破壞

本節不適用於樞軸孔之承壓強度。

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[96]顯示，當螺栓孔之承壓強度超過公式(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。

10.3.7 螺栓孔大小及用途

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

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[46]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

螺栓孔最大承壓強度達到標稱強度 R_n 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[43]。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[43]。公式(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

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（參考文獻43，PP109-112，137），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：

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

其中 F_{pcr} = 臨界承壓應力，t/cm²

F_u = 接合部鋼材之最小標稱拉力強度，t/cm²

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

上式若以承壓係數 $\phi = 0.75$ 修正，就成為公式(10.3-2)及(10.3-3)之基本式。

10.3.11 最大邊距與間距

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 設計剪力破壞強度

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C-10.4.1）。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。1989年版之AISC容許應力設計法規範[1]所採用的分析模式為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。剪力破裂強度取 $0.6F_u$ 。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C-10.4.2。在沿著銲接接合之周圍亦須檢核塊狀剪力破壞模式。

根據最近更多的試驗研究[101,102]，AISC-LRFD規範已採用較保守的模式去評估塊狀剪力強度。以前的模式[1]為總和了二種互相垂直斷面的破裂強度，這表示此二斷面的極限破壞強度是同時發生的。但假如先在一個斷面上發生破壞，則其強度將會喪失，而全部力量必須由另一垂直斷面承受。根據試驗結果乃建議將一斷面的降伏強度加上另一垂直斷面的破壞強度可得到較為合理的結果。因此二者可能產生的塊狀剪力強度就可以計算出來；在受拉淨斷面上的張力破壞強度 F_u 伴隨總剪力斷面的剪力降伏強度 $0.6F_y$ ，另一種為剪力淨斷面之破壞剪力強度 $0.6F_u$ 合併總受拉斷面上之降伏強度 F_y ，其公式如下：

$$\phi [0.6F_y A_{vg} + F_u A_{nt}] \quad (C-10.4-1)$$

$$\phi [0.6F_u A_{ns} + F_y A_{tg}] \quad (C-10.4-2)$$

其中 $\phi = 0.75$

A_{vg} = 受剪總斷面積， cm^2

A_{tg} = 受拉總斷面積， cm^2

A_{ns} = 受剪淨斷面積， cm^2

A_{nt} = 受拉淨斷面積， cm^2

此公式與第五章受拉構材之理論一致，其總斷面積用來承受降伏限界而淨斷面積用來承受破裂限界。二式之控制式為產生較大力量者。此點可由圖C-10.4.2中二個極端的例子來解釋，在a例中，全部的力量主要由剪力承受，因此為剪力破裂控制此塊狀剪力撕裂模式而非剪力降伏，所以使用(C-10.4-2)式。在b例中，公式(C-10.4-1)中須達到受拉斷面破裂後塊狀撕裂模式才形成。如果公式(C-10.4-2)用來檢核b例（剪力面積很小，受拉面積很大），則將得到較小之 P_o 值。事實上，當受剪面積愈來愈小至趨近於零時，b例中使用公式(C-10.4-2)所得到塊狀撕裂強度將全部由總受拉斷面積之降伏強度提供。塊狀

撕裂爲一種破壞或撕裂現象而非降伏限界，因此用來檢核此種情況之較適當公式爲破壞強度項大於降伏強度項者。當不易判斷那一個斷面達到破裂時，建議採用二公式中得到較大值者。

10.5 連結構件

10.5.1 偏心接頭

承受軸向應力構件平面交會時，其重力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。

10.5.2 連結構件之設計強度

由試驗顯示，當 $A_n/A_g \geq 0.85$ 時[43]，在淨斷面積上之受拉斷裂強度達到之前，總斷面積上的降伏會先發生。因爲連結構件之長度遠比構材長度爲小，總斷面積僅能產生有限的非彈性變形量，因此連結構件於計算斷裂強度時其有效淨斷面積 A_n 應限制在 $0.85A_g$ 內，以便反應此有限之非彈性變形量及提供較佳之承載。

10.6 填板

以高強度抗滑型螺栓接合之接頭，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抗滑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

10.7.2 巨型斷面之續接

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，故鐸道設計時在對稱位置宜為相同之鐸法且能夠同時進行鐸接為原則，並須配合預熱、後熱及鐸道非破壞檢驗等措施以避免扭曲並確保鐸接品質。

由於鐸接過程的反復加熱及冷卻將造成鐸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鐸量無法自由收縮時，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、寬二方向對鐸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，在以鐸接方法續接時，當鐸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鐸搭接，或是以鐸接與螺栓組合的方式續接以避免鐸接收縮造成斷裂（見圖C-10.7.2-1）。

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。

對鐸接頭或填角鐸接頭之起點及終點二端應鐸上與接頭同樣開槽方式之首尾導鐸板，並於電鐸完成後予以切除並磨平，以防鐸接缺陷之發生（見圖C-10.7.2-2）。巨型斷面續接時鐸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鐸切孔以減少鐸接的收縮應變，避免垂直方向之鐸接過於接近，並在孔位的準備、鐸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C-10.7.3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。

10.8 承壓強度

本規範第10.8節a款關於研磨或經其它加工之承壓表面的承壓強度及第10.8節b款伸縮滾動支承和搖動支承的承壓強度，分別為現行技術規則第251條（容許承壓應力）中之容許承壓應力乘以 $1.67/\phi$ 而得。

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 柱基處混凝土之承壓強度

此節對混凝土承壓強度所用 $\phi = 0.6$ 與 ACI 318-89 所使用之 $\phi = 0.7$ 不同，其差別係因 ACI 所採用之載重係數較大的緣故。

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 $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$ 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 C-10.9.1 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基或承壓基座之斷面積。

10.10 螺栓與埋置物

10.10.1 錨栓

將錨栓設置於混凝土結構內時，澆灌混凝土之前避免以電鍍方式先予固定，如電鍍無法避免，錨栓之材質應選用可鍍性鋼材，以免產生脆化現象。

10.10.2 埋置物

(a) 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設計強度 ϕR_n 必須大於錨栓之最小規定抗拉強度 $F_u A_t$ 。混凝土抗拉出應力錐（見圖 C-10.10.2-1）之設計強度等於 $[\phi \times (\text{混凝土抗拉標稱強度}) \times (\text{錨栓群應力錐之有效投影面積})]$ 。其中 $\phi = 0.75$ ，混凝土抗拉標稱強度 $= 1.06 \sqrt{f'_c}$ kg/cm²。如果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份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 C-10.10.2-2）。

(b) 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 C-10.10.2-3）。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。

(c) 錨栓藉摩擦力傳遞剪力時其設計剪力強度 V_u 如下

$$V_u \leq \phi A_{vf} \mu F_y$$

其中 F_y = 錨栓之降伏強度，t/cm²

A_{vf} = 錨栓之張力面積，cm²

ϕ = 強度折減因子 = 0.75

μ = 摩擦係數（見圖 C-10.10.2-4）

(d) 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 C-10.10.2-5），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。

(e) 當埋置深度或邊距無法達到需求時，應以鋼筋補強之。

(f) 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。

(g) 當柱基之剪力非由錨栓承受，而以剪力突出物（剪力樺）傳遞剪力至混凝土基座時，基板及剪力樺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 C-10.10.2-6）。

(h) 為使基板與錨栓間有緊密的接觸以便發展剪力摩擦行為，應於鎖緊螺帽後將墊圈鉚於基板上（見圖 C-10.10.2-7）。

10.10.3 預力固定

(a) 為減少長細高聳結構物之撓度及減低錨栓受疲勞影響，得採用高強度預力錨栓。

(b) 預力錨栓之錨定板須有足夠的勁度以防承壓而變形，同時螺桿須被覆潤滑材料以利施加預力。

(c) 施加預力時應於對稱位置同時等壓施力。

(d) 錨栓施加預力因變形較小，故固定時預力損失量甚大，錨栓設計時須留有適當的餘裕以便抵消預力損失。

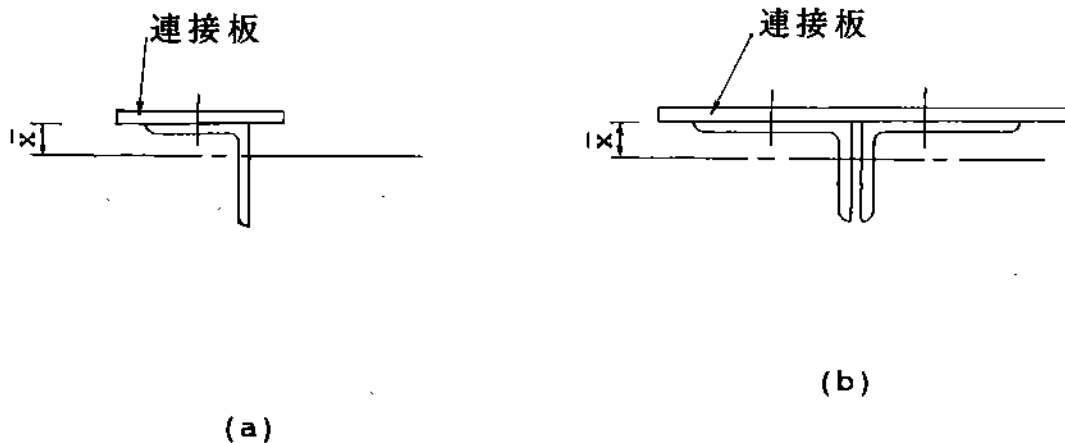


圖 C-10.1.7-1 角鋼之單腿接合

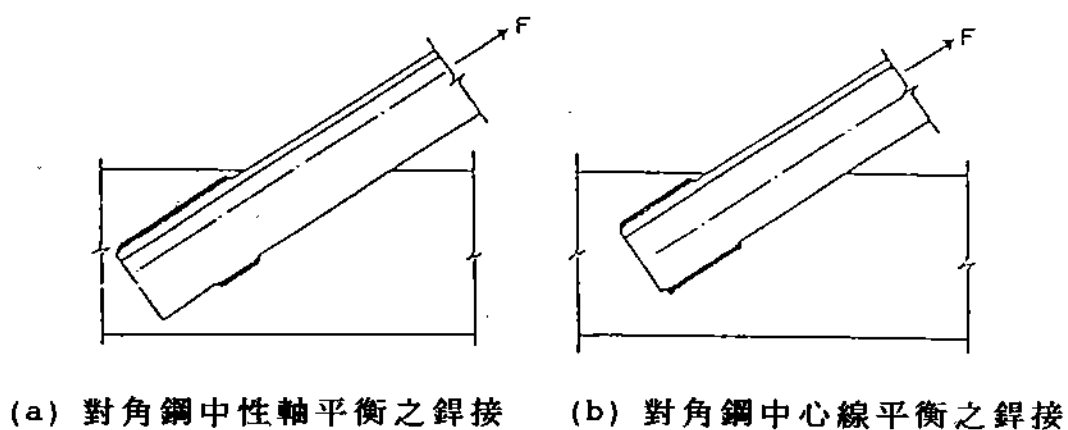


圖 C-10.1.7-2 端部銲接接合

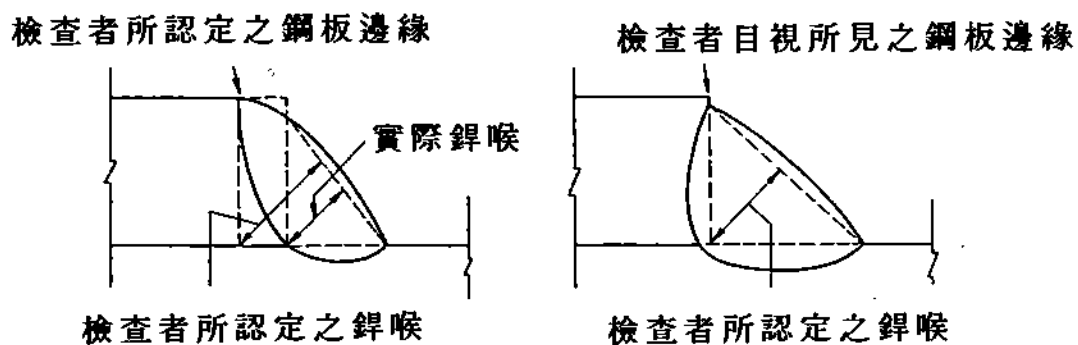
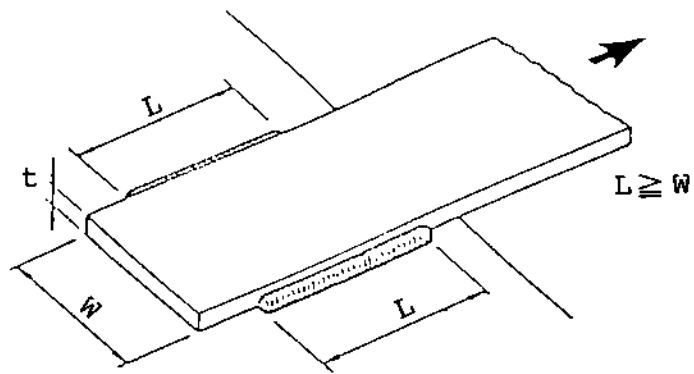
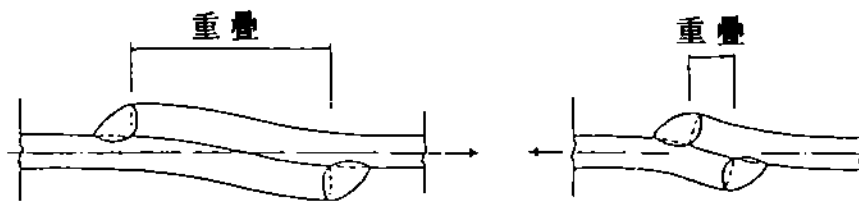


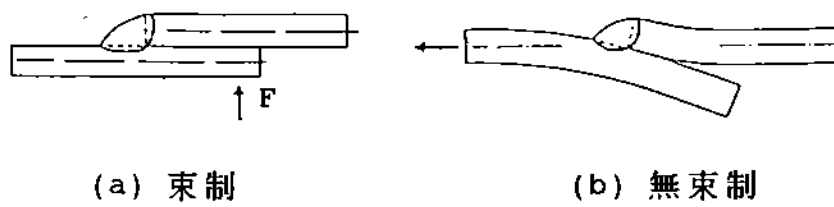
圖 C-10.2.2-1 填角銲尺寸之認定



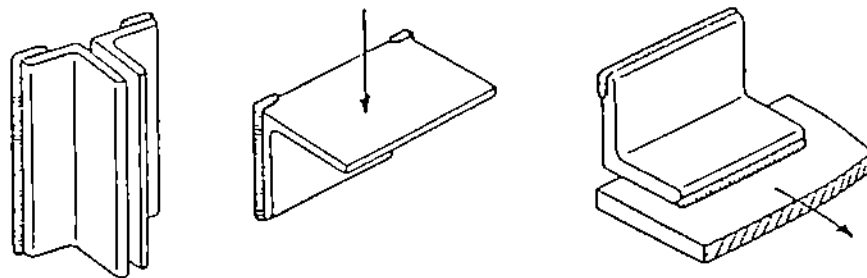
圖C-10.2.2-2 縱向填角銲



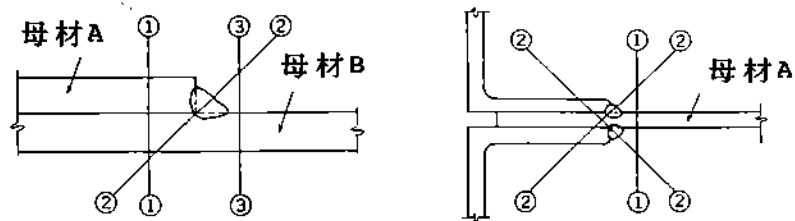
圖C-10.2.2-3 最小疊接長度



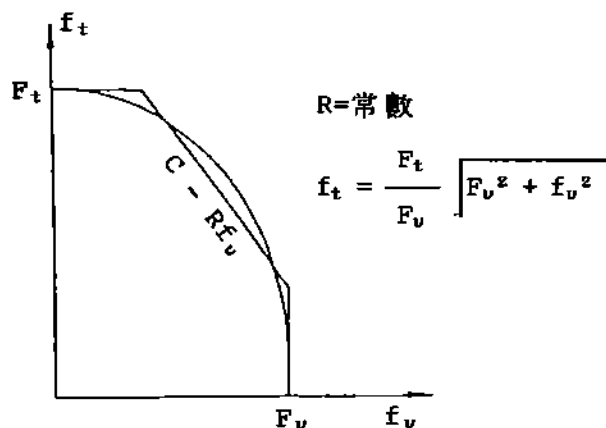
圖C-10.2.2-4 疊接接頭之束制



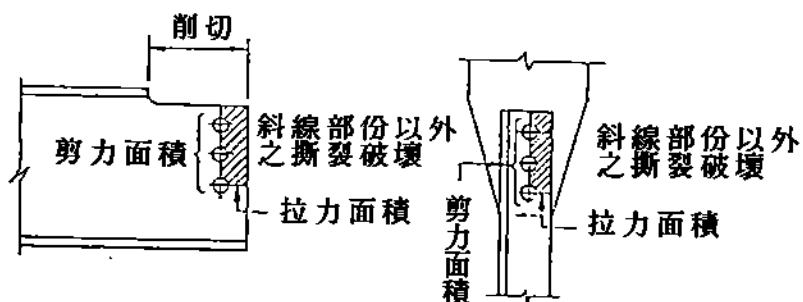
圖C-10.2.2-5 轉角銲接



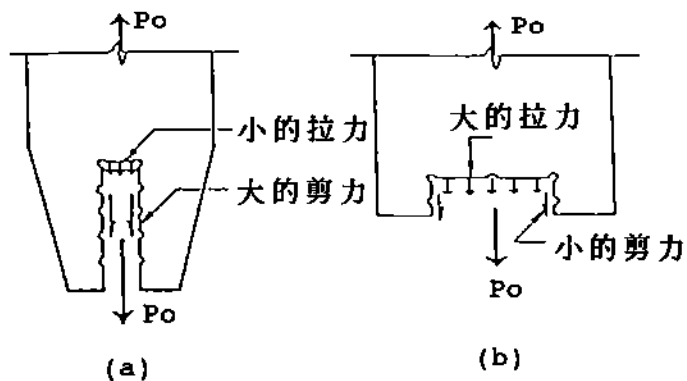
圖C-10.2.4 剪力面



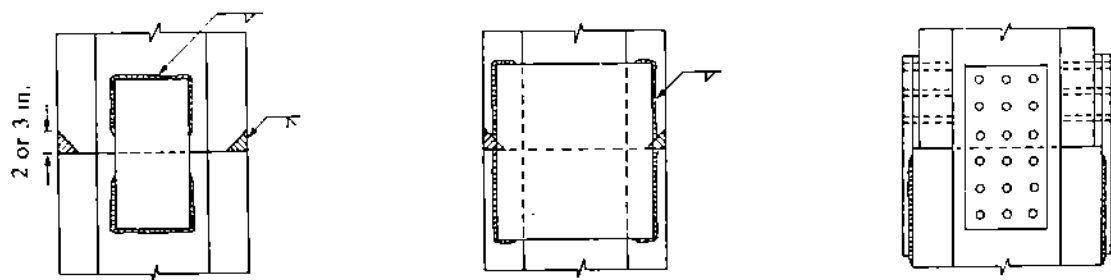
圖C-10.3.4 承壓式螺栓拉應力與剪應力合應力強度圖



圖C-10.4.1 撕裂模式之破壞面

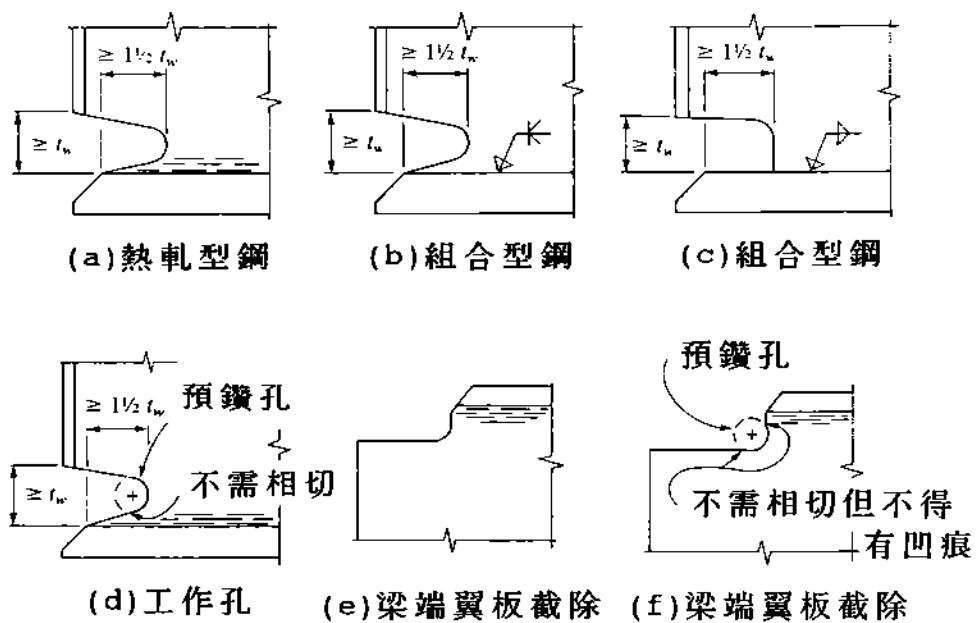


圖C-10.4.2 塊狀剪力破壞模式例圖



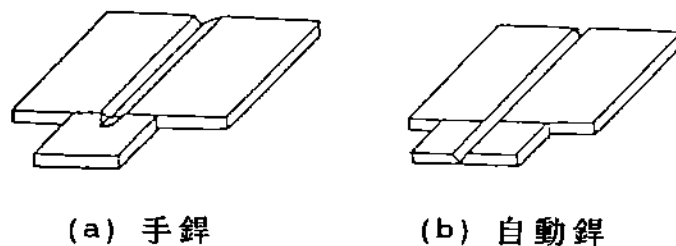
(a)剪力板銲於腹板上 (b)剪力板銲於翼板上 (c)螺栓接合續接板

圖C-10.7.2-1 巨型斷面之續接



(d)工作孔 (e)梁端翼板截除 (f)梁端翼板截除

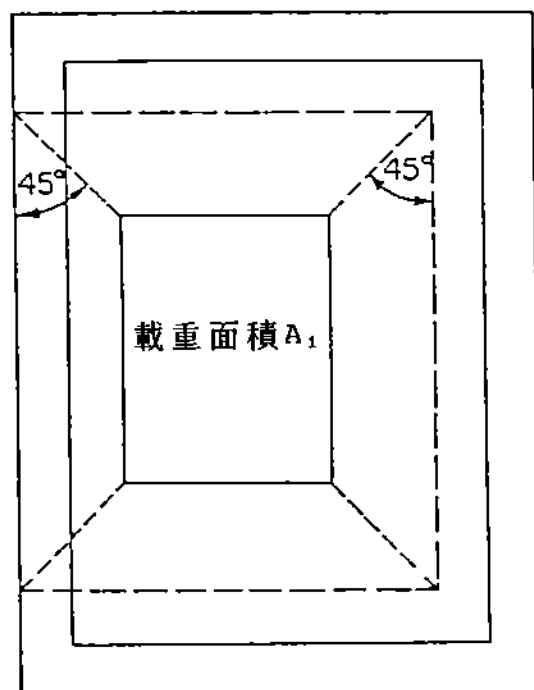
圖C-10.7.3 扇形銲接孔之施工



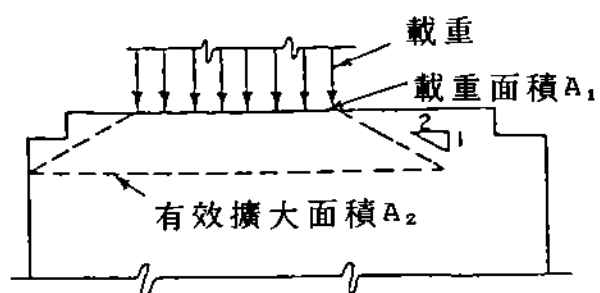
(a) 手銲

(b) 自動銲

圖C-10.7.2-2 導銲板



平面圖



剖面圖

圖 C-10.9.1 有效截頭錐

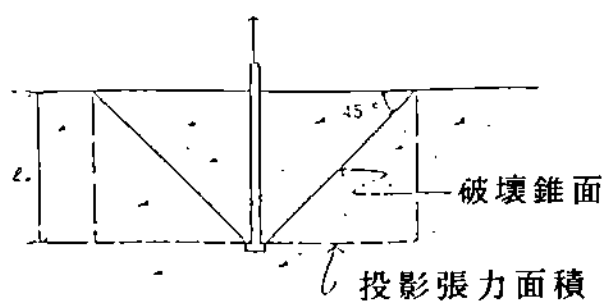
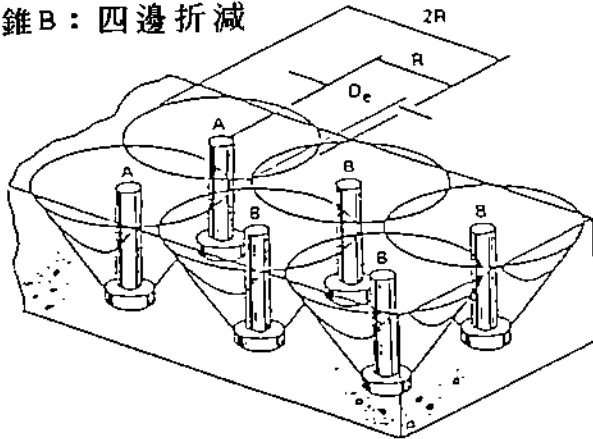


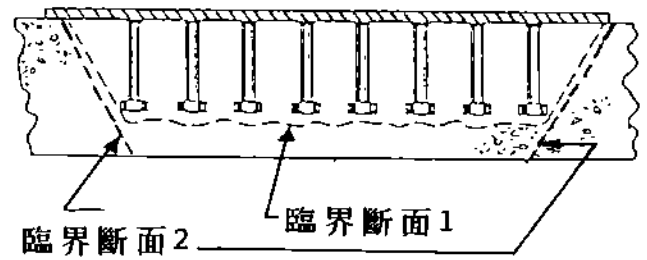
圖 C-10.10.2-1 混凝土抗拉出應力錐

圖錐A：三邊折減

圖錐B：四邊折減

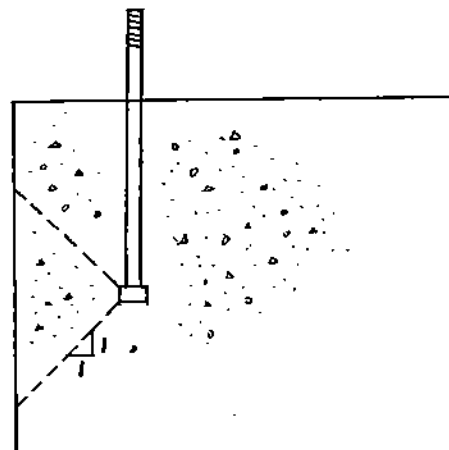


(a) 應力錐重疊或超出外緣

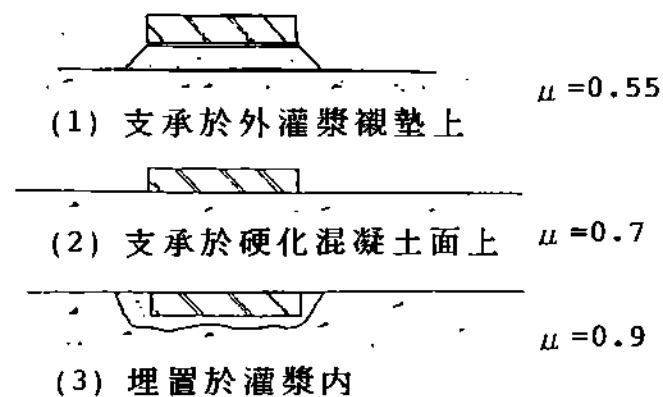


(b) 受版厚限制

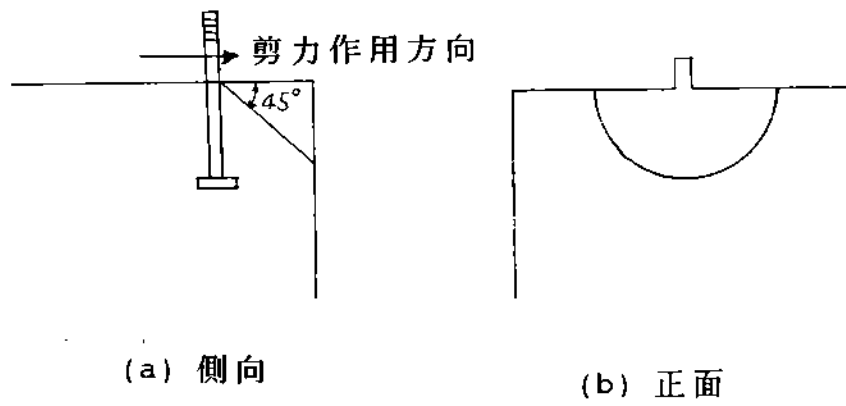
圖C-10.10.2-2 混凝土應力錐有效投影面積



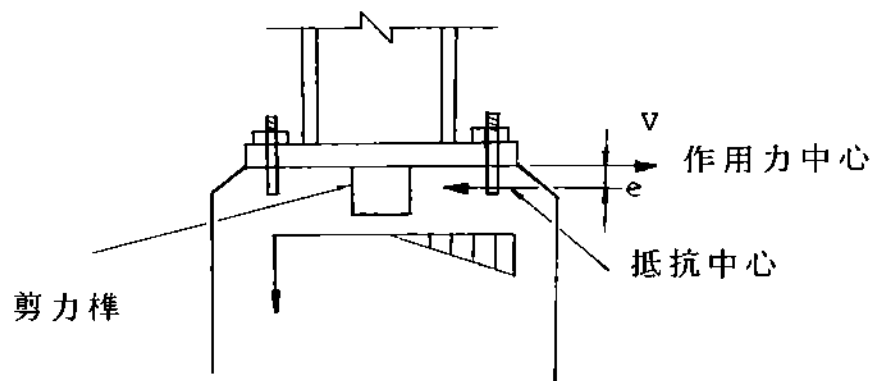
圖C-10.10.2-3 錨頭附近可能爆開模式



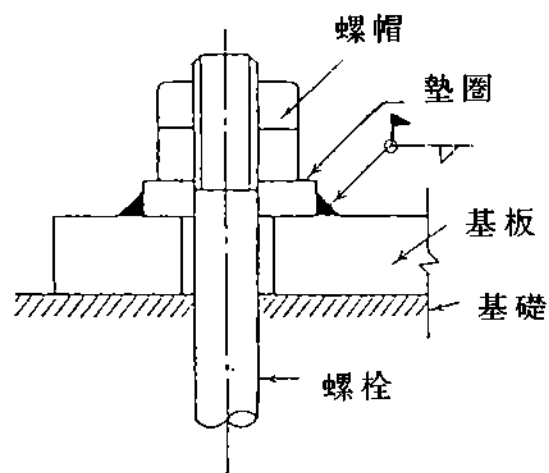
圖C-10.10.2-4 基板支承情況



圖C-10.10.2-5 剪力向外側作用可能劈開模式



圖C-10.10.2-6 剪力樺及二次彎矩示意圖



圖C-10.10.2-7 墊圈固定方式

第十一章 其它考慮事項

11.1 承受集中載重之腹板及翼板

11.1.1 設計基準

極限設計法規範依據不同的極限狀況將腹板及翼板強度分成以下數類：

翼板局部彎曲 (11.1.2)

腹板局部降伏 (11.1.3)

腹板壓皺 (11.1.4)

腹板側向挫屈 (11.1.5)

腹板受壓挫屈 (11.1.6)

這些規定適用於離構材端部之距離大於其深度之跨度中間位置承受集中荷重之狀況，此類規定亦可適用於構材端部受反力作用，惟須修正相關公式。

11.1.2 翼板之局部彎曲

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，以避免變形過大而引起腹板附近銲接處之高應力集中。AISC容許應力設計法[1]之設計規範以 $t_{fc} \geq 0.4\sqrt{P_{bf}/F_{yc}}$ 來控制此情況。極限設計法規範則以公式(11.1-1)檢核。Graham等人曾以降伏線分析此問題[153]，分析模式取圖C-11.1.1中之寬度 q 長度 l 範圍，並以線載重加於此模式。 R_n 可以下式估計：

$$R_n = 7t_{fc}^2 F_{yc} + t_{fb} m F_{yc}$$

其中第一項為視柱翼板為二板元件（腹板兩側）之彎曲強度，第二項為由柱腹板提供之強度。

若較保守地考慮在壓力作用下腹板之局部降伏所提供之強度時，將 R_n 以 $0.8R_n$ 代替，可得

$$t_{fc} = \sqrt{\frac{R_n}{7F_{yc}} \left[1.25 - \frac{t_{fb} m F_{yc}}{R_n} \right]} \quad (C-11.1-1)$$

由試驗得知最小之 $(t_{fc} m F_{yc} / R_n)$ 約為 0.15，將其代入上式則可得

$$t_{fc} \geq 0.4 \sqrt{\frac{R_n}{F_{yc}}} \quad (C-11.1-2)$$

或 $R_n = 6.25 t_{fc}^2 F_{yc}$ 。

但此種分析法係將梁翼板傳入之力量假設為線載重而未考慮梁翼板之勁度對整個模式之影響，故易引起圖 C-11.1.1(a) 中梁翼板與柱腹板交界處之銲接有應力集中現象。

11.1.3 腹板之局部降伏

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 [1, 9] 對梁與柱之規定不同，通過梁翼板之應力坡度為 2:1，通過柱翼板之應力坡度為 2.5:1。本極限設計法規範則均採用 2.5:1 之應力坡度（如圖 C-11.1.2）。

11.1.4 腹板壓皺

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 (11.1-4) 及 (11.1-5) 二式係取自 Roberts 之研究，參閱文獻 88。

11.1.5 腹板側向挫屈

腹板側向挫屈規定係根據美國德州 Austin 大學對梁試驗研究所得之結果 [33] 而得。在這些試驗中，梁之受壓翼板在集中載重處有側向支撐，腹板被擠受壓，而受張翼板發生側向挫屈（如圖 C-11.1.3）。

在下列情況，腹板側向挫屈不致發生：

(a) 翼板轉動受束制時：

$$\frac{d_c / t_w}{1 / b_f} > 2.3$$

(b) 翼板轉動未受束制時：

$$\frac{d_c / t_w}{1 / b_f} > 1.7$$

於受力點設計適當之側向支撐或加勁板可避免腹板側向挫屈發生。建議梁上下翼板之局部側撐之設計載重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。

11.1.6 腹板之受壓挫屈

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，則不須校核柱腹板之受壓挫屈。

Chen and Newlin[155]和Chen and Oppenheim[156] 將柱腹板挫屈模擬為一簡支板在二對邊中央承受集中載重之模式（見圖C-11.1.4）。若板長與板寬（ a/d_c ）之比值甚大，則其挫屈強度 P_{cr} 如下：

$$P_{cr} = \frac{\pi E t^3}{3(1-\mu^2)d_c} = \frac{2349t^3}{d_c} \quad (C-11.1-3)$$

如果柱翼板對腹板提供之束制程度相當於安全固定，則挫屈強度將為(C-11.1-3)式中 P_{cr} 值之二倍。由試驗[155,156,157] 顯示，當使用低降伏強度之鋼材（諸如A36 鋼），而載重達到(C-11.1-3)式簡支情況之 P_{cr} 值時，在沿翼板與腹板交界處將發生降伏現象。當使用降伏強度為100ksi(690MPa)之鋼材時，較高降伏強度之鋼材能提供沿柱翼板與腹板交界處較高的旋轉束制，其挫屈強度最大可達到使用A36 鋼材時之二倍。因此Chen and Newlin 建議在設計時可提高載重邊之有效固定度，並建議考慮實際挫屈強度將與材料強度比值之平方根成正比，如下式：

$$P_{cr} = \frac{2349t^3}{d_c} \sqrt{\frac{F_{yc}}{2.53}} = \frac{1477t^3 \sqrt{F_{yc}}}{d_c}$$

上式之係數經考慮試驗結果之下限保守值後調整為1088。在本極限設計規範中，上式之 t 為柱腹板厚度 t_w ，集中載重 P_{cr} 為標稱反力強度 R_n 。

11.1.7 腹板區承受高剪力之壓力構材

在剛性之梁柱接合處，柱之腹板應力通常極高，有可能需要一對之對角加勁板或腹板加層板，參考圖C-11.1.5。腹板不需加強之最小厚度計算如下：

柱腹板之設計強度為 ϕR_v ，其中

$$\phi = 0.90$$

$$R_v = 0.7F_{yc}d_c t_w$$

假設最大之梁作用力以一彎矩力臂為 $0.95d_b$ 之力偶經由翼板傳遞，可得：

$$(0.9)(0.7)F_{yc}d_c t_w \geq \frac{(M_1 + M_2)}{0.95d_b} - V_u$$

解之可得柱腹板之最小厚度為

$$t_{min} = t_w = \frac{1.67(M_1 + M_2) - 1.6V_u d_b}{F_{yc} A_{bc}}$$

其中 M_1 、 M_2 = 係數化之梁彎矩，t-cm

V_u = 係數化之柱剪力，t

F_{yc} = 柱腹板降伏應力，t/cm²

A_{bc} = 圖C-11.1.4中abcd四點圍成之面積，cm²

若腹板同時承受高剪力及大於 $0.75P_n$ 之軸向載重之合力作用時，公式(11.1-10)表示在 0.75 倍軸向載重下之最大剪力至 0.70 倍剪力下之最大軸向載重間之直線變化（見圖C-11.1.6）。

11.1.8 集中載重所需之加勁板

當腹板壓皺(11.1.4)或腹板受壓挫屈(11.1.6)之極限狀態顯示需加勁板時，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(11.1.6)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(11.1.3)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(11.1.3)控制，則所需成對加勁板之面積為：

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

ϕ 值在此為 1.0， P_{bf} 為係數化載重。

加勁板之尺寸配置可依下述方法規定：

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

$$b_{st} + \frac{t_{wc}}{2} \geq \frac{b_{fb}}{3}$$

亦即

$$b_{st} \geq \frac{b_{fb}}{3} - \frac{t_{wc}}{2}$$

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。

加勁板與柱腹板之銲接必須依柱兩對邊之彎矩所作用於加勁板之不平衡力來進行銲道設計。

11.2 積水

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 ANSI A58.1 或 ASCE 7-88）。

11.3 疲勞

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，則須滿足附錄 9 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-9.3)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9之表(A-9.2)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 2.53t/cm^2 (36ksi)~ 7.03t/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-9.3)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研究而得[100]。有關螺栓承受拉力之規定列於表(A-9.4)。由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[43]。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。

11.4 使用性之考慮

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。

在容許應力設計法裏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。在極限設計法中，使用性之檢核應考慮適當的載重，結構物的反應行為及對結構物反應行為對居住者的影響。

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。

11.4.1 拱度

當在適當的載重下會造成使用性的問題時，工程師須考慮預拱。

11.4.2 膨脹及收縮

對膨脹之合宜控制無法簡化為幾條簡單的規則來，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。

11.4.3 撓度、振動及側移

11.4.3.1 撓度

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，建築物部份外觀變得令人難以接受以及居住者的不舒適感。

極限設計法規範未對個別構材或結構體提供撓度限制。此種限制應依結構物的功能而定[36,77,78]。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）。

11.4.3.2 振動

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動態及靜態行為。

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曾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。

11.4.3.3 側移

極限設計法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。

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。

11.4.4 腐蝕

鋼構材在特殊之環境下可能品質會惡化。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。

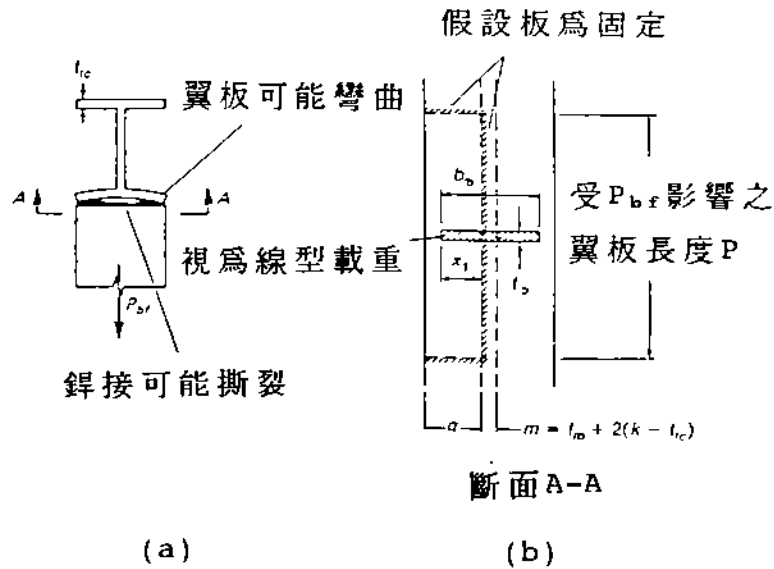
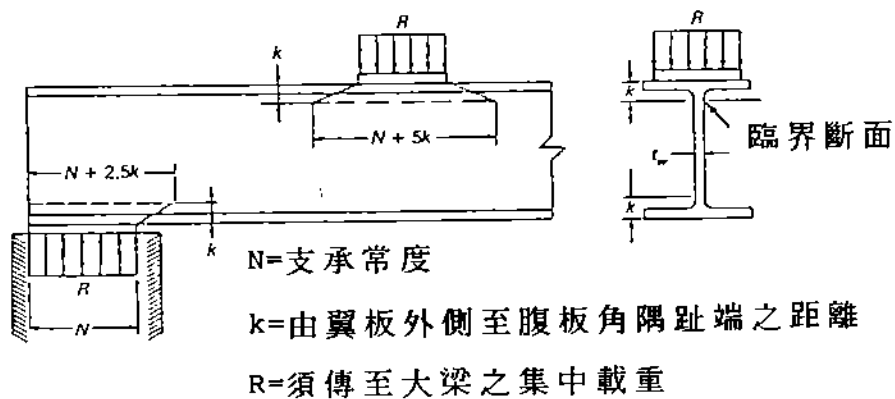
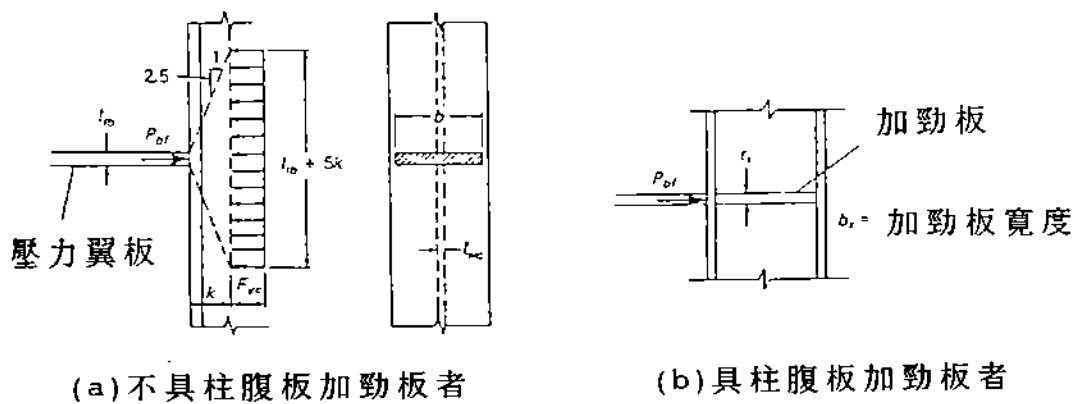
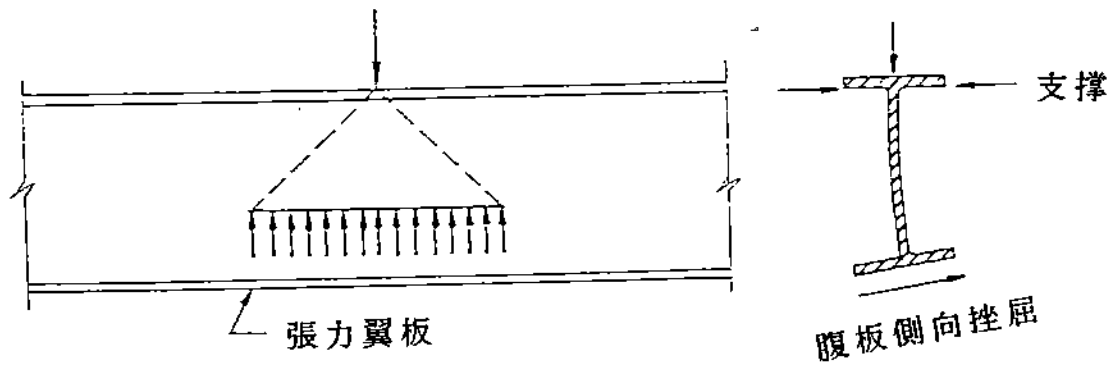


圖 C-11.1.1

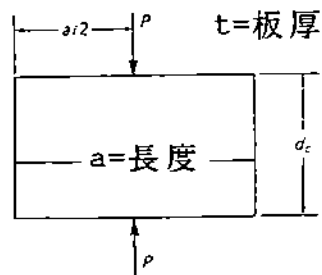


(c) 梁腹板承受集中載重時，抵抗局部降伏之有效寬度

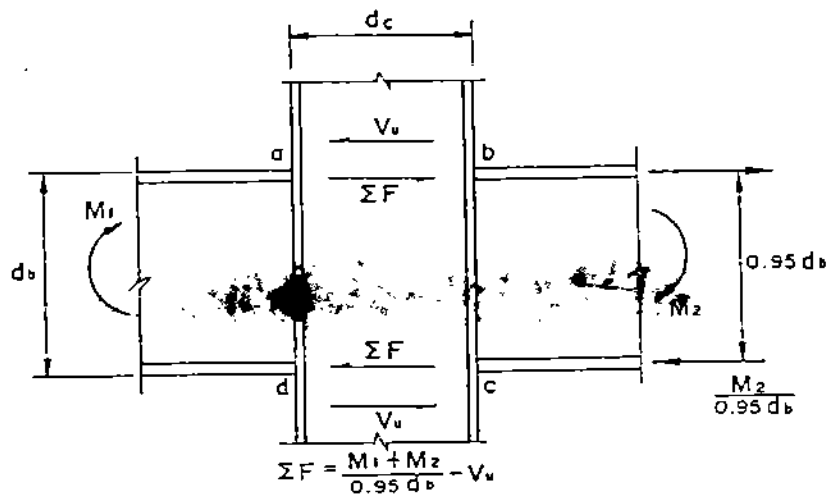
圖 C-11.1.2



圖C-11.1.3 腹板側向挫屈



圖C-11.1.4 板承受相等且相反方向之集中載重



圖C-11.1.5 腹板作用力平衡圖

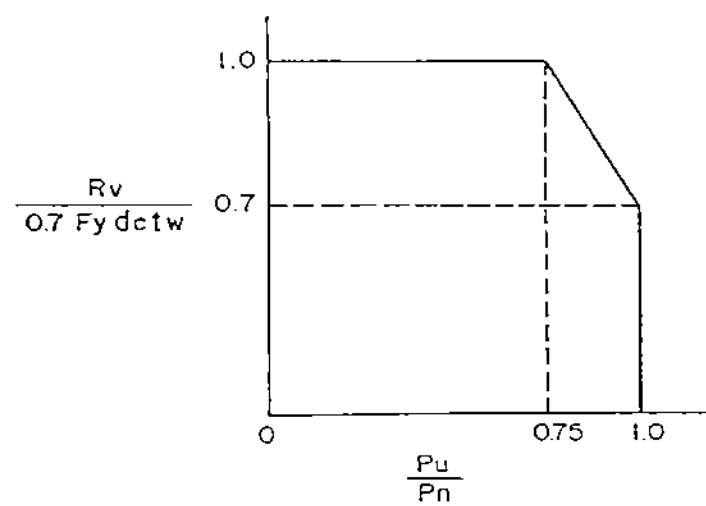


圖 C-11.1.6 剪力及軸向力關係圖

第十二章 製造安裝品管

12.1 通則

鋼結構極限設計法之特徵在於結構設計與施工品質之精度有較密切的關連。本規範所訂之構材強度折減係數，本可考量工地可能之施工實況採用變數，惟因國內目前之鋼結構施工品質據查尚參差不齊，尤其對鋼結構製造專業廠商之評定標準尚未訂立，乃參考施工環境與社會背景與國內較類似，並為國內鋼結構業界所慣用之日本施工標準，對鋼結構之製造、安裝及品管之最低需求在本章加以規定。為避免設計者與鋼構造施工者之品質標準產生不一致現象，乃在本節作原則上之規定。

鋼結構製作前應依據設計圖說事先繪製製造圖，經設計者簽認後始可加工製造。嗣後若有變更製造細節時，亦應經設計者簽認後始得變更。

12.2 製造

1. 放樣

鋼構造之設計圖，依據1.6.3節規定，係以1/20至1/100之比例縮小繪製，對較為複雜之構造，設計圖所標示之構材尺寸有無互相衝突致不能安裝或施工空間不足致不易接合等現象，難期在設計中全部發現。為在鋼板落樣劃線前能確認每一構材之大小尺寸、開孔大小、接合位置等確實無誤俾能順利安裝，所以在本節規定須將各部構材在放樣場地作局部或全部之適當比例放樣，或做成足尺實樣，校對設計圖及施工圖所標示之每一詳細尺寸。如果使用電腦數值控制法直接放樣或劃線者，可僅對必要部份從事放樣工作，本法所使用之電腦軟體及輸出結果，須經設計者認可。

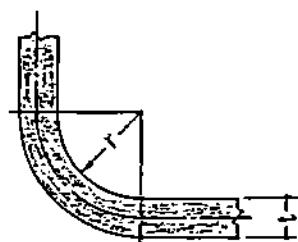
放樣過程中，如發現原設計圖說有疑義或施工不便之處，應即時通知設計者澄清。

2. 彎曲加工與整平加工

(1).鋼構材在加工中所發生之變形，如果無法滿足本規範圖12.1或設計者所補充規定之製品精度需求時，須以不損傷材質為原則，在常溫或加熱（點狀加熱，線狀加熱）狀態下加工。在常溫狀態加工時，可用油壓或輥壓等機械方式為之。用局部加熱法加工時，對降伏強度 $F_y=3500\text{kg/cm}^2$ 以下構材之加熱溫度[149]建議如下，供作參考。

- ．加熱後自然冷卻時 850℃～900℃
 - ．加熱後立即水冷時 600℃～650℃
 - ．自冷後再水冷時， 800℃～900℃
- 惟水冷開始溫度在500℃以下

(2).彎曲加工如用局部加熱法時，不得在鋼材可能產生青脆性破壞區域（200℃～400℃）加熱，一般得以「變形加工」所適用之上述建議溫度為準。如在常溫用機械方式冷彎，彎曲內半徑須大於板厚之2 倍以上（如圖示）。



$$r \geq 2t$$

r : 彎曲內半徑

t : 鋼製品之板厚

3.切割

- (1).鋼材之切割得以機械切割，瓦斯切割或電氣切割等方法，配合鋼材之形狀及尺寸適當採用之。
- (2).構材之端緣，除非設計者在圖說另有特別規定須予磨平者外，可不須加以刨銑。
- (3).構材端緣之切割精度，如無特別規定，通常可以下表為準。
 S 為表面粗糙度，相當於1/1000公厘之凹凸。凹痕深為指缺口上緣至凹痕底之深度。

粗 糙 度	100 S 以 下
凹 痕 深	1mm 以 下

4. 鑽孔

- (1). 高強度螺栓孔徑之大小，須符合10.3.7節表10.3.5之規定。
普通螺栓之標準孔可以標稱直徑加1.5mm，錨碇螺栓之標準孔則以標稱直徑加5mm為準。
- (2). 栓孔之加工可用鑽孔或沖孔方式，依板厚、孔徑及材質採適當方式為之，惟對高強度螺栓，最好採用鑽孔。
- (3). 超大孔只可在設計圖說內明定為抗滑型接合時才可採用，不得用於承壓型接合。
- (4). 應管線或其它需要而進行之穿孔，因與設計原意有關，規定須經由原設計者審查認可。

5. 銲接

銲接品質之好壞對鋼構造物之安全關係至鉅，本節僅對銲接一般重要事項作原則上之提示，細節將留待本研究小組另外編擬之「製造安裝標準」續加研訂。惟用以抵抗地震力之鋼構造之重要銲接接合，其檢驗工作至少應符合本規範13.8節品質要求之規定。

6. 預拱

長跨度梁或桁架之最小預拱量須能抵消靜載重所產生之撓度。組立完成之梁或桁架於承受活載重前之立面位置須與設計圖一致。預拱之方法，可依據梁之長度及拱度大小，適當採用滾壓軋成或切割方法或加熱彎曲。桁架之預拱可以調整桿件之長度。

7. 標示

鋼構造物大都在工廠製造後再運輸至工地安裝。為使製造完成之構件能安全且確實安裝於原設計位置，須按施工圖中之安裝圖，將其所在之位置、方向、架設次序、必要之重量及中心位置等標示於構件上。

8. 包裝

搬運中易損傷或變形之構件，應於搬運前善加包裝。包裝方法，宜配合運輸方式妥加研討，並送請原設計者認可，以確保構件之變形不致超出設計原意。

9. 表面處理

為防蝕需要，鋼構造物大都須加以油漆塗裝。本節僅對於油漆一般重要事項作原則上之提示，細節將如同「銲接」，留待「製造安裝標準」研討。

12.3 安裝

1. 試裝

- (1). 如因結構複雜，製品有必要於工廠試裝以利工地順利安裝時，設計者宜將試裝之目的及範圍明示於設計圖說內。
- (2). 有試裝需要時，宜參照原設計圖說及本節所定應遵守事項，將試裝方法、測定項目、確認事項及容許準確度等於試裝前以書面經施工監督負責人認可。

2. 製品之存放、工地安裝、工地接合、工地補漆等工作，可依照本章各節之有關規定切實辦理。

12.4 品管

1. 鋼構造之品管，大部份係由施工單位先自行檢查，再由施工監督單位抽驗認可。本節係經由本研究小組集國內從事學術、設計、製造及安裝之學者專家，參照美國及日本有關規範，並考量國內鋼構造廠商之施工現況及本設計規範之需求，對物料、油漆、放樣、構件切割、構件成形、構件鑽孔、組合、銲接製品精度等工廠製作，及工地安裝有關之最小品管需求作原則上之規定。

2. 施工廠商宜於施工前，依據設計圖說及本節有關規定，編製施工計劃書，對工廠與工地之品管實施方法、管理項目、管理值未達標準時之處理等詳予列述，並作品質管理表經原設計單位及施工監督單位認可。

3. 施工廠商應依據經認可之品質管理表，對製作及安裝結果自行詳予記錄後，再提送施工監督單位抽驗認可。

第十三章 耐震設計

- 1.本章中引述的地震力是建築技術規則中建築構造篇第一章第5節所規定者。
- 2.結構系統的定義及有關的組構係數須依本章中的規定。
- 3.本章主要是根據UBC-91及AISC-90耐震篇發展而成。
- 4.斜撐構架與剛構架合用以抵抗地震力的二元系統，根據UBC-91的規定，斜撐構架不須單獨抵抗100%的設計地震力，但韌性剛構架至少須足以抵抗25%的地震力（包含扭矩效應）。

13.1 使用材料

- 1.耐震鋼結構系統中的結構鋼材，依 ASTM 規格須為A36、A441、A500(Grade B和C)、A501、A572(Grade 42 及 50)，和A588，柱底板及錨定螺栓可用A283 Grade D。
- 2.本節規定材料的降伏應力不得超過所列者（約50ksi）的原因，係當 F_y 大於50ksi的高強度鋼材，通常極限應變較小，亦即韌性較小，而且鋼材降伏比 F_y/F_u 之比值一般而言偏大（最好能在0.75以下），故於耐震系統中不適採用。但在科技進步的今天，材料日益改進，如有適合的鋼構材料能符合韌性、可鐸性及鋼材降伏比的需求，基於工程的必要性，可在有充分試驗證據下考慮採用之。

13.3 柱設計要求

13.3.1 標稱強度

- 1.本條規定的目的，由於鋼柱的韌性能力可能較差，且在強烈地震時柱承受的荷載可能遠大於法規地震力作用下彈性分析所得。因此以簡化方法估計柱在強震下所需的設計強度。
- 2.根據AISC-1990耐震篇而使用(13.3-1)與(13.3-2)公式時，只須檢討軸力效應而不必考慮彎矩的存在。

13.3.2 柱續接

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[126]，部分滲透銲在張力作用下幾無韌性可言，因此柱續接時，以全滲透銲續接為最佳。若因柱板厚度太大，全滲透銲之實施不實際時，雖本條文允許半滲透的使用，但應注意續接的細節，以防止續接處斷裂後再度回復時上下柱錯開無法再度接觸的可能。

13.5 韌性立體剛構架

13.5.1 梁與柱接合

如圖C-13.5.1所示，以螺栓接梁腹，銲接梁翼的梁柱接頭為最常用的梁柱接合方式，UBC 1991及本章5.1節皆針對此種接合方式訂定比較詳細的接合細則。設計者採用這種接合細則時，往往假設梁柱接合處之設計剪力只需以梁腹的螺栓傳遞之後，設計彎矩即可安然地由梁翼與柱間的全滲透銲傳入柱內，但由許多梁柱接頭在反復載重下的試驗結果顯示此一接合細節常不能確保梁塑性鉸在達足夠變形之前不發生斷裂[135]。因此UBC 1988以後規定，若以梁與H柱接合處梁塑性鉸為主要消能機構時，則當梁翼對梁中性軸之塑性模數 Z_x 與全斷面塑性模數 Z 之比例 Z_x/Z 小於0.7時，則梁腹與剪力板間另須以額外的銲接傳遞梁腹標稱彎矩強度的百分之二十。本條之背景主要是認為梁柱接合處的破裂與梁腹螺栓在反復荷重下發生鬆動有關[136]。這種梁腹與剪力板間之額外銲接雖然看似能協助接合處梁彎矩的傳遞，但仍缺乏足夠理論或實驗的依據，因此令人感到極有改善的必要。且上述之規定僅適用於H梁與H柱之接合，對於H梁與箱型柱之接合，則有待更深入之研究。

13.5.2 梁柱腹板交會區設計

1. 梁柱腹板交會區剪力強度

傳統梁柱腹板交會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 $0.55F_y$ 與交會區斷面積 d_{ct} 乘積為設計強度，因此除非梁柱接合處梁塑性鉸之應變硬化效應非常顯著，依此種方式設計之交

會區應可保持在彈性反應之內，另由於許多試驗都顯示，製作適當的交會區可在發生剪力降伏後，仍具有很穩定的消能特性，Krawinkler [131]首先提出應考慮交會區在降伏後，荷重能力繼續上升的事實，建議採用 $0.55F_y d_{ct}(1+3b_{ct}^2 c_f / d_b d_{ct})$ 為交會區之設計剪力，認為如此可在梁彎矩強度 ΣM_p 達到時，考慮在交會區初始降伏後，柱翼板對剪力強度的貢獻，而讓梁柱交會區也進入非線性變形的範圍以達共同消能的目的。由於地震力在梁柱交會區兩側造成之梁彎矩通常同方向而靜或活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，交會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交會區的設計依據時，則此彎矩可表為 $0.8 \Sigma M_p$ [143]。

13.5.5 梁柱彎矩強度比

雖然有關試驗已經證明[132]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，但大部份的工程師相信，假如柱不降伏，則耐震抗彎構架的行為是更可靠的。因此本節公式是期望能使降伏發生在梁端位置或交會區。

13.5.6 梁柱接頭處之側向束制

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，柱子需有側向支撐以避免產生抗彎構架平面外的側向變形。

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。本章節依梁柱之交會區以外是否保持彈性而有不同的束制要求。

2.無側向束制之接頭：

無側向束制之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 同心斜撐構架之規定

1. 本節適用於偏心斜撐構架以外的其它斜撐系統，包含斜撐構架與抗彎構架組合的二元構架系統。在與抗彎構架組合後的二元構架系統中，其抗彎構架需符合13.5節中之規定。
2. 在同心斜撐構架（CBF）中，斜撐構件主要是承受軸向載重。CBF 通常有五種型式（如圖C-13.6.1至C-13.6.5所示）。
3. 事實上，CBF 具有非常有限的遲滯變形能力，試驗證明 [142] 當它在挫屈後，軸向載重桿件將迅速喪失非線性遲滯承載的能力，而無法回到初始位置。基於這個理由，在高地震帶區，法規不允許將CBF 單獨使用在高樓或特別建築物中，除非是用在與抗彎構架組合的二元構架系統中。
4. 爲了確保CBF 不會產生無法控制的巨大非線性變形，ASCE-7-88的第9.9.5 款中指定CBF 的設計載重要求必須是一般構材的1.25倍，而13.6.3節中規定對特殊結構此載重係數可提昇到1.5。
5. CBF 系統在地震下的行爲只要是能保持結構的穩定，仍是可接受的。本條的目的在提高CBF 穩定能力及避免脆性破壞。
6. 當一支承受軸向載重的斜撐受壓挫屈時，將造成：
 - a. 額外的載重轉移到拉力斜撐，增加其荷載。
 - b. 斜撐挫屈後，在兩端點造成過度的轉角而導致局部接頭破壞。
 - c. 在斜撐跨度中點造成局部或扭轉挫屈。
 - d. 若在構架中屬非對稱性挫屈，則將對結構系統造成巨大的扭矩反應。
 - e. 過度的挫屈將對與構架相連之非結構性構材造成影響。

13.6.1 斜撐構材

a. 細長比

除非在13.6.4節中所述的低層建築物外，在強震區的CBF 系統中其斜撐桿件的細長比(L/r) 必須受限制。當斜撐的 L/r 較小時，它能承受反復的非線性彎曲，故能消除較多的能量，而細長斜撐則無法，因爲在挫屈發生後，軸向受壓強度退化 [132]，而遲滯迴圈發生明顯的頸縮現象（如圖C-13.6.6），故嚴格規定斜撐細長比，以避免挫屈發生。

b. 設計壓力強度

由於地震反應的反復特性，斜撐構件的設計壓力強度特定為容許壓力的百分之八十。而這折減係數是由SEAOC [141] 提出經簡化的結果。

c. 地震橫力分配

本條的目的是在平衡構架中斜撐的抗拉能力及抗壓能力的比例，因為在受較大載重下，受壓後挫屈斜撐的承載能力本質上是較受拉斜撐者差很多。除非斜撐的尺寸大到可讓其保持在彈性範圍內，否則應依本節規定平衡受拉與受壓斜撐的比例。

d. 斷面寬厚比

在LRFD (AISC 1986)第B5節中定義三種斷面特性：當構件的寬厚比 $\lambda < \lambda_p$ 時，稱為結實斷面；當 $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$ 時，稱為非結實斷面；而細長受壓斷面是指 $\lambda > \lambda_r$ 斷面，因其易發生局部挫屈，故此斷面不得用來作斜撐構件。圓管形斷面之外徑與壁厚比採用與AISC規範的塑性設計建議。至於方管形斷面任一面的寬厚比之上限值是基於若干試驗結果[142,144]。

e. 關於組合型斜撐構材綴合的特別需求是依試驗結果選定[133]。

13.6.2 斜撐接合

a. 設計強度

在CBF系統中，斜撐構件常承受大部份的地震樓層剪力，尤其在未用二元構架系統時。斜撐接頭的強度應要能使隔板在構架平面外的挫屈破壞或接頭的脆性破壞不致成為主要的破壞機構。

b. 淨面積

本節公式是延伸LRFD第B3節中之觀念至前列13.6.1 b. 強度要求。

c. 隔板之設計

在CBF系統中，當系統變形必須進入非線性範圍時，隔板常是重要的設計元素，雖然可藉由增加CBF的設計載重來減少非線性變形的需求，但這通常不足以完全地消除這個問題。因此假如斜撐的臨界挫屈型態是在CBF構架平面內，則隔板的設計強度須足以抵抗在此方向斜撐構材的標稱強度。假如斜撐的臨界挫屈型態是在構架平面外時，則斜撐須是容易彎曲而且須有適當的強度（如圖C-13.6.7）。

13.6.3 特殊斜撐構材類型之規定

除了斜撐桿件及它們接頭的一般需求外，對於V型及K型的CBF系統，由於它們的特殊結構而另有特別的限制。

a. V型斜撐構材

假如V型斜撐構架的一個斜撐發生壓力挫屈，則在受拉斜撐內的荷載將大於挫屈斜撐內的載重。因此這兩個力量的垂直合力將對斜撐構架系統的水平構件造成很大的垂直變形（如圖C-13.6.8），假如所有構件在V型交接點是鉸接，將無法阻止這種變形。假如連續的水平構件經歷反復變形後沒有破壞，則先前挫屈的桿件在受拉後可能無法回到它原先的平直狀態，而先前受拉的構件此時將因受壓後超過它的受壓能力而挫屈，此時兩斜撐構件皆在挫屈狀態下。這種行為將造成斜撐系統在挫屈發生後強度迅速退化（如圖C-13.6.9）。由於接近V斜撐交點是一易於發生非線性變形的區域，構件應有側向束制以免發生構架平面外的挫屈。

由於V型斜撐系統可能有上述的潛在問題，因此對CBF系統中採用V型斜撐構架曾有三種考慮：（1）避免使用；（2）對斜撐的細長比施一嚴格的限制；（3）對於斜撐構件採取較大的設計載重。本節採用第三個選擇而以設計載重須為1.5倍之地震力設計，而對其它的CBF系統只以1.25倍之地震力設計。

b. K型斜撐構架

K型斜撐構架系統不是一個令人放心的耐震系統，因其行為與前述V型斜撐系統類似，且K型系統之斜撐發生挫屈時，可造成柱子水平變形，而導致柱子的挫屈破壞。故除非構架符合第13.6.4節中所規定者，K型構架不得用於一般耐震結構系統中。本節與UBC (1991)的不同點在於UBC允許K型斜撐構架存在於弱震區，由於台灣沒有明顯的弱震區，故本節稍有修正。

13.7 偏心斜撐構架之規定

13.7.1 連桿梁

一般用來確保連桿(Link)穩定消能的法規如下：

a. 連桿梁斷面須符合結實斷面之要求，翼板的寬厚比($b_f/2t_f$)與

腹板之深厚比(h_c/t_w)不得大於表4.1所列之 λ_{pd} 值。

b. 連桿梁之材料須符合13.1節的材料規定。

c. 連桿梁之腹板須為不含腹板疊合板之單板構造及不得開孔。因為加了疊合板則可能有不均勻的應力與變形分佈行為。開孔則對連桿梁腹板的降伏與變形有不良的影響。

e. 若連桿梁內的軸應力小於 $0.15F_y$ 時，則軸力效應可被忽略。一般而言，EBF的規劃應儘量避免軸力在連桿梁中產生的機會（如圖C-13.7.1）。然而由於構架的特別配置，基本上軸力可以在連桿梁內產生，但因連桿中的軸應力(f_a)大於 $0.15F_y$ 時，會顯著減低連桿的消能及變形能力，因此為了確保穩定的降伏，設計剪力強度及連桿長度亦須隨著調整。

f. 參考上款e說明。

g. 連桿梁之所需變形角：EBF系統之韌性需求，主要是藉連桿的降伏及韌性變形而達消能及避免斜撐挫屈或其他梁柱桿件破壞的可能。連桿降伏方式可分為剪力降伏及彎矩降伏。當連桿的長度 $e \leq 1.6M_p/V_y$ 時，它的塑性變形是由剪力降伏控制，稱此連桿為剪力連桿。當 $e > 2.6M_p/V_y$ 時，它的塑性變形是由彎矩降伏控制，稱此連桿為彎矩連桿。

EBF的韌性是由連桿梁的非線性轉角控制。試驗[138,139]顯示，剪力連桿因降伏區域均勻分散，故其消能機構比以兩端降伏的彎矩連桿理想。如圖C-13.7.2 (a)所示，若傳統抗彎構架之塑性層間變位角為 θ_p ，假設塑性變形集中於梁端之塑性鉸，則塑性鉸之彎角 $\gamma_p = \theta_p$ ，相同地，由簡單的幾何關係來推導圖C-13.7.2 (b)~(d)的 γ_p 與 θ_p 的關係，明顯地， γ_p 與 e 呈倒數關係，故絕對長度 e 太短的連桿會有過高之韌性需求。其中 θ_p 係指構架在強震作用下之塑性變形，其大小可由本篇第一章第5節規定之地震力作用所得之彈性層間位移角放大 $3/K$ 倍[141]。

13.7.2 連桿梁之腹板加勁板

連桿腹板在巨大塑性變形下，可能產生非線性挫屈，因此必須適當地加勁。加勁板的間距，由研究結果[130]顯示直接與連桿的最大塑性變形需求有關，連桿轉角需求愈大則加勁板間距須愈小。因此UBC 1991對剪力連桿加勁板的規定如本節內容所示，隨著連桿梁的轉角

需求及尺寸而改變。對於彎矩連桿而言，由於它在消能期間，塑性撓曲變形集中於兩端，挫屈較可能發生在距連桿兩端 $1.0b_f$ 處。但若連桿梁與柱相接時，由於接近剪力板及連桿梁端側向支撐的位置，故AISC (1990) 耐震篇建議加勁板的位置為距兩端 $1.5b_f$ 處為較佳。對於連桿長度 e 為 $1.6M_p/V_y < e \leq 2.6M_p/V_y$ 的中等長度連桿而言，因其消能時有剪力與彎矩降伏並存的情形，因此須依前述兩種方式加勁。連桿梁內腹板加勁板之高度須與梁深相等是為了有效地抵抗防止腹板或梁翼的挫屈。

13.7.3 連桿梁與柱之接頭

當連桿與柱相接時，在強震中連桿端之彎矩與剪力皆極顯著之外，韌性變形需求亦極為顯著，尤其是當連桿長度 e 約等於 $1.6M_p/V_y$ 時，接柱端之彎矩 $M_a = V_{ult} \times e/2 = 1.2M_p$ （此時 V_{ult} 須採用 $1.5V_p$ ），故長度不宜超過 $1.6M_p/V_y$ 。傳統式用螺栓鎖緊梁腹、銲接翼板的結合方式，因韌性能力不足不得用於連桿與柱的接頭[134]，而須用銲接直接接合柱與腹板（如圖C-13.7.3），而且腹板銲接的設計須以連桿梁腹板的設計荷載為基準。

13.7.4 連桿梁之側向支撐

連桿之兩端須有足夠的側向支撐以確保連桿在構架之立面內能穩定地消能。試驗證明混凝土樓板不足以提供連桿下翼板之側向穩定 [140]。側向支撐通常可以由連桿附近垂直於構架立面的小梁接於與連桿齊高的腹部加勁板而構成（如圖C-13.7.4）[159]，其位置以在連桿端為最佳，否則至少要在斜撐的正上方區域內。小梁的深度以不小於連桿深度之 $2/3$ 為理想（如圖C-13.7.5(a)），否則連桿下翼板的側撐須另外考慮（如圖C-13.7.5 (b)），若無小梁可資利用時，可考慮在樓板中加剪力釘後另接連於下翼板之側撐（如圖C-13.7.5 (c)）。

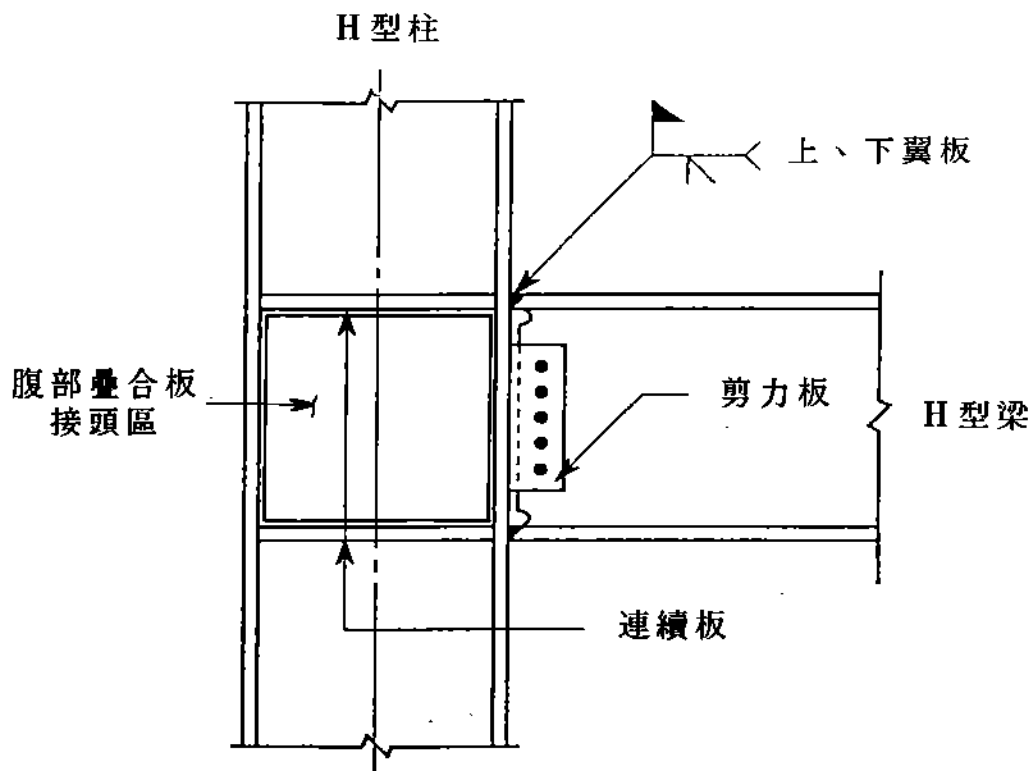
13.7.5 斜撐及連桿梁外之梁設計

- a. EBF 系統中的主要降伏與消能機構應該發生在連桿梁上，而不是柱、斜撐或連桿梁外梁段。斜撐與連桿梁外梁段的強度須依8.1節規定檢討在軸力與彎矩共同作用下之強度與穩定性。斜撐與梁的接頭強度如13.7.5 b. 所述須能符合13.7.1節中強度的需求。

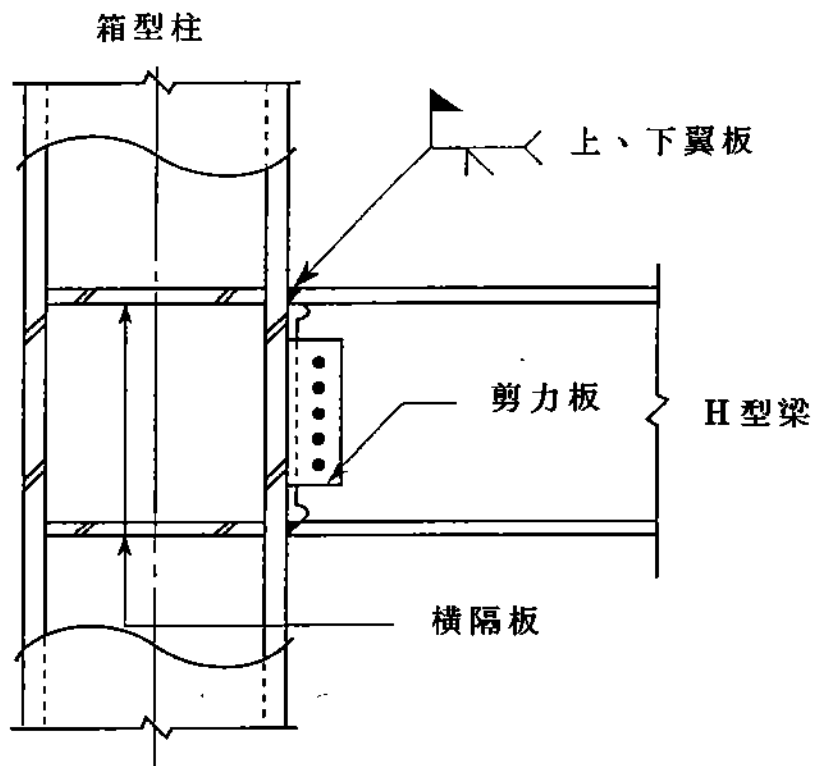
- b. 斜撐與梁的接頭，如圖C-13.7.6至C-13.7.9，除了圖C-13.7.6經試驗證明此種接頭細節中之隔板有挫屈的可能[127]外，其餘三種接頭方式皆有極佳的耐震能力。
- c. 連桿梁外梁段須有足夠的側向支撐以確保在1.5 倍的連桿設計剪力強度所引致的內力作用下保持穩定。

13.8 品質要求

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。ASCE (1992) 提供一檢驗及試驗的特別規定[158]，其中對鋼構架的特別規定適用於所有的地震區。



(a) H 型梁與 H 型柱之強軸相接



(b) H 型梁與箱型柱相接

圖C-13.5.1常見抗彎接頭細部

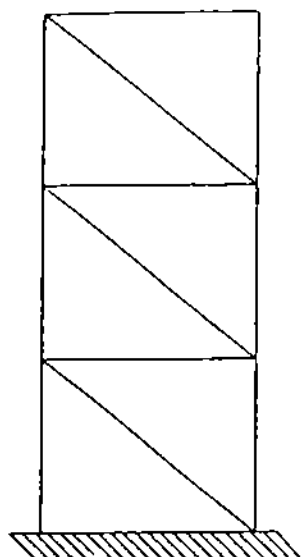


圖 C-13.6.1

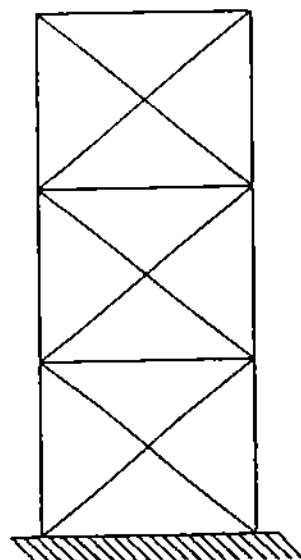


圖 C-13.6.2

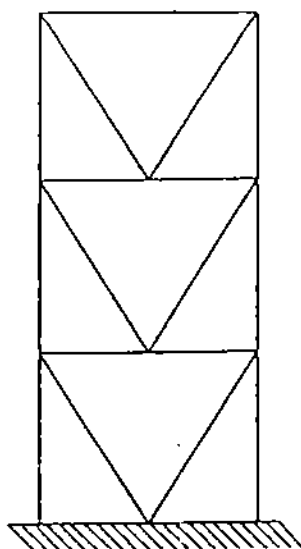


圖 C-13.6.3

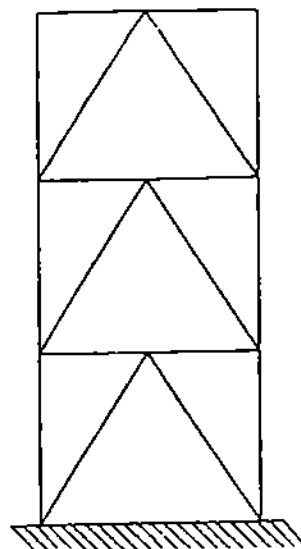


圖 C-13.6.4

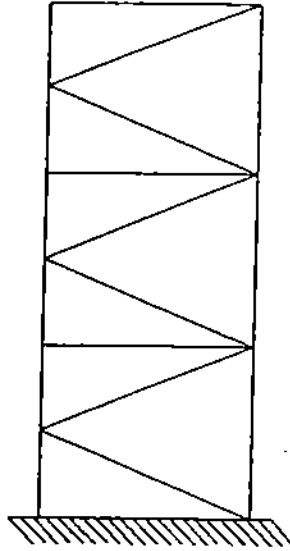


圖 C-13.6.5

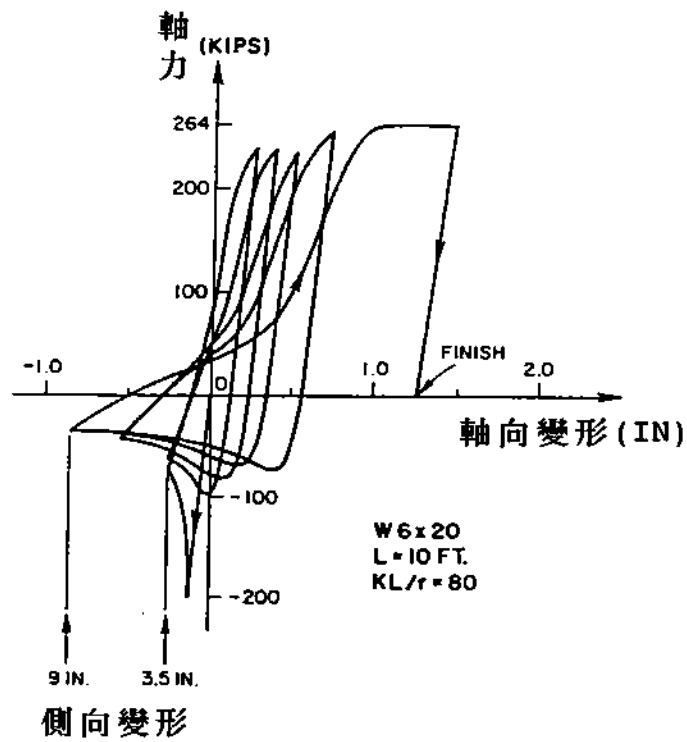


圖 C-13.6.6

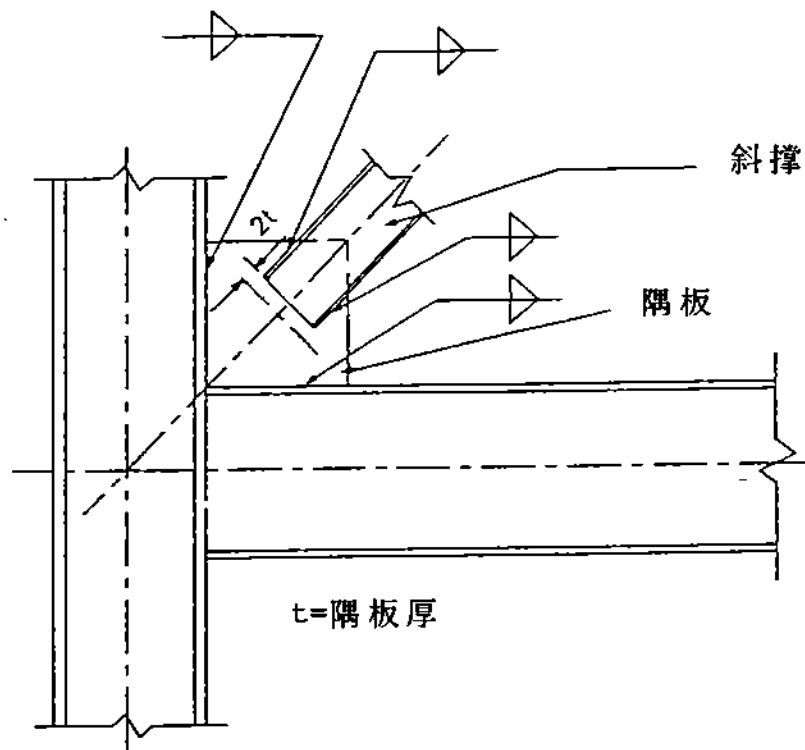


圖 C-13.6.7

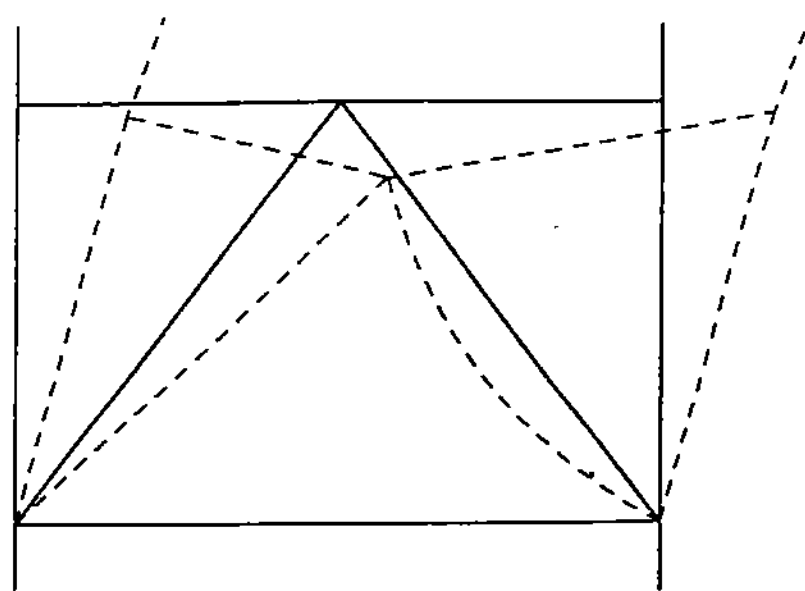


圖 C-13.6.8

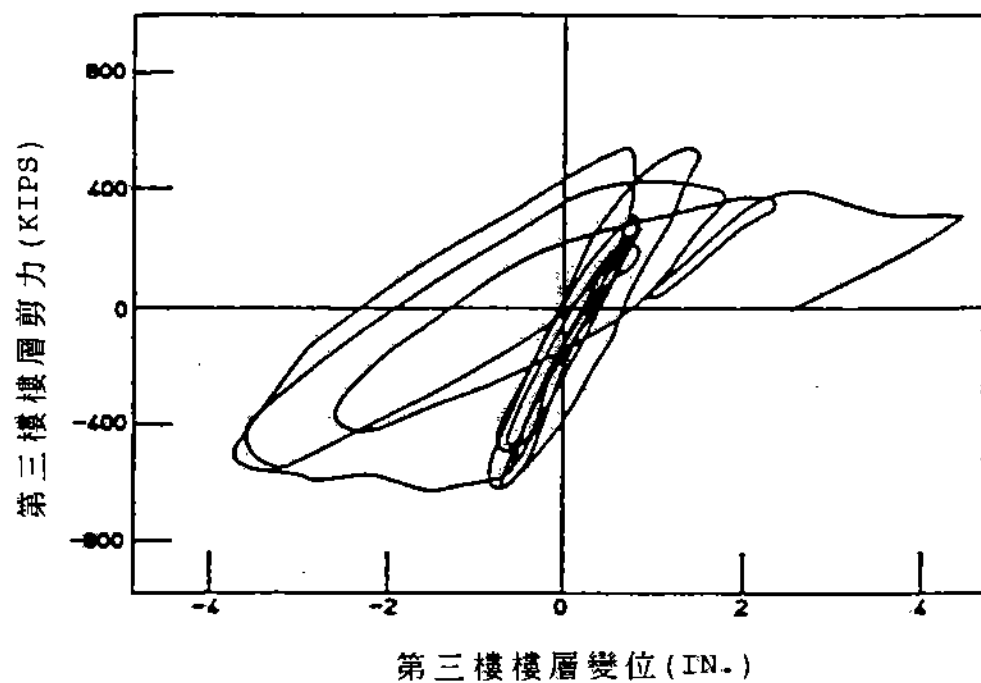
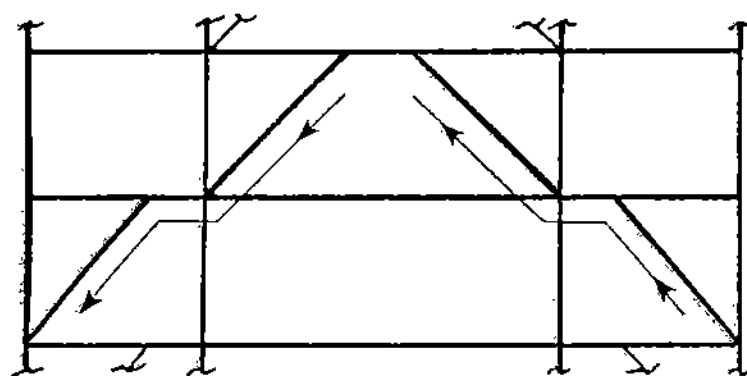
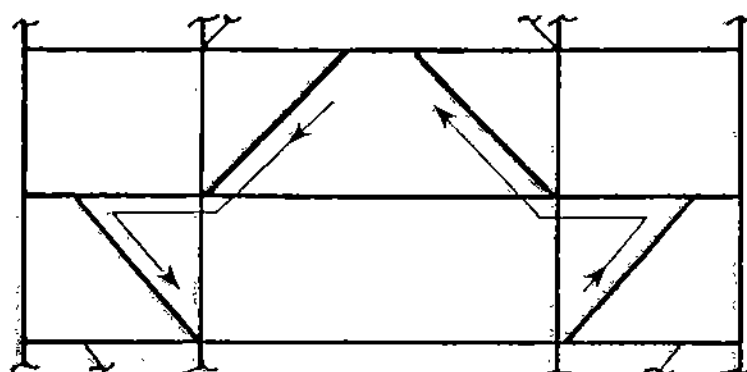


圖 C-13.6.9

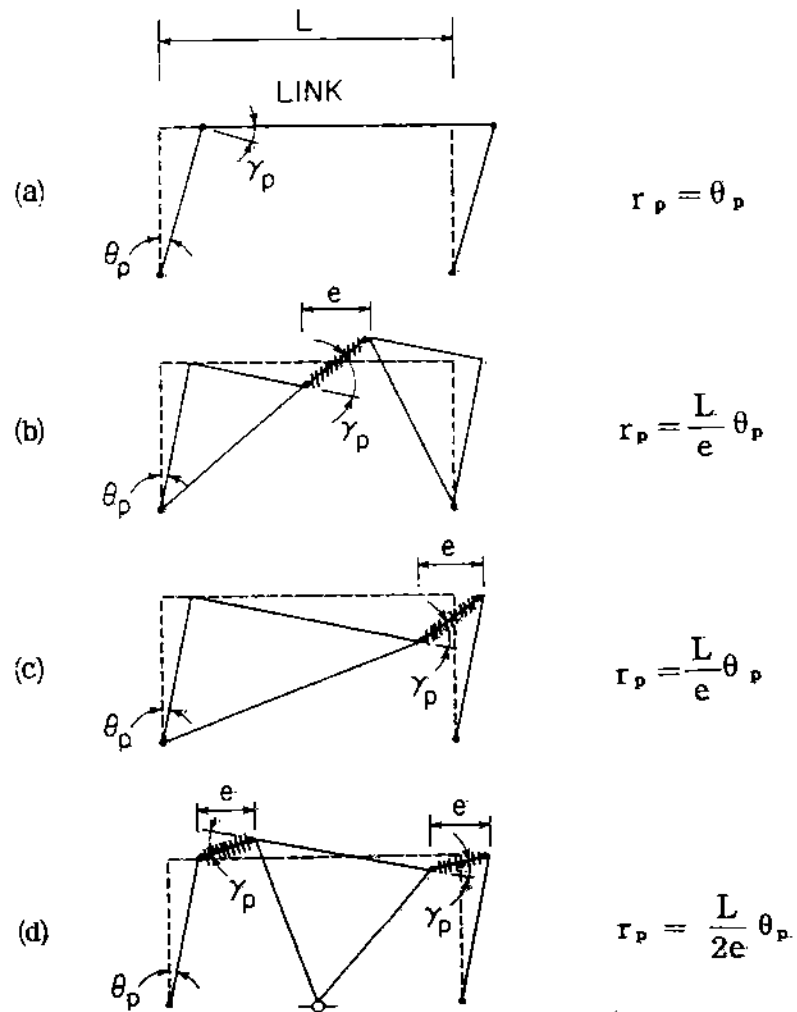


(a) 軸力之發生

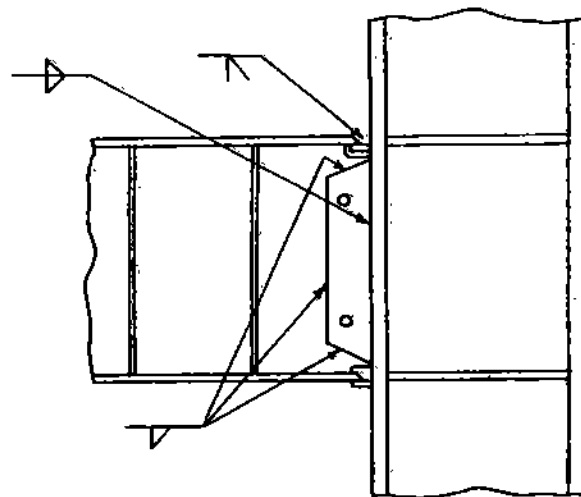


(b) 軸力之消滅

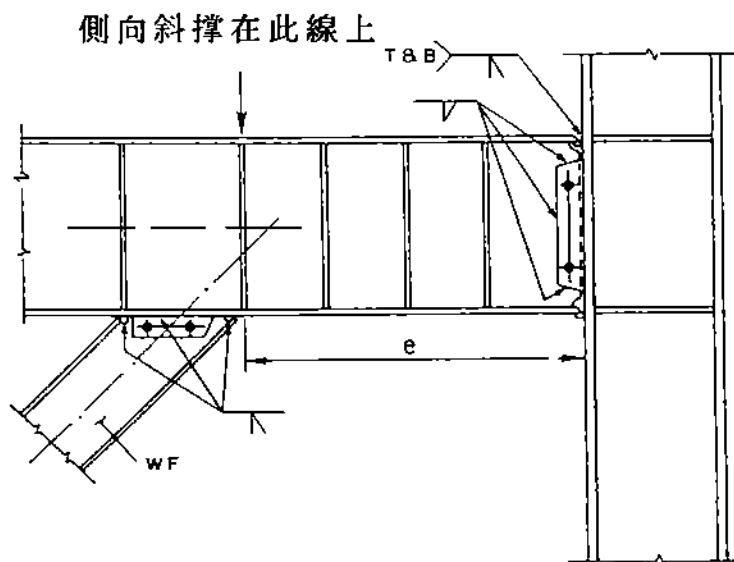
圖 C-13.7.1 連桿中顯著軸力之產生與消除



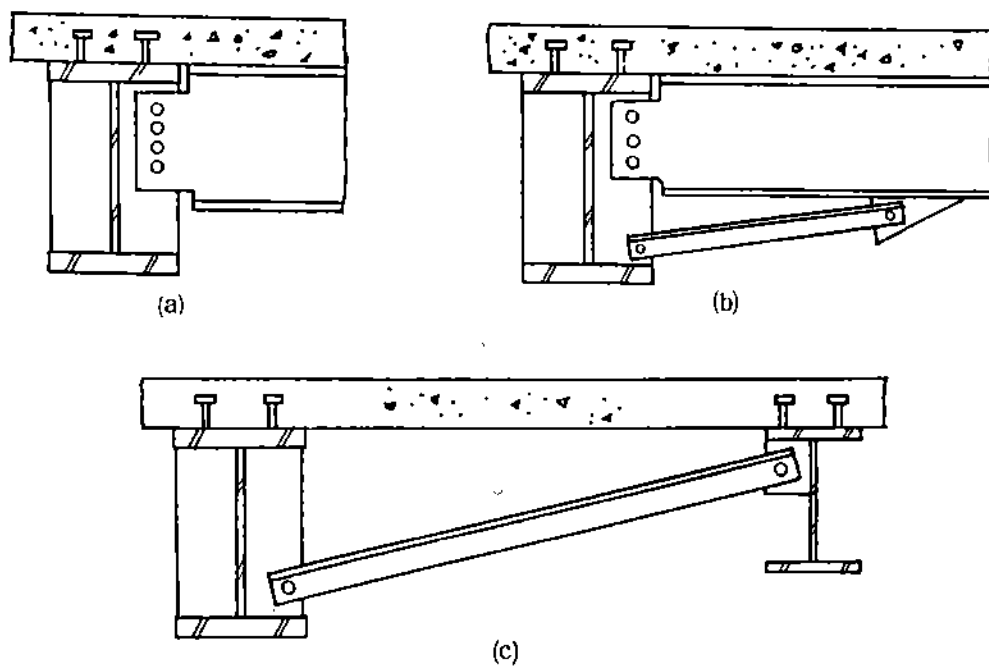
圖C-13.7.2 連桿塑性彎角與構架塑性位移角關係圖



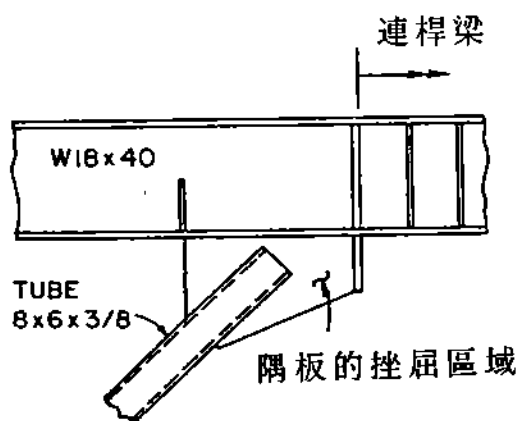
圖C-13.7.3 剪力連桿與柱接頭細節



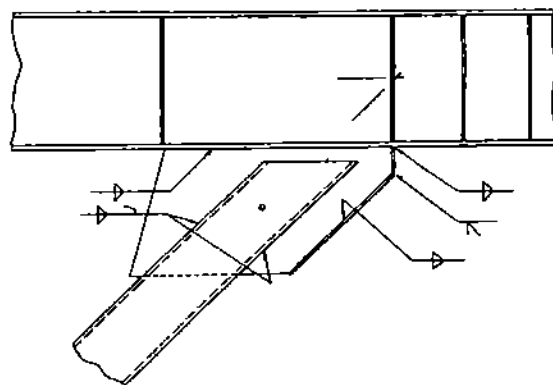
圖C-13.7.4 連桿端側向支撐位置示意圖



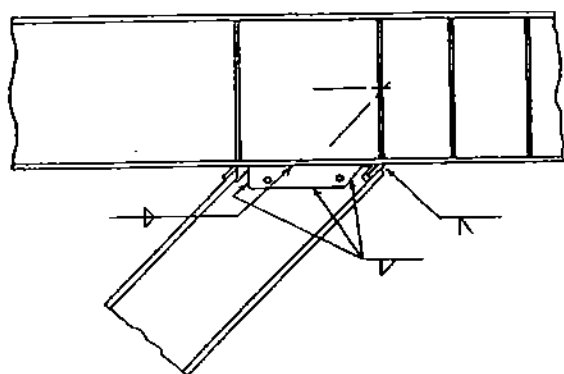
圖C-13.7.5 連桿端或梁段內側撐示意圖



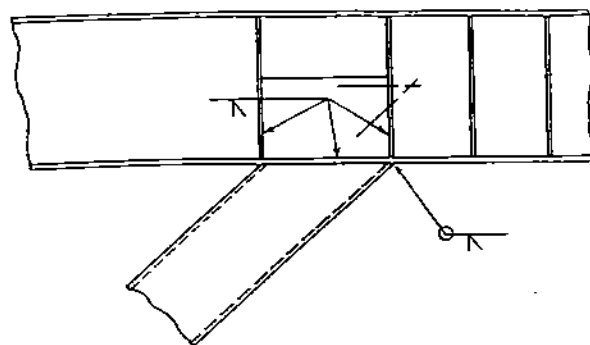
圖C-13.7.6 斜撐隔板挫屈位置圖



圖C-13.7.7 改良之斜撐與隔板
接頭細節



圖C-13.7.8 I 字型斷面斜撐與梁剛性
接頭細節



圖C-13.7.9 管型斷面斜撐與梁剛性
接頭細節

附錄 4

細長受壓肢材之局部挫屈

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-4-1) 至 (A-4-6) 係基於薄板受壓臨界挫屈應力公式而發展出來的：

$$\sigma_{cr} = k \left[\frac{\pi^2 E \sqrt{\eta}}{12(1-\nu^2)(b/t)^2} \right]$$

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_{cr} 小於降伏應力 F_y 時，局部挫屈將取代降伏控制設計。因此若定義 $Q = \sigma_{cr}/F_y$ ，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-4.1 中的曲線表示。為了簡化設計，圖 CA-4.1 中的曲線可採用兩條直線來近似，此二直線分別為公式 (A-4-1) 與 (A-4-2) [118]。

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失敗 [119]，為了防止這種失敗模式，表 A-4.1 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-4-7) 與 (A-4-8) 主要採用由 von Karman [120] 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 [121] 加以實驗證明，並提出以下的公式：

$$\frac{b_e}{t} = 1.9 \sqrt{\frac{E}{f} \left(1 - \frac{C}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right)}$$

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[122] 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-4-9) 主要是依據實驗結果而得。當圓管之 $D/t \leq 232/F_y$ 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。

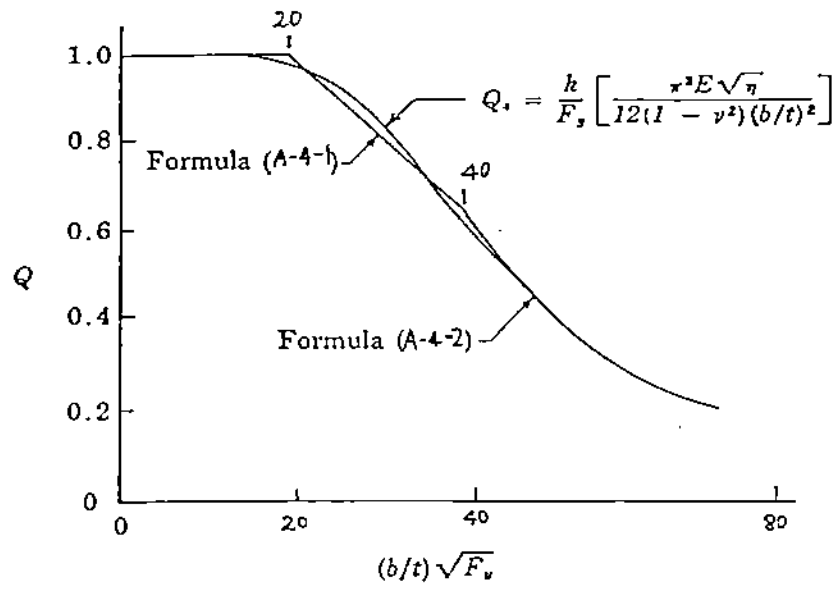


圖 CA-4.1

附錄 5

撓曲扭轉挫屈

對於具有對稱斷面的鋼柱，扭轉挫屈是其可能的破壞模式；對於未具有對稱斷面的鋼柱，撓曲－扭轉挫屈則為其可能的破壞模式。不過對熱軋鋼柱而言，以上這兩種挫屈模式通常不致發生，或它們的臨界挫屈載重與其弱軸在平面上的挫屈載重相差無幾。但是，對於由較薄的鋼板所組成的柱或是斷面不對稱的柱而言，以上的挫屈模式則可能控制鋼柱之強度。有關彈性撓曲－扭轉挫屈載重的公式推導可在結構穩定學的參考書中找到[72,113,117]。但這些公式只適用於彈性的撓曲－扭轉挫屈；當 $F_{cr} > 0.5F_y$ 時，這些公式需藉由修正係數 $\lambda_e = \sqrt{F_y/F_e}$ 修正之以考慮非彈性挫屈的影響。

參考文獻

1. American Institute of Steel Construction, Inc. Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings 1978, Chicago, Ill.
2. American Institute of Steel Construction, Manual of Steel Construction - Load & Resistance Factor Design, 1986.
3. American Association of State Highway and Transportation Officials Standard Specification for Highway Bridges 1977.
4. Ravindra, M.K. and T.V.Galambos Load and Resistance Factor Design for Steel ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No.ST9, September 1978.
5. Ellingwood, B., et al 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 1980.
6. American National Standards Institute Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ANSI A58.1-82.
7. American Welding Bureau Report of Structural Welding Committee 1931.
8. Chopra, A. K. and N. M. Newmark Design of Earthquake Resistant Structures E. Rosenblueth, Ed., 1980. John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y.
9. Galambos, T. V. Proposed Criteria for Load Resistance Factor Design of Steel Building Structures Research Report No. 45, Civil Engineering Dept., Washington Univ, St. Louis, Mo., May 1976. Also, American Iron and Steel Institute, Bulletin No. 27, January 1978.
10. Sherman, D. R. Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe August 1976, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C.

11. Johnston, B. G., Ed. Guide to Design Criteria for Metal Compression Members 3rd. Ed., 1976, Structural Stability Research Council, John Wiley and Sons, New York, N.Y.
12. Galambos, T. V. Reliability of Axially Loaded Columns December 1980. Washington Univ., Dept, of Civil Engineering. St. Louis, Mo.
13. Hall. Dann H. Proposed Steel Column Strength Criteria ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 107, No. ST4, April 1981.
14. Yuru, J. A., et al The Bending Resistance of Steel Beams ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September 1978.
15. Kitipornchai, S. and N. S. Trahair Buckling Properties of Monosymmetric I-Beams ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 109, No. ST5, May 1980.
16. Cooper, P. B., et al LRFD Criteria for Plate Girders ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September 1978.
17. Basler, Konrad Strength of Plate Girders in Shear ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, October 1961.
18. Popov, E. P. An Update on Eccentric Seismic Bracing AISC Engineering Journal, 3rd Qtr., 1980.
19. Galambos, T. V. and M. K. Ravindra Tentative Load and Resistance Factor Design Criteria for Steel Buildings Research Report No. 18, Washington Univ., Dept. of Civil Engineering, St. Louis, Mo., September 1973.
20. American Society of Civil Engineers Plastic Design in Steel-A Guide and a Commentary ASCE Manual 41, 2nd Ed., 1971.
21. Lim, L. C. and L. W. Lu The Stength and Behavior of Laterally Unsupported Columns Fritz Engineering Laboratory Report No. 329.5, Lehigh Univ., Bethlehem, Pa., June 1970.
22. Ross, D. A. and W. F. Chen 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 1975.

23. Springfield, J. Design of Columns Subject to Biaxial Bending AISC Engineering Journal, 3rd Qtr., 1975.
24. LeMessurier, W. J., R.J. McNamara and J. C. Scrivener Approximate Analytical Model for Multi-Story Frames AISC Engineering Journal, 4th Qtr., 1974.
25. LeMessurier, W. J. A Practical Method of Second Order Analysis. Part 1-Pin-jointed Frames AISC Engineering Journal, 4th Qtr. 1976.
26. LeMessurier, W. J. A Practical Method of Second Order Analysis, Part 2-Rigid Frames AISC Engineering Journal, 2nd Qtr., 1977.
27. Kanchanalai, T. and L. W. Lu Analysis and Design of Framed Columns Under Minor Axis Bending AISC Engineering Journal, 2nd Qtr., 1979.
28. Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings ATC Publication 3-06, June 1978.
29. Austin, W. J. Strength and Design of Metal Beam-Columns ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 87, No. ST4, April 1961.
30. International Association of Bridge and Structural Engineering Final Report of the Eighth Congress September 1968.
31. Bergfelt, A. Studies and Tests on Slender Plate Girders Without Stiffeners March 1971.
32. Hoglund, T. Simply Supported Long Thin Plate I-Girders Without Web Stiffeners, Subjected to Distributed Transverse Load Dept. of Building Statics and Structural Engineering of the Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden.
33. Yura, J. A. Web Behavior at Points of Concentrated Loads Univ. of Texas-Austin.
34. Galambos, T. V. and J. Chapuis LRFD Criteria for Composite Columns and Beam Columns Revised Draft, December 1980. Washington Univ., Dept. of Civil Engineering, St. Louis, Mo.
35. SSRC Task Group 20 A Specification for the Design of Steel-Concrete Composite Columns AISC Engineering Journal, 4th Qtr., 1979.

36. American Society of Civil Engineers Structural Design of Tall Steel Buildings 1979.
37. Hansell, W. C., T. V. Galambos, M. K. Ravindra and I. M. Viest Composite Beam Criteria in LRFD ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September 1978.
38. Grant, J. A., Jr., J. W. Fisher and R. G. Slutter Composite Beams With Formed Steel Deck ASCE Engineering Journal, 1st Qtr., 1977.
39. Ollgaard, J. G., R. G. Slutter and J. W. Fisher Shear Strength of Stud Connectors in Light Weight and Normal Weight Concrete AISC Engineering Journal, April 1971.
40. Slutter, R. G. and G. C. Driscoll, Jr. Flexural Strength of Steel-concrete Composite Beams ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 91, No. ST2, April 1965.
41. Gibson, G. T. and B. T. Wake An Investigation of Welded Connections for Angle Tension Members AWS, The Welding Journal, January 1942.
42. Kloppel, K. and T. Seeger Dauerversuche Mit Einschnittigen Hw-Verbindungen Aus ST37 Der Stahlbau, 33(8):225-245, August 1964 and Vol. 33, No. 11, November 1964.
43. Fisher, J. W. and J. H. A. Struik Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., 1974.
44. Freeman, F.R. The Strength of Arc-welded Joints Proc. Inst. Civil Engineers 231, London, England, 1930.
45. Fisher, J. W., T.V. Galambos, G. L. Kulak and M. K. Ravindra Load and Resistance Factor Design Criteria for Connectors ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September 1978.
46. Bendigo, R. A., R. H. Handson and J. L. Rumpf Long-bolted Joints ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 89, No. ST6, December 1963.
47. Birkemoe, P. C. and M. I. Gilmor Behavior of Bearing Critical Double-angle Beam Connections AISC Engineering Journal, 4th Qtr., 1978.

48. International Organization for Standardization Guide for the Evaluation of Human Exposure to Whole-Body Vibration Document ISO 2631, September 1974.
49. Timoshenko, S. P. and J. M. Gere Theory of Elastic Stability McGraw-Hill Book Co., 1961.
50. Bleich, F. Buckling Strength of Metal Structures McGraw-Hill Book Co., 1952.
51. Galambos, T. V. Influence of Partial Base Fixity on Frame Stability ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 86, No. ST5, May 1960.
52. Yura, J. A. The Effective Length of Columns in Unbraced Frames AISC Engineering Journal, April 1971.
53. Disque, R. O. Inelastic K-Factor in Design AISC Engineering Journal, 2nd Qtr., 1973.
54. Lu, L. W., E. Ozer, J. H. Daniels, O. S. Okten, S. Morino Strength and Drift Characteristics of Steel Frames ASCE Journal of the Structural Division Vol. 103, No. ST11, November 1977.
55. Cheong-Siat Moy, F., E. Ozer and L. W. Lu Strength of Steel Frames Under Gravity Loads ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 103, No. ST6, June 1977.
56. Springfield, J. and P. F. Adams Aspects of Column Design in Tall Steel Buildings ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 98, No. ST5, May 1972.
57. Liapunow, S. Ultimate Load Studies of Plane Multi-story Steel Rigid Frames ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 100, No. ST8, Proc. Paper 10750, August 1974.
58. Daniels, J. H. and L. W. Lu Plastic Subassemblage Analysis for Unbraced Frames ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 98, No. ST8, August 1972.
59. Winter, G. Lateral Bracing of Columns and Beams ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 84, No. ST2, March 1958.
60. Lu, Le-Wu Design of Braced Multi-story Frames by the Plastic Method AISC Engineering Journal, January 1967.

61. Kanchanalai, T. 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 1977.
62. Wood, B. R., D. Beaulieu and P. F. Adams Column Design by P-Delta Method ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 102, No. ST2 February 1976.
63. Jones, J. Static Tests on Riveted Joints Civil Engineering, May 1940.
64. Elgaaly, M. Web Design under Compressive Edge Loads AISC Engineering Journal, 4th Qtr., 1983.
65. Marino, F. J. Ponding of Two-way Roof Systems AISC Engineering Journal, July 1966.
66. Fisher, J. W., K. H. Frank, M. A. Hirt and B. M. McNamee Effect of Weldments on the Fatigue Strength of Beams National Cooperative Highway Research Program, Report 102, 1970.
67. Fisher, J. W., P. A. Albrecht, B. T. Yen, D. J. Klingerman and B. M. McNamee Fatigue Strength of Steel Beams with Welded Stiffeners and Attachments National Cooperative Highway Research Program, Report 147, 1974.
68. Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts 1980.
69. Bigos, J., G. W. Smith, E. F. Ball and P. J. Foehl Shop Paint and Painting Practice AISC National Engineering Conference, Proceeding, 1954.
70. Steel Structures Painting Council Steel Structures Painting Manual, Vol. 2, Systems and Specifications Pittsburgh, Pa.
71. Popov, E. P. and R. M. Stephen Capacity of Columns with Splice Imperfections AISC Engineering Journal, 1st Qtr., 1977.
72. Galambos, T. V. Structural Members and Frames Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J., 1968.
73. Lee, G. C., M. L. Morrell and R. L. Ketter Design of Tapered Members WRC Bulletin No.173, June 1972.

74. Morrell, M. L. and G. C. Lee Allowable Stress for Web-tapered Beams with Lateral Restraints WRC Bulletin No. 192, February 1974.
75. Johnston, B. G. and L. F. Green Flexible Welded Angle Connections The Welding Journal, October 1940.
76. Bridge, P. Q. and J. W. Roderick Behavior Of Built-up Composite Columns ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST7, July 1978, pp. 1,141-1,165.
77. 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.
78. Canadian Standards Association Steel Structures for Buildings, Appendices G, H and I CSA S16.1-1974, Rexdale, Ontario, Canada, 1974.
79. Sherman, D. R. and A. S. Tanavde Comparative Study of Flexural Capacity of Pipes Civil Engineering Department Report, Univ. of Wisconsin-Milwaukee, March 1984.
80. Winter, G. Commentary on the 1968 Edition of Light Gage Cold-formed Steel Design Manual American Iron and Steel Institute, 1970.
81. Galambos, T. V., Ed. Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures 4rd Ed., Structural Stability Research Council.
82. Galambos, T. V. and M. K. Ravindra Load and Resistance Factor Design Criteria for Steel Beams Research Report No. 27, Washington Univ., Dept. of Civil Engineering, St. Louis, Mo., February 1976.
83. Rao, N. R. N., M. Lohrmann and L. Tall Effect of Strain Rate on the Yield Stress of Structural Steels Journal of Materials, Vol. 1, No. 1, ASTM, March 1966.
84. Galambos, T. V. and M. K. Ravindra Properties of Steel for Use in LRFD ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 104, No. ST9, September 1978.
85. Beedle, L. S. and L. Tall Basic Column Strength ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 86, No. ST7, July 1960.

86. Galambos, T.V., B. Ellingwood, J. G. Mac Gregor and C. A. Cornell
Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design
Practice ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 108, No.
ST5, May 1982.
87. Goble, G. G. Shear Strength of Thin Flange Composite Specimens
AISC Engineering Journal, April 1968, Chicago, Ill.
88. Roberts, T. M. Slender Plate Girders Subjected to Edge Loading
Proceedings of Institute of Civil Engineers, Part 2, 71,
September 1981.
89. Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints
Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts
Load and Resistance Factor Design.
90. American Institute of Steel Construction, Inc. Commentary on
Highly Restrained Welded Connections AISC Engineering Journal,
2nd Qtr., 1973.
Joints for Weathering Steel AISC Engineering Journal, 1st Qtr.,
1983, Chicago, Ill (p.40).
92. Munse, W. H. And E. Chesson, Jr. Riveted and Bolted Joints: Net
Section Design ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 89,
No. ST1, February 1963.
93. Gaylord, E. H. and C. N. Gaylord Design of Steel Structures 2nd
Ed., McGraw-Hill Book Co., 1972, New ork, N. Y.
94. Zandonini, R. Stability of Compact Built-up Struts: Experimental
Investigation and Numerical Simulation Contruzione Metalliche,
November 4, 1985.
95. Stang, A. H. and B. S. Jaffe Perforated Cover Plates for Steel
Columns Research Paper RP 1861, National Bureau of Standards,
1984.
96. Frank, K. H. and J. A. Yura An Experimental Study of Bolted Shear
Connections FHWA/RD-81/148, December 1981.
97. Ketter, R.L. Further Studies of the Strength of Beam Columns ASCE
Journal of the Stru-tural Division, Vol. 87, No. ST6, August
1961.

98. Iwankiw, N. Note on Beam-Column Moment Amplification Factor AISC Engineering Journal, 1st Qtr., 1984, Chicago, Ill. (p.21).
99. Tide, R. H. R. Reasonable Column Design Equations Annual Technical Session of Structural Stability Research Council, April 16-17, 1985.
100. Keating, P. B. and J. W. Fisher Review of Fatigue Tests and Design Criteria on Welded Details NCHRP Project 12-15(50), October 1985.
101. Ricles, J. M. and J. A. Yura Strength of Double-row Bolted Web Connections ASCE Journal of the Structural Division, Vol. 109, No. ST1, January 1983.
102. Hardash, S. and R. Bjorhovde New Design Criteria for Gusset Plates in Tension AISC Engineering Journal, 2nd Qtr., 1985, Chicago, Ill.(p.77).
103. Murray, T. M. Design to Prevent Floor Vibration AISC Engineering Journal, 3rd Qtr., 1975, Chicago, Ill.(p.82).
104. Murray, T. M. Acceptability Criterion for Occupant-induced Floor Vibrations AISC Engineering Journal, 2nd Qtr., 1981, Chicago, Ill.(p.62).
105. Shuenn-Yih Chang, Chin-Hsiung Loh and Shyi-Shing Chen , "Distribution of Seismic Hazard and Risk Analysis of Buried Pipelines in Taiwan", Vol. 11, No. 1, pp.11-23, 1988.
106. Sheng-Taur Mau, "The Development of A Velocity Risk Map of Taiwan for Seismic Resistant Design of Buildings", Journal of the Chinese Institute of Engineers, vol.2 No.2, pp.135-141, 1979.
107. Chu-Chuan Tsai, Chin-Hsiung Loh, and Yeong-Tein Yeh, Analysis of Earthquake Risk in Taiwan Based on Seismotectonic Zones, " Memoir of the Geological society of China, No.9 pp.413-446, December, 1987.
108. AISC, Guide for the Design and Construction of Mill Buildings, ASCE Technical Report No.13, 1979.
109. Tide, R.H.R., Reasonable Column Design Equation, Annual Technical Session of Structural Stability Research Council, April, 16-17, 1985.

110. Shanley, F.R., Inelastic Column Theory, J.Aeronaut. Sci., Vol.14, No.5, P.216, 1947.
111. Bjorhovde, R. and Tall, L., Maximum Column Strength and the Multiple Column Curve Concept, Rep. No.337. 29, Lehigh University, Fritz Eng. Lab., Bethlehem, Pa., October, 1971.
112. Zandonini, R., Stability of Compact Built-up Struts: Experimental Investigation and Numerical Simulation, Contruzione Metalliche, November 4, 1985.
113. Bleich, F., Buckling Strength of Metal Structures, McGraw-Hill Book Co., 1952.
114. Brockenbrough, R.L., Considerations in the Design of Bolted Joints for Weathering Steel, AISC Engineering Journal, 1st Qtr., P.40, 1983, Chicago, Ill.
115. Stang, A.H. and Jaffe B.S., Perforated Cover Plated for Steel Columns, Research Paper Rp 1861, National Bureau of Standards, 1984.
116. Lee, G.C., Morrell M.L. and Ketter R.L., Design of Tapered Members, WRC Bulletin, No. 173, June, 1972.
117. Timoshenko, S.P. and Gere J.M., Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill Book Co., 1961.
119. Chajes, A. and Winter, G., Torsional Flexural Buckling of Thin-Walled Members, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.91, No. ST4, August, 1965.
120. Von Karman, T., Sechler, E.E. and Donnell, L.H., The Strength of the Thin Plates in Compression, 1932 ASME Transactions, Vol. 54, APM-54-5.
121. Winter, G., Strength of Steel Compression Flanges, 1947 ASCE Transactions.
122. Sherman, D.R., Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., August, 1976.
123. F.R. Preece " AWS-AISC Fillet Weld Study-Longitudinal and Transverse Shear Tests ", Testing Engineers, Inc., LOS Angeles, May 31, 1968

124. Kishi, N. and W. F. Chen, Data Base of Steel Beam-to-Column Connections, School of Civil Engineering, Purdue University, 1986.
125. AISC, "Specifications of Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Constructions, 1990.
126. Bruneau, M., Mahin, S.A. and Popov, E.P., "Ultimate Behavior of Butt Welded Splices in Heavy Rolled Steel Sections", Report No. UCB/EERC-87/10, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1987.
127. Engelhardt, M.D. and Popov, E.P., "Behavior of Long Links in Eccentrically Braced Frames", Report No. UCB/EERC-89/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1989.
128. ICB0, "Uniform Building Code", International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1991.
129. Kasai, K. and Popov, E.P., "Cyclic Web Buckling Control for Shear Link Beams", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No.3, March 1986, pp.505-523.
130. Kasai, K. and Popov, E.P., "A Study of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames", Report No. UCB/EERC-86/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA, 1986.
131. Krawinkler, H., "Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames", Engineering Journal, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Vol.15, 1978.
132. Krawinkler, H., Bertero, V.V. and Popov, E.P., "Hysteresis Behavior of Steel Columns", Report No. UCB/EERC-75/11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1975.
133. Liu, Z. and Goel, S.C., "Investigation of Concrete Filled Steel Tubes under Cyclic Bending and Buckling", UMCE Report 87-3, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 1987.
134. Malley, J.O. and Popov, E.P., "Design Considerations for Shear Links in Eccentrically Braced Frames", Report No. UCB/EERC-83/24,

Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA., 1983.

135. Popov, E.P. , Amin, N.R. , Louie, J.C. and Stephan, R.M., "Cyclic Behavior of Large Beam-Column Assemblies", Engineering Journal, AISC Volume 23, No. 1, 1986.
136. Popov, E.P. and Tsai, K.C., "Performance of Large Seismic Steel Moment Connections under Cyclic Loads", Engineering Journal, American Institute of Steel Constructions, Vol.26, No.2, 1989.
137. Popov, E.P. and Stephen, R.M., "Tensile Capacity of Partial Penetration Welds", Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers, Vol.103, No. ST9, September 1977.
138. Roeder, C.W. and Popov, E.P., "Cyclic Shear Yielding of Wide Flange Beams", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.104, No.EM4, August 1978.
139. Roeder, C.W. and Popov, E.P., "Eccentrically Braced Frames for Earthquakes", Journal of the Structural Division, Vol.104, No.3, American Society of Civil Engineers, March 1978.
140. Ricles, J.M. and Popov, E.P., "Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames", Report No.UCB/EERC-87/107 , Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, 1987.
141. SEAOC, "Recommended Lateral Force Requirements", Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, Sacramento/San Francisco/Los Angeles, AC, 1988 and 1990.
142. Tang, X. and Goel, S.C., "Seismic Analysis and Design Considerations of Braced Steel Structures", UMCE Report 87-4, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 1987.
143. Tsai, K.C. and Popov, E.P., "Seismic Panel Zone Design Effect on Elastic Story Drift in Steel Moment Resisting Frames", Journal of Structural Engineering, Vol.116, No.12, December 1990.
144. Uang, C.M. and Bertero, V.V., "Earthquake Simulation Tests and 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 1986.

145. 陳希舜，陳生金，馬道奇“臺灣區建築結構之設計載重”，中華民國結構工程學會，民國八十年。
146. 日本建築學會，“鋼構造限界狀態設計規準（案）．同解說”，日本建築學會（1990）。
147. 中央氣象局，“臺灣八十年來之颱風”，中央氣象局編印，文英印書公司（1978）。
148. “臺技術規則中有關耐震設計條文之全盤修訂建議（定稿）”中國土木水利工程學會，第六卷，第四期，1980年2月。
149. 日本建築學會，“建築工事標準仕様書JASS 6”。
150. “中華民國建築技術規則”，民國79年3月版。營建雜誌社編印。
151. 鄭丁興“台灣地區之設計震譜”，台灣工業技術學院碩士論文，民國78年6月。
152. Sheng-Jin Chen and W. C. Wang, Moment Amplification Factor for the Design of Steel Beam-to-Column, National Taiwan Institute of Technology, 1991.
153. J. D. Graham, A. N. Sherbourne, R. N. Khabbaz, and C. D. Jensen, Welded Interior Beam-to-Column Connections. New York: American Institute of Steel Construction, Inc., 1959.
154. 日本建築學會，“鋼構造設計規準”，1985。
155. Wai F. Chen and David E. Newlin. "Column Web Strength in Beam-to-Column Connections", Journal of the Structural Division, ASCE, 99, ST9 (September 1973), 1978-1984.
156. Wai F. Chen and Irving J. Oppenheim. "Web Buckling Strength of Beam-to-Column Connections", Journal of the Structural Division, ASCE, 100, ST1 (January 1974),
157. J.E. Regec, J.S. Huang, and W.F. Chen. "Test of Fully-Welded Beam-to-Column Connection", WRC Bulletin 188, Welding Research Council, New York, October 1973, 24-35.
158. ASCE 7-88 and 7-92, "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", American National Standards Institute, Inc., New York, NY, 1988 and 1992.
159. 蔡克銓，“耐震偏心斜撐系統之特性及應用”，結構工程，第四卷第三期，民國七十八年九月。

鋼結構極限設計法設計規範草案勘誤表

頁數	原規範內容	訂正後內容
9	ϕ 承載係數。 ϕ_b 撓曲承載係數。 ϕ_c 受壓承載係數。 ϕ_c 合成柱受軸向載重之承載係數。 ϕ_{sf} 破壞路徑之剪力承載係數。 ϕ_t 拉力承載係數。 ϕ_v 剪力承載係數。	ϕ 強度折減係數。 ϕ_b 撓曲強度折減係數。 ϕ_c 受壓強度折減係數。 ϕ_c 合成柱受軸向載重之強度折減係數。 ϕ_{sf} 破壞路徑之剪力強度折減係數。 ϕ_t 拉力強度折減係數。 ϕ_v 剪力強度折減係數。
15	2.1 載重、載重係數與載重組合 結構及其構件需提供之強度， 須依因數化載重組合後之臨界狀況決定。臨界狀況可能在一種或多種載重作用時發生。臨界狀況之決定須檢核下列之載重組合： 1.4D (2.1-1) 1.2D + 1.6L (2.1-2) 1.2D + 0.5L + 1.6W (2.1-3) 1.2D + 0.5L + 1.3E (2.1-4) 0.9D - (1.6W 或 1.5E) (2.1-5)	2.1 載重、載重係數與載重組合 結構及其構件需提供之強度， 須依因數化載重組合後之臨界狀況決定。臨界狀況可能在一種或多種載重作用時發生。臨界狀況之決定須檢核下列之載重組合： 1.4D (2.1-1) 1.2D + 1.6L (2.1-2) 1.2D + 0.5L + 1.6W (2.1-3) 1.2D + 0.5L + 1.3E (2.1-4) 0.9D $\pm$ 1.5E (2.1-5) 0.9D - 1.6W (2.1-6)
21	2. 不合於上款之W、H、S、 I或T型鋼，及包括組合斷面之其他 構材，若以螺栓接合則接合處沿應力 方向每行螺栓數不少於3 根 U = 0.85	2. 不合於上款之W、H、S、 I或T型鋼，及包括組合斷面之其他 構材。若以螺栓接合則接合處沿應力 方向每行螺栓數不少於3 根 U = 0.85

頁數	原規範內容	訂正後內容
50	$B_z = \frac{1 - 0.18(\sum P_u / \sum P_e)}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_e}} \quad (8.1-4)$ $\sum P_u$ = 同一樓層中所有柱子所受軸向力之和 $P_e = A_g F_y / \lambda^2 c$，其中 λc 依公式 (6.1-4) 計算，又該式中在彎曲平面上之有效長度係數 K 應依 4.8 節第 2 款決定，且不得小於 1	$B_z = \frac{1}{1 - \sum P_u \left[\frac{\Delta_{oh}}{\sum HL} \right]} \quad (8.1-5)$ 或 $B_z = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_e}} \quad (8.1-6)$ $\sum P_u$ = 同一樓層中所有柱子所受軸向力之和 Δ_{oh} = 所考慮之樓層的側向位移，cm $\sum H$ = 樓層產生 Δ_{oh} 之樓層水平力之和，t L = 樓層高度，cm $P_e = A_g F_y / \lambda^2 c$，其中 λc 依公式 (6.1-4) 計算，又該式中在彎曲平面上之有效長度係數 K 應依 4.8 節第 2 款決定，且不得小於 1
63	承壓型接合之 A307 螺栓或高強度螺栓不得視為與銲接共同分擔載重，而應由銲接承擔接合之全部力。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，唯須先鎖緊高強度螺栓後再銲接。 既存結構如以銲接修改時，現存之摩阻型接合高強度螺栓可用以承受原有靜載重，而銲接僅分擔額外要求之設計強度。	承壓型接合之 A307 螺栓或高強度螺栓不得視為與銲接共同分擔載重，而應由銲接承擔接合之全部力。以抗滑型接合設計之高強度螺栓則可與銲接共同分擔載重，唯須先鎖緊高強度螺栓後再銲接。 既存結構如以銲接修改時，現存之抗滑型接合高強度螺栓可用以承受原有靜載重，而銲接僅分擔額外要求之設計強度。

頁數	原規範內容	訂正後內容
66	a. 有效面積 填角銲之有效喉厚為自接合根部至銲道表面之最短距離。如使用潛弧銲接，角長等於或小於10mm時，以角長為其有效喉厚；大於10mm時，有效喉厚可取理論喉厚加 3.0 mm。	a. 有效面積 填角銲之有效喉厚為自接合根部至銲道表面之最短距離。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 3.0 mm。
74	對於最靠近邊緣且在作用線上邊距小於1.5d之螺栓，或接合不包括在公式(10.3-1a) 和(10.3-1b) 範圍內者，設計承壓強度應以 ϕR_n 求得，而 $\phi=0.75$ $R_n = L t F_u \dots\dots\dots (10.3-1c)$ 其中： d = 標稱螺栓直徑，cm t = 接合物之厚度，cm F_u = 接合物之規定拉力強度t/cm² L = 作用力線上，標準孔或擴大孔或槽孔端半圓中心至接合物邊緣之距離，cm	對於最靠近邊緣且在作用線上邊距小於1.5d之螺栓，或接合不包括在公式(10.3-1a) 和(10.3-1b) 範圍內者，設計承壓強度應以 ϕR_n 求得，而 $\phi=0.75$ $R_n = L t F_u \dots\dots\dots (10.3-1c)$ 如果螺栓孔附近之變形量不影響結構之使用性且符合 10.3.9 節及10.3.10 節所規定之間距及邊距，則可用下式取代(10.3-1a) 式及(10.3-1b)，而 $\phi=0.75$ $R_n = 3.0 \phi t F_u \dots\dots\dots (10.3-1d)$ 其中： d = 標稱螺栓直徑，cm t = 接合物之厚度，cm F_u = 接合物之規定拉力強度t/cm² L = 作用力線上，標準孔或擴大孔或槽孔端半圓中心至接合物邊緣之距離，cm
81	10.9 柱基與混凝土間之承载力	10.9 柱基處混凝土之承壓強度

頁數	原規範內容	訂正後內容
82	10.10 錨栓和埋置 10.10.2 埋置	10.10 錨栓和埋置物 10.10.2 埋置物
109	其中： A_e = 為4.3 節所定義之有效淨斷面積。 ϕ_t = 拉力抵抗係數=0.75。	其中： A_e = 為4.3 節所定義之有效淨斷面積。 ϕ_t = 拉力強度折減係數=0.75。
118	1.1 台灣區建築結構之載重組合，至少應檢核以下情形： (1) 1.4D (2) 1.2D + 1.6L (3) 1.2D + 0.5L + 1.6W (4) 1.2D + 0.5L + 1.3E (5) 0.9D - (1.6W 或 1.5E)	1.1 台灣區建築結構之載重組合，至少應檢核以下情形： (1) 1.4D (2) 1.2D + 1.6L (3) 1.2D + 0.5L + 1.6W (4) 1.2D + 0.5L + 1.3E (5) 0.9D ± 1.5E (6) 0.9D - 1.6W

單位換算表

	英 制	S I 制	公 制
長 度	1 in	2.54 cm	2.54 cm
面 積	1 in ²	6.45 cm ²	6.45 cm ²
力	1 lb	4.45 N	0.454 kg
力 矩	1 ft-lb	1.36 N.m	0.14 kg-m
應 力	1 lb/in ²	6890 N/m ²	0.07 kg/cm ²
慣 性 矩	1 in ⁴	41.6 cm ⁴	41.6 cm ⁴
斷面模數	1 in ³	16.4 cm ³	16.4 cm ³
單 位 重	1 lb/ft ³	157 N/m ³	16.0 kg/m ³
力 強 度	1 lb/ft	14.6 N/m	1.49 kg/m
能 量	1 ft-lb	1.36 J	0.14 kg-m
重力加速度	32.2 ft/s ²	9.81 m/s ²	9.81 m/s ²

