

混凝土結構設計規範修正規定

第一章 總則

1.1 依據

本規範依建築技術規則建築構造編(以下簡稱「建築構造編」)第三百三十二條第四項規定訂定之。

1.2 範圍及符號

1.2.1 本規範適用於一般建築物之結構混凝土構造。

E_c = 混凝土之彈性模數，參閱第 1.9.1 節； kgf/cm^2 。

E_s = 鋼之彈性模數，參閱第 1.9.2 節； kgf/cm^2 。

f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。

f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。

w_c = 混凝土之單位重量； tf/m^3 。

解說：

本規範之規定為設計結構混凝土構造時所必須遵守的最低基本要求。

此些基本要求可參考九十一年發布之「結構混凝土設計規範」^[1.1]（以下簡稱前版規範）、中國土木工程學會之「混凝土工程設計規範與解說(土木401-96)」^[1.2]及美國ACI 318-05規範^[1.3]等。

本規範未對監工、施工、工程師之責任及混凝土品質之控制等有關規定加以闡述。此等有關規定對興建結構混凝土構造時極具重要性，相關規定見「建築技術規則」^[1.4]及「結構混凝土施工規範」^[1.5]。

1.2.2 本規範所稱結構混凝土係指具有結構功能之混凝土，包括鋼筋混凝土及純混凝土。

鋼筋混凝土為結構混凝土中之鋼筋量不少於本規範規定之預力鋼筋或非預力鋼筋之最低值者。

純混凝土為結構混凝土中鋼筋量少於鋼筋混凝土之規定最低值者，或無鋼筋者。

結構混凝土之規定抗壓強度應按本規範第 1.7 節規定。

解說：

本規範所稱之鋼筋混凝土包括非預力鋼筋混凝土及預力混凝土。因此，本規範的各項規定，除指明專門適用於非預力混凝土之設計者外，均可用於預力混凝土構造。參考本規範第11.2節。

1.2.3 各種特殊結構以結構混凝土建造者如弧拱、薄殼、摺版、水塔、水池、煙囪、散裝倉、樁及耐爆構造等之設計，除本規範能適用外，得視需要另行增補。

解說：

各種特殊結構之設計，除本規範能適用外，得針對特殊結構之需要參考相關規範及文獻另行增補設計及施工之特別規定。

1.2.4 埋入地下之混凝土基樁、墩基及沉箱得不受限於本規範相關規定；惟若該等結構承受地震力時應符合第 15.10.4 節之相關規定。

解說：

本規範不適用於完全埋置於地下之混凝土樁及墩基之設計。惟在空氣中、水中、或土壤未能提供充分側撐以防止屈曲之地下混凝土樁者，仍應遵照本規範有關規定設計之。

1.2.5 土壤支承之混凝土鋪面版得不受限本規範相關規定設計；惟若有相關結構藉其傳遞荷重時，仍應遵照本規範有關規定設計之。

1.2.6 合成之鋼承鈹鋼筋混凝土版得不受限於本規範相關規定設計，其中混凝土材料應符合本規範相關規定；惟非合成之鋼承鈹鋼筋混凝土版，仍應遵照本規範有關規定設計之。

解說：

非合成之鋼承鈹鋼筋混凝土版，其鋼承鈹通常僅當作模板使用，鋼筋混凝土樓版必須承受全部載重，其設計應按本規範之規定。合成之鋼承鈹鋼筋混凝土版，其鋼承鈹可當作正彎矩鋼筋使用，此種樓版之設計必須參照其他相關設計資料。

1.3 設計原則

1.3.1 結構混凝土構造之設計，應能在使用環境下承受各種規定載重，並滿足安全性及適用性之需求。

1.3.2 鋼筋混凝土結構除本節另有規定者外應按本規範規定以強度設計法設計，使構材之設計強度足以承受設計載重。

解說：

結構以強度設計法設計時應遵守本規範各章節之有關規定，設計強度及設計載重之定義可參考第2.2至2.4節。

1.3.3 預力混凝土結構應基於各種載重情況之行為及強度需要設計之。

解說：

預力混凝土結構之設計應符合本規範第十一章之規定。

1.3.4 非預力鋼筋混凝土結構得按本規範附篇 G「工作應力法」設計，以容許工作應力及使用載重為設計之依據。

解說：

非預力鋼筋混凝土結構若採用工作應力法設計，其設計結果可能較採用強度設計法保守，惟目前趨勢為工作應力法漸遭淘汰，設計者宜有此概念。

1.3.5 鋼筋與預力混凝土受撓曲與軸力構材得採用附篇 B「鋼筋(含預力)混凝土受撓曲與軸力構材替代設計規定」設計之。

1.3.6 結構混凝土構造及其構材得採用附篇 C「強度折減因數與設計載重之替代值」規定設計之。

解說：

結構混凝土構材設計應以本規範第2.3節配合第2.4節之規定單獨使用；或以附篇C之第C.3節配合第

C.4節之規定單獨使用；不得混雜交互使用。

- 1.3.7 本規範附篇 A「壓拉桿模式」之規定，得於結構混凝土構材在形體不連續或載重劇變區域設計應用之。
- 1.3.8 本規範附篇 D「混凝土結構用錨栓」之規定，應於結構混凝土構材須用錨栓連結時設計應用之。
- 1.3.9 抵抗地震力之結構混凝土構材須遵照本規範第十五章「耐震設計之特別規定」設計之。

1.4 載重

- 1.4.1 結構設計須考慮各種靜載重與活載重。設計建築物之屋架、梁、柱、牆及基礎時，活載重可按「建築技術規則」規定折減之。

解說：

結構設計須考慮各種可能發生之載重，包括靜載重、各種配置之活載重及第1.4.2、1.4.3節規定載重與各種可能設備之載重。屋頂必須考慮可能發生之積水、積雪。

- 1.4.2 結構設計須以整體結構抵抗作用其上之總風力或地震力。
- 1.4.3 設計時須考慮其他因預力、吊車載重、振動、衝擊、乾縮、溫度變化、潛變、乾縮補償混凝土之膨脹、土壓、液體壓以及支承之不均勻沉陷等所生之作用力。

1.5 材料

- 1.5.1 混凝土結構所使用之鋼筋、預力鋼筋、混凝土及其他材料，均應符合「結構混凝土施工規範」之有關規定。施工中應確保材料品質符合要求，使施工之情況符合本規範設計之假設條件，完成之結構體性能須符合設計之要求。
- 1.5.2 混凝土及材料之查驗與檢驗均應符合「中華民國國家標準」及「結構混凝土施工規範」之規定。
- 1.5.3 鋼筋與預力鋼筋之查驗與檢驗均應符合本規範第 13.2 節、「中華民國國家標準」及「結構混凝土施工規範」之規定。

解說：

本規範附篇E「材料之品質要求」係針對設計工程師設計時對材料品質應注意事項；其內容由「混凝土結構施工規範」摘要而成；以方便設計工程師查閱。設計工程師對其所使用材料性質及施工品管應有充分了解，並針對實際情況作適當之規定。有關施工品管可參考「混凝土結構施工規範」及其他有關規定。

有關鋼筋與預力鋼筋之規格，可參考附錄甲「結構混凝土常用鋼筋」。

1.6 設計與施工之配合

混凝土結構設計時應考量「結構混凝土施工規範」之規定及施工可行性，設計時如有特殊需求應於設計圖說中明確規定。

1.7 混凝土規定抗壓強度

- 1.7.1 除設計時另有規定者外，混凝土規定抗壓強度 f'_c 為混凝土 28 日齡期之試驗極限強度。此項抗壓強度之試驗均應符合「中華民國國家標準」CNS 1232〔混凝土圓柱試體抗壓強度之檢驗法〕及「結構混凝土施工規範」之有關規定。如結構物在混凝土澆置後未達規定齡期已須承受載重時，則應以該承受載重時之齡期之試驗極限強度為其規定強度。
- 1.7.2 結構混凝土之 f'_c 不得小於 $210\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。
- 1.7.3 特殊暴露環境下之混凝土，其最低規定抗壓強度及最大水膠比應符合本規範附篇 E 之規定。
- 1.7.4 預力混凝土之 f'_c 不得小於 $280\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。

解說：

混凝土規定強度一般以混凝土規定抗壓強度 f'_c 為代表。

本規範對鋼筋混凝土構造所使用之混凝土規定抗壓強度 f'_c 按結構物所需條件作概略性之建議，較詳細之規定詳見附篇 E。

本版規範對新構築結構要求最低之結構混凝土 f'_c 由 $175\text{kgf}/\text{cm}^2$ 提昇至 $210\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，此係考量增加混凝土之規定抗壓強度，可以提昇混凝土之緻密性，降低混凝土碳化深度之速率，進而增加混凝土構材之耐久性，並增加混凝土結構之使用年限。增加混凝土結構之使用年限，可以減少混凝土材料之使用量，此可避免國內天然資源之過度使用並收節能減碳之功效。

其他有關非 28 日齡期之規定抗壓強度、開裂抗拉強度、破裂模數等規定，見相關章節。如混凝土中加飛灰、矽灰等卜作嵐(Pozzolan)材料或採用卜特蘭(Portland)第 I 種以外之混凝土，其規定抗壓強度之齡期可依材料特性另行規定。

1.8 鋼筋強度限制

設計所用之鋼筋規定降伏強度不得大於 $5,600\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。

解說：

除在本規範第 4.6.2、4.7.3.4、4.8.6、12.4.2 及 15.3.5 節限制非預力鋼筋之規定降伏強度 f_y 不得大於 $4,200\text{kgf}/\text{cm}^2$ 外，而螺箍筋之規定降伏強度另見第 3.10.3 節，其他使用狀況下非預力鋼筋之規定降伏強度 f_y 不得大於 $5,600\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。

預力鋼筋之規定降伏強度 f_{py} 與預力鋼筋之抗拉強度 f_{pu} 之關係，及計算強度下預力鋼筋受拉應力 f_{ps} 之規定值，詳見本規範第 11.6 及 11.8 節之規定及解說。

1.9 彈性模數

1.9.1 混凝土之彈性模數 E_c 定為

$$E_c = w_c^{1.5} 4,270 \sqrt{f'_c} \quad (1-1)$$

式中 w_c 為混凝土之單位重，適用範圍為 1.5 至 $2.5\text{tf}/\text{m}^3$ ；常重混凝土 w_c 以 $2.3\text{tf}/\text{m}^3$ 計

時， $E_c = 15,000\sqrt{f'_c} \text{ kgf/cm}^2$ 。

1.9.2 鋼筋之彈性模數 E_s 可定為 $2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 。

1.9.3 預力鋼筋之彈性模數依試驗結果決定，或由製造廠商提供。

解說：

本規範1.9.1節之混凝土彈性模數 E_c 之訂定以混凝土之壓應變與壓應力曲線中壓應力為0至 $0.45 f'_c$ 之斜率為準則。

台灣地區 E_c 之採用，可參考本章參考文獻^[1.6]。

1.10 設計圖說

1.10.1 結構混凝土構造之設計圖說包括設計圖、計算書及施工說明書。

1.10.2 設計圖說須在適當位置載明下列各項：

- (1) 設計規範之名稱及版本。
- (2) 設計所用之活載重及其他特殊載重。
- (3) 結構物各部份之混凝土規定抗壓強度及規格。
- (4) 鋼筋及鋼料之規定強度及規格。
- (5) 結構物各構材、錨栓、及鋼筋之位置及尺寸。
- (6) 鋼筋之保護層及間距。
- (7) 鋼筋之錨定長度、接續位置及長度。
- (8) 鋼筋之銲接或機械式續接器之型式及位置。
- (9) 預力混凝土工程所需施加之預力大小、位置與程序。
- (10) 混凝土潛變、乾縮及溫度變化範圍之相關規定。
- (11) 伸縮縫、收縮縫或隔離縫之位置及設計詳圖。
- (12) 配合結構設計原意所必須之施工縫位置及設計詳圖。
- (13) 梁、版、牆之開孔位置、尺寸及補強方法。
- (14) 管線、預留孔及埋設鐵件等之位置、埋設規定及注意事項。
- (15) 配合結構設計原意所必須之施工順序及要求。

參考文獻

- [1.1] 內政部，「結構混凝土設計規範」，民國九十一年六月。
- [1.2] 中國土木水利工程學會混凝土工程委員會，「混凝土工程設計規範(土木401-96)」，民國九十六年九月。
- [1.3] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete," (ACI 318-05) & Commentary (ACI 318R-05), 2005.
- [1.4] 內政部，「建築技術規則」，民國九十七年三月。
- [1.5] 內政部，「結構混凝土施工規範」，民國九十一年七月。
- [1.6] 陸景文、詹穎雯、陳振川，「台灣地區混凝土抗壓強度與彈性模數特性研究」，中國土木水利工程學會學刊，第十四卷，第三期，第371-379頁，民國九十三年。

第二章 分析與設計

2.1 符號

- A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部份面積； cm^2 。
 A_s = 非預力縱向受拉鋼筋之斷面積； cm^2 。
 A'_s = 縱向受壓鋼筋之斷面積； cm^2 。
 b = 構材受壓面之寬度； cm 。
 c = 中性軸至最外受壓纖維之距離； cm 。
 d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
 d' = 構材最外受壓纖維至縱向受壓鋼筋斷面重心之距離； cm 。
 d_t = 構材最外受壓纖維至最外層縱向受拉鋼筋重心之距離； cm 。
 D = 靜載重，或其相關之內彎矩與力。
 E = 地震力，或其相關之內彎矩與力。
 E_c = 混凝土之彈性模數，參閱第 1.9.1 節； kgf/cm^2 。
 f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。
 f_{ct} = 輕質混凝土之平均開裂抗拉強度； kgf/cm^2 。
 f_r = 混凝土之開裂模數； kgf/cm^2 。
 f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
 F = 流體力，因密度及高度明確之液體其重量及壓力所造成之載重，或其相關之內彎矩與力。
 h = 構材總厚或全深； cm 。
 H = 土壤力，因土壤、土壤中之水或其他物質之重量及壓力所造成之載重，或其相關之內彎矩與力。
 I_{cr} = 構材開裂斷面轉換成混凝土斷面之慣性矩； cm^4 。
 I_e = 用以計算撓度之有效慣性矩； cm^4 。
 I_g = 總斷面對其中心軸之慣性矩； cm^4 。
 l = 梁或單向版之跨度，參閱第 2.8 節； cm 。或
 = 懸臂梁之外伸長度； cm 。
 l_n = 淨跨度，兩支承面間之距離； cm 。
 L = 活載重，或其相關之內彎矩與力。
 L_r = 屋頂活載重，或其相關之內彎矩與力。
 M_a = 計算撓度時所用之最大彎矩； $kgf-cm$ 。
 M_{cr} = 開裂彎矩，參閱第 2.11.2.3 節； $kgf-cm$ 。
 M_n = 斷面之彎矩計算強度； $kgf-cm$ 。
 M_u = 斷面之設計彎矩； $kgf-cm$ 。
 P_b = 在平衡應變狀態時之軸力計算強度，參閱第 3.4.2 節； kgf 。
 P_n = 斷面之軸力計算強度； kgf 。
 P_u = 設計軸力；壓力為正，拉力為負； kgf 。
 R = 雨水載重，或其相關之內彎矩與力。
 S = 雪載重，或其相關之內彎矩與力。

- T = 溫度、潛變、乾縮與不等沉陷等之效應，或其相關之內彎矩與力。
- T_n = 斷面之扭矩計算強度； $kgf-cm$ 。
- T_u = 斷面之設計扭矩； $kgf-cm$ 。
- U = 設計載重，或其相關之內彎矩與力，參閱第 2.4 節。
- V_n = 斷面之剪力計算強度； kgf 。
- V_u = 斷面之設計剪力； kgf 。
- w_c = 混凝土之單位重量； tf/m^3 。
- w_u = 梁或單向版之單位長度設計載重。
- W = 風力，或其相關之內彎矩與力。
- y_t = 總斷面形心軸至拉力面之距離； cm 。
- α_f = 梁與版之撓曲勁度比，其中版之寬度以梁兩邊之版中心線為界，參閱第 6.4.6 節。
- α_m = 版周各梁 α_f 之平均值。
- β = 雙向版長向對短向淨跨度比值，參閱第 2.11.3.3 節。
- $\beta_1 = \frac{a}{c}$ ；壓應力分佈等值矩形塊高度與最外受壓纖維至中性軸距離之比值，參閱第 3.3.6 節。
- ϵ_t = 於計算強度下，最外層受拉鋼筋之淨拉應變；亦即定義為在計算強度下，不含預力、潛變、乾縮及溫度效應之應變，參閱第 3.4.3、3.4.4 及 3.4.5 節。
- λ_Δ = 額外長期撓度與瞬時撓度之比值，參閱第 2.11 節。
- ξ = 持續載重之時間效應因數，參閱第 2.11 節。
- $\rho = \frac{A_s}{bd}$ ；非預力受拉鋼筋比。
- $\rho' = \frac{A'_s}{bd}$ ；非預力受壓鋼筋比。
- ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

2.2 強度設計法

使結構混凝土構造物構材之設計強度足以承受結構分析所得之設計載重，稱為強度設計法。

解說：

以強度設計法設計鋼筋混凝土結構時，應受本規範各項規定之約束。

強度設計法(strength design method)之基本要求為：

$$\begin{aligned} & \text{設計強度} \geq \text{設計載重} && \text{，或} \\ & (\text{強度折減因數})(\text{計算強度}) \geq (\text{載重因數})(\text{使用載重}) && \text{，亦即} \\ & \phi P_n \geq P_u \\ & \phi M_n \geq M_u \\ & \phi V_n \geq V_u \\ & \phi T_n \geq T_u \end{aligned}$$

以上各種計算強度 M_n 、 P_n 、 V_n 及 T_n 為按本規範規定計算結構混凝土構材、斷面及構材聯結處所能承受之彎矩、軸力、剪力或扭力。

各種『設計力』 M_u 、 P_u 、 V_u 及 T_u ，均為結構物在各種使用載重狀況下與載重因數配合，依第 2.5

節分析方法計算所得之『因數載重』，亦即『設計載重』。

2.3 設計強度

2.3.1 結構混凝土構材、斷面及構材聯結處之設計強度，為計算強度乘以強度折減因數。計算強度為依本規範規定計算所能提供之軸力、彎矩、剪力及扭力。

2.3.2 強度折減因數 ϕ 應為下列規定值：

- | | |
|--|------|
| (1) 拉力控制斷面：符合第 3.4.4 節規定者 | 0.90 |
| (2) 壓力控制斷面：符合第 3.4.3 節規定者 | |
| (a) 使用螺箍筋：符合第 3.10.3 節規定者 | 0.70 |
| (b) 其他情形 | 0.65 |
| (3) 過渡斷面：介於(1)及(2)間者 | |
| (a) ϕ 值由(2)(a)或(b)之 ϕ 值依最外受拉鋼筋淨拉應變值 ϵ_t 由壓力控制斷面應變界限到 0.005 間之變化，遞增至(1)之 ϕ 值。 | |
| (b) 若依附篇 B 規定設計時，則 | |
| • $f_y \leq 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ， $(d-d_s)/h \geq 0.70$ 之對稱配筋構材，若 $0 \leq \phi P_n \leq 0.10 f_c' A_g$ ，則 ϕ 值可依 ϕP_n 之遞減，按直線比例增至 0.9。 | |
| • 其他構材之軸力小於 $0.10 f_c' A_g$ 或 ϕP_b 之軸力小者，則 ϕ 值可依 ϕP_n 之遞減按直線比例遞增至 0.9。 | |
| (4) 剪力與扭力 | 0.75 |
| (5) 除(6)及(7)規定外之混凝土承壓面 | 0.65 |
| (6) 預力混凝土之後拉錨定區 | 0.85 |
| (7) 符合附篇 A 規定之壓桿、拉桿、節點區及承壓面 | 0.75 |
| (8) 符合第 5.10.1.1 節規定之先拉構材中無軸力之撓曲斷面 | 0.75 |
| (9) 符合第十六章結構純混凝土之撓曲、壓力、剪力及承壓 | 0.55 |
- 2.3.3 符合第五章規定之鋼筋伸展長度不須考慮強度折減因數。
- 2.3.4 耐震構造之強度折減因數可按第 2.3.2 節及 2.3.3 節規定，但下列除外：
- 任何抵抗地震力構材之計算剪力強度低於該構材於設計載重併合地震效應之計算撓曲強度所對應之剪力者，其剪力折減因數為 0.60。
 - 橫隔版之剪力折減因數不得超過主要抵抗側向力系統中垂直構材之剪力折減因數。
 - 韌性構架之接頭符合第 15.6 節規定者及連接梁符合第 15.8.7 節之規定者，其剪力折減因數為 0.85。

解說：

混凝土構材、斷面及構材聯結處之『設計強度』(design strength)為其『計算強度』(nominal strength)乘以比 1.0 小之『強度折減因數』(strength reduction factor)所得之值，即為、 ϕP_n 、 ϕV_n 及 ϕT_n 。

『計算強度』為按本規範規定計算在結構混凝土構材、斷面及構材聯結處所能承受之彎矩 M_n 、軸力 P_n 、剪力 V_n 及扭力 T_n 。

『強度折減因數 ϕ 』之目的為反應：

- (1) 材料強度，構材斷面等可能變異所造成之強度不足；
- (2) 設計方程式之不準確性；

(3) 構材受載重後之韌性(ductility)及可靠度(reliability)；

(4) 構材在結構物中之重要程度。

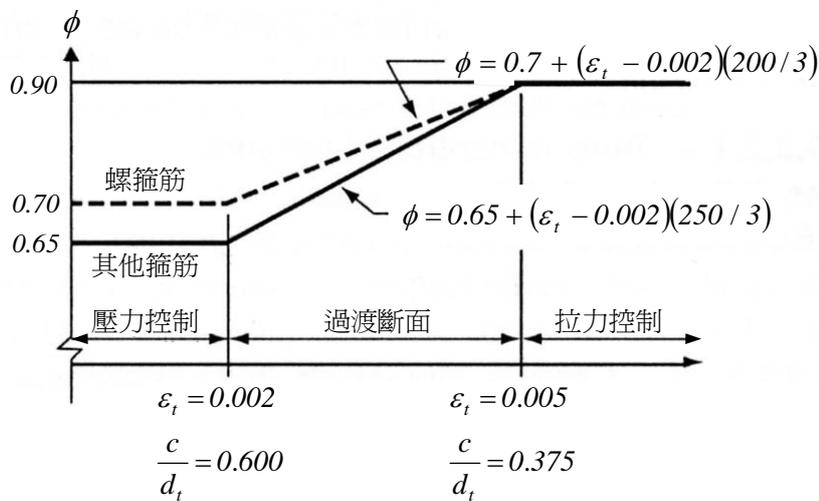
例如：柱之 ϕ 值較小是因為柱之韌性較梁為低，而受混凝土強度之變動的影響較大，且柱之負荷面積亦較梁為大；符合第3.10.3節之螺箍柱較具韌性，故其 ϕ 值較橫箍柱為高。

本規範之上述各種強度折減因數之訂定以前版規範附篇C中第C.3節規定為基礎，根據ACI 318-05第9.3節規定而成。其中以(1)，(2)及(3)之文字敘述變動較大。以前版規範之(1)撓曲，或撓曲與軸拉力共同作用(2)軸拉力及(3)中較輕軸力時，則 ϕ 值可依 ϕP_n 之遞降，按直線比例增至0.9，集成一類作為本規範第2.3.2節(1)拉力控制斷面；前版規範之(2)軸壓力或撓曲與軸壓力共同作用之螺旋箍筋及其他情形，作為本規範第2.3.2節(2)壓力控制斷面。本規範第2.3.2節(3)為介於上述(1)拉力控制斷面及(2)壓力控制斷面間之規定，亦即前版規範之(2)中較低軸力時， ϕ 值可按規定增加之情形。

其中拉力控制斷面之 ϕ 值保持0.9，與前版規範第C.3節(1)之 ϕ 值0.8有所不同，主要因為ACI 318-05之審議委員會及過去及目前之材料可靠度分析統計研究均認可原有規定 $\phi = 0.9$ 。

本規範第2.3.2節(3)之規定可用圖R2.3.2(a)作簡明之圖示。鋼筋規定強度 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時，斷面上最外受拉鋼筋之拉應變 ϵ_t 分別為壓力控制斷面 $\epsilon_t = 0.002$ 增至拉力控制斷面 $\epsilon_t = 0.005$ 。介於兩者之間為漸變區。 $\phi - \epsilon_t$ 之關係亦可代以 $\phi - c/d_t$ 之關係。當 $\epsilon_t = 0.002$ 時 $c/d_t = 0.600$ ， $\epsilon_t = 0.005$ 時 $c/d_t = 0.375$ 。

本規範第2.3.2節(4)至(9)，及第2.3.3至2.3.4節之 ϕ 值規定，除配合本規範第2.4節設計載重因數之修訂外，亦反應本解說第三段列舉之各種因素，不加贅述。



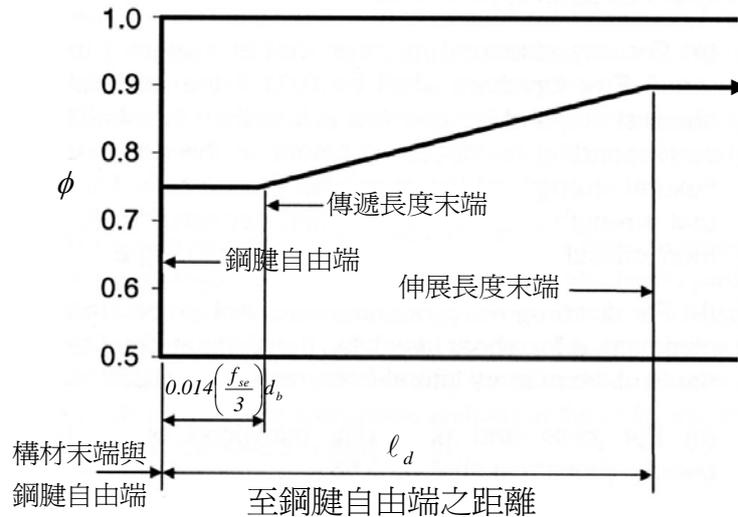
$$c/d_t \text{ 與 } \phi \text{ 之線性變化：螺箍筋 } \phi = 0.70 + 0.2[1/(c/d_t) - (5/3)]$$

$$\text{其他箍筋 } \phi = 0.65 + 0.25[1/(c/d_t) - (5/3)]$$

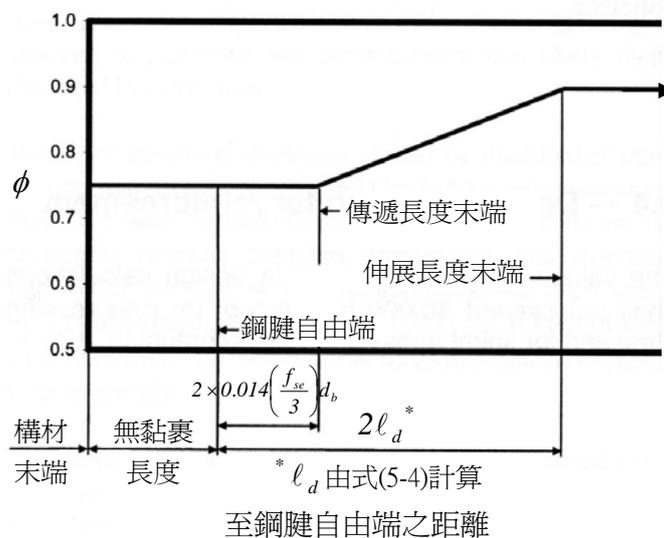
圖R2.3.2(a) 對於 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 之預力與非預力鋼筋之最外受拉鋼筋應變 ϵ_t 與 ϕ 關係圖

預力構材之受撓斷面內受拉鋼筋依本規範5.10.1節規定。

如圖R.2.3.2(b)所示構材之壓力控制區 ϕ 值為0.75，過渡區自0.75增至0.9，拉力控制區為0.9。

圖R2.3.2(b) 完全黏裹鋼腱預力構材中至鋼腱自由端之距離與 ϕ 之關係圖

若受拉鋼筋未延伸至構材端止於構材內如圖R2.3.2(c)所示，受拉鋼筋之 ϕ 值在壓力控制區為0.75，過渡區自0.75增至0.9，拉力控制區為0.9。

圖R2.3.2(c) 第5.10.3節無黏裹鋼腱預力構材中至鋼腱自由端之距離與 ϕ 之關係圖

2.4 設計載重

2.4.1 結構混凝土構材、斷面及構材聯結處之設計載重，為按本規範規定依載重因數及使用載重算得之值。

解說：

『載重因數』(load factor)與『使用載重』(service load)組合計算所得之載重為『因數載重』(factored load)，亦可直接稱之為『設計載重』(required strength)。

『設計載重』涵蓋由『載重因數』與『使用載重』組合計算所得之載重，及由此載重在構材或斷面上產生之各相關彎矩 M_u 、軸力 P_u 、剪力 V_u 及扭力 T_u 。

使用載重係依「建築技術規則」規定的各種載重，如靜載重、活載重、風力、地震力、流體力、土壤力，以及因溫度、潛變、乾縮、乾縮補償混凝土之膨脹及沉陷...等變化引起之效應。

載重因數之設定受在結構物上長期承受各種使用載重是否能準確估算及其變動可能性的影響。例如靜載重即較活載重易為精確估算，故靜載重之載重因數低於活載重之載重因數。本規範之各種載重因數設定組合係考慮在一般情況下是否可能同時發生之機率。

分析時要注意載重組合 U 中之符號，某一荷重可能產生與另一荷重相反之影響。例如含有 $0.9D$ 之組合就因較高之靜重會減低其他載重之影響。此種組合在拉力控制的柱斷面就很重要，此時若軸力減低及彎矩增加而使斷面成為臨界斷面。

2.4.2 設計載重之組合如下：

- (1) $U=1.4(D+F)$
- (2) $U=1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)$
- (3) $U=1.2D+1.6(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)+ (1.0L \text{ 或 } 0.8W)$
- (4) $U=1.2D+1.6W+1.0L+0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)$
- (5) $U=1.2D+1.0E+1.0L+0.2S$
- (6) $U=0.9D+1.6W+1.6H$
- (7) $U=0.9D+1.0E+1.6H$

各符號之說明詳見本規範第 2.1 節及其他有關規定。

以上各種組合遇下列情況，可作調整：

(a) 除供公眾使用之場所、停車場或活載重 L 超過 500 kgf/m^2 之區域外，上述(3)、(4)及(5)式中： $1.0L$ 可減至 $0.5L$ 。

(b) 風力不受方向因數折減時，上述(4)及(6)中： $1.6W$ 可減為 $1.3W$ 。

土壤力 H 引起之構材內力若有抵消風力或地震力引致之構材內力時，上述(6)及(7)中 H 項應予不計。因其他力作用下對土壤產生反力，該反力不得計入 H ，但構材設計時該項反力須予計入。

風力 W 或地震力 E 引起之土壤力 H ，如其方向與 W 或 E 相反時，上述(6)及(7)中 H 項應予不計。因其他力所引起之土壤抵抗力不得計入 H ，但於構材設計時應考慮土壤抵抗力。

2.4.3 設計載重之組合受環境因素之影響，應考慮下列情況：

- (a) 活載重有衝擊效應時，此效應須計入活載重中。
- (b) 洪泛區內及冰凍區內之結構物，應考慮洪水及冰凍侵蝕程度。
- (c) 後拉法施預力時，錨定區受千斤頂施力之載重因數以 1.2 計算。

解說：

本規範之第2.4.2節之各種設計載重組合方式係直接採用美國混凝土協會出版之ACI 318-05中第9.2節式(9.1)至式(9.7)之規定；此等設計載重組合方式原係ACI 318-95附篇C之解說部份，移置修正而成。

前版規範附篇C第C.4節之訂定亦係根據ACI 318-95附篇C之解說部份，加以整理修正而成，較符合附篇C之精神，本規範第2.4節條文亦依此修定。

根據現行建築物耐震設計規範及解說，設計地震下之最小設計水平總橫力 V 依下式計算：

$$V = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{ad}}{F_{ud}} \right)_m W$$

式中， S_{ad} 為工址水平加速度反應譜係數； I 為用途係數； F_{ud} 為結構系統地震力折減係數； W 為建築物全部靜載重； α_y 為起始降伏地震力放大倍數，與含地震力之載重組合有關。本版含地震力之載重組

合採用 $1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$ ，且大部分情形下 $1.0L$ 可減至 $0.5L$ 。由於地震力的載重因數取 1.0 ，因此計算水平總橫力 V 時， α_y 值應取 1.0 。

2.5 分析方法

- 2.5.1 構材任一斷面所受之彎矩、軸力、剪力與扭力，除按第 2.6 節規定外，皆須按彈性理論在產生最大效應之載重情形下分析計算之。第 2.7 至 2.10 節之簡化假設，亦可適用。
- 2.5.2 普通結構物可按通常認為可得相當精確程度之近似方法分析；預力混凝土與較為重要之結構則須用較為精確之分析方法計算之。

解說：

普通鋼筋混凝土結構可用相當精確程度之近似方法分析之。連續梁或單向版之近似彎矩與剪力可按第 2.5.3 節之規定。預力混凝土結構則須用較精確之分析方法計算。第 2.7 至 2.10 節之簡化假設適用於彈性理論分析。

2.5.3 連續梁或單向版之近似彎矩與剪力可按下列各值計算之；但須：

- (1) 兩跨以上。
- (2) 相鄰兩跨度中較大者不超過較小者之 1.2 倍。
- (3) 承受均佈載重。
- (4) 活載重不超過靜載重之 3 倍。
- (5) 均勻斷面桿件。

正彎矩

端跨

不連續端不受束縛者 $w_u \ell_n^2 / 11$

不連續端與支承造成一體者 $w_u \ell_n^2 / 14$

內跨 $w_u \ell_n^2 / 16$

負彎矩

第一個內支承之外面處：

二跨 $w_u \ell_n^2 / 9$

二跨以上 $w_u \ell_n^2 / 10$

其他內支承面處 $w_u \ell_n^2 / 11$

外支承之內面處：

構材與支承梁造成一體者 $w_u \ell_n^2 / 24$

構材與支承柱造成一體者 $w_u \ell_n^2 / 16$

所有支承面處：

版之跨度不超過 3m 者；及

連續梁梁端處柱之勁度和與梁勁度之比大於 8 者 $w_u \ell_n^2 / 12$

剪力

端跨第一個內支承面處 $1.15w_u \ell_n / 2$

其他支承面處 $w_u \ell_n / 2$

2.5.4 結構混凝土構材得依本規範附篇 A 設計之。

2.6 連續受撓構材負彎矩之調整

- 2.6.1 除彎矩利用近似值求得者外，連續構材在假定載重分佈情形下，依據彈性理論求得支承處之負彎矩可作增減，但不得超過 $1000\varepsilon_t\%$ ，並以 20% 為最大值。
- 2.6.2 跨度內其他斷面之彎矩亦應作配合之修正。
- 2.6.3 此項負彎矩調整僅限於彎矩減少斷面之 ε_t 等於或大於 0.0075 者。

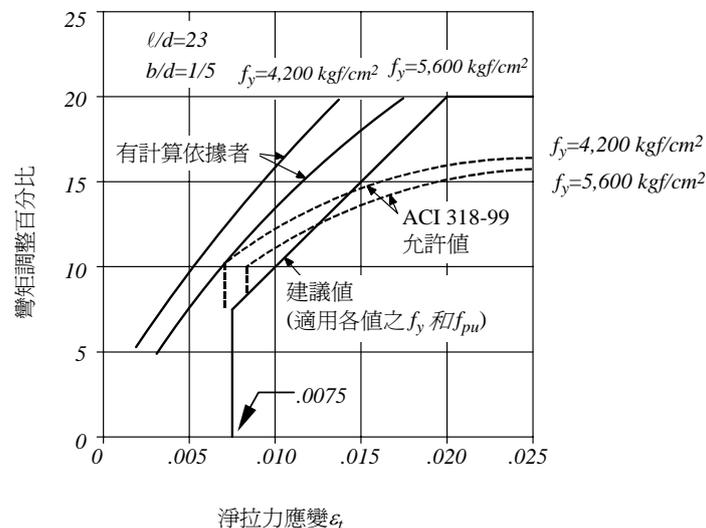
解說：

負彎矩之調整時相對地引起鄰近有關之正彎矩亦應作配合之調整，以符合該載重產生之彎矩變化情況。

本節之應用受到若干限制如下：

- (1) 不得用於『工作應力法』之構材設計。亦不得用於『直接設計法』(本規範第6.7節)之雙向版設計。
- (2) 調整前之彎矩必須由較精確分析方法，如彎矩分配法、傾斜變位法...等計算而得。第2.5.3節之近似彎矩，不得應用本節建議作負彎矩調整。

彎矩再分配幅度視塑鉸區之韌性而定。塑鉸產生在最大彎矩處而使彎矩圖變動，通常會使塑鉸區之負彎矩減少而依彈性理論計得之正彎矩增加。因負彎矩由某一載重配置分析而得，但正彎矩則由另一載重配置分析而得。故任何單一之載重配置下每一斷面均有保存未完全利用的強度。塑鉸則可使較多的斷面在極限荷重時充分利用其強度。假設較保守之混凝土極限應變及塑鉸長度(甚多實驗結果所定)，旋轉能力較小之撓曲構材依分析所得其彎矩分配可上達20%，視其鋼筋比而定。以上所言乃較保守(見圖R2.6)。Cohn^[2.2]及Mattock^[2.3]之研究除支持上述結果，更進一步指出在使用荷重下有再分配及未再分配之梁裂紋及撓度相差不多。同時，若依規範設計之構材，再分配構材有相當之旋轉能力。



圖R2.6 最小旋轉能力之彎矩再分配允許範圍

2.7 勁度

- 2.7.1 計算柱、牆、樓版及屋頂系統之相對撓曲勁度及扭曲勁度時，可採用任何合理之假設，但此項假設在整個分析中應一致。
- 2.7.2 梁在支承處有托肩者，其撓曲彎矩之計算與構材設計均須考慮托肩之影響。

解說：

構材勁度 EI 及 GJ 是反應構材在降伏(yielding)前可能發生之非彈性行爲及開裂(cracking)程度。惟若每一構材勁度均作此種考慮，將增其複雜性，在設計上甚不實際；因而必須簡化，以定其 EI 及 GJ 。

就無側移構架而言，相對勁度較爲重要。其 EI 及 GJ 之計算可自下列兩種假設，擇一而行：(1)各種構材之 EI 及 GJ 均用總斷面。(2)各梁之 EI 及 GJ 以總斷面之一半，柱之 EI 及 GJ 以總斷面計算。

對有側移構架之 EI 或 GJ 之估算宜較逼真，可用本規範第3.12.1節之建議。

2.8 跨度

- 2.8.1 構材與支承非構成一體者，構材跨度為支承間淨距加構材深度，但無需超過支承中心間之距離。
- 2.8.2 計算構架或連續構造物之構材彎矩時，其跨度應為支承中心間之距離。
- 2.8.3 梁與支承構成一體者，支承面之彎矩可用於設計。
- 2.8.4 跨度小於 $3m$ 之連續版與支承造成一體者，可以支承間之淨距為設計跨度而不考慮支承之寬度。

2.9 柱

- 2.9.1 柱之設計須能抵抗由各層樓版或屋頂載重所產生之軸向力及與鄰接之樓版或屋頂某一跨間載重所產生之最大彎矩。產生彎矩與軸向力最大比之載重條件，亦應考慮。
- 2.9.2 構架或連續構造物之外柱與內柱受偏心或不平衡載重所發生之影響，應加考慮。
- 2.9.3 計算重力載重發生之彎矩時，柱之他端如與結構物構成一體者可假設為固定。
- 2.9.4 柱在各樓層或屋頂處所抵抗之彎矩，應按該處上下柱之相對勁度，及束制條件分配之。

2.10 活載重之分佈

- 2.10.1 設計多層構架時，每層僅須考慮作用在該層上之活載重；柱之他端如與結構物構成一體者，可假設為固定。
- 2.10.2 活載重之分佈可僅考慮下列載重組合：
 - (1)設計靜載重佈滿各跨間，及設計活載重佈滿於相鄰兩跨間。
 - (2)設計靜載重佈滿各跨間，及設計活載重佈滿於每隔一跨間。

2.11 撓度之控制

- 2.11.1 鋼筋混凝土之受撓構材，應有足夠之勁度以防止在使用載重下產生足以影響結構強度，或使用性能之撓度或變形。

解說：

本節對在『使用載重』下，可能發生之撓度或變形提供控制規定。長期撓度為在靜載重及部份須考慮之持續性活載重下發生者。

撓度控制可用簡化之『最小厚度』約束之：

- (1)表2.11.1提供非預力梁、單向版或合成構材之最小厚度。
- (2)非預力雙向版之最小厚度如第2.11.3節規定。

非預力構材如不能滿足最小厚度之要求、或非預力構材支承(或連繫於)隔間牆、或其他易因較大撓

曲而遭破壞之構造、或所有預力混凝土構造等其撓度須加以計算，其值不得超過表2.11.2之規定。

非預力雙向構造，預力構材及合成構材可分別按本規範第2.11.3，2.11.4及2.11.5節規定考慮其撓曲之控制。

2.11.2 非預力單向構造

2.11.2.1 表 2.11.1 適用於單向構造不支承或不連繫於因其較大撓度而易遭破壞之隔間，或其他構造物者。但由撓度計算證明用更小厚度無不良影響時，則不在此限。

表2.11.1 受撓構材之最小厚度或深度

構材類別	最小厚度或深度			
	簡支	一端連續	兩端連續	懸臂
單向版	$\ell/20$	$\ell/24$	$\ell/28$	$\ell/10$
梁或單向肋版	$\ell/16$	$\ell/18.5$	$\ell/21$	$\ell/8$

註：

(1) 本表適用於常重混凝土 ($w_c = 2.3 \text{ tf/m}^3$) 及 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 之非預力構材。

(2) 輕質混凝土之單位重量 w_c 在 $1.4 \sim 1.9 \text{ tf/m}^3$ 之間者，表值須乘以 $(1.650 - 0.315w_c)$ ，但不得小於 1.09 。

(3) 鋼筋之規定降伏強度 f_y 不等於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時，表值須乘以 $(0.4 + f_y/7,000)$ 。

2.11.2.2 因載重作用而產生之即時撓度，應以彈性力學之方法與公式計算之，並應考慮裂紋及鋼筋對勁度之影響。

2.11.2.3 若勁度無較正確之分析，計算即時撓度之混凝土彈性模數 E_c 應按第 1.9.1 節之規定，有效慣性矩 I_e 應按式(2-1)計算，但不得大於 I_g

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (2-1)$$

式中

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} \quad (2-2)$$

對常重混凝土而言

$$f_r = 2.0\sqrt{f'_c} \quad (2-3)$$

如使用符合結構混凝土施工規範規定之輕質混凝土，可應用下列方法之一修正之：

(1) 當 f_{ct} 已予規定時， f_r 之公式須以 $f_{ct}/1.8$ 替代 $\sqrt{f'_c}$ 修正之，但所用之 $f_{ct}/1.8$ 值不得超過 $\sqrt{f'_c}$ 。

(2) 當 f_{ct} 未予規定時， f_r 公式中之 $\sqrt{f'_c}$ ，對粗細骨材皆為輕質骨材之全輕質混凝土須乘以 0.75 ；對常重砂輕質混凝土須乘以 0.85 。介於以上兩者間之含有部份輕質細骨材之混凝土可以內插法定之。

2.11.2.4 連續跨度構材之有效慣性矩，先依式(2-1)計算正負臨界彎矩斷面處之有效慣性矩 I_e 後取其平均值。若為均勻斷面桿件，連續或簡支時可取跨度中央之 I_e 為其有效慣性

矩，懸臂時則取支承處之 I_e 為其有效慣性矩。

- 2.11.2.5 若無合理之分析方法計算長期撓度時，由潛變及乾縮所引起長期撓度之增值，可由持續載重計得之即時撓度乘以下列因數 λ_Δ 得之

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1+50\rho'} \quad (2-4)$$

上式中之 ρ' 於簡支或連續時取跨度中央之值，懸臂時取支承處之值。時間效應因數 ξ 之值如下：

5 年或以上	2.0
12 個月	1.4
6 個月	1.2
3 個月	1.0

- 2.11.2.6 按第 2.11.2.2 至 2.11.2.5 節計算之撓度，不得大於表 2.11.2 所列之值。

表 2.11.2 容許計算撓度

構材形式	考慮之撓度	撓度值限制
平屋頂，不支承或不連繫於因其較大撓度而易遭破壞之非結構體者。	因活載重所產生之即時撓度。	$l/180^*$
樓版，不支承或不連繫於因其較大撓度而易遭破壞之非結構體者。	因活載重所產生之即時撓度。	$l/360$
屋頂或樓版，支承或連繫於因其較大撓度而易遭破壞之非結構體者。	與因其較大撓度而易遭破壞之非結構體連繫後所增之撓度(持續載重之長時撓度與任何增加活載重之即時撓度之和 ⁺)。	$l/480^{++}$
屋頂或樓版，支承或連繫於不因其較大撓度而易遭破壞之非結構體者。	重之長時撓度與任何增加活載重之即時撓度之和 ⁺)。	$l/240^{\&}$
註：		
* 本限制並未計及屋頂積水，積水之情況必須經過適宜之撓度計算，同時必須考慮持續載重、拱度、施工誤差，以及排水設施之可靠性所產生之長期影響。		
⁺ 長時撓度可依第 2.11.2.5 及 2.11.4.3 節之規定計算，但連繫於非結構體前之撓度可予扣減，扣減值可按類似構材之時間—撓度特性曲線估算之。		
⁺⁺ 支承或連繫之構體，若已有適宜之措施預防破壞時，可超過本值。		
^{&} 本值不得大於非結構體之容許限度，如設有拱度時，可超過本值。但總撓度扣除拱度後不得超過本值。		

2.11.3 非預力雙向構造

2.11.3.1 按第六章規定設計之雙向構造，其最小版厚應符合第 2.11.3 節之規定。版若無內梁橫跨其支承者其厚度應符合第 2.11.3.2 或 2.11.3.4 節規定之一。版若有梁橫跨其所有支承者其厚度應符合第 2.11.3.3 或 2.11.3.4 節之規定。

2.11.3.2 版若無梁橫跨其支承者，其最小厚度得按表 2.11.3 之規定，但不得小於下列之值：

- (1) 無柱頭版者 12.5cm
- (2) 柱頭版者 10cm

表2.11.3 無內梁雙向版之最小厚度

f_y^* (kgf/cm^2)	無柱頭版**			有柱頭版**		
	外格間		內格間	外格間		內格間
	無邊梁	有邊梁 ⁺		無邊梁	有邊梁 ⁺	
2,800	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/36$	$l_n/40$	$l_n/40$
4,200	$l_n/30$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/33$	$l_n/36$	$l_n/36$
5,250	$l_n/28$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/31$	$l_n/34$	$l_n/34$

註：

* 鋼筋之規定降伏強度 f_y 若介於表中之值者得以線性內插法求版厚。

** 柱頭版須按第六章之規定。

⁺ 沿外緣支承柱上有梁者，其邊梁之 α 值不得小於0.8。

2.11.3.3 版之四周有梁支承者，其版厚依下列規定：

- (1) 版之 $\alpha_{fm} \leq 0.2$ 者，依第 2.11.3.2 節之規定。
- (2) 版之 $0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$ 者，其厚度不得小於式(2-5)之規定，

$$h = \frac{l_n(800 + 0.0712f_y)}{36,000 + 5,000\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (2-5)$$

且不得小於 12.5cm。

- (3) 版之 $\alpha_{fm} > 2.0$ 者，其厚度不得小於式(2-6)之規定，

$$h = \frac{l_n(800 + 0.0712f_y)}{36,000 + 9,000\beta} \quad (2-6)$$

且不得小於 9cm。

- (4) 不連續之版邊，應置邊梁且使其勁度比值至少為 0.8；或不連續邊格間之版厚按式(2-5)或式(2-6)計算所得之最小版厚再增加 10% 以上。

2.11.3.4 雙向版厚小於第 2.11.3.1、2.11.3.2 及 2.11.3.3 節之規定亦可採用，但須驗算其撓度不得超過表 2.11.2 之容許值。計算撓度時應考慮版之尺寸、型式、支承情形及版邊束制情形。即時撓度及長時撓度應按第 2.11.2.2 至 2.11.2.5 節之規定計算。

2.11.4 預力構材

- 2.11.4.1 按本規範第十一章設計之預力混凝土受撓構材，其即時撓度須加驗算。按通用之公式與方法計算即時撓度時，依本規範第 11.4.2 節規定之 U 類型受撓構材可用總斷面計算其慣性矩。
- 2.11.4.2 本規範第 11.4.2 節之 C 類型及 T 類型受撓構材之撓度應依開裂轉換斷面計算，亦可用雙線性彎矩與撓度關係計算，或以式(2-1)計算相關之有效慣性矩。
- 2.11.4.3 預力混凝土構材應考慮長時撓度之增加，其增值之計算應在持續載重作用下，混凝土與預力鋼筋之應力及混凝土潛變、乾縮暨預力鋼筋鬆弛之影響。
- 2.11.4.4 第 2.11.4.1、2.11.4.2 及 2.11.4.3 節計算所得之撓度不得超過表 2.11.2 之容許值。

2.11.5 合成構材

2.11.5.1 有支架施工

合成構材建造時使用臨時支架，如拆除臨時支架後之靜載重由全部合成斷面承受者，則計算撓度時可將合成構材視同整體澆築構材。非預力合成構材若按表 2.11.1 之規定時，須視其受壓部份使用常重混凝土或輕質混凝土。計算撓度時，須考慮預鑄部份就地澆置部份因差異乾縮所引起的曲度，及預力混凝土構材之軸向潛變效應。

2.11.5.2 無支架施工

非預力預鑄受撓構材之深度符合表 2.11.1 之規定者，可不必計算撓度。非預力合成構材之深度符合表 2.11.1 之規定者，構材合成後之撓度可不必計算，惟在達成合成作用之前預鑄部份之長時撓度應按其承受載重之大小與時間計算之。

2.11.5.3 容許撓度

依第 2.11.5.1 及 2.11.5.2 節計算所得之撓度不得超過表 2.11.2 之容許值。

2.12 T 型梁構造

2.12.1 T 型梁為梁腹與版造成一體或結合成一體者。

2.12.2 T 型梁翼版之有效版寬不得超過該梁跨度之 $1/4$ ；梁腹每側懸出之有效翼版寬度不得超過：

- (1) 翼版厚(版厚)之 8 倍。
- (2) 該梁與鄰梁間淨距之 $1/2$ 。

2.12.3 梁僅一側有翼版者，其有效懸出翼版寬度不得超過：

- (1) 該梁跨度之 $1/12$ 。
- (2) 翼版厚(版厚)之 6 倍。
- (3) 該梁與鄰梁間淨距之 $1/2$ 。

2.12.4 單獨 T 型梁，其翼版用以增加梁之抗壓面積者，則翼版厚度不得小於梁腹寬之 $1/2$ ，且有效翼版總寬不得大於梁腹寬之 4 倍。

2.12.5 除欄柵版外，版作為 T 型梁之翼版者，其受撓主鋼筋與梁之方向平行時，版頂須按下述規定加置橫向鋼筋：

- (1) 橫向鋼筋應能承受 T 型梁翼版懸出部份上之載重。此翼版可假定為懸臂梁設計之。單獨 T 型梁應考慮懸出翼版之全寬；其他 T 型梁則僅考慮有效懸出翼版寬。
- (2) 橫向鋼筋之中心距不得大於版厚之 5 倍或 45cm，以值小者為準。

2.13 欄柵版構造

- 2.13.1 欄柵版構造為薄混凝土頂版與肋梁一體澆置者。肋梁可為一組平行之梁，或二組相互垂直之梁。
- 2.13.2 肋梁之寬度不得小於 10cm ，深度不得大於其最小寬度之 3.5 倍。
- 2.13.3 肋梁間淨距不得大於 75cm 。
- 2.13.4 不合第 2.13.1 至 2.13.3 節規定之欄柵版，應依版及梁設計之。
- 2.13.5 肋梁間永久填置之燒土磚或混凝土磚之抗壓強度，如不小於欄柵混凝土之規定強度，則
- (1) 與肋梁緊接之垂直磚壁於計算剪力及負彎矩強度時，可計入。磚之其他部份在強度計算時，概不予考慮。
 - (2) 永久填置之磚上頂版厚度，不得小於肋梁間淨距之 $1/12$ ，亦不得小於 4cm 。
 - (3) 單向欄柵版內在垂直於肋梁之方向，須按第 13.11 節之規定設置乾縮與溫度鋼筋。
- 2.13.6 肋梁間填磚不符合第 2.13.5 節，或使用移動模板之欄柵版，則
- (1) 版厚不得小於肋梁間淨距之 $1/12$ ，亦不得小於 5cm 。
 - (2) 版內在垂直於肋梁之方向，須設置撓曲鋼筋，其量不得小於第 13.11 節之規定，如有集中載重則須予考慮。
- 2.13.7 版內若按第 13.13 節埋設管道時，其厚度不得小於管道之全深加 2.5cm ，管道須埋設於不影響構造物強度之位置。
- 2.13.8 肋梁之混凝土剪力計算強度，可按第四章所規定者增加 10% ，抗剪能力不足時可加設腹筋或加寬肋梁端部。

參考文獻

- [2.1] ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete," (ACI 318-05) & Commentary (ACI 318R-05), 2005.
- [2.2] Cohn, M. A., "Rotational Compatibility in the Limit Design of Reinforced Concrete Continuous Beams," *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ACI SP-12*, American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, Farmington Hills, MI, 1965, pp. 359-382.
- [2.3] Mattock, A. H., "Redistribution of Design Bending Moments in Reinforced Concrete Continuous Beams," *Proceedings*, Institution of Civil Engineers, London, V. 13, 1959, pp. 35-46.

第三章 撓曲與軸力

3.1 符號

- $a = \beta_1 c$ ；第 3.3.6 節定義之壓應力分佈等值矩形之深度； cm 。
 A_{ch} = 螺箍筋或橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積； cm^2 。
 A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部份面積； cm^2 。
 A_s = 非預力縱向受拉鋼筋之斷面積； cm^2 。
 $A_{s,min}$ = 最小受撓鋼筋面積，參閱第 3.6 節； cm^2 。
 A_{st} = 非預力縱向鋼筋(含型鋼等)之總斷面積； cm^2 。
 A_{sx} = 合成斷面內結構型鋼或鋼管之斷面積； cm^2 。
 A_l = 承載面積； cm^2 。
 A_2 = 最大正截頭角錐體或圓錐體之下底面積，該錐體須能容於支承內，其上底為承載面，錐面之斜度為垂直 l 水平 2，參閱第 3.17 節； cm^2 。
 b = 構材受壓面之寬度； cm 。
 b_w = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑； cm 。
 c = 中性軸至最外受壓纖維之距離； cm 。
 c_c = 鋼筋淨保護層厚，參閱第 3.7.2 或 3.7.5 節； cm 。
 C_m = 實際彎矩圖與相當均勻彎矩圖之相關因數，參閱式(3-16)。
 d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
 d_t = 構材最外受壓纖維至最外層縱向受拉鋼筋重心之距離； cm 。
 E_c = 混凝土之彈性模數，參閱第 1.9.1 節； kgf/cm^2 。
 EI = 受壓構材之撓曲勁度，參閱式(3-14)及式(3-15)； $kgf-cm^2$ 。
 E_s = 鋼之彈性模數，參閱第 1.9.2 節； kgf/cm^2 。
 f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。
 f_s = 使用載重下計得之鋼筋拉應力； kgf/cm^2 。
 f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
 f_{yt} = 橫向鋼筋之規定降伏強度 f_y ，參閱第 3.10.3 節； kgf/cm^2 。
 h = 構材總厚或全深； cm 。
 I_g = 總斷面對其中心軸之慣性矩； cm^4 。
 I_{se} = 鋼筋斷面對構材總斷面形心軸之慣性矩； cm^4 。
 I_{sx} = 斷面內結構型鋼或鋼管斷面對合成構材斷面形心軸之慣性矩； cm^4 。
 k = 受壓構材之有效長度因數。
 l_c = 受壓構材之總長度，為構架中兩節點之中心距離； cm 。
 l_n = 淨跨度，兩支承面間之距離； cm 。
 l_u = 受壓構材之無支長度； cm 。
 M_c = 用以設計受壓構材之設計彎矩，該設計彎矩業經考慮構材彎曲效應放大之，參閱第 3.13.3 及 3.14.5 節； $kgf-cm$ 。
 M_s = M_{1s} 與 M_{2s} 之通稱，參閱第 3.14.4 節； $kgf-cm$ 。

- M_u = 斷面之設計彎矩；受壓構材應依第 3.11 節放大之，參閱第 3.4.7 節； $kgf-cm$ 。
- M_l = 受壓構材兩端 M_u 之較小者。若構材彎成單曲度，該值為正；若彎成雙曲度，該值為負；若為有側移受壓構材需經式(3-18)放大。參閱第 3.13.2、3.13.3 及 3.14.3 節； $kgf-cm$ 。
- M_{lns} = 有側移受壓構材在不會造成顯著側向位移載重作用下，以一階彈性構架分析算得 M_l 處之設計彎矩，參閱第 3.14.3 節； $kgf-cm$ 。
- M_{ls} = 有側移受壓構材在會造成顯著側向位移載重作用下，以一階彈性構架分析算得 M_l 處之設計彎矩，參閱第 3.14.3 節； $kgf-cm$ 。
- M_2 = 受壓構材兩端 M_u 之較大者，恆為正。若為有側移受壓構材需經式(3-19)放大，參閱第 3.13.2、3.13.3 及 3.14.3 節； $kgf-cm$ 。
- $M_{2,min}$ = M_2 之最小值，參閱第 3.13.3.2 節； $kgf-cm$ 。
- M_{2ns} = 有側移受壓構材在不會造成顯著側向位移載重作用下，以一階彈性構架分析算得 M_2 處之設計彎矩，參閱第 3.14.3 節； $kgf-cm$ 。
- M_{2s} = 有側移受壓構材在會造成顯著側向位移載重作用下，以一階彈性構架分析算得 M_2 處之設計彎矩，參閱第 3.14.3 節； $kgf-cm$ 。
- P_b = 在平衡應變狀態時之軸力計算強度，參閱第 3.4.2 節； kgf 。
- P_c = 臨界屈曲載重，參閱式(3-13)； kgf 。
- P_n = 斷面之軸力計算強度； kgf 。
- $P_{n,max}$ = 斷面軸力計算強度之最大允許值； kgf 。
- P_o = 在無偏心載重下之軸力計算強度； kgf 。
- P_u = 設計軸力；壓力為正，拉力為負； kgf 。
- Q = 樓層之穩定指數，參閱第 3.12.4 節。
- r = 受壓構材斷面之迴轉半徑； cm 。
- s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距； cm 。
- V_{us} = 樓層之總設計剪力，參閱第 3.12.4 節； kgf 。
- β_d = 因數；計算柱承受持續載重對彎矩放大之影響：
- (1) 無側移構架：為最大設計軸向靜載重與設計軸向全載重之比值，參閱第 3.13.3 節。
 - (2) 非(3)項之有側移構架：為該層最大設計側向持續剪力與設計側向全剪力之比值。
 - (3) 依第 3.14.6 節規定進行穩定校核時之有側移構架：為最大設計軸向持續載重與設計軸向全載重之比值。
- $\beta_l = \frac{a}{c}$ ；壓應力分佈等值矩形塊高度與最外受壓纖維至中性軸距離之比值，參閱第 3.3.6 節。
- δ_{ns} = 無側移構架之彎矩放大因數，以反應受壓構材兩端間曲率之影響，參閱第 3.13.3 節。
- δ_s = 有側移構架之側移彎矩放大因數，以反應側向及垂直載重所造成偏移之影響，參閱第 3.14 節。
- Δ_o = 以一階彈性構架分析及第 3.12.4.2 節規定勁度算得之某一樓層承受 V_{us} 時，該樓層頂與底之相對側向變位。
- ϵ_s = 於計算強度下鋼筋之應變；亦即定義為在計算強度下，不含預力、潛變、乾縮及溫度效應之應變，參閱第 3.3.3 節。
- ϵ_t = 於計算強度下，最外層受拉鋼筋之淨拉應變；亦即定義為在計算強度下，不含預力、潛

變、乾縮及溫度效應之應變，參閱第 3.4.3、3.4.4 及 3.4.5 節。

ϵ_y = 鋼筋開始降伏之應變。

$\rho = \frac{A_s}{bd}$ ；非預力受拉鋼筋比。

ρ_b = 產生平衡應變狀態之鋼筋比，參閱第 3.4.2 節解說及附篇 B.3 節。

ρ_s = 螺箍柱中螺箍筋之體積與柱心體積之比(柱心體積係依螺箍外緣至外緣為直徑計算)，參閱第 3.10.3 節。

ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

ϕ_k = 勁度折減因數，參閱第 3.11.1、3.13.3 及 3.14.4 節。

3.2 範圍

第三章適用於受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材設計。

3.3 設計基本假設

受撓曲與軸力之構材其強度設計應基於以下之假設，並符合平衡條件與應變一致性。

解說：

本規範以強度設計法計算構材強度時應滿足兩基本條件：

- (1) 靜力平衡：在計算強度時，彎矩所引致之斷面上壓力與拉力須保持平衡。
- (2) 應變一致性：在計算強度時，鋼筋及混凝土的應力與應變之一致性須符合本節之假設。

3.3.1 鋼筋及混凝土之應變與其至中性軸之距離成正比；但第 3.8.1 節定義之深梁，需考慮應變之非線性分佈分析，或使用第 3.8、4.9 節或附篇 A 之壓拉桿模型設計。

解說：

由許多試驗證實，即使在接近極限強度時，鋼筋及混凝土之應變仍保持線性分佈。

鋼筋及混凝土之應變均假設與中性軸之距離成正比，此假設對決定鋼筋之應變與應力非常重要。

3.3.2 混凝土最外受壓纖維之極限應變規定為 0.003。

解說：

雖然不同試驗顯示，混凝土之最大破碎壓應變可自 0.003 至 0.008 (在特殊狀況下，甚至超過 0.008)，但一般配比與材料之混凝土在極限彎矩時之應變約在 0.003 至 0.004 間。

3.3.3 鋼筋應力應按 E_s 乘鋼筋之應變計算，但不得大於規定降伏強度 f_y 。當應變大於降伏之應變時，鋼筋中之應力為 f_y 與應變無關。

解說：

當鋼筋應力不大於規定降伏強度 f_y 時，鋼筋應力與應變成正比是相當精確之假設。但於計算構材強度時，因應變硬化(strain hardening)效應增加之強度省略不計。鋼筋之拉力或壓力與應變之關係如下：

當 $\epsilon_s < \epsilon_y$ 時，則 $A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$

當 $\epsilon_s \geq \epsilon_y$ 時，則 $A_s f_s = A_s f_y$

3.3.4 撓曲與軸力計算時混凝土之抗拉強度不計。但預力混凝土應按本規範第 11.4 節之規定。

解說：

混凝土之撓曲抗拉強度較抗壓強度變化為大，約為抗壓強度之10至15%。強度設計時混凝土之撓曲抗拉強度省略不計，於正常鋼筋比之構材，則本節之假設與試驗結果相符，於鋼筋比甚小時此假設於極限強度時通常正確。

惟在使用載重下，混凝土之抗拉強度，於考慮裂紋及撓度時則很重要。

3.3.5 混凝土壓應力之分佈除按第3.3.6節假設為矩形外，亦可假設為梯形、拋物線形或其他形狀，但必須與試驗結果相接近。

解說：

此假設承認高應力時，混凝土應力呈非線性分佈。於到達最大應力時，混凝土之應力應變將不再成線性關係，而為一曲線。一般而言此曲線形狀與混凝土強度有關，此曲線自壓應力為零(中性軸處，壓應變為零)起，至壓應力昇至最高值(壓應變為0.0015至0.0020間)後，壓應力再漸漸下降(至極限壓應變0.003止)。

實際上混凝土之壓應力分佈複雜不明，規範允許使用第3.3.6節假設之矩形，或經過試驗證明結果接近者，如常用之梯形或拋物線形。

3.3.6 混凝土壓應力之分佈可假設為矩形，以 $0.85 f'_c$ 均佈於壓力區內；此壓力區以一與中性軸平行並距最大壓縮應變纖維 $a = \beta_1 c$ 之直線為界。 c 為最外受壓纖維至中性軸之距離。若混凝土規定抗壓強度 f'_c 不超過 280 kgf/cm^2 ， $\beta_1 = 0.85$ ；若 f'_c 超過 280 kgf/cm^2 時，每增加 70 kgf/cm^2 ， β_1 值減少 0.05 ，但 β_1 不小於 0.65 。

解說：

實際設計時，規範規定可以矩形之混凝土壓應力分佈取代較精確者，此矩形壓應力分佈雖不能代表極限狀態下之實際壓應力分佈，但與試驗所得結果整體相似。對 $f'_c > 560 \text{ kgf/cm}^2$ 之高強度混凝土試驗結果顯示，若 β_1 小於 0.65 則與實際不符^[3.1~3.3]。

3.4 設計通則

3.4.1 受撓曲或受軸力或受兩者共同作用之構材斷面之設計應基於第3.3節之假設，並符合平衡條件及應力與應變之一致性。

解說：

於參考文獻[3.3]中已推導矩形及非矩形斷面承受撓曲及軸力撓曲同時作用時之計算強度公式。

3.4.2 構材斷面之平衡應變狀態為混凝土之最外受壓纖維達到假設極限應變 0.003 之同時，最外受拉鋼筋之應變恰達到降伏應變值 ϵ_y 。

解說：

平衡應變狀態為混凝土之最外受壓纖維達到假設極限應變 0.003 之同時，受拉鋼筋恰達到降伏應變值 $\epsilon_y = f_y / E_s$ 。達到撓曲平衡應變狀態時之鋼筋比 ρ_b 與斷面形狀及鋼筋位置有關，常用斷面之 ρ_b 公式見附篇B第B.3.4.3節解說。

3.4.3 壓力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 小於

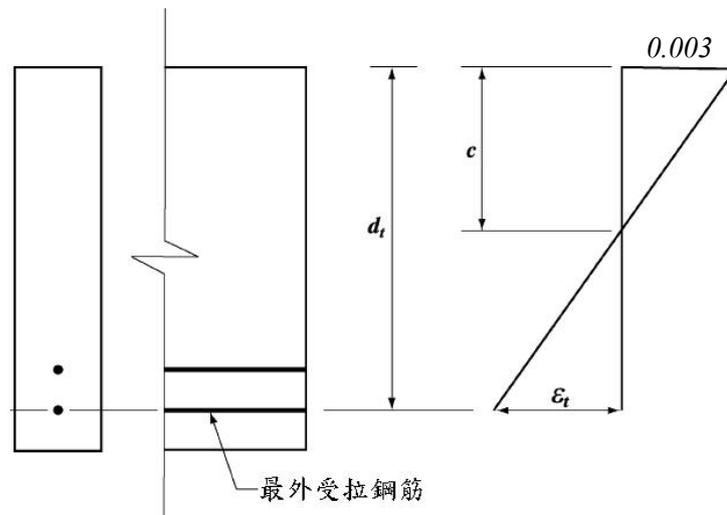
或等於壓力控制應變界限。

壓力控制應變界限為平衡應變狀態之淨拉應變。

若使用規定降伏強度 f_y 等於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 之鋼筋或所有預力鋼筋，壓力控制應變界限可設為 0.002 。

解說：

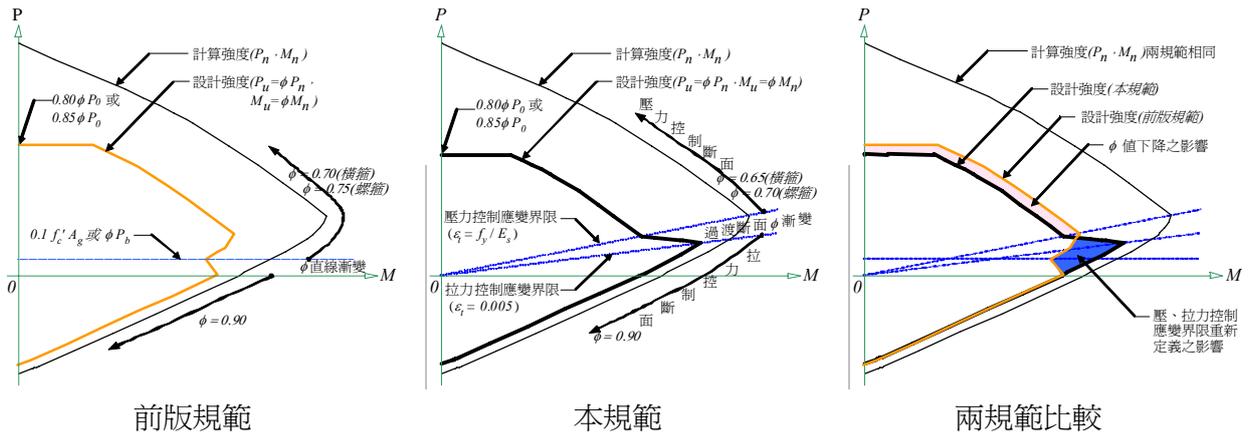
當混凝土最外受壓纖維達到規定極限應變 0.003 時，則構材達到其極限(計算)受撓強度。在計算強度下，『淨拉應變 ϵ_t 』定義為不含預力施拉完成後之拉應變、潛變、乾縮及溫度效應最外受拉鋼筋之拉應變。『淨拉應變 ϵ_t 』係以應變線性分佈計算，如下圖：



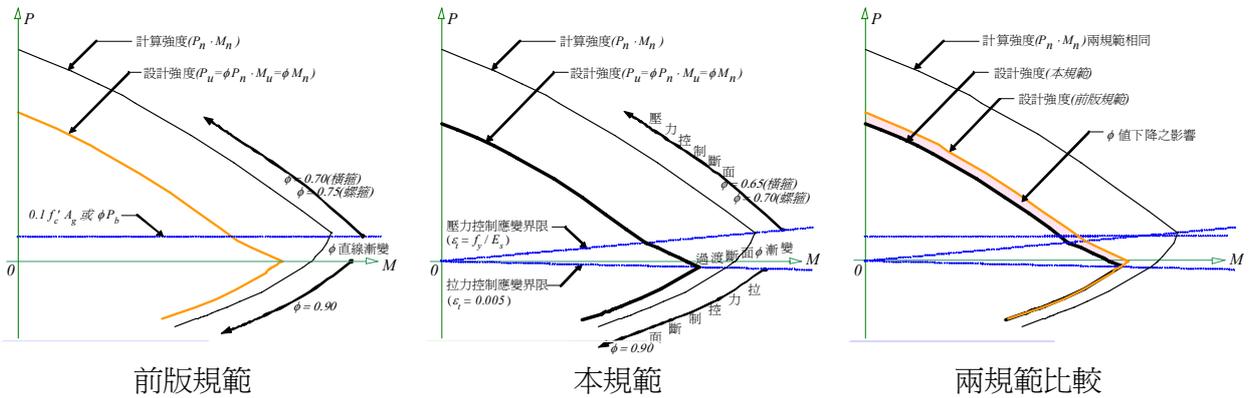
圖R3.4.3.1 應變分佈與淨拉應變

『壓力控制斷面』為構材斷面在計算強度下，其最外受拉鋼筋之淨拉應變小於或等於壓力控制應變界限，此時該斷面可能產生欠缺預警之瞬間脆性破壞；『拉力控制斷面』為最外受拉鋼筋之淨拉應變大於或等於下節規定之 0.005 ，此時該斷面破壞前可能產生大變形量或裂縫，將有充分之預警。通常，受撓構材為『拉力控制』，受壓構材為『壓力控制』；但有些時候(如較小軸力與較大彎矩)之淨拉應變在上述兩界限之間時，為『拉力－壓力控制過渡斷面』；同一構材斷面因計算強度之軸力與彎矩組比率不同，將可能歸屬於壓力控制斷面、拉力－壓力控制過渡斷面或拉力控制斷面，其強度折減因數 ϕ 應分別依第2.3.2節之規定。

本規範明確以平衡應變狀態定義『壓力控制斷面』之界限，取代前版規範於強度折減因數 ϕ 中隱含之規定，同時刪除 $0.10f_c' A_g$ 之限制。此定義之變更，對鋼筋比 ρ 較低之單筋受撓構材(無受壓鋼筋梁)及對稱兼受壓構材(受拉與受壓鋼筋等量之柱)而言，定義之『壓力控制斷面』範圍向上縮減(部分早期規範歸屬為壓力控制斷面現改為『拉力－壓力控制過渡斷面』)。有關早期與本規範對計算強度與設計強度關係之比較，及本規範對於壓力控制斷面、拉力控制斷面、過渡斷面、壓力控制應變界限與拉力控制應變界限之規定，說明如下圖：



(a) 以受拉與受壓鋼筋等量柱為例之比較



(b) 以受拉與受壓鋼筋不等量柱為例之比較

圖R3.4.3.2 前版與本規範計算強度與設計強度關係之比較

3.4.4 拉力控制斷面為受壓混凝土達到規定極限應變 0.003 時，最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 大於或等於 0.005 。

『壓力－拉力控制過渡斷面』為最外受拉鋼筋之淨拉應變介於『壓力控制應變界限』與『拉力控制應變界限』 0.005 間之斷面。

解說：

前版規範並無『拉力控制斷面』之定義，卻隱含無軸壓力之撓曲狀態定義為『拉力控制斷面』。前版規範亦無『壓力－拉力控制過渡斷面』之明確定義，卻隱含於『 ϕ 值可依 ϕP_n 之遞減，按直線比例增至 0.90 』。

本規範明確以『淨拉應變 ϵ_t 』大於或等於 0.005 定義『拉力控制斷面』，且該定義為對所有(預力與非預力等)鋼筋之單一限制值；對有壓力鋼筋或 T 型梁，其壓力鋼筋或梁翼效應，已自動於『淨拉應變 ϵ_t 』計算時計入。此變更對鋼筋比 ρ 較低之單筋受撓構材(無受壓鋼筋梁)及對稱兼受壓構材(受拉與受壓鋼筋等量之柱)而言，定義『拉力控制斷面』範圍向上擴充(部分有較小軸壓力者改歸屬為『拉力控制斷面』，可使用較大之強度折減因數 ϕ)。

界限值 0.005 已可提供大部分設計足夠之韌性；但需大量韌性者，如第 2.6 節允許之連續受撓構材負彎矩之調整，需具足夠韌性之塑鉸區，因之斷面淨拉應變之界限值提高為 0.0075 ；另耐震設計，則需另依第 15.4.2.1 節 ρ 上限之規定。

3.4.5 對非預力受撓構材或設計軸壓力小於 $0.1 f'_c A_g$ 之受壓構材，於計算強度下最外受拉鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 不得小於 0.004 。

3.4.5.1 受壓鋼筋與對應配合之受拉鋼筋應可用以增加受撓構材之強度。

解說：

本規範直接以限制『淨拉應變 ϵ_t 』下限 0.004 ，達到對軸壓力較小受撓構材韌性之規定，前版規範則以『最大鋼筋比 ρ 為折減後之平衡應變狀態鋼筋比 ρ_b 』規定，隱含達到限制淨拉應變之目的。

前版規範鋼筋比 $0.75\rho_b$ 限制，對使用 $f_y=4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 鋼筋相當於限制淨拉應變不得小於 0.00375 ，對於 $f_y=2,800 \text{ kgf/cm}^2$ 鋼筋相當於 0.00283 ，本規範 0.004 淨拉應變限制均較保守，但不適用於預力構材。

3.4.6 受壓構材之軸力設計強度 ϕP_n 不得超過下列 $\phi P_{n,max}$ 規定值：

3.4.6.1 非預力構材使用符合第 13.9.4 節規定之螺箍筋或符合第 3.16 節規定之合成受壓構材者：

$$\phi P_{n,max} = \phi 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (3-1)$$

3.4.6.2 非預力構材使用符合第 13.9.5 節規定之橫箍筋者：

$$\phi P_{n,max} = \phi 0.80 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (3-2)$$

3.4.6.3 預力構材之軸力設計強度 ϕP_n 不得超過 ϕP_o 之 0.85 (使用螺箍筋)或 0.80 (使用橫箍筋)倍。

3.4.7 受壓構材應按其承受之軸壓力與同時作用之最大彎矩設計之。設計軸力 P_u 不得超過第 3.4.6 節規定之 ϕP_n 值。最大設計彎矩 M_u 應按第 3.11 節考慮長細效應放大之。

解說：

受壓構材除於第 3.13.3.2 節考慮長細效應之最小偏心距外，過去之最小偏心距規定已刪除。當初規定最小偏心距之原意係減少純軸力作用下受壓構材之軸向載重設計強度，以防分析時未考慮難以避免偶然之偏心及混凝土規定抗壓強度於承受持續高載重下可能小於 f'_c 。現在則直接於第 3.4.6 節中以純軸力作用下之設計強度為計算值之 80% 至 85% 以達到限制目的，此折減下之軸向載重設計強度與早期規範之螺箍筋柱最小偏心距 e/h 為 0.05 、橫箍筋柱為 0.10 相似。因此依早期規範最小偏心距之規定建立之設計圖表或程式仍可應用。

對場鑄或預鑄受壓構材，前述最大軸力設計強度限制則相同。

依本章規定之極限強度設計法設計時，計得之預力構材承受純壓力下之設計強度，應包括預力之效應，第 3.4.6.3 節中之 P_o 為在無偏心載重下之軸力計算強度。

設計受撓構材時，須考慮與其毗鄰受壓構材之端彎矩如下：若為無側移構架，其毗鄰受壓構材端彎矩之放大效應不須考慮。若為有側移構架，其毗鄰受壓構材端彎矩之放大效應(第 3.14.7 節)必須考慮。

角柱或其他柱構材，同時承受兩方向彎矩者，必須以雙軸彎矩加軸力設計之。於參考文獻[3.42、3.4~3.7]中有詳細說明。研究結果顯示^[3.8,3.9,3.43]，依第 3.3.6 節之矩形壓應力塊分佈假設，可計得令人滿意之對稱斷面之雙軸彎矩強度。下式為一簡單而通常保守之估算計算強度 P_{ni} 關係式，當 P_{nx} 、 P_{ny} 分別大於其平衡軸力之 P_b 時，此式相當正確：

$$\frac{1}{P_{ni}} = \frac{1}{P_{nx}} + \frac{1}{P_{ny}} - \frac{1}{P_o}$$

式中：

P_{ni} = 以雙軸向偏心計得之軸力計算強度。

P_o = 以無偏心載重計得之軸力計算強度。

P_{nx} = 僅計X軸向偏心計得之軸力計算強度。

P_{ny} = 僅計Y軸向偏心計得之軸力計算強度。

3.5 受撓構材之橫支撐間距

3.5.1 梁之橫支撐間距不得超過受壓面最小寬度 b 之 50 倍。

3.5.2 決定橫支撐間距時，應考慮載重橫向偏心之影響。

解說：

試驗顯示，具合理尺寸(甚至為非常深而窄)、無橫向支撐、承受無橫向偏心載重(不致產生扭矩)之鋼筋混凝土梁，將不會產生過早之橫向屈曲破壞^[3.10.3.11]。

但無橫向支撐梁通常會承受橫向偏心或微傾斜載重，此載重產生之應力及變位將對深而窄之梁不利，尤以無支撐長度增加時為甚。在實際載重狀況下，橫向支撐間距約需在 $50b$ 左右。

3.6 受撓構材之最少鋼筋量

3.6.1 受撓構材除第 3.6.2 至 3.6.4 節之規定者外，其任何斷面經計算須設置受拉鋼筋時，其鋼筋量 A_s 不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad (3-3)$$

亦不得小於：

$$A_{s,min} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad (3-4)$$

解說：

凡因建築表現或其他原因使斷面尺寸遠大於強度需要時，規範規定受撓構材之最少鋼筋用量。於拉力鋼筋量極少時，鋼筋混凝土開裂斷面之彎矩計算強度變得比同斷面之無筋混凝土按開裂模數 f_r 計算所得者為低，此時將會有突發性破壞之可能。

為防止此類破壞，不論正、負彎矩處之斷面均須符合第 3.6.1 節最少受拉鋼筋量之規定。當混凝土之規定抗壓强度高於 350 kgf/cm^2 時， $14/f_y$ 之規定可能不足，因之應引用式(3-3)，該式於 f'_c 等於 300 kgf/cm^2 時與式(3-4)規定相同。

3.6.2 有翼版靜定梁，其翼版受拉時之最少鋼筋量 $A_{s,min}$ ，應按下列規定之較小者：

$$(1) A_{s,min} = \frac{1.6\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d ; \text{ 亦不得小於 } A_{s,min} = \frac{28}{f_y} b_w d \quad (3-5)$$

(2) 按第 3.6.1 節之規定計算，但式中 b_w 改取為總有效翼版寬度。

解說：

當有翼版靜定梁其翼版受拉時，如懸臂或其他靜定構材彎矩無法重分配者，本節規定特別需要。式(3-5)係以 $2b_w$ 代入第 3.6.1 節之相關公式求得。

3.6.3 若構材中所有斷面之受拉鋼筋已超過分析所需 $1/3$ 時，可不按第 3.6.1 及 3.6.2 節之規定。

解說：

若各斷面之受拉鋼筋均已較分析所需增加 $1/3$ 時，可不按前兩節最少鋼筋量之規定。此例外規定係針對大型構材，以足夠之額外增加鋼筋，代替依式(3-3)、式(3-4)及式(3-5)計得之超量鋼筋量。

3.6.4 等厚結構用版與基腳最少主鋼筋量，應符合第 13.11 節乾縮與溫度鋼筋之規定，但最大鋼筋間距不得大於版厚三倍或 45 cm 之小者。

解說：

由土壤直接支撐之版，如不用以傳遞結構其他部份垂直載重，則可不視為結構用途之版，其鋼筋量僅需依應力設計需要。但如筏式基礎或其他協助傳遞結構物垂直載重之版，則必須依本節之規定。(按：本節所稱之版，係指結構用途之版)

版之最少鋼筋量應與第 13.11 節規定之乾縮與溫度鋼筋量相等，但經全面檢討第 3.6 節，對結構版與基腳之主鋼筋最大間距已自乾縮與溫度鋼筋五倍版厚之規定減為三倍版厚；此外，第 6.4.2 節另有雙向版臨界面斷面處兩倍版厚之規定。

3.7 梁與單向版內受撓鋼筋分佈

3.7.1 為控制受撓裂紋，梁與單向版內受拉鋼筋應按第 3.7.2 節之規定妥予分佈於構材斷面最大受撓拉力區，但雙向版應按第 6.4 節之規定。

解說：

為達到限制受撓裂紋之目的，許多結構以工作應力法及低鋼筋應力設計。當使用高強度鋼筋承受高使用載重時，可預期將發生可見之裂紋，為耐久性及美觀之理由，需於鋼筋細節(detail)設計步驟中控制受撓裂紋，使其產生許多細小之髮狀裂紋將比少數幾條較寬裂紋更好。

對使用規定降伏強度 f_y 超過 $2,800 \text{ kgf/cm}^2$ 鋼筋之構材，控制受撓裂紋特別重要。若使用規定降伏強度 f_y 達 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 之鋼筋，有良好之鋼筋細節設計，可適當的控制受撓裂紋。

經國外廣泛試驗證實^[3.12~3.14]，使用載重下受撓裂紋之寬度與鋼筋(含新型竹節鋼筋)之應力成正比。於鋼筋細節設計時，最重要影響裂紋之變數為鋼筋之保護層厚度及鋼筋間距。

即使在良好之試驗環境下，受撓裂紋之寬度亦受乾縮及其他時間因素影響而出現很大之變化。但當鋼筋妥善分佈於混凝土之最大拉力區時，可使受撓裂紋控制獲得改善。

以適當間距配置之多支鋼筋較同面積之一、兩支大號鋼筋，對受撓裂紋之控制為佳。

3.7.2 最接近構材受拉面之鋼筋中心距 s ，應按下列規定：

$$s \leq 38 \left(\frac{2,800}{f_s} \right) - 2.5c_c ; \text{ 亦不得大於 } 30 \left(\frac{2,800}{f_s} \right) \quad (3-6)$$

式中： f_s 為在使用載重下算得之鋼筋應力，但亦可用 $(2/3)f_y$ 替代之；

c_c 為撓曲受拉鋼筋或預力鋼筋至最近受拉面之淨保護層厚度。

s 若接近最外受拉面僅有單支鋼筋或鋼線時， s 為最外受拉面寬度。

解說：

本節以直接限制最大鋼筋間距，取代前版規範 z 值之規定；並為符合載重組合係數之降低，提高使用載重下之鋼筋應力 f_s 及公式內之係數；對於使用 $f_y=4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 主鋼筋，保護層厚 5 cm 梁，用 $(2/3)f_y$ 替代 f_s 時，最大鋼筋間距為 25 cm ^[3.15~3.17]。

結構物之裂紋寬度具高度變異性，前版規範規定鋼筋分佈，依經驗公式限制最大裂紋寬度在 0.040 cm 以內。對間距之規定，可限制裂紋寬度在一般實用上可接受之程度，但對於一些特定結構可能過寬。

裂紋與鋼筋腐蝕之關係尚有爭論，研究顯示^[3.18,3.19]：通常承受使用載重下應力之鋼筋，其腐蝕與裂紋寬度並無明顯關聯。因此，早期對內露與外露構材不同之規定予以剔除。

3.7.3 暴露於嚴重侵蝕性環境或要求水密性之結構物，第 3.7.2 節之規定或有不足，須予特別考慮。

解說：

雖經許多研究，卻無明顯試驗證據可證明，受撓裂紋寬度與腐蝕危險之關係；且暴露試驗顯示：『混凝土品質、適當搗實及足夠保護層厚度』對防止腐蝕之重要性大於『混凝土表面之裂紋寬度』。

3.7.4 當 T 型梁翼版受拉時，須將部分受拉主筋分佈於有效翼版寬度(參閱第 2.12 節)或梁跨度之 $1/10$ 寬度內，以值小者為準。若有效翼版寬度超過梁跨度之 $1/10$ 時，須酌加適量縱向鋼筋配置於翼版外側部分。

解說：

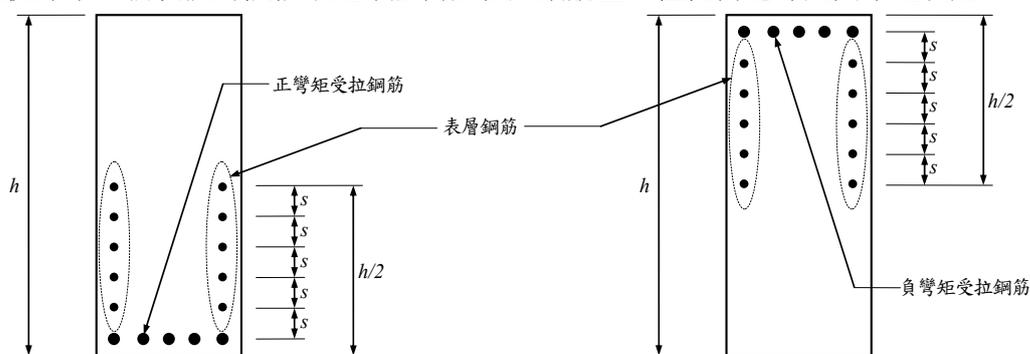
T 型梁翼版受拉而佈置負彎矩鋼筋時，為控制裂紋必需考慮：(1)鋼筋以較寬之間距佈置於全部有效翼版內，將於樓版接近梁腹處產生一些較寬之裂紋。(2)鋼筋以較密之間距佈置於梁腹附近，翼版外緣將欠缺保護。規範中梁跨度 $1/10$ 之規定即為預防鋼筋間距太寬，酌加適量縱向鋼筋之規定則為保護翼版之外緣。

3.7.5 如梁與欄柵版之總深度 h 超過 90 cm 時，在距最外受拉面 $h/2$ 範圍內之梁腹兩側應加置縱向表層鋼筋，梁腹每側表層鋼筋之間距 s 不得大於式(3-6)之規定，其 c_c 為表層鋼筋或預力鋼筋至最近側面之淨保護層厚度。此等鋼筋應可併入強度計算，惟鋼筋之應力須按應變一致性之分析求得。

解說：

對深度較大之受撓構材，一些鋼筋應置於梁腹兩側之垂直面拉力區內^[3.16](圖R3.7.5)以控制梁腹之裂紋。如無前述之輔助鋼筋，則梁腹內之裂紋寬度可能超過受拉鋼筋處之裂紋。本規範修正本節表層鋼筋間距 s 之規定與受撓鋼筋之規定一致。表層鋼筋尺寸並未限制，國外研究顯示，鋼筋間距之重要性遠大於鋼筋之尺寸；典型地表層鋼筋可使用 D10 至 D16 鋼筋或相當面積之鋼線網。

此規定使深梁、牆或預鑄欄柵版之梁腹需要較大鋼筋量，但仍需遵守此間距之規定。



圖R3.7.5 總深度超過 90 cm 梁與欄柵版之表層鋼筋

3.8 深梁

3.8.1 深梁為載重與支撐分別位於構材之頂面與底面，使壓桿形成於載重及支點之間，且符合：

(1) 淨跨 l_n 不大於 4 倍梁總深；或

(2) 集中載重作用區與支承面之距離小於 2 倍梁總深。

深梁應依非線性應變分佈設計，或依附篇 A 設計(見第 4.9.1、5.11.6 節)；橫向屈曲必須考慮。

3.8.2 深梁之剪力強度須符合第 4.9 節之規定。

3.8.3 深梁之受撓受拉鋼筋最少用量須符合第 3.6 節之規定。

3.8.4 深梁側面之水平及垂直最低鋼筋量須符合附篇 A 之規定，或第 4.9.3 及 4.9.4 節之規定。

解說：

前版規範以『跨度與梁深比』定義深梁，且第3.8.1節與第4.9.1節對深梁之定義亦不相同。本規範重新依附篇A之D-區域行為定義深梁，並將第3.8.1節與第4.9.1節之定義統一。

本規範對深梁撓曲設計，除非線性應變及橫向屈曲必須考慮外，未規定其他細節設計需求。建議於深梁撓曲設計時參考文獻[3.20~3.22]。

3.9 受壓構材之設計尺寸

3.9.1 獨立之螺箍受壓構材

受壓構材使用二組或二組以上連鎖螺箍者，構材有效斷面為螺箍外緣加第 13.6 節規定之最小保護層厚度以內之範圍。

解說：

最小受壓構材尺寸之規定，早已刪除，以允許小尺寸、輕載重之受壓構材使用鋼筋混凝土製造。但工程師必需瞭解：施工技術需求及乾縮應力影響增加之重要性。

3.9.2 連牆之受壓構材

螺箍或橫箍受壓構材與牆構成一體者，箍筋外 4 cm 之圓形、正方形或矩形為構材有效斷面之界限。

3.9.3 等效圓形受壓構材

正方形、八邊形或其他形狀之受壓構材，亦應可按圓形受壓構材設計，其直徑採用實際形狀之最小尺寸。構材之設計強度、總斷面積及鋼筋比均須按該圓形斷面計算。

3.9.4 受壓構材斷面之限制

受壓構材之斷面較承受設計載重所需者為大時，其設計強度及最少縱向鋼筋量應可按折減後之有效總斷面積 A_g 計算，但此 A_g 不得小於原總斷面積之半。本節規定對須考慮耐震設計之受壓構材，除第 15.11 節規定者外，均不適用。

解說：

規範分別以『總斷面積』及『螺箍柱柱心斷面積』^[3.23]，作為規定柱縱向及螺箍鋼筋量計算之用；但對於柱之設計強度則僅使用總斷面積。

對於『柱之總斷面積超過承受設計載重所需』狀況，第3.9.2至3.9.4節規定可滿足『設計一因建築或其他需要加大之過大斷面之柱，以承受設計載重時，為符合第3.10.1節最少鋼筋斷面積之規定，僅需增加混凝土斷面而不需增加鋼筋用量』之要求。此增加之混凝土不得考慮其承受載重之功能，但於結構分析時其增加之構材勁度必須考慮，且對結構其他部分之互制作用亦必須考慮。

3.10 受壓構材之鋼筋限制

3.10.1 非合成受壓構材之縱向鋼筋斷面積 A_{st} 應符合下式之規定：

$$0.01A_g \leq A_{st} \leq 0.08A_g \quad (3-7)$$

解說：

本節規定非合成受壓構材之縱向鋼筋量(不含型鋼等)之限制，如使用過高之鋼筋比，則將造成實際澆置混凝土時之施工困難，需考慮改用較大柱斷面以降低鋼筋比、或使用較高強度之混凝土或鋼筋。使用搭接方式續接之柱，其使用鋼筋量一般以不超過 $0.04A_g$ 為原則。

最少鋼筋量：自建立『柱之載重分別由鋼筋與混凝土承受』設計方法以來，就有最少鋼筋量之規定，以確保柱符合鋼筋混凝土之基本行為。鋼筋可用以抵抗不論計算上是否存在之彎矩，且在混凝土持續

受壓時可減少乾縮與潛變之效應，試驗顯示乾縮與潛變會將若干載重自混凝土轉移至鋼筋，此增加之鋼筋應力，將因鋼筋比之減少而大幅增加；除非鋼筋比有一最低限制，否則在持續使用載重下就可能使鋼筋之應力增至降伏，於ACI-105委員會報告^[3.20]中曾強調此現象，並建議螺箍及橫箍柱分別以 $0.01A_g$ 及 $0.005A_g$ 為最少鋼筋量，但本規範一直以 $0.01A_g$ 為各式柱之最少鋼筋量。

最大鋼筋量：ACI-105委員會曾建議^[3.24]，螺箍柱與橫箍柱分別以 $0.08A_g$ 及 $0.03A_g$ 為最大鋼筋量，但ACI規範及本規範早就以 $0.08A_g$ 為各式柱之最大鋼筋量，此限制可考慮為經濟與澆置需求之實用上限。(耐震設計另有更嚴規定)

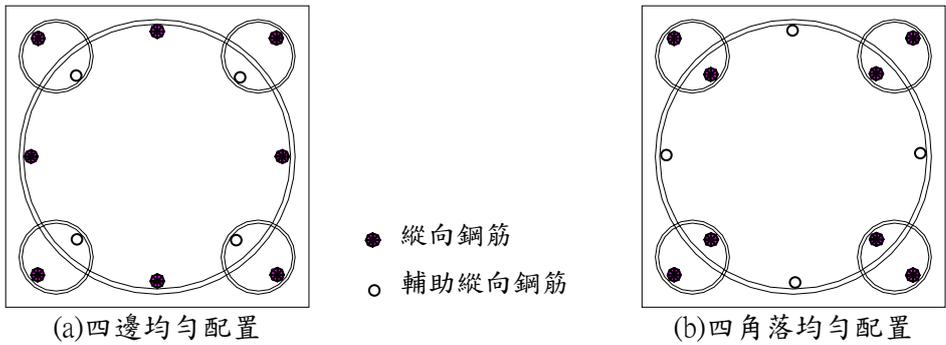
3.10.2 受壓構材之縱向鋼筋最少根數規定如下：

箍筋種類	縱向鋼筋最少根數
矩形或圓形橫箍筋	4
三角形橫箍筋	3
符合第 3.10.3 節規定之螺箍筋	6

解說：

矩形或圓形橫箍筋受壓構材最少需四根縱向鋼筋；符合第3.10.3節規定之螺箍筋受壓構材最少需六根縱向鋼筋；符合第3.10.3.1節規定之多螺箍筋受壓構材最少需八根縱向鋼筋，以四邊均勻配置或四角落均勻配置為原則(如圖R3.10.2)，並配置適當之輔助縱向鋼筋，以滿足相鄰縱向鋼筋之中心距不超過35cm，且該輔助縱向鋼筋直徑不得小於D19；其他形狀之受壓構材每一頂點或角落最少需一根縱向鋼筋，並需配以適當之橫向鋼筋，如三角形柱需配置至少三根縱向鋼筋，每一縱向鋼筋置於三角橫箍之一個頂點。

當縱向鋼筋排列成圓形，其根數若少於八根，於設計時必需確定鋼筋之方向位置，並考慮其承受偏心載重時之彎矩強度。



圖R 3.10.2 多螺箍筋柱主筋配置示意圖

3.10.3 螺箍筋之體積比 ρ_s 不得小於下式之值：

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \tag{3-8}$$

式中 f_{yt} 為設計採用之值不得大於 $7,000 \text{ kgf/cm}^2$ ，且螺箍筋採用之 f_{yt} 值若超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時，不得使用第 13.9.4.5(1)節之方式續接。

解說：

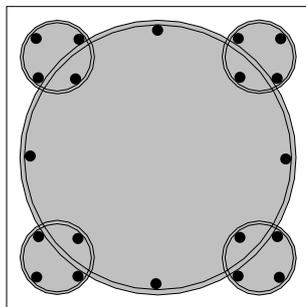
螺箍筋受壓構材增加載重時，將等到載重及變形逐漸增加至螺箍外圍混凝土剝落後，其柱心混凝土

之承受載重強度才增加。式(3-8)規定之螺箍筋使用量^[3.24]，乃期望因此規定增加柱之承受集中載重強度，可抵消或略超過螺箍外圍混凝土剝落所損失者。試驗及經驗顯示，受壓構材如依本節配置螺箍筋使用量時，可展現顯著之韌性。研究顯示，規定降伏強度 $7,000 \text{ kgf/cm}^2$ 之鋼筋可用於圍束柱心混凝土，本規範對設計採用之螺箍筋規定降伏強度之限制已自 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 提高至 $7,000 \text{ kgf/cm}^2$ 。

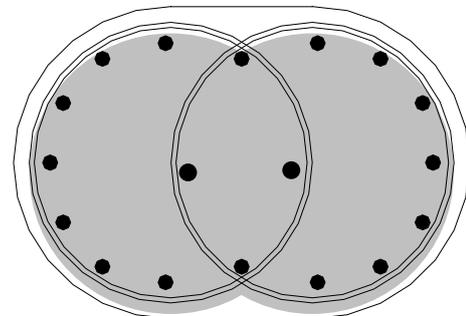
3.10.4 採用多螺箍筋計算式(3-8)螺箍筋之體積比 ρ_s 時，其中 A_{ch} 應取多螺箍所構成重疊閉合箍筋最外緣以內之構材斷面積。個別螺箍筋所配置之體積比皆不得小於上述算得之螺箍筋體積比 ρ_s 。

解說：

受壓構材可使用兩組或兩組以上連鎖螺箍做為橫向鋼筋，此橫向鋼筋之組合一般也稱為多螺箍筋，參考圖R 3.10.4。在所有螺箍之 ρ_s 相同的條件下，多螺箍筋所圍束的核心混凝土 A_{ch} 之行爲與單螺箍相當^[3.45]，可以式(3-8)設計，設計時需要求個別螺箍的用量皆大於 ρ_s ，以確認為保守設計。



(a) 五螺箍 A_{ch} 的範圍



(b) 二組連鎖螺箍 A_{ch} 的範圍

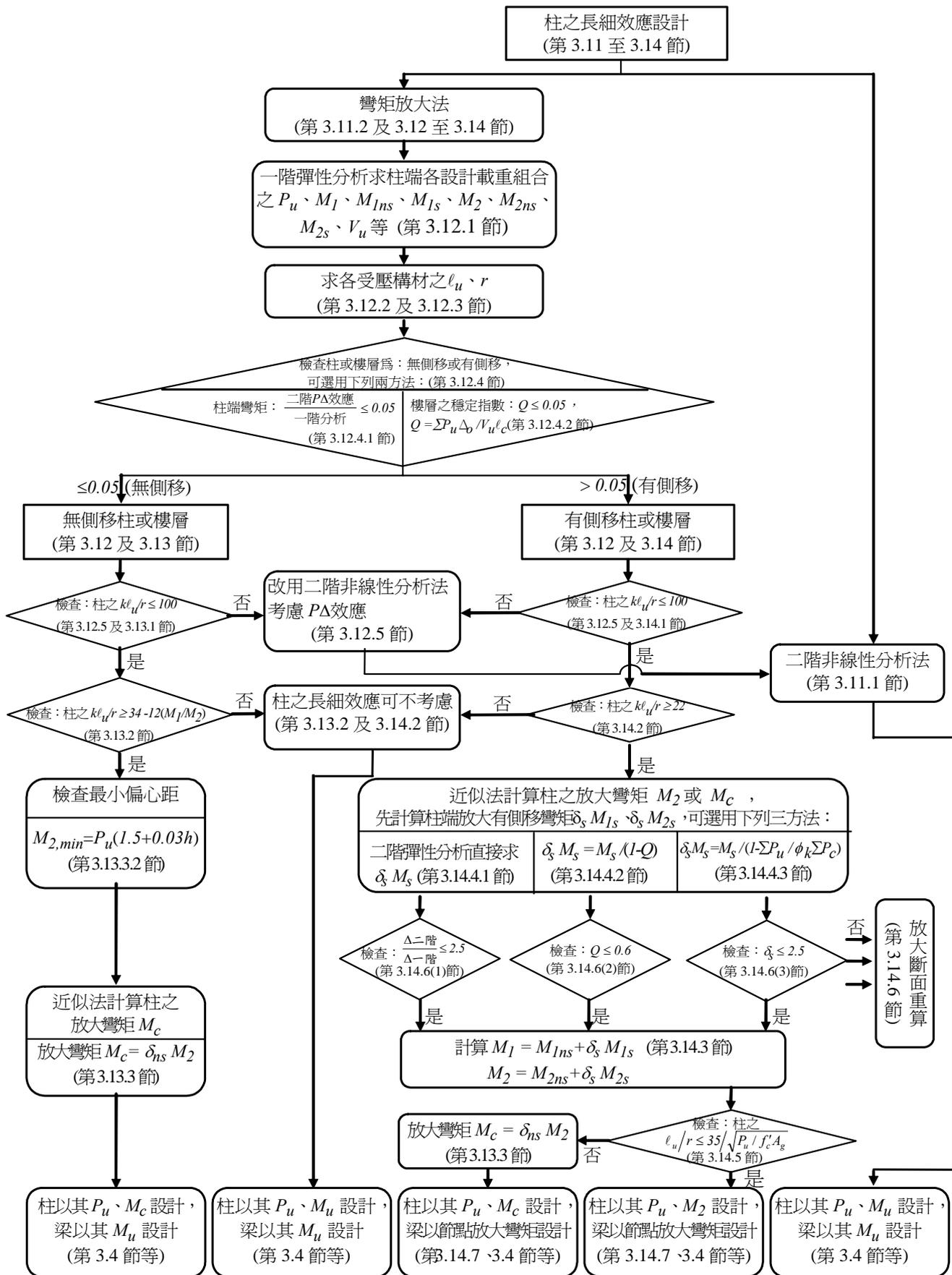
圖R 3.10.4 多螺箍筋之示意圖

3.11 受壓構材之長細效應

解說：

前版規範已修訂受壓構材長細效應之相關規定，除更認同使用二階分析法外，並重新安排『無側移』與『有側移』構架之條款^[3.25]。第3.11.1節允許使用精緻二階非線性分析法，第3.12至3.14節引介以傳統彎矩放大法為基礎之近似設計方式。對於有側移構架之放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 可用二階彈性分析、二階彈性分析略算法、或傳統側移彎矩放大因數法計得。

建議設計流程詳圖R3.11。



圖R3.11 柱長細效應之建議設計流程

3.11.1 除第 3.11.2 節允許者外，受壓構材、束制梁及其他支撐構材，應按二階分析計得之設計彎矩與設計力設計之，分析時並考慮材料之非線性與開裂、構材之彎曲與側傾效應、載重之持續時間、乾縮與潛變、及與基礎之互制作用。
設計圖上構材斷面尺寸與分析時之差異應在 10% 以內，否則應重新分析。分析之程序需經驗證，對超靜定鋼筋混凝土柱之強度預估應與試驗結果相吻合。

解說：

使用精緻二階分析法有兩項限制：一、結構分析之構材需與定案結構相似，若斷面尺寸之差異超過 10% 時，則應重算構材性質，並重作分析。二、精緻二階分析程序預估之極限載重，與超靜定鋼筋混凝土結構試驗結果之誤差需在 15% 以內，並至少應作不同勁度柱平面構架之『無側移』與『有側移』試驗比較。

為考量實際構材性質之變異，分析採用之構材性質應乘以小於 1.0 之勁度折減因數 ϕ_k ，為與第 3.14.4.1 節二階分析法一致，可令勁度折減因數 ϕ_k 為 0.80；有關勁度折減因數 ϕ_k 之概念^[3.35]，另討論於解說第 3.13.3 及 3.14.4.1 節中。

『束制梁』係指與柱端連接之梁，用於束制柱端之變形，詳第 3.14.7 節解說。

3.11.2 承受軸力與彎矩之受壓構材、束制梁及其他支撐構材，若不按第 3.11.1 節設計，應可用第 3.12 節替代之。

解說：

以彈性分析與彎矩放大為基礎之近似設計，可做為第 3.11.1 節精緻二階分析法之替代方案^[3.26,3.27]。對有側移構架之放大側移彎矩，可用接近真實之勁度值，採二階彈性分析計得，詳見第 3.14.4.1 節。

3.12 彎矩放大法—通則

解說：

本節敘述『以彎矩放大因數觀念計算長細效應』近似設計法之通則；對『無側移』與『有側移』構架之規定分述於第 3.13 與 3.14 節。

此近似設計法為將傳統一階構架分析得到之彎矩乘以『彎矩放大因數』，該因數為柱之設計載重 P_u 與屈曲臨界載重 P_c 之函數。

一階構架分析係指不考慮變位對構材內力影響之彈性分析。

3.12.1 應可採用一階彈性構架分析法，計算設計軸力 P_u 、設計柱端彎矩 M_1 與 M_2 、及樓層相對變位 Δ_o 。分析時使用之構材斷面性質應考慮軸向載重、構材之開裂範圍、載重持續時間等之影響；構材斷面性質可使用下列各值：

- (1) 彈性模數 E E_c
- (2) 斷面積 A $1.0 A_g$
- (3) 慣性矩 I :
 - 梁 $0.35 I_g$
 - 柱 $0.70 I_g$
 - 牆，未開裂 $0.70 I_g$

牆，已開裂	$0.35I_g$
平版	$0.25I_g$
慣性矩遇下列狀況時應除以 $(1+\beta_d)$ ：	
(a) 承受持續側向載重。	
(b) 依第 3.14.6 節之規定進行穩定校核時。	

解說：

彈性分析用於強度設計時，其所使用之勁度 EI 值需能代表構材破壞前一剎那之勁度，此點對二階分析預估極限載重時之側移量特別重要。每一構材內各斷面之 EI 值不須均按最大應力斷面上之彎矩曲率關係計得，但應與該構材之端彎矩轉角關係一致。

本節規定 E 、 A 及 I 之替代值，係經由構架試驗與分析結果，並預留側移量之計算偏差。因為：一、彈性模數依混凝土之規定抗壓強度決定，實際平均混凝土強度則稍高；二、慣性矩訂為參考文獻^[3,28]值之 $7/8$ ；兩項效應，將造成二階分析側移量高估 $20\sim 25\%$ ，但可以與穩定計算時之勁度折減因數 $0.80\sim 0.85$ 相符。有關勁度折減因數 ϕ_k 之觀念則於第3.13.3節解說中討論。

T 型梁之 I_g 應按第2.12節規定之有效翼版寬計算，一般取為梁腹 I_g 之兩倍 $2(b_w h^3/12)$ 已足夠正確。

如牆以慣性矩為 $0.70I_g$ 進行構架分析後，所得之設計彎矩或剪力已超過開裂強度，將產生受撓裂紋時，則該牆於該樓層內之慣性矩，需改為 $0.35I_g$ ，並重做構架分析。

本節提供之慣性矩替代值適用於非預力構材，預力構材之慣性矩應依鋼筋與預力鋼腱之使用量、位置、形式及破壞前一刻之開裂程度決定，其值可與本節提供者不同，但需預留側移量之計算偏差。

第3.12至3.14節係規定強度需求，並假設在『設計載重』下之進行構架分析^[3,29,3,30]。但為決定結構物適用性、風洞試驗之風力評估、或地震基面剪力等，需在不同之(未乘載重因數放大)『使用載重』下進行變形、振動、或週期等分析，為使二階分析法亦可適用於使用載重下之計算，不同使用載重所用之慣性矩應能反應當時之開裂程度，因此除對當時開裂程度做更精確評估得到慣性矩外，亦可將本節提供之慣性矩替代值乘以 $1/0.7=1.43$ 後，作為使用載重分析用之慣性矩。

慣性矩除 $(1+\beta_d)$ 之特殊規定，係供結構物兩側有不平衡土壓產生之永久性側向載重等狀況時使用。

3.12.2 迴轉半徑

受壓構材斷面迴轉半徑 r 應可用混凝土總斷面計算。矩形斷面應可用考慮穩定方向總厚度之 0.30 倍、圓形斷面應可用直徑之 0.25 倍為其 r 值。

3.12.3 受壓構材之無支長度

3.12.3.1 受壓構材之無支長度 l_u 應為樓版、梁或其他在考慮方向有側支能力構材間之淨距。

3.12.3.2 受壓構材如在考慮方向有柱冠或托肩，應依其最低處計算無支長度。

3.12.4 結構物中之柱或樓層須先經判定為『無側移』或『有側移』後，再分別按第 3.13 或 3.14 節規定設計。判定方式如下：

3.12.4.1 柱若考慮二階效應所增加之柱端彎矩，不超過一階分析之 5% ，則該柱應可判定為無側移。

3.12.4.2 樓層若依下式計得之穩定指數 Q 不超過 0.05 ，則該樓層應亦可判定為無側移：

$$Q = \frac{\sum P_u \Delta_o}{V_u l_c} \quad (3-9)$$

式中：

$$\begin{aligned} \sum P_u &= \text{樓層之設計總垂直力。} \\ V_u &= \text{樓層之設計總剪力。} \\ \Delta_o &= \text{樓層承受 } V_u \text{ 時之一階分析頂與底相對變位。} \\ \ell_c &= \text{受壓構材之全長，為樓層兩節點之中心距。} \end{aligned}$$

解說：

設計者使用彎矩放大法前需先判定柱或構架為無側移或有側移：若為無側移須按第3.13節設計，若為有側移須按第3.14節設計。通常可查驗比較一樓層柱與側向支撐(如結構牆、剪力桁架或其他束制側移構材)之側向總勁度，如因側向支撐勁度足夠，致使樓層側移量不足對柱之強度造成重大影響時，則受壓構材(柱)可假設為無側移。

若無現成查驗法可用，規範提供兩方式：一、於第3.12.4.1節中規定，側向設計載重作用下，如二階 $P\Delta$ 效應所增加之柱端彎矩，不超過一階分析之柱端彎矩5%時，則可用無側移設計。二、第3.12.4.2節以穩定指數 Q 為基準之替代規定，計算所用之 $\sum P_u$ 應為與側力相配之最大值。值得注意的是：同一構架中可能某些樓層為無側移，而其餘樓層為有側移。此外樓層設計總剪力 V_u 為零時本替代查驗法不適用。

必要時穩定指數 Q 亦可在使用載重作用下求得，但使用載重下之慣性矩需依第3.12.1節解說規定、使用載重作用下求得之 $\sum P_u$ 應乘以1.2、 V_u 應乘以1.2、而 Δ_o 則應乘以1.43。

3.12.5 構架內如有任一受壓構材之 kl_u/r 大於 100 時，則該構架應按第 3.11.1 節分析之。

解說：

第3.12至3.14節對使用彎矩放大法設計柱時，強制加入 kl_u/r 上限之規定，但第3.11.1節則無類似限制。此 kl_u/r 不得大於100之限制係依實際長細試驗時，構架內受壓構材之試驗範圍上限而訂。

3.12.6 受壓構材兩主軸均受撓曲時，對兩軸之設計彎矩應分別按各該軸束制情形放大之。

解說：

當受壓構材承受雙軸彎曲時，每一主軸算得之彎矩均需放大。計算每一主軸之彎矩放大因數 δ 時，應分別依其適當之有效長度 kl_u 及勁度 EI ，先計算兩方向之臨界載重 P_c 。兩方向柱之淨高、柱與受撓構材勁度比可不相同，因此不同方向之臨界載重將不同，而其對應之彎矩放大因數亦不同。

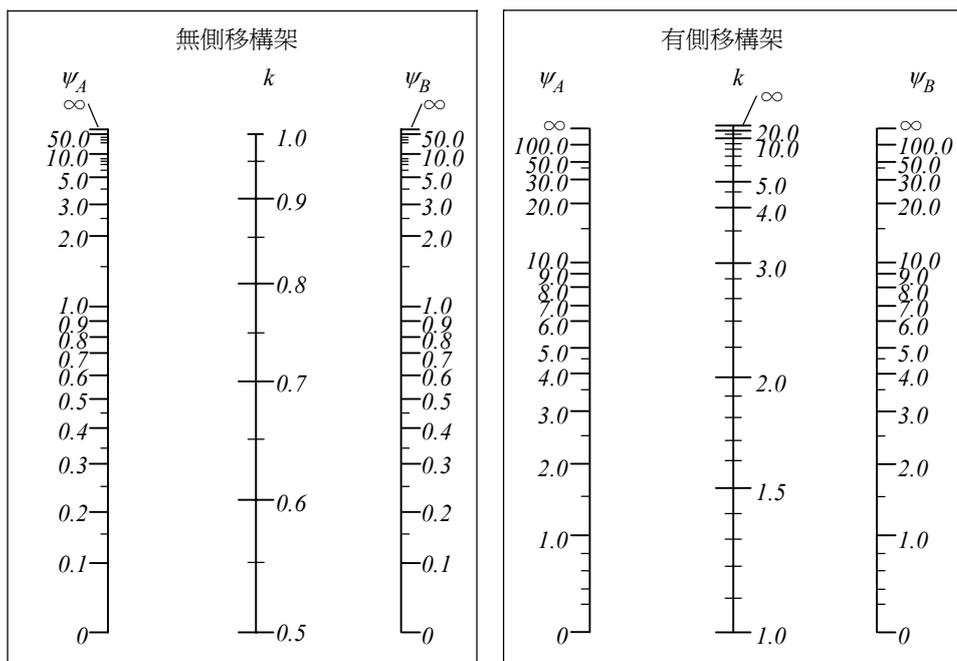
3.13 彎矩放大法－無側移構架

3.13.1 無側移構架之受壓構材，其有效長度因數 k ，除經分析證實可用較低值外，應取為 1.0。
若需計算 k ，其 E 、 I 值應按第 3.12.1 節之規定。

解說：

彎矩放大公式係導自兩端為鉸接之柱，故須依實際端點束制狀況加以修正，這就是使用有效長度 kl_u 計算臨界載重 P_c 之原因。

主要估算『有效長度因數』 k 值之圖表為圖R3.13.1，該圖係供均勻斷面多跨度構架查 k 值之用。[3.31,3.32]



圖R3.13.1 有效長度因數 k

受壓構材有效長度 $k\ell_u$ 為其兩端點相對勁度 ψ_A 、 ψ_B 之函數，柱端相對勁度 $\psi = [\Sigma(EI/\ell)_{柱}] / [\Sigma(EI/\ell)_{梁}]$ 。研究顯示在決定 ψ 時，必需考慮梁、柱鋼筋量變化及梁開裂之影響。本節規定梁慣性矩採用 $0.35I_g$ 、柱慣性矩採用 $0.70I_g$ ，已考慮鋼筋比及梁開裂影響。

下列計算有效長度因數 k 值之簡化公式亦可使用於無側移構架及有側移構架，其中式(R3.13a,b,e)得自1972英國規範(British Standard Code of Practice)^[3.33,3.34]、式(R3.13c,d)得自參考文獻[3.32]：

(1) 無側移受壓構材之 k 值上限，為下兩式之小者：

$$k = 0.7 + 0.05 (\psi_A + \psi_B) \leq 1.0 \quad (R3.13a)$$

$$k = 0.85 + 0.05 (\psi_{min}) \leq 1.0 \quad (R3.13b)$$

式中 ψ_A 與 ψ_B 為柱兩端之 ψ 值、 ψ_{min} 為兩值之小者。

(2) 有側移受壓構材兩端束制者之 k 值可取為：

於 $\psi_m < 2$ ：

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad (R3.13c)$$

於 $\psi_m \geq 2$ ：

$$k = 0.9 \sqrt{1 + \psi_m} \quad (R3.13d)$$

式中 ψ_m 為柱兩端 ψ 之平均值。

(3) 有側移受壓構材一端鉸接者之 k 值可取為：

$$k = 2.0 + 0.3\psi \quad (R3.13e)$$

式中 ψ 為柱束制端之 ψ 值。

使用圖R3.13.1或本節各公式所得之有效長度因數 k 若小於1.0，尚可認為符合本規範規定。

3.13.2 無側移構架之受壓構材，若合於下列條件，其長細效應可忽略不計：

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (3-10)$$

式中 $\left[34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \right]$ 值不得大於 40。若構材彎成單曲度 M_1/M_2 值為正；構材彎成雙曲度為負。

解說：

式(3-10)係導自式(3-12)，並以長細效應增加5% 彎矩導出^[3.26]。推導彎矩放大因數公式時未計入 ϕ_k 。首次試算可使用 $k=1.0$ 為初估值。

3.13.3 受壓構材應可按設計軸力 P_u 與經構材彎曲側向變位效應放大後之設計彎矩 M_c 設計之，如下式：

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \quad (3-11)$$

式中

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_k P_c}} \geq 1.0 \quad (3-12)$$

此時 ϕ_k 應取為 0.75； P_c 應取為：

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2} \quad (3-13)$$

EI 值應取為：

$$EI = \frac{0.2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (3-14)$$

或

$$EI = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (3-15)$$

解說：

式(3-12)及式(3-21)中之勁度折減因數 ϕ_k 以0.75計。此值與強度折減因數 ϕ 有所不同^[3.35]。

在勁度因混凝土開裂、潛變及非線性之應力-應變關係曲線變化下，如何選用合理之勁度 EI 近似值為決定臨界載重 P_c 之主要難題。式(3-14)係以較小之偏心率及高軸向載重導出，以突顯長細效應之影響。

由於持續載重引起潛變將增加柱之側向變位，而引致彎矩之增大，近似設計為將構材勁度 EI 除以 $(1+\beta_d)$ 予以降低，再用以計算 P_c 與 δ_{ns} 。式(3-14)之鋼筋與混凝土之 EI 均除以 $(1+\beta_d)$ ，以反映由於持續載重引起之過早鋼筋降伏。

式(3-14)或式(3-15)均可用以計算 EI 值，式(3-15)為式(3-14)之簡化近似公式^[3.36]，可假設 $\beta_d=0.6$ 予以再簡化如下：

$$EI = 0.25 E_c I_g \quad (R3.13f)$$

無側移與有側移構架使用之 β_d 並不相同，見第3.1節 β_d 符號說明。

3.13.3.1 受壓構材若支點間無橫向載重時， C_m 值應按下式計算：

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3-16)$$

式中 M_1/M_2 值依第 3.13.2 節之規定；若支點間有橫向載重時 C_m 值取為 1.0。

解說：

C_m 為等值彎矩修正因數，推導彎矩放大因數時係假設最大彎矩發生於接近柱之半高處，如最大彎矩發生於柱端，設計時必需以 C_m 校正之。^[3.26]

受壓構材若兩端點間承受橫向載重時，最大彎矩可能發生於遠離柱端處，如此必需以該最大彎矩為式(3-11)之 M_2 值，同時 C_m 值必需取為 1.0。

3.13.3.2 於式(3-11)中，對每一主軸之 M_2 值，應分別不小於：

$$M_{2,min} = P_u (1.5 + 0.03h) \quad (3-17)$$

式中 1.5 及 h 之單位為 cm ；另於 $M_{2,min}$ 大於 M_2 時，應按下列方式之一決定式(3-16)中之 C_m 值：

- (1) 以實際之 M_1/M_2 比值計算 C_m ；或
- (2) C_m 取為 1.0。

解說：

本規範係以放大柱端彎矩計得長細效應，如柱之設計彎矩非常小或為零時，則須以本節規定之最小偏心距為基準設計長細柱，但不須考慮兩主軸方向同時發生最小偏心距。

當柱設計需用最小偏心距時，式(3-16)中之 M_1/M_2 比值，仍應使用結構分析算得之設計柱端彎矩。此規定係為避免於計算時，在偏心距介於小於、等於或大於最小偏心距處，出現 C_m 值不連續之狀況。

3.14 彎矩放大法—有側移構架

解說：

前版規範已修訂有側移構架之長細設計，修改後之設計程序包括下列三步驟：

- (1) 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 應按下述三法之一計得：一、使用第 3.14.4.1 節之二階彈性構架分析法。二、使用第 3.14.4.2 節之二階彈性分析略算法。三、按第 3.14.4.3 節使用傳統之側移彎矩放大因數 δ_s 。
- (2) 按第 3.14.3 節，將各柱上、下端之放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 與不需放大非側移彎矩 M_{ns} 分別相加。非側移彎矩 M_{ns} 可自一階彈性分析計得。
- (3) 若柱頗細長且軸向載重亦大，則應校核柱間彎矩是否超過柱端彎矩；該項檢查，可假設 $k \leq 1.0$ 算得 P_c 及無側移構架之彎矩放大因數 δ_{ns} 後，按第 3.14.5 節規定完成之。

3.14.1 受壓構材如有側移，其有效長度因數 k ，應按第 3.12.1 節規定之 $E \cdot I$ 值計得，且不得小於 1.0。

解說：

參見第 3.13.1 節解說。

3.14.2 受壓構材若有側移而 kl_u/r 小於 22，其長細效應可不計。

3.14.3 受壓構材之兩端設計彎矩 M_1 與 M_2 應計算如下：

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (3-18)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (3-19)$$

式中 $\delta_s M_{1s}$ 與 $\delta_s M_{2s}$ 應依第 3.14.4 節規定計得。

解說：

說明本節之分析僅及於平面構架承受載重後在平面上產生變位，如有顯著扭矩變位，則應使用三度空間二階分析。

3.14.4 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 之計算

有側移受壓構材之放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 應以下述三方式之一計算：

3.14.4.1 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 應以第 3.12.1 節之規定構材勁度，使用二階彈性分析計得之。

解說：

二階分析為包括變位產生之內力效應之構架分析，當使用二階彈性分析計算 $\delta_s M_s$ 時，必須採用構材破壞前一剎那極限載重下之側移量，因此二階分析應依第 3.12.1 節之規定降低構材勁度 EI 值。

無側移與有側移構架使用之 β_d 並不相同，詳見第 3.1 節 β_d 符號說明。地震與風力等短期載重產生之側移量，係為『重力載重持續一段期間後之』短期勁度之函數，此時 $\beta_d = 0.0$ ；但若有『斜坡上之建物有不平衡側土壓』等異常持續側向載重時，則 β_d 將不為 0.0 。

所有非抵抗側力但與穩定相關柱之軸向載重，均應包括於二階分析中。

用第 3.12.1 節規定之 E 、 I 值作二階分析時，約高估側移量 20~25%，相當於計算 $P\Delta$ 效應彎矩時，使用勁度折減因數 $\phi_k = 0.80 \sim 0.85$ ，因此穩定計算時已無需再加 ϕ_k ，但以設計彎矩、軸力進行斷面設計時，仍應計入強度折減因數 ϕ 。

3.14.4.2 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 亦應可使用下式計得：

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1-Q} \geq M_s \quad (3-20)$$

；但若計得之 $\delta_s > 1.5$ 時， $\delta_s M_s$ 應改用第 3.14.4.1 或 3.14.4.3 節計算。

解說：

二階彎矩之 $P\Delta$ 疊代分析可用無限級數表示，式(3-20)為此級數之解^[3.28]，由參考文獻[3.37]得知，於 δ_s 不超過 1.5 時，該式可準確預估有側移構架之二階彎矩值。

柱各點變位量 Δ 為一曲線，因之 $P\Delta$ 彎矩圖亦為一曲線；式(3-20)與多數現有商業二階構架分析軟體均假設 $P\Delta$ 彎矩係由『樓層上、下一對 $P\Delta/\ell_c$ 水平力』造成，此假設之 $P\Delta$ 彎矩圖為直線分佈；以實際曲線 $P\Delta$ 彎矩產生之側移量，大於假設直線分佈彎矩產生者約 15%；為此可將式(3-20)分母修正為 $(1-1.15Q)$ ，但為與現有商業軟體一致，1.15 並未放入式(3-20)中。

如樓層之側移伴隨顯著扭轉變形，放大彎矩法將對距扭轉中心最遠處柱之放大彎矩低估，因此須改用三度空間二階分析。

若變位量係於使用載重下計得，則式(3-20)中之 Q 值應按解說第 3.12.4 節之規定求得。

穩定指數 Q 分析係以第 3.12.1 節規定之 E 、 I 值為基礎，如同解說第 3.14.4.1 節所述相當於勁度折減因數 ϕ_k 已置入其中，因此穩定計算時已無需再加 ϕ_k ，但以設計彎矩、軸力進行斷面設計時，仍應計入強度折減因數 ϕ 。

3.14.4.3 放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 亦應可使用下式計得：

$$\delta_s M_s = \frac{M_s}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_k \sum P_c}} \geq M_s \quad (3-21)$$

式中 $\sum P_u$ 為一樓層內之總設計垂直力；勁度折減因數 ϕ_k 應取為0.75； $\sum P_c$ 為該樓層內所有束制側移柱 P_c 之總和， P_c 係以第3.14.1節計得之 k 、式(3-14)或式(3-15)計得之 EI 使用式(3-13)求得之。

解說：

如一樓層無整體扭轉變形，整個樓層之側移量將相等，則用該樓層平均之 $\sum P_u / \sum P_c$ 為基準計得 δ_s ，以校核樓層之穩定效果，應可反映在 $P\Delta$ 效應下該樓層所有束制側移柱之互制作用。此時該側移樓層內，可能有某些特別長細柱已承受偏高之變位量，甚至需被該樓層其他柱所支撐，於第3.14.5節以式(3-22)校核時，將發現這些特別長細柱之 ℓ_u / r 將超過規定。

如樓層之側移伴隨顯著扭轉變形，放大彎矩法將對距扭轉中心最遠處柱之放大彎矩低估，因此須改用三度空間二階分析。

式(3-21)中之勁度折減因數 ϕ_k 為0.75，此值與強度折減因數 ϕ 有所不同^[3.35]。

有側移構架通常因短期載重產生側移時，計算 EI 值所需之 β_d 可取為0.0，詳見解說第3.14.4.1節。

3.14.5 如任一有側移受壓構材其：

$$\frac{\ell_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f_c' A_g}}} \quad (3-22)$$

，則應以設計軸力 P_u 及按第3.13.3節計得之彎矩 M_c 設計之，其使用之 M_1 與 M_2 應依第3.14.3節之規定， β_d 應依載重組合決定， k 已定義於第3.13.1節中。

解說：

將柱上、下兩端之放大側移彎矩 $\delta_s M_s$ 與不需放大非側移彎矩 M_{ns} 分別相加，通常其中一端將成為柱之最大彎矩；但高軸力較長細柱之最大彎矩可能產生於端點間，亦即端點彎矩不恆為最大彎矩；如 ℓ_u / r 不超過式(3-22)之規定，則沿柱高任何點之最大彎矩將不超過最大端點彎矩之1.05倍；如 ℓ_u / r 大於式(3-22)之規定，則沿柱高之最大彎矩將超過最大端點彎矩5%以上；此時，最大彎矩應以式(3-11)放大端點彎矩計得之。其計算式為：

$$M_c = \frac{C_m (M_{2ns} + \delta_s M_{2s})}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (R3.14a)$$

3.14.6 應校核含側力之設計重力載重組合作用下之整體結構強度與穩定問題，如下：

- (1) 當依第 3.14.4.1 節計算 $\delta_s M_s$ 時，於設計靜載重、設計活載重及設計側力載重共同作用下，以二階分析計得側移量與一階分析計得側移量之比值不得超過 2.5。
 - (2) 當依第 3.14.4.2 節計算 $\delta_s M_s$ 時，以設計靜載重及設計活載重共同作用下，以 ΣP_u 計得之 Q 值不得超過 0.6。
 - (3) 當依第 3.14.4.3 節計算 $\delta_s M_s$ 時，以設計靜載重及設計活載重共同作用下，以 ΣP_u 與 ΣP_c 計得之 δ_s 值必須為正且不得超過 2.5。
- 以上分析時所用之 β_d 值，應取為最大設計持續軸向載重與最大設計軸向載重之比。

解說：

由重力載重單獨作用引起之可能側移穩定須予校核，當依第3.14.4.1節二階分析計算 $\delta_s M_s$ 時，構架應於設計重力載重加上一些側力載重後作兩次應力分析，其中一次為一階分析、另一次為二階分析，二階分析計得因側力產生側移量不得超過一階分析計得者2.5倍；所加之側力載重可為一組設計時之側力、或單一側力加於構架頂端，但側力之大小需足以正確計得側移量；對因重力載重產生側移之非對稱構架，側力應施加於增加側移之方向。某一樓層特別軟弱時，該樓層側移量之比值應予估算。

當用第3.14.4.2節計算 $\delta_s M_s$ 時，於設計重力載重作用，因側力計得之 Q 值應不超過0.6之規定相當於 δ_s 不超過2.5；計算 Q 值之 V_u 與 Δ_o 可用同一組任意選定之實際或虛設側力載重求得；如於第3.12.4.2節計得之 Q 值小於0.2，則第3.14.6節穩定校核應已自動滿足。

當使用第3.14.4.3節式(3-21)計算 $\delta_s M_s$ 時，2.5為 δ_s 值之上限；當 δ_s 值較高時構架分析結果將因 EI 值之變化、基礎之轉動或類似之原因而變得非常不可靠，若 δ_s 值超過2.5則構架之勁度必須加強。彎矩放大因數 δ_s 達上限2.5時其值已甚高，此規定可限制慣用偏保守之彎矩放大法之適用範圍。在計算 ΣP_u 時，不論是否為抵抗側力系統，所有柱與牆之軸向載重均應計入。

β_d 值應為計算每一樓層之全樓層『最大設計持續軸向載重與全部設計軸向載重之比值』。

本節設計載重組合已依照第2.4.2節之新規定同步修改。

3.14.7 有側移構架之受撓構材應按其端節點所有受壓構材之放大設計彎矩設計之。

解說：

有側移構架之強度，受構架內柱之穩定與梁端點束制程度之控制，如束制梁上產生塑性鉸時，則結構物變成近似於機制，使其軸向載重承载力巨幅減少，本節規定係確保所設計之束制受撓構材具抵抗柱端放大彎矩之能力。

3.15 支承版系之受軸力構材

3.15.1 所有支承第 6.2 節所述版系之受軸力構材，除應按第三章之規定外，並應按第六章之有關規定設計。

3.15.2 若柱之混凝土規定抗壓強度大於版系之混凝土規定抗壓強度之 1.4 倍時，載重之傳遞須用下列方法之一：

解說：

本節之規定係以參考文獻[3.38]為依據，當柱之混凝土規定抗壓強度大於版強度不超過40%時，不

須作特殊處理。對於柱使用較高強度混凝土時，角柱或邊柱應遵守第3.15.2.1或3.15.2.2節之規定；對於內柱四邊具適當束制時，應遵守第3.15.2.1、3.15.2.2或3.15.2.3節之規定。

3.15.2.1 柱四周柱面外 60 cm 範圍內之版系須用與柱相同規定抗壓強度之混凝土澆置，後澆置之樓版混凝土須依第 13.14 節及「結構混凝土施工規範」之澆置規定，以確保混凝土間之整體性。

解說：

本節敘述在混凝土澆置過程中，版系使用兩種不同強度混凝土混合澆置之需求。爲了避免較低強度混凝土之殘渣意外灌注至柱區，柱旁版系澆置時，高強度混凝土必須較低強度混凝土先行澆置，較低強度混凝土必須於較高強度混凝土仍呈塑性時澆置，並予以適當振動，以確保混凝土間之整體性，且需注意協調輸送過程，避免延誤，在某些狀況下更須加強檢查。上述情況設計者有責任在設計圖上註明。

澆置柱混凝土時，距柱面 60 cm 內之版系亦需澆置與柱同強度混凝土之規定，除了讓現場施工者直接明白澆置需求外，此規定亦使兩種混凝土界面遠離高剪力區。

3.15.2.2 柱以支承版系較低強度混凝土計算其強度、垂直插接筋與螺箍筋。

3.15.2.3 柱之四邊由約略等深之梁或版側撐者，柱強度計算之混凝土規定抗壓強度應可按柱混凝土強度(以樓版混凝土強度 2.5 倍為上限)之 75%加上樓版混凝土強度之 35%計算。

解說：

研究顯示，柱混凝土強度 f_c' 超過樓版混凝土強度 2.5 倍時，重載重樓版對柱之圍束作用將不若輕載重樓版，保守起見，限制柱混凝土強度。

3.16 合成受壓構材

3.16.1 合成受壓構材係指混凝土受壓構材其縱向以結構型鋼或鋼管(圓形或其他形狀)增加其強度者，並可能配置或不配置縱向鋼筋。

解說：

合成柱定義爲組合、合成或鋼管充填混凝土之柱。因爲混凝土施工時很少採用鋼以外之其他金屬來加強，所以無此方面規定。

3.16.2 合成受壓構材之強度計算應可按一般鋼筋混凝土之限制條件。

解說：

計算鋼筋混凝土斷面強度所採用之載重與彎矩交互影響規則亦可應用於合成斷面^[3.32,3.40,3.44]。

3.16.3 合成構材中分配於混凝土之軸力設計強度須由構材或托架直接承壓傳至合成構材之混凝土。

3.16.4 其他未分配於混凝土之軸力設計強度須以直接連接方式傳至結構型鋼或鋼管。

解說：

鋼心與混凝土間可利用直接承壓或直接(經由 *Lugs*、*Plates* 或鉚於其上之鋼筋)傳遞載重。但撓曲產生之壓應力可不必考慮該部份之直接傳遞承載問題。僅用以包裹型鋼周圍之混凝土可能對型鋼勁度有加強作用，但不必然增加其強度。

3.16.5 用於計算合成斷面長細效應之迴轉半徑不得大於下式之值：

$$r = \sqrt{\frac{0.2E_c I_g + E_s I_{sx}}{0.2E_c A_g + E_s A_{sx}}} \quad (3-23)$$

除有更精確之替代計算外，式(3-13)中之 EI 可採用式(3-15)值或：

$$EI = \frac{0.2E_c I_g}{1 + \beta_d} + E_s I_{sx} \quad (3-24)$$

解說：

第3.12.2節所規定之迴轉半徑 r 計算方式，對鋼裹混凝土而言太過保守，且不能應用於混凝土包裹型鋼之構材，因此採用式(3-23)。

鋼筋混凝土柱承受持續載重，混凝土之潛變將引致部份混凝土之載重傳至鋼筋，而增加鋼筋應力。於鋼筋量少之鋼筋混凝土柱，此傳遞可能引起鋼筋提前產生壓力降伏，因而減少 EI 之效用。此乃式(3-14)以潛變因素減少混凝土與鋼筋 EI 值之原因。於鋼筋量多之鋼筋混凝土柱或合成柱，由於鋼之斷面較大，潛變引起之傳遞影響較不重要，式(3-24)僅將混凝土之 EI 值在持續載重下予以折減。

3.16.6 鋼管內填充混凝土合成構材

3.16.6.1 合成受壓構材如為鋼管內填充混凝土者，鋼管各面之厚度不得小於

$$b \sqrt{\frac{f_y}{3E_s}} \quad (b \text{ 為非圓形斷面各面之寬度})$$

或

$$h \sqrt{\frac{f_y}{8E_s}} \quad (h \text{ 為圓形斷面之直徑})$$

3.16.6.2 混凝土心內如有縱向鋼筋應可併入 A_{sx} 及 I_{sx} 計算長細效應。

解說：

鋼管內填充混凝土合成構材斷面其外壁必須具足夠厚度，於鋼管縱向達到降伏強度前，外壁不致先行局部屈曲。

3.16.7 螺箍混凝土鋼心合成構材

3.16.7.1 合成受壓構材如為螺箍混凝土裹包結構型鋼心者， f'_c 不得小於第 1.7 節之規定。

3.16.7.2 結構型鋼心之設計降伏強度應為其規定最小降伏強度，但不得超過 $3,500 \text{ kgf/cm}^2$ 。

3.16.7.3 螺箍筋須符合第 3.10.3 節之規定。

3.16.7.4 螺箍內之縱向鋼筋不得少於混凝土淨斷面積之 0.01 ，亦不得大於混凝土淨斷面積之 0.08 。

3.16.7.5 螺箍內之縱向鋼筋應可併入 A_{sx} 及 I_{sx} 計算長細效應。

解說：

螺箍筋用量之需求，為以螺箍筋圍束內混凝土承載強度之增加，代替螺箍筋外之混凝土承載強度，此原因與非合成螺箍柱相同，而螺箍筋更提供徑向壓力能確保混凝土與鋼筋、鋼心之相互作用，使構材更堅固及強度更大。

3.16.8 橫箍混凝土鋼心合成構材

3.16.8.1 合成受壓構材如為橫箍混凝土裹包結構型鋼心者， f'_c 不得小於第 1.7 節之規定。

3.16.8.2 結構型鋼心之設計降伏強度應為其規定最小降伏強度，但不得超過 $3,500 \text{ kgf/cm}^2$ 。

- 3.16.8.3 橫箍筋須完全包圍鋼心。
- 3.16.8.4 橫箍筋之直徑不得小於合成構材最大邊長之 $1/50$ ，亦不得小於 $D10$ ，但不需大於 $D16$ 。等面積之熔接鋼線網亦應可使用。
- 3.16.8.5 橫箍筋之垂直間距不得超過斷面最小邊寬之 $1/2$ ，或 48 倍箍筋直徑，或 16 倍縱向鋼筋直徑。
- 3.16.8.6 橫箍內之縱向鋼筋不得少於混凝土淨斷面積之 0.01 ，亦不得大於混凝土淨斷面積之 0.08 。
- 3.16.8.7 矩形斷面之四角各須置一縱向鋼筋，與其他縱向鋼筋間之間距不得大於合成構材斷面最小邊寬之 $1/2$ 。
- 3.16.8.8 橫箍內之縱向鋼筋，應可併入 A_{sx} 計算強度，但不得併入 I_{sx} 計算長細效應。

解說：

合成構材混凝土用橫箍筋圍束時，在鋼心周圍，至少有一側之混凝土變得很薄，而不能考慮鋼心、混凝土與縱向鋼筋已完全相互作用。因混凝土可能與平滑之鋼心表面分離，為使混凝土能牢固包裹鋼心，合成橫箍混凝土柱使用比非合成橫箍柱較多之橫箍是合理的；因在高應變下鋼心和混凝土間可能分離，此時縱向鋼筋可能對承受持續載重有效，但對增加斷面長細強度無效。至於限制鋼心之降伏強度，係為使其應變不致使混凝土產生剝落，假設當應變小於 0.0018 時承受軸向壓力混凝土不會剝落，則鋼心之降伏應力小於 $0.0018 \times 2,040,000$ 或約為 $3,500 \text{ kgf/cm}^2$ ，為鋼心之最大應力上限。

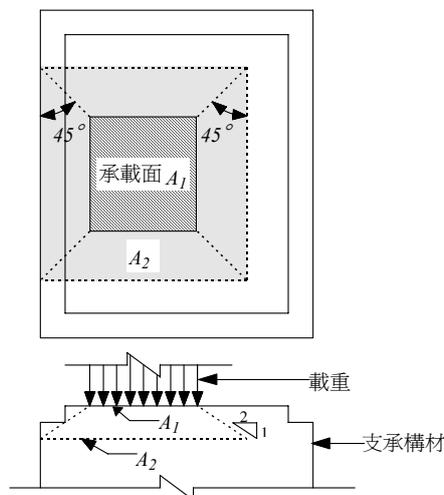
3.17 承壓強度

- 3.17.1 混凝土之設計承壓強度不得超過 $\phi(0.85f'_c A_1)$ 。若支承構材各邊均大於承載面時，承載面之設計承壓強度應可增至 $\sqrt{A_2 / A_1}$ 倍，但不得超過 2 倍。 A_2 取為最大之正截頭角錐體或圓錐體之下底面積。惟該錐體須能完全包容於支承構材內，其上底為承載面 A_1 ，錐面之斜度為垂直 l 水平 2 。

解說：

本節討論混凝土支承構材之承壓強度，設計承壓應力為 $\phi 0.85f'_c$ [3.41]，當支承構材之各邊均大於承載面時，因支承構材周圍混凝土之圍束作用，使得承壓強度增加，本節無支承構材最小深度之限制，支承構材最小深度由第4.13節規定之剪力需求控制。

當支承構材頂面為適當之斜坡型或階梯型時(如圖R3.17)，則如上述支承構材面積大於載重面積仍可適用。



圖R3.17 斜坡型或階梯型之 A_2

3.17.2 第 3.17.1 節不適用於後拉預力之錨定部份。

解說：

後拉預力之錨定區多有橫向鋼筋，詳見第11.14節。

參考文獻

- [3.1] Nedderman, H., "Flexural Stress Distribution in Extra High Strength Concrete," MS thesis, University of Texas at Arlington, 1973.
- [3.2] Karr, P. H.; Hanson, N. W; and Capell, H. T., "Stress-Strain Characteristics of High Strength Concrete," *Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*, SP-55, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1978, pp. 161-185.
- [3.3] Mattock, A. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., "Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 57*, No. 8, Feb. 1961, pp. 875-928.
- [3.4] *ACI Design Handbook, Vol. 2—Columns*, SP-17A(90), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1990, pp. 161-163 and 207-221.
- [3.5] *CRSI Handbook*, 7th Edition, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 1992, 840 pp.
- [3.6] Bresler, B., "Design Criteria for Reinforced Concrete Columns under Axial Load and Biaxial Bending," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 57*, No. 5, Nov. 1960, pp. 481-490.
- [3.7] Parme, A. L.; Nieves, J. M.; and Gouwens, A., "Capacity of Reinforced Rectangular Columns Subjected to Biaxial Bending," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 63*, No. 9, Sept. 1966, pp. 911-923.
- [3.8] Heimdahl, P. D., and Bianchini, A. C., "Ultimate Strength of Biaxially Eccentrically Loaded Concrete Columns Reinforced with High Strength Steel," *Reinforced Concrete Columns*, SP-50, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1975, pp. 100-101.
- [3.9] Furlong, R. W., "Concrete Columns Under Biaxially Eccentric Thrust," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 76*, No. 10, Oct. 1979, pp. 1093-1118.
- [3.10] Hansell, W., and Winter, G., "Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 56*, No. 3, Sept. 1959, pp. 193-214.
- [3.11] Sant, J. K., and Bletzacker, R. W., "Experimental Study of Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 58*, No. 6, Dec. 1961, pp. 713-736.
- [3.12] Gergely, P., and Lutz, L. A., "Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members," *Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete*, SP-20, American Concrete Institute, Detroit, 1968, pp. 87-117.
- [3.13] Kaar, P. H., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flanges," *Journal, PCA Research and Development Laboratories*, V. 8, No. 2, May 1966, pp. 2-12.
- [3.14] Base, G. D.; Reed, J. B.; Beeby, A. W.; and Taylor, H. P. J., "An Investigation of the Crack Control Characteristics of Various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams," *Research Report No. 18*, Cement and Concrete Association, London, Dec. 1966, 44 pp.
- [3.15] Beeby, A. W., "The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete," *The Structural Engineer*, V. 57A, No. 1, Jan. 1979, pp. 9-17.
- [3.16] Frosch, R. J., "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 3, May-June 1999, pp. 437-442.

- [3.17] ACI Committee 318, "Closure to Public Comments on ACI 318-99," *Concrete International*, May 1999, pp. 318-1 to 318-50.
- [3.18] Darwin, D., et al., "Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion," *Concrete International*, V. 7, No. 5, May 1985, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 20-35.
- [3.19] Oesterle, R. G., "The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection," RD Serial No. 2054, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1997.
- [3.20] Chow, L.; Conway, H.; and Winter, G., "Stresses in Deep Beams," *Transactions*, ASCE, V. 118, 1953, pp. 686-708.
- [3.21] "Design of Deep Girders," IS079D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1946, 10 pp.
- [3.22] Park, R., and Paulay, T., *Reinforced Concrete Structures*, Wiley-Inter-Science, New York, 1975, 769 pp.
- [3.23] Furlong, R. W., "Column Slenderness and Charts for Design," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 68, No. 1, Jan. 1971, pp. 9-18.
- [3.24] "Reinforced Concrete Column Investigation—Tentative Final Report of Committee 105," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 29, No. 5, Feb. 1933, pp. 275-282.
- [3.25] MacGregor, J. G., "Design of Slender Concrete Columns—Revisited," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 3, May-June 1993, pp. 302-309.
- [3.26] MacGregor, J. G.; Breen, J. E.; and Pfrang, E. O., "Design of Slender Concrete Columns," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 67, No. 1, Jan. 1970, pp. 6-28.
- [3.27] Ford, J. S.; Chang, D. C.; and Breen, J. E., "Design Indications from Tests of Unbraced Multipanel Concrete Frames," *Concrete International: Design and Construction*, V. 3, No. 3, Mar. 1981, pp. 37-47.
- [3.28] MacGregor, J. G., and Hage, S. E., "Stability Analysis and Design Concrete," *Proceedings*, ASCE, V. 103, No. ST 10, Oct. 1977.
- [3.29] Grossman, J. S., "Slender Concrete Structures—The New Edge," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb. 1990, pp. 39-52.
- [3.30] Grossman, J. S., "Reinforced Concrete Design," *Building Structural Design Handbook*, R. N. White and C. G. Salmon, eds., John Wiley and Sons, New York, 1987.
- [3.31] "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members," 2nd Edition, Column Research Council, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, Penn., 1966.
- [3.32] ACI Committee 340, *Design Handbook in Accordance with the Strength Design Method of ACI 318-77, V. 2—Columns*, SP-17A(78), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1978, 228 pp.
- [3.33] "Code of Practice for the Structural Use of Concrete, Part 1. Design Materials and Workmanship," CP110: Part 1, British Standards Institution, London, Nov. 1972, 154 pp.
- [3.34] Cranston, W. B., "Analysis and Design of Reinforced Concrete Columns," *Research Report* No. 20, Paper 41.020, Cement and Concrete Association, London, 1972, 54 pp.
- [3.35] Mirza, S. A.; Lee, P. M.; and Morgan, D. L., "ACI Stability Resistance Factor for RC Columns," *ASCE Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, V. 113, No. 9, Sept. 1987, pp. 1963-1976.
- [3.36] Mirza, S. A., "Flexural Stiffness of Rectangular Reinforced Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 4, July-Aug. 1990, pp. 425-435.

- [3.37] Lai, S. M. A., and MacGregor, J. G., “Geometric Nonlinearities in Unbraced Multistory Frames,” *ASCE Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, V. 109, No. 11, Nov. 1983, pp. 2528-2545.
- [3.38] Bianchini, A. C.; Woods, Robert E.; and Kesler, C. E., “Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 56, No. 11, May 1960, pp. 1149-1169.
- [3.39] Ospina, C. E., and Alexander, S. D. B., “Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors,” *ASCE Journal of Structural Engineering*, V. 124, No. 6., 1998.
- [3.40] Everard, N. J., and Cohen, E., “Ultimate Strength Design of Reinforced Concrete Columns,” SP-7, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1964, 182 pp.
- [3.41] Hawkins, N. M., “Bearing Strength of Concrete Loaded through Rigid Plates,” *Magazine of Concrete Research* (London), V. 20, No. 62, Mar. 1968, pp. 31-40.
- [3.42] 中國土木水利工程學會混凝土工程研究會，「鋼筋混凝土設計手冊—柱—強度設計法(土木404-72)」，民國七十二年五月。
- [3.43] 林聰悟，「鋼筋混凝土柱承受單向偏心軸力或雙向偏心軸力之極限強度設計法」，土木水利，第3卷，第2期，1976，pp.61-70。
- [3.44] 林聰悟，王承順，秦志中，「鋼骨鋼筋混凝土撓曲強度設計之探討」，結構工程，第十二卷，第一期，Mar. 1997，p13-18。
- [3.45] Yin, S. Y. L., J. C. Wang, and P. H. Wang,” Development of Multi-Spiral Confinements in Rectangular Columns for Construction Automation,” Paper accepted for publication in the Journal of the Chinese Institute of Engineers, 2010.

第四章 剪力與扭力

4.1 符號

- a_v = 剪力跨度，為集中載重中心至(a)連續構材或懸臂構材支承面之距離；或至(b)簡支構材支承中心之距離； cm 。
- A_c = 混凝土斷面承受剪力傳遞之面積； cm^2 。
- A_{cp} = 由混凝土斷面外周邊所包圍的面積，參閱第 4.7.1 節； cm^2 。
- A_f = 托架中抵抗設計彎矩之鋼筋面積，參閱第 4.10 節； cm^2 。
- A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部分面積； cm^2 。
- A_h = 托架中平行於主要拉力鋼筋之剪力鋼筋面積，參閱第 4.10 節； cm^2 。
- A_ℓ = 抵抗扭力之縱向鋼筋面積； cm^2 。
- $A_{\ell,min}$ = 抵抗扭力之最少縱向鋼筋面積； cm^2 。
- A_n = 托架中抵抗拉力 N_{uc} 之鋼筋面積； cm^2 。
- A_o = 由剪力流徑所包圍的總面積； cm^2 。
- A_{oh} = 由最外閉合橫向扭力鋼筋中心線所包圍的面積； cm^2 。
- A_{ps} = 受撓拉力區內預力鋼筋之斷面積； cm^2 。
- A_{sc} = 托架中之主拉力鋼筋斷面積，參閱第 4.10.3.5 節； cm^2 。
- A_t = 抵抗扭力之閉合肋筋於間距 s 內之單肢面積； cm^2 。
- A_v = 剪力鋼筋於 s 距離內之面積； cm^2 。
- A_{vf} = 剪力摩擦鋼筋斷面積； cm^2 。
- A_{vh} = 深梁中，平行於受撓拉力鋼筋之剪力鋼筋於 s_2 距離內之斷面積； cm^2 。
- $A_{v,min}$ = 於 s 距離內之最少剪力鋼筋面積； cm^2 。
- b = 構材受壓面之寬度； cm 。
- b_o = 版及基腳中剪力臨界斷面之周長； cm 。
- b_t = 斷面中含抵抗扭矩閉合箍筋所在部分之斷面寬度； cm 。
- b_w = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑； cm 。
- c_1 = 矩形或相當矩形柱、柱頭或托架沿彎矩計算方向之尺寸； cm 。
- c_2 = 矩形或相當矩形柱、柱頭或托架垂直於彎矩計算方向之尺寸； cm 。
- d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
- d_p = 構材最外受壓纖維至預力鋼筋斷面重心之距離； cm 。
- f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。
- f_{ct} = 輕質混凝土之平均劈裂抗拉強度； kgf/cm^2 。
- f_d = 外力作用時，最外受拉纖維處因靜載重所產生之應力； kgf/cm^2 。
- f_{pc} = 外力作用時，於預力損失全部發生後斷面形心處混凝土之壓應力。當形心位於翼部內，則指翼部與梁腹交接處之壓應力； kgf/cm^2 。或
- = 合成構材中，若預力與彎矩僅由預鑄構材承擔時， f_{pc} 為合成構材斷面形心處混凝土之壓應力；若斷面形心在翼部時，則為斷面梁腹與翼部交接處之壓應力； kgf/cm^2 。
- f_{pe} = 外力作用時，最外受拉纖維處由有效預力產生之壓應力； kgf/cm^2 。

- f_{pu} = 預力鋼筋之規定抗拉強度； kgf/cm^2 。
 f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
 f_{yt} = 橫向鋼筋之規定降伏強度 f_y ，參閱第 3.10.3 節； kgf/cm^2 。
 h = 構材總厚或全深； cm 。
 h_v = 剪力柱頭斷面總深； cm 。
 h_w = 全牆總高或所考慮牆段之高度； cm 。
 I = 對於形心軸之斷面慣性矩； cm^4 。
 l_n = 淨跨度，兩支承面間之距離； cm 。
 l_v = 剪力柱頭由載重中心或反力中心量起之臂長； cm 。
 l_w = 剪力方向全牆或所考慮牆段之長度，參閱第 15.8.4 節； cm 。
 M_{cre} = 因外力產生撓曲裂紋之彎矩； $kgf-cm$ 。
 M_m = 因軸壓力影響而修正之設計彎矩，參閱第 4.4.2.2 節； $kgf-cm$ 。
 M_{max} = 外力作用時，計算斷面之最大設計彎矩； $kgf-cm$ 。
 M_n = 斷面之彎矩計算強度； $kgf-cm$ 。
 M_p = 剪力柱頭抗剪臂斷面所需之全塑性彎矩設計強度； $kgf-cm$ 。
 M_u = 斷面之設計彎矩； $kgf-cm$ 。
 M_v = 剪力柱頭內鋼筋(或型鋼)所能承受之彎矩； $kgf-cm$ 。
 n = 項目的個數，如強度試驗、鋼筋、鋼線、單根式錨定器、錨栓或剪力柱頭抗剪臂。
 N_u = 與 V_u 或 T_u 同時作用之設計軸力，軸壓力為正值，軸拉力為負值； kgf 。
 N_{uc} = 與 V_u 同時作用於托架之設計拉力，拉力為正值； kgf 。
 p_{cp} = 混凝土斷面之外周長，參閱第 4.7.1 節； cm 。
 p_h = 最外閉合橫向扭力鋼筋中心線周長； cm 。
 s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距； cm 。
 s_2 = 縱向剪力鋼筋或扭力鋼筋之中心距； cm 。
 t = 中空斷面之壁厚； cm 。
 T_n = 斷面之扭矩計算強度； $kgf-cm$ 。
 T_u = 斷面之設計扭矩； $kgf-cm$ 。
 v_n = 計算剪應力，參閱第 4.13.6.2 節； kgf/cm^2 。
 V_c = 混凝土之剪力計算強度，參閱第 4.4 節； kgf 。
 V_{ci} = 剪力與彎矩併合作用而產生斜向裂紋時，混凝土部分之剪力計算強度； kgf 。
 V_{cw} = 梁腹內因過高主拉應力而產生斜向裂紋時，混凝土部分之剪力計算強度； kgf 。
 V_d = 靜載重作用時之斷面剪力； kgf 。
 V_i = 斷面上與 M_{max} 同時作用於計算斷面之設計剪力； kgf 。
 V_n = 斷面之剪力計算強度； kgf 。
 V_p = 計算斷面上之有效預力之垂直分量； kgf 。
 V_s = 由剪力鋼筋提供之剪力計算強度； kgf 。
 V_u = 斷面之設計剪力； kgf 。
 y_t = 總斷面形心軸至拉力面之距離； cm 。

α = 定義鋼筋方向的角度。

α_s = 計算版及基腳中 V_c 之常數。

α_v = 剪力柱頭各抗剪臂撓曲勁度與其周圍合成版斷面撓曲勁度之比，參閱第 4.13.4.5 節。

β = 長向對短向之尺寸比值。用於

(1) 雙向版為淨跨度比值，參閱第 2.11.3.3 節、第 16.6.4 節。

(2) 柱斷面、集中載重或反力作用面為邊長比值，參閱第 4.13.2.1 節。

(3) 基腳為邊長比值，參閱第 8.5.4.2 節。

β_p = 計算預力版中 V_c 之常數。

γ_f = 版柱接頭處未平衡彎矩由撓曲所傳遞之因數，參閱第 6.6.3.2 節式(6-1)。

γ_v = $1-\gamma_f$ ；版柱接頭處未平衡彎矩由偏心剪力所傳遞之因數，參閱第 4.13.6.1 節。

θ = 壓桿、受壓斜桿或壓應力區之軸向與構材中受拉弦材之夾角。

λ = 混凝土單位重之修正因數，參閱第 4.8.4 節。

μ = 摩擦係數，參閱第 4.8.4.3 節。

$\rho = \frac{A_s}{bd}$ ；非預力受拉鋼筋比。

ρ_ℓ = 縱向鋼筋比為縱向鋼筋斷面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比，本章指牆垂直鋼筋比。

ρ_t = 橫向鋼筋比為橫向鋼筋斷面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比，本章指牆水平鋼筋比。

$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$ 。

ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

4.2 剪力強度

4.2.1 除構材依附篇 A 設計外，斷面承受剪力之設計應依據：

$$\phi V_n \geq V_u \quad (4-1)$$

式中 V_u 為在所考慮斷面上之設計剪力。而 V_n 則為依下式計算之剪力計算強度

$$V_n = V_c + V_s \quad (4-2)$$

式中 V_c 應依第 4.4、4.5 或 4.13 節之規定計算。 V_s 應依第 4.6.7、4.11.9 或 4.13 節之規定計算。

4.2.1.1 決定剪力計算強度 V_n 時，構材內任何開孔之影響均應考慮。

4.2.1.2 決定混凝土剪力計算強度 V_c 時，受束制構材因乾縮及潛變所生軸向拉力之影響應予考慮。應用於不等深構材時，其斜向撓曲壓縮之影響應可計入。

解說：

剪力強度係基於在全部有效斷面 $b_w d$ 上之平均剪應力。無剪力鋼筋之構材剪力假設由混凝土腹版承受。有剪力鋼筋之構材部分剪力假設由混凝土承受，其餘則由剪力鋼筋承受。

梁不論有無剪力鋼筋，其混凝土剪力計算強度 V_c 皆假設一樣，且取為造成明顯斜向開裂時之剪力。此假設在 ACI-ASCE 426 委員會之報告^[4.1.4.3]及參考文獻[4.2]中有論述。

構材腹版之開孔將減低其剪力強度。開孔之影響於參考文獻[4.1]中第 4.7 節及參考文獻[4.4]與[4.5]中有論述。

構材不等深時，在任意斷面之內剪力可因斜向撓曲應力之垂直分力而增加或減少。其計算法在許多教科書上及在1940聯合委員會報告^[4.6]中有概要說明。

構材若依附篇A設計時，不連續D-區域可採壓拉桿模式設計剪力；剪力跨若含有B-區域時，則全剪力跨可採用本章剪力設計(包括D-區域)。

4.2.2 本章中所用之 $\sqrt{f'_c}$ 值不得超過 26.5 kgf/cm^2 ，但符合第 4.2.2.1 節之規定者不在此限。

4.2.2.1 鋼筋混凝土或預力混凝土梁及欄柵版構造之剪力鋼筋量，若符合第 4.6.6.3、4.6.6.4 或 4.7.5.2 節規定之最少剪力鋼筋量，計算 V_c 、 V_{ci} 及 V_{cw} 值之 $\sqrt{f'_c}$ 可大於 26.5 kgf/cm^2 。

解說：

因缺乏混凝土抗壓強度 f'_c 大於 700 kgf/cm^2 之實驗資料及實務經驗，前版規範即規定混凝土梁、欄柵版構造及版於計算剪力強度所用之 $\sqrt{f'_c}$ 不得超過 26.5 kgf/cm^2 ，但另規定若梁及欄柵版構造之剪力鋼筋量能滿足 f'_c 增加後之最少剪力鋼筋量，則不在此限。版則因高強度混凝土之雙向剪力強度試驗資料仍然有限，若非有更多經驗，否則計算剪力時限制 $\sqrt{f'_c}$ 不得大於 26.5 kgf/cm^2 是審慎的。

根據參考文獻^[4.7,4.8,4.9,4.10,4.11]之試驗結果，採用高強度混凝土時需增加最少剪力鋼筋量。該試驗指出梁配置之最少剪力鋼筋量相當於 3.5 kgf/cm^2 之剪應力時，其保有之剪力強度隨 f'_c 之增加而減少。前版規範已規定混凝土強度在 700 kgf/cm^2 至 $1,050 \text{ kgf/cm}^2$ 間之最少剪力鋼筋量需增加。但依其規定， f'_c 大於 700 kgf/cm^2 時，規定之最少剪力鋼筋量之增加甚為突然。該規定現已由本規範式(4-13)規定最少量 A_v 隨 f'_c 增加而漸增之公式所取代。

4.2.3 滿足下列三項條件者，支承處最大設計剪力 V_u 得採用第 4.2.3.1 及 4.2.3.2 節規定。

- (1) V_u 方向平行之支承反力使構材端部受壓；
- (2) 載重作用於構材頂面或近頂面；
- (3) 符合第 4.2.3.1 及 4.2.3.2 節規定之臨界斷面與支承面間無集中載重。

4.2.3.1 非預力構材距支承面 d 距離內之各斷面，可按距離支承面 d 處斷面之 V_u 設計之。

4.2.3.2 預力構材距支承面 $h/2$ 距離內之各斷面，可按距離支承面 $h/2$ 處斷面之 V_u 設計之。

解說：

如圖R4.2.3.1(a)所示，最接近梁支承之斜拉開裂將由支承面向上延伸直至壓力區(約距支承面 d)。若載重由此梁上面加載，則圖R4.2.3.1(a)自由體之載重將由橫過此開裂面之肋筋所承載。作用於柱面及距柱面 d 間之梁載重由開裂上面腹版之壓力直接傳遞至支承。因此，本規範容許最大設計剪力 V_u 依據非預力構材距支承面 d ，預力構材距支承面 $h/2$ 來設計。有兩點必須強調：第一、肋筋須橫過距支承面 d 之剪力設計可能開裂處，第二、在支承面之縱向鋼筋中有拉力存在。

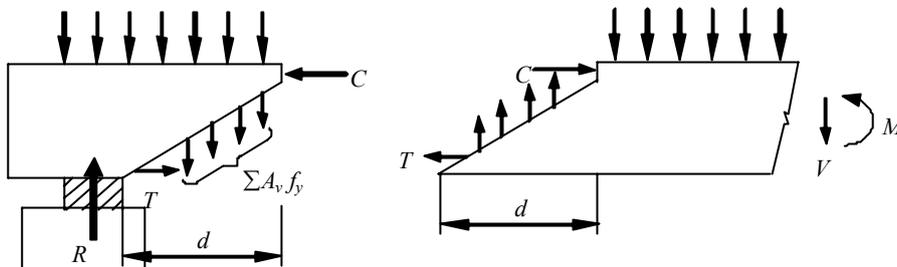
當載重作用於近梁底面處，如圖R4.2.3.1(b)與(c)所示，則臨界斷面應取支承面處。載重作用於近支承面處時，應由向上延伸之斜拉開裂傳遞，故作用於臨界斷面之剪力應包括此潛在斜拉開裂以下所有載重。

設計剪力可取距支承面 d 處計算之典型支承情況，包括：(1)構材由構材底面之墊版支承且載重作用於構材頂面者，見圖R4.2.3.2(a)；及(2)構材與其他構材澆鑄成一體且載重作用於構材頂面者，見圖R4.2.3.2(c)。

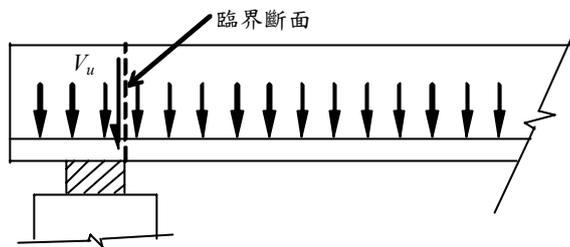
本款規定不適用之支承條件，包括：(1)載重作用於近梁底面者，見圖R4.2.3.2(b)；(2)構材連結於受拉構材者，見圖R4.2.3.2(d)。在此情況，剪力臨界斷面應取為支承面，在接頭內之剪力也應檢討，並須

配置特別角筋；(3)構材之承載狀況，使支承面與距支承面 d 間之剪力極端的不同。此常發生於托架及集中載重逼近支承面之梁，見圖R4.2.3.2(e)；(4)小梁在支承附近混凝土元素將承受垂直向之拉應力，如小梁梁底與大梁梁底水平面接近時之小梁銜接處承載狀況，見圖R4.2.3.2(f)。在此情況，剪力設計之臨界斷面應採用支承面。

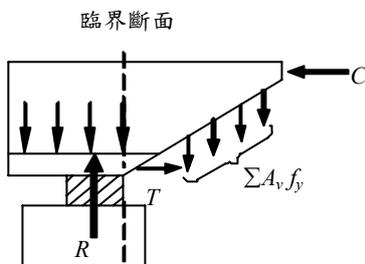
因預力梁之 d 值常有變化，因此其臨界斷面取為距支承面 $h/2$ 處。



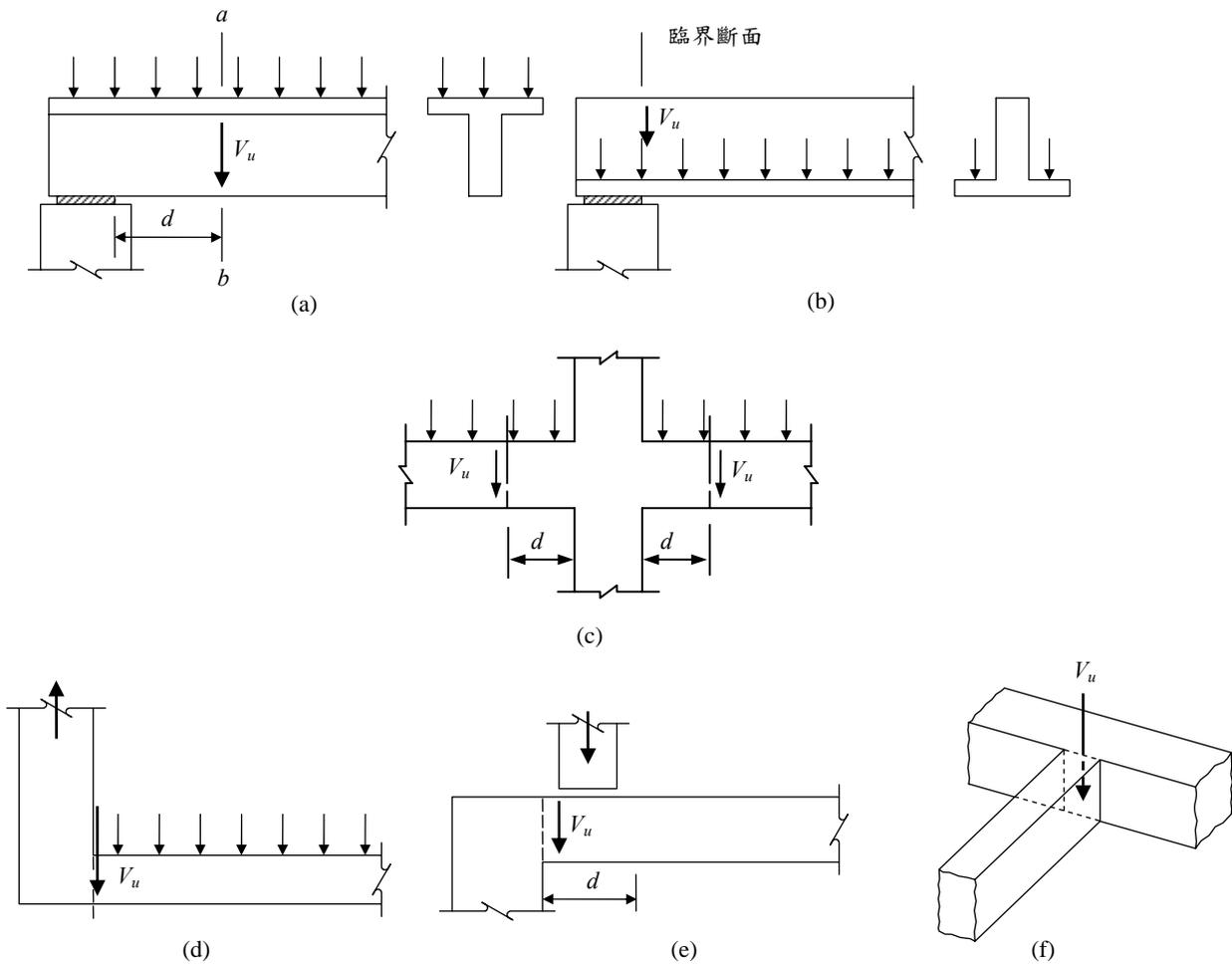
圖R4.2.3.1 (a) 載重作用於梁頂面處之臨界斷面自由體圖



圖R4.2.3.1 (b) 載重作用近梁底面處之臨界斷面位置



圖R4.2.3.1 (c) 載重作用近梁底面處之臨界斷面自由體圖



圖R4.2.3.2 (a)、(b)、(c)、(d)、(e)、(f) 各典型支承條件決定設計剪力 V_u 臨界斷面圖

4.2.4 深梁、托架、牆、版及基腳之剪力設計應符合第 4.9 至 4.13 節之規定。

4.3 輕質粒料混凝土

4.3.1 本章剪力及扭力強度之規定適用於常重混凝土，但使用符合規定之輕質粒料混凝土時，除第 4.6.4.3、4.6.6.9、4.7.3.1、4.13.3.2 及 4.13.4.8 節外，應以下列方法之一修正之：

4.3.1.1 當 f_{ct} 已予規定時，須以 $f_{ct}/1.8$ 替代 $\sqrt{f'_c}$ 修正之，但所用之 $f_{ct}/1.8$ 值不得超過 $\sqrt{f'_c}$ 。

4.3.1.2 當 f_{ct} 未予規定時，本章之 $\sqrt{f'_c}$ 值對粗細粒料皆為輕質粒料之全輕質粒料混凝土須乘以 0.75；對常重砂輕質混凝土須乘以 0.85；介於以上兩者間之含有部分輕質細粒料之輕質混凝土可以內插法決定之。

解說：

當採用輕質粒料混凝土時，有兩種替代方法以修正剪力及扭力規定。輕質粒料混凝土之修正僅適用於本章含有 $\sqrt{f'_c}$ 項者。

(1) 第一替代方案係根據所用輕質粒料混凝土在實驗室試驗以決定平均劈裂抗拉強度 f_{ct} 及抗壓強度 f'_c 之關係。常重混凝土之平均劈裂抗拉強度 f_{ct} 約等於 $1.8\sqrt{f'_c}$ [4.12,4.13]。

(2) 修正亦可根據輕質粒料混凝土之抗拉強度為常重混凝土之抗拉強度之固定修正係數^[4.13]。此修正係數

係根據各種結構用輕質粒料混凝土之試驗資料^[4.13]所定。

4.4 非預力構材之混凝土剪力計算強度

4.4.1 除依第 4.4.2 節規定作較詳細計算外，剪力計算強度 V_c 應按第 4.4.1.1 至 4.4.1.3 節之規定。

4.4.1.1 僅受剪力及撓曲之構材

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}b_wd \quad (4-3)$$

4.4.1.2 有軸壓力之構材

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c}b_wd \quad (4-4)$$

4.4.1.3 有較大軸拉力之構材除依第 4.4.2.3 節規定作較詳細計算外，剪力鋼筋應按承受全部剪力設計。

解說：

本節解說參閱第4.4.2節。

4.4.2 剪力計算強度 V_c 應可依第 4.4.2.1 至 4.4.2.3 節做較詳細之計算。

4.4.2.1 僅受剪力及撓曲之構材

$$V_c = \left(0.50\sqrt{f'_c} + 175\rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d \quad (4-5)$$

$$\leq 0.93\sqrt{f'_c}b_w d$$

V_u 及 M_u 為所求斷面同時承受之設計剪力及設計彎矩，但式中 $V_u d / M_u$ 值不得大於 1。

4.4.2.2 有軸壓力之構材，應可依式(4-5)計算 V_c ，但須以 M_m 代替 M_u ，且 $V_u d / M_u$ 不限於 1.0，其中

$$M_m = M_u - N_u \frac{4h - d}{8} \quad (4-6)$$

但 V_c 不得大於

$$V_c = 0.93\sqrt{f'_c}b_w d \sqrt{1 + \frac{N_u}{35A_g}} \quad (4-7)$$

若 M_m 值為負，則 V_c 應依式(4-7)計算。

4.4.2.3 有較大軸拉力之構材

$$V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35A_g} \right) \sqrt{f'_c}b_w d \quad (4-8)$$

但 V_c 不小於零，式中 N_u 為軸拉力以負值計。

解說：

式(4-5)為無剪力鋼筋構材之剪力強度基本式^[4.3]。設計者應認知式(4-5)之 $\sqrt{f'_c}$ (作為混凝土拉力強度之衡量)、 ρ_w 及 $V_u d / M_u$ 三變數影響剪力強度，但有些研究資料^[4.1,4.14]指出式(4-5)超估 $\sqrt{f'_c}$ 的影響，而低估 ρ_w 及 $V_u d / M_u$ 之影響。此外，資料^[4.15]指出剪力強度隨構材總深度之增加而減少。

式(4-5)中最小 M_u 值等於 $V_u d$ 之規定係為限制靠近反曲點時之 V_c 值。

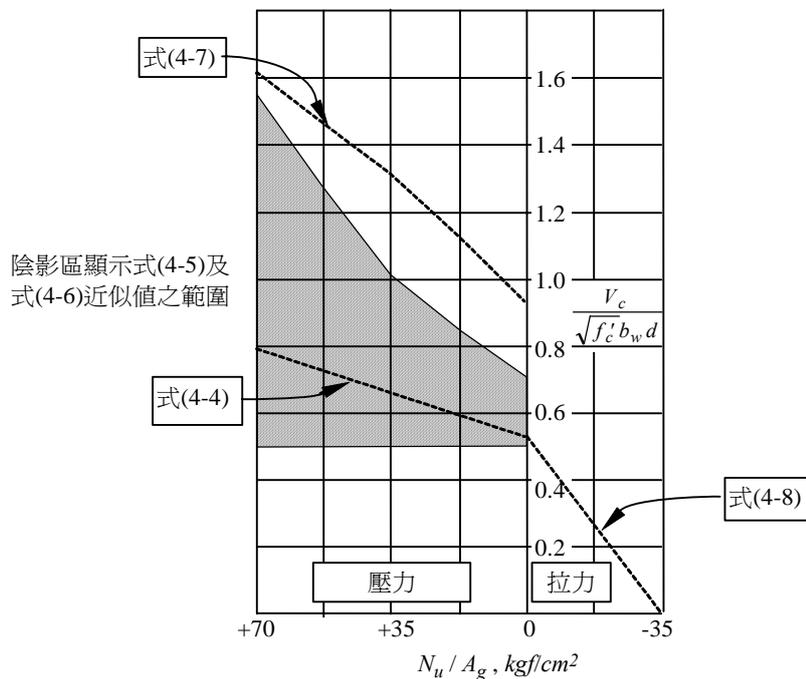
在大部分設計時，為了方便常假設式(4-5)第二項等於 $0.03\sqrt{f'_c}$ ，且使 V_c 等於第4.4.1.1節規定之

$$0.53\sqrt{f'_c} b_w d。$$

構材承受剪力及撓曲外，另承受軸壓力時，適用式(4-6)及式(4-7)，該式係於ACI-ASCE委員會326報告^[4.3]中所導出。當 N_u 增加時，在式(4-6)中之 M_m 變為負值之前由式(4-5)及式(4-6)計算所得之 V_c 值將超過式(4-7)之上限。若代入式(4-5)之 M_m 為負值，則所得之 V_c 值並無物理意義。在此情況下，應採用式(4-7)或式(4-4)以計算 V_c 。承受剪力及軸力構材之 V_c 值參看圖R4.4.2。這些公式背景之討論及與試驗資料之比較列於參考文獻^[4.2]。

因式(4-5)及式(4-6)較複雜，故容許採用式(4-4)之替代設計規定。

構材承受較大軸拉力時，可採用式(4-8)計算 V_c 。此時剪力鋼筋可按 $V_n - V_c$ 計算。採用『較大』兩字，意謂設計者必須採用判斷以決定是否須考慮軸拉力。較小軸拉力常發生於體積改變，但對於具足夠之伸縮縫及最少量配筋之結構中並不重要。若對於軸拉力大小無法確定，則可能需要設計剪力鋼筋以承受全部剪力。



圖R4.4.2 構材承受軸力時之剪力強度公式比較

4.4.3 圓形斷面構材計算 V_c 所用之面積應取混凝土斷面之直徑與有效深度之乘積。其有效深度可取 0.8 乘混凝土斷面之直徑。

解說：

圓形斷面構材之剪力試驗指出有效面積可取總斷面積或等值矩形面積^[4.1.4.16,4.17]。

4.5 預力構材之混凝土剪力計算強度

4.5.1 第 4.5 節規定之 d 值須為預力鋼筋與非預力縱向拉力鋼筋重心至壓力外緣之距離，但其值不需小於 $0.8h$ 。

4.5.2 預力構材之有效預力不小於撓曲鋼筋總拉力強度之 40% 時，除依第 4.5.2 節作較詳細計算外，

$$V_c = \left(0.16\sqrt{f'_c} + 50 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \quad (4-9)$$

但 V_c 不須小於 $0.53\sqrt{f'_c} b_w d$ ，亦不得大於 $1.33\sqrt{f'_c} b_w d$ 或第 4.5.3 節或第 4.5.4 節所定之值。
 V_u 及 M_u 為所求斷面同時承受之設計剪力及設計彎矩，但式中 $V_u d_p / M_u$ 值不得大於 1。

解說：

式(4-9)係計算預力構材 V_c 值之簡式^[4.2]。該式可用於僅含預力鋼筋之梁或併含預力鋼筋及鋼筋之梁。式(4-9)最適合用於承受均勻載重之構材，且用於橋梁中之合成梁，可能獲得保守之結果。應用式(4-9)於承受均勻載重之簡支構材，其 $V_u d_p / M_u$ 可依下式表示：

$$\frac{V_u d_p}{M_u} = \frac{d_p(\ell - 2x)}{x(\ell - x)}$$

其中 ℓ 為跨徑， x 為所求斷面至支承面之距離。

承受均勻載重之預力梁，依第 4.5.1 節規定之 V_c 變化值如圖 R4.5.1，參閱文獻^[4.18]。

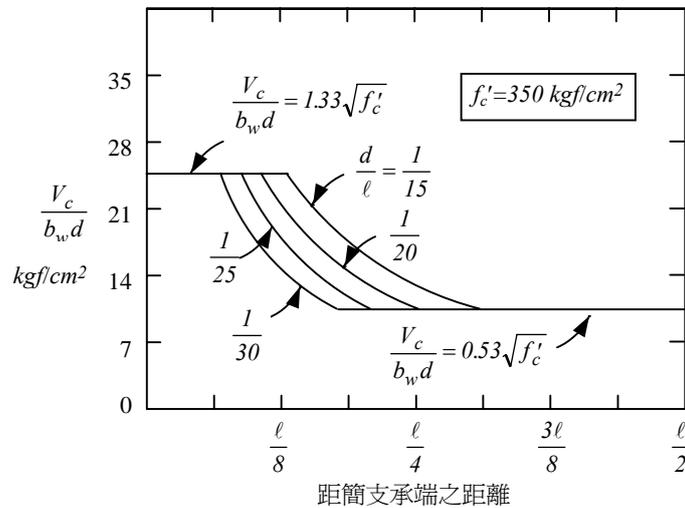


圖 R4.5.1 承受均勻載重預力梁之 $V_c / b_w d$ 變化 [應用式(4-9)]

4.5.3 混凝土剪力計算強度 V_c 可依第 4.5.2.1 及 4.5.2.2 節計算， V_c 值應取 V_{ci} 與 V_{cw} 之較小者。

4.5.3.1 剪力強度 V_{ci} 應按下式計算：

$$V_{ci} = 0.16\sqrt{f'_c} b_w d_p + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (4-10)$$

但 V_{ci} 不需小於 $0.45\sqrt{f'_c} b_w d$ ，式中 d_p 不需小於 $0.8h$ ，且

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t}\right) (1.6\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad (4-11)$$

M_{max} 及 V_i 值應按該斷面發生最大彎矩時之載重組合計算。

4.5.3.2 剪力強度 V_{cw} 應按下式計算：

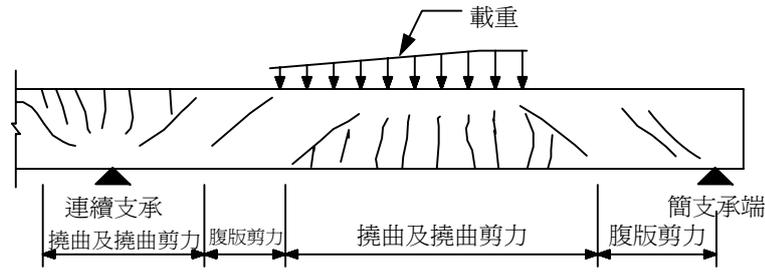
$$V_{cw} = (0.93\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) b_w d_p + V_p \quad (4-12)$$

式中 d_p 不需小於 $0.8h$ 。

V_{cw} 之值亦可取在構材受靜載重及活載重下，且其中心軸發生 $1.06\sqrt{f'_c}$ 主拉應力時之剪力；當中心軸在翼緣時，則以梁腹與翼緣之交接線為主拉應力之計算位置；合成構材應以抵抗活載重之斷面計算主拉應力。

解說：

混凝土梁發生之斜拉開裂有兩類，即腹版剪力開裂及撓曲剪力開裂。此兩類開裂詳圖R4.5.2。



圖R4.5.2 混凝土梁開裂之類型

腹版剪力開裂係由於構材中之某一點因主拉應力超過混凝土之拉力強度。而撓曲剪力開裂係先由於撓曲開裂，當撓曲開裂發生時，裂紋上面的混凝土剪應力馬上增加。當剪應力及拉應力合併作用之主拉應力超過混凝土拉力強度時，撓曲剪力開裂即發生。

式(4-10)及式(4-12)可分別用於計算造成撓曲剪力開裂與腹版剪力開裂之剪力。混凝土剪力計算強度 V_c 假設等於 V_{ci} 及 V_{cw} 之較小者。式(4-10)及式(4-12)之導出可詳參考文獻[4.19]。

在導出式(4-10)時，係假設 V_{ci} 為造成某一點撓曲開裂之剪力 V 及使撓曲開裂變成撓曲剪力開裂所增加剪力之和， V 值如下：

$$V = \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}}$$

計算 V_i 及 M_{max} 時，所根據之外加因數載重包括外加靜載重、土壓、活載重等。計算 M_{cre} 時所用之斷面性質 I 及 y_t ，係為承擔外加載重時之斷面。

對合成構材而言，部分靜載重僅由部分斷面承擔，故計算 f_d 時應慎選合適之斷面性質。在此情況下，由靜載重產生的剪力 V_d 及由其他載重產生的剪力 V_i 必須分開。 V_d 為使用靜載重下之斷面剪力，包括作用於合成斷面未形成前的部分靜載重及其他作用於合成構材之外加靜載重兩部分。 V_i 及 M_{max} 可表示如下：

$$V_i = V_u - V_d$$

$$M_{max} = M_u - M_d$$

其中 V_u 及 M_u 為由全部因數載重產生之設計剪力及設計彎矩， M_d 為由使用靜載重產生之彎矩(即對應於 f_d 之彎矩)。

對承受均勻載重之非合成斷面梁而言，全部斷面承受全部剪力，且活載重剪力及靜載重剪力圖相似。在此情況下式(4-10)可簡化為：

$$V_{ci} = 0.16 \sqrt{f'_c} b_w d + \frac{V_u M_{ct}}{M_u}$$

式中

$$M_{ct} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (1.6 \sqrt{f'_c} + f_{pe})$$

前二式中之 M_{ct} 表示造成最外受拉纖維處開裂之全部彎矩，其中含靜載重彎矩。 M_{ct} 與式(4-10)中之 M_{cre} 不同， M_{cre} 為靜載重以外之載重造成之開裂彎矩。式(4-10)中之靜載重剪力則另列一項。

M_u 為設計彎矩， V_u 為與 M_u 同時作用於計算斷面之設計剪力。因計算靜載重應力及活載重應力所採用之斷面性質相同，故靜載重應力及剪力不必分開計算。 M_{ct} 反應了從有效預應力變到拉應力為 $1.6 \sqrt{f'_c}$ (假設撓曲開裂之混凝土應力)之開裂彎矩。

式(4-12)係根據在斷面中心軸上之主拉應力約達 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 之腹版剪力開裂之假設。 V_p 係由不加載重因

數之有效預力計得。

- 4.5.4 先拉預力構材，若離支承面 $h/2$ 處之斷面至梁端之距離小於預力鋼筋之傳遞長度，則於計算 V_{cw} 時，須考慮預力之折減。該 V_{cw} 值亦應為式(4-9)之最大限值。預力可假設依線性變化以預力鋼筋端點為零，至距端點一預力鋼筋傳遞長度處為最大。傳遞長度設為鋼絞線直徑之 50 倍，或單根鋼線直徑之 100 倍。
- 4.5.5 對預力鋼筋黏裹未延伸至構材端點之先拉預力構材，當依第 4.5.2 及 4.5.3 節規定計算 V_c 時應考慮預力之折減。使用折減預力計算之 V_{cw} 值應為式(4-9)之最大限值。黏裹未延伸至端點之預力鋼筋其預力可假設為依直線變化，由黏裹開始點為零至距此點一預力鋼筋傳遞長度處為最大，傳遞長度設為鋼絞線直徑之 50 倍，或單根鋼線直徑之 100 倍。

解說：

先拉預力構材近端點處預力減少對剪力強度之影響應予考慮。第4.5.4節規定黏裹延伸至構材端點之預力鋼筋，其預力鋼筋傳遞長度內斷面之剪力強度。

而第4.5.5節則規定黏裹未延伸至構材端點之預力鋼筋其在預力鋼筋無黏裹區及黏裹開始點至預力鋼筋傳遞長度內斷面之剪力強度。

4.6 剪力鋼筋之設計

4.6.1 剪力鋼筋之種類

4.6.1.1 剪力鋼筋應可使用：

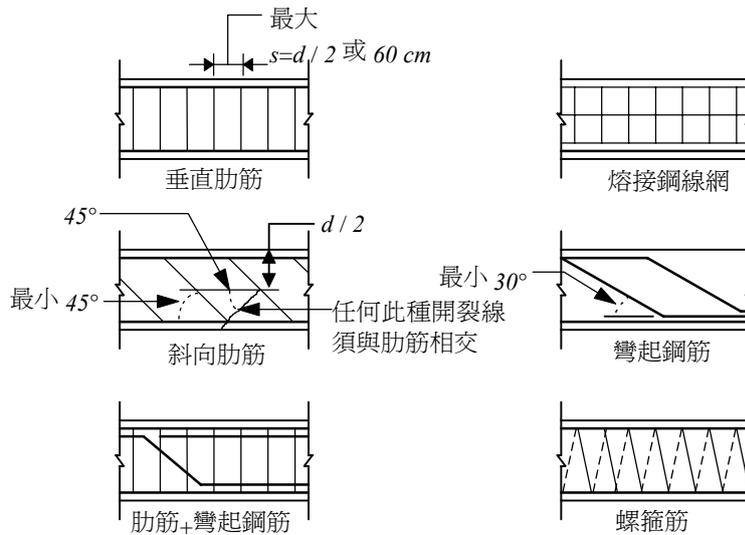
- (1) 垂直肋筋：肋筋與構材軸向垂直者。
- (2) 熔接鋼線網：熔接鋼線網之鋼線與構材軸向垂直者。
- (3) 螺箍筋、圓箍筋及閉合箍筋。

4.6.1.2 非預力混凝土構材，其剪力鋼筋亦應可使用：

- (1) 斜向肋筋：與縱向拉力鋼筋之交角等於或大於 45° 者。
- (2) 彎起鋼筋：縱向拉力鋼筋彎起之角度等於或大於 30° 者。
- (3) 肋筋與彎起鋼筋合併使用。

解說：

剪力鋼筋之種類共有垂直肋筋、熔接鋼線網、斜向肋筋、彎起鋼筋、肋筋與彎起鋼筋併用、螺箍筋等六種，見圖R4.6.1。垂直肋筋最常用。斜向肋筋及彎起鋼筋甚少採用，因其在工地現場不易施工。



圖R4.6.1 剪力鋼筋之種類及配置

4.6.2 剪力鋼筋設計之 f_y 與 f_{yt} 值不得大於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ，但熔接麻面鋼線網之值則不得大於 $5,600 \text{ kgf/cm}^2$ 。

解說：

限制剪力鋼筋之 f_y 與 f_{yt} 值不得大於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ，可控制斜拉開裂之寬度。然而前版規範將熔接鋼線網之剪力鋼筋降伏強度之限制由 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 提高為 $5,600 \text{ kgf/cm}^2$ ，依最新研究^[4.20,4.21,4.22]顯示，剪力鋼筋採用較高強度，其表現也是令人滿意的。特別是依據參考文獻^[4.21]中全尺度梁之試驗顯示，在使用載重下，配置降伏強度為 $5,250 \text{ kgf/cm}^2$ 之較小熔接麻面鋼線網籠之斜向剪力開裂寬度，較配置降伏強度為 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 之竹節肋筋為小。

4.6.3 第4.6節用於預力構材時， d 值須為預力鋼筋與非預力鋼筋重心至壓力外緣之距離，但其值不需小於 $0.8h$ 。

解說：

雖然 d 值可能沿預力梁跨徑變化，但研究^[4.2]證明梁斷面之下緣含直線鋼腱或鋼筋，且有箍筋圍束之預力混凝土構材，其 d 值不需小於 $0.8h$ 。

4.6.4 肋筋與其他鋼筋或鋼線作剪力鋼筋者，其兩端應依第5.14節之規定錨定，使能獲致其規定降伏強度。

解說：

剪力(及扭力)鋼筋須在兩端充分錨定，且須在任何有斜拉開裂可能處之任一側全部有效是基本要求。此須依第5.14節規定在鋼筋端點設置彎鉤或彎筋。

4.6.5 剪力鋼筋之間距

4.6.5.1 剪力鋼筋之配置垂直於構材軸向者，其間距在非預力混凝土中不得超過 $d/2$ ，在預力混凝土中不得超過 $0.75h$ ，且均不得大於 60 cm 。

4.6.5.2 斜向肋筋或彎起鋼筋之間距，須能使在構材有效深度之中線與縱向受拉鋼筋間，每一可能發生斜拉裂縫之 45° 線至少與一組剪力鋼筋相交。

4.6.5.3 若 V_s 大於 $1.06\sqrt{f'_c} b_w d$ ，則第 4.6.5.1 及 4.6.5.2 節所規定之最大間距應減半。

解說：

非預力混凝土垂直肋筋及鋼線用作剪力鋼筋時，其間距不得超過 $d/2$ 或 60 cm 。當 $(V_u - \phi V_c)$ 大於 $1.06\sqrt{f'_c} b_w d$ 時，該間距須減半，即不得超過 $d/4$ 或 30 cm 。又須注意 $(V_u - \phi V_c)$ 值不得大於 $\phi 2.12\sqrt{f'_c} b_w d$ ；若超過時須改大梁斷面或增加混凝土之規定抗壓強度俾增加 V_c 值。

4.6.6 最少剪力鋼筋量

4.6.6.1 鋼筋混凝土與預力混凝土受撓構材於 $V_u > \phi V_c/2$ 處均須配置規定之最少剪力鋼筋量 $A_{v,min}$ ，但下列各情況除外：

- (1) 版及基腳。
- (2) 欄柵版依第 2.13 節規定者。
- (3) 梁之總深不超過 25 cm 、翼緣厚之 2.5 倍或梁腹寬之 $1/2$ ，以值最大者為準。

解說：

剪力鋼筋遏止斜拉開裂之伸長，增加韌性且提供失敗之預警。在無配筋之腹版中，斜拉開裂突然發生，可能導致無預警之失敗。若構材承受非預期之拉力或超載時，此種鋼筋極具價值。因此，不論何處，其設計剪力 V_u 大於 $\phi V_c/2$ 時，都須配置不少於式(4-13)或式(4-14)之最少剪力鋼筋量。然而研究結果^[4,23]顯示配筋量少而厚度大之單向版，若採用高強度混凝土時，可能在載重小於式(4-3)計得之 V_c 時即失敗。

深度不大於 32 cm 之空心構件經試驗驗證^[4,24,4,25]剪力強度大於式(4-12)與(4-10)之計算值。深度較大之預鑄預力混凝土空心單元經未發表之試驗結果顯示，在端部之腹版剪力開裂強度小於式(4-12)之計算值；但該試驗中之撓曲剪力開裂強度卻等於或大於式(4-10)之計算值。

甚至當設計剪力 V_u 小於混凝土承擔之剪力設計強度 ϕV_c 之一半時，對於薄腹版之後拉法預力混凝土構材(肋梁、雙向肋梁、梁及 T 型梁)，為加強因局部偏離設計鋼腱線形造成之腹版拉力及提供施工中支承鋼腱維持設計線形時，都建議採用腹版鋼筋。若未設置足夠之支承，在混凝土澆置中可能造成側向搖晃及局部偏離設計假定中平順之拋物線形預力鋼腱。在此情況，鋼腱之局部偏離在鋼腱施預力中有變直之趨勢。這種程序可能在腹版中造成嚴重的開裂。鋼腱未如預計之曲率，及造成之腹版拉應力，可將鋼腱緊緊在固定於鋼筋籠中其他元件並拘限於模版中之肋筋而減至最低。為達此目的所採用肋筋之最大間距不應超過 $1.5h$ 或 120 cm 之小者。若有上述情況且 $V_u > \phi V_c/2$ 時，須採用第 4.6.5 及 4.6.6 節較小肋筋間距之剪力鋼筋。

版、基腳及欄柵版不列入最少剪力鋼筋量之規定中，係因在弱區及強區間之載重分擔有其可能性。

對於受撓構材承受反覆載重時，斜拉開裂形成時之應力可能較靜力載重時小很多，應於設計中列入考慮。在此狀況，即使試驗或根據靜力載重計算顯示不必配置剪力鋼筋，採用式(4-13)或式(4-14)規定之最小剪力鋼筋是較慎重的。

4.6.6.2 如經試驗證明不用剪力鋼筋時，構材已具有所需計算剪力及彎矩強度者，則應可不受第 4.6.6.1 節之限制。該試驗應模擬實際使用狀況下可能發生之不均勻沈陷、潛變、乾縮及溫度變化所引起之影響。

解說：

已知尺寸及材料強度之構材，如經試驗證明不用剪力鋼筋，其剪力及撓曲強度已足夠時，此強度即為計算剪力強度 V_n 及計算彎矩強度 M_n 。

4.6.6.3 若依第 4.7.1 節規定可不計扭力影響，則按第 4.6.6.1 節之規定，或因強度需要配置

剪力鋼筋時，其非預力及預力(除第 4.6.6.4 節規定者外)構材最少剪力鋼筋量 $A_{v,min}$ 須為

$$A_{v,min} = 0.2 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (4-13)$$

但 $A_{v,min}$ 不得小於 $3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$

4.6.6.4 預力構材之有效預力不小於撓曲鋼筋總拉力強度之 40% 時，其規定最少剪力鋼筋量可由式(4-13)及式(4-14)計算，取其小者。

$$A_{v,min} = \frac{A_{ps}}{80} \frac{f_{pu}}{f_{yt}} \frac{s}{d} \sqrt{\frac{d}{b_w}} \quad (4-14)$$

解說：

過去規範規定之最少剪力鋼筋量與混凝土強度無關。試驗^[4.9]指出當混凝土強度增高時，最少剪力鋼筋量亦須增加，以避免斜拉開裂時之突然剪力失敗。式(4-13)則提供了最少鋼筋量隨 f'_c 增加而漸增之公式，同時仍保留過去規定之最小值。式(4-13)中之 $\sqrt{f'_c}$ 應以實際規定抗壓強度代入計算。

根據式(4-13)及式(4-14)配置最少剪力鋼筋量之預力梁試驗結果^[4.24]指出，此二公式中，較小之 A_v 已足以產生韌性行為。

式(4-14)只可用於符合第4.6.6.4節中規定預力要求之預力構材，此公式於參考文獻^[4.24]中討論。

4.6.7 剪力鋼筋之剪力計算強度

4.6.7.1 當設計剪力 V_u 大於混凝土剪力設計強度 ϕV_c 時，應設置剪力鋼筋以符合第 4.2.1 節之規定。剪力鋼筋之剪力計算強度 V_s 應依第 4.6.7.2 至 4.6.7.8 節之規定計算。

4.6.7.2 剪力鋼筋為垂直肋筋時

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (4-15)$$

4.6.7.3 當剪力鋼筋採用圓箍筋、圓閉合箍筋或螺箍筋時， V_s 應採用式(4-15)計算，但式中 d 值應採用第 4.4.3 節規定之有效深度， A_v 取圓箍筋、圓閉合箍筋或螺箍筋斷面積之二倍， s 為平行縱向鋼筋方向之間距， f_{yt} 為圓箍筋、圓閉合箍筋或螺箍筋之規定降伏強度。

4.6.7.4 剪力鋼筋為斜向肋筋時

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (s \sin \alpha + d \cos \alpha)}{s} \quad (4-16)$$

α 為斜向肋筋與構材縱軸之交角。

4.6.7.5 剪力鋼筋為一根彎起鋼筋或一組平行鋼筋在距支承點相同距離處彎起時

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \quad (4-17)$$

但不得大於 $0.80 \sqrt{f'_c} b_w d$ ， α 為彎起鋼筋與構材縱軸之交角。

4.6.7.6 剪力鋼筋為多根或多組鋼筋在距支承點不同距離處平行彎起時，其剪力計算強度 V_s 應按式(4-16)計算。

4.6.7.7 剪力鋼筋由縱向鋼筋彎起而成時，僅傾斜部分之中央 3/4 為有效。

4.6.7.8 構材同一部分若採用一種型式以上之剪力鋼筋，剪力計算強度 V_s 應為各種型式分

別計算所得之和。

4.6.7.9 剪力計算強度 V_s 不可取大於 $2.12\sqrt{f'_c} b_w d$ 。

解說：

剪力鋼筋之設計係根據桁架類比法之修正式。桁架類比法假設剪力鋼筋承受全部剪力。然而對非預力及預力構材兩者甚多的研究指出，倘若桁架中之斜桿之斜度假設為 45° 時，剪力鋼筋僅須設計承擔造成斜拉開裂以外的剪力部分。

式(4-15)、式(4-16)及式(4-17)皆係表示剪力強度 V_s 與剪力鋼筋之關係。當採用剪力鋼筋垂直構材軸線時，則所需之剪力鋼筋面積 A_v 及其間距 s ，計算如下：

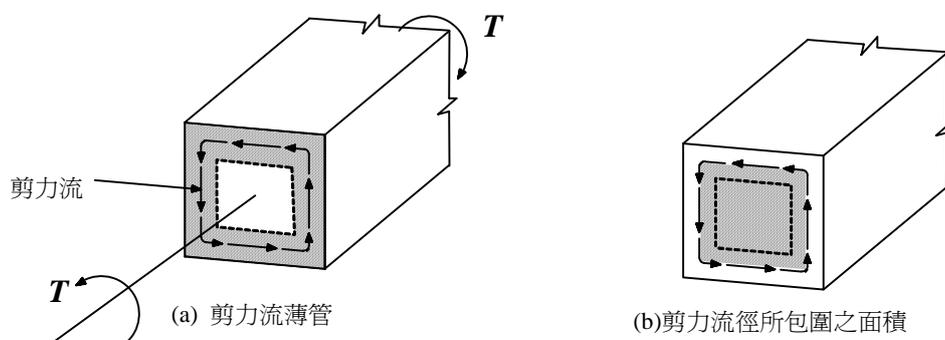
$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_u - \phi V_c}{f_y d}$$

研究^[4.27,4.28]證明具相當多受撓鋼筋之寬梁，若橫過斷面之肋筋橫向間距減少，其剪力行爲可予改善。雖然圓形斷面之橫向鋼筋可能不含直線肢，但試驗指出採用式(4-15)計算 V_s 時，若 d 按第4.4.3節^[4.16,4.17]取用，則結果是偏保守的。按照圖R 3.10.4(a)五組連鎖螺箍設計橫向鋼筋時，應只計算大螺箍的貢獻，若需計入全部螺箍的貢獻，則需有相當之實驗驗證證明。

4.7 扭力設計

解說：

扭力設計係依據薄管與立體桁架之類比理論。參照圖R4.7(a)，承受扭力時實心梁可類比爲『剪力流薄管』。一旦鋼筋混凝土梁受扭力而開裂，其扭力主要由靠近構材表面之閉合肋筋及縱向鋼筋承受。剪力流薄管之類比理論即根據此事實，假設接近外層閉合肋筋爲中心之剪力流薄管承受此扭力。承受扭力之中空斷面梁亦可比照實心斷面梁做此假定。



圖R4.7 剪力流薄管與剪力流徑所包圍之面積

圖R4.7(a)，剪力流薄管上由扭力產生之剪力流($q = \tau t$)，在圍繞剪力流薄管周界所有點處皆爲定值。其作用路徑係沿薄管壁之中心線。扭力產生之剪應力 $\tau = T / (2A_o t)$ ，式中 t 爲剪力流薄管之壁厚； A_o 爲剪力流徑所包圍的總面積，應參照圖R4.7(b)之陰影部分計算。

具閉合管壁之中空構材，其 A_o 亦應將中空部分之面積包含在內。

前版規範已將過去混凝土承擔剪力 V_c 值及混凝土承擔扭力之橢圓形互制關係取消。 V_c 值不論有無扭力，皆維持定值，且混凝土不承擔任何扭力。

設計步驟之引出及試驗檢核見參考文獻[4.29，4.30]。

4.7.1 扭力設計之界限

若設計扭矩 T_u 小於下式，則可不計扭力之影響：

(1) 非預力構材

$$\phi \left[0.265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \right]$$

(2) 預力構材

$$\phi \left[0.265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1.06 \sqrt{f'_c}}} \right]$$

(3) 非預力構材承受軸拉力或軸壓力

$$\phi \left[0.265 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.06 A_g \sqrt{f'_c}}} \right]$$

構材與版整體澆築時，用於計算 A_{cp} 及 P_{cp} 之梁翼緣懸出寬度須符合第 6.3.4 節之規定。

構材為中空斷面時，第 4.7.1 節中之 A_{cp} 應以 A_g 取代之，而斷面之外周應符合第 6.3.4 節之規定。

4.7.1.1 對於有翼緣之單獨構材及與版整體澆築之 T 型梁而言，其計算 A_{cp} 及 P_{cp} 時所用之翼

緣寬度須符合第 6.3.4 節之規定，但若 T 型梁之 $\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}$ 值小於同一梁不計翼緣時之值，

則其翼緣應不計入。

解說：

扭矩若未超過開裂扭矩 T_{cr} 的四分之一，則不致造成結構撓曲或剪力強度顯著的降低，因此可以不計扭力之影響。在純扭力下之開裂扭矩 T_{cr} 係由等值剪力流薄管，其壁厚 t 在開裂前為 $0.75 A_{cp} / P_{cp}$ 及管壁中心線包圍之面積 A_o 等於 $2 A_{cp} / 3$ 來代替實際斷面所引出。當主拉應力達到 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 時，假設開裂發生。非預力梁僅承受扭力時，其主拉應力等於扭剪應力， $\tau = T / (2 A_o t)$ 。因此，當 τ 達到 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 時，開裂發生，使開裂扭矩 T_{cr} 如下：

$$T_{cr} = 1.06 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

對實心斷面構材而言，開裂扭矩及斜向開裂剪力之互制關係約呈圓形或橢圓形。第 4.7.1 節扭力界限所規定之扭力限制為 $0.25 T_{cr}$ ，依前述互制關係，即相當於斜向開裂剪力僅減少 3%，此減少量可忽略不計。而開裂時之應力 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 係有意取為下限值。

預力構材之扭力開裂載重因受預力而增加。依據平均應力之摩爾圓分析可得主拉應力等於 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 時之扭矩，為非預力構材相對扭矩之 $\sqrt{1 + f_{pc} / (1.06 \sqrt{f'_c})}$ 倍。第 4.7.1 節(3)項承受軸拉力或軸壓力構材亦有類似的修正。

對扭力而言，空心斷面構材之定義為其斷面含一個以上之縱向孔，譬如一孔或多孔箱形梁。很小的縱向孔，譬如未灌漿的後拉法套管，可造成 A_g / A_{cp} 大於或等於 0.95 時，則於計算第 4.7.1 節之扭力設計界限時可不計其影響。空心斷面之扭力開裂與剪力開裂互制變化，可假設為構材僅含小孔時，成橢圓形。

至於內含大孔形成薄牆斷面時，則呈直線關係。此時 $0.25T_{cr}$ 扭矩，可造成斜向開裂剪力減少25%。此減少量甚巨，是不可忽略的。

本規範對第4.7.1節做了兩個修正俾能應用於空心斷面。第一個改變係對空心斷面之最小扭力限制由前版規範之原來規定值乘 A_g / A_{cp} 。此因根據試驗^[4.31]結果指出，空心斷面梁之開裂扭矩約為相同外尺度實心斷面梁開裂扭矩乘 A_g / A_{cp} 。第二個改變係第二次將開裂扭矩乘 A_g / A_{cp} ，以反應實心斷面之剪力與扭力斜開裂載重圓形互制轉變為薄壁中空斷面之近似直線互制。

4.7.2 計算設計扭矩 T_u

4.7.2.1 若構材之 T_u 為維持平衡所需，且超過第 4.7.1 節之最小值時，該構材應依第 4.7.3 至 4.7.6 節規定設計，以承受此設計扭矩 T_u 。

4.7.2.2 超靜定結構，因開裂後其內力再分配使構材之扭矩減少時，最大設計扭矩 T_u 可減為：

(1) 非預力構材，於第 4.7.2.4 節規定之斷面處：

$$\phi \left[1.06 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \right]$$

(2) 預力構材，於第 4.7.2.5 節規定之斷面處：

$$\phi \left[1.06 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{1.06 \sqrt{f'_c}}} \right]$$

(3) 非預力構材承受軸拉力或軸壓力者：

$$\phi \left[1.06 \sqrt{f'_c} \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right) \sqrt{1 + \frac{N_u}{1.06 A_g \sqrt{f'_c}}} \right]$$

在上述情況下，各相連構材應以再分配後之彎矩及剪力設計之。

空心斷面時， A_g 不得取代第 4.7.2 節之 A_{cp} 。

4.7.2.3 若不做精確之分析，構材中由版傳來之扭力載重可視為沿構材均勻分佈。

4.7.2.4 非預力構材距支承面 d 距離內之各斷面，均可按距支承面 d 處斷面之 T_u 設計。惟若在此距離內有集中扭矩載重作用時，則設計臨界斷面應為支承面。

4.7.2.5 預力構材距支承面距離 $h/2$ 距離內之各斷面，均可按距支承面 $h/2$ 處斷面之 T_u 設計。惟若在此距離內有集中扭矩載重作用時，則設計臨界斷面為支承面。

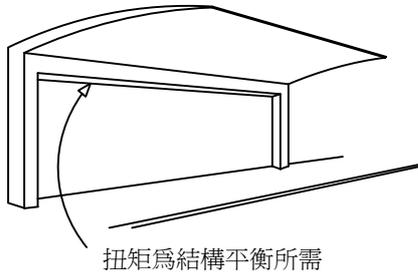
解說：

鋼筋混凝土構造之扭力設計，有兩條件需予確認^[4.32,4.33]：

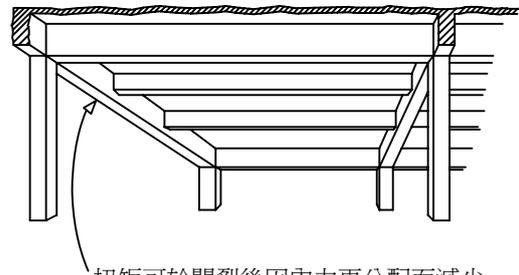
(1) 扭矩不能因其內力再分配而減少(第4.7.2.1節)。此稱為『平衡扭矩』，因該扭矩為結構平衡所需。此種條件，參照圖R4.7.2.1，扭力鋼筋設計依據第4.7.3至4.7.6節，須能承受全部扭矩。

(2) 扭矩可於開裂後因其內力再分配而減少(第4.7.2.2節)。若扭力係由構材為維持變位一致而扭轉，此類扭矩稱為『變位一致扭矩』。此種條件，參照圖R4.7.2.2，其開裂前之扭力勁度相對於*St. Venant's*理論中之未開裂斷面。然而當扭力開裂一形成，在扭力不變下，會發生可觀的扭轉，造成結構很大的內力再分配^[4.32,4.33]。合併剪力、撓曲及扭力作用下之開裂扭矩所對應之主拉應力較第4.7.1節解說所述之 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 低。當扭矩超過開裂扭矩時，可假設最大設計扭矩等於開裂扭矩發生於靠近支承面之臨界斷面。此種限制係為控制扭力開裂寬度。第4.7.1節中空斷面計算不計扭力影響之最小扭矩時，有 A_g 應取代 A_{cp} 之規定，不適用於本節。如此則在分配後之扭矩較大，較保守安全。

第4.7.2.2節適用於典型的及規則的構架條件，若結構配置使構材在有限的長度內產生顯著的扭轉，譬如在靠近勁度大的柱旁有很大的扭力載重，或因其他載重使柱呈反向扭轉時，則建議採用更精確的分析。當根據未開裂斷面性質做彈性分析所得之設計扭矩介於第4.7.1節及本節規定值之間時，扭力鋼筋應按計算所得之扭矩設計。



圖R4.7.2.1 設計扭矩不可減少



圖R4.7.2.2 設計扭矩可減少

4.7.3 扭矩強度

4.7.3.1 斷面尺寸應使：

(1) 實心斷面

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.12 \sqrt{f'_c}\right) \quad (4-18)$$

(2) 空心斷面

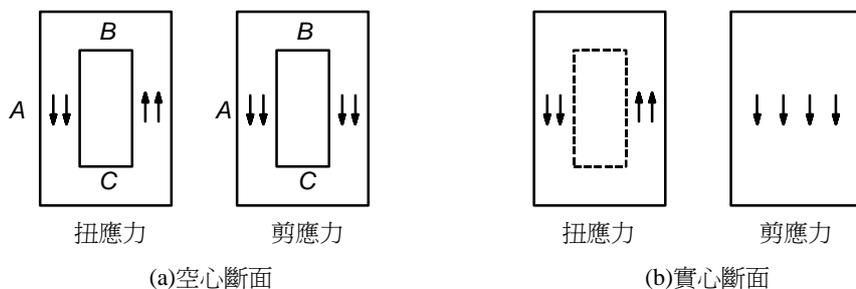
$$\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.12 \sqrt{f'_c}\right) \quad (4-19)$$

解說：

限制斷面大小有兩個原因，第一是為減少不雅觀的裂紋，第二為避免由剪力及扭力造成之斜壓應力所引起的混凝土表面壓碎。式(4-18)及式(4-19)中，左邊兩項為剪力及扭力造成之剪應力。其應力和不可大於造成剪力開裂應力加 $2.12 \sqrt{f'_c}$ ，與第4.6.7.8節所規定無扭力時之剪力強度限制相似。該限制以 V_c 表示，俾適用於非預力或預力混凝土。

只有在高剪應力時，腹版壓碎才有可能發生，因此不必校核。

空心斷面時，由剪力及扭力造成之剪應力，皆發生於箱形壁中，參照圖R4.7.3.1(a)，因此於4點處直接相加，如式(4-19)。實心斷面時，由扭力造成剪應力作用於管形外斷面，而由 V_u 造成之剪應力則分佈於斷面全寬，如圖R4.7.3.1(b)。因此其應力之結合採用平方和之二次方根而不採用直接相加，如式(4-18)。



圖R4.7.3.1 扭應力及剪應力相加示意

4.7.3.2 若空心斷面之壁厚沿周界變化時，式(4-19)評估之處應使式(4-19)左邊為最大值者。

解說：

若空心斷面之壁厚沿周界變化時，第4.7.3.2節要求式(4-19)評估之處為使式(4-19)左邊為最大值者。一般而言，此種情況常在扭應力及剪應力相加之壁上，如圖R4.7.3.1(a)之A點。若上翼版或下翼版較垂直腹版為薄時，可能評估式(4-19)之處係在圖R4.7.3.1(a)之B點及C點。在這些點上，由剪力產生之應力常忽略不計。

4.7.3.3 若壁厚小於 A_{oh}/p_h 時，式(4-19)之第二項 $\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}$ 應取為：

$$\frac{T_u}{1.7 A_{oh} t}$$

式中 t 為核算應力處之空心斷面壁厚。

4.7.3.4 扭力鋼筋設計用之 f_y 與 f_{yt} 值不得超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 。

解說：

限制扭力鋼筋設計用之 f_y 與 f_{yt} 值不得超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 係為控制斜向裂紋之寬度。

4.7.3.5 扭力所需鋼筋應由下式決定：

$$\phi T_n \geq T_u \quad (4-20)$$

解說：

扭矩設計強度 ϕT_n 須大於或等於由因數載重產生之設計扭矩 T_u 。計算 T_n 時，所有扭矩假設由肋筋及縱向鋼筋承擔，而 $T_c = 0$ 。同時，由混凝土承擔之剪力 V_c 假設不因扭力存在而改變。梁之 V_u 若大於約 $0.8\phi V_c$ 時，剪力及扭力鋼筋總和基本上與前版規範所計算差不多。若 V_u 較小時，則須較多的剪力及扭力鋼筋。

4.7.3.6 扭力橫向鋼筋之設計，應依據：

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (4-21)$$

式中 A_o 須由分析決定或等於 $0.85A_{oh}$ 。 θ 不可小於 30° 亦不得大於 60° 。 θ 可取為：

(1) 45° ，用於非預力構材或用於預力較(2)小之構材。

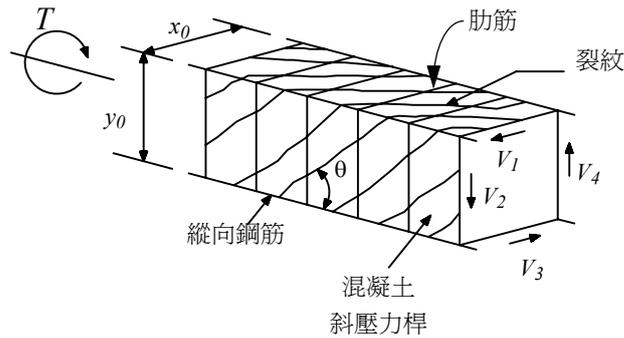
(2) 37.5° ，用於預力構材，其有效預力不小於縱向鋼筋拉力強度之 40% 時。

解說：

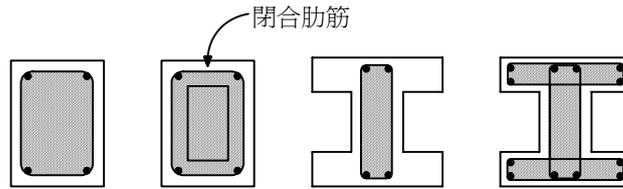
式(4-21)係根據立體桁架類比理論，如圖R4.7.3.6(a)，斜壓力桿之斜角為 θ ，假設混凝土不承受拉力，且鋼筋降伏。在扭力開裂發生後，抵抗扭力主要由閉合肋筋、縱向鋼筋及斜壓力桿承受。肋筋外之混凝土相對上無效，因此由管周界剪力流徑所包圍的面積 A_o ，定義為在開裂後由最外閉合肋筋中心線所包圍的面積 A_{oh} 。圖R4.7.3.6(b)所示為各種斷面之面積 A_{oh} 。 I 形、 T 形或 L 形斷面之 A_{oh} 係取最外組合肋筋包圍之面積，參照圖R4.7.3.6(b)。若須更精確計算 A_o 值時，可採用徐氏^[4.34]提供之公式。

第4.7節解說中所討論之管壁剪力流 q 可分解為 V_1 至 V_4 ，分別作用於管或立體桁架之各邊，參照圖R4.7.3.6(a)。

θ 角可由分析得到^[4.34]，或依第4.7.3.6節之第(1)，(2)款取用。式(4-21)與式(4-22)須用同樣之 θ 值。當取用較小之 θ 時，式(4-21)計算所需之肋筋量減少。同時，式(4-22)計算所需之縱向鋼筋增加。



圖R4.7.3.6(a) 立體桁架類比示意



A_{oh} = 斜影面積

圖R4.7.3.6(b) A_{oh} 之定義

4.7.3.7 扭力縱向鋼筋不得小於：

$$A_\ell = \frac{A_t}{s} p_h \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \cot^2 \theta \quad (4-22)$$

式中 θ 應與式(4-21)所取用者相同，而 A_t / s 須取式(4-21)且未經第 4.7.5.2 或 4.7.5.3 節修正之計算值。

解說：

圖R4.7.3.6(a)所示力由環繞管壁的剪力流所形成的剪力 V_1 至 V_4 。在一已知管壁上，剪力流 V_i 係由混凝土中斜壓力之分力所平衡，即 $D_i = V_i / \sin \theta$ 。另縱向鋼筋之軸拉力對於完成平衡 V_i 之分力，即 $N_i = V_i (\cot \theta)$ 也是需要的。

圖R4.7.3.7所示為相當管之一側假設承受扭力。扭力開裂成一系列混凝土斜壓力桿與肋筋相交。承受扭力並作用於管一側之剪力流分量 V_i ，可分解為平行於混凝土斜桿之壓力 D_i 及軸拉力 N_i 。 D_i 力造成管壁之斜壓應力。須配置具有 $A_\ell f_y$ 強度之縱向鋼筋，以承受作用於全部管壁上的軸力 N_i 之和 ΣN_i 。

通常最大容許肋筋間距控制了所配置的肋筋量。且當剪力與扭力合併作用時，其肋筋總面積為剪力與扭力所須肋筋量之和。為避免配置超量的縱向鋼筋，第4.7.3.7節規定在任意斷面計算 A_ℓ 時所用之 A_t / s 須取式(4-21)之計算值。

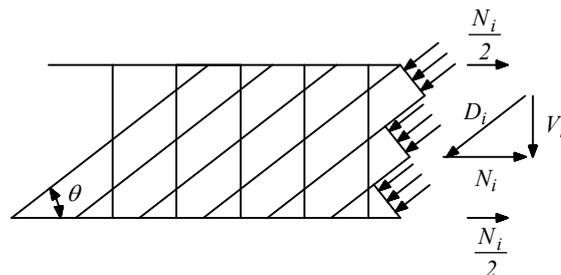


圖 R4.7.3.7 剪力分解為斜壓力及軸拉力

4.7.3.8 扭力鋼筋應與扭矩一起作用之剪力、撓曲及軸力鋼筋併合配置。並符合最嚴格之鋼筋間距設置要求。

解說：

扭力及剪力所需之肋筋相加，而配置的肋筋至少為所需剪力及扭力肋筋的總和。因剪力所需之肋筋面積 A_v 定為肋筋各肢之和，而扭力所需肋筋面積 A_t 僅為單肢面積，故肋筋相加如下：

$$\text{總和} \left(\frac{A_{v+t}}{s} \right) = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s}$$

若剪力所需之肋筋組有四肢，則僅有靠近梁側之二肢可包含於上述加法中，因裏面二肢對扭力無效。

各斷面扭力所需之縱向鋼筋與同時作用之彎矩鋼筋相加。所選用之縱向鋼筋為其面積和，但若最大彎矩超過與扭矩同時作用之彎矩時，仍不得小於該斷面最大彎矩所需之面積。若最大彎矩發生於某斷面，譬如說在跨徑中央，而最大扭矩發生於另一斷面，譬如說在支承面，則所需總縱向鋼筋可能小於最大撓曲鋼筋與最大扭矩鋼筋之和。此時所需縱向鋼筋，須多選幾處計算評估。

鋼筋併合配置須滿足撓曲、剪力、扭力鋼筋在間距，截斷點設置上最嚴格之要求。撓曲鋼筋依據第5.11.3節規定，須超過該筋不需承受撓曲應力處向外延伸至少一個有效深度 d 且不小於 $12d_b$ 。

4.7.3.9 受撓壓力區之縱向扭力鋼筋面積應可減少 $M_u / (0.9 d f_y)$ ，式中 M_u 為斷面上與 T_u 同時作用之設計彎矩；惟該扭力鋼筋仍不得小於第 4.7.5.3 或 4.7.6.2 節之要求。

解說：

由扭力產生之縱向拉力，部分被受撓壓力區之壓力所抵消，因此容許減少受撓壓力區之縱向扭力鋼筋。

4.7.3.10 預力梁：

- (1) 各斷面含預力鋼筋之全部縱向鋼筋須承受該斷面之設計彎矩加上同斷面設計扭矩附增之同心縱向拉力 $A_\ell f_y$ ，且
- (2) 包含鋼腱之縱向鋼筋間距須符合第 4.7.6.2 節之規定。

4.7.3.11 預力梁受撓壓力區之縱向扭力鋼筋面積應可依據第 4.7.3.9 節規定減少，而低於第 4.7.3.10 節之規定。

解說：

如第4.7.3.7節解說，扭力造成軸拉力。非預力梁時，此力由具有 $A_\ell f_y$ 軸拉力強度之縱向鋼筋所承擔。為使合力 $A_\ell f_y$ 可沿構材軸向作用，此扭力鋼筋應均勻分佈於周界且與受撓鋼筋相加。

預力梁時，同樣的技巧(配置具 $A_\ell f_y$ 強度之附增鋼筋)可以採用，設計者亦可採用多出強度之預力鋼筋以承擔部分軸力 $A_\ell f_y$ ，略述如下：

預力梁之最大彎矩斷面在極限時之預力鋼筋應力為 f_{ps} 。其他斷面在極限時之預力鋼筋應力界於 f_{se} 及 f_{ps} 之間。 $A_\ell f_y$ 力作用於預力鋼筋邊之一部分力，可由預力鋼筋之 $A_{ps} \Delta f_p$ 力所承擔，其中 Δf_p 為 f_{ps} 減去極限撓曲時，該斷面之預力鋼筋應力。此應力可取該斷面之 M_u 除以 $(\phi 0.9 d_p A_{ps})$ ，但 Δf_p 不可大於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 。縱向鋼筋仍須配置於構材之另一側邊，以承擔其餘之 $A_\ell f_y$ 力，且滿足第4.7.6.2節規定之間距要求。

4.7.4 扭力鋼筋細節

4.7.4.1 扭力鋼筋須含縱向鋼筋或鋼腱與下列橫向扭力鋼筋之一或其組合：

- (1) 與構材軸向垂直之閉合肋筋或閉合箍筋，或
- (2) 橫向鋼線與構材軸向垂直之熔接鋼線網閉合籠，或
- (3) 非預力梁時之螺箍筋。

解說：

縱向及閉合橫向鋼筋皆須配置，以承受扭力產生的斜拉力。肋筋須閉合，因由拉力產生的斜向開裂發生於構材之全部表面。

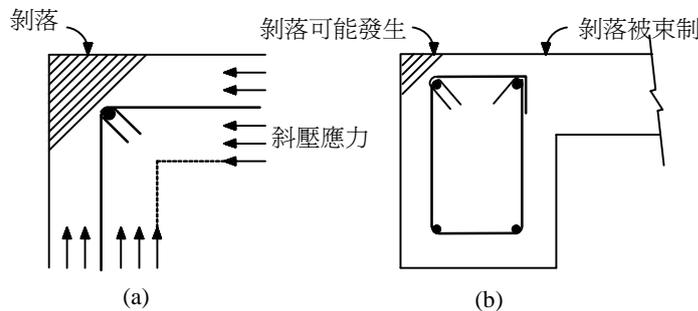
在主要承受扭力的斷面，在高扭矩時肋筋外之混凝土側邊保護層剝落^[4.33]，將致使 90° 彎鉤無效，造成過早的扭力失敗^[4.34]；其閉合肋筋不可由成對的 U 形肋筋互相搭接組成。

4.7.4.2 橫向扭力鋼筋之錨定應依下列規定：

- (1) 135° 標準彎鉤或第15.2節定義之耐震彎鉤緊繞於縱向鋼筋上，或
- (2) 當圍繞錨定周圍之混凝土有翼緣或版，或類似構材束制，不致脹裂時，可依第5.14.2.1、5.14.2.2或5.14.2.3節之規定。

解說：

矩形梁受扭力失敗時，梁角因立體桁架之混凝土斜桿中之斜壓力在該角轉向而剝落，參照圖R4.7.4.2(a)。當此種情況發生時，以 90° 彎鉤錨定之閉合肋筋經試驗失敗^[4.35]。基於此種理由， 135° 標準彎鉤或耐震彎鉤，在所有狀況皆優先採用於扭力肋筋。在梁邊有相接之翼版阻止剝落時，第4.7.4.2節第(2)款方解除此項規定，而允許採用 90° 彎鉤。



圖R4.7.4.2 梁承受扭力時之梁角剝落

4.7.4.3 縱向扭力鋼筋之兩端須有足夠之伸展。

解說：

若高扭矩作用於梁端附近，縱向扭力鋼筋須有足夠的錨定。在支承內面之外，須有足夠的伸展長度來發揮鋼筋或鋼腱所需的拉力。若是鋼筋，則可採用彎鉤或水平 U 形鋼筋與縱向扭力鋼筋搭接。

4.7.4.4 空心斷面承受扭力時，其橫向扭力鋼筋中心線至空心斷面壁內面之距離不得小於 $0.5A_{oh}/p_h$ 。

解說：

空心斷面之扭力閉合肋筋須置於對扭力有效之壁厚外面一半，而此壁厚可取為 A_{oh}/p_h 。

4.7.5 最少扭力鋼筋量

4.7.5.1 設計扭矩 T_u 大於第 4.7.1 節規定值處，均須配置最少扭力鋼筋量。

4.7.5.2 依第 4.7.5.1 節之規定須配置扭力鋼筋時，最少橫向閉合肋筋量應按下式計算：

$$(A_v + 2A_t) = 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad (4-23)$$

但不得小於 $3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}}$ 。

解說：

若構材承受之設計扭矩 T_u 大於第 4.7.1 節規定值，則併合剪力與扭力之最少橫向鋼筋量為 $3.5b_w s / f_{yv}$ 。 A_v 與 A_t 符號定義不同，須予注意； A_v 為閉合筋二肢之面積，而 A_t 僅為閉合肋筋單肢之面積。

高強度混凝土梁之試驗^[4.9]指出，為避免斜拉開裂之剪力失敗，須增加最少剪力鋼筋量。雖然高強度混凝土梁之受扭力試驗仍然有限，但最少橫向閉合肋筋量之公式已予變更，俾能與最少剪力鋼筋量之計算一致。式(4-23)中之 $\sqrt{f'_c}$ 應以實際規定抗壓強度代入計算。

4.7.5.3 依第 4.7.5.1 節之規定須配置扭力鋼筋時，縱向扭力鋼筋總和之最少量應按下式計算：

$$A_{\ell, \min} = \frac{1.33\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad (4-24)$$

式中， A_t/s 不可小於 $1.75b_w/f_{yt}$ ； f_{yt} 用於閉合橫向扭力鋼筋； f_y 用於縱向扭力鋼筋。

解說：

體積 1% 以下扭力鋼筋之鋼筋混凝土梁試體，曾於純扭力作用時，因扭力開裂而失敗^[4.29]。在前版規範及以前規範，梁承受純扭力時，其關係式顯出約須 1% 的扭力鋼筋，而併合承受剪力及扭力之梁其值較少，且為扭力與剪力產生之剪應力比值之函數。式(4-24)係將此低減因數假設為單值而予以簡化，結果其體積比約為 0.5%。

4.7.6 扭力鋼筋之間距

4.7.6.1 橫向扭力鋼筋之間距不得大於 $p_h/8$ 或 30 cm，以值小者為準。

解說：

閉合肋筋間距之限制係為確保梁極限扭力強度之發揮，防止開裂後扭力勁度之過份損失，且控制開裂寬度。對方形斷面而言， $p_h/8$ 之限制，需要閉合肋筋之間距約為 $d/2$ ，與第 4.6.5.1 節之規定相當。

4.7.6.2 縱向扭力鋼筋須分佈於閉合肋筋四周，間距不得大於 30 cm。縱向鋼筋或鋼腱須置於肋筋內。肋筋之各角，必須置有至少一根縱向鋼筋或鋼腱。縱向鋼筋之直徑不得小於肋筋間距之 $1/24$ ，亦不得小於 $D10$ 。

解說：

在第 4.7.3.7 節解說中，已證明縱向鋼筋須承受因扭力在薄管壁中產生的縱向拉力之和。因為此力作用於斷面的中心軸，故因扭力所增設的縱向鋼筋中心須大略與斷面中心一致。規範為此要求縱向扭力鋼筋須分佈於閉合肋筋四周。肋筋各角必須置有縱向鋼筋或鋼腱，俾提供肋筋各肢之錨定。且各角鋼筋對發揮扭力強度及控制開裂亦相當有效。

4.7.6.3 扭力鋼筋之配置，至少須延伸至理論需要點外(b_t+d)距離。

解說：

扭力鋼筋須延伸至理論點外之距離(b_t+d)，大於剪力及受撓鋼筋所採用者，此因扭力斜拉開裂之伸展為螺旋線形。

4.7.7 扭力之替代設計法

本規範適用範圍內之實心斷面扭力設計，若 h/b_t 比值等於或大於 3，且經分析及綜合試驗結果證實其設計程序適當時，應准予採用替代設計法，惟仍應符合第 4.7.4 節與 4.7.6 節之規定。

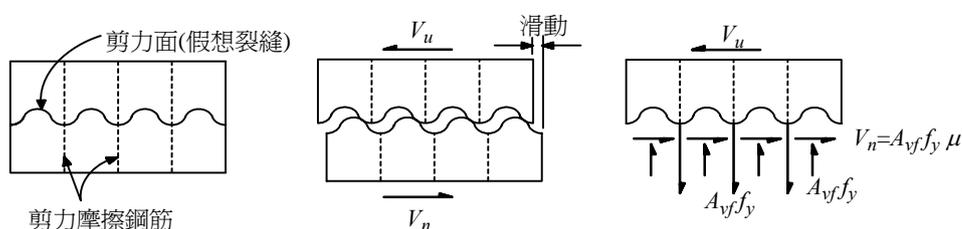
解說：

扭力替代設計法之設計程序案例可由參考文獻^[4.37,4.38,4.39]查得，業經廣泛成功的使用於下緣含托架之預鑄預力混凝土梁設計。參考文獻^[4.37,4.38]所述之設計程序係 ACI318 1995 年版前之預力混凝土斷面扭力設計之延伸。PCI 設計手冊^[4.40]第四版係敘述參考文獻^[4.35,4.36]之設計程序。此種程序曾經試驗證明，詳見參考文獻^[4.41]。

4.8 剪力摩擦

解說：

剪力摩擦之設計係假想在某一斷面上產生裂縫，如圖 R4.8。當沿裂縫面開始滑動時，裂縫的表面粗糙推動對向裂縫面之分離。此種分離(對 $f_y=2,800 \text{ kgf/cm}^2$ 之鋼筋而言，只要分離 0.25 mm 就足以使鋼筋達到降伏)使橫過假想裂縫的鋼筋 A_{vf} 產生應變。經由鋼筋應變產生的拉力 $A_{vf} f_y$ 提供了大小相等方向相反的正向鉗力；此種鉗力又產生平行於裂縫的摩擦力 $A_{vf} f_y \mu$ ，並阻止進一步的滑動。



圖R4.8 剪力摩擦觀念之示意圖

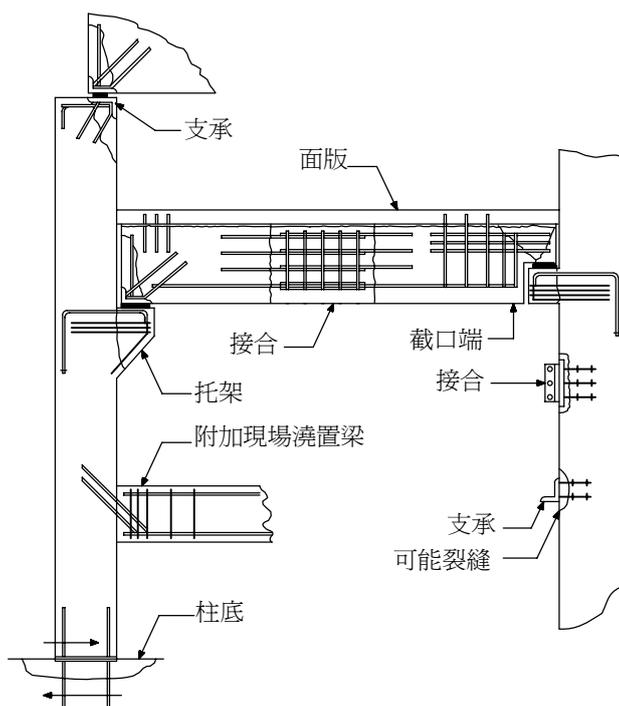
4.8.1 第 4.8 節適用於考量沿已有或可能發生之裂面、不相同材料之界面或不同時間澆置之混凝土界面之剪力傳遞。

解說：

除第 4.8 節之規定外，實際上有關剪力之規定係為防止斜拉失敗，而非為直接剪力傳遞失敗。第 4.8 節之目的乃為提供下列須考慮剪力傳遞的各種狀況之設計方法：

- (1) 不同時間澆置之混凝土界面
- (2) 混凝土與鋼材之界面
- (3) 為預鑄混凝土結構接合所需之鋼筋細部
- (4) 其他需檢討剪力傳遞之處^[4.42,4.43]

剪力摩擦觀念之應用及可能開裂位置參閱圖 R4.8.1。



圖R4.8.1 剪力摩擦觀念之應用及可能開裂位置

4.8.2 第 4.8.1 節所述剪力傳遞之斷面設計須按式(4-1)之規定，其中之 V_n 應依第 4.8.3 或 4.8.4 節之規定計算。

4.8.3 假設裂紋係沿考慮之剪力面發生。通過剪力面所需之剪力摩擦鋼筋面積 A_{vf} 可依第 4.8.4 節或其他剪力傳遞設計法計算，但其他設計法之預測強度應與實驗結果相符。

4.8.3.1 剪力傳遞強度之計算應符合第 4.8.5 至 4.8.10 節之規定。

解說：

雖然未開裂混凝土之直接剪力較強，但在不利位置中，總是有形成裂縫的可能性。剪力摩擦觀念假設裂縫會形成，故應在橫過裂縫處配置鋼筋以阻止沿裂縫之相對位移。當剪力沿裂縫作用時，裂縫面相對於另一面滑動。若裂縫面粗糙且不規則，則滑動伴隨著裂縫面之分離。在極限時，分離足以讓橫過裂縫之鋼筋受力達到降伏，鋼筋提供裂縫面一個鉗力 $A_{vf}f_y$ 。然後，作用剪力由裂縫面間之摩擦力、裂縫面上突起剪掉之阻抗及橫過裂縫之鋼筋插接筋作用所抵抗。應用第 4.8 節是否成功，決定於如何正確選定假想裂縫之位置^[4.18,4.35]。

剪力傳遞強度及橫過剪力面鋼筋之關係可由不同方式來表示。第 4.8.4 節中式(4-25)及式(4-26)係根據剪力摩擦模型以保守預估剪力摩擦強度。其他可得較精確估計剪力傳遞強度之關係式^[4.18,4.44,4.45]亦可在第 4.8.3 節規定下使用。例如，當剪力摩擦鋼筋垂直於剪力面時，剪力強度 V_n 可計算如下^[4.44,4.45]：

$$V_n = 0.8A_{vf}f_y + A_c K_I$$

其中 A_c 為抵抗剪力傳遞之混凝土斷面積 (cm^2)，對常重混凝土， $K_I = 28 \text{ kgf/cm}^2$ ，對全輕質混凝土， $K_I = 14 \text{ kgf/cm}^2$ ，對常重砂輕質混凝土， $K_I = 17.5 \text{ kgf/cm}^2$ 。此 K_I 值可適用於整體澆築混凝土及澆置於已硬化混凝土面，而該面經表面粗糙處理(見第 4.8.9 節)。

在此公式，第一項代表摩擦對剪力傳遞之阻抗(0.8代表摩擦係數)。第二項代表以下之總和：(1)裂縫面上突起剪掉之阻抗，(2)鋼筋之插接筋作用。

當剪力摩擦鋼筋與剪力面斜交致使剪力鋼筋內引生拉力時，剪力強度計算如下：

$$V_n = A_{vf} f_y (0.8 \sin \alpha + \cos \alpha) + A_c K_1 \sin^2 \alpha$$

其中 α 為剪力摩擦鋼筋與剪力面之交角(即 $0 < \alpha < 90^\circ$)。

當採用修正的剪力摩擦強度計算法時， $(A_{vf} f_y / A_c)$ 或 $(A_{vf} f_y \sin \alpha / A_c)$ 不得小於 14 kgf/cm^2 ，如此設計公式才適用。

4.8.4 剪力摩擦設計法

4.8.4.1 當剪力摩擦鋼筋與剪力面垂直時，剪力強度 V_n 應依下式計算：

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (4-25)$$

式中 μ 為第 4.8.4.3 節所規定之摩擦係數。

4.8.4.2 當剪力摩擦鋼筋與剪力面斜交、且剪力導致剪力摩擦鋼筋承受拉力時，剪力強度 V_n 應按下式計算：

$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (4-26)$$

式中 α 為剪力摩擦鋼筋與剪力面之交角。

4.8.4.3 式(4-25)及式(4-26)中之摩擦係數 μ 依剪力面之狀況而訂定如下：

剪力面狀況	μ
混凝土整體澆置	1.4λ
混凝土澆置於已硬化混凝土面而該面 (1) 經表面粗糙處理(見第 4.8.9 節) (2) 未經表面粗糙處理	1.0λ 0.6λ
混凝土澆置於型鋼表面且以剪力釘或鋼筋錨定者 (見第 4.8.10 節)	0.7λ

其中 λ 值如下：

常重混凝土	1.0
常重砂輕質混凝土	0.85
全輕質混凝土	0.75

若細粒料含有部分常重砂者，可予內插法求之。

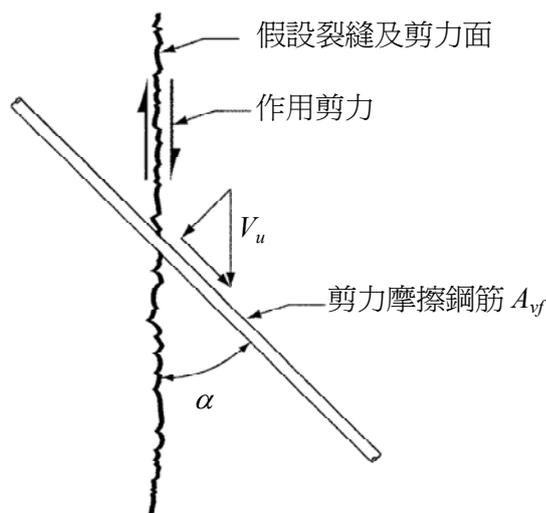
解說：

剪力傳遞鋼筋所需面積 A_{vf} 之計算，採用

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$$

，但剪力強度上限之規定須予注意，請參照第4.8.5節。

當剪力傳遞鋼筋與剪力面斜交，致使剪力平行鋼筋之分量造成鋼筋中之拉力，如圖R4.8.4所示，部分剪力由鋼筋中拉力平行剪力面之分量所抵抗^[4.45]。式(4-26)僅適用於平行鋼筋之剪力分量造成鋼筋受拉力，如圖R4.8.4所示。當 α 大於 90° 時，表面之相對運動促使鋼筋受壓，式(4-26)不適用。



圖R4.8.4 剪力摩擦鋼筋對假設裂縫之斜角

剪力摩擦設計法之計算係假設全部剪力阻抗來自裂縫間之摩擦。因此，剪力摩擦公式中之摩擦係數採用經表面粗糙處理之大值，其計算的剪力強度才能與試驗結果符合。至於混凝土澆置於已硬化混凝土面，而該面未依第4.8.9節表面粗糙處理時，剪力阻抗主要靠鋼筋的插接筋作用，且試驗^[4.46]指出在此情況採用 $\mu = 0.6\lambda$ 之低值較合適。

混凝土澆置於型鋼表面之 μ 值規定，係有關預鑄混凝土構材間，或結構鋼構材與結構混凝土構材間之接頭設計。剪力傳遞之鋼筋可能是鋼筋或剪力釘；而且常在混凝土澆置後才現場銲接於鋼板上。本節規範不適用於混凝土版及鋼梁的合成作用所用剪力接頭設計，而應依據參考文獻^[4.47]。

4.8.5 剪力計算強度 V_n 不得大於 $0.2f'_c A_c$ 或 $56A_c$ ， A_c 為混凝土抵抗剪力傳遞之斷面積。

解說：

剪力強度上限之規定，係因依式(4-25)及式(4-26)算得之 V_n 值較大時，將趨不保守。

4.8.6 剪力摩擦設計所用之鋼筋規定降伏強度 f_y 不得大於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 。

4.8.7 橫過剪力面之淨拉力應加設鋼筋抵抗之。橫過剪力面之永久性淨壓力於計算剪力摩擦鋼筋 A_{vf} 時可併入 $A_{vf}f_y$ 考慮。

解說：

若有合拉力橫過剪力面時，除配置剪力傳遞鋼筋外，尚須配置鋼筋以承受該拉力。拉力可能由溫度變化、潛變及乾縮變形之束制所造成。此種拉力，特別在梁的支承內曾造成失敗。

當彎矩作用在剪力平面時，受撓拉應力及受撓壓應力平衡。作用於剪力平面之合壓力 $A_{vf}f_y$ 並沒改變，且剪力傳遞強度也未改變。因此，除非所需受撓拉力鋼筋超過受撓拉力區內之剪力傳遞鋼筋量，不必增配鋼筋以承受受撓拉應力。此點曾經實驗證明^[4.48]。

曾經實驗證明^[4.43]，若一合壓力作用橫過剪力平面，則剪力傳遞強度為合壓力及剪力摩擦鋼筋中之 $A_{vf}f_y$ 力總和之函數。設計時，只有絕對確定壓力是永久存在的，才得考慮橫過剪力平面壓力存在的優點，俾減少剪力摩擦鋼筋量。

4.8.8 剪力摩擦鋼筋須沿剪力面作適當配置，並於剪力面兩側採用埋置、彎鉤或銲接於特殊裝置錨定之，使該鋼筋能於剪力面上達到規定降伏強度。

解說：

若橫過剪力平面無彎矩作用，則鋼筋應沿剪力平面均勻分佈，俾使裂縫寬度最小。若彎矩作用橫過剪力面，則需將剪力傳遞鋼筋主要配置於受撓拉力區內。

因剪力摩擦鋼筋之作用為拉力，故必須在剪力平面兩側有全額拉力錨定。又剪力摩擦鋼筋之錨定，須固定於主鋼筋上才不致在剪力摩擦鋼筋與混凝土實體間有可能裂縫穿過。此要求特別適用於銲接剪力釘及其配合採用在預鑄與場鑄混凝土中接合用之埋藏鋼件。錨定可經由握裹，銲接機械式錨定，或有螺紋插接筋及埋入螺釘來發展。空間的限制常需使用銲接機械式錨定。對於混凝土中剪力釘之錨定參考文獻[4.18]。

4.8.9 混凝土澆置於硬化混凝土面，為符合第 4.8 節以剪力摩擦傳遞剪力，應清除界面之水泥乳皮並使之潔淨。若 μ 設為 1.0 則其接觸面應有約 0.6 cm 之粗糙度。

4.8.10 當型鋼與混凝土間藉剪力釘或銲接鋼筋傳遞剪力時，型鋼表面須淨潔且無油漆。

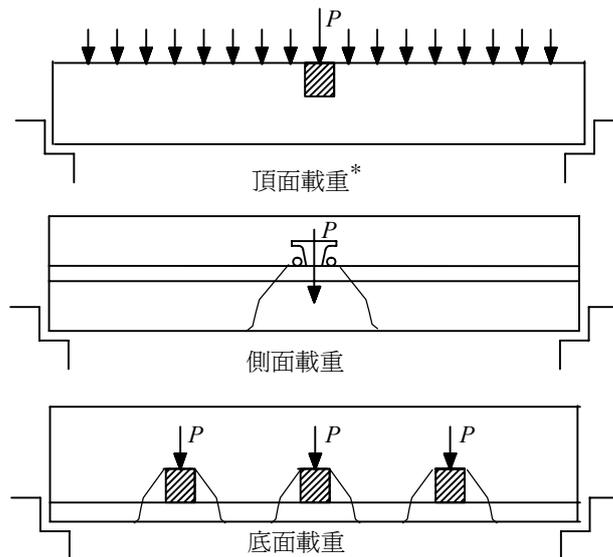
4.9 深梁

4.9.1 符合第 3.8 節規定之深梁，其剪力設計應依本節規定，受拉鋼筋之錨定應依第 5.11.6 節之規定。

解說：

深梁之行爲詳閱參考文獻[4.5]及[4.38]。對支撐垂直載重之正常深梁，若載重作用於梁之頂面，且該梁由底面支承，詳圖R4.9.1，則本節可適用；若載重經由該構材之側面或底面作用，則其剪力設計須與一般梁相同。

深梁之縱向拉力筋應伸入支承，且採用埋置、彎鉤，或銲至特殊裝置予以充分錨定。上彎鋼筋不建議採用。



*第 4.9 節之規定僅適用於頂面載重

圖R4.9.1 深梁之載重

深梁之設計，不論其承載及支承狀況如何，皆可採用附篇A壓桿—拉桿模式。第3.8.1節則規定可採用非線性應力域來設計深梁。但此種分析應考慮開裂對應力分佈之影響。

4.9.2 深梁之計算剪力強度 V_n 不得超過 $2.65\sqrt{f'_c} b_w d$ 。

解說：

前版規範對計算剪力強度上限之規定不是固定值，而是依據 l_n/d 之大小計算。由過去試驗資料重新檢視後發現此計算剪力強度之規定係由梁支承區壓碎之試驗所導出來，爰修正本規範之計算剪力強度及其上限。

4.9.3 垂直剪力鋼筋面積 A_v 不得小於 $0.0025 b_w s$ ， s 不得大於 $d/5$ 或 30cm 。

4.9.4 水平剪力鋼筋面積 A_{vh} 不得小於 $0.0015 b_w s_2$ ， s_2 不得大於 $d/5$ 或 30cm 。

解說：

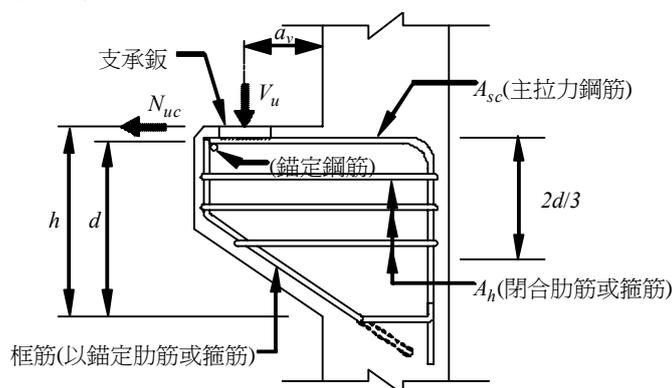
水平及垂直剪力鋼筋的相對用量限制與前版規範規定者剛好是互換。此因試驗^[4.49,4.50,4.51]已證明垂直剪力鋼筋較水平剪力鋼筋有效。最大鋼筋間距亦由原規定 45cm 改少為 30cm ，係因減少該鋼筋間距可提供來限制裂縫之寬度。

4.9.5 附篇 A.4.3 節之配筋規定可取代第 4.9.3 節及第 4.9.4 節之最少水平及垂直剪力鋼筋量及其間距之規定。

4.10 托架之特殊規定

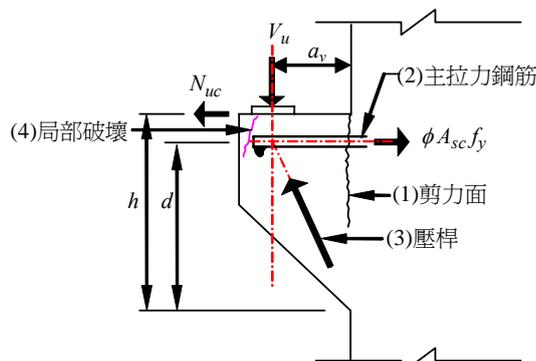
解說：

本節採用之名詞及符號，詳圖R4.10.1。



圖R4.10.1 第4.10節採用之名詞及符號

剪力跨度與深度比(a_v/d)不大於 1 之托架，詳圖R4.10.2，其作用不像受撓構材之剪力設計，而更像簡支桁架或深梁。此種托架之四種可能破壞模式為：(1)托架及支承構材間之直接剪力失敗；(2)由彎矩及水平拉力造成主拉力鋼筋降伏；(3)內部受壓區之壓碎；(4)承壓面積下之局部支承或剪力破壞。



圖R4.10.2 托架之結構行為

4.10.1 剪力跨度與深度比 a_v/d 小於 2 之托架應可依附篇 A 設計。

剪力跨度與深度比 a_v/d 不大於 1，且受水平設計拉力 N_{uc} 不大於 V_u ，應可依第 4.10.3 節及第 4.10.4 節設計。

托架設計應符合第 4.10.2、4.10.3.2.1、4.10.3.2.2、4.10.5、4.10.6 及 4.10.7 節之規定， d 為托架在支承面處斷面之有效深度。

解說：

前版規範第 4.10 節托架之特殊規定，僅適用於剪力跨度與深度比 (a_v/d) 不大於 1 之托架；本規範則增訂剪力跨度與深度比 (a_v/d) 小於 2 之托架，可採用附篇 A 壓拉桿模式設計。

按第 4.10.3 節及第 4.10.4 節設計時，限制 a_v/d 不大於 1 之規定有兩個理由。第一、若 a_v/d 大於 1，則斜拉開裂之斜度不夠陡，則依第 4.10.4 節規定採用水平肋筋效果不彰。第二、規定之設計法，僅於 a_v/d 等於 1 或更小時實驗才適用。 N_{uc} 之上限規定係因此設計法僅於 N_{uc} 小於或等於 V_u ，包括 N_{uc} 等於零時實驗才適用。

4.10.2 承壓面外緣處之托架深度不得小於 $0.5d$ 。

解說：

承壓面外緣處最小深度之規定，係為避免因主斜拉開裂從承壓面下延伸至托架外緣斜面而過早失敗。此類型之失敗曾於承壓面外緣深度小於本節規定之托架中觀察到^[4.45]。

4.10.3 支承面處之托架斷面應設計以同時承受剪力 V_u 、彎矩 $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$ 及水平拉力 N_{uc} 。

4.10.3.1 依第 4.10 節規定之所有設計計算，其強度折減因數 ϕ 應取為 0.75。

4.10.3.2 抵抗設計剪力 V_u 之剪力摩擦鋼筋 A_{vf} 之設計應依第 4.8 節之規定。

4.10.3.2.1 常重混凝土之計算剪力強度 V_n 不得大於 $0.2f'_c b_w d$ 亦不得大於 $56b_w d$ 。

4.10.3.2.2 全輕質或常重砂輕質混凝土之剪力強度 V_n 不得大於 $(0.2-0.07a_v/d) f'_c b_w d$ 亦不得大於 $(56-20a_v/d) b_w d$ 。

4.10.3.3 抵抗設計彎矩 $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$ 之鋼筋 A_f 應依第 3.3 及 3.4 節之規定計算。

4.10.3.4 抵抗設計拉力 N_{uc} 之鋼筋 A_n 應由 $N_{uc} \leq \phi A_n f_y$ 決定之。 N_{uc} 應視為活載重，由乾縮、潛變或溫度變化之影響所產生之拉力亦同。除採取特殊規定避免拉力存在外，拉力 N_{uc} 不得小於 $0.2V_u$ 。

4.10.3.5 主拉力鋼筋面積 A_{sc} 應取 $A_f + A_n$ 或 $2A_{vf}/3 + A_n$ 之大者。

解說：

托架行為主要由剪力所控制，因此，僅規定單一值 $\phi = 0.75$ 於所有設計條件。

試驗^[4.53]證明，輕質粒料混凝土托架之最大剪力強度為 f'_c 及 a_v/d 兩者之函數。對常重砂輕質混凝土建造之托架，並無可用之資料。因之對於粗細粒料皆為輕質粒料之全輕質混凝土及常重砂輕質混凝土托架皆採用相同的限制。

抵抗設計彎矩所需鋼筋之計算，可採用普通撓曲理論。設計彎矩 M_u 之計算係結合在支承面受撓鋼筋處之彎矩和。

因為作用於托架之水平力大小，常不能決定得很正確，故規定 N_{uc} 視為活載重，載重係數採用 1.6。試驗^[4.46]建議，橫過支承面之總鋼筋量 ($A_{sc} + A_h$) 須為下列之大者：

(1) 依據第 4.10.3.2 節計算之 A_{vf} 加第 4.10.3.4 節計算之 A_n 。

(2) 依據第4.10.3.3節計算之 A_f 乘3/2加第4.10.3.4節計算之 A_n 。

若(1)控制，則需要主拉力鋼筋 $A_{sc}=(2A_{vf}/3+A_n)$ ，其餘 $A_{vf}/3$ 須為平行 A_{sc} 之閉合肋筋，並分佈於鄰接 A_{sc} 之 $2d/3$ 內。第4.10.4節要求之 $A_h=0.5(2A_{vf}/3)$ 可以滿足。

若(2)控制，則需要主拉力鋼筋 $A_{sc}=A_f+A_n$ ，其餘 $A_f/2$ 須為平行 A_{sc} 之閉合肋筋並分佈於鄰接 A_{sc} 之 $2d/3$ 內。亦可滿足第4.10.4節之要求。

4.10.4 平行於主拉力鋼筋 A_{sc} 之閉合肋筋或箍筋，其總面積 A_h 不得小於 $0.5(A_{sc}-A_n)$ ，應均勻分佈於鄰接主拉力鋼筋之 $2d/3$ 內。

解說：

平行主拉力鋼筋之閉合肋筋為阻止托架過早斜拉力失敗所必須。所需閉合肋筋面積 $A_h=0.5(A_{sc}-A_n)$ 可由第4.10.3.5節解說之討論中獲取。

4.10.5 鋼筋比 $\rho=A_{sc}/bd$ 不得小於 $0.04f'_c/f_y$ 。

解說：

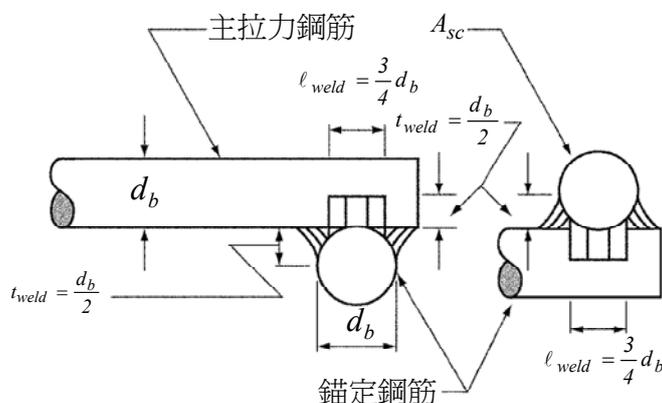
規定 A_{sc} 之最小鋼筋量，是為防止受撓彎矩及向外拉力 N_{uc} 作用下，萬一托架混凝土開裂造成突然破壞之可能性。

4.10.6 在托架前端之主拉力鋼筋 A_{sc} 應以下列方法之一錨定之：

- (1) 以具結構作用之銲接於相同或較大之橫向錨定鋼筋，該銲接應能使主拉力鋼筋 A_{sc} 發揮其降伏強度 f_y 。
- (2) 以主拉力鋼筋向後彎曲成一水平環。
- (3) 以其他有效之錨定方法。

解說：

因斜向混凝土受壓區(參閱圖R4.10.2之(3)受壓區)之水平分量，在垂直載重 V_u 作用處，傳至主拉力鋼筋，故鋼筋 A_s 基本上由支承面至垂直載重作用之間均勻受力。因此必須錨定於其前端及支承柱內，俾能從支承面至垂直載重發展其降伏強度。托架前端之足夠錨定可如本節第(2)款中所規定將主拉力鋼筋 A_s 彎曲成水平環，或將 A_s 鋼筋端點銲接於相同的橫向鋼筋或合適大小的橫向角鋼上。銲接須設計能發展鋼筋 A_s 之規定降伏強度。在參考文獻[4.53]，托架試驗報告中，已成功採用的銲接詳圖，參閱圖R4.10.6。鋼筋 A_s 須依據第五章之要求錨定於柱內。關於端錨定的進一步討論參閱第5.11.6節之解說。

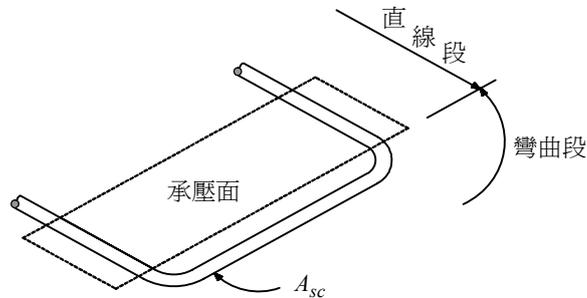


圖R4.10.6 用於參考文獻[4.45]試驗中之銲接詳圖

4.10.7 托架頂之承壓面不得突出主拉力鋼筋直線部分之外，亦不得突出銲接之橫向錨定鋼筋之內側面。

解說：

承壓面位置之限制是為確保靠近載重處鋼筋 A_{sc} 之降伏強度伸展，若主拉力鋼筋採用水平環時，承壓面不得突出主拉力鋼筋之直線段外之示意圖，參閱圖R4.10.7。若托架經支承鉸承受水平力時，則支承鉸應銲於受拉鋼筋上。



圖R4.10.7 採用水平環時，托架承壓面之限制

4.11 牆之特殊規定

4.11.1 垂直於牆面之剪力，應依第 4.13 節之版之特殊規定設計；平行於牆面之水平剪力，應依第 4.11.2 至 4.11.9 節之規定設計。

若牆之高度與長度之比值不大於 2 時，牆之水平剪力亦可依附篇 A 及第 4.11.9.2 節至第 4.11.9.5 節之規定設計。

解說：

牆之高度對長度比值越小，其平行於牆面的水平剪力越重要，即矮牆之設計常由剪力控制；高牆之設計則常由撓曲控制。

4.11.2 剪力平行於牆面時，水平斷面應按式(4-1)及式(4-2)設計。其中混凝土剪力計算強度 V_c 依第 4.11.5 或 4.11.6 節計算，鋼筋剪力計算強度 V_s 則依第 4.11.9 節計算。

解說：

平行於牆面之水平剪力設計，按本節之規定，其步驟如下：(相關規定如括號內節次)

- (1) 校核最大容許剪力強度。(第4.11.3節；第4.11.4節)
- (2) 計算混凝土承擔之剪力計算強度 V_c 。(第4.11.5節；第4.11.6節；第4.11.7節)
- (3) 剪力鋼筋之計算：(第4.11.8節)
 - (a) 水平鋼筋。(第4.11.9.1節；第4.11.9.2節；第4.11.9.3節)
 - (b) 垂直鋼筋。(第4.11.9.4；第4.11.9.5節)

4.11.3 任何水平斷面上平行於牆面之剪力強度 V_n 不得大於 $2.65\sqrt{f'_c}hd$ 。

解說：

雖然結構牆之寬度-深度比常較一般梁為小，但對於厚度等於 $\ell_w/25$ 之結構牆試驗結果^[4.39]顯示，極限剪應力可能大於 $2.65\sqrt{f'_c}$ 。

4.11.4 平行於牆面之水平剪力設計， d 應取 $0.8\ell_w$ ，或按應變一致性分析所得由最外受壓纖維至

受拉鋼筋合力中心之較大值。

4.11.5 除依第 4.11.6 節作較周密之分析外，於 N_u 為壓力時，剪力計算強度 V_c 不得大於 $0.53\sqrt{f'_c}hd$ ，於 N_u 為拉力時，不得大於第 4.4.2.3 節之規定。

4.11.6 剪力計算強度 V_c ，可按式(4-27)及式(4-28)計算，以值小者為準。

$$V_c = 0.87\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4\ell_w} \quad (4-27)$$

$$V_c = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w(0.33\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5\ell_w h})}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] hd \quad (4-28)$$

式中 ℓ_w 為牆之總長度， N_u 於拉力時為負值，若 $(M_u/V_u - \ell_w/2)$ 小於零時，式(4-28)不適用。

解說：

式(4-27)、式(4-28)可用於計算結構牆任何斷面之斜開裂強度。式(4-27)相對於斷面中心之主拉應力約等於 $1.06\sqrt{f'_c}$ 。而式(4-28)相對於計算斷面以上 $\ell_w/2$ 斷面之受撓拉應力約等於 $1.6\sqrt{f'_c}$ 。當 $(M_u/V_u - \ell_w/2)$ 值減少而未變成負值，式(4-27)即可能控制。當該值變為負值時，則規範規定必須採用式(4-27)。

4.11.7 接近牆基 $h_w/2$ 以內之各斷面之 V_c 均按 $h_w/2$ 處之 V_c 設計；惟若 $\ell_w/2 < h_w/2$ 時，前述規定應以 $\ell_w/2$ 取代 $h_w/2$ 。

4.11.8 若設計剪力 V_u 小於 $\phi V_c/2$ ，牆內剪力鋼筋應可依第 4.11.9 節或第七章之規定設計；若 V_u 大於 $\phi V_c/2$ ，牆內剪力鋼筋應依第 4.11.9 節之規定設計。

4.11.9 牆內剪力鋼筋之設計

4.11.9.1 若設計剪力 V_u 大於剪力設計強度 ϕV_c ，水平剪力鋼筋須符合式(4-1)及式(4-2)，式中剪力計算強度 V_s ，應按下式計算：

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (4-29)$$

式中 A_v 為 s 距離內之水平剪力鋼筋斷面積， d 應依第 4.11.4 節之規定，垂直剪力鋼筋應依第 4.11.9.4 節之規定。

4.11.9.2 水平剪力鋼筋面積與混凝土垂直總斷面積之比 ρ_t 至少須為 0.0025。

4.11.9.3 水平剪力鋼筋之間距不得大於 $\ell_w/5$ 、 $3h$ 或 45 cm，其中 ℓ_w 為牆之總長度。

4.11.9.4 垂直剪力鋼筋面積與混凝土水平總斷面積之比 ρ_l 不得小於：

$$\rho_l = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{h_w}{\ell_w}\right) (\rho_t - 0.0025) \quad (4-30)$$

亦不得小於 0.0025，但不需大於第 4.11.9.1 節計得之 ρ_t 值，式中 ℓ_w 為牆之總長度， h_w 為牆之總高度。

4.11.9.5 垂直剪力鋼筋之間距不得大於 $\ell_w/3$ 、 $3h$ 或 45 cm，其中 ℓ_w 為牆之總長度。

解說：

本規範將牆之分佈剪力鋼筋方向之符號更新以避免第四章(本章)與第七章之普通結構牆及第十五章

特殊結構牆之符號衝突。新定義鋼筋之分佈方向為平行於牆之縱軸或橫軸。因此對垂直牆段而言，水平分佈鋼筋比之符號為 ρ_t ，垂直分佈鋼筋比之符號為 ρ_l 。

牆須配置水平剪力鋼筋及垂直剪力鋼筋。牆不高時試驗資料^[4.55]顯示水平剪力鋼筋之效果不如垂直剪力鋼筋。此種水平剪力鋼筋與垂直剪力鋼筋效果之改變，可由式(4-30)顯示出來。當 h_w / ℓ_w 小於0.5時，垂直剪力鋼筋量與水平剪力鋼筋量相等。當 h_w / ℓ_w 大於2.5時，垂直剪力鋼筋量僅須(0.0025sh)。

水平剪力鋼筋須符合式(4-1)及式(4-2)並根據式(4-29)計算剪力計算強度 V_s ，其鋼筋間距之限制依第4.11.9.3節，垂直剪力鋼筋須依第4.11.9.4節設置，其鋼筋間距之限制則須符合第4.11.9.5節。

4.12 彎矩傳遞至柱

4.12.1 若因重力載重、風力、地震力或其他側向力，引起構件與柱間彎矩之傳遞時，其所引起之剪力須於設計柱之橫向鋼筋中考慮之。

解說：

實驗證實^[4.49]在建築物內部之梁柱接頭，若其四邊有約略等深之梁圍束，則不須剪力鋼筋。但若接頭沒有側向圍束，如建築物外部接頭，則須剪力鋼筋以防止剪力開裂造成之退化^[4.50]。承受地震力構材，為使相接梁之撓曲能力可以發展，接頭可能需要承受多次反覆載重，其剪力設計須參照第十五章耐震設計之特別規定。

4.12.2 除柱之四邊有相近深度之梁或相近厚度之版加以束制且不為耐震之主要系統者外，接頭內之柱橫向鋼筋量不得小於式(4-13)之規定值。且其分佈深度應不小於與其連接構材之最大深度。並符合第13.8節之規定。

4.13 版及基腳之特殊規定

4.13.1 接近柱、集中載重或反力處之版及基腳剪力強度，由下列兩種方式計算，以能達成較安全者為準：

4.13.1.1 版或基腳視為寬梁作用時，應依第4.2至4.6節設計；其臨界面應為全寬斷面。

4.13.1.2 版或基腳視為雙向作用時，應依第4.13.2至4.13.6節設計；其臨界面應位於使其周界 b_o 為最小處，但其與下列標示位置之距離不必小於 $d/2$ 。

(1) 柱、集中載重或反力處之邊緣或轉角連線。

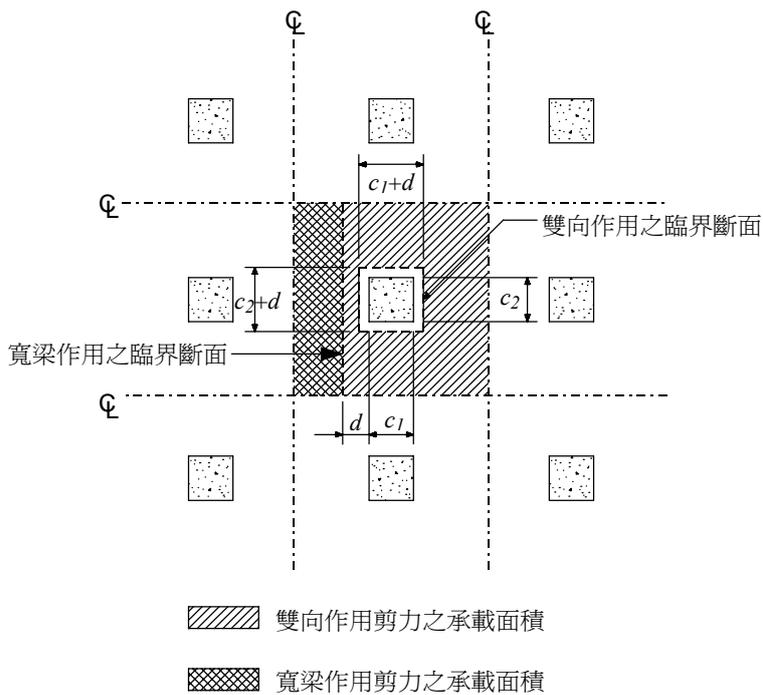
(2) 版厚度改變處，如柱頭版或柱冠邊緣。

4.13.1.3 方形或矩形之柱、集中載重、反力區等臨界面可為四條直線所組成。

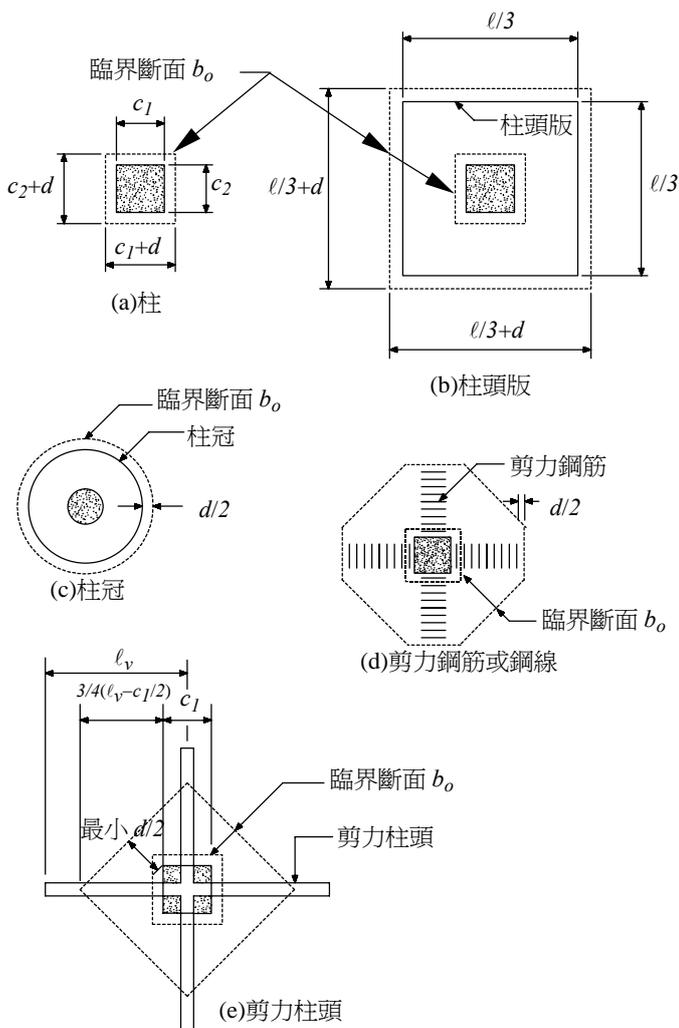
解說：

版及基腳在接近柱、集中載重或反力處之剪力強度，須以兩種方式計算，即寬梁作用及雙向作用，並以能達成較安全者為準。受撓構材，譬如單向版，其主要受撓作用在單一方向，故採寬梁作用計算，並按第4.2至4.6節之規定設計。雙向版系，譬如雙向版、雙向平版，雙向作用為主要行為模式，其破壞機制為沿圍繞集中載重或反力處截頭圓錐或角錐之穿孔剪力，故須採不同的設計方式。雙向版系的剪力設計，雖然寬梁作用較少控制，但設計者仍應確保寬梁作用及雙向作用兩者都能符合安全規定。版柱接頭處，寬梁作用剪力強度及雙向作用剪力強度之承載面積與臨界面，詳圖R4.13.1.1。

計算雙向作用剪力強度之臨界面 b_o ，詳圖R4.13.1.2。



圖R4.13.1.1 版柱接頭處版剪力之承載面積及臨界斷面



圖R4.13.1.2 計算雙向作用剪力強度之臨界斷面 b_0

承受雙向彎矩作用版之剪力臨界面係順著承載面邊緣之周界^[4.3]。在設計載重下，作用於此斷面之剪應力為 $\sqrt{f'_c}$ 及柱邊尺寸對版有效深度比之函數。更簡單之設計方法係假設有一虛擬臨界面，位於距集中載重周界 $d/2$ 處。依此假設，則剪力強度幾乎與柱尺寸對版深度比值無關。對矩形柱而言，此臨界面原來定義為繪數條平行且距載重面邊緣 $d/2$ 之直線。第4.13.1.3節容許採用矩形臨界面。

對於等厚版而言，校核版剪力在一個斷面上已足夠。若版厚有改變時，譬如柱頭版，則須校核數個斷面。

邊柱在突出柱子之懸臂版處，其臨界面可能為三邊或四邊。

4.13.2 雙向作用之版或基腳，應按式(4-1)及式(4-2)設計。式中 V_c 應按第4.13.2.1或4.13.2.2節之規定計算；如 V_c 不足抵抗剪力時，可分別按第4.13.3及4.13.4節之規定配置剪力鋼筋或剪力柱頭。柱及版間如有彎矩之傳遞時，應符合第4.13.6節之規定。

4.13.2.1 非預力版及基腳，其 V_c 應為下列三式之最小者：

$$(1) \quad V_c = 0.265 \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (4-31)$$

式中 β 為柱斷面、集中載重或反力作用面之長邊對短邊比值。

$$(2) \quad V_c = 0.265 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \sqrt{f'_c} b_o d \quad (4-32)$$

式中 α_s 於內柱時為40，於邊柱時為30，於角柱時為20。

$$(3) \quad V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} b_o d \quad (4-33)$$

4.13.2.2 符合第11.10.3節規定之雙向預力版及基腳，於柱周圍之 V_c ：

$$V_c = (0.265 \beta_p \sqrt{f'_c} + 0.3 f_{pc}) b_o d + V_p \quad (4-34)$$

式中：

$\beta_p = 3.5$ 或 $(1.5 + \alpha_s d / b_o)$ 之較小者；

$\alpha_s =$ 於內柱時為40，邊柱時為30，角柱時為20；

$b_o =$ 第4.13.1.2節所規定之臨界面周長；

$f_{pc} =$ 為兩方向 f_{pc} 之平均值；

$V_p =$ 橫跨臨界面總有效預力之垂直分量。

若以式(4-34)計算 V_c 則應符合下列規定，否則應依第4.13.2.1節規定計算。

(1) 柱斷面之任何部分與版之不連續邊之距離均大於4倍版厚。

(2) 式(4-34)中之 f'_c 不得取大於 350 kgf/cm^2 。

(3) 任何方向之 f_{pc} 不得小於 8.8 kgf/cm^2 ，亦不得取大於 35 kgf/cm^2 。

解說：

對方柱而言，雙向彎曲作用之版因極限載重造成之剪應力限制為 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 。然而試驗^[4.58]指出，當矩形柱或矩形載重面積之長邊與短邊之比 β 大於2.0時，該 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 值即不保守。上述情況，臨界斷面上之實際剪應力在穿孔剪力破壞時，從柱角或載重面積各角之最大值約 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 漸變至沿長邊兩端斷面間之 $0.53 \sqrt{f'_c}$ 或更小。其他試驗^[4.52]指出， v_c 隨 b_o/d 之增加而減少。式(4-31)及式(4-32)係為考慮此二種影響而設立。第4.13.2.1節第(2)款中所謂之『內柱，邊柱及角柱』各分別表示臨界面為四邊，三邊或二邊

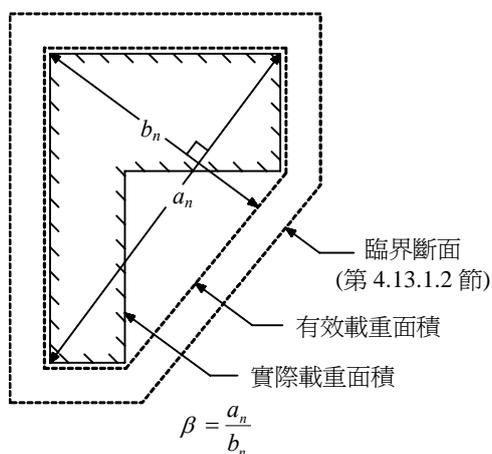
者。

非矩形時， β 設定為有效載重面積之最長總尺度與垂直該尺度之最大總尺度之比值，參閱圖R4.13.2中L形載重反力區。有效載重面積係包圍實際載重面積，而周界為最小之面積。

雙向預力版及基腳之剪力強度規定係式(4-31)及式(4-32)之修正形式。研究^[4.60,4.61]指出，內柱周圍之雙向預力版及基腳之剪力強度，可由式(4-34)保守計算。式(4-32)之 V_c 值，對應於第4.13.1.2節定義之臨界面處引起之混凝土斜拉力失敗。其破壞模式與式(4-31)預測之圍繞載重面積周界之混凝土受壓區穿孔剪力失敗不同。因此，式(4-34)中不含 β 項。 f'_c 、 f_{pc} 設計值受到限制，係因其較高值之試驗資料有限。計算 f_{pc} 時，應考慮版受結構牆或其他結構元件拘束造成之預力損失。

在均佈鋼筋之預力版中，式(4-34)中之 V_p 項，對剪力強度之貢獻很少，因此可保守地設為零。若要計入 V_p ，則在計算假定時必須規定其線形。

從外柱外緣至版邊之距離小於4倍版厚時，臨界面之總周長 b_o 內之預力並非全部有效。因此，在此情況之剪力強度乃保守設定與非預力版一樣。



圖R4.13.2 非矩形載重面積之 β 值

4.13.3 版及基腳之有效深度不小於 15cm 亦不小於 16 倍剪力鋼筋直徑時，可設置鋼筋或鋼線及單肢或雙肢肋筋等剪力鋼筋，並依第 4.13.3.1 節至第 4.13.3.4 節規定：

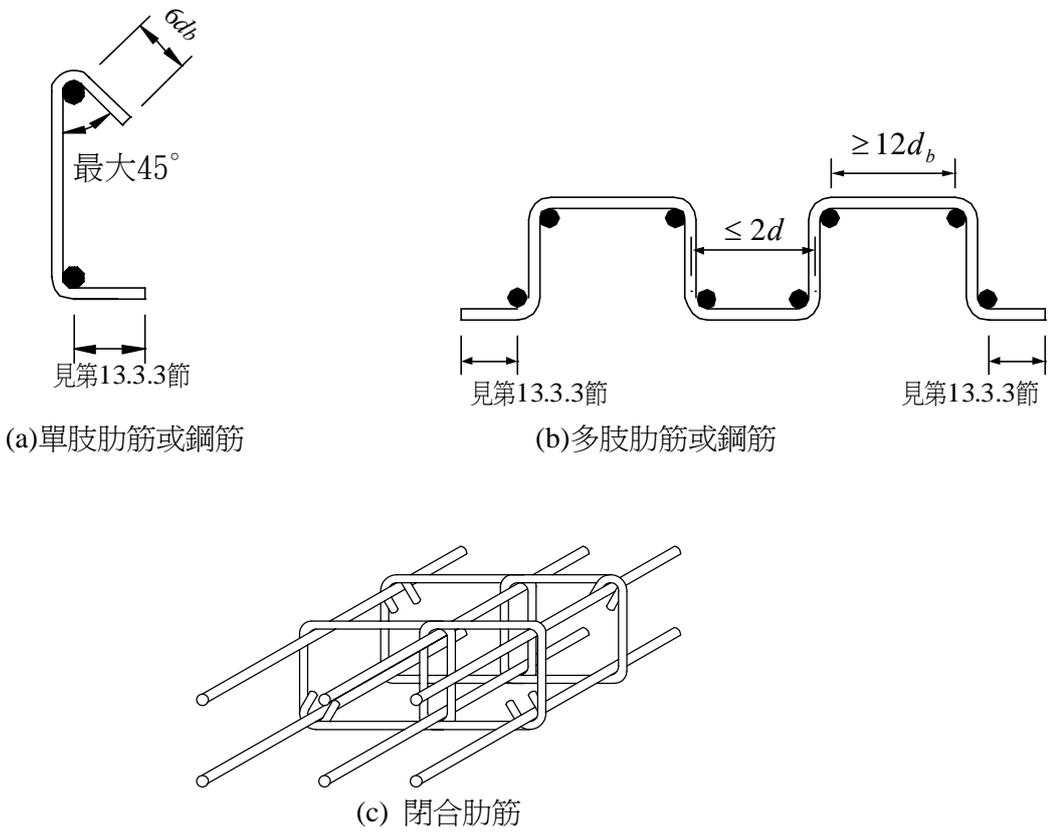
- 4.13.3.1 剪力計算強度 V_n 應按式(4-2)計算，式中 V_c 不得大於 $0.53\sqrt{f'_c} b_o d$ ， V_s 應依第 4.6 節計算。所需剪力鋼筋面積 A_v 列於式(4-15)，係在與柱斷面周界幾何相似之一條外周線上所有各肢斷面積。
- 4.13.3.2 剪力計算強度 V_n 不得大於 $1.60\sqrt{f'_c} b_o d$ 。
- 4.13.3.3 版內第一根剪力肋筋距柱面之距離不得超過 $d/2$ ，其平行於柱面相鄰二肢之間距不可大於 $2d$ 。此外其他連續二肋筋垂直於柱面之間距亦不可大於 $d/2$ 。
- 4.13.3.4 版剪力鋼筋之錨定須依第 5.14 節之規定，並考慮順向繞於縱向撓曲鋼筋上。

解說：

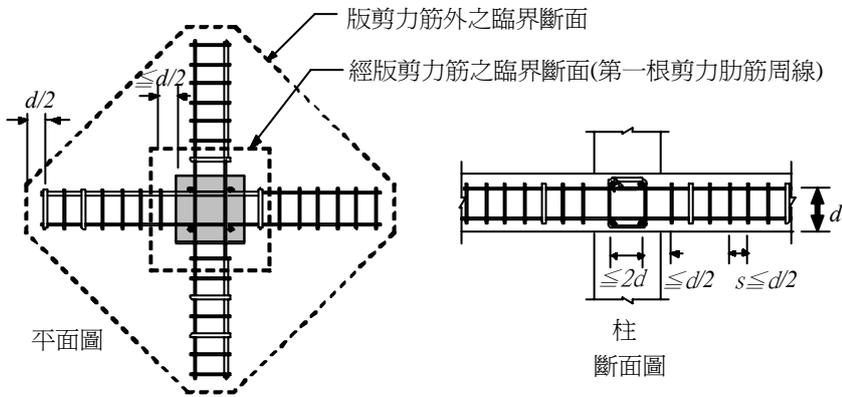
研究證明^[4.62,4.63,4.64,4.65,4.66]，包括鋼筋或鋼線及單肢或雙肢肋筋，或閉合肋筋皆可增加版之穿孔剪力抵抗力。第4.13.3.3節中規定之間距限制，配合版剪力鋼筋之細節，證明是有效的。第5.14.2節及5.14.3節有關肋筋類之剪力鋼筋錨定規定，亦應採用於版之剪力鋼筋設計中。剪力鋼筋在版的上面及下面繞於撓曲鋼筋上是基本的錨定，其典型細節參見圖R4.13.3(a)至(c)。依據5.14節規定之剪力鋼筋錨定，對於厚

度小於25cm之版有困難。垂直筋兩端以鋼板或鋼頭方式機械錨定俾發展鋼筋降伏強度之剪力鋼筋，已成功的使用過^[4.66]。

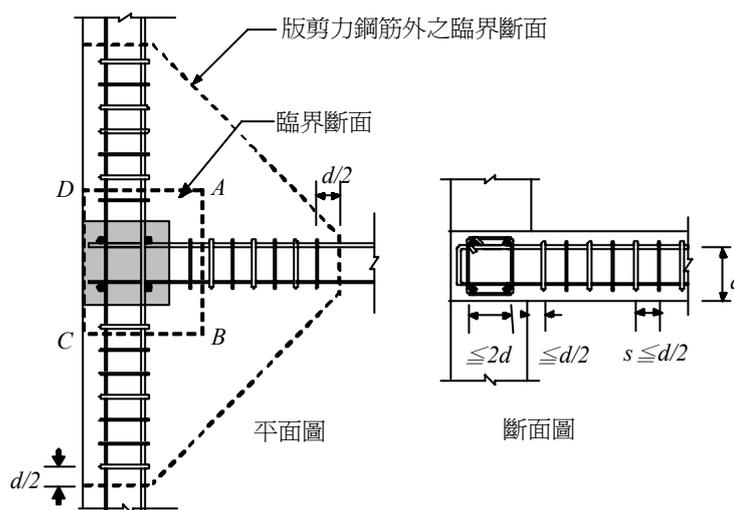
不計彎矩傳遞之版一柱接頭，其剪力鋼筋需對臨界斷面中心對稱(圖R4.13.3(d))。第4.13.3.3節規定之間距限制定義可參閱圖R4.13.3(d)及(e)。在彎矩傳遞明顯之邊柱或內柱，建議採用閉合肋筋，並儘量配置對稱。雖然圖R4.13.3(e)中，外柱之AD面及BC面之平均剪應力小於AB面，但從AD面及BC面延伸的閉合肋筋可提供沿版邊緣之抗扭能力。



圖R4.13.3(a)(b)(c) 單肢或多肢肋筋型之版剪力鋼筋



圖R4.13.3(d) 內柱之剪力肋筋配置，



圖R4.13.3(e) 邊柱之剪力肋筋配置

4.13.4 版內可設置 I 型或槽型鋼(剪力柱頭)做為剪力補強，其於內柱傳遞重力荷重之剪力時，應依第 4.13.4.1 至 4.13.4.9 節之規定設計。若有彎矩傳遞至柱時，應依第 4.13.6.3 節之規定。

4.13.4.1 剪力柱頭係由型鋼以全滲透鐸而成直交且完全相同之臂，各臂於柱斷面內不得中斷。

4.13.4.2 剪力柱頭型鋼之深度不得大於其腹板厚度之 70 倍。

4.13.4.3 剪力柱頭各臂之末端應准予切成與水平線相交成不小於 30° 之斜角，但切除後斜面段之塑性彎矩強度須足夠抵抗分佈於該臂之剪力。

4.13.4.4 所有型鋼受壓翼緣須置於距混凝土版之壓力面 $0.3d$ 以內。

4.13.4.5 剪力柱頭各臂之勁度與 (c_2+d) 寬之版與剪力柱頭合成斷面考慮混凝土開裂後撓曲度之比值 α_v 不得小於 0.15。

4.13.4.6 剪力柱頭各臂所需之塑性彎矩設計強度 M_p 應由下式計算：

$$M_p = \frac{V_u}{2\phi n} \left[h_v + \alpha_v \left(\ell_v - \frac{c_l}{2} \right) \right] \quad (4-35)$$

其中 ϕ 為拉力控制構材之強度折減因數， n 為剪力柱頭臂數， ℓ_v 為依第 4.13.4.7 與 4.13.4.8 節規定所需之剪力柱頭各臂之最小長度。

4.13.4.7 版之剪力臨界斷面須與版面垂直，並與各臂在距柱面之距離為 $(\ell_v - c_l/2)$ 之 $3/4$ 處相交，而使周線長度 b_o 為最小。但不需小於第 4.13.1.2 節第(1)款之規定。

4.13.4.8 剪力計算強度 V_n 於第 4.13.4.7 節規定之臨界斷面處不得超過 $1.06\sqrt{f'_c} b_o d$ 。若已設置剪力柱頭補強，則其剪力計算強度於 V_n 於第 4.13.1.2 節第(1)款規定之臨界斷面處不得超過 $1.86\sqrt{f'_c} b_o d$ 。

4.13.4.9 剪力柱頭各臂在版之柱列帶所能承受之彎矩設計強度 M_v 為：

$$M_v = \frac{\phi \alpha_v V_u}{2n} \left(\ell_v - \frac{c_l}{2} \right) \quad (4-36)$$

式中 ϕ 為拉力控制構材之強度折減因數， n 為剪力柱頭臂數， ℓ_v 為剪力柱頭臂之實際長度，但 M_v 不得超過下列之較小值：

(1) 版每一柱列帶全部設計彎矩之 30%。

(2) ℓ_v 長度內柱列帶彎矩之變化值。

(3) 式(4-35)之 M_p 值。

4.13.4.10 當考慮不平衡彎矩時，剪力柱頭應做適當錨定以將 M_p 傳入柱中。

解說：

本節有關型鋼(剪力柱頭)做為剪力補強之設計步驟係根據試驗資料^[4.48]。若有彎矩傳遞至柱時，剪力柱頭之設計，應按第4.13.6.3節之規定。

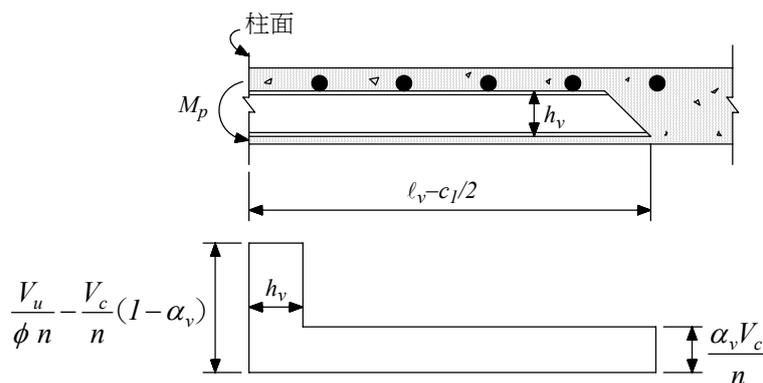
剪力柱頭設計為以傳遞因重力載重之剪力接頭時，須考慮三個基本準則。第一、須設置最少撓曲強度以確保在剪力柱頭之撓曲強度被超過前，所需剪力強度先達到。第二、在剪力柱頭端點之版中剪應力應予限制。第三、若前面兩個要求已滿足，設計者可按設計斷面處剪力柱頭彎矩分擔之比例，減少版之負彎矩鋼筋。

圖R4.13.4.1所示為沿內柱剪力柱頭一臂之假設理想化剪力分佈。沿各臂之剪力取為 $\alpha_v V_c / n$ ，其中 α_v 及 η 定義於第4.13.4.5節及第4.13.4.6節， V_c 定義於第4.13.2.1節。然而柱面之高峰剪力取為各臂之總剪力 $\frac{V_u}{\phi n}$ 減去由版之混凝土受壓區傳給柱之剪力。後項以 $\frac{V_u}{n} (1 - \alpha_v)$ 表示，若剪力柱頭勁度很大，該值趨近

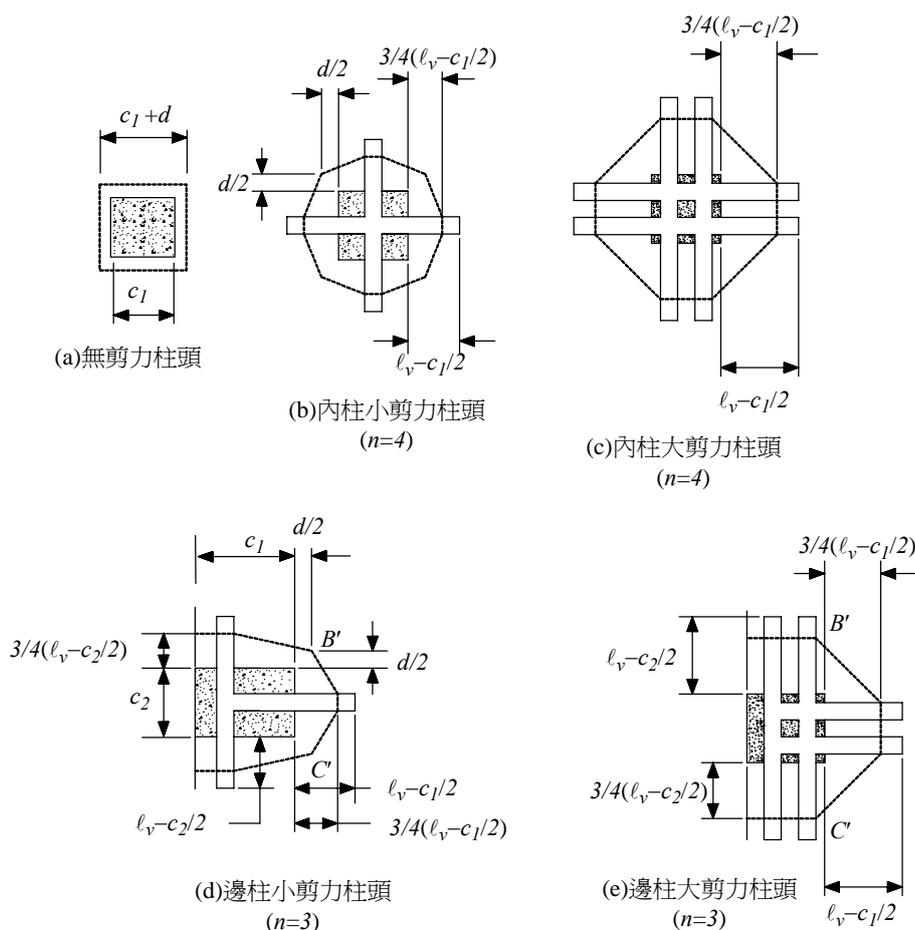
零，若剪力柱頭勁度很小，則該值趨近 $\frac{V_u}{\phi n}$ 。式(4-35)係依照斜拉開裂剪力 V_c 約為設計剪力 V_u 一半之假設，式中 M_p 為剪力柱頭各臂所需之塑性彎矩強度，以確保剪力柱頭之彎矩強度達到前，極限剪力已先達到。 ℓ_v 為柱心至剪力柱頭不再需要處之長度， $c_1/2$ 為設計方向柱斷面尺度之一半。

試驗^[4.60]指出配置『低度補強』剪力柱頭之版，曾在剪力柱頭端之臨界斷面上剪應力小於 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 而失敗。雖然採用『高度補強』剪力柱頭可將剪力強度帶回至約相當於 $1.06 \sqrt{f'_c}$ ，但有限的試驗資料建議採用保守設計較可取。因此，在剪力柱頭端點內之假設臨界斷面上之剪力強度仍依據 $1.06 \sqrt{f'_c}$ 計算。

臨界斷面取為從柱面向剪力柱頭端點距離 $3/4 (\ell_v - c_1/2)$ 處。但此假設臨界斷面之距離不需小於 $d/2$ ，參閱圖R4.13.4.2。



圖R4.13.4.1 作用於剪力柱頭之理想化剪力



圖R4.13.4.2 第4.13.4.7節定義之臨界斷面位置

若不計柱面之高峰剪力，且仍假設開裂載重 V_c 約為 V_u 之一半，則剪力柱頭之彎矩分擔 M_v 可根據式 (4-36) 保守計算，其中 $\phi = 0.9$ 。

4.13.5 版之開孔

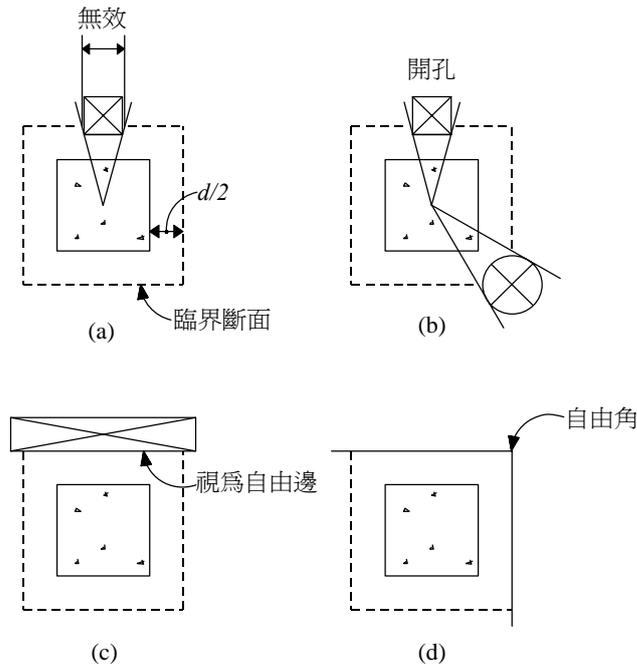
若版上開孔之位置距離集中載重或反力處小於 10 倍之版厚，或平版上開孔之位置在第六章規定之柱列帶時，則依第 4.13.1.2 及 4.13.4.7 節規定之臨界斷面應修正如下：

4.13.5.1 若版中無剪力柱頭時，臨界斷面在柱、載重區、反力區中心引至開孔兩側射線範圍內視為無效。

4.13.5.2 若版中有剪力柱頭時，第 4.13.5.1 節所規定之無效部分減半。

解說：

版(及基腳)中開孔之設計規定係由參考文獻[4.3]發展出來。接近典型開孔及自由邊之臨界斷面有效部分，參閱圖R4.13.5中之點線。後增之研究^[4.58]證實此規定是保守的。



圖R4.13.5 開孔及自由邊之影響(有效臨界面以點線表示)

4.13.6 版柱接頭處彎矩之傳遞

4.13.6.1 若因重力載重、風力、地震力或其他側向力引起版與柱間有不平衡彎矩 M_u 之傳遞時，其部分彎矩 $\gamma_f M_u$ 應按第 6.6.3 節由彎矩傳遞。其餘部分之不平衡彎矩 $\gamma_v M_u$ 應視為由第 4.13.1.2 節所定之臨界面形心上之偏心剪力傳遞。 γ_v 按下式計算：

$$\gamma_v = (1 - \gamma_f) \quad (4-37)$$

4.13.6.2 由偏心剪力傳遞彎矩所產生之剪應力，視為依第 4.13.1.2 節規定之臨界面中心軸作線性分佈，由設計剪力及彎矩所得之最大剪應力不得大於 ϕv_n ：

(1) 未配置剪力鋼筋之版：

$$\phi v_n = \phi V_c / (b_o d) \quad (4-38)$$

式中 V_c 參閱第 4.13.2.1 或 4.13.2.2 節之規定。

(2) 配置剪力鋼筋而不是剪力柱頭之版：

$$\phi v_n = \phi (V_c + V_s) / (b_o d) \quad (4-39)$$

式中 V_c 及 V_s 參閱第 4.13.3.1 節之規定。

配置剪力鋼筋設計時應考慮柱周圍剪應力之變化。

由設計剪力及彎矩造成的剪應力在環繞柱之肋筋肢最外緣以外 $d/2$ 處之臨界面不可大於 $\phi(0.53\sqrt{f'_c})$ 。

4.13.6.3 當採用第 4.13.4 節所規定之 I 型或槽型鋼(剪力柱頭)做為剪力補強時，由垂直載重依第 4.13.4.7 節所定義之臨界面所產生之剪應力與由偏心剪力所傳遞之彎矩對第 4.13.1.2 節定義臨界面之形心所產生之剪應力之和不得大於 $\phi(1.06\sqrt{f'_c})$ 。

解說：

在參考文獻[4.68]中發現柱與版間有彎矩傳遞時，60%的彎矩應考慮由橫過第4.13.1.2節定義之臨界斷面周界之撓曲所傳遞，40%由對臨界斷面中心之剪力偏心來傳遞。矩形柱假設由撓曲傳遞之彎矩部分，隨承受彎矩方向臨界斷面之面寬增加而增加，詳式(6-1)。

參考文獻[4.68]中大部分的資料由方形柱之試驗取得，而圓柱之資料極少。此可近似轉換成相當方形柱。圖R6.7.2.5表示非矩形斷面構材之同面積方形支承構材。

圖R4.13.6中所示為內柱與外柱之假設應力分佈。臨界斷面之周界 $ABCD$ 係依據第4.13.1.2節所決定。設計剪力 V_u 及不平衡彎矩 M_u ，係針對臨界斷面之中心軸 $c-c$ 。其最大設計剪應力可根據下列計算：

$$v_u(AB) = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c}$$

或

$$v_u(CD) = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u c_{CD}}{J_c}$$

其中 γ_v ，由式(4-37)求得。內柱之 A_c 及 J_c 可由下列計算：

$$A_c = \text{假設臨界斷面之混凝土面積} \\ = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

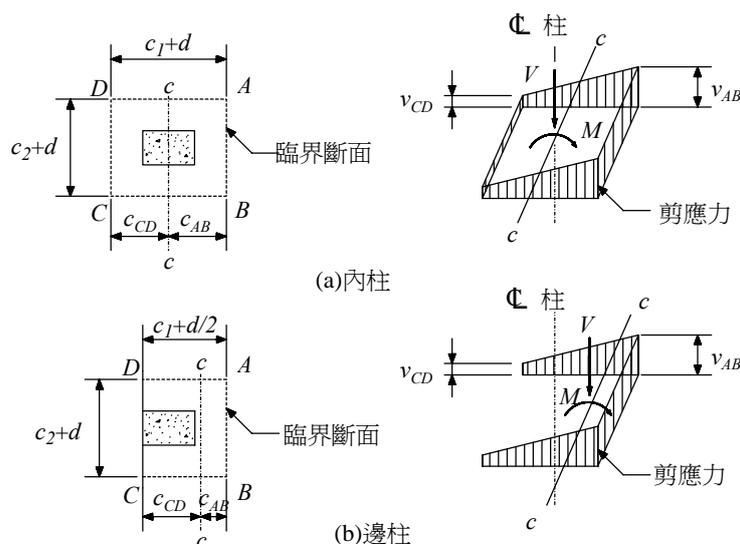
$$J_c = \text{假設臨界斷面之慣性矩(類似極慣性矩之算法)}$$

$$= \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

邊柱或角柱之 A_c 及 J_c ，可導出類似之公式。

版柱接頭處，不經偏心剪力傳遞之部分不平衡彎矩，須由第6.6.3節規定之撓曲來傳遞。在第6.6.3.2節中定義，係指定在有效版寬上撓曲傳遞部分之保守方法。設計者常集中柱列帶鋼筋接近支承柱以配合此不平衡彎矩。可用的試驗資料^[4.68]指出此種做法似乎不會增加剪力強度，但可能增加版柱接頭的勁度。試驗資料^[4.69]指出，預力版柱接頭處之彎矩傳遞能力，可採用第4.13.6及6.6.3節之步驟計算。

採用剪力鋼筋時，剪力鋼筋以外之臨界斷面，一般為多邊形(參見圖R4.13.3(d)及(e))。在此種斷面計算剪應力之公式見於參考文獻[4.58]。



圖R4.13.6 剪力應力之假設分佈

試驗^[4.70]指出，第4.13.1.2節中定義之臨界斷面，甚至採用剪力柱頭時，也適用於計算彎矩傳遞造成之剪力。雖然直接剪力及彎矩傳遞剪力之臨界斷面不同，但兩者破壞同樣在柱角或極接近處開始。因剪

力柱頭匯集入柱內而吸引大部分的剪力，故將最大剪力取為該兩分力之和是保守的。

第4.13.4.10節要求將彎矩 M_p 傳入傳遞不平衡彎矩剪力柱頭之柱中。此可經由柱中之支承或有效的機械式錨定來達成。

參考文獻

- [4.1] ACI-ASCE Committee 426, “Shear Strength of Reinforced Concrete Members (ACI 426R-74) (Reapproved 1980),” *Proceedings*, ASCE, V. 99, No. ST6, June 1973, pp. 1148-1157.
- [4.2] MacGregor, J. G., and Hanson, J. M., “Proposed Changes in Shear Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Beams,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 66, No. 4, Apr. 1969, pp. 276-288.
- [4.3] ACI-ASCE Committee 326 (now 426), “Shear and Diagonal Tension,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 59, No. 1, Jan. 1962, pp. 1-30; No. 2, Feb. 1962, pp. 277-334; and No. 3, Mar. 1962, pp. 352-396.
- [4.4] Barney, G. B.; Corley, W. G.; Hanson, J. M.; and Parmelee, R. A., “Behavior and Design of Prestressed Concrete Beams with Large Web Openings,” *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 22, No. 6, Nov.-Dec. 1977, pp. 32-61.
- [4.5] Schlaich, J.; Schafer, K.; and Jennewein, M., “Toward a Consistent Design of Structural Concrete,” *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 32, No. 3, May-June 1987, pp. 74-150.
- [4.6] Joint Committee, “Recommended Practice and Standard Specification for Concrete and Reinforced Concrete,” *Proceedings*, ASCE, V. 66, No. 6, Part 2, June 1940, 81 pp.
- [4.7] Mphonde, A. G., and Frantz, G. C., “Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 81, No. 4, July-Aug. 1984, pp. 350-357.
- [4.8] Elzanaty, A. H.; Nilson, A. H.; and Slate, F. O., “Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High Strength Concrete,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 83, No. 2, Mar.-Apr. 1986, pp. 290-296.
- [4.9] Roller, J. J., and Russell, H. G., “Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 2, Mar.-Apr. 1990, pp. 191-198.
- [4.10] Johnson, M.K., and Ramirez, J.A., “Minimum Amount of Shear Reinforcement in High Strength Concrete Members,” *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 4, July-Aug. 1989, pp. 376-382.
- [4.11] Ozcebe, G.; Ersoy, U.; and Tankut, T., “Evaluation of Minimum Shear Reinforcement for Higher Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, V. 96, No., 3, May-June 1999, pp. 361-368.
- [4.12] Ivey, D. L., and Buth, E., “Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 64, No. 10, Oct. 1967, pp. 634-643.
- [4.13] Hanson, J. A., “Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 58, No. 1, July 1961, pp. 1-40.
- [4.14] Kani, G. N. J., “Basic Facts Concerning Shear Failure,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 63, No. 6, June 1966, pp. 675-692.
- [4.15] Kani, G. N. J., “How Safe Are Our Large Reinforced Concrete Beams,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 64, No. 3, Mar. 1967, pp. 128-141.
- [4.16] Faradji, M. J., and Diaz de Cossio, R., “Diagonal Tension in Concrete Members of Circular Section” (in Spanish) Institut de Ingenieria, Mexico (translation by Portland Cement Association, Foreign Literature Study No. 466).
- [4.17] Khalifa, J. U., and Collins, M. P., “Circular Reinforced Concrete Members Subjected to Shear,” Publications No. 81-08, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Dec. 1981.

- [4.18] *PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete*, 4th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1992, 580 pp.
- [4.19] ACI Committee 318, “Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63),” SP-10, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1965, pp. 78-84.
- [4.20] Guimares, G. N.; Kreger, M. E.; and Jirsa, J. O., “Evaluation of Joint-Shear Provisions for Interior Beam-Column-Slab Connections Using High Strength Materials,” *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 1, Jan.-Feb. 1992, pp. 89-98.
- [4.21] Griezic, A.; Cook, W. D.; and Mitchell, D., “Tests to Determine Performance of Deformed Welded-Wire Fabric Stirrups,” *ACI Structural Journal*, V. 91, No. 2, Mar.-Apr. 1994, pp. 211-220.
- [4.22] Furlong, R. W.; Fenves, G. L.; and Kasl, E. P., “Welded Structural Wire Reinforcement for Columns,” *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 5, Sept.-Oct. 1991, pp. 585-591.
- [4.23] Angelakos, D.; Bentz, E. C.; and Collins, M. D., “Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members,” *ACI Structural Journal*, V. 98, No. 3, May-June 2001, pp. 290-300.
- [4.24] Becker, R. J., and Buettner, D. R., “Shear Tests of Extruded Hollow Core Slabs,” *PCI Journal*, V. 30, No.2, Mar.-Apr. 1985.
- [4.25] Anderson, A. R., “Shear Strength of Hollow Core Members,” *Technical Bulletin 78-81*, Concrete Technology Associates, Tacoma, WA, Apr. 1978, 33pp.
- [4.26] Olesen, S. E.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., “Investigation of Prestressed Reinforced Concrete for Highway Bridges, Part IV: Strength in Shear of Beams with Web Reinforcement,” *Bulletin No. 493*, University of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana, 1967.
- [4.27] Anderson, N. S., and Ramirez, J. A., “Detailing of Stirrup Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 5, Sept.-Oct. 1989, pp. 507-515.
- [4.28] Leonhardt, F., and Walther, R., “The Stuttgart Shear Tests,” *C&CA Translation*, No. 111, Cement and Concrete Association, 1964, London, 134 pp.
- [4.29] MacGregor, J. G., and Ghoneim, M. G., “Design for Torsion,” *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 2, Mar.-Apr. 1995, pp. 211-218.
- [4.30] Hsu, T. T. C., “ACI Shear and Torsion Provisions for Prestressed Hollow Girders,” *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 6, Nov.-Dec. 1997, pp. 787-799.
- [4.31] Hsu, T. T. C., “Torsion of Structural Concrete—Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members,” *Torsion of Structural Concrete*, SP-18, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1968, pp. 291-306.
- [4.32] Collins, M. P., and Lampert, P., “Redistribution of Moments at Cracking—The Key to Simpler Torsion Design?” *Analysis of Structural Systems for Torsion*, SP-35, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1973, pp. 343-383.
- [4.33] Hsu, T. T. C., and Burton, K. T., “Design of Reinforced Concrete Spandrel Beams,” *Proceedings*, ASCE, V. 100, No. ST1, Jan. 1974, pp. 209-229.
- [4.34] Hsu, T. C., “Shear Flow Zone in Torsion of Reinforced Concrete,” *ASCE Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, V. 116, No. 11, Nov. 1990, pp. 3206-3226.
- [4.35] Mitchell, D., and Collins, M. P., “Detailing for Torsion,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 73, No. 9, Sept. 1976, pp. 506-511.
- [4.36] Behera, U., and Rajagopalan, K. S., “Two-Piece U-Stirrups in Reinforced Concrete Beams,” *ACI*

JOURNAL, *Proceedings* V. 66, No. 7, July 1969, pp. 522-524.

- [4.37] Zia, P., and McGee, W. D., "Torsion Design of Prestressed Concrete," *PCI Journal*, V. 19, No. 2, Mar.-Apr. 1974.
- [4.38] Zia, P., and Hsu, T. T. C., "Design for Torsion and Shear in Prestressed Concrete Flexural Members," *PCI Journal*, V.49, No. 3, May-June 2004.
- [4.39] Collins, M. P., and Mitchell, D., "Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams," *PCI Journal*, V.25, No. 4, Sept.-Oct. 1980.
- [4.40] PCI, *PCI Design Handbook-Precast and Prestressed Concrete*, 4th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, Ill., 1992.
- [4.41] Klein, G. J., "Design of Spandrel Beams," *PCI Specially Funded Research Project No. 5*, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, Ill., 1986.
- [4.42] Birkeland, P. W., and Birkeland, H. W., "Connections in Precast Concrete Construction," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 63, No. 3, Mar. 1966, pp. 345-368.
- [4.43] Mattock, A. H., and Hawkins, N. M., "Shear Transfer in Reinforced Concrete—Recent Research," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 17, No. 2, Mar.-Apr. 1972, pp. 55-75.
- [4.44] Mattock, A. H.; Li, W. K.; and Want, T. C., "Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 21, No. 1, Jan.-Feb. 1976, pp. 20-39.
- [4.45] Mattock, A. H., "Shear Transfer in Concrete Having Reinforcement at an Angle to the Shear Plane," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974, pp. 17-42.
- [4.46] Mattock, A. H., discussion of "Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads," by PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 22, No. 3, May-June 1977, pp. 105-106.
- [4.47] "Chapter 1—Composite Members," *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel for Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Sept. 1986, pp. 51-58.
- [4.48] Mattock, A. H.; Johal, L.; and Chow, H. C., "Shear Transfer in Reinforced Concrete with Moment or Tension Acting Across the Shear Plane," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 20, No. 4, July-Aug. 1975, pp. 76-93.
- [4.49] Rogowsky, D. M., and MacGregor, J. G., "Design of Reinforced Concrete Deep Beams," *Concrete International: Design and Construction*, V. 8, No. 8, Aug. 1986, pp. 46-58.
- [4.50] Marti, P., "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 82, No. 1, Jan.-Feb. 1985, pp. 46-56.
- [4.51] Crist, R. A., "Shear Behavior of Deep Reinforced Concrete Beams," *Proceedings, Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structural Elements (Mexico City, 1966)*, V. 4, RILEM, Paris, 31 pp.
- [4.52] Kriz, L. B., and Rath, C. H., "Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 10, No. 1, Feb. 1965, pp. 16-47.
- [4.53] Mattock, A. H.; Chen, K. C.; and Soongswang, K., "The Behavior of Reinforced Concrete Corbels," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr. 1976, pp. 52-77.
- [4.54] Cardenas, A. E.; Hanson, J. M.; Corley, W. G.; and Hognestad, E., "Design Provisions for Shear Walls," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 70, No. 3, Mar. 1973, pp. 221-230.
- [4.55] Barda, F.; Hanson, J. M.; and Corley, W. G., "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary

- Elements,” *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*, SP-53, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1977, pp. 149-202.
- [4.56] Hanson, N. W., and Conner, H. W., “Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints,” *Proceedings*, ASCE, V. 93, ST5, Oct. 1967, pp. 533-560.
- [4.57] ACI-ASCE Committee 352, “Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-91),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, 18 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [4.58] ACI-ASCE Committee 426, “The Shear Strength of Reinforced Concrete Members,” *Proceedings*, ASCE, V. 100, No. ST8, Aug. 1974, pp. 1543-1591.
- [4.59] Vanderbilt, M. D., “Shear Strength of Continuous Plates,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 98, No. ST5, May 1972, pp. 961-973.
- [4.60] ACI-ASCE Committee 423, “Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons (ACI 423.3R-89),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 18 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [4.61] Burns, N. H., and Hemakom, R., “Test of Scale Model of Post-Tensioned Flat Plate,” *Proceedings*, ASCE, V. 103, ST6, June 1977, pp. 1237-1255.
- [4.62] Hawkins, N. M., “Shear Strength of Slabs with Shear Reinforcement,” *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, V. 2, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974, pp. 785-815.
- [4.63] Broms, C.E., “Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates,” *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 6, Nov.-Dec. 1990, pp. 696-705.
- [4.64] Yamada, T.; Nanni, A.; and Endo, K., “Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio,” *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 4, July-Aug. 1991, pp. 555-563.
- [4.65] Hawkins, N. M.; Mitchell, D.; and Hannah, S. N., “The Effects of Shear Reinforcement on Reversed Cyclic Loading Behavior of Flat Plate Structures,” *Canadian Journal of Civil Engineering (Ottawa)*, V. 2, 1975, pp. 572-582.
- [4.66] ACI-ASCE Committee 421, “Shear Reinforcement for Slabs (ACI 421.1R-99),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1999, 15 pp.
- [4.67] Corley, W. G., and Hawkins, N. M., “Shearhead Reinforcement for Slabs,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 65, No. 10, Oct. 1968, pp. 811-824.
- [4.68] Hanson, N. W., and Hanson, J. M., “Shear and Moment Transfer between Concrete Slabs and Columns,” *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 10, No. 1, Jan. 1968, pp. 2-16.
- [4.69] Hawkins, N. M., “Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction,” *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 26, No. 1, Jan.-Feb. 1981, pp. 94-115.
- [4.70] Hawkins, N. M., and Corley, W. G., “Moment Transfer to Columns in Slabs with Shearhead Reinforcement,” *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974, pp. 847-879.

第五章 鋼筋之伸展與續接

5.1 符號

- a = $\beta_1 c$ ；第 3.3.6 節定義之壓應力分佈等值矩形之深度； cm 。
 A_b = 單根鋼筋或鋼線之面積； cm^2 。
 A_s = 非預力縱向受拉鋼筋之斷面積； cm^2 。
 A_{tr} = 在 s 距離內且垂直於待伸展或續接鋼筋之握裹劈裂面的橫向鋼筋總面積； cm^2 。
 A_v = 剪力鋼筋於 s 距離內之面積； cm^2 。
 b_w = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑； cm 。
 c_b = 下列兩項之較小者
 (1) 鋼筋或鋼線中心至最近混凝土表面之距離； cm 。
 (2) 待伸展鋼筋或鋼線之中心間距之半； cm 。
 d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
 d_b = 鋼筋、鋼線或預力鋼絞線之標稱直徑； cm 。
 f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。
 f_{ct} = 輕質混凝土之平均開裂抗拉強度； kgf/cm^2 。
 f_{ps} = 彎矩計算強度下之預力鋼筋應力，參閱第 11.8 節； kgf/cm^2 。
 f_{se} = 預力損失後預力鋼筋之有效應力； kgf/cm^2 。
 f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
 f_{yt} = 橫向鋼筋之規定降伏強度，參閱第 3.10.3 節； kgf/cm^2 。
 h = 構材總厚或全深； cm 。
 K_{tr} = 橫向鋼筋指標，參閱第 5.3.4.1 節； cm 。
 l_a = 超過簡支承中心線或反曲點之埋置長度； cm 。
 l_d = 受拉竹節鋼筋、麻面鋼線、光面或麻面銲接鋼線、預力鋼絞線之伸展長度； cm 。
 l_{dc} = 受壓竹節鋼筋或麻面鋼線之伸展長度； cm 。
 l_{dh} = 具標準彎鉤之受拉竹節鋼筋或麻面鋼線之伸展長度，由臨界面至彎鉤之外側端，即由臨界面至彎鉤起點(切點)之直線長度加上彎鉤彎曲內徑及一鋼筋直徑； cm 。
 M_n = 斷面之彎矩計算強度； $kgf-cm$ 。
 n = 項目的個數，如強度試驗、鋼筋、鋼線、單根式錨定器、錨栓或剪力柱頭抗剪臂。
 s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距； cm 。
 V_u = 斷面之設計剪力； kgf 。
 β_b = 斷面內切斷之受拉鋼筋面積與全部受拉鋼筋面積之比。
 λ = 混凝土單位重之修正因數，參閱第 5.3.4 節。
 ψ_e = 伸展長度之鋼筋塗布修正因數，參閱第 5.3.4 節。
 ψ_s = 伸展長度之鋼筋尺寸修正因數，參閱第 5.3.4 節。
 ψ_t = 伸展長度之鋼筋位置修正因數，參閱第 5.3.4 節。

解說：

美國ACI規範早期版本對鋼筋錨定的要求分為撓曲握裹強度和錨定握裹強度二種檢查，但在1971年版之ACI規範改採用伸展長度的設計概念，並放棄計算局部握裹應力極值的撓曲握裹概念。此乃規範認為對鋼筋在特定伸展長度內考慮其平均握裹強度較具意義之故。形成此種看法的背景有二：首先為所有握裹實驗均對鋼筋在埋置長度內之平均握裹強度作量測；其次為在裂縫旁之撓曲握裹應力變化極大且不易計算^[5.1]。

伸展長度的概念是基於鋼筋在其埋置長度內所能發展之平均握裹應力而得。由於較高之握裹應力傳遞有劈裂鋼筋周遭較薄混凝土之傾向，故需標示鋼筋的伸展長度以降低平均握裹應力並避免混凝土之劈裂。若單根鋼筋埋置於巨積混凝土中，由於混凝土不易劈裂，故其伸展長度可以降低，但若整排鋼筋埋置於混凝土時，其可能形成不連續的弱面，故於鋼筋平面上仍有縱向劈裂之傾向。

伸展長度的概念在應用上即要求鋼筋在通過應力極值點時，需標示其最短長度或其後繼延伸。這些應力極值點在第5.11.2節中均有規定。

鋼筋之伸展長度僅係提供鋼筋發展其強度所需之最小埋置長度，若因所需之伸展長度過長，可配置彎鉤或機械式錨定減少其所需之埋置長度。

本章並未使用強度折減因數 ϕ ，係因本章所列之伸展與續接長度均已包含握裹強度折減值之故。對強度設計法而言，已要求鋼筋能發展出 f_y 之應力。

5.2 鋼筋之伸展—通則

5.2.1 為產生鋼筋所需承受之拉力或壓力，鋼筋在構材任一斷面之每側須有足夠之埋置長度、彎鉤、機械式錨定或其組合。鋼筋受拉時可用彎鉤產生其部分拉力，受壓時則不計彎鉤之伸展效應。

5.2.2 本章所使用之 $\sqrt{f'_c}$ 值不可超過 26.5 kgf/cm²。

解說：

鋼筋在其應力極值點的兩邊之埋置長度應達伸展長度，或採適當的錨定組合。

5.3 受拉竹節鋼筋與麻面鋼線之伸展

5.3.1 竹節鋼筋與麻面鋼線之受拉伸展長度 l_d ，應依第 5.3.2 節簡易估算或第 5.3.3 節詳細計算之規定，但 l_d 不得小於 30 cm。

解說：

本規範在受拉伸展長度設計之變革目標設定如下：

- (1) 友善之多元化設計路徑：提供簡易估算法和詳細計算法，由工程師自行選擇。其中簡易估算法可節省工程師之時間但使用較多之鋼筋材料，而詳細計算法之設計程序較繁重，但對材料之使用則較經濟。工程師可按設計對象之不同情況而自行選擇，規範不強制要求所有的設計都須經全面且冗長之計算程序。
- (2) 學理與經驗之平衡：規範條文應和實驗研究之發現一致，故規範仍以實驗研究^[5.2,5.3,5.4]為基礎。而工程師認為規範太過保守之爭議，可能出自強度折減係數重覆計算的結果，故對握裹設計之強度折減係數須重作認定^[5.7]。
- (3) 簡潔之握裹設計條文：本規範條文以簡潔為趨向。

5.3.2 受拉伸展長度 l_d 之簡易估算如下表之規定。

	D19 或較小之鋼筋 及麻面鋼線	D22 或較大之鋼筋
(1) 鋼筋之最小淨保護層厚不小於 d_b ，且 (a) 鋼筋最小淨間距不小於 $2d_b$ 者，或 (b) 鋼筋最小淨間距不小於 d_b 且配置於 伸展長度 l_d 範圍內之橫向鋼筋符合 第 13.9.5 節有關橫箍筋之規定，或 符合第 4.6.5 節剪力鋼筋間距及第 4.6.6 節最少剪力鋼筋量之規定。	$\left[\frac{0.15 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$	$\left[\frac{0.19 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$
(2) 其它	$\left[\frac{0.23 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$	$\left[\frac{0.28 f_y \psi_t \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b$

5.3.3 受拉伸展長度 l_d 之詳細計算為

$$l_d = \frac{0.28 f_y}{\sqrt{f'_c}} \frac{\psi_t \psi_e \psi_s \lambda}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \right)} d_b \quad (5-1)$$

式中， $\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}$ 之數值不得大於 2.5， K_{tr} 為橫向鋼筋指標，依下列公式計算

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{105 s n} \quad (5-2)$$

其中， n = 在握裹劈裂面上待伸展或續接之鋼筋或鋼線根數。為簡化設計，對已配置橫向鋼筋之情況，亦可使用 $K_{tr}=0$ 計算。

5.3.4 第 5.3.2 及 5.3.3 節計算受拉伸展長度所使用之修正因數 ψ_t 、 ψ_e 、 ψ_s 及 λ 如下表之規定。

鋼筋情況	修正因數
(1) 鋼筋位置修正因數(ψ_t)	
(a) 水平鋼筋其下混凝土一次澆置厚度大於 30 cm 者	1.3
(b) 其它	1.0
(2) 鋼筋塗布修正因數(ψ_e)*	
(a) 環氧樹脂塗布鋼筋之保護層小於 $3d_b$ 或其淨間距小於 $6d_b$ 者	1.5
(b) 其它之環氧樹脂塗布鋼筋	1.2
(c) 未塗布鋼筋	1.0
(3) 鋼筋尺寸修正因數(ψ_s)	
(a) D19 或較小之鋼筋及麻面鋼線	0.8
(b) D22 或較大之鋼筋	1.0
(4) 混凝土單位重之修正因數(λ)	
(a) 於輕質骨材混凝土內之鋼筋，未知 f_{ct}	1.3
(b) 於輕質骨材混凝土內之鋼筋，已知 f_{ct}	$\frac{1.8\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1.0$
(c) 於常重混凝土內之鋼筋	1.0

* 環氧樹脂塗布鋼筋為頂層鋼筋時，該兩項修正因數之乘積($\psi_t \psi_e$)不須超過 1.7。

解說：

本節之理論基礎係源自實驗研究之成果^[5.4]，而在握裹強度折減係數之認定上，已排除了與抗撓折減之重覆部分^[5.7]。由5.3.3節之伸展長度詳細計算式可見控制伸展長度之所有因數與其影響效果。不考慮鋼筋之圍束度，即假設 $(c_b + K_{tr})/d_b = 1$ 時，本節之規定為一安全之極大值，然後再視圍束效果之提升而縮小。這可以避免工程師在冗長之設計程序中，因未注意圍束效應而造成伸展長度之不足。

由本節之規定可見，當混凝土抗壓強度 f'_c 提高時其伸展長度可予以降低。但第5.2.2節中之 $\sqrt{f'_c}$ 上限值為 26.5 kgf/cm^2 之規定是指當高強度混凝土之抗壓強度超過 700 kgf/cm^2 時，其 f'_c 超過 700 kgf/cm^2 之部分將予以不計。

本規範提供兩種方法供工程師選用，其一為第5.3.2節之簡易估算法，其二為第5.3.3節之詳細計算法。第5.3.3節係考慮鋼筋周遭之圍束效應，所謂圍束效應係來自鋼筋周圍混凝土保護層厚度和鋼筋間距 (c_b) ，以及橫向鋼筋之使用量 (K_{tr}) 。若鋼筋受到較高程度之圍束，則其握裹強度會提高，反之則降低。若在特殊狀況或構材重覆性高之情況，工程師可使用詳細法依實際條件來縮短伸展長度，以增加施工性或經濟性。若是情況允許，工程師亦可使用簡易法，以簡化計算程序並保有安全之設計。

若鋼筋周遭之圍束度太好，即 $(c_b + K_{tr})/d_b > 2.5$ 時，握裹破壞將由劈裂式轉為拉拔式，此時再增加保護層厚度或鋼筋間距或橫向鋼筋量，將不可能再提高鋼筋之握裹強度，因此規定 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 之值不得大於2.5。

至於 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 之下限值係定義於最低之鋼筋圍束情況。可假設未排置橫向鋼筋圍束待伸展主筋 $(K_{tr}=0)$ ，且參考第13.5.1節梁主筋淨間距至少須有一個主筋直徑與第13.6節鋼筋之保護層之規定，可知 $c_b \geq 1.0d_b$ ，因此 $(c_b + K_{tr})/d_b = (1.0d_b + 0)/d_b \geq 1.0$ ，故 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 之數值範圍為

$$1.0 \leq \frac{c_b + K_{tr}}{d_b} \leq 2.5$$

若依詳細法來設計伸展長度時， ℓ_d 可供調整之範圍相當大。可舉例如下，若設計案例為常重混凝土 $(\lambda=1.0)$ ，未塗布鋼筋 $(\psi_e = 1.0)$ ，D32之底層鋼筋 $(\psi_t = 1.0)$ ，且混凝土 $f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2$ 而鋼筋 $f_y=4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ，則伸展長度可為

$$\ell_d = \frac{0.28(4,200)(1.0)(1.0)(1.0)}{\sqrt{280}(2.5)} d_b = 28d_b$$

或

$$\ell_d = \frac{0.28(4,200)(1.0)(1.0)(1.0)}{\sqrt{280}(1.0)} d_b = 70d_b$$

之間，其中可供工程師設計之空間甚為遼闊。

雖然至今尚無研究指出箍筋經環氧樹脂塗布後對主筋之圍束效果，但一般相信其仍可提高主鋼筋之握裹強度。

若使用簡易法對前例 $(\psi_t=\psi_e=\lambda=1.0, f'_c=280 \text{ kgf/cm}^2, f_y=4,200 \text{ kgf/cm}^2)$ 作設計時，若鋼筋之圍束條件符合第5.3.2節(1)之規定，則伸展長度可為

$$\ell_d = \frac{0.19(4,200)(1.0)(1.0)(1.0)}{\sqrt{280}} d_b = 47d_b$$

其它則為

$$\ell_d = \frac{0.28(4,200)(1.0)(1.0)(1.0)}{\sqrt{280}} d_b = 70d_b$$

之間，由上可知簡單之圍束情況亦可造成相當大之伸展長度折減，且其使用方法甚為簡易。

由於小號鋼筋之握裹行為較佳，在查證測試數據資料庫^[5.2.5.4]後，對D19鋼筋或較小之鋼筋及麻面鋼線之伸展長度約可取大號者之80%。

所謂頂層鋼筋效應是指混凝土在澆置時，粗骨材因重力而往下沈使得氣泡與水份從新拌混凝土中升起，導致頂層鋼筋下有氣泡及水份之累積，而造成鋼筋於混凝土中握裹強度降低之現象。故頂層鋼筋係指水平鋼筋，其下方混凝土一次澆置厚度大於30cm者。本規範採用伸展長度之放大係數為1.3，此數值略低於早期版本規定之1.4，以反應新近之研究成果^[5.8.5.9]。

研究^[5.10.5.11.5.12]顯示環氧樹脂之塗布會降低鋼筋和混凝土界面間之黏著力，因此造成鋼筋握裹強度之降低，而降低之幅度端視握裹破壞之模式而定。若鋼筋周遭之圍束有限而為劈裂式破壞時，則握裹強度會大量損失^[5.10]；但若鋼筋周遭圍束良好而為拉拔式破壞時，則握裹強度降低之幅度較小^[5.11]。

本規範規定若環氧樹脂塗布鋼筋之保護層小於 $3d_b$ 或其淨間距小於 $6d_b$ 者，則歸屬為劈裂式破壞適用1.5之修正係數；若為其他，則歸屬為拉拔式破壞適用1.2之修正係數。又環氧樹脂塗布鋼筋亦為頂層鋼筋時，則該兩項修正係數之乘積不須超過1.7。

雖然規範對沿受拉伸展長度或搭接長度範圍內之橫向鋼筋量並無規定，但最近之研究^[5.25.5.26]指出，在採用抗壓強度很高之混凝土時若橫向鋼筋量不足，將會造成錨定脆性破壞。以 $f'_c = 1,050 \text{ kgf/cm}^2$ 之高強度混凝土配合D25及D36鋼筋所做之搭接試驗顯示，橫向鋼筋量將增強錨定之韌性。早期規範中之輕質混凝土效應還區分為常重砂輕質混凝土和全輕質混凝土兩種係數。但本規範於此已作簡化，故對任何輕質混凝土均使用1.3之修正係數。當然若輕質混凝土平均開裂抗拉強度(f_{ct})為已知時，是允許使用較低之修正係數($\frac{1.8\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1.0$)。

5.3.5 若受撓構材之鋼筋量超過分析需要者，其伸展長度可乘以需要 A_s 與使用 A_s 之比值；惟有特別要求須能發展至 f_y 或依第 15.3.1.節設計者除外。

解說：

超量鋼筋之折減係數對耐震構材或有特別要求須能發展出 f_y 之鋼筋均不適用，故本款之適用範圍應排除第15.3.1.5、5.12.2、13.11.2.3、13.12及6.4.8.6節之規定。本節條文使用『可』一字是指超量鋼筋之折減並非強制式而為選擇性條款。

5.4 受壓竹節鋼筋與麻面鋼線之伸展

解說：

由於在構材之壓力區沒有撓曲拉力裂縫來干擾握裹力之傳遞，而且混凝土對鋼筋端部又有直接承壓之效果，所以鋼筋之受壓伸展長度要比其受拉伸展長度為短。當受壓鋼筋被螺箍筋或橫箍筋所圍束時，其受壓伸展長度可折減25%，若超量使用鋼筋時，其受壓伸展長度亦可予以折減。

5.4.1 竹節鋼筋與麻面鋼線之受壓伸展長度 ℓ_{dc} 應依第 5.4.2 節之規定，且可依第 5.4.3 節規定乘以適用修正因數，但 ℓ_{dc} 不得小於 20 cm。

5.4.2 受壓伸展長度為 $\ell_{dc} = \frac{0.075 f_y}{\sqrt{f'_c}} d_b$ ，但不小於 $0.0043 f_y d_b$ 。

5.4.3 受壓竹節鋼筋與麻面鋼線若有下列各情況，其 ℓ_{dc} 可分別乘以表 5.4.3 之有關修正因數予

以折減。

表 5.4.3 受壓伸展長度修正因數

考慮因素	鋼筋情況	修正因數
超量鋼筋	鋼筋實際之使用量超過分析之需要量	$\frac{\text{需要之}A_s}{\text{使用之}A_s}$
螺箍筋	鋼筋被直徑不小於 6 mm 之螺箍筋所圍束，且其螺距不大於 10 cm 者。	0.75
橫箍筋	鋼筋被符合第 13.9.5 節規定之 D13 橫箍筋所圍束，且其中心間距不大於 10 cm 者。	0.75

5.5 成束鋼筋之伸展

5.5.1 成束鋼筋之伸展長度應各按其單一鋼筋在受拉或受壓之伸展長度增加之；三根成束者增加 20%；四根成束者增加 33%。

解說：

成束鋼筋(束筋)內個別鋼筋之伸展長度應比其呈非成束鋼筋型式而單獨出現時為長。此乃個別鋼筋表面在靠成束鋼筋內緣側之部分很難激發握裹力之傳遞，所以需要較長之伸展長度。設計者應注意第 5.15.2.2 節及第 13.6.6.4 節中成束鋼筋內各別鋼筋搭接及終斷點之相關規定。

5.5.2 當依第 5.3 節之修正因數涉及 d_b 時，應將成束鋼筋視為一根鋼筋，其 d_b 為等鋼筋面積之直徑。

解說：

雖然成束鋼筋內個別鋼筋之伸展及搭接長度是以單一鋼筋之直徑作計算後再增加 20% 或 33%，但在使用第 5.3.3 節規定以評估保護層及淨間距對劈裂抵抗之效果時，其使用之直徑應放大為成束鋼筋等面積所相當單根鋼筋之直徑。

5.6 受拉鋼筋標準彎鉤之伸展

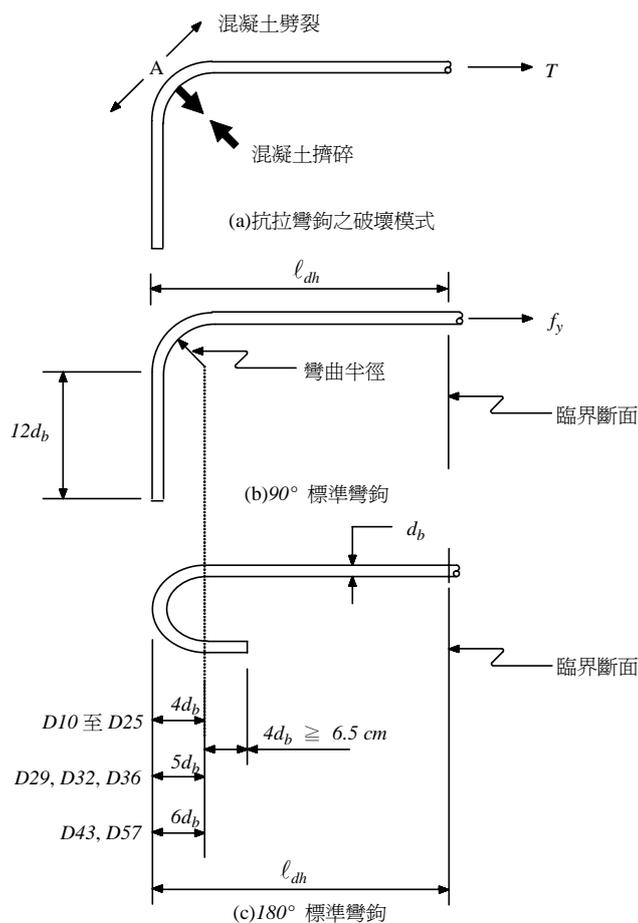
解說：

抗拉彎鉤之破壞模式通常為其彎轉段(圖 R5.6(a) 中 A 點)兩側混凝土之劈裂，或是其彎轉段內緣混凝土的擠碎。因此為避免此等破壞，須降低彎鉤在彎轉段(圖 R5.6(a) 中 A 點)內之拉應力，故本節乃就標準彎鉤之伸展長度 l_{dh} 作規定， l_{dh} 為由臨界面起算直至彎鉤之外側端如圖 R5.6(b) 及 (c) 所示。而制定 l_{dh} 之目的係期望透過在 l_{dh} 範圍內之握裹應力，逐漸降低臨界面處鋼筋之最大應力 f_y ，使得彎轉段內之鋼筋拉應力降低至不足以發生破壞情形。換而言之， l_{dh} 也就是臨界拉應力所需之折減伸展長度。

本節所規定之 l_{dh} 僅適用於符合第 13.3 節的標準彎鉤，倘若彎鉤使用較大之彎曲半徑時，非本節所能涵蓋。

具標準彎鉤之受拉鋼筋伸展長度之修正因數包含混凝土保護層、超量鋼筋、輕質混凝土、環氧樹脂塗布鋼筋及源自混凝土或箍筋以抵抗劈裂之圍束效應^[5.2,5.3]。和直線鋼筋不同之處是彎鉤之伸展長度無所謂頂層鋼筋之效應，而彎鉤也不易使用頂層鋼筋之定義去辨別。彎鉤部分在抗壓時無效，故在鋼筋受壓時不計彎鉤之伸展效應。

近來實驗^[5.13]顯示，對環氧樹脂塗布彎鉤之伸展長度應增加 20% 以彌補其因表面塗布所造成握裹強度之損失。



圖R5.6 抗拉標準彎鉤

5.6.1 受拉竹節鋼筋其末端具標準彎鉤者，其伸展長度 l_{dh} 應為第 5.6.2 節之規定，且可依第 5.6.3 節乘以適用之修正因數予以折減。但 l_{dh} 不得小於 $8d_b$ 或 15 cm 。

5.6.2 具標準彎鉤受拉鋼筋之伸展長度為

$$l_{dh} = \left[\frac{0.075 f_y \psi_e \lambda}{\sqrt{f'_c}} \right] d_b \quad (5-3)$$

式中

(1) 鋼筋塗布環氧樹脂時：修正因數 $\psi_e=1.2$ ，其他 $\psi_e=1.0$ 。

(2) 鋼筋於輕質混凝土內時：修正因數 $\lambda=1.3$ ，其他 $\lambda=1.0$ 。

5.6.3 具標準彎鉤受拉鋼筋之伸展長度若有符合表 5.6.3 之使用情況，其 l_{dh} 可分別乘以該表之有關修正因數予以折減。

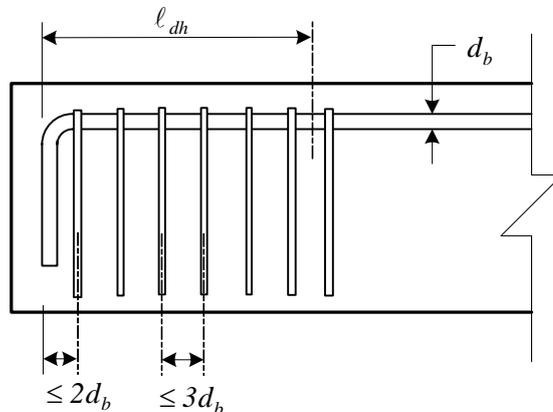
表 5.6.3 具標準彎鉤受拉鋼筋伸展長度之修正因數

考慮因素	修正條件	修正因數	備註
保護層厚度	D36 或較小鋼筋，其側面保護層(垂直彎鉤平面) $\geq 6.5\text{cm}$ ，且若 90° 彎鉤直線延長段之保護層 $\geq 5\text{cm}$ 。	0.7	
箍筋或肋筋	(1) 具 90° 彎鉤之 D36 或較小鋼筋，其全部伸展長度 ℓ_{dh} 為間距 $\leq 3d_b$ 之垂直箍筋或肋筋所圍束；或其彎鉤直線延長段為間距 $\leq 3d_b$ 之平行箍筋或肋筋所圍束。 (2) 具 180° 彎鉤之 D36 或較小鋼筋，其全部伸展長度 ℓ_{dh} 為間距 $\leq 3d_b$ 之垂直箍筋或肋筋所圍束。 以上(1)、(2)情況中， d_b 為彎鉤鋼筋之直徑，且第一個圍束箍筋或肋筋距彎鉤外側不得大於 $2d_b$ 。	0.8	第 5.6.4 節之情形不適用
鋼筋超量	鋼筋實際之使用量超過分析之需要量： (1) 鋼筋錨定或伸展經特別要求須能發展至 f_y 或依第 15.3.1.4 節設計者。 (2) 其它。	1.0 $\frac{\text{需要之 } A_s}{\text{使用之 } A_s}$	

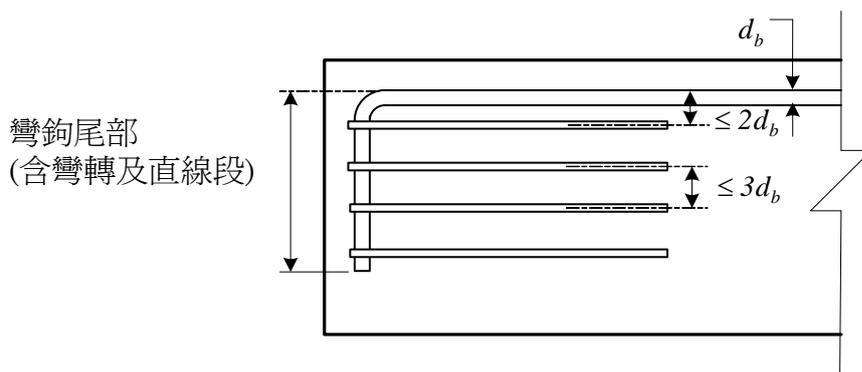
解說：

實驗^[5.27]顯示，位於彎鉤附近之密集箍筋可有效的圍束彎鉤鋼筋，然而對施工性而言前述之密集圍束箍筋有時並不容易施做，設計者宜謹慎使用。表5.6.3中箍筋或肋筋修正因數(1)及(2)之實例可分別以圖R5.6.3(a)及圖R5.6.3(b)說明，其中後者為典型之梁柱接頭彎鉤鋼筋圍束情形。

第5.6.3節之修正因數可同時使用，例如表5.6.3考慮因素中之「保護層厚度」及「箍筋或肋筋」之第(2)項條件均符合時，則伸展長度為 $\ell_{dh} \times 0.7 \times 0.8$ 。



圖R5.6.3(a) 箍筋或肋筋垂直於具彎鉤的主筋

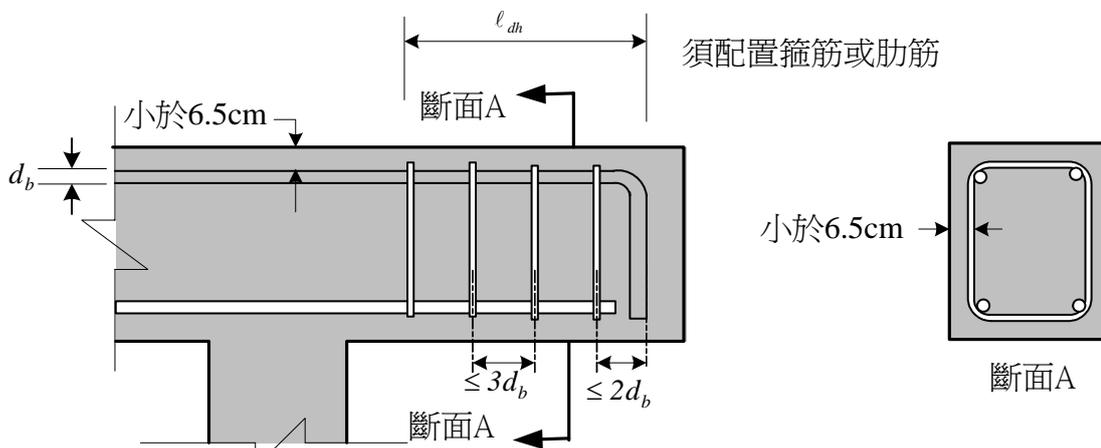


圖R5.6.3(b) 箍筋或肋筋平行於具彎鉤的主筋

5.6.4 在構材不連續端內之鋼筋標準彎鉤，其兩側面及頂面(或底面)保護層小於 6.5 cm 時，其彎鉤之全部伸展長度 l_{dh} 須被間距 $\leq 3d_b$ 之垂直箍筋或肋筋所圍束，而第一個圍束箍筋或肋筋距彎鉤外側不得大於 $2d_b$ ，且不適用表 5.6.3 中有關箍筋或肋筋之修正因數； d_b 為彎鉤鋼筋之直徑。

解說：

若彎鉤之兩側面保護層(垂直於彎鉤平面)及其頂面與底面保護層(位於彎鉤平面)均較薄時，則受拉彎鉤常有劈裂其周邊混凝土之虞。故在混凝土提供之圍束較小時，就必須使用箍筋來改善彎鉤之圍束條件，如圖R5.6.4所示，特別是鋼筋之混凝土保護層較薄且必須使用彎鉤發展出全強(f_y)之情況。本節係對簡支梁兩端，或懸臂梁自由端，或構材不在接頭另一面延伸之端部內之彎鉤作約束；但是，若鋼筋之計算應力較低，如鋼筋超量，以致不需彎鉤提供錨定強度，此時則不需再使用圍束箍筋或肋筋。但對版不連續端內之彎鉤亦不適用本節條文，係因在垂直於彎鉤平面之兩側版混凝土已對彎鉤提供良好圍束之故。



圖R5.6.4 構材不連續端保護層不足時之箍筋補強

5.6.5 鋼筋受壓時不計彎鉤之伸展效應。

解說：

彎鉤部分在抗壓時無效，故在鋼筋受壓之錨定計算時不可計入彎鉤部分。

5.7 機械式錨定

5.7.1 任何機械式錨定能用以伸展鋼筋之強度而無害於混凝土者，均可使用。

解說：

本節適用於鋼腱和鋼筋。

5.7.2 機械式錨定之適當與否須經試驗證明。

5.7.3 鋼筋之伸展長度可用機械式錨定加上由機械式錨定至鋼筋最大應力點間之埋置長度合併計算。

解說：

鋼筋之伸展可將所有對錨定有貢獻之項目均計入。因此當機械式錨定不足以讓鋼筋發展其強度時，則可於臨界面與機械式錨定間增加鋼筋之埋置長度以補足其差額。

5.8 受拉銲接麻面鋼線網之伸展

5.8.1 銲接麻面鋼線網之受拉伸展長度 l_d ，應為第 5.3.2 或 5.3.3 節所規定之受拉伸展長度 l_d 乘以第 5.8.2 或 5.8.3 節銲接麻面鋼線網之修正因數。但受拉伸展長度 l_d 不得小於 20 cm。當使用第 5.8.2 節之銲接麻面鋼線網修正因數時，第 5.3.2 及 5.3.3 節中環氧樹脂塗布鋼線網之修正因數 ψ_e 可取 1.0。

5.8.2 若銲接麻面鋼線網在其伸展長度範圍內至少有一根橫向鋼線，且距臨界面 5 cm 以上者，其鋼線網修正因數應為 $(\frac{f_y - 2,450}{f_y})$ 或 $(\frac{5d_b}{s})$ 之大值，但不必大於 1，其中 s 為待伸展鋼線之間距。符合本節之鋼線網有環氧樹脂塗布者，其修正因數 ψ_e 可取 1.0。

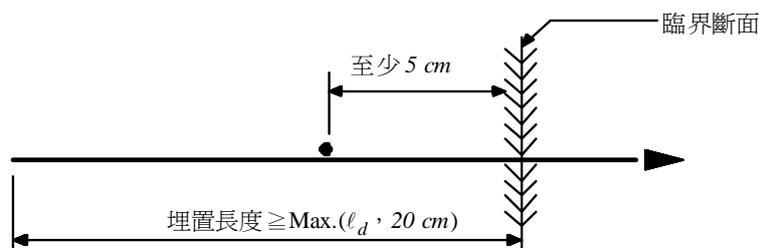
5.8.3 若銲接麻面鋼線網在其伸展長度範圍內無任何橫向鋼線，或僅有一根橫向鋼線但距臨界面未達 5 cm 以上者，其鋼線網修正因數應為 1，故其伸展長度與麻面鋼線者同。

5.8.4 當麻面鋼線網在其鋼線伸展方向摻有光面鋼線時，則其伸展長度應依第 5.9 節計算之。

解說：

圖R5.8顯示銲接麻面鋼線網於其伸展長度內有一根橫向鋼線穿過之情形。當然銲接麻面鋼線網在伸展長度內也可以不靠橫向鋼線提供部分錨定，而由麻面鋼線之直線伸展來提供全部的錨定，但其計算程序和圖R5.8者不同。

由於鋼線網之錨定效應主要源自橫向鋼筋，故實驗數據^[5.14]顯示環氧樹脂塗布鋼線網之伸展及搭接長度與未塗布者同，所以其環氧樹脂塗布之修正因數 ψ_e 可取 1.0。



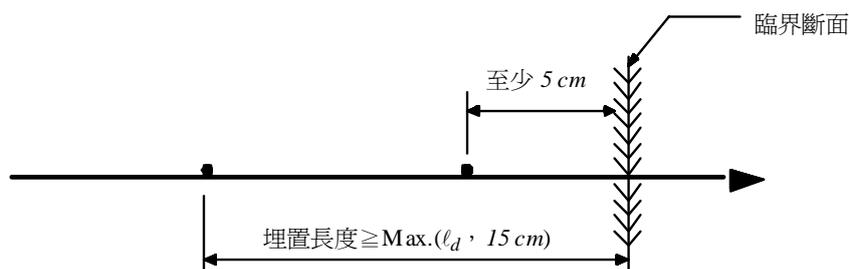
圖R5.8 銲接麻面鋼線網之伸展

5.9 受拉銲接光面鋼線網之伸展

銲接光面鋼線網之伸展，在伸展長度範圍內須有二根橫向鋼線其距臨界面之最小距離不得小於 5 cm 。且由臨界面至最遠端橫向鋼線之伸展長度 l_d 不得小於 $(\frac{A_b f_y}{s \sqrt{f'_c}} \lambda)$ ，其中 s 為待伸展鋼線之間距。若鋼線實際使用量超過分析需要量時，可依第 5.3.5 節之規定折減伸展長度 l_d ，但 l_d 不得小於 15 cm 。

解說：

圖R5.9顯示銲接光面鋼線網的錨定主要是靠橫向鋼線所提供，而且光面鋼線網之銲接規定及銲點間距均較麻面鋼線者為嚴格^[5.15]。



圖R5.9 銲接光面鋼線網之伸展

5.10 預力鋼絞線之伸展

5.10.1 除符合第 5.10.1.1 節之規定者外，預力七線鋼絞線在臨界面外握裹之受拉伸展長度不得小於：

$$l_d = 0.014 \left(\frac{f_{se}}{3} \right) d_b + 0.014 (f_{ps} - f_{se}) d_b \quad (5-4)$$

5.10.1.1 若構材断面之設計鋼絞線應力小於由式(5.4)雙線性關係式所求得之值，則可採用較小之受拉伸展長度。

5.10.2 若無任一或多數鋼絞線之握裹未延伸至構材端，或者集中載重作用於鋼絞線受拉伸展長度範圍內，應可僅核算構材最接近端部諸断面，使該断面在設計載重下具有所要求之強度。

解說：

預力鋼絞線之伸展規定是擬提供鋼絞線握裹之完整性以使構材衍生其強度。本節條文是針對常重混凝土及淨保護層至少 5 cm 之梁測試數據而訂。實際製作程序應注意搗實以確保鋼絞線和周遭之混凝土緊密接觸。本節對低水膠比且無坍度之混凝土構材較不適用。

式(5-4)之第一項代表預力鋼絞線如欲衍生其有效應力 f_{se} 所需之握裹長度，而第二項即代表預力鋼絞線由 f_{se} 繼續衍生至構材達彎矩計算強度時之應力 f_{ps} 所需之額外握裹長度。圖R5.10顯示鋼絞線應力在握裹傳力長度間之變化情形。上述伸展長度之表達式是針對直徑 5.0 、 7.5 和 12.5 mm 之潔淨鋼絞線測試而得，而且其 f_{ps} 不大於 $19,250\text{ kgf/cm}^2$ ^[5.16,5.17,5.18]。

影響鋼絞線握裹傳力之因素很多，包括鋼絞線外形及表面粗糙度、鋼絞線所承受之應力、位於鋼絞線下方之混凝土厚度、鋼絞線與混凝土間力之傳遞方式等等。最近之研究^[5.28,5.29]顯示就握裹傳力實務而言，必需有適當之品質保證程序以確保鋼絞線能發展足夠之握裹傳力。預鑄混凝土施工廠商之施工品質，必需仰賴鋼絞線製造廠商能提供握裹傳力特性符合本節規定之產品。若是鋼絞線表面稍微生鏽則其伸展長度可較潔淨者為短，而且逐漸釋放預力鋼絞線所需之伸展長度也較猝然剪斷者為短。

本節規定對光面鋼線或設有端錨之鋼筋均不適用。光面鋼線因其表面缺少機械互鎖之功效，故其伸展長度應較長。

若有單一或多數鋼絞線之握裹未延伸至構材端，則臨界斷面可能位於尚未完全發展設計強度之位置，此時必需做進一步之詳細分析。近期之研究報告^[5.30,5.31]提出了適用於鋼絞線具有不同完全伸展位置情況之分析方法。為保守計，唯有在某一斷面完全伸展之鋼絞線才視為有效。當臨界斷面產生在握裹傳力區則必需做特別之考慮。對部分載重情況，例如較大之集中載重作用在鋼絞線伸展長度範圍內，可能使得臨界斷面遠離需要完全發展設計強度之斷面。

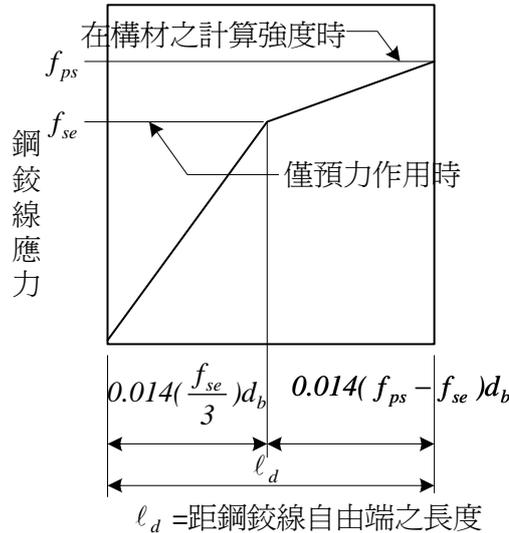


圖 R5.10 應力距鋼絞線自由端之理想化雙線性變化

5.10.3 若鋼絞線之握裹未延伸至構材端，且在使用載重情形下依第 11.5.2 節規定預壓拉力區內有拉力存在者，則第 5.10.1 節規定之握裹伸展長度應予加倍。

解說：

對握裹未延伸至構材端之預力梁作實驗^[5.16]顯示，測試梁之伸展長度須放大式(5-4)之值達兩倍時，其撓曲行為才和握裹延伸至梁端者相仿。因此握裹未延伸至梁端之鋼絞線伸展長度就有被放大達兩倍之芻議。再者，上述實驗之後續測試^[5.19]顯示若預力梁在使用載重下沒有拉力作用，握裹未延伸至梁端之鋼絞線伸展長度就不須放大兩倍。因此本節在兩個情況並立時，才要求伸展長度放大兩倍。

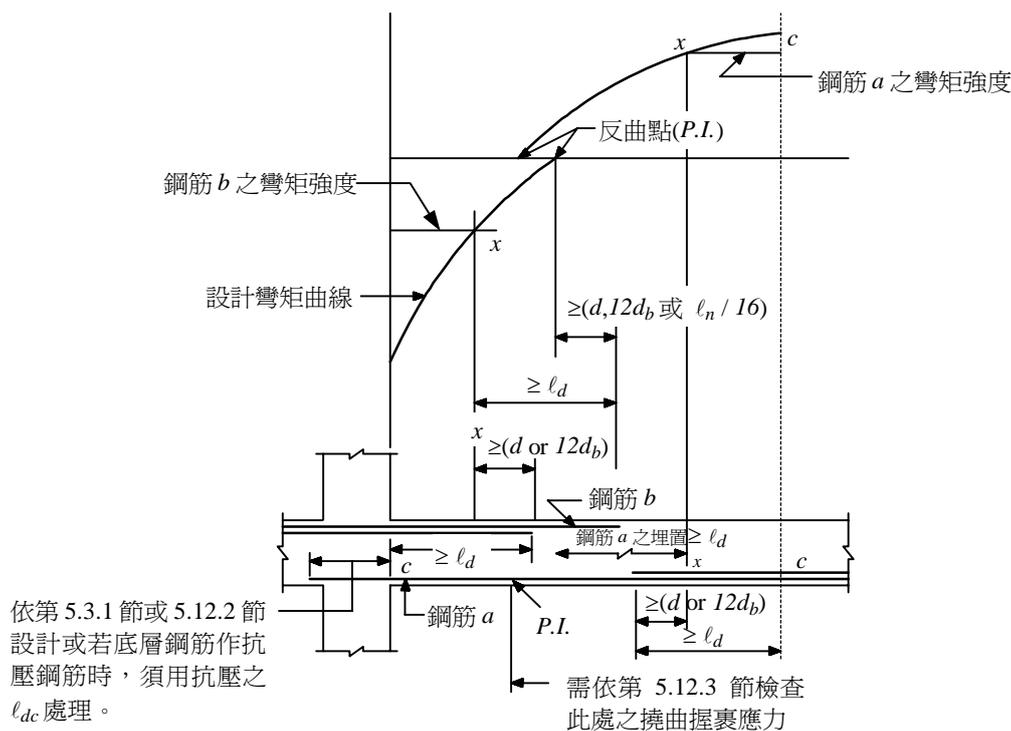
5.11 受撓鋼筋之伸展—通則

5.11.1 受拉鋼筋之伸展，可將鋼筋彎過梁腹錨定，或與構材對面之鋼筋連續。

5.11.2 受撓構材內計算鋼筋伸展之臨界斷面係在最大應力處及相鄰鋼筋終止或彎起處。第 5.12.3 節之規定亦須符合。

解說：

一典型連續梁之鋼筋伸展臨界斷面如圖R5.11.2中符號『c』或『x』所示。對均佈載重梁中正彎矩鋼筋而言，其延伸進入支承的長度常受第5.12.3節規定之控制，並非由最大彎矩處或鋼筋切斷點起算之錨定握裹長度所約束。



圖R5.11.2 連續梁之撓曲鋼筋伸展

5.11.3 鋼筋之彎起或截斷，除在簡支梁支承處及懸臂梁自由端外，須超過該筋不需承受撓曲應力處向外延伸至少一個有效深度 d 且不小於 $12d_b$ 。

解說：

設計所使用之彎矩圖僅為近似值，例如其最大彎矩之位置會隨著載重變化、支承沈陷或側力作用等原因而作改變。而且剪力裂縫的產生也會增加撓曲鋼筋之拉應力，例如剪力裂縫會將無肋筋梁之鋼筋撓曲拉應力值朝彎矩為零處平移約一個有效深度 d 之距離。當然對有肋筋梁而言，則上述剪力裂縫之效應會降低，但其仍有一定程度之影響。

針對最大彎矩位置會移動之現象，本規範要求(除另有註記者外)鋼筋須通過理論切斷點且繼續延伸 d 或 $12d_b$ 之長度。滿足此一要求之鋼筋切斷情形如圖R5.11.2所示。

若於梁內配置不同尺寸之鋼筋時，則延伸量是根據被切斷鋼筋之直徑作計算。當鋼筋在梁之遠端彎起並連續通過構材深度之半時，則可視為符合本節要求而不必去作延伸量之檢查。

5.11.4 除不需承受撓曲應力之鋼筋依第 5.11.3 節之規定彎起或終止外，其餘之連續鋼筋須在前述鋼筋不需承受撓曲應力處延伸一不小於 l_d 之埋置長度。

解說：

在鋼筋受拉區之截斷或彎起處，其相鄰之連續鋼筋仍保有最大應力，如圖R5.11.2中符號『x』所示。若鋼筋在彎矩設計圖之允許處即行截斷，則連鄰連續鋼筋之最大應力就會高達 f_y ，因此這些連續鋼筋須繼續延伸一個 l_d 之長度(圖R5.11.2)。

5.11.5 受撓鋼筋在受拉區終止者，須符合下列條件之一：

5.11.5.1 切斷鋼筋處之剪力 V_u 未超過構材(包括腹筋在內)抗剪強度 ϕV_n 之 $2/3$ 。

5.11.5.2 除配置因剪力及扭力需要之肋筋外，沿受拉鋼筋或鋼線在切斷端之 $3d/4$ 內須設置額外肋筋。額外肋筋面積 A_v 不得小於 $4.2b_w s / f_{yt}$ ，肋筋間距 s 不得超過 $d / (8\beta_b)$ ， β_b 為切斷之受拉鋼筋面積與該斷面內全部受拉鋼筋面積之比。

5.11.5.3 鋼筋為 $D36$ 或較小者，在切斷鋼筋處之連續鋼筋面積不小於受撓所需面積之二倍，且剪力 V_u 未超過該處構材抗剪強度 ϕV_n 之 $3/4$ 。

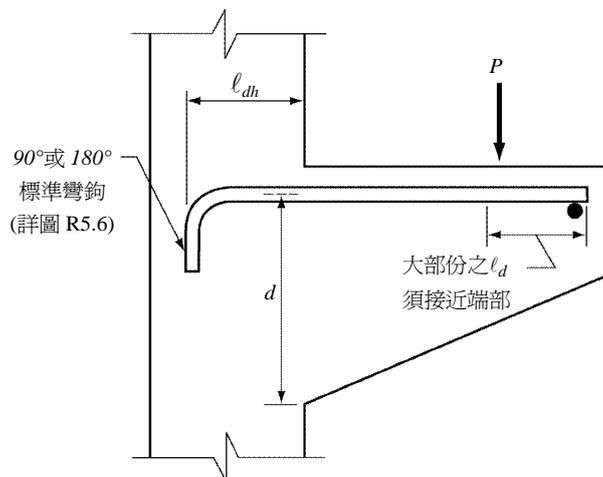
解說：

研究顯示鋼筋在拉力區中截斷會降低構材之抗剪強度及韌性，因此本規範不允許撓曲鋼筋於拉力區中切斷，除非其能符合下列特殊條件：(1)已知撓曲鋼筋在拉力區截斷處極易有彎曲裂縫之產生，若切斷點旁連續鋼筋之應力及斷面上作用之剪力值均較高時，則剪力斜張裂縫就會從彎曲裂縫上直接衍生。故撓曲鋼筋在拉力區之切斷，應以避免或控制斜張裂縫為考慮。第5.11.5.1節是指若作用剪力較小則不易有斜張裂縫之產生；(2)第5.11.5.2節是指緊密排置之肋筋較易約束斜張裂縫；(3)第5.11.5.3節是指較小之撓曲鋼筋應力會降低斜張裂縫產生之機會。這些規定不適用於第5.16、5.14.5及5.3節所敘之受拉續接。

5.11.6 受撓構材若其鋼筋應力不與彎矩成正比，如斜坡基腳、階式基腳、托架、深梁、或受拉鋼筋與混凝土受壓面不平行之構材，其受拉鋼筋之端部應有適當之錨定。深梁鋼筋端部之錨定應符合第 5.12.4 及 5.13.4 節之規定。

解說：

圖R5.11.6所示托架之鋼筋極限應力自支承面至載重點均接近 f_y ，其鋼筋應力並不隨著彎矩減小而呈等比例降低，故其撓曲鋼筋之伸展錨定需作特別之考慮。如圖R5.11.6中托架之鋼筋於載重點的端部錨定就缺乏伸展之空間，故第4.10.6(1)節規定^[5.1]在撓曲鋼筋端部，銲接一同尺寸之橫向鋼筋以提供有效之端部錨定。於上述情況內若使用垂直面之端彎鉤，效用則常不足，其原因之一是沒有空間來容納彎鉤之直線段 ℓ_{dh} ，原因之二是彎鉤之最小彎曲直徑段會在托架端部近載重處產生一不利之混凝土破壞角。若托架之水平寬度較大且載重點距端部較遠時，則可使用水平面之U型鋼筋以提供有效之端彎鉤。



圖R5.11.6 托架鋼筋之端部錨定

5.12 正彎矩鋼筋之伸展

5.12.1 簡支構材正彎矩鋼筋至少須有 $1/3$ ，連續構材正彎矩鋼筋至少須有 $1/4$ ，沿同一構材面伸入支承內 15 cm 以上。

解說：

限定數量之正彎矩受拉鋼筋須延伸進入支承以因應彎矩會隨著載重變化、支承沈陷、側力作用或其它原因而移動之現象。

5.12.2 若受撓構材為抵抗側力主要體系之一部分，依第5.12.1 節規定須伸過支承面之正彎矩鋼筋應加以錨定，使其能在支承面承受降伏應力 f_y 。

解說：

若撓曲構材為側力抵抗系統之一部分時，超出設計所預期之載重可能導致支承處產生反覆性彎矩，故規定部分之正彎矩鋼筋須作適當之端部錨定，其目的在確保構材在地震或強風等劇烈超載下仍能保有韌性之行爲，亦即鋼筋具有發展降伏應力 f_y 之能力。使用超量但允許應力值較低之無錨定鋼筋是不足以勝任上述情況的。

5.12.3 在簡支承處及反曲點，正彎矩鋼筋直徑之選用，須使該筋計算之 l_d 值符合式(5-5)之規定。但若鋼筋在超過簡支承中心線外之端錨定為標準彎鉤或相當標準彎鉤之機械式錨定者可不受式(5-5)之限制

$$l_d \leq \frac{M_n}{V_u} + l_a \quad (5-5)$$

式中：

l_d = 依第 5.3 節計算發展出 f_y 所需之伸展長度。

M_n = 假定該斷面內所有鋼筋應力均達 f_y 時之彎矩計算強度。

V_u = 該斷面所受之設計剪力。

l_a = 於簡支承處為簡支承中心外之埋置長度；於反曲點處之有效長度不可超過構材有效深度 d 或 $12d_b$ 之較大值者。

若鋼筋終端在受壓反力區內， M_n/V_u 得增加 30%。

解說：

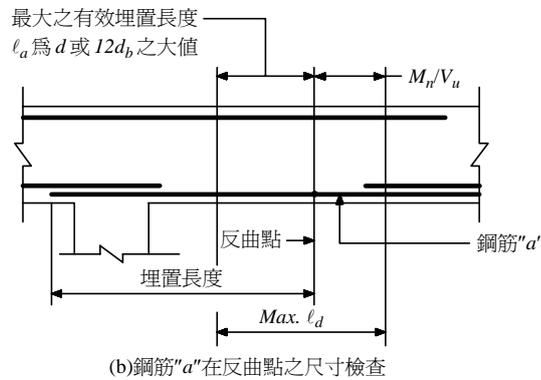
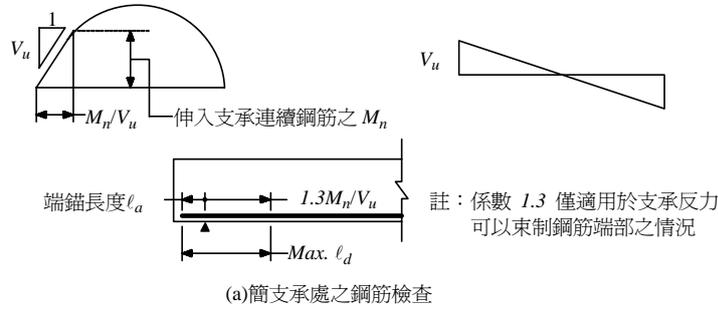
撓曲握裹應力 $u = V/(jd\Sigma_o)$ ，其中 jd 為彎矩力臂而 Σ_o 為鋼筋標稱周長之總和。由上式可知在梁中若剪力大 (V 大)、鋼筋量少 (Σ_o 小) 或鋼筋尺寸較大 (Σ_o 小) 時，其撓曲握裹應力值均可能偏高。由於梁中簡支承處和反曲點之作用彎矩為零 (鋼筋量可能較少) 且其剪力可能甚大，因而造成較高之撓曲握裹應力，故應予以控制。

本規範認為撓曲握裹應力若小於錨定握裹應力則為合宜，故令 $V_u/(jd\Sigma_o) \leq A_s f_y / (l_d \Sigma_o)$ ，可得 $l_d \leq M_n / V_u$ ，其中 M_n 是待檢斷面之計算彎矩強度，不需要使用強度折減因數 ϕ 。而且本規範認為鋼筋在簡支承處或反曲點繼續延伸一長度 l_a 將有助於避免撓曲握裹破壞，故允許使用公式 $l_d \leq M_n / V_u + l_a$ 來檢查允許之撓曲握裹應力。

圖 R5.12.3 顯示本規範控制撓曲握裹應力之作法。若梁之簡支承處有壓力圍束撓曲鋼筋時，其 M_n / V_u 可以增加 30%。而對反曲點之 l_a 值僅可取梁有效深度 d 或 $12d_b$ 之大值，其超過之長度視為無效。

若欲滿足式(5-5)之限制，工程師可用下列三方式處理：

- (1) 選用數量較多但尺寸較小之鋼筋，以降低 ℓ_d 。
- (2) 允許較多之連續鋼筋穿過簡支承處或反曲點，以增加 M_n 。
- (3) 對簡支承處增加 ℓ_a 或作標準彎鉤錨定。



圖R5.12.3 撓曲握裹應力之檢查

5.12.4 深梁之正彎矩鋼筋在簡支承處須延伸過支承面予以錨定，使其能在支承面承受降伏應力 f_y 。正彎矩鋼筋於深梁內支承處須與鄰跨之鋼筋連續或續接。

解說：

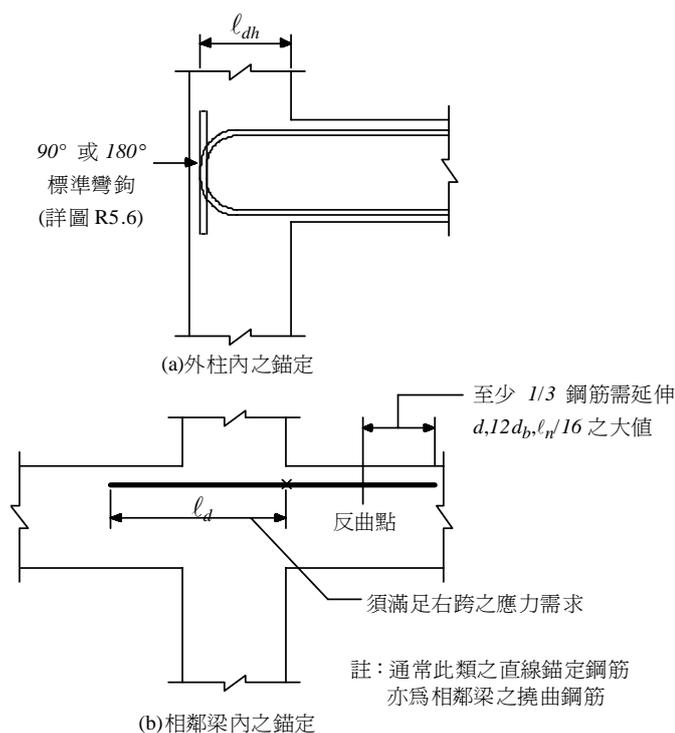
壓拉桿模式之分析顯示深梁之鋼筋在支承處需承受相當的拉力，因此要求拉力鋼筋須延伸通過支承面後作適當的錨定^[5.20]。

5.13 負彎矩鋼筋之伸展

- 5.13.1 連續、束制或懸臂構材，或剛構之各構材，其負彎矩鋼筋應以適當之埋置長度、彎鉤或其他機械方式於支承內或伸過支承錨定之。
- 5.13.2 負彎矩鋼筋在跨度內之埋置長度應符合第 5.2 及 5.11.3 節之規定。
- 5.13.3 支承處之負彎矩受拉鋼筋最少須有 $1/3$ 延伸至反曲點以外相當於構材有效深度之距離，惟亦不少於 $12d_b$ 或淨跨度之 $1/16$ 。
- 5.13.4 深梁內支承處之負彎矩鋼筋須與鄰跨之鋼筋連續。

解說：

圖R5.13顯示了二種抗拉鋼筋在支承面後之錨定型式。第5.13.3節是針對彎矩反曲點可能移動之預防措施。



圖R5.13 負彎矩鋼筋之伸展

5.14 腹筋之伸展

5.14.1 腹筋應在保護層及鄰近鋼筋排列許可下儘可能靠近構材之受壓面及受拉面。

解說：

腹筋應延伸在構材之全深範圍內，以求控制可能發生之斜張裂縫。

5.14.2 單肢、單 U 形或複 U 形肋筋之端部須擇用下列方法之一錨定：

5.14.2.1 鋼筋為 $D16$ 及麻面鋼線直徑為 16 mm ，或較小者，以及鋼筋為 $D19$ 、 $D22$ 及 $D25$ 且其規定降伏應力 f_{yt} 不大於 $2,800\text{ kgf/cm}^2$ 者，應以標準彎鉤緊繞於縱向鋼筋上。

5.14.2.2 鋼筋為 $D19$ 、 $D22$ 及 $D25$ 且其規定降伏應力 f_{yt} 大於 $2,800\text{ kgf/cm}^2$ 者，應以標準彎鉤緊繞於縱向鋼筋上，且自構材深度中線至彎鉤外緣間之埋置長度不得小於 $0.053d_b f_{yt} / \sqrt{f'_c}$ 。

5.14.2.3 銲接光面鋼線網組成之單 U 形肋筋，應用下列方法之一錨定：

(1) 每肢頂端須有兩根相距 5 cm 之縱向鋼線。

(2) 每肢須有兩根縱向鋼線距受壓面均不超過 $d/4$ 且兩者相距至少 5 cm ，較近於受壓面之鋼線可置於該肢彎曲部分之外或置於內徑至少為 $8d_b$ 之彎曲部分上。

5.14.2.4 銲接光面或麻面鋼線網之單肢肋筋之每一端應設置兩根縱向鋼線其間相距至少 5 cm 。內縱向鋼線至梁有效深度中線之距離至少為 $d/4$ 或 5 cm 。拉力側之外縱向鋼線與構材表面之距離不得大於最靠近構材表面主鋼筋與表面之距離。

5.14.2.5 鋼筋為 $D13$ 及麻面鋼線直徑為 13 mm 或較小者，若其置於第 2.13 節所規定之欄柵版構造中，則其端部錨定可僅用標準彎鉤。

解說：

本規範刪除早期版本允許之腹筋直線錨定。因為直線錨定之腹筋在混凝土澆置時甚難定位，而且因其缺乏端部彎鉤，故對斜張剪力裂縫通過腹筋端部時常屬無效。

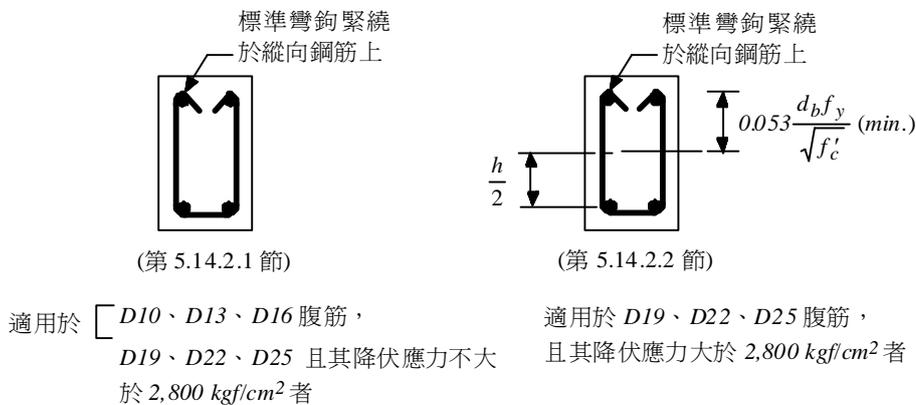
本規範對腹筋端部要求彎鉤錨定，而且要求腹筋的每一彎角之內緣至少須有一根縱向鋼筋。此一縱向鋼筋(又名錨定筋)對腹筋端部錨定之意義，可由圖R5.6(a)中所示抗拉彎鉤之破壞模式來了解。已知抗拉彎鉤之破壞模式通常為其彎轉段兩側混凝土之劈裂，或是其彎轉段內緣混凝土之擠碎。而錨定筋之使用，對上述兩種破壞(圖R5.6(a))均有抑制效果。例如錨定筋垂直通過彎鉤平面故可以抑止彎鉤平面遭劈裂；又如錨定筋直接緊靠彎鉤內緣故可避免其旁混凝土之遭擠碎。此外彎鉤在箍筋中之錨定，實難有足夠之 ℓ_{dh} 長度，因此更見錨定筋使用之必要。本規範對U型腹筋之錨定要求如圖R5.14.2所示。由圖R5.14.2中可見，腹筋之彎鉤須緊繞於縱向鋼筋(亦即錨定筋)上，方能衍生其能力。故工程師得視需要，對腹筋配置其錨定筋。

如圖R5.14.2中可見，對小號腹筋(D10、D13、D16)或低強度大號腹筋(D19、D22、D25)而言，其端部錨定使用標準彎鉤暨錨定筋就足夠了。但對高強度之大號腹筋而言，一則為大號腹筋和錨定筋難以緊密纏繞，二則為腹筋之拉力較大，故對腹筋之錨定除了需要端標準彎鉤及錨定筋外，尚須提供若干直線伸展長度如第5.14.2.2節所示。

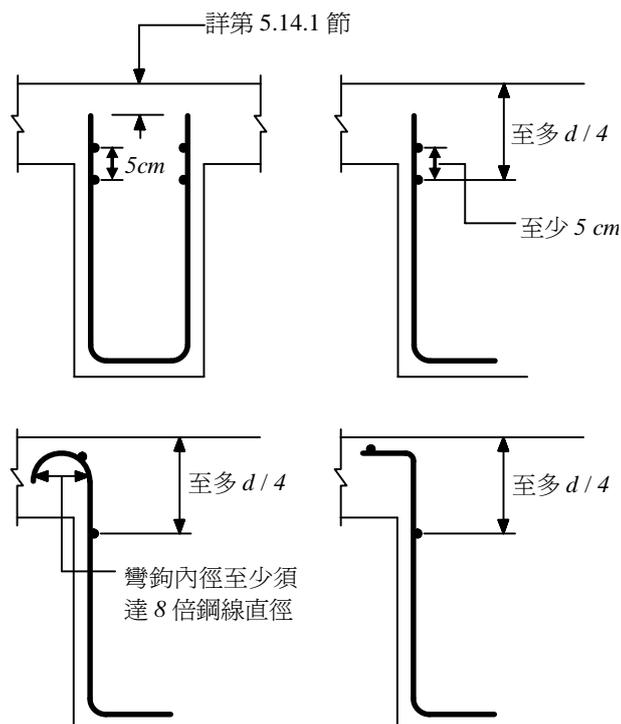
銲接光面鋼線網之U型肋筋錨定需求如圖R5.14.2.3所示。在預鑄及預力構材中使用銲接鋼線網作抗剪鋼筋已很普遍。文獻[5.21]說明使用整片鋼線網作抗剪鋼筋之理由。

圖R5.14.2.4顯示單肢銲接鋼線網使用縱向鋼線暨適當之埋置長度在構材之壓力和拉力側分別錨定。圖R5.14.2.4要求拉力區最外緣之縱向鋼線須和最外側之拉力主筋同高，這是要求鋼線網能對抗拉鋼筋處之混凝土劈裂提供圍束功能。

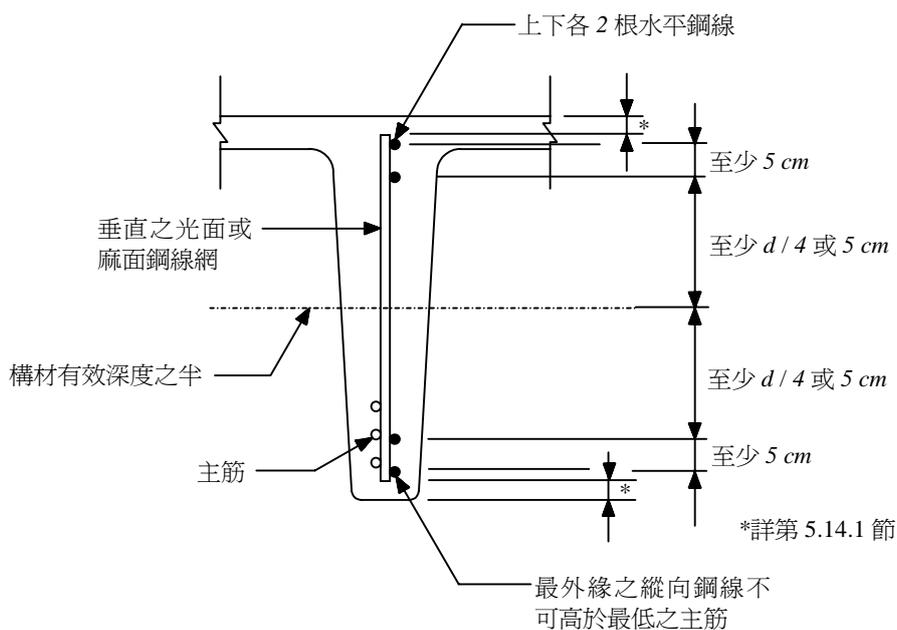
在欄柵版構造中，對小號鋼筋或鋼線之肋筋端部錨定可以標準彎鉤完成，而不必鉤住縱向鋼筋。



圖R5.14.2 腹筋端部之錨定



圖R5.14.2.3 銲接光面鋼線網肋筋端部在受壓區之錨定



圖R5.14.2.4 單肢銲接鋼線網抗剪肋筋之錨定

- 5.14.3 單 U 形或複 U 形肋筋兩錨端間之每一彎曲須繞於縱向鋼筋上。
- 5.14.4 彎起縱向鋼筋作腹筋時，伸入受拉區內者須與縱向鋼筋連續，伸入受壓區內者須於超過有效深度中線之後錨定之，其伸展長度應依第 5.3 節之規定。
- 5.14.5 以成對 U 形肋筋或箍筋組成閉合肋筋者，若其搭接長度已達 $1.3l_d$ 則應認為適當之續接。構材深度在 45 cm 以上者，若肋筋各肢均已延伸至構材全部可用深度，且其搭接每肢計算之 $A_b f_{yt}$ 不超過 4,000 kgf 者，亦應認為適當。

5.15 鋼筋之續接—通則

解說：

續接應儘可能遠離鋼筋之最大拉應力處，第5.16節中之受拉搭接即鼓勵此項措施。

5.15.1 鋼筋之續接可採用搭接、銲接或機械式續接器。

5.15.2 搭接

5.15.2.1 大於 $D36$ 之鋼筋，除第 5.17.2 及 8.9.2.3 節規定者外，不得搭接。

5.15.2.2 成束鋼筋中個別鋼筋之搭接長度，應以其單一鋼筋所需搭接長度為基本，再依第 5.5 節之規定予以修正，束中各根鋼筋之搭接位置不得相互重疊。成束鋼筋不可作整束之搭接。

5.15.2.3 受撓構材中鋼筋作不接觸搭接時，其側向間距不得大於搭接長度之 $1/5$ 或 15cm 。

解說：

由於缺乏實驗之佐證，故禁止大於 $D36$ 之鋼筋作受壓或受拉搭接。僅有的例外為第 5.17.2 及 8.9.2.3 節中所允許 $D43$ 或 $D57$ 鋼筋可與 $D36$ 或較小之鋼筋作受壓搭接。

依據第 5.16.1 節及 5.17.1 節所計算而得之 ℓ_d 是供個別鋼筋使用，因為鋼筋和混凝土之握裹傳遞界面減少，所以成束鋼筋內個別鋼筋之搭接長度應該予以放大。成束鋼筋僅可做單一鋼筋個別搭接，不得作整束之搭接。

作不接觸搭接之鋼筋若相距太遠時，其可能會造成無鋼筋之混凝土弱面。而側向間距不得大於搭接長度之 $1/5$ ，即為強迫可能之裂縫須遵循一較曲折之路徑(5比1之斜率)。至於另加側向最大間距 15 cm 之限制，是源自絕大多數之搭接實驗的鋼筋間距均不大於 15 cm 之故。

5.15.3 銲接或機械式續接器

5.15.3.1 除本規範規定者外，所有銲接須符合其他有關規定。

5.15.3.2 全銲續接應發展其抗拉強度至少達鋼筋以 $1.25f_y$ 計得之強度，且須考慮鋼筋之可銲性，銲接接合型式及續接位置應明示於設計圖說。

5.15.3.3 機械式續接器續接應發展其抗拉或抗壓強度至少達鋼筋以 $1.25f_y$ 計得之強度外，尚須考慮其滑動量、延展性、伸長率、實測強度、續接位置、續接器間距、保護層厚度等對構材之影響，並符合其他有關規定。

機械式續接器之續接性能須與續接位置相配合並應明示於設計圖說。

5.15.3.4 僅 $D16$ 鋼筋及較小者之銲接或機械式續接器可不符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之要求，但須依第 5.16.4 節之規定使用。

解說：

鋼筋在未查驗其可銲性並挑選適當之銲接程序者，不得銲接。本規範要求鋼筋之銲接須按美國銲接學會“*Structural Welding Code - Reinforcing Steel (ANSI/AWS D1.4)*”之規定辦理。*ANSI/AWS D1.4* 要求個別鋼筋應按其化學組成來決定其銲接所需之預熱及中繼溫度。

全銲續接主要是供主構材中大號鋼筋($D19$ 或以上)所使用。要求銲接鋼筋之抗拉強度可達規定降伏強度 f_y 之 1.25 倍以保證確實之銲接，亦確保了足夠之抗壓能力。由於本規範在設計時要求鋼筋之最大應力需達降伏強度 f_y ，因此必須要求續接具超越 f_y 的強度，以使構材在發展出降伏前不致遭受續接處之脆性破壞。對續接強度要求超過 f_y 達 25% ，乃考慮兼顧結構安全及實務經濟之要求。

本規範取消了鋼筋全銲續接須為對銲之限制，這是因為ANSI/AWS D1.4已允許間接對銲(*indirect butt welds*)，但對D22鋼筋及較大者仍以直接對銲為宜。水淬鋼筋不利於銲接(包括瓦斯壓接)式續接，應加留意。

使用機械式續接器之鋼筋需可發展 $1.25f_y$ 之抗拉或抗壓強度，其理由和全銲續接者同。

機械式續接器續接除其強度規定外，應考慮滑動量、延展性、伸長率、實測強度、續接位置、續接器間距、保護層厚度等對構材之強度、裂縫寬度、延展性、耐久性等之影響。鋼筋之機械式續接器尚無國家標準，結構工程學會訂定之「鋼筋續接器續接規範與解說」^[5.32]可供參考

由於國內常用鋼筋實際之降伏強度變異性較大，常較標稱降伏強度高出甚多， $1.25f_y$ 之規定對全銲續接與機械式續接之使用恐有安全之慮。

5.16 受拉竹節鋼筋及麻面鋼線之續接

5.16.1 受拉竹節鋼筋及麻面鋼線之搭接須符合表 5.16.1 之規定。

表 5.16.1 受拉搭接之等級

搭接等級	鋼筋情況
甲級	符合： (1) 在規定搭接長度內鋼筋之使用量至少為分析需要量之兩倍；且 (2) 在搭接長度內之搭接鋼筋面積百分比不大於 50%者。
乙級	其他

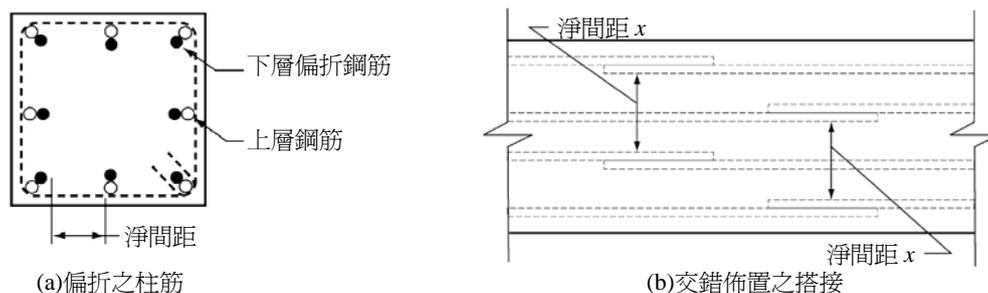
解說：

受拉搭接長度區分為甲、乙兩級，並規定搭接長度為伸展長度 l_d 之倍數，伸展長度 l_d 詳見第5.3節。由於搭接分級規定已對搭接處反應超量鋼筋之狀況，故對 l_d 之計算不可重覆使用第5.3.5節之超量鋼筋修正因數，至於其它關於間距及保護層、箍筋用量、頂層鋼筋、輕質混凝土及環氧樹脂塗布等修正因數均需考慮。

柱鋼筋之搭接若使用偏折處理時，其鋼筋淨間距之估算如圖R5.16.1(a)所示；又鋼筋之搭接作錯置處理時，其淨間距『 x 』可如圖R5.16.1(b)所示。鋼筋之偏折請詳見規範第13.7.1節之規定。

早期規範中所認定之搭接長度分成甲乙丙三級，他們分別為伸展長度 l_d 之1.0倍，1.4倍，及1.7倍。但基於搭接與伸展長度相似之本質^[5.4.5.5]，且伸展長度已在圍束效應之修正後趨向安全和準確，故本規範已取消係數為1.7之丙級搭接。

本規範仍保留係數為1.3之乙級搭接，其理由為(1)鼓勵搭接能作交錯排置；(2)鼓勵搭接能在低應力區內佈置。雖然搭接和伸展具有相同之握裹強度，但搭接之鋼筋滑移量是比伸展者為大。故藉乙級搭接係數1.3，來鼓勵搭接之錯置並降低搭接鋼筋組之應力，這可減少搭接鋼筋之滑移量以幫助搭接區之裂縫控制，並可限制應力從搭接鋼筋傳遞到相鄰未搭接鋼筋之機會。



圖R5.16.1 搭接鋼筋之淨間距

5.16.2 受拉搭接之最小搭接長度如表 5.16.2 所示，且不得小於 30 cm。

表 5.16.2 受拉之最小搭接長度

分級	搭接長度
甲級	$1.0l_d$
乙級	$1.3l_d$

l_d 為依第 5.3 節中發展 f_y 全值所需之受拉伸展長度，惟不適用第 5.3.5 節之修正。

5.16.3 續接處之鋼筋面積小於分析所需鋼筋面積之兩倍時，其銲接或機械式續接器之續接應符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之規定。

5.16.4 $D16$ 或較小鋼筋之銲接或機械式續接器若不符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之要求時，其銲接或機械式續接器之續接應符合下列規定：

5.16.4.1 續接位置應錯開 60 cm 以上。

5.16.4.2 計算每一斷面鋼筋之受拉強度時，續接鋼筋應力可依規定之續接強度計算，但不得大於 f_y 。未續接鋼筋應力則應以 f_y 乘以該斷面兩側較短之埋設長度與所需 l_d 之比值，計算其強度，但不得大於 f_y 。

5.16.4.3 任一斷面鋼筋之受拉強度至少應為分析計得之兩倍，且不得小於 $1,400 \text{ kgf/cm}^2$ 乘以配置之總拉力鋼筋量。

5.16.5 受拉繫材鋼筋之續接，應依第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節規定使用全銲續接或可靠之機械式續接器，相鄰鋼筋之續接至少須錯開 75 cm。

解說：

在界定構材是否屬於受拉繫材時，應考慮構材之重要性、功能、設計細節、和應力狀況等。而本規範所謂之受拉繫材應具有下列性質：斷面上所有之鋼筋均需發展其抗拉強度；且其周邊混凝土保護層均為有限者。例如拱之繫桿、高架支承結構之吊桿或桁架之拉力桿等均為受拉繫材。但對常見之巨積圓形水池而言，由於其壁內鋼筋之間距甚大而且供續接錯置之空間亦甚足夠，故其不歸類為受拉繫材，其鋼筋之接續可用乙級搭接處理。

5.17 受壓竹節鋼筋之續接

解說：

抗壓鋼筋之握裹行為不會受到橫向拉裂縫之影響，所以受壓搭接之規範條文就不若受拉搭接者嚴格。

5.17.1 受壓竹節鋼筋之搭接長度如表 5.17.1 所示，且不得小於 30 cm；當混凝土之 f'_c 小於 210 kgf/cm^2 時，搭接長度須增加 1/3。

表 5.17.1 受壓搭接之最小長度

鋼筋情況	搭接長度
$f_y \leq 4,200 \text{ kgf/cm}^2$	$0.0071d_b f_y$
$f_y > 4,200 \text{ kgf/cm}^2$	$(0.013f_y - 24)d_b$

解說：

實驗結果^[5.1.5.22]顯示鋼筋抗壓搭接強度主要是靠鋼筋端部之支承壓力而得，因此在搭接長度加倍但端部支承不變時，其抗壓搭接長度不會呈等比例增加。因此，鋼筋規定降伏強度超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時，其抗壓搭接長度遠比鋼筋規定降伏強度 f_y 低於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 者為長。

5.17.2 不同直徑之受壓鋼筋搭接時，其搭接長度應為大號鋼筋之伸展長度或小號鋼筋之搭接長度兩者之大值。 $D43$ 或 $D57$ 鋼筋可與 $D36$ 或較小之鋼筋搭接。

解說：

對不同直徑之受壓鋼筋作搭接時，本規範要求其搭接長度為(1)小號鋼筋之受壓搭接長度；(2)大號鋼筋之受壓伸展長度，兩者取大值。而此項要求之理由如下：對相同根數但不同直徑之鋼筋作抗壓搭接時，其鋼筋應負擔之壓力是以小號鋼筋為準，故小號鋼筋之搭接長度應為設計對象。但大號鋼筋會因混凝土乾縮和潛變的影響，而負擔額外的壓力，故這些大號鋼筋的壓力應在其伸展長度內釋放出來，以供小號鋼筋和周遭之混凝土共同承接。因此，大號鋼筋之伸展長度也應作設計之考慮。

5.17.3 銲接或機械式續接器用於受壓續接時，應符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之規定。

5.17.4 端承續接

5.17.4.1 端承續接僅能用於含有閉合箍筋、閉合肋筋或螺箍筋之構材內。

5.17.4.2 僅受壓力之主筋，在端承續接處鋼筋兩端應平正切割並以適當配件保持其在同一軸心承接以傳遞壓力。

5.17.4.3 端承續接鋼筋之端面應平整且與軸心垂直、其偏差不得大於 1.5° ；以適當配件結固後，接觸面之偏差不得大於 3° 。

解說：

絕大部分之端承續接均使用於承壓柱之垂直主筋。若鋼筋有明顯之偏斜時，則其端承續接就需特別處理。端承續接是限用於含閉合箍筋等構材內，其目的是要求含端承續接之斷面仍保有若干的抗剪強度。需注意耐震柱之主筋不可使用端承續接。

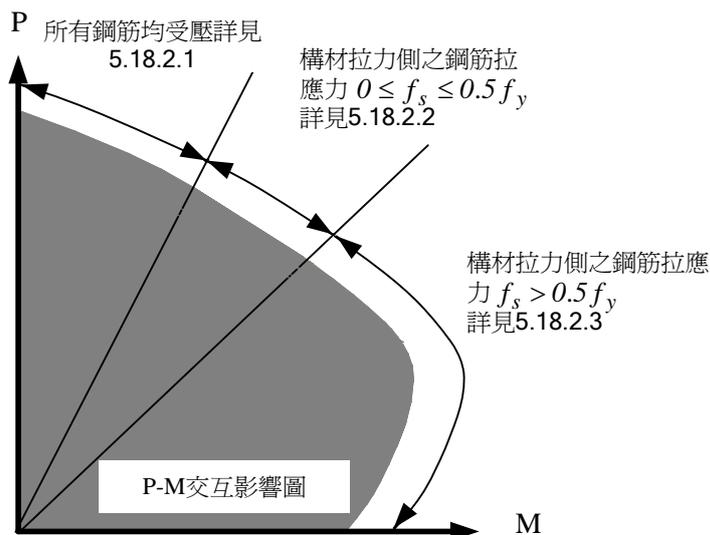
5.18 柱筋續接之特別規定

5.18.1 柱筋之續接應滿足所有載重組合之要求，而其搭接、對銲續接、機械式續接器或端承續接之使用須符合第 5.18.2 至 5.18.4 節之規定。

解說：

若柱同時承受軸力及彎矩作用，則柱之一側就會出現拉應力，如圖R5.18所示。一旦柱出現拉力區，本節就要求柱筋作抗拉續接。就算是分析顯示柱僅承受壓力，但本節仍要求柱於每側均至少提供該側主筋面積乘以 $0.25f_y$ 之拉力強度。

需要注意到柱筋之續接應滿足所有載重組合之要求。例如柱之鋼筋量係由垂直力之載重組合所控制，但柱鋼筋仍需抵抗含風力或地震力之載重組合所引發的拉力，故該柱之主筋仍需使用抗拉續接。



圖R5.18 柱筋續接之特別規定

5.18.2 柱筋之搭接

5.18.2.1 在設計載重作用下柱筋只承受壓力時，則其搭接須符合第 5.17.1 及 5.17.2 節之規定，且按其適用狀況須符合下列要求：

- (1) 橫箍柱在壓力作用下，若其柱筋在搭接長度內被有效面積不小於 $0.0015hs$ 之橫箍筋所圍束，則其受壓搭接長度可乘 0.83 予以折減，惟不小於 30 cm 。其中有效面積是指垂直於斷面尺寸 h 方向之箍筋面積和。
- (2) 螺箍柱在壓力作用下，若其柱筋在搭接長度內被螺箍筋所圍束，則其受壓搭接長度可乘 0.75 予以折減，惟不小於 30 cm 。

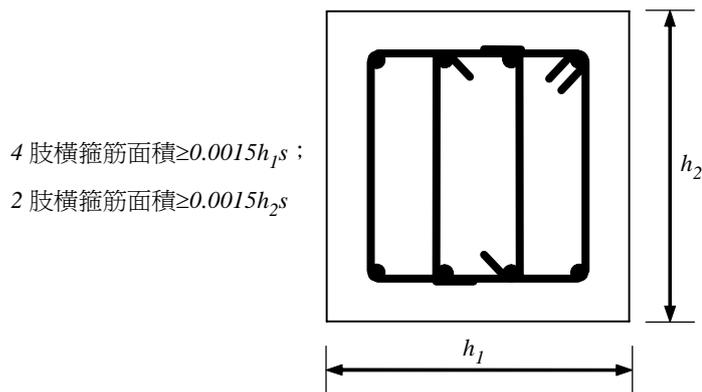
5.18.2.2 在設計載重作用下柱筋承受拉力時，符合下列三條件者其搭接長度可用表 5.16.2 中之甲級，否則須為乙級：

- (1) 柱筋拉應力不超過 $0.5f_y$ 。
- (2) 柱任一斷面之搭接鋼筋面積百分比不大於 50% 。
- (3) 柱筋搭接位置至少錯開 ℓ_d 。

5.18.2.3 在設計載重下柱筋承受之拉應力超過 $0.5f_y$ 時，柱筋搭接長度應採用表 5.16.2 中之乙級搭接。

解說：

受壓柱筋在搭接長度內被有效面積不小於 $0.0015hs$ 之橫箍筋所圍束，則其受壓搭接長度可乘 0.83 予以折減。圍束箍筋量之計算應對方形柱之兩個主軸方向均作查驗。以圖R5.18.2所示之柱為例，若柱之彎曲軸為水平軸時，則有效箍筋面積係以垂直彎曲軸之4肢計算，而 h_1 則為平行彎曲軸之柱寬度。當然，對圖R5.18.2中柱之垂直彎曲方向亦需以2肢計算驗證其箍筋量是否足夠。



圖R5.18.2 橫箍柱中圍束箍筋量之計算

5.18.3 柱筋之銲接或機械式續接器

柱筋之銲接或機械式續接器之使用須符合第 5.15.3.2 或 5.15.3.3 節之規定。

解說：

柱筋續接可使用銲接或機械式續接器，惟其需可發展 $1.25f_y$ 之抗拉或抗壓強度。上述抗壓強度係因混凝土之乾縮及潛變會造成柱筋負擔額外壓力之故。

5.18.4 柱筋之端承續接

柱筋僅承受壓力時可使用符合第 5.17.4 節規定之端承續接，惟每側至少須保有該側主筋面積乘以 $0.25f_y$ 之拉力強度。上述之拉力強度可藉續接位置之交錯或在續接處另加連續鋼筋而得。

5.19 受拉銲接麻面鋼線網之搭接

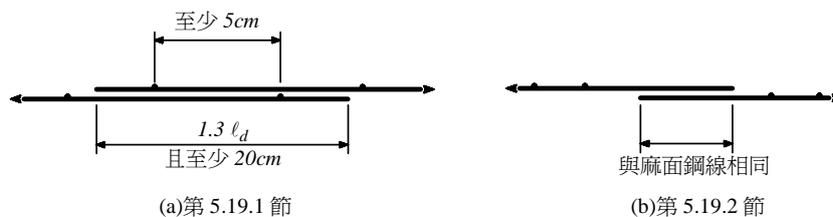
5.19.1 銲接麻面鋼線網搭接時，鋼線網外緣間之搭接長度不得少於 $1.3\ell_d$ 或 20 cm ；其最外側橫向鋼線間之搭接長度不得少於 5 cm ， ℓ_d 為發展 f_y 全值所需之伸展長度，其值應依第 5.8 節之規定計算，惟 ℓ_d 可不受極小值 20 cm 之限制。

5.19.2 若在搭接長度範圍內無橫向鋼線時，銲接麻面鋼線網之搭接應依第 5.16 節麻面鋼線之規定。

5.19.3 當麻面鋼線網在其鋼線伸展方向摻有光面鋼線，或麻面鋼線網和光面鋼線網搭接時，則其搭接長度應依第 5.20 節計算之。

解說：

受拉銲接麻面鋼線網之搭接長度規定係參考實驗數據^[5.23]而得，其要求如圖R5.19所示。



圖R5.19 麻面鋼線網之搭接

5.20 受拉銲接光面鋼線網之搭接

- 5.20.1 若鋼線搭接處之鋼線面積 A_s 小於分析需要量之 2 倍時，其介於兩搭接鋼線網最外橫向鋼線間之搭接長度不得小於一網格長度再加 5 cm，或 $1.5\ell_d$ ，或 15 cm，以值大者為準。 ℓ_d 為發展 f_y 全值所需之伸展長度，其值應為第 5.9 節規定之伸展長度，惟 ℓ_d 可不受極小值 15 cm 之限制。
- 5.20.2 若鋼線搭接處之鋼線面積 A_s 等於或大於分析需要量之 2 倍時，其介於兩搭接鋼線網最外橫向鋼線間之搭接長度不得小於 5 cm，亦不小於 $1.5\ell_d$ 。 ℓ_d 之計算同第 5.20.1 節之規定。

解說：

光面鋼線網之搭接強度主要是由橫向鋼線之錨定所提供，至於縱向鋼線之直線搭接長度則貢獻不大。因此光面鋼線網之搭接是以規定橫向鋼線之重疊狀況為主，並不強調鋼線之直徑或長度。在搭接長度中 5 cm 之額外要求是為增加鋼線網之重疊效應，並提供空間以確保混凝土在鋼線網間之密實性。實驗^[5.24]顯示鋼線直徑大且間距小之光面鋼線網需要較長之搭接長度，因此本規範要求光面鋼線網之搭接需包含長度 $1.5\ell_d$ 之校核，並有最短 15 cm 之限制。其中伸展長度 ℓ_d 是根據第 5.9 節計算，但不受最小值 15 cm 限制。圖 R5.20 顯示光面鋼線網之搭接要求。

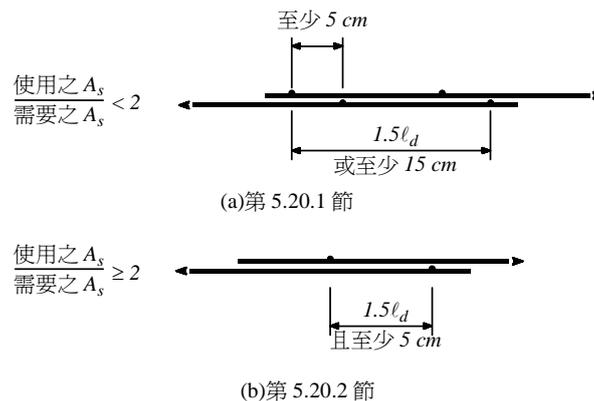


圖 R5.20 光面鋼線網之搭接

參考文獻

- [5.1] ACI Committee 408, "Bond Stress—The State of the Art," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 63, No. 11, Nov. 1966, pp. 1161-1188.
- [5.2] ACI Committee 408, "Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," (ACI 408.1R-90), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1990, 3 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [5.3] Jirsa, J. O.; Lutz, L. A.; and Gergely, P., "Rationale for Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension," *Concrete International: Design & Construction*, V. 1, No. 7, July 1979, pp. 47-61.
- [5.4] Orangun, C. O.; Jirsa, J. O.; and Breen, J. E., "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 74, No. 3, Mar. 1977, pp. 114-122.
- [5.5] 黃世建、陳正平、王森源、龍思靖，「竹節鋼筋在混凝土中之伸展、搭接與配置」，結構工程，第九卷，第四期，Oct. 1994, pp. 51-78。

- [5.6] Moehle, J. P.; Wallace, J. W.; and Hwang, S. J., "Anchorage Lengths for Straight Bars in Tension," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 5, Sept. - Oct. 1991, pp. 531-537.
- [5.7] 黃世建, 「美國 ACI 318-95 規範在鋼筋抗拉伸展與續接設計之變革」, 美國 ACI 318-95 結構混凝土工程設計規範變革研討會論文集, 中華民國結構工程學會, 台北, 民國85年5月。
- [5.8] Jirsa, J. O., and Breen, J. E., "Influence of Casting Position and Shear on Development and Splice Length—Design Recommendations," *Research Report 242-3F*, Center for Transportation Research, Bureau of Engineering Research, University of Texas at Austin, Nov. 1981.
- [5.9] Jeanty, P. R.; Mitchell, D.; and Mirza, M. S., "Investigation of 'Top Bar' Effects in Beams," *ACI Structural Journal* V. 85, No. 3, May-June 1988, pp. 251-257.
- [5.10] Treece, R. A., "Bond Strength of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," Master's thesis, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, May 1987.
- [5.11] Johnston, D. W., and Zia, P., "Bond Characteristics of Epoxy-Coated Reinforcing Bars," Department of Civil Engineering, North Carolina State University, *Report No. FHWA/NC/82-002*, Aug. 1982.
- [5.12] Mathey, R. G., and Clifton, J. R., "Bond of Coated Reinforcing Bars in Concrete," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 102, No. ST1, Jan. 1976, pp. 215-228.
- [5.13] Hamad, B. S.; Jirsa, J. O.; and D'Abreu, N. I., "Anchorage Strength of Epoxy-Coated Hooked Bars," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 2, Mar.-Apr. 1993, pp. 210-217.
- [5.14] Bartoletti, S. J., and Jirsa, J. O., "Effects of Epoxy-Coating on Anchorage and Development of Welded Wire Fabric," *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec. 1995, pp. 757-764.
- [5.15] 中國土木水利工程學會, "混凝土工程施工規範(土木402-80)", 中國土木水利工程學會混凝土工程委員會研究報告(10), Dec. 1991, 171 pp。
- [5.16] Kaar, P., and Magura, D., "Effect of Strand Blanketing on Performance of Pretensioned Girders," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 10, No. 6, Dec. 1965, pp. 20-34.
- [5.17] Hanson, N. W., and Kaar, P. H., "Flexural Bond Tests Pretensioned Beams," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 55, No. 7, Jan. 1959, pp. 783-802.
- [5.18] Kaar, P. H.; La Fraugh, R. W.; and Mass, M. A., "Influence of Concrete Strength on Strand Transfer Length," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 8, No. 5, Oct. 1963, pp. 47-67.
- [5.19] Rabbat, B. G.; Kaar, P. H.; Russell, H. G.; and Bruce, R. N., Jr., "Fatigue Tests of Pretensioned Girders with Blanketed and Draped Strands," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 24, No. 4, July-Aug. 1979, pp. 88-114.
- [5.20] Rogowsky, D. M., and MacGregor, J. G., "Design of Reinforced Concrete Deep Beams," *Concrete International: Design & Construction*, V. 8, No. 8, Aug. 1986, pp. 46-58.
- [5.21] Joint PCI/WRI Ad Hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement, "Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 25, No. 4, July-Aug. 1980, pp. 32-36.
- [5.22] Pfister, J. F., and Mattock, A. H., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Concentrically Loaded Columns," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 5, No. 2, May 1963, pp. 27-40.
- [5.23] Lloyd, J. P., and Kesler, C. E., "Behavior of One-Way Slabs Reinforced with Deformed Wire and Deformed Wire Fabric," *T&AM Report No. 323*, University of Illinois, 1969, 129 pp.
- [5.24] Lloyd, J. P., "Splice Requirements for One-Way Slabs Reinforced with Smooth Welded Wire Fabric,"

Publication No. R(S)4, Civil Engineering, Oklahoma State University, June 1971, 37 pp.

- [5.25] Azizinamini, A.; Pavel, R.; Hatfield, E.; and Ghosh, S. K., "Behavior of Spliced Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, Sept.-Oct. 1999, pp. 826-835.
- [5.26] Azizinamini, A.; Darwin, D.; Eligehausen, R.; Pavel, R.; and Ghosh, S. K., "Proposed Modifications to ACI 318-95 Development and Splice Provisions for High-Strength Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 6, Nov.-Dec. 1999, pp. 922-926.
- [5.27] Jirsa, J. O., and Marques, J. L. G., "A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 72, No. 5, May 1975, pp. 198-200.
- [5.28] Rose, D. R., and Russell, B. W., 1997, "Investigation of Standardized Tests to Measure the Bond Performance of Prestressing Strand," *PCI Journal*, V. 42, No. 4, Jul.-Aug., 1997, pp. 56-60.
- [5.29] Logan, D. R., "Acceptance Criteria for Bond Quality of Strand for Pretensioned Prestressed Concrete Applications," *PCI Journal*, V. 42, No. 2, Mar.-Apr., 1997, pp. 52-90.
- [5.30] Martin, L., and Korkosz, W., "Strength of Prestressed Members at Sections Where Strands Are Not Fully Developed," *PCI Journal*, V. 40, No. 5, Sept.-Oct. 1995, pp. 58-66.
- [5.31] *PCI Design Handbook — Precast and Prestressed Concrete*, 5th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL, 1998, pp. 4-27 to 4-29.
- [5.32] 中華民國結構工程學會鋼筋混凝土結構委員會，「鋼筋續接器續接規範工作小組工作報告」，中華民國結構工程學會研究報告，CSSE 96-01，民國九十六年六月。

第六章 雙向版系

6.1 符號

b_w = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑； cm 。

b_1 = 沿彎矩考慮方向跨度量測之臨界斷面之寬度； cm 。

b_2 = 垂直於 b_1 之臨界斷面寬度； cm 。

c_1 = 矩形或相當矩形柱、柱頭或托架沿彎矩計算方向之尺寸； cm 。

c_2 = 矩形或相當矩形柱、柱頭或托架垂直於彎矩計算方向之尺寸； cm 。

C = 斷面扭力常數，其計算參閱第 6.7.4.2 節。

對 T 形或 L 形斷面之 C 常數應為所分割成之矩形部分之 C 值之和。

E_{cb} = 梁混凝土之彈性模數； kgf/cm^2 。

E_{cs} = 版混凝土之彈性模數； kgf/cm^2 。

h = 構材總厚或全深； cm 。

h_b = 翼緣下方至梁底面之深度，參閱第 6.3.4 節； cm 。

h_f = 翼緣厚度，參閱第 6.3.4 節； cm 。

I_b = 梁總斷面對其中心軸之慣性矩，參閱第 6.3.4 節； cm^4 。

I_s = 版總斷面對其中心軸之慣性矩，用於計算 α_ϕ 及 β_t ； cm^4 。

K_t = 構材之扭曲勁度；單位轉角之彎矩。

l_n = 淨跨度，兩支承面間之距離； cm 。

l_1 = 跨度，在設計彎矩方向之支承中心間距離。

l_2 = 垂直於 l_1 方向之跨度，支承中心間之距離。

M_o = 總靜定設計彎矩。

M_u = 斷面之設計彎矩； $kgf-cm$ 。

q_{Du} = 單位面積之設計靜載重。

q_{Lu} = 單位面積之設計活載重。

q_u = 版之單位面積之設計載重。

V_c = 混凝土之剪力計算強度，參閱第 4.4 節； kgf 。

V_u = 斷面之設計剪力； kgf 。

x = 斷面內各矩形之短邊長度； cm 。

y = 斷面內各矩形之長邊長度； cm 。

α_f = 梁與版之撓曲勁度比，其中版之寬度以梁兩邊之版中心線為界，參閱第 6.4.6 節。

α_{f1} = l_1 方向之 α_f 。

α_{f2} = l_2 方向之 α_f 。

β_t = 邊梁斷面扭曲勁度與版撓曲勁度之比值，其中版之寬度等於該邊梁支承中心至中心之跨度，參閱第 6.7.4 節。

γ_f = 版柱接頭處未平衡彎矩由撓曲所傳遞之因數，參閱第 6.6.3.2 節式(6-1)。

γ_v = $1-\gamma_f$ ；版柱接頭處未平衡彎矩由偏心剪力所傳遞之因數，參閱第 4.13.6.1 節。

$\rho = \frac{A_s}{bd}$ ；非預力受拉鋼筋比。

ρ_b = 產生平衡應變狀態之鋼筋比，參閱第 3.4.2 節解說及附篇 B.3 節。

ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

6.2 範圍

6.2.1 本章之雙向版系係指各支承間含梁或無梁之雙向受撓版。

6.2.2 雙向版系可支承於柱或牆，其結構尺寸 c_1 、 c_2 及 l_n 須由有效支承面積來決定。有效支承面積是指版或柱頭版之底面與包含於柱和柱冠或托架內且以不大於 45° 角向外擴展之最大正圓錐、正角錐或斜楔之相交部分之面積。

6.2.3 本章適用於雙向實心版，及以固定或可移動填塊形成之雙向肋梁或欄柵版。

6.2.4 按本章設計之最小版厚須符合第 2.11.3 節之規定。

解說：

本章之設計方法均係根據一系列有效之試驗結果分析^[6.1-6.7]，及各種版系行為記錄而得，主要考慮撓曲鋼筋之選用及其配置，使版系可以確實將載重經由撓曲彎矩、扭矩及剪力傳遞到柱系。有關扭矩及剪力之設計準則列於本規範之第四章。

本章所涵蓋之基本設計原理，原則上可應用於所有承受垂直載重之平面結構系統。然而，特殊設計規定及使用實例顯示，本章方法僅應用於有限之系統如：平版系(*flat slabs*)、片版系(*flat plates*)、雙向版系(*two-way slabs*)及雙向肋梁版系(*waffle slabs*)。

雙向版系之分析及設計補充資料，請參閱ACI 340.4R[SP-17(S)]^[6.8]，此補充資料乃提供本章直接設計法與相當構架法之簡化應用。

對於有梁版，本章之設計僅適用於格間角落具有柱或近於無變位之支承。雙向版之一向具有小梁，而於另一向具有大梁支承者，其分析與設計必須考慮到小梁與大梁之變位上之契合關係。當版系之一邊全長支承於牆時，可將牆視為勁度無限大之梁；但牆支承長未達版之一邊全長時，可視之為扁長柱處理之。

本章規定不包含單向版，因其配筋僅於單向抵抗撓曲應力；直接澆置於土壤上之鋪面版，因無須傳遞其他結構體上之載重至土壤，本章也不予論述。

6.3 定義

6.3.1 柱列帶為柱中心線每側寬 $l_2/4$ 或 $l_1/4$ (以較小者為準)之部分；柱列帶中若有梁時，亦應包含之。

6.3.2 中間帶為相鄰兩柱列帶間之部分。

6.3.3 格間為由其四周之柱、梁或牆中心線所圍成之部分。

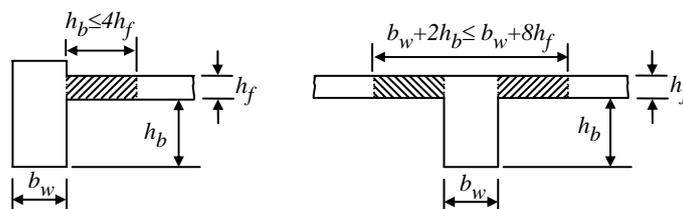
解說：

依定義所述，格間包括柱中心線之間所有撓曲單元，故柱列帶若有梁，則應包含該梁在內。

6.3.4 整體澆置或合成構造之含梁雙向版，設計時梁翼緣每側懸出寬度等於該梁突出版上或版下之梁深，以值大者為準，但不得大於版厚之 4 倍。

解說：

整體澆置或合成構造之含梁雙向版，可將部分版寬當作有效翼緣之規定如圖R6.3.4所示。



圖R6.3.4 版作為梁之有效翼緣例

- 6.3.5 如使用柱頭版係為減少柱頂上平版之負彎矩鋼筋量或最小平版厚時，柱頭版下突出部分不得少於平版厚度之 $1/4$ 。柱頭版應由支承中心向每面延伸至少為該向支承中心間跨度之 $1/6$ 。

解說：

符合本節規定之柱頭版，可用於減少第6.4.7節規定之柱頂上平版之負彎矩鋼筋量，或用於減少最小平版厚度如第2.11.3節規定。小於本節規定之柱頭版厚度或範圍亦可用於增加平版之剪力強度。

6.4 版之鋼筋

- 6.4.1 雙向版系之鋼筋面積應由其臨界面之彎矩計算，但不得小於第 13.11 節之規定。
6.4.2 版在臨界面處之鋼筋間距不得大於版厚之兩倍，惟肋版鋼筋配置可不受此限。

解說：

實心版臨界面處之鋼筋間距規定不得大於版厚之兩倍，此規定乃在確保版之行爲及減少裂縫，以及達到版上小範圍內確能承擔集中載重之能力，惟肋版鋼筋配置可不受此限。

雙向版系之鋼筋應符合第13.11節最少溫度鋼筋比。

- 6.4.3 所有垂直於不連續邊之正彎矩鋼筋必須延伸至版邊，並至少延伸 15 cm 直伸或彎鉤埋入邊梁、牆或柱內。
6.4.4 所有垂直於不連續邊之負彎矩鋼筋必須以彎折、彎鉤或其他方式錨定於邊梁、牆或柱內，其在支承面之伸展長度應符合第五章之有關規定。
6.4.5 若版未以邊梁或牆為支承或版懸伸於支承外者，則鋼筋得在版端內錨定之。

解說：

邊梁上之版彎矩可能會因邊界情況而有很大的變化。若邊梁嵌築於支承之鋼筋混凝土牆，則版系於該邊界狀況接近固接；若邊梁之下未有鋼筋混凝土牆，則版於該邊之支撐狀況將依邊梁或版端之扭轉勁度而定，而接近簡支承。於一般結構體中版之邊界常有無法預知如上述兩極端情況，因而訂有此等鋼筋錨定之規定。

- 6.4.6 版支承於梁，若其 α_f 值大於 1.0 ，則版之外角隅處應按下列規定配置角隅鋼筋加強之：
版支承於邊牆或支承於任一 α_f 值大於 1.0 之邊梁，則版之外角隅處應按下列規定配置角隅鋼筋加強之：
6.4.6.1 角隅鋼筋不論在版頂或版底亦得各以兩組鋼筋與版邊平行排置。角隅鋼筋之數量不論在版頂或版底均應等於版內單位寬度最大正彎矩所需之數量。
不論在版頂或版底之單位版寬所需角隅鋼筋量，均應按版內單位版寬最大正彎矩設

計。

6.4.6.2 角隅鋼筋在版之頂面及底面均須置放，頂面者須與由該角所引之對角線平行，底面者須與該對角線垂直。

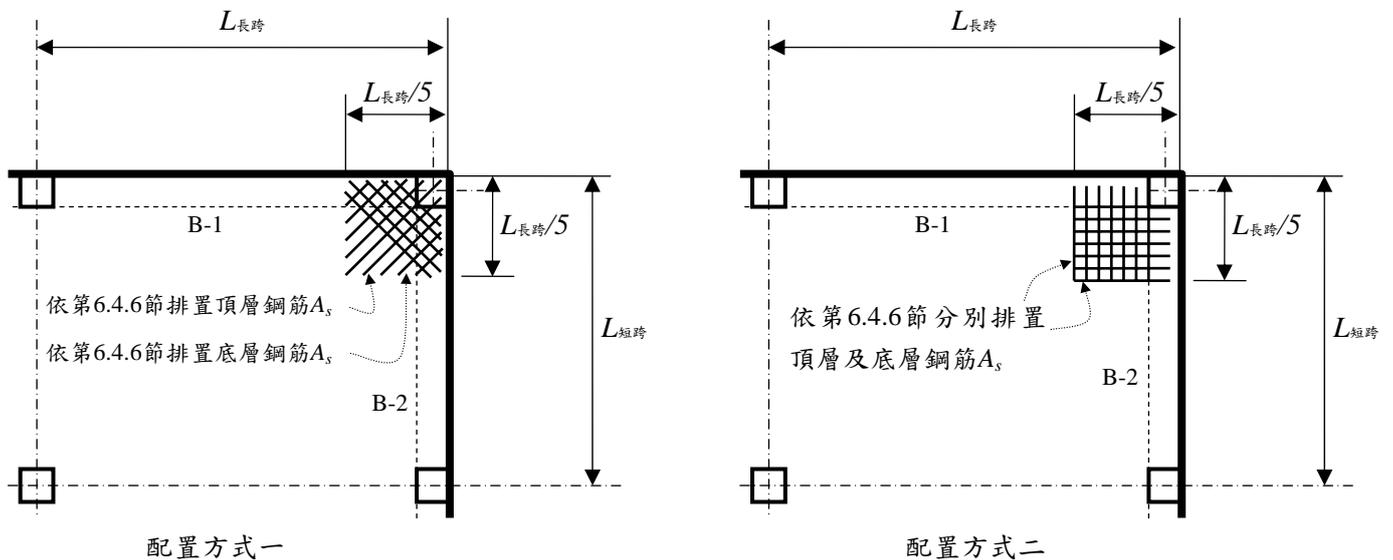
角隅彎矩之作用軸線，假設在版頂面係垂直於該角所引之對角線；在版底面則平行於該對角線。

6.4.6.3 角隅鋼筋應置放在每個方向距角隅 $1/5$ 長向跨度範圍內。

6.4.6.4 角隅鋼筋在版之頂面及底面均須置放，頂面者須平行於該角之對角線，底面者須垂直於該對角線。角隅鋼筋亦得在版頂與版底處，各以兩組鋼筋與版邊平行排置。

解說：

雙向版承載時之角隅有向上翹之趨勢，若此上翹趨勢被邊牆或邊梁束制時，將在版之角隅產生彎矩，須配置鋼筋以承受此彎矩並控制裂縫。配置鋼筋量須滿足兩主方向彎矩之需求，可參見圖R6.4.6。圖R6.4.6為標示角隅鋼筋配置之最小範圍，個別鋼筋之錨定長度應符合相關規定。



註：

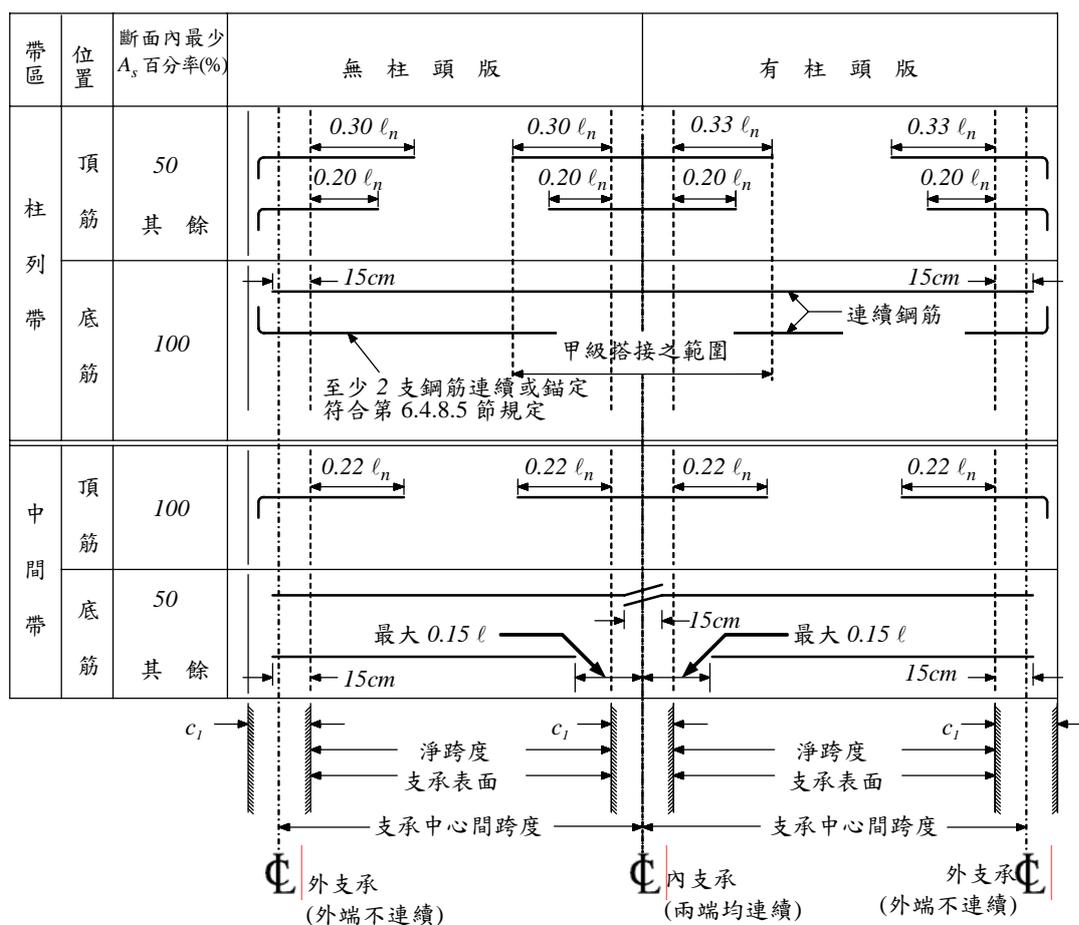
- (1)若邊梁B-1或B-2之 $\alpha_f > 1.0$ 則版之外角隅處須配置角隅鋼筋。
- (2)角隅鋼筋之間距不得大於2倍版厚。

圖R6.4.6 版之外角隅鋼筋

6.4.7 如使用柱頭版以減少柱頂上平版之負彎矩鋼筋量，則柱頭版之大小應符合第 6.3.5 節規定。計算所需版鋼筋量時，柱頭版在版下突出厚度之計算值不得大於柱頭版邊緣至柱邊緣或柱冠邊緣間距離之 $1/4$ 。

6.4.8 無梁版之鋼筋細則

- 6.4.8.1 除按第 6.4 節之其他規定外，鋼筋在無梁版中之最小延伸長度應符合圖 6.4.8 之規定。
- 6.4.8.2 相鄰兩跨度不相等時，圖 6.4.8 所示負彎矩鋼筋在支承面外之延伸長度應以較長跨度計算。
- 6.4.8.3 彎起鋼筋僅在版之深跨比容許其彎角不大於 45° 時方得使用。
- 6.4.8.4 對有側移構架內之版，其鋼筋長度應按分析所得之值設置，惟不得小於圖 6.4.8 所示之長度。
- 6.4.8.5 兩向柱列帶內所有底層鋼筋或鋼線應連續或如圖 6.4.8 所示做甲級搭接、符合第 5.15.3 節規定之機械式續接或銲接，且至少需有二根底層鋼筋或鋼線連續穿過柱心，並應錨定在外支承處。
- 6.4.8.6 具有剪力頭之版及昇版者，至少應於每向設有兩支握裹之底鋼筋或鋼線通過剪力頭或昇版之金屬軸環，而盡可能接近柱並連續之，或以甲級搭接續接之。在外柱處，則鋼筋應錨定於剪力頭或金屬軸環。



解說：

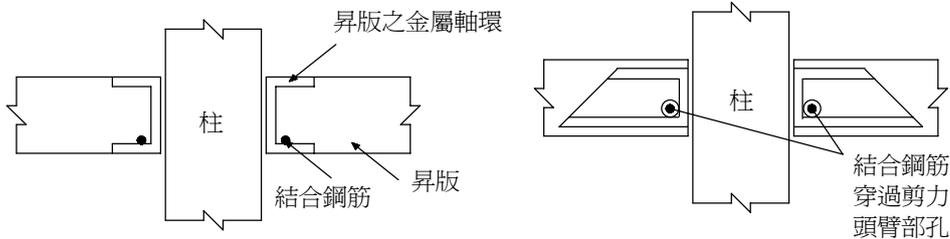
由於施工不方便，實際設計例很少，故於本次規範修正時，已將彎起鋼筋排列從圖 6.4.8 中刪除。但

並不表示被禁用，若要使用彎起鋼筋排列詳細請參閱前版規範中之規定。

以雙向版當作有側移構架抵抗側力之構件時，依垂直載重與側向載重組合作用產生之彎矩，作設計所需之鋼筋量及鋼筋長度不得少於圖6.4.8之規定。

本規範要求柱列帶內至少需有二根底層鋼筋或鋼線連續穿過柱心之規定，其用意在於使樓版於柱邊發生穿孔剪力破壞後，使版尚具贅餘能力。本規範已允許機械式續接與銲接。

第6.4.8.6節之規定係為防止在支承處單一穿孔剪力破壞，所需結合用鋼之規定如圖R6.4.8.6所示。



圖R6.4.8.6 結合鋼筋位置

6.5 版之開孔

6.5.1 版之開孔若經分析判知其設計強度足以承受設計載重，且符合所有使用性包括撓度限制等條件，則開孔大小不受限制。

6.5.2 未經第 6.5.1 節規定分析之無梁版系若按下列規定得以開孔：

6.5.2.1 兩中間帶之交區內可有任何大小之開孔，惟格間鋼筋須維持未開孔時之需要量。

6.5.2.2 兩柱列帶相交區內開孔之每向寬度不得大於柱列帶寬度之 $1/8$ ，因開孔所截斷之鋼筋須在孔口四周等量補加。

6.5.2.3 柱列帶與中間帶相交區內每向被開孔截斷之鋼筋量不得大於該向所需鋼筋量之 $1/4$ ，因開孔截斷之鋼筋須在孔口四周等量補加。

6.5.2.4 剪力設計應符合第 4.13.5 節之有關規定。

6.6 設計步驟

6.6.1 雙向版系之設計必須滿足力之平衡條件及應變一致性，其設計強度足以承受設計載重，並須滿足含撓度限制在內之所有使用性條件。

6.6.1.1 承受垂直載重時，雙向版系之版與梁於其支承及支承柱或牆間構成正交構架者，可按本章第 6.7 節之直接設計法或第 6.8 節之相當構架法設計之。

6.6.1.2 承受側向載重時，有側移構架之分析應考慮裂縫及鋼筋對構架桿件勁度之影響。

6.6.1.3 垂直載重分析結果可與側向載重分析結果合併設計。

解說：

依本節之規定，設計時可直接引用結構力學基本原理之分析結果，然仍須顯示其確實可達到安全及使用性之規定。版系設計可以綜合採用彈性體傳統解、有限元素法或降伏線分析法之數值解，並求取版系支承周圍之剪力、扭力及撓曲彎矩等。

設計者必須考慮到版系之設計，不僅涵蓋其分析而已；應配合版系可能承受之載重、計算應力之可靠性，及結構之變形等，尚須憑其知識及實務經驗，針對版系之尺寸作適當的調整。

對雙向版垂直載重分析方法而言，本章所提供兩種方法之特別規定，僅限使用於承受垂直載重之正交構架，詳細可按本章第 6.7 節之直接設計法，或按第 6.8 節之相當構架法設計之。此兩種方法均可應用

於含梁之雙向版系、平版系及片版系，分配到版臨界斷面之彎矩可反應由於裂縫或支承型式降低元件勁度之影響。

於側向力(地震力或風力)分析時，彎矩之放大係數與實際之側向位移成正比。於結構使用年限中，舉凡施工載重、經常性載重、可預期之超載、及體積改變等均會造成版系之裂縫。裂縫會引致版系勁度之減少，尤以有側移構架之版系更為顯著。當側向力作用於構架時，版系之裂縫會造成側移量之增加。版系之裂縫影響必須計入勁度假設中，使風力或地震引致之側移不致低估。若勁度值無法由裂縫效應準確分析獲得，則版構件有效斷面慣性矩可由開裂斷面計算之，或依實驗結果^[6.9,6.10]整理之公式，如式(2-1)所示，計算得到有效慣性矩，再分析計算其有效勁度。

設計者可撰擇經證實能滿足平衡條件及應變一致性，且能契合實驗結果之任何分析方法。一些可用之設計步驟可參考文獻^[6.11]。就有側移構架之版系而言，版構件具裂縫者可採用『等值寬度』為格間全寬之25%至50%來反應勁度之折減。

版構件之勁度依 l_2/l_1 、 c_1/l_1 、 c_2/c_1 等參數而變，並與第6.6.3.2節所規定版寬內集中配置鋼筋有關。此集中配置鋼筋可傳遞撓曲不平衡彎矩，並可避免版及柱區提前降伏和軟化，而增強勁度。

有側移構架中，版梁應採用最低之勁度假設值以估算合理之側位移。含結構牆之構架系統，其勁度應作更精細之計算，方能以合宜之比例分配其側力及彎矩。

6.6.2 支承間之版與梁之任何斷面應按其設計彎矩設計之。

6.6.3 若因重力載重、風力、地震力或其他側向力引起版與柱間之不平衡彎矩 M_u 之傳遞時，其中部分應按第6.6.3.2及6.6.3.3節之規定由撓曲傳遞之。

6.6.3.1 不平衡彎矩未經由撓曲傳遞之部分，則應依第4.13.6節規定由偏心剪力傳遞之。

6.6.3.2 部分不平衡彎矩 $\gamma_f M_u$ 經由撓曲傳遞時，其有效版寬為柱或柱冠兩側外各加版或柱頭版厚之1.5倍，此處 M_u 為待傳遞之不平衡彎矩，且

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + (2/3) \sqrt{b_1/b_2}} \quad (6-1)$$

解說：

本節針對無梁版系而言。經試驗研究結果顯示，除非對抵抗扭矩及剪力有特殊之設計，專用於撓曲傳遞不平衡彎矩至柱之鋼筋，應配置於距柱邊兩側各 $1.5h$ (即版或柱頭版厚之1.5倍)之範圍內。柱四週版之剪應力應按第4.13.2節之規定計算之。

6.6.3.3 外支承處版系之不平衡彎矩若其轉軸平行於支承外緣時，且 V_u 於邊支承處不超過 $0.75\phi V_c$ ，或於角落支承處不超過 $0.5\phi V_c$ ，則式(6-1)中之 γ_f 值應可提高為1.0；內支承處之不平衡彎矩或外支承處之不平衡彎矩其轉軸垂直於支承外緣時，若 V_u 於支承處不超過 $0.4\phi V_c$ ，則式(6-1)中之 γ_f 值應可最多提高25%。按本節調整 γ_f 時，於第6.6.3.2節中規定之有效版寬內之鋼筋比不得超過 $0.375\rho_b$ ；於預力版系中，其 γ_f 不得作任何調整。

解說：

於某些情況下，設計者得不修改構件尺寸而調整由剪力傳遞之彎矩大小。依最近之試驗顯示，在版系之內外支承處之不平衡彎矩，經由剪力及撓曲傳遞之比例可彈性分配。

在外支承處之設計剪力(不含由彎矩傳遞引致之剪力)於邊柱不超過第4.13.2.1節所規定之剪力強度 ϕV_c

之75%，於角柱不超過50%，經由偏心剪力傳遞之不平衡彎矩部分 $\gamma_f M_u$ 得以酌減。試驗顯示，外支承處之剪力與不平衡彎矩間並無明顯之互制作用^[6.14,6.15]，惟應注意當 $\gamma_f M_u$ 減少時，則 $\gamma_f M_u$ 會增加。

試驗顯示，在內支承處之不平衡彎矩經由剪力及撓曲傳遞之比例亦可彈性分配，惟其限制較外支承嚴格。若內支承處之設計剪力(不含由彎矩傳遞引致之剪力)不超過第4.13.2.1節所規定之剪力強度 ϕV_c 之40%，則不平衡彎矩撓曲傳遞部分得增加25%。

由試驗顯示，版柱接頭須具高度韌性，因剪力與不平衡彎矩間之互制作用甚為密切。當設計剪力很大時，版柱接頭常不能讓在有效翼寬內之所有鋼筋發揮作用；按本節調整 γ_f 時，於第6.6.3.2節中規定之有效版寬內之部分不平衡彎矩 $\gamma_f M_u$ 所需鋼筋比不得超過 $0.375\rho_b$ ；於預力版系中，其 γ_f 不得作任何調整。

對式(6-1)之 γ_f 無法依本節修正之版柱接頭，一般顯示有應力超過之情況。第6.6.3.3節之規定旨在增進柱版系間接合處之韌性。當內支承兩面發生反向彎矩時，上下層主筋應集中在有效寬度內，且上層鋼筋對底層鋼筋之比值約以2為宜。

6.6.3.4 應以密集配置或加設鋼筋於柱頭上以抵抗第6.6.3.2節所示有效版寬內之彎矩。

6.6.4 版之載重經由剪力及扭力傳遞至支承牆或柱之設計，應按第四章之有關規定。

6.7 直接設計法

解說：

直接設計法為版與梁之斷面上彎矩分配規則，用以滿足安全性與大多數使用性之需求。

直接設計法涵蓋三個基本步驟如下：

- (1) 計算總靜力設計彎矩。(如第6.7.2節)
- (2) 由總靜力設計彎矩分配計算正、負設計彎矩。(如第6.7.3節)
- (3) 由正、負設計彎矩分配計算柱列帶、中間帶及梁等之設計彎矩。(如第6.7.4至6.7.6節)

6.7.1 使用限制

符合下列條件之雙向版得按直接設計法設計之。

- 6.7.1.1 版之每向至少須有三個連續跨度。
- 6.7.1.2 版之格間須為矩形，其長短跨度(支承中心間距)之比值不得大於2。
- 6.7.1.3 版之每向相鄰兩跨度之差不得大於較長跨度之1/3。
- 6.7.1.4 柱偏離柱列中心線之距離不得大於偏向跨度之1/10。
- 6.7.1.5 所有載重均須為垂直均佈於全格間，且活載重不得大於靜載重之2倍。
- 6.7.1.6 若版格間四周均有梁，相互垂直兩方向梁之相對勁度比值應符合式(6-2)之規定。

$$0.2 \leq \frac{\alpha_{f1} \ell_2^2}{\alpha_{f2} \ell_1^2} \leq 5.0 \quad (6-2)$$

其中 α_{f1} 及 α_{f2} 依式(6-3)計算之。

$$\alpha_f = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s} \quad (6-3)$$

- 6.7.1.7 第2.6節所容許之彎矩再分配不適用於雙向版系之直接設計法，參閱第6.7.7節。
- 6.7.1.8 雖與上列各條件不符，但經分析證實其符合第6.6.1節之規定者，亦可按直接設計

法設計之。

解說：

由於直接設計法是根據有梁版和無梁版之彎矩分析理論步驟、簡化設計與施工程序之要求，及往例之版系行為等所發展出來的。故版系依直接設計法設計時，應循此發展時考慮之特性，並依本節設定之各項限制設計之。

第6.7.1.1節規定至少須有三個連續跨度的基本理由，在於限制結構體中僅有兩個連續跨度時，其內支承負彎矩之大小不適用。由於直接設計法應用時，版系所假設之第一個內支承負彎矩斷面，既非旋轉固定亦非不連續端情況，故以至少三個連續跨度之版系作限制較能符合原假設。

第6.7.1.2節若版系中長、短跨度之比值大於 2 時，則於短跨方向所承擔彎矩作用顯然呈單向版行為，故作此限制。

第6.7.1.3節規定版系相鄰兩跨度之差不得大於較長跨度之 $1/3$ 。其用意在於配合圖6.4.8上之規定，以避免於負鋼筋斷點之外尚有負彎矩存在。

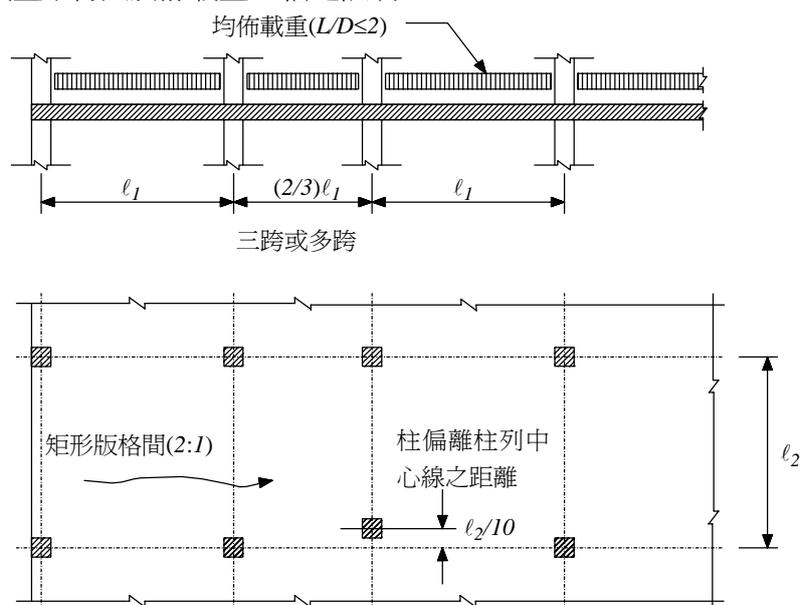
第6.7.1.4節每柱偏離正常矩形柱列中心線得在偏向跨度之 $1/10$ 以內，該跨間各柱之偏離柱列中心線總值不得超過該跨度之 $1/5$ ，如圖R6.7.1.4所示。

第6.7.1.5節直接設計法是依據全格間承受垂直載重時，由靜力作用以柱支承之結果分析而得。至於側向力(風力、地震力等)作用結果須作構架分析。當基礎筏基版作為雙向版設計時，採用已知之柱作用載重，即使假設基土反力為均佈情況，仍須作構架分析始符合要求。本版修訂中，將活載重對靜載重比值由 3 降為 2。主要是由於大部分版系此比值均少於 2，並不須作載重分佈效用之分析檢驗。

第6.7.1.6節版格間四周梁於相互垂直兩方向梁之相對勁度比值必須不小於 0.2 ，且不大於 5.0 。否則各部位彎矩之彈性分佈結果會產生與直接設計法所假設之彎矩呈明顯的差異。

第6.7.1.7節因直接設計法之彎矩屬近似值，故不適合作如第2.6節所容許之彎矩再分配。惟依第6.7.7節規定可作 10% 內之修正。

第6.7.1.8節雖與上列各限制條件不盡相符，若經由合乎學理之分析證實其符合第6.6.1節之規定者，亦可按直接設計法設計之。例如，版系承載非移動載重(如水池，於各格間均承相同載重)，則可不必要受第6.7.1.5節規定活載重不得大於靜載重 2 倍之限制。



圖R6.7.1.4 柱偏離柱列中心線之距離

6.7.2 跨間之總靜定設計彎矩

6.7.2.1 介於支承線與相鄰兩側格間中心線間之範圍為一設計帶。

6.7.2.2 每一跨間之總靜定設計彎矩為該方向之正設計彎矩與平均負設計彎矩之絕對值總和，其值不得小於

$$M_o = \frac{q_u l_2 l_n^2}{8} \quad (6-4)$$

式中 l_n 為計算總靜定設計彎矩方向之淨跨度。

6.7.2.3 如支承線兩側格間寬度不同時，式(6-4)中之 l_2 須取其平均寬度。

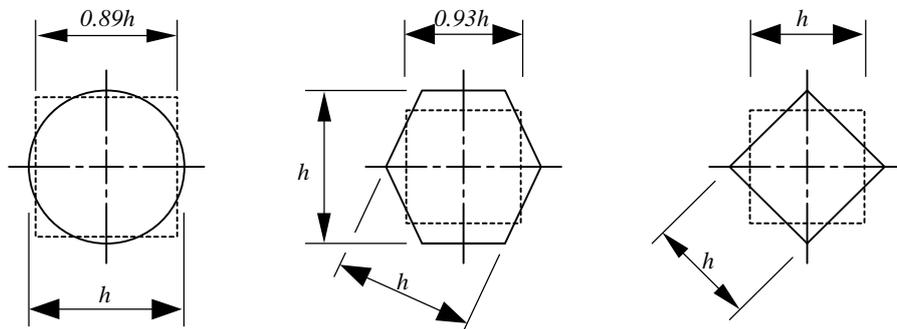
6.7.2.4 若一側為外側，則 l_2 為內側格間中心線至外側邊緣之距離。

6.7.2.5 淨跨度 l_n 為柱、柱冠、托架或牆之支承面間之距離，但不得小於 $0.65l_1$ ，圓形或正多邊形支承應按其相等面積之方形計算。

解說：

第6.7.2.2節由尼可氏(J.R.Nichol)之簡易推導得到式(6-4) [6.17]，是假設雙向版之反作用力集中於該跨間垂直跨度方向之支承面上。通常設計者可就相鄰各半格間，即包含一個柱列帶與其兩側之半中間帶之寬度去計算該跨間之總靜定設計彎矩。然該格間一側為外側時，則應依第6.7.2.4節之規定。

第6.7.2.5節若支承構材為圓形或正多邊形斷面時，應按其相等面積之方形計算其有效寬度，進而計算淨跨度。例如支承構材為圓形斷面，六角形斷面，及菱形斷面，則其有效相當方形之寬度分別為直徑之0.89倍，平行邊間距之0.93倍，及菱形邊長。如圖R6.7.2.5所示。



圖R6.7.2.5 支承構材之相當方形斷面

6.7.3 正設計彎矩及負設計彎矩

6.7.3.1 負設計彎矩應位於矩形支承之支承面，圓形或正多邊形支承則以其相等面積之方形邊緣作為支承面。

6.7.3.2 內跨間負設計彎矩為總靜定設計彎矩 M_o 之 65%，正設計彎矩為 M_o 之 35%。

6.7.3.3 端跨間之總靜定設計彎矩 M_o 按下表比率分配之：

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
	版外緣 無束制	版所有 支承間 均有梁	版所有內支 承間均無梁		版外緣 全束制
		無邊梁	有邊梁		
內支承負設計彎矩	0.75	0.70	0.70	0.70	0.65
正設計彎矩	0.63	0.57	0.52	0.50	0.35
外支承負設計彎矩	0.0	0.16	0.26	0.30	0.65

- 6.7.3.4 負彎矩斷面應按同一支承相連兩跨間，較大之負設計彎矩設計之，否則須將不平衡彎矩按其相鄰構材之勁度作分析分配之。
- 6.7.3.5 邊梁或版邊應能承受由外支承負設計彎矩所產生之扭力。
- 6.7.3.6 依第 6.6.3.1 節所規定之垂直載重彎矩由剪力偏心之彎矩傳遞於版與邊柱間應為 $0.3M_o$ 。

解說：

第6.7.3.3節端跨之彎矩係數乃根據參考文獻[6.18,6.19]及[6.20]所提相當柱勁度之關係所得。於第6.7.3.3節之表中(1)所列之彎矩係數是供版外緣無束制之情況使用，即版外緣係簡支承於磚石牆上或混凝土牆上。(5)所列之彎矩係數則供版外緣呈全束制之情況使用，即版外緣與勁度較版勁度大很多之支承RC牆相結成一體之情況。

最外緣無束制及完全束制以外之情況，表中之彎矩係數值，係經選取正彎矩及內負彎矩為上限值者，因此外側負彎矩則接近下限值。然外側負彎矩能力於大多數版系中乃受限於控制裂縫之最少鋼筋量。致最後選用係數經調整後則為正彎矩與內外負彎矩平均值之絕對值和為 M_o 。

雙向版四周均有梁之系統採用表中(2)之彎矩係數值；無內梁之版系如片版及平版則依無邊梁及有邊梁分別使用表中(3)及(4)之彎矩係數值設計之。

第6.7.3.4節在作支承設計時，須考慮到柱或其他形式支承之兩側版彎矩之差異量。若作不平衡彎矩分配分析時，所用之勁度可按各相關構材之混凝土全斷面推算之。

第6.7.3.5節負彎矩作用於版外側之邊梁(或版邊構材)者，必須將之傳遞到支柱或支承牆，故由此衍生之扭力應予探討。

6.7.4 柱列帶之設計彎矩

6.7.4.1 分配到柱列帶之內支承負設計彎矩之百分率應如下表，其中間值以內插法求之：

l_2 / l_1	0.5	1.0	2.0
$\alpha_{f1} l_2 / l_1 = 0$	75	75	75
$\alpha_{f1} l_2 / l_1 \geq 1.0$	90	75	45

6.7.4.2 分配到柱列帶之外支承負設計彎矩之百分率應如下表，其中間值以內插法求之：

l_2 / l_1	0.5	1.0	2.0	
$\alpha_{f1} l_2 / l_1 = 0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	75	75	75
$\alpha_{f1} l_2 / l_1 \geq 1.0$	$\beta_t = 0$	100	100	100
	$\beta_t \geq 2.5$	90	75	45

其中 β_t 及 C 應分別由式(6-5)及式(6-6)計算求得，並據上表依線性內插法求得負設計彎矩之百分率。

$$\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2E_{cs} I_s} \quad (6-5)$$

$$C = \sum \left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \quad (6-6)$$

斷面如第 6.3.4 節規定者，對 T 形或 L 形斷面之 C 常數應為所分割成之矩形部分之

C 值之和。

6.7.4.3 如支承為柱或牆，其延伸寬度等於或大於設計帶寬 l_2 之 $3/4$ ，則負設計彎矩可視為均勻分佈於 l_2 。

6.7.4.4 分配到柱列帶之正設計彎矩之百分率應如下表，其中間值以內插法求之：

l_2 / l_1	0.5	1.0	2.0
$\alpha_{f1} l_2 / l_1 = 0$	60	60	60
$\alpha_{f1} l_2 / l_1 \geq 1.0$	90	75	45

6.7.4.5 支承間有梁之版，柱列帶未由梁承受之彎矩應由版承受之。

解說：

依據以往針對彈性版具有各種勁度邊梁之研究^[6.21]，及設定柱列帶、梁、及中間帶之彎矩係數，藉之設計，向來尚稱適宜。

為求以牆作邊界支承之半柱列帶彎矩，可利用式(6-4)，其 l_n 可設為平行於該柱列帶之相鄰柱列帶之柱與柱跨距之 l_n ；而該邊界牆可以視為勁度無限大之梁。

第6.7.4.2節中扭矩勁度參數 β_t 之效用乃在於設定柱列帶之外負設計彎矩；除非梁之扭矩勁度高於版之撓曲勁度，否則其值不影響中間帶之任何彎矩之設定。於 β_t 之定義中，其剪力模數採取梁混凝土彈性模數之半，即 $E_{cb}/2$ 。

當RC牆作為沿柱線而立之支承時，可視為勁度甚大之梁處理，其 $\alpha_{f1} l_2 / l_1$ 之值大於一。當外支承具有與決定該彎矩方向相垂直之牆時，若該牆為無法抵抗扭矩之圻工牆，則 β_t 可取零；若該牆為可抵抗大扭矩之RC牆，並與RC版澆置成一體者，則 β_t 可採用2.50。

6.7.5 梁之設計彎矩

6.7.5.1 如 $\alpha_{f1} l_2 / l_1 \geq 1.0$ ，支承間之梁應承受柱列帶彎矩之85%。

6.7.5.2 如 $0 < (\alpha_{f1} l_2 / l_1) < 1.0$ ，支承間之梁所應承受柱列帶彎矩之百分率介於0與85%間，以線性內插法求之。

6.7.5.3 除按第6.7.2.2、6.7.5.1及6.7.5.2節規定外，梁上直接載重包括梁在版上下突出部分之重量，所產生之彎矩應由梁承受。

解說：

直接作用於梁之載重係指一般包含於式(6-4)中 q_u 者以外之載重； q_u 為版之均佈靜載重、均佈天花板載重、樓版粉飾、相當均佈之隔間載重及活載重等。直接作用於梁之載重包括沿著梁中心線之隔間牆、梁上加柱或梁下吊掛之集中載重，及梁本身之靜載重。僅有作用於梁身寬度內(非梁之有效寬度)之載重才認定為梁直接載重。對於作用在版上位於梁身之外的線載重和集中載重，應予特別考慮以求取其作用於版及梁之比例。

6.7.6 中間帶之設計彎矩

6.7.6.1 正負設計彎矩除由柱列帶承受者外，其餘應由其兩側之半中間帶承受之。

6.7.6.2 中間帶之設計彎矩為兩相接半中間帶設計彎矩之和。

6.7.6.3 相鄰且平行於牆支承邊緣之中間帶，其設計彎矩應為靠第一內支承之半中間帶設計彎矩之兩倍。

6.7.7 設計彎矩之調整

格間內設計方向之正負設計彎矩應可增減 10%，但其總靜定設計彎矩不得小於式(6-4)。

6.7.8 含梁版系之設計剪力

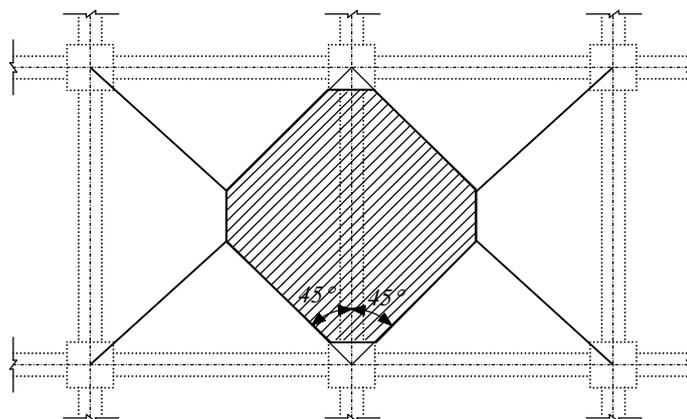
- 6.7.8.1 如 $\alpha_f l_2 / l_1 \geq 1.0$ ，梁應能承受自版格間隅角端作 45° 線與平行於長邊之格間內中線圍成之界內面積設計載重之剪力。
- 6.7.8.2 如 $\alpha_f l_2 / l_1 < 1.0$ ，梁應承受之剪力應可以線性內插法求之，並假設 $\alpha_f = 0$ 時梁無承重。
- 6.7.8.3 除按第 6.7.8.1 及 6.7.8.2 節規定外，梁應承受梁上直接載重所產生之設計剪力。
- 6.7.8.4 版之設計剪力應可按第 6.7.8.1 及 6.7.8.2 節規定之支承梁上載重分佈計算之。格間內版之總剪力應予核算。
- 6.7.8.5 剪力強度應符合第四章有關規定。

解說：

計算設計剪力用之分配面積如圖R6.7.8所示。

若梁勁度 $\alpha_f l_2 / l_1$ 小於 1.0 時，梁剪力可依線性插入法求算之，在此情況下，如第 6.7.8.4 節所述，梁未能將全部的剪力傳遞至柱，其餘之剪力由該柱週圍之樓版傳遞，並按平版傳遞剪力於柱內之方式設計。

於第 6.7.8.1 至 6.7.8.3 節中之規定並不用於梁扭矩之計算，蓋此等扭矩應以作用於梁側之撓曲彎矩為依據進行計算。



圖R 6.7.8 內梁承擔垂直載重分配面積

6.7.9 柱設計彎矩及牆設計彎矩

- 6.7.9.1 與版系整體澆鑄之柱及牆應能承受版系設計載重所產生之彎矩。
- 6.7.9.2 除經分析外，於內支承處版上下之柱或牆應按其勁度分別承受式(6-7)之彎矩。

$$M = 0.07 [(q_{Du} + 0.5 q_{Lu}) l_2 l_n^2 - q_{Du}' l_2' (l_n')^2] \quad (6-7)$$

式中 q_{Du}' ， l_2' ， l_n' 為短跨者。

解說：

式(6-7)係指兩毗鄰不等跨間之不平衡彎矩，假設於較長跨間上承受全部靜載及一半之活載，並於較短跨間僅受靜載重。

對無邊梁或無懸臂版之平版或片版，將版上彎矩傳遞到邊柱上之鋼筋設計及細部對其行為與安全均十分重要。應特別注意，並將其詳細設計如：通過柱頭處鋼筋減小其間距，或加配鋼筋等細部，應明示

於設計圖上。

6.8 相當構架法

解說：

所謂相當構架法，主要是將三維之版系以一系列之二維構架作替代，並就構架面內受力情形分析之。於構架上重要設計斷面上所求得之正負彎矩，可依照本章第6.7.4節(柱列帶)、第6.7.5節(梁)及第6.7.6節(中間帶)之規定分配到版斷面上。可參閱文獻[6.18~6.20]。

6.8.1 版系及其支承構材得按相當構架法分析其彎矩與剪力，並據以設計其斷面。相當構架法應基於第 6.8.2 至 6.8.6 節之假設。

6.8.1.1 柱冠如用金屬材料時，應可計及其對彎矩與剪力之勁度與抗力之影響。

6.8.1.2 柱與版由軸力產生之長度變化與由剪力產生之撓度應可不計。

6.8.2 相當構架

6.8.2.1 雙向版系結構可視為以建築物縱橫兩向柱列線為準之相當構架所組成。

6.8.2.2 相當構架係由一列柱或支承，與其兩側格間中線間之版梁所組成。

6.8.2.3 柱或支承應假設為經由橫向扭力構材(參閱第 6.8.5 節)連接於版梁，此扭力構材係延伸至柱兩側格間中心線。

6.8.2.4 外側相當構架為介於外側邊緣與其內側格間中線間之部分。

6.8.2.5 每一相當構架應可作整體分析，但垂直載重部分可作分層分析。分層分析時，每層版梁及其上下所連接之柱為一連續構架，並假設柱之遠端為固定。

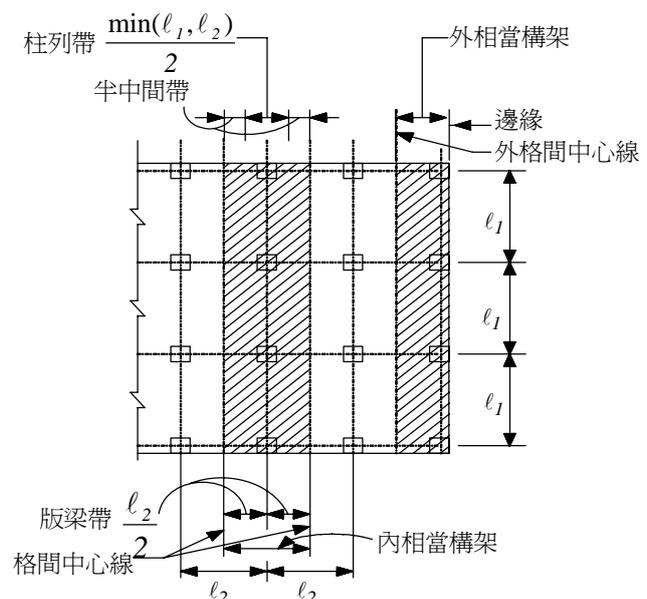
6.8.2.6 於求某一支承處之版梁彎矩時，如版梁在離該支承處兩格間外仍連續者，則在兩格間外處之版梁支承處應可假設為固定端。

解說：

相當構架之區分參閱圖R6.8.2。三維建築物可以用一系列之柱(或支承)中心線為中心與建築物等高之二維相當構架模擬，其寬度則以相鄰格間之中心線為界。全棟樓版系之完整分析，應包括縱向、橫向之內、外所有相當構架之分析。

相當構架包括三個主要部分：

- (1) 水平版梁，含與構架方向相同之梁。
- (2) 柱或其他垂直支承構材，含版上及版下部分。
- (3) 傳遞水平與垂直構材間彎矩之元件。



圖R6.8.2 相當構架之定義

6.8.3 版梁

- 6.8.3.1 版梁慣性矩沿軸向之變化應予考慮。
- 6.8.3.2 除梁柱接頭外，版梁(含柱冠)之斷面慣性矩應以其混凝土總斷面計算。
- 6.8.3.3 由柱中心至柱面、托架面或柱冠面間版梁之慣性矩應假設等於在柱面、托架面或柱冠面間版梁之慣性矩除以 $(1 - c_2 / l_2)^2$ 。

解說：

相當構架中之支承係指柱、柱冠、托架或牆，但不包含梁。第6.8.3.3節中 c_2 與 l_2 之定義參閱圖R6.8.2及圖R6.8.4。

6.8.4 柱

- 6.8.4.1 柱斷面慣性矩沿軸向之變化應予考慮。
- 6.8.4.2 除梁柱接頭外，柱及柱冠之斷面慣性矩應以其混凝土總斷面計算。
- 6.8.4.3 梁柱接頭處，柱在版梁內(由版梁之頂面至底面)之斷面慣性矩應假設為無限大。

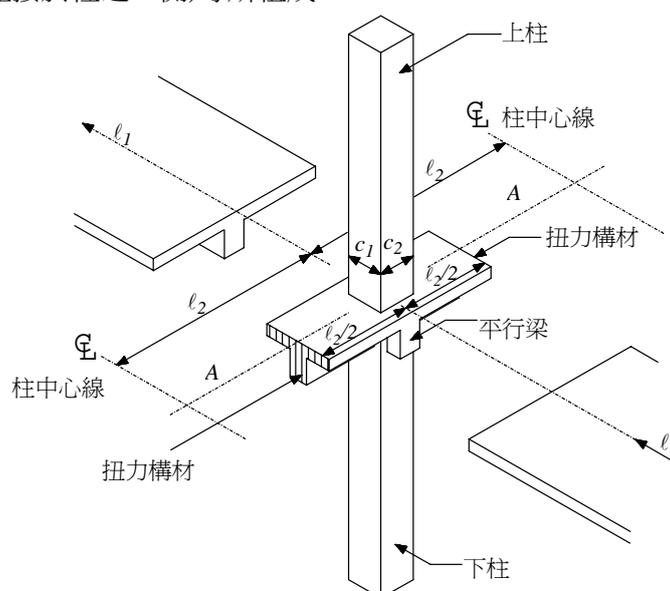
解說：

相當構架之柱勁度乃根據上層與下層版半厚面高程間之長度作為柱長推算之。柱斷面慣性矩乃依柱之橫斷面推算，若有柱冠則應考慮其影響而增加其慣性值。

相當柱可假設為版系上下柱及其連接之扭力構材所組成。此扭力構材為垂直於設計彎矩及介於兩側格間中線之版梁，參閱第6.8.5節。

柱之柔度修正，可經由計及版柱接合處會減少彎矩傳遞效應之扭力構材柔度而得，詳細之分析計算可參閱前版規範之第6.8.4節本文及解說。

圖R6.8.4中所示之相當柱，是由版梁上、下柱與接於柱兩側延伸至相鄰格間中心線之扭力構材(若為外構架，則此扭力構材僅接於柱之一側)等所組成。



圖R 6.8.4 相當柱(柱與扭力構材)

6.8.5 扭力構材

- 6.8.5.1 扭力構材(參閱第 6.8.2.3 節)應假設其全長為均等斷面，並具下列之最大者：

- (1) 寬度等於設計彎矩方向之柱寬、托架寬或柱冠寬之版。
- (2) 在整體澆築或完全合成之構造中，(1)項所指之版並應含橫向梁突出版頂及版底部分。
- (3) 按第 6.3.4 節規定之橫向梁。

6.8.5.2 如在設計彎矩方向有梁與柱連接時，其扭力構材之勁度應乘以格間中線間之全寬為版寬包含平行梁與不包含平行梁慣性矩之比值。

解說：

計算扭力構材之勁度時須作一些簡化之假設。在無梁之版梁情況下柱或柱冠同寬之版部分作為有效梁；在具有梁之版梁情況下，若視其為 T 型梁或 L 型梁作用時，則其有效翼緣寬度每側不得大於版厚之 4 倍，並假設在支承柱寬內之梁並無扭力轉動發生。

一般常見版系接頭之扭力構材，如圖 R6.8.5.1 所示。扭力構材之斷面採取第 6.8.5 節中所定義之三種狀況之最大者。

經各種版形狀三維分析研究之後，扭曲勁度之合理值可經由假設扭矩分佈沿扭力構材呈線性變化而獲得，即假設從柱心扭矩為最大依線性變化到版格間中心為零。由圖 R6.8.5.2 所顯示者，主要為單位扭矩沿柱心線之分佈扭矩圖及單位轉動圖等。

根據各種版系之三維分析結果(參閱前版規範之第 6.8.5 節本文及解說)可用下式計算扭力構材勁度 K_t ：

$$K_t = \sum \frac{9E_{cs}C}{\ell_2(1 - c_2/\ell_2)^3}$$

其中 C 值見符號說明。

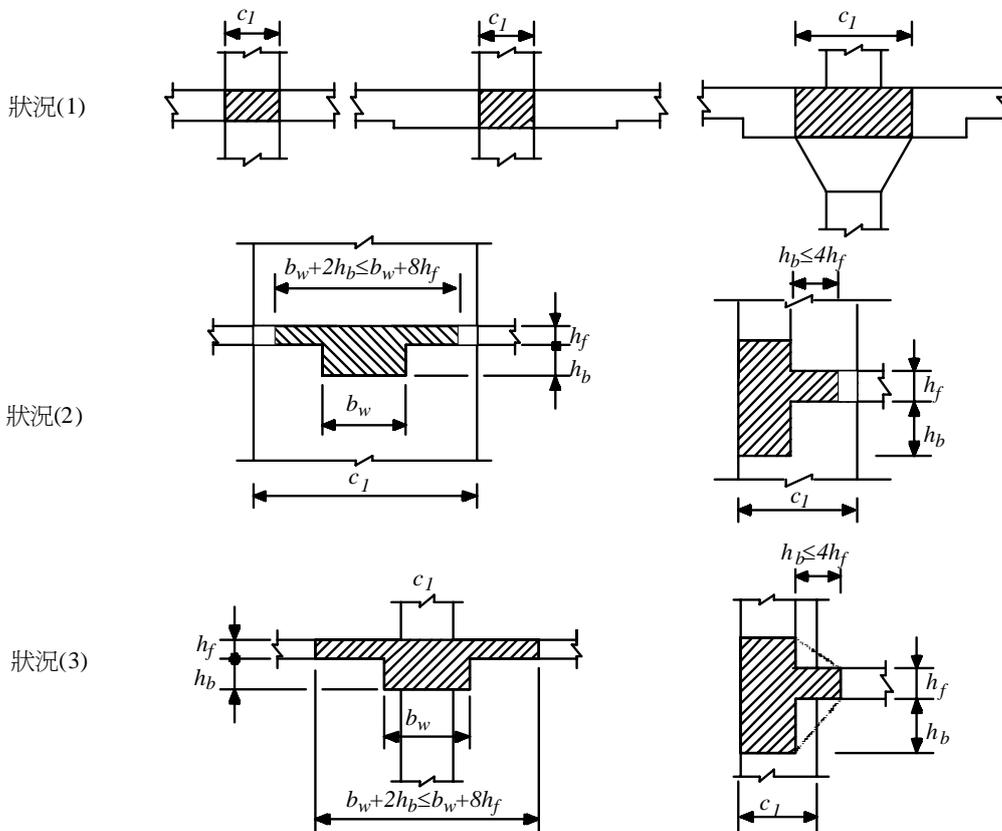
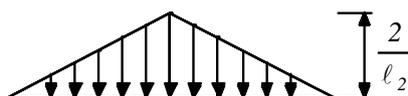


圖 R6.8.5.1 扭力構材



圖R6.8.5.2 單位扭矩沿圖R6.8.4柱中心線AA之分佈

6.8.6 活載重之配置

- 6.8.6.1 載重型態已知者，相當構架應按該載重分析之。
- 6.8.6.2 有變化之活載重但不超過靜載重之 $3/4$ ，或活載重特性係同時作用於所有格間者，應可按所有格間均配置全部設計活載重，計算所有斷面之最大設計彎矩。
- 6.8.6.3 未屬於第 6.8.6.2 節之其他載重情形，活載重應可配置如下：
- (1) 計算任一格間中跨度之最大正設計彎矩，應可於該格間及每隔一格間配置 $3/4$ 全部設計活載重。
 - (2) 計算任一支承處之最大負設計彎矩，應可於該支承處相鄰兩格間配置 $3/4$ 全部設計活載重。
- 6.8.6.4 任何斷面之設計彎矩不得小於所有格間均配置全部設計活載重時所產生之彎矩。

解說：

僅取全部設計活載重之 $3/4$ 以求取最大正設計彎矩及最大負設計彎矩，主要理由為正、負最大彎矩不可能同時發生，且於毀壞之前最大彎矩會因彎矩重分配而減少。實際上由全部設計活載重作用時，會使局部應力過大，但尚能確保版系於彎矩重分配後之極限強度不低於承受全格間全部靜載和活載之需求能力。惟實際設計時，為求確保安全多未作此活載重之折減；為防止脆性破壞之危險，尤針對剪力強度檢算時，應不作任何活載重折減。

6.8.7 設計彎矩

- 6.8.7.1 在內支承處，柱列帶及中間帶負設計彎矩之臨界面可設在連接支承面之直線上，但離柱中心線之距離不得大於 $0.175l_1$ 。
- 6.8.7.2 有托架或柱冠之外支承處，負設計彎矩之臨界面可設在距支承面至托架或柱冠突出部分一半以內之處。
- 6.8.7.3 圓形或多邊形支承須用等面積之方形斷面決定負設計彎矩之臨界面位置。
- 6.8.7.4 符合第 6.7.1 節規定之版系以相當構架法設計時，其分析所得之彎矩用於設計者，應可按比例折減使正彎矩與平均負彎矩絕對值之和不得超過由式(6-4)算得之值。
- 6.8.7.5 符合第 6.7.1.6 節之規定者，構架設計彎矩應可按第 6.7.4、6.7.5 及 6.7.6 節之規定分配於柱列帶、中間帶及梁。

解說：

自第 6.8.7.1 至 6.8.7.3 節之規定，旨在版系負設計彎矩之臨界面修正至支承面處，然規定距柱中心線之距離不得大於 $0.175l_1$ ，以避免版系外端負彎矩之折減太多而有不當。可參考圖 R6.7.2.5 所示支承構材為非矩形斷面所對應之相當正方形斷面，藉之確定支承臨界面，以推算設計彎矩。

第 6.8.7.4 節之規定乃在維持前版規範之規定，即規範並不要求採直接設計法及相當構架法所分析彎矩之較大者作設計。由長期成功之設計經驗獲知，依式(6-4)計算之總設計靜載重作為設計依據，已能符合要求。

參考文獻

- [6.1] Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Test of a Reinforced Concrete Flat Plate," *Proceedings*, ASCE, V. 91, ST5, Oct. 1965, pp. 205-231.
- [6.2] Guralnick, S. A., and LaFraugh, R. W., "Laboratory Study of a Forty-Five-Foot Square Flat Plate Structure," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 60, No. 9, Sept. 1963, pp. 1107-1185.
- [6.3] Hatcher, D. S.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Test of a Reinforced Concrete Flat Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June 1969, pp. 1051-1072.
- [6.4] Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Test of a Flat Slab Reinforced with Welded Wire Fabric," *Proceedings*, ASCE, V. 92, No. ST3, June 1966, pp. 199-224.
- [6.5] Gamble, W. L.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Tests of a Two-Way Reinforced Concrete Floor Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June 1969, pp. 1073-1096.
- [6.6] Vanderbilt, M. D.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Test of a Modified Reinforced Concrete Two-Way Slab," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June 1969, pp. 1097-1116.
- [6.7] Xanthakis, M., and Sozen, M. A., "An Experimental Study of Limit Design in Reinforced Concrete Flat Slabs," *Civil Engineering Studies, Structural Research Series* No. 277, University of Illinois, Dec. 1963, 159 pp.
- [6.8] *ACI Design Handbook, V. 3—Two-Way Slabs*, SP-17(91)(S), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, 104 pp.
- [6.9] Mitchell, D., and Cook, W. D., "Preventing Progressive Collapse of Slab Structures," *Journal of Structural Engineering*, V. 110, No. 7, July 1984, pp. 1513-1532.
- [6.10] Carpenter, J. E.; Kaar, P. H.; and Corley, W. G., "Design of Ductile Flat-Plate Structures to Resist Earthquakes," *Proceedings*, Fifth World Conference on Earthquake Engineering Rome, June 1973, International Association for Earthquake Engineering, V. 2, pp. 2016-2019.
- [6.11] Morrison, D. G., and Sozen, M. A., "Response to Reinforced Concrete Plate-Column Connections to Dynamic and Static Horizontal Loads," *Civil Engineering Studies, Structural Research Series* No. 490, University of Illinois, Apr. 1981, 249 pp.
- [6.12] Vanderbilt, M. D., and Corley, W. G., "Frame Analysis of Concrete Buildings," *Concrete International: Design and Construction*, V. 5, No. 12, Dec. 1983, pp. 33-43.
- [6.13] Grossman, J. S., "Code Procedures, History, and Shortcomings: Column-Slab Connections," *Concrete International*, V. 11, No. 9, Sept. 1989, pp. 73-77.
- [6.14] Moehle, J. P., "Strength of Slab-Column Edge Connections," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 1, Jan.-Feb. 1988, pp. 89-98.
- [6.15] ACI-ASCE Committee 352, "Recommendations for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352.1R-89)," *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 6, Nov.-Dec. 1988, pp. 675-696.
- [6.16] Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs," *Proceedings*, ASCE, V. 95, No. ST6, June 1969, pp. 1117-1137.
- [6.17] Nichols, J. R., "Statical Limitations upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors," *Transactions*, ASCE, V. 77, 1914, pp. 1670-1736.
- [6.18] Corley, W. G.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Equivalent-Frame Analysis for Reinforced Concrete Slabs," *Civil Engineering Studies, Structural Research Series* No. 218, University of Illinois, June 1961, 166 pp.
- [6.19] Jirsa, J. O.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., "Effects of Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor

Slabs,” Civil Engineering Studies, *Structural Research Series* No. 269, University of Illinois, July 1963.

[6.20] Corley, W. G., and Jirsa, J. O., “Equivalent Frame Analysis for Slab Design,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 67, No. 11, Nov. 1970, pp. 875-884.

[6.21] Gamble, W. L., “Moments in Beam Supported Slabs,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 69, No. 3, Mar. 1972, pp. 149-157.

第七章 牆

7.1 符號

- A_s = 非預力縱向受拉鋼筋之斷面積； cm^2 。
 c = 中性軸至最外受壓纖維之距離； cm 。
 d = 構材最外纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
 E_c = 混凝土之彈性模數，參閱第 1.9.1 節； kgf/cm^2 。
 E_s = 鋼之彈性模數，參閱第 1.9.2 節； kgf/cm^2 。
 f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。
 f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
 h = 構材總厚或全深； cm 。
 I_{cr} = 構材開裂斷面轉換成混凝土斷面之慣性矩； cm^4 。
 I_e = 用以計算撓度之有效慣性矩； cm^4 。
 k = 受壓構材之有效長度因數。
 l_c = 受壓構材之總長度，為構架中兩節點之中心距離； cm 。
 l_w = 剪力方向全牆或所考慮牆段之長度，參閱第 15.8.4 節； cm 。
 M = 最大使用(不含載重因數)彎矩，含 $P\Delta$ 效應在內； $kgf-cm$ 。
 M_a = 計算撓度時所用之最大彎矩； $kgf-cm$ 。
 M_{cr} = 開裂彎矩，參閱第 2.11.2.3 節； $kgf-cm$ 。
 M_n = 斷面之彎矩計算強度； $kgf-cm$ 。
 M_{sa} = 最大使用(不含載重因數)彎矩，不含 $P\Delta$ 效應在內； $kgf-cm$ 。
 M_u = 斷面之設計彎矩，參閱第 7.9 節； $kgf-cm$ 。
 M_{ua} = 因含載重因數之側向載重及偏心垂直載重產生在牆半高斷面之設計彎矩。
 P_n = 斷面之軸力計算強度； kgf 。
 P_s = 牆半高處之使用載重，包含自重； kgf 。
 P_u = 設計軸力；壓力為正，拉力為負； kgf 。
 Δ_s = 使用載重下，牆半高處附近之最大撓度。
 Δ_u = 設計載重下，牆半高處之撓度。
 ρ_ℓ = 縱向鋼筋比為縱向鋼筋斷面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比，本章指牆垂直鋼筋比。
 ρ_t = 橫向鋼筋比為橫向鋼筋斷面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比，本章指牆水平鋼筋比。
 ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

7.2 範圍

- 7.2.1 本章適用於設計受軸力或受軸力與撓曲合併作用之牆。
7.2.2 懸臂式擋土牆應按第三章中有關撓曲之規定設計，其最少水平鋼筋量按第 7.4.3 節之規定。

解說：

本章主要規範承受垂直載重牆之設計。

若承受撓曲(彎矩)為主之牆，如懸臂式擋土牆，則應按第三章中有關撓曲之規定設計。

牆若須抵抗剪力，尚應符合第4.11節及第十五章之相關規定。

7.3 通則

- 7.3.1 牆之設計應考慮垂直載重之偏心及側向或其他載重之作用。
- 7.3.2 承受軸向載重之牆應按第 7.3、7.4、及 7.5(或 7.6)節之規定設計，亦可按第 7.9 節規定設計。
- 7.3.3 牆之剪力設計應按第 4.11 節之規定。
- 7.3.4 除經分析顯示外，牆上每一集中載重之水平有效承載長度不得大於各集中載重間之中心距，亦不得大於支承面寬度加 4 倍之牆厚。
- 7.3.5 與牆一體澆築之受壓構材應符合第 3.9.2 節之規定。
- 7.3.6 牆應錨定於與其相接之構件例如樓版、屋頂、柱、壁柱、撐牆、相交牆或基腳。
- 7.3.7 牆經結構分析證明有足夠之強度及穩定度者，其厚度及鋼筋量得不受第 7.4 及 7.6 節各項規定之限制。
- 7.3.8 牆底與基腳間力之傳遞應符合第 8.9 節之規定。

解說：

理論上，任何構材均應設計使其抵抗作用在構材上之力，包括側力及偏心載重。牆之設計除因符合第7.6.1節規定得採經驗法設計外，均應按第7.5節規定設計。

7.4 最少鋼筋量

- 7.4.1 牆除按第 4.11.8 及 4.11.9 節之規定因剪力需要較多鋼筋量者外，應按第 7.4.2 及 7.4.3 節之規定配以最少鋼筋量。
- 7.4.2 牆垂直鋼筋斷面積對牆水平總斷面積之比率 ρ_l 為 0.0015。但下列情況鋼筋比得減至 0.0012：
 - (1) 使用之鋼筋不大於 D16，且其規定降伏強度 f_y 不小於 4,200 kgf/cm²。
 - (2) 使用之熔接鋼線網，且其鋼線標稱線徑不大於 16 mm。
- 7.4.3 牆水平鋼筋斷面積對牆垂直總斷面積之比率 ρ_t 應為 0.0025。但下列情況鋼筋比得減至 0.0020：
 - (1) 使用之鋼筋不大於 D16，且其規定降伏強度 f_y 不小於 4,200 kgf/cm²。
 - (2) 使用之熔接鋼線網，且其鋼線標稱線徑不大於 16 mm。
- 7.4.4 除地下室之牆外，牆厚在 25 cm 以上時，每一方向鋼筋須按下述方式分兩層設置：
 - (1) 靠近外牆面之鋼筋，其量不得少於此方向所需之 1/2，亦不得多於 2/3；其與外牆面之距離不得小於 5 cm，亦不得大於牆厚之 1/3。
 - (2) 其餘鋼筋置於靠近內牆面；與內牆面之距離不得小於 2 cm，亦不得大於牆厚之 1/3。
- 7.4.5 牆之垂直或水平鋼筋間距均不得大於 3 倍牆厚或 45 cm。
- 7.4.6 牆之垂直鋼筋面積不大於 0.01 倍之混凝土總斷面積或未作抗壓鋼筋用者，則無需以橫箍筋圍封。
- 7.4.7 牆內若有門窗開孔者，開孔之四周須加置不少於 2 根 D16 之鋼筋，此等鋼筋須延伸至孔角外至少 60 cm，並不得小於其伸展長度。

解說：

按本章第7.5及7.6節設計之牆至少應按本節規定配置最少鋼筋量。若按第4.11.9.2及4.11.9.4節設計牆面內水平剪力所需之鋼筋一般均超過本節之最少鋼筋量。

CNS 6919〔熔接鋼線網〕標稱線徑16 mm相當於ASTM鋼線網規格中之D31或W31。

牆之配筋規定散見於本規範第四章、第七章及第十五章中。第四章為結構牆承受剪力之一般設計要求；第七章為承重牆之設計；第十五章為耐震設計之特別規定。前版規範中此三章有關牆之鋼筋比符號並不相同，本版規範予以統一。現在鋼筋配置以平行於牆之縱向或橫向定義之，符號 ρ_l 乃縱向鋼筋比， ρ_t 乃橫向鋼筋比。

7.5 牆作受壓構材之設計

除第7.6節所規定者外，牆承受軸力或撓曲與軸力之合併作用者，應按第3.3、3.4、3.11、3.12、3.13、3.14、3.15、3.17節及第7.3與7.4節之規定視為受壓構材設計之。

7.6 牆之經驗設計法

7.6.1 矩形斷面實心牆之設計載重合力落在牆厚之中間1/3部分，且滿足第7.3至7.4節之所有限制者，應可按第7.6節之經驗法設計。

7.6.2 符合第7.6.1節之限制者，牆之軸力設計強度 P_n ，除按第7.5節規定設計外，可按下式計算：

$$\phi P_n = 0.55 \phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (7-1)$$

式中 ϕ 需對應於第2.3.2節中壓力控制斷面之規定， k 值之規定如下表：

牆上下端有側撐均能抵抗側向移動；且	
(1) 至少一端有束制能抵抗轉動	0.8
(2) 兩端均無束制不能抵抗轉動	1.0
牆上下端無側撐不能抵抗側向移動	2.0

7.6.3 最小牆厚

7.6.3.1 承重牆之厚度不得小於支承間高度或長度之1/25，以較小者為準；亦不得小於10 cm。

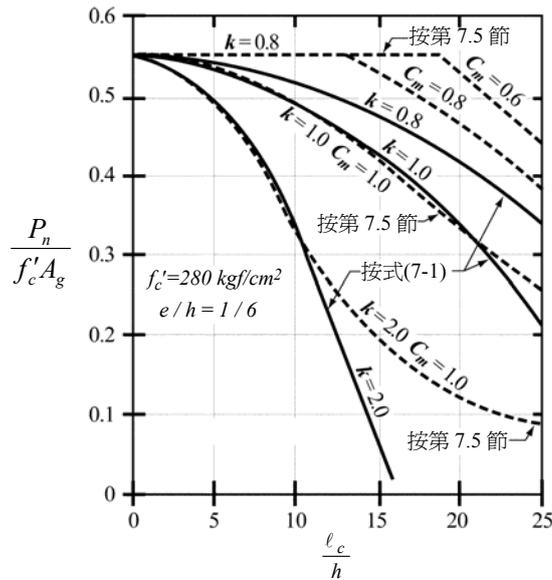
7.6.3.2 地下室外牆與基礎牆之厚度不得小於20 cm。

解說：

牆之經驗設計法僅適用於矩形斷面實心牆。其他形狀牆應按第7.5節規定設計。

側力及偏心載重通常合併計算設計軸向載重 P_u 的總偏心量，當合力(各種載重組合下)落於牆厚中心1/3內(偏心矩小於 $h/6$)，此時可選擇採用經驗設計法。設計時可假設 P_u 為集中載重。

早期ACI-318認定牆上下兩端不會有側位移，並且有一端固定，而使未支撐長度為牆高之0.8~0.9倍之間。此種認定經試驗證明並不夠保守，見參考文獻[7.1]；如預鑄牆兩端均為鉸接，又如獨立牆的頂端、與大跨度屋頂聯接之牆頂均會有側位移產生。本次規範納入有效垂直高度 k 值以適應各種牆的端部條件。條文內『有束制能抵抗轉動』而選用 $k=0.8$ ，則與牆端部相聯結之構件至少應具有與牆同等之剛性 EI/l 。圖R7.6為依據式(7-1)與第7.5節設計結果的比較。



圖R7.6 公式(7-1)與第7.5節設計結果之比較

按第7.5節設計時，可不受本節最小牆厚之限制。

7.7 非承重牆

非承重牆之厚度不得小於 10 cm，亦不得小於側向支承構材間最小距離之 1/30。

7.8 牆作地梁之設計

7.8.1 作為地梁之牆應按第 3.3 至 3.8 節之規定，依設計彎矩配置所需之頂部及底部鋼筋。其剪力設計應按第四章之規定。

7.8.2 作為地梁之牆其露出地面部分尚須符合第 7.4 節之規定。

7.9 牆具長細效應之替代設計

7.9.1 當牆之設計由撓曲拉力控制時，符合本節規定可視為符合第 3.11 節之規定。

7.9.2 按本節設計之牆須符合第 7.9.2.1 節至 7.9.2.6 節之規定。

7.9.2.1 整片牆承擔軸力並受到牆面外之均佈側向力時，必須視為簡支，其最大彎矩及撓度均發生在跨度中央。

7.9.2.2 整片牆之厚度不因高度而改變。

7.9.2.3 牆須為拉力控制者。

7.9.2.4 鋼筋提供之設計強度

$$\phi M_n \geq M_{cr} \quad (7-2)$$

此處 M_{cr} 應採用式(2-3)之開裂模數值計算求得。

7.9.2.5 集中之重力載重作用在撓曲設計斷面上方者，應視為分佈如下：

- (1) 等於支承之寬度加上兩邊各以垂直 2 比水平 1 向下傳至設計斷面；但
- (2) 不大於集中載重之間距；及
- (3) 不超過牆之外緣。

7.9.2.6 半高斷面處之垂直應力 P_u / A_g 不超過 $0.06 f'_c$ 。

7.9.3 牆半高處承受軸力與彎矩併合作用之設計強度

$$\phi M_n \geq M_u \quad (7-3)$$

式中：

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \quad (7-4)$$

M_{ua} 為牆半高處斷面考量側向載重及偏心垂直載重產生之含載重因數設計彎矩， Δ_u 為

$$\Delta_u = \frac{5M_u \ell_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}} \quad (7-5)$$

M_u 應以撓度代入重複計算求得，或直接以下式計算得之：

$$M_u = \frac{M_{ua}}{1 - \frac{5P_u \ell_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}}} \quad (7-6)$$

$$\text{式中 } I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \left(A_s + \frac{P_u}{f_y} \right) (d - c)^2 + \frac{\ell_w c^3}{3} \quad (7-7)$$

7.9.4 使用載重下之包含 $P\Delta$ 效應之最大撓度 Δ_s 不得超過 $\ell_c / 150$ 。半高處之撓度依下式而定：

$$\Delta_s = \frac{(5M) \ell_c^2}{48E_c I_e} \quad (7-8)$$

$$M = \frac{M_{sa}}{1 - \frac{5P_s \ell_c^2}{48E_c I_e}} \quad (7-9)$$

式中 I_e 應依第 2.11.2.3 節之步驟計算且以 M 取代 M_a ， I_{cr} 則依式(7-7)求得。

解說：

第7.9節主要為試驗研究結果^[7.2]，所呈現之步驟為第3.11節之替代設計，適用於預鑄牆，頂部支撐防止傾倒受平面外力之設計。本方法已如UBC^[7.3]所述已由工作應力轉換成設計載重。至於有窗子或其他較大開孔之牆，不符合牆不因高度改變厚度之規定，設計時應將開孔之影響計入。

本規範之第7.9.2.3節反應前版規範對於第3.4節拉力控制斷面之定義更新。前版規範要求拉力鋼筋比不超過 $0.6\rho_b$ ，本規範以牆必須為拉力控制取代，其實兩者要求之鋼筋比是相近的。

參考文獻

- [7.1] Oberlander, G. D., and Everard, N. J., "Investigation of Reinforced Concrete Walls," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 74, No. 6, June 1977, pp. 256-263.
- [7.2] Athey, J. W., ed., "Test Report on Slender Walls," Southern California Chapter of the American Concrete Institute and Structural Engineers Association of Southern California, Los Angeles, CA, 1982, 129 pp.
- [7.3] *Uniform Building Code*, V. 2, "Structural Engineering Design Provisions," International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1997, 492 pp.

第八章 基腳

8.1 符號

A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部分面積； cm^2 。

d_{pile} = 基樁在基腳底之直徑； cm 。

f_{ce} = 壓桿或節點區混凝土之有效抗壓強度； kgf/cm^2 。

β = 基腳長邊對短邊之尺寸比值，參閱第 8.5.4.2 節。

8.2 範圍

8.2.1 本章各項規定適用於獨立基腳之設計。

8.2.2 聯合基腳及筏基之設計除按第 8.11 節之規定外，並適用本章其他各節相關規定。

解說：

本章主要規範獨立基腳之設計，但大部分的規定也適用於支承數根柱或數道牆之聯合基腳或筏基等之設計^[8.1,8.2]。

8.3 載重與反力

8.3.1 基腳須根據本章及本規範其他有關規定，按所受設計載重與反力設計之。

8.3.2 基腳底面積或基樁數目與配置，應按基腳所承受之外力與彎矩及依據土壤力學原理所得土壤容許支承力或基樁之容許支承力決定之。上述外力與彎矩不須乘以載重因數。

8.3.3 基腳支承於基樁者，計算彎矩與剪力時可假設基樁之反力集中於樁之中心。

解說：

基腳須使能承受設計載重及因載重產生之反力(包括軸力、彎矩、剪力等)。土壤容許支承力或樁基容許支承力須按土壤力學原理及「建築技術規則」推定計算之，基腳底面積或樁數目與配置應依使用荷重(即未乘以載重因數之荷重： D 、 L 、 W 、 E 等)之各種可能組合擇定之。

基腳配置時不必考慮第3.13.3.2節最小偏心所引起之柱彎矩傳遞到基版生成的影響，但因實際計算所得之彎矩必須傳遞到基腳，此時基腳之最外緣土壤壓力應在限度之內。

因使用荷重與地震或風力合併作用所得基腳之最外緣土壤壓力或基樁反力，應使不超過「建築技術規則」允許調整的限度。

基腳或樁帽的強度應依設計載重(乘上載重因數)作用下所得土壤反力或基樁反力計算。例如，單一集中無偏心之基腳，設計載重下之土壤反力 $q_s = U / A_f$ ，其中 U 為傳至基腳之集中設計載重，而 A_f 為依前述於使用荷重下在土壤容許壓力內所配置之基腳面積。在此應注意 q_s 只是一計算之值用以獲取基腳與其他部分構材之撓曲、剪力及鋼筋伸展強度有相同的強度條件。

載重有偏心的情形下，載重因數可能導致與未計載重因數下之荷重有不同的偏心矩及反力。

8.4 支承圓形或正多邊形之柱或墩柱之基腳

圓形或正多邊形混凝土柱或墩柱應可當作等面積之正方形柱以決定基腳中計算彎矩、剪力及鋼筋伸展之各臨界斷面位置。

8.5 基腳彎矩

8.5.1 通過整個基腳任何垂直斷面上之彎矩為該斷面一側之基腳面積上作用力所產生之彎矩。

8.5.2 獨立基腳之最大設計彎矩須按第 8.5.1 節規定之方法，在下述臨界斷面位置計算之：

(1) 承載混凝土柱、墩柱或牆之基腳—在各柱面、墩柱面或牆面處。

(2) 承載圬工牆之基腳—在牆中心線與牆面之中點處。

(3) 承載鋼基鈹之基腳—在柱面或墩柱面與基鈹邊緣之中點處。

8.5.3 單向基腳與方形雙向基腳之鋼筋須均勻配置於基腳之全部寬度。

8.5.4 矩形雙向基腳之鋼筋須按下述規定分佈：

8.5.4.1 長向鋼筋須均勻配置於基腳之短向全寬內。

8.5.4.2 短向鋼筋總數量中按式(8-1)所計算部分須均勻配置於柱或墩柱中心線兩側寬度各等於 $1/2$ 基腳短向寬度之中心帶範圍內，其餘鋼筋則均勻分置於該範圍外。

$$\frac{\text{中心帶內鋼筋量}}{\text{基腳短向鋼筋總數量}} = \frac{2}{(\beta + 1)} \quad (8-1)$$

8.6 基腳剪力

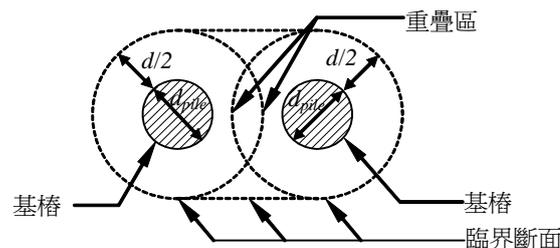
8.6.1 由土壤或岩石支承之基腳剪力強度應符合第 4.13 節之規定。

8.6.2 計算基腳剪力之臨界斷面應量自柱面、牆面或墩柱面；柱或墩柱有鋼基鈹者則應量自第 8.5.2 節第(3)款所規定之斷面。

解說：

基腳剪力強度應依第4.13.1.1或4.13.1.2節中之較大者決定。基腳剪力之臨界斷面要從基腳所支承的柱面、牆面『起量』，但以鋼基鈹支墊的柱基則以柱面到鋼基鈹邊緣的中點『起量』。計算剪力需要按設計荷重求出 q_s 後再依第四章相關之公式設計，見第8.3節解說。

必要時，樁基四周應按第4.13.1.2節檢討其剪力。如果剪力有重疊區域，則臨界剪力週 b_o 應以最短的包絡線作為真正在整體作用下之剪力臨界斷面，下圖為一說明例：



圖R8.6 修正剪力臨界斷面

8.6.3 當任一基樁中心線與受支承柱之中心線距離超過兩倍樁帽頂與基樁頂之距離時，樁帽須符合第 4.13 節及 8.6.4 節之規定。其他之樁帽須符合第 4.13 節，第 8.6.4 節或附篇 A 三者之一的規定。若選擇依附篇 A 之規定，壓桿之混凝土有效抗壓強度 f_{ce} ，應依第 A.4.2.2(2) 之規定計算。

解說：

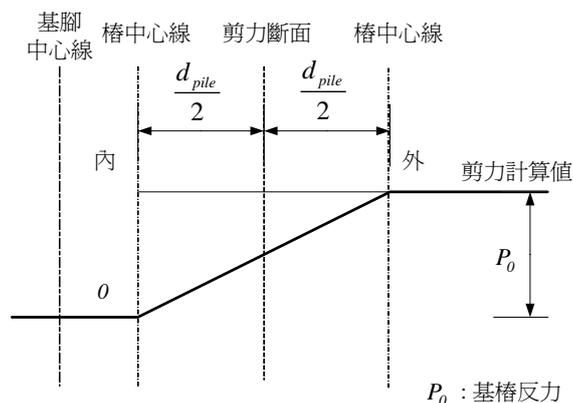
由數排樁支承之樁帽可依符合附篇A.6.3節之三向度壓拉桿模式設計^[8.3]。壓桿之混凝土有效抗壓強度須由第A.4.2.2(2)節決定，乃因壓桿在樁帽內很難提供符合A.4.3.1或A.4.3.2之圍束鋼筋。

8.6.4 支承在基樁上之基腳任何斷面剪力計算須按下列規定：

- 8.6.4.1 樁中心位於該斷面外 $d_{pile}/2$ 或以上者，應計該樁全反力對該斷面產生之剪力。
- 8.6.4.2 樁中心位於該斷面內 $d_{pile}/2$ 或以上者，不計該樁反力對該斷面產生之剪力。
- 8.6.4.3 樁中心在上述兩位置之中間者，對該斷面產生之剪力計算，應以由位於斷面外側 $d_{pile}/2$ 處之該樁全反力線性變化至位於斷面內側 $d_{pile}/2$ 處該樁反力不計。

解說：

樁若位於自柱面起量 d 或 $d/2$ 單向或雙向剪力之臨界斷面內時，應考慮鄰近柱面斷面處之剪力強度上限，可參考CRSI手冊^[8.4]。 d 為基腳有效深度。



圖R8.6.4 基腳斷面剪力計算

8.7 基腳鋼筋之伸展

- 8.7.1 基腳鋼筋之伸展應符合第五章之規定。
- 8.7.2 鋼筋在任何斷面之兩側均須有足夠之埋藏長度、彎鉤(限用於拉力鋼筋)、機械錨定或上述各種方式混合使用，以提供鋼筋所需之拉力或壓力。
- 8.7.3 鋼筋伸展之臨界斷面可假設位於第 8.5.2 節所規定之最大設計彎矩之相同斷面及任何有斷面或鋼筋變更處之垂直斷面上。參閱第 5.11.6 節。

8.8 基腳之最小厚度

基腳由土壤支承者，其在底層鋼筋以上之厚度不得小於 15 cm；由基樁支承者，其在底層鋼筋以上之厚度不得小於 30 cm。

8.9 柱、牆或墩柱底部力之傳遞

解說：

第8.9節規定力由受支承之柱、牆或墩柱傳遞至支承構體墩柱或基腳的要件，力之傳遞要靠承壓於混凝土上(僅傳遞壓力)及鋼筋(傳遞壓力及拉力)。鋼筋可以是縱向鋼筋、插接筋、錨定螺栓或合適的機械式續接。

第8.9.1節之規定適用於預鑄及場鑄構造，而第8.9.2節為場鑄構造的補充規定，第8.9.3節則為預鑄構造的補充規定。

- 8.9.1 柱、牆或墩柱底部之力與彎矩，應經由混凝土之承壓、鋼筋、插接筋及機械式續接等傳遞至墩柱或基腳。

- 8.9.1.1 支承構材與被支承構材接觸面上之混凝土應力均不得超過第 3.17 節規定之承壓強度。
- 8.9.1.2 支承構材與被支承構材間應使用符合第 8.9.2 或 8.9.3 節規定之鋼筋、插接筋及機械式續接等方式以適當傳遞下列各力：
 - (1) 超過各構材混凝土承壓強度之壓力。
 - (2) 任何界面上之設計拉力。
- 8.9.1.3 若計算之彎矩係傳入墩柱或基腳，則鋼筋、插接筋及機械式續接應符合第 5.18 節之規定。
- 8.9.1.4 側向力應以符合第 4.8 節剪力摩擦之規定或使用其他適當方式傳入墩柱或基腳。

解說：

壓力可藉混凝土以承壓方式傳遞至墩柱或基腳。計算基腳等之設計強度時，如果載重承受面積等於加載面積，則在實際受壓面上之單位承壓強度為 $0.85\phi f'_c$ 。

一般基腳尺寸均大於柱，故承壓強度在柱腳及基腳頂面均須加以檢討。柱腳承壓強度之檢討是因為柱內鋼筋的作用在離基腳很近的範圍內未能充份伸展，唯若鋼筋直接延伸進入基腳內或採用插接筋、聯結器等方式處理則另當別論。依據第3.17節規定計算得之基腳承壓強度不可大於兩倍之 $0.85\phi f'_c$ 。

工作應力法設計時容許之承壓應力為第3.17節規定值之50%。

不論拉力是因上揚力，彎矩或任何其他原因產生都必須全部以鋼筋或機械式續接用適當的方法傳遞至墩柱或基腳。通常機械式續接只應用在預鑄施工。

如計算結果發現有彎矩須由柱傳遞至基腳時，柱斷面壓力區之混凝土通常均已受到 $0.85\phi f'_c$ 之應力，故所有壓力與拉力鋼筋均須以插接筋或縱向鋼筋延伸入基腳方式設計。

第4.8節之剪力摩擦設計法可用來檢討柱等側力之傳遞。側力之傳遞亦可用剪力樺，但穿越過界面之鋼筋須符合第8.9.2.1、8.9.3.1及4.8節剪力摩擦鋼筋之規定。

預鑄基腳側力之傳遞可藉由剪力摩擦，剪力樺或機械式續接達成。

8.9.2 現場澆置之構造物，第 8.9.1 節所要求之鋼筋應利用縱向鋼筋延伸進入支承之墩柱或基腳，或插接筋等兩種方式之一設計。

- 8.9.2.1 現場澆置之柱或墩柱，穿過交接面之鋼筋面積不得小於被支承構材總斷面積之 0.5%。
- 8.9.2.2 現場澆置之牆，穿過交接面之鋼筋面積不得小於第 7.4.2 節規定之最少垂直鋼筋量。
- 8.9.2.3 僅受壓力之 D43 或 D57 縱向主筋可於基腳面用足夠面積之插接筋接續，使符合第 8.9.1 節之要求。插接筋不得大於 D36，且伸入受支承構材內之長度不得小於主筋之伸展長度或插接筋之續接長度，以值大者為準；伸入基腳內之長度則不得小於插接筋伸展長度。
- 8.9.2.4 若現場澆置構造物採用樞接、鉸接或搖軸接頭，則該接頭應符合第 8.9.1 及 8.9.3 節之規定。

解說：

支承及被支承構材間必須有一定數量之鋼筋穿過以維持構造物的韌性。規範雖未規定柱內所有之鋼筋均必須延伸進入基腳，但至少柱斷面0.5%之鋼筋量或插接筋必須延伸進入基腳並施以妥善的錨定。此等鋼筋有助於在施工階段及往後使用中維持結構之整體性。

D43以上鋼筋因欠缺實驗支持，故一般不允許搭接，但本節規定若僅傳遞壓力，則可用於以D36或以下之鋼筋為插接筋時採用搭接。插接筋之搭接長度必須符合下列兩要點：(1)能充份傳遞D43以上鋼筋的應力；(2)充份發展插接筋應力作為續接的功效。

本節規定為第5.15.2.1節之例外，該節不允許D43以上鋼筋使用搭接方式，此處例外是經多次成功經驗累積證明。限制大號鋼筋搭接是因為它們的錨定困難，並鼓勵採用小號的插接筋以減小基腳的厚度。類似的規定可參考第5.17.2節。

8.9.3 預鑄構造物中，所需符合第 8.9.1 節規定之鋼筋應可採用錨定螺栓或適當之機械式續接。錨栓應依附篇 D 設計。

8.9.3.1 預鑄柱或墩柱與支承構材間聯接之拉力強度，須符合第 9.6.1.3 節第(1)款之規定。

8.9.3.2 預鑄牆與支承構材間聯接之拉力強度須符合第 9.6.1.3 節第(2)及(3)款之規定。

8.9.3.3 錨定螺栓及機械式續接應使其能於錨定破壞或其周圍混凝土破壞之前達其設計強度，錨栓應依附篇 D 設計。

解說：

第8.9.2.1節中有關場鑄的柱子之規定，其目的為保持結構某種程度的整體性，需有 $0.005A_g$ 的最少鋼筋量穿過柱與基礎的界面，但預鑄柱的相同規定則以必須於介面傳遞相當的拉力 $A_s f_y = 14A_g \text{ kgf}$ 表示，詳見第9.6.1.3節第(1)款。至於牆與基礎面所需之最小拉力強度比柱為小，詳見第9.6.1.3節第(2)款，其原因是超荷重時牆受力之後會引起側向分佈且驟然破壞的機率，於牆較不可能發生。注意，此拉力強度只是一種設定，所以不必考慮強度折減係數。

錨栓或機械式續接設計上必須使其達到設計強度之前不致降伏、滑脫或拉出混凝土。

8.10 斜面或階式基腳

8.10.1 斜面基腳之傾斜度及階式基腳之階級深度與位置，須使任何斷面皆滿足設計規定。參閱第 5.11.6 節。

8.10.2 以整體設計之斜面或階式基腳，建造時應確實使其成為一整體。

8.11 聯合基腳與筏基

8.11.1 支承一個以上柱、墩柱或牆之聯合基腳或筏基，須以其所受載重與反力根據本規範有關規定設計之。

8.11.2 聯合基腳或筏基不得按第六章之直接設計法設計。

8.11.3 聯合基腳或筏基底下土壤壓力分佈之假設，應考慮土壤及結構物之性質，並符合土壤力學之原理。

解說：

考慮實際基礎結構型式及土壤性質，並依據現有土壤力學理論，可合理假設土壓力分佈或基樁反力(見第8.3節)，故聯合基腳或筏基的尺寸及樁數配置等亦須依土壤之容許壓力、使用荷重(未乘載重因數)

及所需傳遞之彎矩等來決定。設計聯合基腳或筏基的強度時則使用乘上設計因數的設計荷重，暫且不管土壓力的容許值。

詳細設計聯合基腳與筏基參看文獻[8.1]或[8.2]。

參考文獻

- [8.1] ACI Committee 336, “Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats (ACI 336.2R-88),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1988, 21 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [8.2] Kramrisch, F., and Rogers, P., “Simplified Design of Combined Footings,” *Proceedings, ASCE*, V. 87, No. SM5, Oct. 1961, p. 19.
- [8.3] Adebar, P.; Kuchma, D.; and Collins, M. P., “Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study,” *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb. 1990, pp. 81-92.
- [8.4] *CRSI Handbook*, 7th Edition, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 1992, 840 pp.

第九章 預鑄混凝土構材

9.1 符號

A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部分面積； cm^2 。

l_n = 淨跨度，兩支承面間之距離； cm 。

9.2 範圍

本章各項規定適用於預鑄混凝土構材之設計，本章未規定之事項，應按本規範之其他規定辦理。

解說：

本章說明預鑄混凝土構材與現場澆注構材在設計與施工上之不同處。對現場澆注構材、合成混凝土構材及預力混凝土構材之規定適用於預鑄混凝土者不予重覆。

有關預鑄混凝土構材之許多細節可參閱文獻[9.1~9.9]。扶正(*Tilt-up*)施工法亦為預鑄工法之一種，可參閱文獻[9.10]。

9.3 通則

9.3.1 預鑄混凝土構材及其接頭之設計須考慮自鑄製至最終使用期間所有之載重與束制情形，包括拆模、儲存、搬運及吊裝。

解說：

預鑄混凝土構材自澆鑄至組合期間所受之應力有可能大於在使用載重下所產生者。在搬動之過程中亦可能造成過大之變形，故而對預鑄混凝土構材之儲存、運送及吊裝方法必須詳加注意以確保其在使用載重下之行為及設計載重下符合規範之強度要求。

9.3.2 結構系統內使用預鑄構材時，設計須考慮發生於接頭內及其鄰近部位之作用力與變形。

解說：

預鑄混凝土構材與現場澆鑄之結構行為可能極為不同。接頭之設計須特別考慮以減少或傳遞因乾縮、潛度、溫度改變、彈性變形、差異沉陷、風及地震所產生之作用力與變形。

9.3.3 對預鑄混凝土構材及其連結構材之許可差須予以規定，設計此預鑄構材及接頭時須考慮此等許可差之效應。

解說：

預鑄混凝土構材及接頭的設計，受個別構材尺寸及各該構材位置之許可差影響極大。為避免誤解，設計所使用之許可差須明載於設計圖說中。若許可差與一般公認規範之允許值不同時，尤須加以說明。

「結構混凝土施工規範」第 5.6 及 5.7 節規定之許可差為預鑄混凝土構材最低標準。設計者可參考美國預力/預鑄混凝土學會對工業界標準產品及吊裝許可差之準則 [9.11~9.13]，及參考文獻[9.14]。

9.3.4 施工單位所提出之預鑄混凝土構件施工製作圖說，除符合設計圖說相關規定外，尚應包括下列二項：

- (1) 為抵抗搬動、儲存、運輸及吊裝各階段臨時性載重所需之鋼筋、預埋鐵件及吊裝裝置之細部設計。
- (2) 在各指定齡期或施工階段之所需混凝土強度。

解說：

將構材吊起、搬運、移動時預埋於構材內之金屬配件，須足夠承受所需之安全荷重。「安全荷重」非單指金屬配件類之強度，應包括金屬配件於構材內之錨定或握裹強度，取其較小值，且吊裝用金屬配件，除承受單純之拉應力外，亦承受剪應力及彎曲應力等之複合應力，故設計吊裝用之金屬配件時，考慮可能發生之各種狀況，並具充分之安全性。

吊裝用及組立用預埋金屬配件，宜符合設計圖說或說明所示之形狀及尺寸，並符合其使用目的。

構材使用之混凝土抗壓強度，一般指以標準養護二十八天齡期之混凝土試體抗壓強度表示之，且應符合設計圖說要求之最小抗壓強度。

預鑄構材混凝土之養護，一般採用加熱養護（如蒸汽養護或熱模養護）方式提高早期強度以提早脫模；通常，經過加熱養護之混凝土，其二十八天齡期之抗壓強度，都比標準養護者為低。因此，進行預鑄構材混凝土之配比設計時，宜考量此因素對二十八天齡期抗壓強度之影響，使混凝土之抗壓強度平均值不低於規定強度。

於製造工廠內，與構材在相同養護條件下養護之抗壓試體，其平均抗壓強度值可視為構材當下之強度，該強度宜符合設計圖說於各指定齡期下之強度要求，例如，脫模強度及出貨強度[9.15]。

9.3.5 用於抵抗地震力之預鑄混凝土構架構材及結構牆之邊界構件，其主筋得使用符合 CNS 560 中 SD 490 之鋼筋，並應符合 15.3.5.1(1)、(2)之規定。

解說：

由於預鑄鋼筋混凝土構架之梁柱構材之分割位置通常位於梁柱接頭區，使得同軸向於梁柱接頭兩側之預鑄梁構材之下層縱向鋼筋需於接頭內相互交錯錨定，易造成鋼筋過度擁擠且影響混凝土之澆置與填充性。依據日本「鋼筋混凝土構造計算規準與解說」[9.16]與「鋼筋混凝土構造保有水平耐力計算規準(案)·同解說」[9.17]分別適用於中層以下及高層建築結構之設計規定，允許縱向鋼筋採用 SD490，國內近二十年來亦有採用經建築新技術新工法新設備及新材料認可審核通過之 SD490 鋼筋於建築結構等案例，由日本與國內使用之經驗顯示，採用 SD 490 鋼筋皆未造成建築物損害之案例，故允許放寬預鑄構架構材及結構牆邊界構件之主鋼筋規定降伏強度至 5000 kgf/cm²，以適當減少主鋼筋之支數。若施工過程中鋼筋須多次彎折或銲接，其化學成分及彎曲試驗須符合 CNS 560 中 SD 420W 鋼筋之規定。

9.4 構材間作用力之分佈

9.4.1 垂直於構材平面作用力之分佈應以分析或試驗方法求得。

解說：

若構材具有足夠之扭曲勁度，同時剪力可經由接頭傳遞，則構材所受之集中或線載重可在構材間傳遞。扭曲勁度較大之構材，如中空樓版或實心樓版，其載重分配之能力優於扭曲勁度較小之構材，如雙 T 且薄翼版者。影響真正力量分佈之因素頗多，細節可見參考文獻[9.18~9.24]。構材中若有過大之開口則會明顯影響力量之分佈。

9.4.2 結構系統行為需在預鑄樓版或牆間傳遞平面內作用力，則須滿足下列規定：

9.4.2.1 構材及接頭間之平面內作用力須連續傳遞。

9.4.2.2 當有拉力時，在其傳力路徑須配置足夠且連續之鋼材或鋼筋。

解說：

構材面內作用力主要係因樓版或屋頂之橫膈(*diaphragm*)作用而產生，對橫膈版本身產生剪力，對邊構材產生拉力或壓力。拉力須由利用搭接或可靠機械式續接器產生連續之鋼材或鋼筋承受，而剪力及壓力則可由淨混凝土斷面承受。在接頭處可利用螺栓、鉸接板、帶頭釘(*headed stud*)或其他鐵件以使拉力可連續傳遞。接頭處之拉力須傳遞至構材內之主筋。

預鑄牆系統之面內作用力主要係由橫膈版之反力與作用在牆上之水平外力所產生。接頭之細部設計須能承受因乾縮、潛變及溫度效應所產生之力與位移，亦須考慮因溫度梯度所導致之體積變化及轉動，與長期變位。若上述效應受到束制，則接頭與構材須有足夠的強度與韌性以抵抗束制力與變形。

9.5 構材設計

9.5.1 對單向預鑄樓版及屋頂版，與單向預鑄預力牆，若其寬度小於等於 3.6 m，且在橫向並無因機械式續接而產生束制，則可容許不配置第 13.11 節之橫向乾縮與溫度鋼筋，但若構材受到橫向彎矩時，則仍需依一般方法設計之。

解說：

對寬度小於 3.6 m 之預力混凝土構材，如中空樓版、實心樓版或格柵版，通常不須乾縮與溫度之橫向鋼筋，對一般之非預力樓版與屋頂亦然。3.6 m 寬度所產生之乾縮與溫度應力並不需要橫向鋼筋承受。另外在構材固定於結構時乾縮已大半發生，且預鑄構材連結之剛性通常不若現場澆置者，故橫向乾縮與溫度變化引起之束制應力顯著減少。

本規定之放寬條件不適用於 T 型或雙 T 且翼版較為寬、薄之構材。

9.5.2 預鑄非預力牆之鋼筋須依第三、七章之規定設計，但垂直與水平之最小鋼筋量修正為 0.001 乘以牆之總斷面積，鋼筋之最大間距為內牆不超過 75 cm，外牆不超過 45 cm，且均不超過牆厚 5 倍。

解說：

依據本節修正之最小鋼筋量及最大間距已使用多年且無問題，並為美國預鑄/預力混凝土學會及加拿大建築規範所採用。本次規範較第 7.4 節之規定予以降低乃因預鑄牆構材在養護期間並未受到如現場澆注者之束制，故而乾縮應力亦較小。

9.6 結構整體性

9.6.1 除於第 9.6.2 節另有規定外，預鑄混凝土構材須滿足下列結構整體性最小需求。

解說：

第 13.12.3 節之規定適用於所有預鑄混凝土結構。第 9.6.1 與 9.6.2 節之規定提供最小需

求以滿足第 13.12.3 節之規定。本章之最小需求並非取代本章其他有關預鑄混凝土結構之設計規定。結構之整體性可藉由小部分改變構材鋼筋數量、位置及細部設計與接頭硬體之細部設計而大幅加強。

9.6.1.1 第 13.12.3 節規定之縱向與橫向繫筋須將構材連結到抵抗側向力之結構系統。

解說：

構材可利用不同方法以連結至抵抗側向力結構系統。例如一承重之邊梁可連結至樓版組成之橫隔構材之一部或全部以達成結構整體性。另一方法為可將邊梁連至柱，而柱連結至橫隔。

9.6.1.2 預鑄構材組成樓版或屋頂橫隔時，則橫隔與受側向支撐構材之接合處其計算拉力強度須經分析且不少於 450 kgf/m。

解說：

橫隔通常視為側向力抵抗系統之一部分。

9.6.1.3 第 13.12.3 節就垂直拉力繫筋所作之規定適用於非承重外牆之所有垂直結構構材，且須依下列規定於水平接頭處提供接合：

- (1) 預鑄柱之計算拉力強度不小於 $14A_g \text{ kgf}$ 。若柱斷面大於基於載重考量者，則可使用折減後之有效面積 A_g ，但不得小於總斷面積之一半。
- (2) 每片預鑄牆須至少有 2 根繫筋，其每根繫筋計算拉力強度不小於 4,540 kgf。
- (3) 當底部不產生拉力，則第(2)款所規定之繫筋可錨定於地面上鋼筋混凝土版。

解說：

預鑄混凝土柱、牆版、結構牆，在基版及水平接頭處接合設計，須能傳遞所有設計作用力與彎矩。本節之最小繫筋規定並非外加於上述設計需求。業界通常將繫筋對稱分佈於垂直向中心線之 1/4 外側區內。

9.6.1.4 僅利用重力而產生摩擦力之接合不可使用。

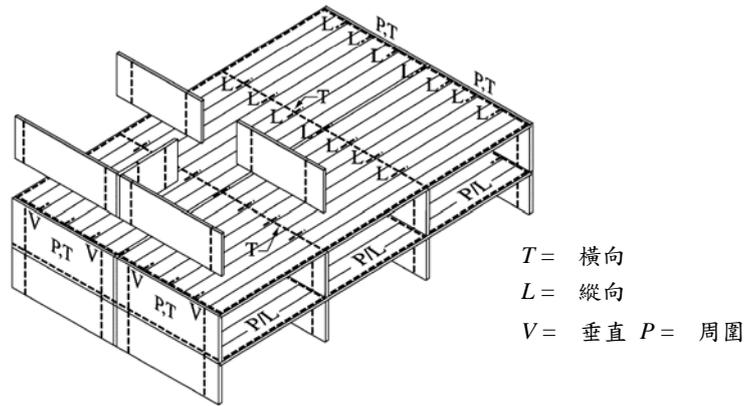
解說：

例如一梁受損時，若其支承之構材位移甚小，其他構材尚不致失去載重能力。較重之模組式結構例外，(一個或多個之蜂巢式結構)，此種結構對任何方向上之傾覆及滑動均有較大之安全係數，惟使用此種結構時須經特殊之考量或核可。

9.6.2 超過 3 層以上預鑄混凝土承重牆結構須滿足下列最小規定。

解說：

承重牆結構或大型版結構，其最小繫筋量規定乃基於結構整體性考量，在一承重牆失去支承作用時，可利用兩相鄰之構材產生懸吊作用支撐。在載重、溫度變化、潛變、風及地震作用下需較大之繫筋力。第 9.6.1 節之規定僅適用於 3 層以下之承重牆結構。第 9.6.2.1 至 9.6.2.5 節對 3 層或以上之結構規定其最小繫筋量以滿足結構整體性之要求(見圖 R9.6.2)。這些規定乃依據美國 *PCI* 之承重牆設計建議。繫筋強度可用鋼筋之降伏強度計算。



圖R9.6.2大型版結構之代表性繫筋配置圖

9.6.2.1 樓版及屋頂系統均須有縱向及橫向繫筋，以提供 $2,250 \text{ kgf/m}$ 之計算強度。繫筋須通過內牆支承及構材與外牆間。且繫筋須位於版平面 60 cm 內。

解說：

縱向繫筋可由版內利用搭接、銲接、機械式續接或埋入灌漿接頭內且延伸穿越內牆支承處及與外牆相接合之構材外，並須有足夠的長度與保護層以發展其降伏強度。亦可將繫筋置於與版或屋頂系統接近之牆內，但距版或屋頂平面之垂直距離不超過 60 cm 。

9.6.2.2 平行於樓版或屋頂跨距之縱向繫筋其中心間距不得大於 3 m 。在開口處須注意力之傳遞。

9.6.2.3 垂直於樓版或屋頂跨距之橫向鋼筋間距不得大於承重牆間距。

解說：

橫向繫筋可均勻分佈於版內，置於場鑄上覆版(*topping*)或集中於橫向承重牆附近。

9.6.2.4 每一樓層及屋頂沿邊緣 1.2 m 內須有計算強度 $7,300 \text{ kgf}$ 之繫筋。

解說：

周圍繫筋量不須外加於縱向及橫向繫筋要求。

9.6.2.5 垂直拉力繫筋須配置於所有牆內且在房屋高度內必須連續。牆繫筋須能提供沿水平方向 $4,500 \text{ kgf/m}$ 之計算強度。每片預鑄牆內至少需有 2 根垂直拉力繫筋。

9.7 接合與支承設計

9.7.1 構材間力之傳遞可利用灌漿接頭、剪力樺、機械式續接器、鋼筋連接、配有鋼筋之上覆版 或以上之組合。

解說：

本規範允許以不同方法連接構材，這些方法可用以傳遞構材平面內及垂直於構材平面之力。

9.7.1.1 傳遞作用力之接合須以試驗或分析方法以證明其適用性。若剪力為接合之主要載重，可引用第 4.8 節之規定。

9.7.1.2 同時使用不同材料設計接合時，應考慮材料間之相對勁度、強度與韌性。

解說：

設計者須瞭解一接合內不同材料之元件(螺栓、銲接、版、埋設物等)有不同之結構性質，

且可影響接合整體行為。

9.7.2 簡支預鑄樓版及屋頂構材之支承須滿足下列規定：

9.7.2.1 在支承與被支承構材或其中間支承元件間之接觸面的允許承壓應力不可超過接觸面及支承元件之承壓強度。混凝土之承壓強度見第 3.17 節。

解說：

在支承面上若有拉力，則可(1)降低允許承壓應力以增加承壓面積，或(2)提供束制鋼筋，或兩者併用，可見參考文獻[9.4]。

9.7.2.2 除經試驗或分析證明無損其性能，下列之最低需求必須滿足：

- (1)考慮施工許可差後，其支承構材邊緣至預鑄構材邊緣在預鑄構材跨徑方向之距離不小於 l_n 之 $1/180$ ，且不小於
實心或中空樓版..... 5 cm
梁或有腹版構材..... 7.5 cm
- (2)對無保護構材支承墊須自支承面退縮 1.25 cm 或自截角構材之邊退縮截角之尺寸。

解說：

本節區分承壓長度及預鑄構材與支承構材間之支承長度，如下圖：

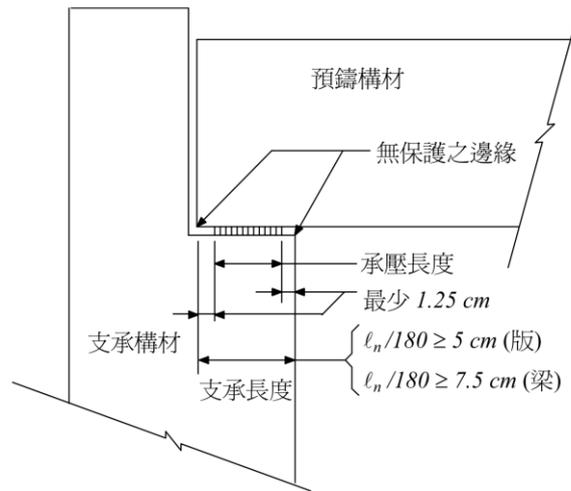


圖 R9.7.2 預鑄構材之承壓長度與支承長度

支承墊將集中載重及反力分佈於支承面積上，且允許水平位移及轉動以降低應力。為防止支承構材在承壓處應力過大而使混凝土剝落，除非邊緣有保護，預鑄構材不可放在支承構材之邊緣。保護之裝置可為錨定之鐵版或角鋼。第 4.10.7 節規定托架上之支承細節。

9.7.2.3 本規範第 5.12.1 節之規定不適用於簡支預鑄構材，但正彎矩鋼筋量之 $1/3$ 須延伸至少至承壓長度之中心。依第 9.3.3 節之規定及「結構混凝土施工規範」第 5.6.11 節規定鋼筋排置之許可差須予以考慮。

解說：

靜定預鑄構材之正彎矩鋼筋不須依第 5.12.1 節規定延伸進入支承構材邊緣 15 cm。為避

免支承於預鑄構材內無鋼筋處，許可差須予考慮。

9.7.3 預鑄構材之輔助鋼筋，除用以併入強度計算之鋼筋外，得免延伸入支承內錨定。

解說：

考量預鑄構材分割與施工之特性，預鑄構材內之輔助鋼筋，例如用於梁腹控制裂紋之鋼筋，除非用以併入強度計算之鋼筋外，得免延伸入支承內部錨定，亦不必與接頭內之輔助鋼筋進行續接。

9.7.4 接頭為部分剛性預鑄構材之支承，除應符合第 9.7.2.1 節之規定外，須滿足下列規定：

9.7.4.1 考慮施工許可差後，其支承構材邊緣至預鑄構材邊緣在預鑄構材跨徑方向之距離不小於 l_n 之 $1/360$ ，且不小於

實心或中空樓版或半預鑄樓版.....	3 cm
梁或有腹版構材.....	4.5 cm

9.7.4.2 本規範第 5.12.1 節之規定不適用於部分剛性預鑄構材。

解說：

接頭為部分剛性預鑄構材之端支承，指支承處之負彎矩鋼筋連續或錨定於支承內，且正彎矩鋼筋不延伸入支承時，如圖 R9.7.4。考量此類預鑄構材於形成部分剛性接頭前仍為簡支構材，故仍要求接觸面符合允許承壓應力之規定，並得以臨時性支撐或鐵件輔助承擔施工載重；依實務經驗顯示，接頭部分剛性預鑄支承構材邊緣到預鑄構材邊緣在預鑄構材跨徑方向之距離，可為第 9.7.2.2(1)規定值之 50~60%；惟支承採用向外延伸鐵板或角鋼時，得依該鐵板或角鋼之邊緣計算。半預鑄樓版包括 KT (Kaiser Truss) 版及部分在現場澆置之樓版。

第 5.12.1 節之規定不適用於接頭部分剛性預鑄構材，惟經分析顯示接頭部分剛性預鑄構材端支承之正彎矩處會產生移動時（如懸臂小梁受到向上垂直地震力作用），宜採機械接合方式使其與支承構材固定以控制變形。

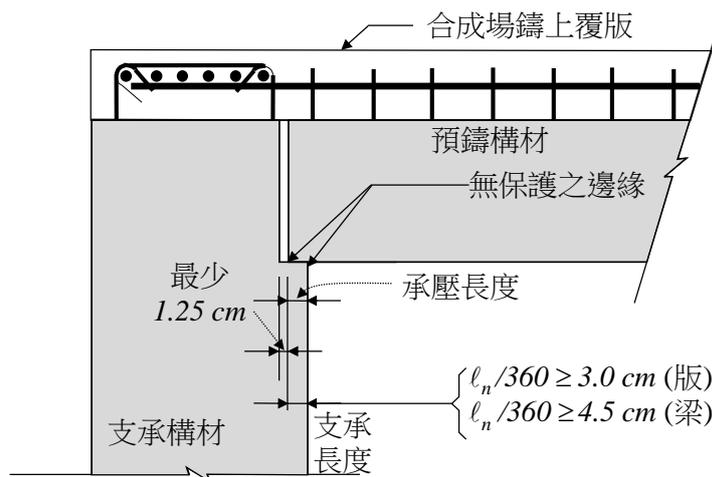


圖 R9.7.4 接頭部分剛性預鑄構材之承壓長度與支承長度

9.8 混凝土澆注後埋設物

9.8.1 突出於混凝土外或為檢視而裸露之埋設物(如插接筋或嵌入物)，經工程師認可，可於混凝土仍呈塑性狀態時植入，且須滿足下列規定：

9.8.1.1 該埋設物為無需鉤於或繫於混凝土內鋼筋者。

9.8.1.2 該埋設物於混凝土仍呈塑性狀態時，須能保持其正確位置。

9.8.1.3 在埋設物附近之混凝土須適當再搗實。

解說：

本節之規定與「結構混凝土施工規範」第 5.6.4 節規定之場鑄混凝土不同。許多預鑄產品之生產過程中不易或不能在混凝土澆注前將突出之鋼筋放置於其固定(最後)位置。經驗顯示此種鋼筋，如抵抗水平剪力之繫筋及孔件可在混凝土仍是塑性下謹慎埋入。

本規定不適用於須完全埋入混凝土之鋼筋或須鉤繫於混凝土內鋼筋之埋設物。

9.9 標記

9.9.1 預鑄構材必須加以標記以明示其在結構上的位置，方向及生產日期。

9.9.2 構材標記須與組裝圖一致。

9.10 儲放、搬運及吊裝

9.10.1 設計須考慮養護、脫模、儲存、運輸及吊裝對構材產生之作用力及扭曲變形，以避免應力過大或損傷。

解說：

規範要求構材在使用載重下之性能及設計載重下之強度。但是儲放、搬運及吊裝所產生的載重不能產生不符合規範之永久應力、應變、裂紋或變形。預鑄構材因儲放、搬運及吊裝導致之輕微裂紋或剝落，只要強度及耐久性不受影響，仍可接受。預鑄構材裂紋評估可參見美國 PCI 對生產及運輸裂紋之報告[9.29,9.30]。

9.10.2 預鑄構材或結構在吊裝過程中應有適當支撐及側撐，使其於永久接合完成前能確保其正確位置及結構整體性。

解說：

在合約或組裝圖上應標明所有臨時性吊裝、接合、側撐、支撐及其拆除之程序。預鑄構材之混凝土強度較一般現場澆置混凝土提早發展，決定支撐拆除時機時，可根據預鑄構材與上覆層之混凝土實際發展強度計算斷面性質，考慮構材之自重、施工活載重及經由上方支撐所傳遞之載重作用下，構材之計算應力不宜超過設計允許值。

9.11 預鑄混凝土構材之強度評估

9.11.1 與場鑄混凝土形成複合構材之預鑄構材，可依下列規定僅對預鑄構材進行撓曲實驗。

9.11.1.1 試驗載重應為使預鑄構材拉力鋼筋產生之力等於依第 14.4.2 節所規定之載重施加於複合構材上其拉力鋼筋產生之力。

9.11.1.2 試驗載重應經計算不致對單一預鑄構材產生壓力或屈曲破壞。

9.11.2 預鑄混凝土構材之通過試驗與否應遵守第 14.6 節之規定。

解說：

當對預鑄混凝土構材之強度有所疑議時，可利用第十四章之方法加以評估。本節擴大第十四章之方法可用於測試未架設於結構上之單獨預鑄構材。

參考文獻

- [9.1] *Industrialization in Concrete Building Construction*, SP-48, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1975, 240 pp.
- [9.2] Waddell, J. J., "Precast Concrete: Handling and Erection," *Monograph No. 8*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974, 146 pp.
- [9.3] "Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete," MNL-123-88, 2nd Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1988, 270 pp.
- [9.4] *PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete*, MNL-120-92, 4th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1992, 580 pp.
- [9.5] "Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads," *Proceedings of Workshop*, Apr.27-29, 1981, ATC-8, Applied Technology Council, Redwood City, CA, 717 pp.
- [9.6] PCI Committee on Building Code and PCI Technical Activities Committee, "Proposed Design Requirements for Precast Concrete," *PCI Journal*, V. 31, No. 6, Nov.-Dec. 1986, pp. 32-47.
- [9.7] ACI-ASCE Committee 550, "Design Recommendations for Precast Concrete Structures (ACI 550R-93)," *ACI Structural Journal*, V. 90, No. 1, Jan.-Feb. 1993, pp. 115-121. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [9.8] 日本建築學會，建築工事標準仕様書.同解説 JASS 10 プレキャスト鉄筋コンクリート工事，東京，2013。
- [9.9] 臺灣混凝土學會，預鑄混凝土工程設計規範與解說，台北，2016。

- [9.10] ACI Committee 551, "Tilt-Up Concrete Structures (ACI 551R-92)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1992, 46 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [9.11] Manual for Quality Control for Plants and Production of Precast and Prestressed Concrete Products, MNL-116-85, 3rd Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1985, 123 pp.
- [9.12] "Manual for Quality Control for Plants and Production of Architectural Precast Concrete," MNL-117-77, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1977, 226 pp.
- [9.13] PCI Committee on Tolerances, "Tolerances for Precast and Prestressed Concrete," *PCI Journal*, V. 30, No. 1, Jan.-Feb. 1985, pp. 26-112.
- [9.14] ACI Committee 117, "Standard Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials (ACI 117-90) and Commentary (117R-90)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1990. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [9.15] 臺灣混凝土學會，預鑄混凝土工程施工規範與解說，台北，2016。
- [9.16] 日本建築學會，鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，東京，2010。
- [9.17] 日本建築學會，鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説，東京，2016。
- [9.18] LaGue, D. J., "Load Distribution Tests on Precast Prestressed Hollow-Core Slab Construction," *PCI Journal*, V. 16, No. 6, Nov.-Dec. 1971, pp. 10-18.
- [9.19] Johnson, T., and Ghadiali, Z., "Load Distribution Test on Precast Hollow Core Slabs with Openings," *PCI Journal*, V. 17, No. 5, Sept.-Oct. 1972, pp. 9-19.
- [9.20] Pfeifer, D. W., and Nelson, T. A., "Tests to Determine the Lateral Distribution of Vertical Loads in a Long-Span Hollow-Core Floor Assembly," *PCI Journal*, V. 28, No. 6, Nov.-Dec. 1983, pp. 42-57.
- [9.21] Stanton, J., "Proposed Design Rules for Load Distribution in Precast Concrete Decks," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 5, Sept.-Oct. 1987, pp. 371-382.
- [9.22] *PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs*, MNL-126-85, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1985, 120 pp.
- [9.23] Stanton, J. F., "Response of Hollow-Core Floors to Concentrated Loads," *PCI Journal*, V. 37, No. 4, July-Aug. 1992, pp. 98-113.

- [9.24] Aswad, A., and Jacques, F. J., "Behavior of Hollow-Core Slabs Subject to Edge Loads," *PCI Journal*, V. 37, No. 2, Mar.-Apr. 1992, pp. 72-84.
- [9.25] "Design of Concrete Structures for Buildings," CAN3-A23.3-M84, and "Precast Concrete Materials and Construction," CAN3-A23.4-M84, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada.
- [9.26] "Design and Construction of Large-Panel Concrete Structures," six reports, 762 pp., 1976-1980, EB 100D; three studies, 300 pp., 1980, EB 102D, Portland Cement Association, Skokie, IL
- [9.27] PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, "Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads," *PCI Journal*, V. 21, No. 2, Mar.-Apr. 1976, pp. 18-51.
- [9.28] Salmons, J. R., and McCrate, T. E., "Bond Characteristics of Untensioned Prestressing Strand," *PCI Journal*, V. 22, No. 1, Jan.- Feb. 1977, pp. 52-65.
- [9.29] PCI Committee on Quality Control and Performance Criteria, "Fabrication and Shipment Cracks in Prestressed Hollow-Core Slabs and Double Tees," *PCI Journal*, V. 28, No. 1, Jan.-Feb. 1983, pp.18-39.
- [9.30] PCI Committee on Quality Control and Performance Criteria, "Fabrication and Shipment Cracks in Precast or Prestressed Beams and Columns," *PCI Journal*, V. 30, No. 3, May-June 1985, pp. 24-49.

第十章 合成混凝土受撓構材

10.1 符號

- A_v = 剪力鋼筋於 s 距離內之面積； cm^2 。
 b_v = 計算水平剪力斷面寬度； cm 。
 d = 自合成斷面最外緣受壓纖維至縱向受拉預力與非預力鋼筋斷面重心之距離； cm 。
 h = 構材總厚或全深； cm 。
 s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距； cm 。
 V_{nh} = 水平剪力計算強度； kgf 。
 V_u = 斷面之設計剪力； kgf 。
 λ = 混凝土單位重之修正因數，參閱第 4.8.4 節。
 ρ_v = 繫筋面積與接觸面積比值。
 ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

10.2 範圍

由預鑄與場鑄或現場先後澆置之混凝土連結成一體之合成受撓構材設計，除本章另有規定者外，本規範所有規定均可適用。

解說：

本章包含所有合成混凝土受撓構材。對於某些完全現場澆注混凝土，須事先對連續兩次灌漿間之介面做適當的設計。合成結構鋼—混凝土構材不在本章討論範圍，而此種構材設計要求可參考文獻[10.1]。

10.3 通則

- 10.3.1 合成構材整體或其部分應可用以承受剪力及彎矩。
 10.3.2 合成構材各構件應核驗各臨界載重階段之行為。
 10.3.3 各構件之規定強度、單位重或其他性質不同時，應以其最不利狀況或依各構件之性質設計之。
 10.3.4 合成構材之強度計算，無須區分為有支撐施工或無支撐施工。

解說：

試驗已證明合成混凝土受撓構材之強度不會因在第二構件澆鑄與養護時，第一構件之有無使用支撐而改變。

10.3.5 合成構材各構件之設計須考慮其達到設計強度之前所需承受之載重。

10.3.6 為控制裂紋及阻止合成構材各構件之分離，應視需要加設鋼筋。

解說：

裂紋允許的程度依環境、美觀及使用情形而定，但不可損及合成行為。

10.3.7 合成構材應符合第 2.11.5 節之撓度控制規定。

解說：

由於乾縮潛變會對過早載重之預鑄構件造成過量的變形，如因混凝土含水量很高，且強度仍低時尤甚。若欲防止因滑動而產生過大的位移時，利用握裹以傳遞剪力則極為重要。並可利用剪力樺之機構來增加安全係數，但剪力樺在有滑動時才發生作用。

10.4 支撐

使用支撐施工者，應於其所支撐構件達到拆除支撐當時所需承受載重之能力、撓度限制與裂紋控制等設計要求時，方得拆除支撐。

解說：

第2.11.5節之規定適用於有支撐施工與無支撐施工情形。

10.5 垂直剪力強度

10.5.1 合成構材承受垂直剪力時，須按第四章規定視合成斷面為整體澆置構材設計之。

10.5.2 剪力鋼筋須按第 5.14 節之規定完全錨定於相接之構件中。

10.5.3 延伸及錨定之剪力鋼筋應可作為水平剪力所需之繫筋。

10.6 水平剪力強度

10.6.1 合成構材之各構件界面間須確能傳遞所有水平剪力。

解說：

可利用界面上的剪力強度或適當的剪力繫筋，或兩者，以確保各構件界面間水平剪力之傳遞。

10.6.2 第 10.6 節內所用之 d 為全合成斷面構材最外緣受壓纖維至受拉預力與非預力鋼筋重心之距離，但對含預力之合成斷面其 d 值不需小於 $0.8h$ 。

解說：

預力構材用於合成工法其張力鋼筋之位置有可能隨梁縱向而變，故第四章內用於計算垂直剪力之 d 亦可用於計算水平剪力。

10.6.3 除按第 10.6.4 節作更詳細之計算外，斷面承受水平剪力設計應依

$$V_u \leq \phi V_{nh} \quad (10-1)$$

式中 V_u 為考慮斷面上之設計剪力， V_{nh} 為依下列規定之水平剪力計算強度。

解說：

水平設計剪力與計算強度之關係為依第二章載重因數及強度折減因數計算而得。

若利用附篇G工作應力法設計，則 V_u 為在使用載重下之剪力，且本節內所使用各值均乘以 0.55，可參考附篇第G.8節。另當水平剪力之控制載重組合為重力與因風或地震所產生者，則可利用第G.3.2節之規定將所需之強度折減 25%。

在探討合成混凝土受撓構件之施工中及搬運時之載重，式(10-1)中 V_u 以此過程中之使用載重計算。此計算值應與 $0.55V_{nh}$ 比較(依附篇G方法)以確保可有適當的安全係數。

若預力構材用於合成構材， d 值常隨預力鋼腱之變化而變化，此時第四章計算垂直剪力強度所用 d 值之定義亦可用於計算水平剪力強度。

10.6.3.1 接觸面清潔並無水泥乳皮，且經加工使粗糙者，

$$V_{nh} \leq 5.6b_v d$$

10.6.3.2 繫筋符合第 10.7 節規定之最低要求，接觸面清潔並無水泥乳皮，但未經加工使其粗糙者，

$$V_{nh} \leq 5.6b_v d$$

10.6.3.3 繫筋符合第 10.7 節規定之最低要求，接觸面清潔並無水泥乳皮，且經加工使其粗糙度達 0.6 cm 者，

$$V_{nh} = (18.2 + 0.6 \rho_v f_y) \lambda b_v d, \text{ 但不大於 } 35b_v d,$$

λ 之值見第 4.8.4 節。

10.6.3.4 若設計水平剪力 V_u 大於 $\phi(35b_v d)$ ，水平剪力按第 4.8.4 節規定設計之。

解說：

規範允許之剪力強度及 0.6 cm 之表面粗糙度乃依試驗而定，可見參考文獻[10.2~10.4]。

10.6.4 第 10.6.3 節水平剪力計算之替代法為可藉計算各構材間壓力或拉力之實際變化，以適當措施將該水平剪力傳遞於支承構件。設計水平剪力 V_u 不得超過按第 10.6.3.1 至 10.6.3.4 節算得之水平剪力設計強度 ϕV_{nh} 。式中 $b_v d$ 應以接觸表面積取代之。

10.6.4.1 若依第 10.6.4 節之規定設計抵抗水平剪力之繫筋，其面積與縱向間距比須能反應構材剪力之分佈。

解說：

在沿構材縱向接觸面上水平剪應力之分佈應可反應其實際剪力分佈。當水平剪應力達到最大值時將導致水平剪力破壞，並向鄰近較低應力區內延伸。由於混凝土間交界面在最大水平剪力時之滑動量很小，致使在縱向抵抗水平剪力再分配極為有限，故而接觸面上繫筋之分佈應使提供抵抗水平剪力之能力大約與剪力分佈相當。

10.6.5 接觸面間有直接拉力存在時，必須設置繫筋且符合第 10.7 節規定之最低要求，方可允許接觸面傳遞剪力。

解說：

本節中之繫筋須有適當的錨定以確保界面保持接觸狀態。

10.7 傳遞水平剪力之繫筋

10.7.1 以繫筋傳遞水平剪力時，其面積不得小於第 4.6.5.3 節之規定，且間距不得大於被支承構件最小尺寸之 4 倍，亦不得大於 60 cm 。

10.7.2 傳遞水平剪力之繫筋可用單支鋼筋或鋼線、多肢肋筋或熔接鋼線網(光面或麻面)之垂直鋼線。

10.7.3 所有繫筋均須按第 5.14 節之規定錨定於相連各構件內。

解說：

本節之最小面積及最大間距規定乃依參考文獻[10.2~10.6]之試驗數據而定。

參考文獻

- [10.1] "Specification for Structural Steel Buildings—Allowable Stress Design and Plastic Design, with Commentary" June 1989, and "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings," Sept. 1986, American Institute of Steel Construction, Chicago.
- [10.2] Kaar, P. H.; Kriz, L. B.; and Hognestad, E., "Precast-Prestressed Concrete Bridges: (1) Pilot Tests of Continuous Girders," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 2, No. 2, May 1960, pp. 21-37.
- [10.3] Saemann, J. C., and Washa, G. W., "Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 61, No. 11, Nov. 1964, pp. 1383-1409. Also see discussion, *ACI JOURNAL*, June 1965.
- [10.4] Hanson, N. W., "Precast-Prestressed Concrete Bridges: Horizontal Shear Connections," *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, V. 2, No. 2, May 1960, pp. 38-58.

- [10.5] Grossfield, B., and Birnstiel, C., "Tests of T-Beams with Precast Webs and Cast-in-Place Flanges," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 59, No. 6, June 1962, pp. 843-851.
- [10.6] Mast, R. F., "Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections," *Proceedings, ASCE*, V. 94, No. ST6, June 1968, pp. 1485-1504.

第十一章 預力混凝土

11.1 符號

- A_{cf} = 雙向版於柱支承處之兩垂直相交相當構架中之較大版梁帶總斷面積，參閱第 11.10.3 節； cm^2 。
- A_{ct} = 總斷面重心至撓曲受拉區間之斷面積，參閱第 11.10.2 節； cm^2 。
- A_{ps} = 受撓拉力區內預力鋼筋之斷面積； cm^2 。
- A_s = 非預力縱向受拉鋼筋之斷面積； cm^2 。
- A'_s = 縱向受壓鋼筋之斷面積； cm^2 。
- b = 構材受壓面之寬度； cm 。
- c_c = 鋼筋淨保護層厚，參閱第 3.7.2 或 3.7.5 節； cm 。
- d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
- d' = 構材最外受壓纖維至縱向受壓鋼筋斷面重心之距離； cm 。
- d_p = 構材最外受壓纖維至預力鋼筋斷面重心之距離； cm 。
- D = 靜載重，或其相關之內彎矩與力。
- e = 自然對數之底數。
- f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。
- f'_{ci} = 初施預力時混凝土之抗壓強度； kgf/cm^2 。
- f_{dc} = 解壓應力；當與鋼腱重心同一高度之混凝土應力為零時之預力鋼筋應力； kgf/cm^2 。
- f_{ps} = 彎矩計算強度下之預力鋼筋應力，參閱第 11.8 節； kgf/cm^2 。
- f_{pu} = 預力鋼筋之規定抗拉強度； kgf/cm^2 。
- f_{py} = 預力鋼筋之規定降伏強度； kgf/cm^2 。
- f_r = 混凝土之開裂模數； kgf/cm^2 。
- f_{se} = 預力損失後預力鋼筋之有效應力； kgf/cm^2 。
- f_t = 依總斷面計算所得之預壓拉力區最外纖維拉應力； kgf/cm^2 。
- f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
- h = 構材總厚或全深； cm 。
- K = 鋼腱單位長度之皺摺摩擦係數； m^{-1} 。
- l_n = 淨跨度，兩支承面間之距離； cm 。
- l_{px} = 由預力鋼筋施預力端至任一考慮點之距離，參閱第 11.7.2.1 節； m 。
- L = 活載重，或其相關之內彎矩與力。
- n = 項目的個數，如強度試驗、鋼筋、鋼線、單根式錨定器、錨栓或剪力柱頭抗剪臂。
- N_c = 混凝土在靜載重加活載重下之拉力； kgf 。
- P_{pj} = 千斤頂施加於預力鋼筋端點之預力； kgf 。
- P_{pu} = 錨定器之設計預力； kgf 。
- P_{px} = 距千斤頂端 l_{px} 距離處預力鋼筋之預力。
- s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距； cm 。
- α_{px} = 由施預力端至任一考慮點之鋼腱角度變量； rad 。

$\beta_1 = \frac{a}{c}$ ；壓應力分佈等值矩形塊高度與最外受壓纖維至中性軸距離之比值，參閱第 3.3.6 節。

γ_p = 預力鋼筋之種類因數。

$$= 0.55 \text{ 若 } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.80。$$

$$= 0.40 \text{ 若 } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85。$$

$$= 0.28 \text{ 若 } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.90。$$

Δf_{ps} = 預力鋼筋在使用載重下之應力扣除其解壓應力後之值，參閱第 11.5.4.2 節； kgf/cm^2 。

λ = 混凝土單位重之修正因數，參閱第 4.8.4 節。

μ_p = 曲率摩擦係數； rad^{-1} 。

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \text{；非預力受拉鋼筋比。}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd} \text{；非預力受壓鋼筋比。}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p} \text{；預力鋼筋比。}$$

ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

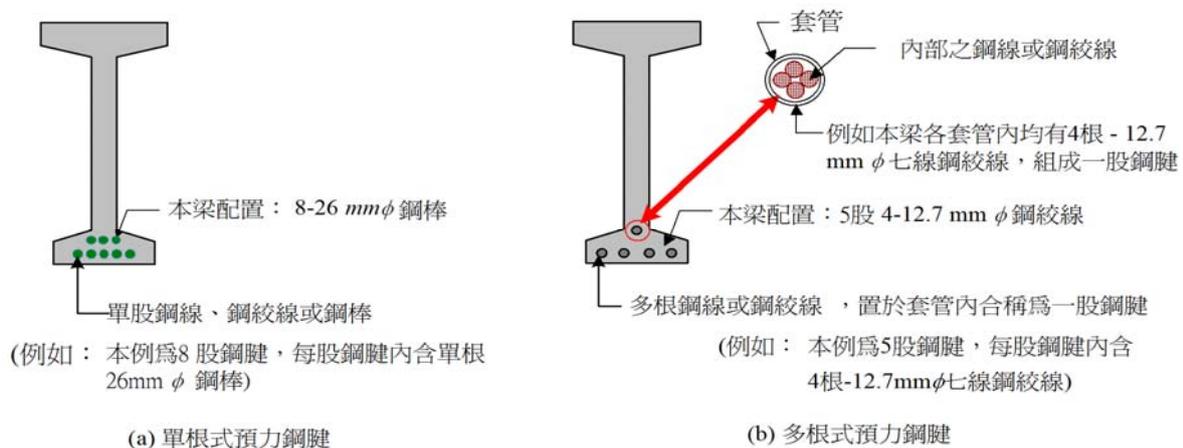
$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} \text{；受拉鋼筋之鋼筋量指數。}$$

$$\omega' = \rho' \frac{f_y}{f'_c} \text{；受壓鋼筋之鋼筋量指數。}$$

$$\omega_p = \rho_p \frac{f_{ps}}{f'_c} \text{；預力鋼筋之鋼筋量指數。}$$

解說：

本版規範對「預力鋼筋」與「鋼腱」採較明確定義。其中，預力鋼筋是指施加預力於混凝土之高強度鋼材，包括鋼線、鋼絞線、鋼棒或其成束之材料，常見之配置方式例如圖R11.1，其中單根式預力鋼腱與多根式預力鋼腱之組成詳見第11.14.3節之解說。鋼腱在後拉預力法是包括端錨、預力鋼筋、無黏裹預力鋼筋之隔離裹襯或黏裹預力鋼筋之套管；而在先拉預力法，鋼腱即為預力鋼筋。



圖R11.1 預力鋼筋配置方式例

後拉預力法之套管若依本規範第11.17節規定灌漿，使預力鋼筋能與斷面混凝土握裹，此種後拉預力法之預力鋼筋與先拉預力法之預力鋼筋稱為黏裹預力鋼筋，若無法達到握裹作用者稱為無黏裹預力鋼筋。

11.2 範圍

解說：

本章規範主要是供建築物之版、梁、柱等結構構材使用。本章規定對於其他型式之結構，如壓力槽、鋪面、管體、軌枕等，能部分適用外，應視其需要另行增補；例如公路橋梁結構需另參照交通部頒佈之「公路橋梁設計規範」^[11.37]。

- 11.2.1 預力混凝土為鋼筋混凝土中配置預力鋼筋符合本章規定者，其構材內應力受預力鋼筋所施加預力之影響，以降低混凝土之拉應力。
- 11.2.2 本章適用於使用符合本規範第 13.2.3 節及「結構混凝土施工規範」第 14.2 節之預力鋼筋，包括鋼線、鋼絞線或鋼棒。
- 11.2.3 本規範其他章節之規定，除與本章之規定抵觸或特別註明不適用者外，均適用於預力混凝土。
- 11.2.4 本規範下列各章節除特別註明外，不適用於預力混凝土：
- 第二章：第 2.12.2、2.12.3、2.12.4 及 2.13 節；
 - 第三章：第 3.6、3.7(除於本章第 11.5.4 節所說明之第 3.7 節條文以外)、3.10.1 及 3.10.2 節；
 - 第六章：全章；
 - 第七章：第 7.4、7.6 及 7.7 節；
 - 第十三章：第 13.5.5 節。
- 11.2.5 「結構混凝土施工規範」之第 6.2.2 節第(1)項亦不適用於預力混凝土上。

解說：

本規範中部分章節不適用於本章預力混凝土之理由說明如下：

第2.12.2、2.12.3與2.12.4節——T 型梁構造：

第2.12.2、2.12.3與2.12.4節中有關 T 型梁有效翼版寬度之經驗性規定，主要是針對傳統鋼筋混凝土，若使用於預力混凝土，將會使甚多經常使用之標準預力混凝土構材被剔除。

對於 T 型梁之有效翼版寬度，本規範除了第2.12.2、2.12.3與2.12.4節外，其他並無有關預力混凝土 T 型梁之規定，預力混凝土 T 型梁之有效翼版寬度須由工程師依經驗及判斷來決定，此有效翼版寬度儘可能採用第2.12.2、2.12.3與2.12.4節之規定，除非有經驗可證明不符該規定之設計是在安全容許範圍內，惟採用第2.12.2節最大翼版寬度作為彈性分析及設計之考慮是相當保守。

此外，第2.12節 T 型梁構造中之第2.12.1與2.12.5節之一般規定，可用於預力混凝土構造。版鋼筋間距之限制是依翼版厚度決定，假若翼版厚度為漸變，可取其平均值計算。

第2.13節——欄柵版構造：

第2.13節中對鋼筋混凝土欄柵版構造之經驗性限制，乃是基於過去之成功實例，但對於預力欄柵版構造，須由經驗及判斷來設計，惟第2.13節中之規範仍可作為參考。

第3.6、3.10.1及3.10.2節——受撓斷面與受壓構材之鋼筋限制：

有關預力混凝土之鋼筋限制已規定於本章第11.9.3、11.10及11.12.2節中，此等規定將取代第3.6、3.10.1及3.10.2節之規定。

第3.7節——梁與單向版內受撓鋼筋分佈：

除本章第11.5.4節規定之C類型預力受撓構材可適用本規範第3.7.2與3.7.5節規定外，其他第3.7節中受

撓鋼筋之分佈規定均不適用於預力構材。

第六章——雙向版系：

連續預力混凝土版之設計必須考慮二次彎矩影響，而且預力所導致之體積變化亦會產生額外之力量作用於結構體上，此等因素於第六章中並未考慮，且第六章之部分設計流程亦不適合預力構材之特性，故本章改以第11.13節之規定代替第六章。

第7.6與7.7節——牆之經驗設計法與非承重牆：

第7.6與7.7節之牆設計規定大部分是依經驗所得，不適用於預力混凝土。

第13.5.5節——鋼筋間距之限制：

因場鑄構材之黏裹鋼筋及無黏裹鋼腱已分別規定於本章第11.10與11.13節中，故第13.5.5節之規定不需再適用。

另外，「結構混凝土施工規範」中第6.2.2節第(1)項規定版、梁之施工縫應設置於其跨度中央三分之一範圍亦不適用於預力混凝土。因後拉法連續預力梁與預力版沿鋼腱之縱向配置，長期選擇其位在斷面中心附近之斷面施預力，此施力用之施工縫常位在端部三分之一範圍，而非中央三分之一範圍。

11.3 通則

11.3.1 預力構材應符合本規範所定之強度要求。

11.3.2 預力構材應依據自初施預力後之每一重要載重階段的強度及使用性設計。

解說：

預力混凝土之設計必須考慮所有在構材使用年限中之每一重要載重階段。其中有三個主要應考慮之階段：(1)施預力階段或預力傳遞階段—當預力鋼筋之力量傳遞到混凝土時，混凝土應力有可能過高。(2)使用載重階段—此時長時間之預力損失已發生。(3)設計載重階段—此時應檢核構材強度。其他之載重階段有時也需加以檢核，例如：當開裂載重為重要因素時，該載重階段亦需加以考量；另外，吊裝及運送階段也可能成為臨界階段。

從滿足設計的觀點而言，使用載重與乘以載重因數後之設計載重是最重要之兩個階段。使用載重階段之載重大小係指依一般建築技術規則所規定之活載重及靜載重等，無需乘以載重因數；而設計載重是指乘以載重因數後之因數載重。

本章第11.4.2節之假設可用於使用載重階段及預力傳遞階段之計算。

11.3.3 設計時應考慮由預力所產生之應力集中。

11.3.4 設計時應顧及由預力所引起之彈性及塑性變形、撓度、長度改變，以及轉角等對鄰接構造物之影響。溫度及乾縮之影響亦應考慮。

11.3.5 預力鋼筋與套管間呈斷續接觸點間之構材及梁腹與翼緣等薄斷面均可能屈曲，應予考慮。

解說：

本節是對預力鋼筋在較大套管內呈斷續式接觸之後拉法構材，應慎防該類構材的屈曲。另外，腹版或翼版很薄之細長構材承受高預壓力時，於支承間亦可能發生屈曲。

若預力鋼筋完全與預力混凝土接觸，或裹襯直徑僅略大於無黏裹預力鋼筋時，則不可能在預力傳遞時產生屈曲。

11.3.6 預力鋼筋黏裹前之斷面性質應考慮空套管對斷面積減少之影響。

解說：

如考慮空套管對斷面積影響時，臨界斷面應包含有管徑較大之續接器套管斷面處，套管至錨定器間的漸變段也可能形成臨界斷面。如空套管所佔面積之影響認為可忽略時，斷面性質可以總斷面積計算。

先拉法或灌漿後之後拉法構材，其斷面性質可依載重階段分別選用總斷面、淨斷面或有效斷面(使用黏裹預力鋼筋與非預力鋼筋之轉換面積)計算。

11.4 假設

預力構材之撓曲及軸力強度設計應根據第 3.3 節中之規定，但其中第 3.3.3 節僅適用於符合第 13.2 節規定之非預力鋼筋。

11.4.1 於預力傳遞至構材時，計算使用載重及開裂載重下之應力應按彈性理論及下列假設：

11.4.1.1 在所有載重範圍內之應變與構材深度成線性變化。

11.4.1.2 開裂後，不計混凝土之抗拉能力。

11.4.2 依據使用載重在預壓拉力區所算得之最外緣拉應力 f_t ，預力受撓構材可如下分為 U 類型、T 類型和 C 類型：

$$\text{U 類型： } f_t \leq 2.0\sqrt{f'_c} ;$$

$$\text{T 類型： } 2.0\sqrt{f'_c} < f_t \leq 3.2\sqrt{f'_c} ;$$

$$\text{C 類型： } f_t > 3.2\sqrt{f'_c} ;$$

預力雙向版系應採 $f_t \leq 1.6\sqrt{f'_c}$ 之 U 類型方式設計。

11.4.3 U 類型與 T 類型之受撓構材，可採用未開裂斷面計算使用載重所產生之應力。C 類型受撓構材應採用開裂後之轉換斷面，計算使用載重所產生之應力。

11.4.4 預力受撓構材之撓度按第 2.11.4 節規定計算。

解說：

本節將預力受撓構材之行爲區分為三種類型，其中U(*uncracked*)類型與C(*cracked*)類型分別爲未開裂構材與開裂構材，而T(*transition*)類型行爲是介於開裂與未開裂之間，各類型之使用性需求整理如表R11.4.3，在該表中亦顯示非預力構材之設計需求，以供比較。

該等分類適用於黏裹與無黏裹之預力受撓構材，但預力雙向版系需採U類型方式設計。

表R11.4.3 使用性之設計需求

	預力構材			非預力構材
	U類型	T類型	C類型	
假設行爲	未開裂	介於未開裂與開裂間	開裂	開裂
用於計算使用載重應力之斷面性質	總斷面 第11.4.3節	總斷面 第11.4.3節	開裂斷面 第11.4.3節	無此項需求
預力傳遞時之容許應力	第11.5.1節	第11.5.1節	第11.5.1節	無此項需求
依未開裂斷面計得之容許壓應力	第11.5.2節	第11.5.2節	無此項需求	無此項需求
使用載重時之拉應力 第11.4.3節	$f_t \leq 2.0\sqrt{f'_c}$	$2.0\sqrt{f'_c} < f_t \leq 3.2\sqrt{f'_c}$	無此項需求	無此項需求
計算撓度之依據	第2.11.4.1節 總斷面	第2.11.4.2節 開裂轉換斷面及雙線性之彎矩－撓度關係	第2.11.4.2節 開裂轉換斷面及雙線性之彎矩－撓度關係	第2.11.2節及 第2.11.3節 依有效慣性矩
裂紋控制	無此項需求	無此項需求	第3.7.2節及依第 11.5.4.1節修正	第3.7.2節
計算裂紋控制	—	—	使用開裂斷面計算	$M / (A_s \times \text{力距})$

之 Δf_{ps} 或 f_s				或 $0.6f_y$
側面表層鋼筋	無此項需求	無此項需求	第3.7.5節	第3.7.5節

預壓拉力區是指預力構材在無預力時，在靜載重、活載重作用下依總斷面性質分析產生撓曲拉應力之部位，於預力混凝土設計時，會對該區先施加預壓力，以降低該區之拉應力值。

11.5 受撓構材之使用性需求

解說：

混凝土的容許應力是用以滿足使用性需求，但無法以容許應力確保適當的結構強度，尚須配合其他規定檢核。

11.5.1 在預力傳遞後之瞬間、未發生與時間因素有關之預力損失前，混凝土應力不得超過下列規定值：

(1) 構材最外緣之壓應力 $0.60 f'_{ci}$

(2) 除(3)以外之構材最外緣拉應力 $0.80 \sqrt{f'_{ci}}$

(3) 簡支構材端部之最外緣拉應力 $1.60 \sqrt{f'_{ci}}$

若計算所得之拉應力 f_i 超過此規定值，需在構材拉力區配置黏裹鋼筋(預力或非預力)，以承受依未開裂斷面所算得之混凝土全部拉力，惟最大拉應力不得超過 $2.0 \sqrt{f'_{ci}}$ 。

解說：

本節所指之應力是發生於預力傳遞後之暫時應力，此暫時應力係由構材承受之靜載重及預力鋼筋傳遞預力所產生；該預力鋼筋傳遞預力係為千斤頂施力扣除混凝土彈性縮短、摩擦損失、錨定器滑動之損失預力，一般而言，乾縮現象不包含於此階段。在採用適當之預力損失量下，本節之容許應力適用於所有先拉法與後拉法之混凝土斷面。

本節第(2)與(3)項之拉應力限制值 $0.80 \sqrt{f'_{ci}}$ 與 $1.60 \sqrt{f'_{ci}}$ 適用於預壓拉力區以外區域之拉應力。雖然潛變與乾縮效應將同樣降低拉應力，然而在有些區域，即使所有預力損失都發生，但斷面拉力仍一直存在。當拉應力超過此容許值時，應先計算拉力區之拉應力總合，再配置鋼筋以承受此總合拉力，此鋼筋之應力可採用 $0.6f_y$ ，但不大於 $2,100 \text{ kgf/cm}^2$ 。由於混凝土拉應力超過開裂模數時，將造成斷面開裂，因此本規範參照交通部頒佈之「公路橋梁設計規範」^[11.36]，規定本節以不含外加補助鋼筋之總斷面積計得之最大拉應力不得超過本階段之混凝土開裂模數 $2.0 \sqrt{f'_{ci}}$ ，以確保施預力階段斷面不致開裂。

11.5.2 對於 U 類型與 T 類型之預力受撓構材，在承受使用載重下、所有預力損失均發生後，依未開裂斷面所算得之混凝土應力不得超過下列規定值：

(1) 預力與持續性載重作用下之構材最外緣壓應力 $0.45f'_c$

(2) 預力與總載重作用下之構材最外緣壓應力 $0.60f'_c$

解說：

構材最外緣容許壓應力保守採用 $0.45f'_c$ 將可減少預力混凝土構材因往復載重所可能產生之損壞，以及可排除過量的潛變變形，應力較高時，潛變應變會隨應力的增加而快速提高。

允許採用第(2)項之規定有兩種原因：一為混凝土梁之疲勞實驗非由混凝土壓力破壞控制，一為短期活載重大於持續載重甚多時，僅使用單一容許應力之規定並不適當。因此將承載短期載重之容許值提高

三分之一至 $0.60f_c'$ 。

持續性活載重是指載重加載時間較長，會引致與時間有關之撓度的活載重。如持續性靜載重與活載重佔總使用載重較高時，本節第(1)項之 $0.45f_c'$ 將為控制項目；相反的，如總使用載重中佔較大部分的為短期或臨時性活載重時，本節第(2)項之 $0.60f_c'$ 將會控制。

$0.45f_c'$ 之壓應力限制與持續性載重將控制預力構材之長期行為。

11.5.3 經試驗或分析證明無礙實用時，混凝土之容許應力可超過第 11.5.1 與 11.5.2 節之規定值。

解說：

對於使用新開發的預力混凝土產品、材料、技術時，本節建議可不必受前所規定應力之限制，而改採其他更先進之需求，但其程序須符合相關之設計或新施工工法審核認可程序。

11.5.4 對不承受疲勞載重且非暴露環境之 C 類型預力受撓構材，其最靠拉力側外緣之黏裹鋼筋間距不得超過第 3.7.2 節之規定。對於承受疲勞載重或暴露在腐蝕環境之結構體，須做特別調查及提供預防措施。

解說：

拉應力超過 $3.2\sqrt{f_c'}$ 之預力構材鋼筋間距於前版規範中已有規定。

對會受自然環境中之化學侵蝕作用者，如海水、工業廢氣或污水，應採用比第13.6.2.1節所規定之更厚保護層，並降低其拉應力，以消除在使用載重下之可能開裂，對此工程師須判斷是否增加保護層厚度及是否降低拉應力。

11.5.4.1 非預力鋼筋與黏裹鋼腱之間距需符合下列規定：

- (1) 黏裹鋼腱之最大間距不得大於非預力鋼筋最大容許間距之 2/3。
- (2) 當鋼筋與黏裹鋼腱同時使用時，鋼筋與鋼腱間之間距不得超過第 3.7.2 節容許值之 5/6，參見第 11.5.4.3 節規定。

解說：

在選用 c_c 值以計算鋼筋間距時，僅考量最靠近拉力側外緣之受拉鋼筋。由於如鋼絞線之預力鋼筋黏裹效果較一般竹節鋼筋差，因此本節所規定之間距需有2/3之有效係數。

對於依開裂斷面設計之後拉法構材，由於竹節鋼筋對裂紋控制之效果較佳，因此第3.7節之規定可直接適用於此。按本規範其他規定之黏裹鋼筋亦可用作裂紋控制之鋼筋。

11.5.4.2 式(3-6)如使用於預力鋼腱，式中 f_s 將以 Δf_{ps} 替代。 Δf_{ps} 為預力鋼筋依使用載重和開裂斷面所計得之應力減去解壓應力 f_{dc} 之值，其中 f_{dc} 可採用預力鋼筋之有效應力 f_{se} 。

解說：

以有效應力 f_{se} 當解壓應力 f_{dc} 時，將可獲得保守結果。

11.5.4.3 第11.5.4.2節之 Δf_{ps} 不可超過 $2,500 \text{ kgf/cm}^2$ 。當 Δf_{ps} 小於或等於 $1,400 \text{ kgf/cm}^2$ 時，將不受第 11.5.4.1 節與第 11.5.4.2 節之間距限制。

解說：

Δf_{ps} 之上限為 $2,500 \text{ kgf/cm}^2$ ，當 Δf_{ps} 不大於 $1,400 \text{ kgf/cm}^2$ 時，前節間距的限制將解除，回復至與以前版本相似之規定。

11.5.4.4 如梁深 h 超過 90cm 時，由鋼筋或黏裹鋼腱所組成之縱向表層鋼筋間距須符合第 3.7.5 節之規定。

解說：

表層鋼筋可由一般鋼筋、黏裹鋼腱或兩者共同組合而成。

11.6 預力鋼筋之容許應力

預力鋼筋之受拉應力不得超過下列規定值：

- (1) 於千斤頂施力時 $0.94f_{py}$
，但不大於 $0.80f_{pu}$ ，亦不大於預力鋼筋或端錨製造者建議之最大值。
- (2) 預力傳遞後當時 $0.82f_{py}$
，但不大於 $0.74f_{pu}$ 。
- (3) 後拉預力鋼筋在端錨或續接器處，於錨定後當時 $0.70f_{pu}$

解說：

本規範對預力鋼筋應力並不以有效性或暫時性來區分。由於預力鋼筋在傳遞後之起始預力將留存一段甚長時間，甚至到結構體開始使用之後，因此此項起始應力在使用狀態下必須具有足夠的安全係數，是唯一需限制之應力，不可視為暫時性應力而不予限制。至於後續因預力損失，將使預力鋼筋之長時有效應力減小，因此不必再對該階段之預力鋼筋應力作任何限制。

由於低鬆弛預力鋼筋具有較高之降伏強度，本規範自前版起改以降伏強度 f_{py} 為主，來規定預力鋼筋容許應力，而不再以抗拉強度 f_{pu} 規定。

低鬆弛鋼線和鋼絞線之 f_{py} 約等於 $0.90f_{pu}$ ，本節所定之 $0.94f_{py}$ 和 $0.82f_{py}$ 規定值約為 $0.85f_{pu}$ 和 $0.74f_{pu}$ ，而本規範中之第(1)項千斤頂施力時之規定值降為 $0.80f_{pu}$ ，是為使與第(2)項施力後之規定值 $0.74f_{pu}$ 能有較接近之一致性。另外，由於低鬆弛預力鋼筋之降伏強度提高，並無法增進錨定器之有效性，因此，本節第(3)項之後拉法預力端錨處容許應力取 $0.70f_{pu}$ ，不提高。

對於普通預力鋼筋，其 f_{py} 約等於 $0.85f_{pu}$ ，本節 $0.94f_{py}$ 和 $0.82f_{py}$ 規定值約為 $0.80f_{pu}$ 和 $0.70f_{pu}$ ，此值約與前版規範之規定值相等。

由於自前版規範起預力鋼筋初期容許應力提高，將使預力鋼筋最後應力亦增加，如結構體有腐蝕和受往復載重時，設計者應注意限制預力鋼筋之最後應力。

11.7 預力損失

11.7.1 計算預力鋼筋之有效預力 f_{se} 時應考慮下列各種預力損失：

- (1) 預力鋼筋錨定損失。
- (2) 混凝土之彈性壓縮。
- (3) 後拉預力之摩擦損失。
- (4) 混凝土之潛變。
- (5) 混凝土之乾縮。
- (6) 預力鋼筋之應力鬆弛。

解說：

預力損失之計算可參考文獻[11.3~11.6]與[11.35]。在1977年及以前之ACI規範中列有先拉法及後拉法之總預力損失概估量，但近年ACI規範已刪除此總概估量之規定，因為可參考文獻[11.6]，以更精確方式計算

預力損失值，在參考文獻[11.6]中有考慮起始應力值(0.70 f_{pu} 或更高)、鋼材種類(應力消除型或低鬆弛型；鋼線、鋼絞線或鋼棒)、外露狀況、施工方式(先拉法、黏裹或無黏裹之後拉法)等之預力損失值計算方法。

真正的預力損失不論大於或小於計算值，其對構材的設計強度影響不大，但會影響使用載重下之行為(撓度、拱度、開裂載重)與接頭。如超估預力損失，在使用載重下將會導致過大的拱度與水平位移，此情形所造成之損害程度是與低估預力損失相同。

除第11.7.2節提供有關摩擦預力損失量之計算公式外，於前版規範中參考文獻[11.6,11.35]列有混凝土潛變及乾縮所引起之預力損失量計算方式。

11.7.2 後拉預力鋼腱之摩擦損失

11.7.2.1 後拉預力鋼腱在距千斤頂端部 ℓ_{px} 處之預力 P_{px} 為：

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(K\ell_{px} + \mu_p \alpha_{px})} \tag{11-1}$$

若 $(K\ell_{px} + \mu_p \alpha_{px}) \leq 0.3$ ，亦可採用下式：

$$P_{px} = P_{pj} (1 + K\ell_{px} + \mu_p \alpha_{px})^{-1} \tag{11-2}$$

11.7.2.2 後拉預力鋼腱之摩擦損失應依據試驗以決定摩擦係數 K 、 μ_p 值，該值並應於施預力過程中驗證之。

11.7.2.3 設計所用之 K 、 μ_p 值應註明於設計圖上。

解說：

表R11.7.2所列之摩擦係數為一般常用之摩擦係數範圍，由於預力鋼筋之套管與裹襯材料相繼問市，表中數據供作參考。使用剛性套管以及較大直徑預力鋼筋於半剛性套管時，皺褶摩擦係數值可考慮接近零。若使用特殊型式之套管與預力鋼筋，其摩擦係數資料可取自該項預力鋼筋製造業者。

目前國內對於鋼線與鋼絞線，使用柔性金屬套管時之設計用 K 值多採用0.0049/m、 μ_p 為0.25/rad，使用剛性套管時之設計用 K 值則為0.0007/m、 μ_p 為0.25/rad，並規定於現場以實驗方式驗證之。剛性套管是指具有足夠厚度與強度之套管，不致因澆築混凝土及施拉預力之摩擦而變形，且能維持於正確位置。

過於低估摩擦損失，會使構材產生不合適之拱度及預力值；超估摩擦損失會導致施加額外的預力，而使構材有過大之拱度與縮短。假如於施預力過程中測試所得之實際摩擦係數，比設計時所採用之假設值為小，則所施加之預力量需加調整，僅需使控制斷面之預力值達到結構設計值即可。

若涉及安全性與使用性要求時，結構工程師應提供或核定施工者所擬採用之千斤頂施力值範圍與其他限制，以能使符合第11.5與11.6節容許應力之規定。

表R11.7.2 後拉法預力鋼腱之摩擦係數可能範圍

			皺褶摩擦係數 $K(m^{-1})$	曲率摩擦係數 $\mu_p (rad^{-1})$
金屬套管	鋼線		0.0033-0.0050	0.15 - 0.25
	高拉力鋼棒		0.0003-0.0020	0.08 - 0.30
	七線鋼絞線		0.0016-0.0066	0.15 - 0.25
無黏裹鋼腱	塗膠脂護膜	鋼線	0.0033-0.0066	0.05 - 0.15
		七線鋼絞線	0.0033-0.0066	0.05 - 0.15
	預塗油脂	鋼線	0.0010-0.0066	0.05 - 0.15
		七線鋼絞線	0.0010-0.0066	0.05 - 0.15

11.7.3 設計時應考慮構材與相鄰構造物連接所可能發生之預力損失。

11.8 撓曲強度

11.8.1 受撓構材之彎矩設計強度應按本規範之強度設計法計算，其中之 f_y 應以預力鋼筋之 f_{ps} 替代。

解說：

預力受撓構材之彎矩設計強度可類似非預力鋼筋混凝土構材之強度公式求得，前版規範中列有含拉力鋼筋或同時含拉、壓力鋼筋之矩型、T 型斷面的強度公式。於設計載重情況下，配置在壓力區內之預力鋼筋可利用平衡條件與應變一致性之方式計算，至於其他斷面可利用第3.3節中之假設及預力鋼筋之應力應變性質，計算其彎矩強度 ϕM_n 。

11.8.2 f_{ps} 宜依據應變一致性之較精確方式計算；若 $f_{se} \geq 0.5f_{pu}$ ， f_{ps} 可採用下列近似值替代：

(1) 黏裹預力鋼腱之構材：

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right\} \quad (11-3)$$

若計入受壓鋼筋時其 d' 不得大於 $0.15d_p$ ，且式(11-3)中之 $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right]$ 不得小於 0.17 。

(2) 無黏裹預力鋼腱之構材：

(a) 跨距與深度比 ≤ 35 時：

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100\rho_p} \quad (11-4)$$

但式(11-4)所得之 f_{ps} 不得大於 f_{py} 及 $(f_{se} + 4,200)$ 。

(b) 跨距與深度比 > 35 時：

$$f_{ps} = f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \quad (11-5)$$

但式(11-5)所得之 f_{ps} 不得大於 f_{py} 及 $(f_{se} + 2,100)$ 。

解說：

對於鋼筋比較高時，式(11-3)可能會低估梁的強度，此時須使用應變一致性與平衡條件才能較精確的估算強度。式(11-3)可用於各種預力鋼筋在拉力區之情形，若有部分預力鋼筋位於壓力區內，則須使用應變一致性與平衡條件計算。

對於高鋼筋量指數的梁，如含有壓力鋼筋時，式(11-3)中之 ω' 項會使 f_{ps} 值增大。若該式中 $\left[\rho_p f_{pu} / f'_c + (d/d_p)(\omega - \omega') \right]$ 項小時，中性軸深度也將較小，使得壓力鋼筋不會降伏，此時式(11-3)將變得不保守，因此如有壓力鋼筋時，式(11-3)中之 $\left[\rho_p f_{pu} / f'_c + (d/d_p)(\omega - \omega') \right]$ 項必須限制不可小於 0.17 。於式(11-3)中若忽略壓力鋼筋，則因 ω' 等於零，有可能使 $\left[\rho_p f_{pu} / f'_c + (d/d_p)\omega \right]$ 項小於 0.17 ，而可得到較高且較正確之 f_{ps} 值。

當 d' 很大時，壓力鋼筋之應變量遠小於其降伏應變，式(11-3)之 f_{ps} 無法反應壓力鋼筋是否降伏，故式(11-3)如計入壓力鋼筋時必須限制 d' 小於或等於 $0.15d_p$ 。

式(11-3)中 $\left[\rho_p f_{pu} / f'_c + (d/d_p)(\omega - \omega') \right]$ 可寫為 $\left[\rho_p f_{pu} / f'_c + A_s f_y / (bd_p f'_c) - A_s' f_y / (bd_p f'_c) \right]$ ，此種寫

法有其方便處。

式(11-5)是反應試驗結果，過去式(11-4)是對所有跨距與深度比均適用，但依最近資料^[11.7]顯示，無黏裹預力鋼筋構材在跨距與深度比大於35時(單向版、平版 *flat slabs* 及片版 *flat plates*)，式(11-4)會高估應力值。雖然同樣的試驗顯示，淺梁用式(11-4)所計算的彎矩強度與所需要之設計載重強度相近，但此結果亦反應規範對最少黏裹鋼筋量及可控制預力大小的混凝土容許拉應力之規定效果。

11.8.3 符合第 13.2 節規定之非預力竹節鋼筋可與預力鋼筋一同用於提供拉力強度，並以其 f_y 值計算彎矩強度。其他非預力鋼筋按應變一致性計算之應力，亦可使用在強度計算中。

11.9 受撓構材之鋼材量限制

11.9.1 預力混凝土斷面依第 3.4.3 節及 3.4.4 節規定分為拉力控制、壓力控制與過渡斷面，其所對應之強度折減因數 ϕ 依第 2.3.2 節規定。

解說：

第3.4.3節與3.4.4節有關拉力控制與壓力控制之淨拉應變限制亦適用於預力斷面。本節規定取代前版規範之最大鋼材量限制方式。

第3.4.4節拉力控制斷面之淨拉應變限制方式亦可如前版規範之 ω_p 限制方式，例如預力矩形斷面，淨拉應變為0.005之限制相對應於 ω_p 為 $0.32\beta_1$ 之限制。

11.9.2 預力與非預力鋼筋之總量應使能承受開裂載重 1.2 倍以上之設計載重，其中開裂載重是按第 2.11.2.3 節所規定之 f_r 值計得。惟下列情形不受此限：

- (1) 雙向且採無黏裹之後拉預力版，或
- (2) 該構材之撓曲及剪力設計強度已超過第 2.4 節所規定設計載重之 2 倍時。

解說：

本規定係為防止開裂後之突發性撓曲破壞。依規定設計之受撓構材，在開裂後，通常尚需再適當額外載重，始會達到極限彎矩強度，因此可藉明顯的撓度做為構材接近極限強度之預警，但若開裂後隨即發生撓曲破壞，則該項撓度預警將不發生作用，因此為使有預警作用，撓曲破壞強度需再大於開裂強度一段範圍。

11.9.3 預力受撓構材之鋼筋及黏裹鋼腱應儘量靠近構材受拉力面。採用無黏裹鋼腱之預力構材最少黏裹鋼筋須依第 11.10 節規定。

解說：

預力撓曲構材須於拉力側外緣配置部分黏裹鋼筋，其目的在控制全設計載重或超載作用時之裂紋。

11.10 最少黏裹鋼筋

11.10.1 使用無黏裹預力鋼筋之受撓構材應按第 11.10.2 及 11.10.3 節規定，設置最少量之黏裹鋼筋。

解說：

使用無黏裹預力鋼筋之預力構材須配置最少黏裹鋼筋之規定，係為使構材在極限強度時仍能確保正常撓曲行為而非僅具繫拱(*Tied arch*)行為，且在使用載重下，若拉應力大於混凝土開裂模數時，可控制構材之裂縫寬度與間距。

研究顯示，後拉法無黏裹預力構材因主要多呈彈性反應，使在強震作用下無法提供良好的消能作用，因此後拉法無黏裹預力構材依本節規定所設計之鋼筋，應假設只承受垂直荷重，以及提供按第15.3.1.2節規定設計之消能元件間之水平橫隔作用。同時，式(11-6)與式(11-8)中最少黏裹鋼筋量規定與鋼筋的等級或降伏強度無關。

11.10.2除按第 11.10.3 節規定外，最少黏裹鋼筋量應由下式計算：

$$A_s = 0.004A_{ct} \quad (11-6)$$

其中 A_{ct} 為位在總斷面重心至撓曲受拉面間之斷面積。

11.10.2.1 按式(11-6)算得之黏裹鋼筋應均勻分佈於預壓拉力區內，且儘量靠近最外受拉纖維處。

11.10.2.2 不論使用載重下之應力情形如何，均需設置黏裹鋼筋。

解說：

本節對於雙向平版以外構材之最少黏裹鋼筋量規定，是根據黏裹與無黏裹後拉預力梁行為之比較研究結果^[11.8]。依據本研究本節規定亦可用於單向版系統。

11.10.3 雙向平版之最少黏裹鋼筋量及分佈情形應按下列規定：

11.10.3.1 在使用載重下(計入所有預力損失)，正彎矩區之最外預壓受拉纖維拉應力 f_t 如不超過 $0.53\sqrt{f'_c}$ 時，該區內不需設置黏裹鋼筋。

11.10.3.2 在使用載重下(計入所有預力損失)，正彎矩區內之混凝土計算拉應力如超過 $0.53\sqrt{f'_c}$ 時，該區內所需之黏裹鋼筋量應依下式計算：

$$A_s = \frac{N_c}{0.5f_y} \quad (11-7)$$

式中 f_y 不得超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 。此項黏裹鋼筋應均勻分佈於預壓拉力區內且儘量靠近最外受拉纖維處。

11.10.3.3 柱支承處之負彎矩區內，每方向之最少黏裹鋼筋量應依下式計算：

$$A_s = 0.00075A_{cf} \quad (11-8)$$

其中 A_{cf} 為雙向版於柱支承處之兩垂直相交相當構架中之較大梁版帶總斷面積。

此項黏裹鋼筋應分佈於離柱面兩側 $1.5h$ 範圍內。每方向不得少於 4 根鋼筋或鋼線；黏裹鋼筋之間距不得超過 30 cm 。

解說：

雙向平版(flat slabs)之最少黏裹鋼筋量規定主要是根據ACI-ASCE Committee 423的報告^[11.3,11.9]。對具有柱頭版之雙向平版而言^[11.16]，其有限的研究成果顯示這些特殊結構的行為類似一般片版(flat plates)，依據參考文獻[11.15]之研究，第11.10.3節之規定適用於雙向平版。

綜合參考文獻[11.3]之試驗報告與1963年以後各版ACI規範，在平常使用的載重與跨度下，如第11.10.3.1節所列舉未設置黏裹鋼筋之構材仍可滿足適當結構行為。

在正彎矩區內之拉應力如介於 $0.53\sqrt{f'_c}$ 與 $1.60\sqrt{f'_c}$ 之間，其最少黏裹鋼筋量可由式(11-7)求得，式中之拉力 N_c 是在使用載重下，依均勻、未開裂斷面所求得。

根據ACI-ASCE Committee 423^[11.1,11.3,11.9,11.10]對後拉無黏裹預力之雙向平版研究報告，如負彎矩區內之黏裹鋼筋量為其版梁帶斷面積之 0.075% 時，將可提供充分的韌性與適當的裂縫控制。用於計算式(11-8)之相當構架如第6.8.2節之定義及圖R6.8.2所示，對於長向矩形版，為確保能提供兩向之最少鋼筋量需求

，用於式(11-8)中之計算是保守採用兩垂直相交相當構架中的較大版梁帶斷面積，且此項鋼筋應集中配置於柱邊之版上層。研究結果顯示在使用載重下之低拉力區如沒有黏裹鋼筋，雖仍可滿足設計載重要求，但本規範所規定之最少黏裹鋼筋量，將可確保受撓構材在使用載重下的連續性與韌性，並可控制因超載、溫度、乾縮等作用所產生之開裂行為。

11.10.4 第 11.10.2 及 11.10.3 節所規定之黏裹鋼筋，其最小長度應按下列規定：

11.10.4.1 在正彎矩區內，黏裹鋼筋之最小長度應為淨跨度 l_n 之 $1/3$ ，且應置於正彎矩區內之中央部分。

11.10.4.2 在負彎矩區內，黏裹鋼筋應自支承面兩側各延伸其淨跨度 l_n 之 $1/6$ 。

11.10.4.3 按第 11.8.3 節規定之彎矩強度 ϕM_n 或第 11.10.3.2 節規定之拉應力條件所設置之黏裹鋼筋，其最小長度應符合第五章之有關規定。

解說：

在設計載重作用下，黏裹鋼筋應具有足夠錨定。符合第五章所規定之錨定方式，可使按第11.8.3節規定之設計載重下的撓曲強度黏裹鋼筋及按第11.10.3.2節規定之使用載重下的拉力黏裹鋼筋具有充分的錨定，以發展拉力與壓力。

按第11.10.2或11.10.3.3節規定而非按第11.8.3節撓曲強度規定所配置之黏裹鋼筋，可以使用最小長度，參考文獻[11.1]指出，最小長度之黏裹鋼筋可使連續梁在設計載重與使用載重下具有適當結構行為。

11.11 靜不定結構

11.11.1 預力混凝土構架及連續結構物應設計為具有相當之強度，及在使用載重下具有適當之結構行為。

11.11.2 在使用載重下之行為應由彈性分析決定之，其反力、彎矩、剪力及軸力均應考慮預力、潛變、乾縮、溫差、軸向變形、連接構件之束制與基礎沉陷等因素之影響。

11.11.3 設計彎矩為由預力誘發反力所產生的彎矩(載重因數採用 1.0)與由設計載重所產生的彎矩之總和，此彎矩總和之調整應可依第 11.11.4 節之規定。

解說：

對靜不定結構而言，由預力所誘發之反力亦會產生彎矩，此彎矩一般稱之為二次彎矩，於彈性及非彈性範圍內皆相當明顯。

由於非同位預力鋼腱(*nonconcordant tendon*)所產生之彈性變形會改變非彈性轉角，而產生某一程度之彎矩再分配現象。因此，梁若具有非彈性轉角容量，其支承處之彎矩會因此轉角量的改變而產生等於預力在該處所造成之二次彎矩量，因此規範乃規定在設計彎矩時必須考慮二次彎矩效應。

使用設計彎矩，應依以下步驟計算：(1)計算靜重與活重所造成之彎矩，(2)加入二次彎矩的影響，(3)計算彎矩再分配效應。預力鋼腱由同位線向下移，將在支承處產生正值之二次彎矩，可減低支承處之負彎矩且增加跨距中央之正彎矩。若預力鋼腱由同位線向上移，則產生相反之效應。

11.11.4 連續預力受撓構材負彎矩之調整

11.11.4.1 若支承處之黏裹鋼筋符合第 11.10 節規定，則依彈性理論所求得各種載重作用時之負彎矩，可依第 2.6 節規定作增減。

11.11.4.2 在相同載重情況下，跨度內其他斷面之彎矩亦應作配合之修正。

解說：

第2.6節負彎矩調整之規定亦可適用於預力構材。

本節彎矩調整如應用於無黏裹鋼腱之預力梁時，該梁須設置足夠之黏裹鋼筋，以確保開裂後仍能保持梁的力學行爲，而非繫拱行爲，第11.10節所規定之最少黏裹鋼筋將可滿足此項要求。

11.12 承受撓曲與軸力之預力混凝土受壓構材

11.12.1 承受撓曲與軸力之預力混凝土受壓構材，不論有無非預力鋼筋，應按本規範之強度設計法設計之，並考慮預力、潛變、乾縮、溫度變化之影響。

11.12.2 預力混凝土受壓構材之鋼筋限制

11.12.2.1 如有效預力所引致之構材混凝土平均壓應力小於 16 kgf/cm^2 時，柱之最少鋼筋量應符合第 3.10.1、3.10.2 及 13.9 節之規定，牆之最少鋼筋量應符合第 7.4 節之規定。

11.12.2.2 除牆外因有效預力所引致之構材混凝土平均壓應力大於或等於 16 kgf/cm^2 時，所有鋼筋均應以符合下列規定之螺箍筋或橫箍筋圍封之：

(1) 螺箍筋應符合第 13.9.4 節之規定。

(2) 橫箍筋應用 $D10$ 以上之鋼筋或相等斷面積之熔接鋼線網，其垂直間距不得大於箍筋或鋼線直徑之 48 倍，亦不得大於柱之最小邊寬。

(3) 第一個橫箍筋之位置如是在基腳頂面或版頂面時，距該頂面不得超過橫箍筋間距之 $1/2$ ；如是在被支承構材之最下層水平鋼筋以下時，距該水平鋼筋亦不得超過橫箍筋間距之 $1/2$ 。

(4) 如柱四周均有梁或托架，橫箍筋距梁或托架之最下層鋼筋不得超過 7.5 cm 。

11.12.2.3 如牆因有效預力所引致之構材混凝土平均壓應力大於或等於 16 kgf/cm^2 ，且經結構分析證實具有足夠強度與穩定度時，最少鋼筋量可不受第 7.4 節之限制。

解說：

預力混凝土牆之平均有效預壓力如大於或等於 16 kgf/cm^2 ，且經整體結構分析，顯示較低鋼筋量仍可滿足安全性與穩定性時，可不需採用第7.4節之牆最小鋼筋量規定。

11.13 預力版系

11.13.1 超過一個方向有配置撓曲預力鋼筋之預力版系，其設計彎矩及剪力應按第 6.8 節方式(但不含第 6.8.7.4 及 6.8.7.5 節)或更精確步驟計算。

解說：

預力版系在使用載重或設計載重下，可使用相當構架法(第6.8節)或其他更精確的設計方式計算彎矩與剪力。很多試驗證明預力版系採用相當構架法可求得適當之設計彎矩與剪力(見參考文獻[11.11~11.13]及[11.17~11.19])，相關研究亦顯示，分析時若使用均勻斷面或其他近似勁度法會產生錯誤的結果且偏不安全。第6.8.7.4節之規定不可用於預力版系，因該規定僅限於鋼筋混凝土版之直接設計法，且預力版系之彎矩再分配已於第11.11.4節中規定。第6.8.7.5節之規定亦不可用於預力版系，因該有關柱列帶與中間帶的彎矩再分配規定基本上是以鋼筋混凝土版的試驗為主。此外，採用平均係數之簡化計算方法亦不可用於預力版系。

11.13.2 預力版系在任何斷面上依第 2.3 節所得之 ϕM_n 值應大於或等於第 2.4、11.11.3 及 11.11.4 節所規定之 M_n 值。預力版系在支承柱處依第 2.3 節所得之 ϕV_n 值應大於或等於第 2.4、4.2、

4.13.2 及 4.13.6.2 節所規定之 V_u 值。

解說：

實驗顯示預力版之彎矩與剪力強度是由總預力鋼筋強度及由非預力鋼筋之數量與分佈位置所控制，而非僅由預力鋼筋之分佈所控制，詳見參考文獻[11.11~11.13]及[11.17~11.19]。

11.13.3 在使用載重下，應滿足包括撓度限制在內之所有使用性要求，並符合第 11.11.2 節之規定。

解說：

每方向有兩跨或兩跨以上之連續預力平版，一般樓版之跨距與厚度比不可超過42，屋頂版不可超過48，但若經計算證明其長期與短期撓度、拱度、振動頻率與振幅皆不違反使用時，此限定值可分別提高至48與52。對於特殊用途之結構並應計算及檢核其長期與短期撓度、拱度，以滿足使用性要求。

施工縫間的最大樓版長度一般限制在30至45 m，以減小樓版之乾縮效應，並避免因摩擦所導致之過度預力損失。

11.13.4 承受均勻分佈載重時，鋼腱之設置應符合下列規定：

- (1) 任一方向上之鋼腱或鋼腱群間距不得大於版厚之 8 倍，亦不得大於 150 cm。鋼腱分佈應使鋼腱分配之版斷面承受有最小 8.8 kgf/cm^2 之平均有效預力。
- (2) 每一方向至少應有兩股鋼腱延伸超過版之臨界剪力斷面並過柱對邊。
- (3) 承受集中載重時，應特別考慮鋼腱間距之配置。

解說：

本節允許在同一方向使用帶狀鋼腱配置方式，此種配置方式曾經結構相關研究顯示可滿足使用性要求。

11.13.5 含無黏裹鋼腱之版，其黏裹鋼筋應按第 11.10.3 及 11.10.4 節規定設置。

解說：

第11.10.3與11.10.4節最少黏裹鋼筋量之規定適用於所有含無黏裹預力鋼筋之預力版系，包含預力鋼筋採帶狀配置者。

11.14 後拉預力鋼腱錨定區

解說：

有關後拉預力鋼腱錨定區，本版規範配合交通部民國90年版之公路橋梁設計規範^[11.36]及其他相關規範^[11.20,11.34]作較大幅度修改。

11.14.1 錨定區

錨定區可分為兩區域考慮：

(1) 局部錨定區域：

為一矩形柱體(圓形端錨視為等值矩形之矩形柱體)，包括環繞錨定器和圍束鋼筋周圍之混凝土。

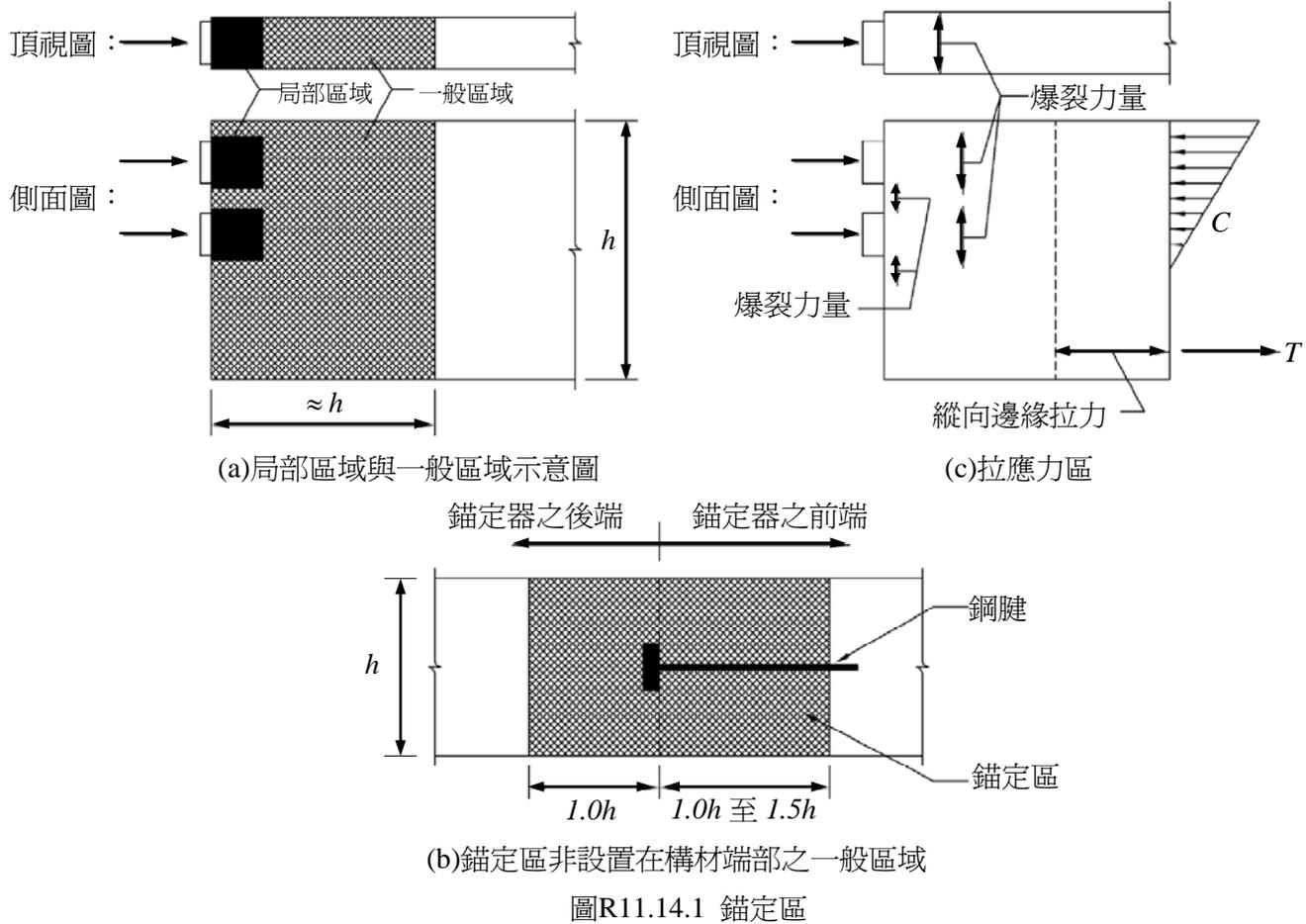
(2) 一般錨定區域：

為後拉法預力構材中將所施加之集中預力逐漸均勻傳遞至混凝土斷面之區域，包括局部區域，其所延伸之考慮範圍等於斷面之最大尺寸。如錨定器非設置在構材端部時，一般錨定區域包括錨定器之前端與後端。

解說：

錨定區包含將錨定器之集中預力傳遞至混凝土部分之局部區域，以及使應力能橫向再均勻分佈到全結構斷面，成線性分佈之一般錨定區域，局部區域與一般錨定區域之範圍如圖R11.14.1(a)所示。依據Saint-Venant原理，錨定區延伸之幾何範圍約等於該構材斷面深度或寬度之較大值。

若錨定區非設置於構材端部時，在錨定器之前端和後端均會產生甚大之拉應力，此拉應力是因錨定器前端和後端之變形不一致所產生，此時如圖R11.14.1(b)所示之整個陰影區均應視為錨定區。



11.14.2 局部錨定區域

11.14.2.1 局部錨定區域須依據乘以載重因數後之設計預力 P_{pu} 設計，其強度折減因數與載重因數按第 2.3.2 節與 2.4.3 節規定。

11.14.2.2 局部錨定區域應依第 11.14.7 節規定，設置適當鋼筋以使錨定器能發揮功能。

解說：

局部錨定區域須能承受錨定器所產生之高局部應力，並應能將該應力傳遞至錨定區之其他區域。由於局部錨定區域之行爲深受錨定器特性及其圍束鋼筋之影響，而受整體結構之幾何形狀與載重影響較小，因此局部錨定區域之設計通常是在錨定器選定後之施工圖階段始能完成。錨定器製造廠商應提供使用該錨定器所需考量之條件，以及能滿足AASHTO公路橋梁規範^[11.20]所規定之相關實驗資料，以供進行施工細部設計。

局部錨定區域之設計重點主要為考量錨定器所產生之高承壓應力影響，以及提供所需之圍束鋼筋量以增強混凝土承受該承壓應力之能力。

P_{pu} 為載重因數(依第2.4.3節(C)之規定為1.2)與最大容許施預力量之乘積,依第11.6.1節規定預力鋼筋於千斤頂施力時之最大短期容許拉應力為 $0.94f_{py}$,但不大於 $0.80f_{pu}$,因此最大之 P_{pu} 為:

$$P_{pu} = (1.2)(0.80)f_{pu}A_{ps} \\ = 0.96 f_{pu} A_{ps}$$

11.14.3 一般錨定區域

11.14.3.1 一般錨定區域亦須依據第 11.14.2.1 節之設計預力 P_{pu} 設計。

11.14.3.2 一般錨定區域應依第 11.14.4 至 11.14.7 節規定,設置鋼筋以承載錨定器所產生之爆裂力、剝裂力和縱向邊緣拉力,構材斷面急遽變化之效應亦應考慮。

解說:

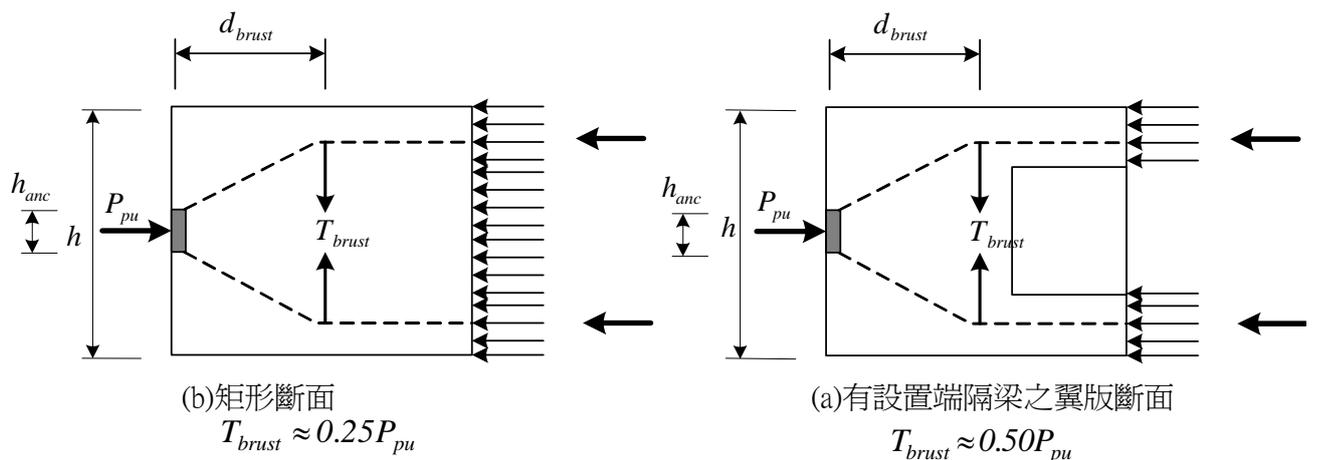
在一般錨定區域內,平面維持平面之常用梁理論假設將不能適用。

一般錨定區域之設計應考慮錨定器引致之所有拉應力區域,包括圖R11.14.1(c)所示之爆裂力、剝裂力和縱向邊緣拉力;另在構材斷面急遽變化處,將會造成傳遞力量之路徑偏移,該偏移情形將如圖R11.14.3所示產生甚大拉力,設計時亦應注意其效應。此外,亦應檢核圖R11.14.1(b)所示錨定器前端之壓應力。

爆裂力係指錨定區內作用於錨定器前端及垂直於預力鋼腱軸之拉力。剝裂力係指發生在錨定區內沿橫向邊緣之拉力,是由錨定區之集中力、偏心力及多根式錨定器所產生。縱向邊緣拉力係指發生在錨定區內沿縱向邊緣之拉力,是由各端錨合力之偏心力所產生。

一般預力鋼腱與錨定器可分為多根式(*multistrand*)與單根式(*monostrand*)兩類,參見圖R11.1。其中多根式錨定器或鋼腱係指一股鋼腱內含有多根鋼線、鋼絞線或鋼棒,並合置於一套管中及共用一個錨定器;單根式錨定器或鋼腱係指每股鋼腱內僅含單根鋼線、鋼絞線或鋼棒者,且每一錨定器僅用於錨定單一根預力鋼筋。

錨定區域之確切鋼筋量須於施工圖階段,配合所選定之錨定器與鋼腱配置方式始能確定,因此在設計階段應先詳定錨定區域之設計要求與其核定方式之規定。設計階段所提供之各錨定區域鋼筋僅供施工參考,施工前承包商另應依所選定之錨定器及本規範詳細設計各種所需鋼筋提送工程師核可。



圖R11.14.3 斷面變化之效應

11.14.4 規定材料應力

11.14.4.1 對於黏裹非預力鋼筋與黏裹預力鋼筋之計算拉應力分別不得超過 f_y 與 f_{py} , 錨定區用於抵抗拉力之無黏裹預力鋼筋之計算拉應力 f_{ps} 不得超過 $f_{se} + 700$ 。

11.14.4.2 除使用可符合式(3-8)圍束效果之螺箍筋或閉合箍筋外，一般錨定區域之混凝土計算壓應力不得超過 $0.7\lambda f'_{ci}$ 。

11.14.4.3 施加預力時之混凝土抗壓強度應規定於設計圖。除非使用較大錨定器可降低受壓應力，或是預力鋼筋所施加之預力不超過最終預力量之50%，否則在混凝土抗壓強度未達 f'_{ci} 之前，預力鋼筋不得施加預力。 f'_{ci} 為與構材相同養護之試體強度，採多根式鋼腱時不得小於 280 kgf/cm^2 ，單根式鋼索或鋼棒時不得小於 175 kgf/cm^2 。

11.14.4.4 計算鋼筋量時，混凝土之抗拉強度應不計。

解說：

第11.14.4.1節限制黏裹預力鋼筋之強度計算應力不得大於預力鋼筋之降伏強度，而不採用第11.8.2節之式(11-3)，係因式(11-3)不能適用於本區域之非撓曲作用。另無黏裹預力鋼筋之強度計算應力一般是依據第11.8.2節之式(11-4)及式(11-5)計算，但因考慮本錨定區長度短且為非撓曲作用情形，其計算應力值亦應略較式(11-4)與式(11-5)值減小。

錨定區之設計因係依據強度設計法，因此混凝土將預期會產生非彈性變形，而非圍束混凝土採用較低之計算壓力強度即是反映此種可能性。對於圍束良好之混凝土，其有效抗壓強度將可增加^[11.21]，參考文獻[11.21]中之試驗結果顯示，藉由垂直作用於主鋼腱軸之輔助預壓應力，將可有效地增加錨定區之承壓容量。因輕質混凝土在一些錨定區之試驗中發現有較大差異與會呈現脆性，因此本節引進翹因數以反映其較低之抗拉強度，並間接限制壓力強度。

設計時應於設計圖說中註明施加預力時之混凝土抗壓強度。有時為限制早期之乾縮裂縫，單根式鋼腱在混凝土抗壓強度尚低於 175 kgf/cm^2 時即施加預力，此種情況應採用較大之錨定器或限制所施加之預力值在最終設計預力值之 $1/3$ 與 $1/2$ 間。

多根式鋼腱與單根式鋼腱之定義參見第11.14.3節之解說。

11.14.5 設計方法

11.14.5.1 一般錨定區域可依下列方法分析設計之：

- (1) 塑性模式平衡法(壓拉桿模式)；
- (2) 線性應力分析法(包含有限元素分析法)；
- (3) 可使用之簡化公式法。

11.14.5.2 簡化公式法不可使用於下列情況：非矩形構材斷面；一般錨定區域附近或內部有不連續面，會造成力量傳遞路線偏移者；錨定器最小邊距小於錨定器側邊尺寸之1.5倍者；多根式鋼腱之錨定器採緊密排列之狀況。

解說：

本節所列之設計方法係參考文獻[11.20]及[11.21]，由試驗結果^[11.23]顯示，該等設計程序將可獲得保守之強度預測值。其中，壓拉桿模式對於一般錨定區域之設計特別有用^[11.23]。除第11.14.5.2節所列情況外，對於有堅實或大區域混凝土圍繞之錨定器，大部分情形均可採用簡化公式法，此部分可參考文獻[11.20]與[11.21]之簡化公式。

如圖R11.14.5中之爆裂力量 T_{burst} 值和其由錨定承壓面算起之距離 d_{burst} ，可分別由式(R11-9)及式(R11-10)求得。該圖為一受小偏心距之端錨作用情況，若鋼腱不只一股，在使用式(R11-9)及式(R11-10)時，需考慮其施加預力之順序。

$$T_{burst} = 0.25 \Sigma P_{pu} (1 - h_{anc}/h) \quad (R11-9)$$

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e_{anc}) \quad (R11-10)$$

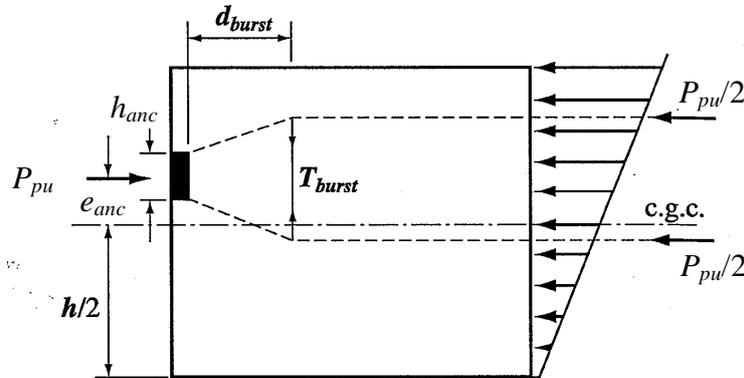
式中：

ΣP_{pu} = 各單獨鋼鍵設計預力值 P_{pu} 之總和， kgf 。

h_{anc} = 單一錨定器之深度或一組緊密排列錨定器的深度， cm 。

e_{anc} = 單一錨定器或緊密排列錨定器相對於斷面形心之偏心距， cm 。

h = 所考慮方向之構材斷面深度， cm 。



圖R11.14.5 壓拉桿模式範例

所謂緊密排列之錨定器，係指錨定器在所考慮方向之端錨中心間距未超過其寬度1.5倍時。

除非使用多根式鋼鍵之錨定器且各錨定器間距大於0.4倍之構材斷面深度，否則對於鋼鍵形心位在斷面核心內之剝裂力可取為總設計預力值之2%；至於錨定器間距較大或鋼鍵形心位在斷面核心外之剝裂力，則須依詳細分析求得。

除本規範之規定外，對於薄壁斷面、具有翼緣之斷面、不規則斷面或在一般錨定區域之鋼鍵曲率很大時之後拉預力法，可參考AASHTO之相關規定^[11.20,11.34]。另外，錨定區之設計亦可參考我國公路橋梁設計規範^[11.36]第7.21.4節之壓拉桿模式、第7.21.5節之彈性應力分析法或第7.21.6節之近似方法計算；此外，錨定區之一般設計原則及細部規定亦可參考該規範第7.21.3節D之規定。

原則上，針對經適當分析方法所得之爆裂力、剝裂力、縱向邊緣拉力，均需設置適當非預力鋼筋或預力鋼筋，該等鋼筋量乘以第11.14.4.1節之計算拉應力與強度折減因數 ϕ 後之設計強度，應足以抵抗各項拉力乘以載重因數後之設計力。其中，爆裂力可用閉合箍筋、具良好錨定之繫筋及螺旋狀之預力鋼筋或非預力鋼筋承受，此項鋼筋一般稱為防爆鋼筋；而抵抗剝裂力或縱向邊緣拉力之鋼筋應儘可能設置於錨定區之橫向或縱向角隅處，其中抵抗縱向邊緣拉力之鋼筋應連續設置於錨定區之全長，而抵抗剝裂力之鋼筋應連續設置於錨定區之全寬，並將各多根式錨定器有效連接在一起。

11.14.5.3 設計時應考慮施力順序，該順序並應標示於設計圖中。

11.14.5.4 三維影響性需予考量，分析和設計時可依三度空間方式或以兩相互垂直平面之效果總和予以近似考量。

11.14.5.5 如錨定器非設置於構材端部時，須設置黏裹鋼筋，使至少可傳遞 $0.35P_{pu}$ 力量至錨定器後方之混凝土斷面。此項鋼筋應對稱圍繞在錨定器周圍，且往錨定區前端與後端均有充分伸展長度。

解說：

錨定器之施力順序對一般錨定區域有顯著影響，包括全部鋼鍵均施力完成之最後階段及施工過程中之各階段均具同等重要性，每單次施力過程及整體總預力所造成之爆裂力都可能為臨界情況，因此均需考量。

考慮三維之影響性，將可協助設計者注意垂直於主應力平面的應力情況，例如腹版或樓版在較薄方向的爆裂力量。在大多數情況，此種效應都可僅考量單一方向即可，但有些情況則須有完整的三維分析(例如設置有外置鋼腱錨定器之橫隔梁)。

如錨定器非設置於構材端部，在錨定器後端會因變形一致性之條件而造成局部拉應力。為避免於錨定器後端產生裂縫，須在錨定器附近設置背拉黏裹鋼筋。第11.14.5.5節中之 $0.35P_{su}$ 需求值，係考量有25%未乘載重因數的預力量是由鋼筋以 $0.6f_y$ 應力承擔，而推導求得。

11.14.5.6 如鋼腱在一般錨定區域採曲線方式配置時，除採單根式鋼腱之樓版或經分析顯示不需鋼筋者外，均需設置黏裹鋼筋以抵抗徑向力和劈裂力。

11.14.5.7 採單根式鋼腱之樓版或經分析顯示不需鋼筋者，在錨定區內平行於錨定器裝置面仍須設置最少鋼筋量，以防止劈裂發生。該鋼筋量之設計拉力強度等於 2%之預力值乘以載重因數。

11.14.6 細部需求

選用錨定區之鋼筋尺寸、間距、保護層和其他細節時，須注意鋼筋在彎折、綁紮、排置時之許可差、骨材尺寸以及混凝土之適當澆置和搗實。

11.14.7 錨定器之使用

用於錨定單根式鋼絞線或單根直徑在 16mm 以下鋼棒之單根基本錨定器，其錨定區之鋼筋設置應依第 11.14.7.1 至 11.14.7.3 節之規定。多根式基本錨定器之錨定區鋼筋量除可依第 11.14.2 至 11.14.5 節之規定計算外，亦可參考我國「公路橋梁設計規範」。若使用大型或特殊錨定器時，尚須依經驗證實之試驗結果，設置其他保護鋼筋。

11.14.7.1 可依第 11.14.5 節之詳細方法計算所需鋼筋量；另對於預力版，除經分析顯示不需鋼筋者外，一般錨定區域亦可依第 11.14.7.2 及 11.14.7.3 節規定設置最少鋼筋量。

11.14.7.2 沿預力版邊應設置至少 2 支、直徑在 $D/3$ 以上之水平鋼筋，該等鋼筋並應設置在錨定器前端 $1/2h$ 距離內之構材，並至少向錨定器兩側延伸 15cm 長度。

11.14.7.3 如各錨定器間之中心間距小於 30cm 時，該等錨定器可視為一組錨定器。若一組錨定器超過 6 個錨定器時，可採用 $n+1$ 個髮夾型鋼筋或閉合箍筋分別設置於每兩個錨定器間及其最外兩側，該等髮夾型鋼筋或箍筋之直徑在 $D/10$ 以上，並應垂直進入版內，且其中心部分應設置於錨定器前端之 $3/8h$ 至 $1/2h$ 版內範圍。

解說：

由於供直徑較小之單根式鋼腱錨定器，因其施加之預力較小，在錨定區所產生之相關拉力亦較小，可依相關規範設置最少量鋼筋，例如可依ACI-423.6規範^[11.22]設置。若使用大型錨定器，除本規範所規定之爆裂力、剝裂力、縱向邊緣拉力外，例如為限制錨定區外表之局部裂縫寬度，尚需配置適當表層鋼筋，此部分可參考我國公路橋梁規範^[11.36]或美國AASHTO規範^[11.20]之規定辦理。

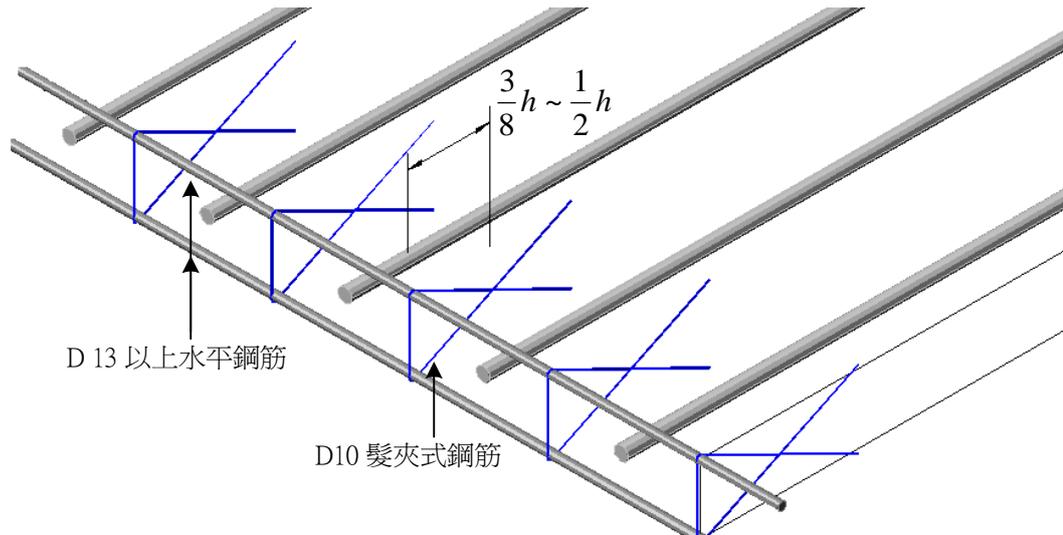


圖 R11.14.7 髮夾式鋼筋

11.15 無黏裹預力鋼筋之防蝕

- 11.15.1 無黏裹預力鋼筋應完全包裹，置於裹襯內，內部並應灌注適當防蝕材料，以防止腐蝕。
- 11.15.2 裹襯須為不透水且全長設置，以避免混凝土與預力鋼筋間產生黏裹。
- 11.15.3 在腐蝕環境，裹襯與施力端錨、中間端錨與固定端錨之接合均須能防水。

解說：

適合於無黏裹預力鋼筋之防蝕材料特性可見參考文獻[11.23]之第5.1節。單根無黏裹鋼絞線之防蝕保護可依據美國ACI之“*Specification for Unbonded Single Strand Tendons (ACI 423.6)*”之規範或參考文獻[11.23]辦理。

典型之裹襯為採直接擠出製成、可包裹在預力鋼筋外之連續、無接縫的高密度聚乙烯材料。

11.16 後拉法套管

- 11.16.1 灌漿套管應能防止水泥砂漿侵入，其材料不可與混凝土、預力鋼筋、灌漿液或防蝕材料發生化學反應。
- 11.16.2 供設置單根鋼線、鋼絞線或鋼棒且須灌漿之套管，其內徑至少需比預力鋼筋直徑大 6 mm。
- 11.16.3 供設置多根鋼線、鋼絞線或鋼棒且須灌漿之套管，其管內斷面積至少需為預力鋼筋斷面積之 2 倍。
- 11.16.4 構材如曝露於冰凍氣候下，在灌漿前套管內部應無積水。

解說：

後拉法套管除本節所列之原則性規定外，詳細規定應另依照「結構混凝土施工規範」第12.2.4至12.2.6節之規定。

11.17 黏裹預力鋼筋之灌漿

解說：

灌漿可使後拉法預力鋼筋與混凝土間產生黏裹作用，同時亦可藉此防止預力鋼筋腐蝕，因此適當的灌漿與灌漿程序是後拉法預力施工中之重要部分^[11.25,11.26]。除本節所列之原則性規定外，灌漿液材料之詳細規定另應依「結構混凝土施工規範」第12.2節之規定，灌漿作業之詳細規定另應依照第12.7

節之規定。

11.17.1 灌漿應採用水泥漿或水泥砂漿。

11.17.2 灌漿液之材料應符合下列規定：

- (1) 水泥、水及砂之品質及其檢定與試驗均應符合「中華民國國家標準」及「結構混凝土施工規範」之規定。
- (2) 如使用細砂料除應符合(1)之標準與規範外，其級配應予調整使具有良好工作性。
- (3) 對灌漿液、鋼料及混凝土無害之摻料可予應用，但氯化鈣不得使用。

解說：

幾乎大部分工程都可使用水泥漿當灌漿液。如採用優良級配砂之水泥砂漿當灌漿液，須使用較大套管，使有較大空間以易於施灌，於「結構混凝土施工規範」中規定，當套管淨內斷面積超過預力鋼腱斷面積 4 倍時始可加拌細砂料。

摻料通常是用來提高工作性、減低泌水與乾縮現象、或為產生膨脹。目前已知對預力鋼腱、灌漿液、混凝土有害之物質有氯化物、氟化物、硫化物、氮化物等。在容許狀況下使用鋁粉或其他膨脹劑，應控制膨脹率在5%~10%間。

11.17.3 灌漿液之配比

- 11.17.3.1 灌漿液之配比應根據工作前對新拌或已硬化之灌漿試驗結果，或根據在類似材料、設備及工地情況下之試驗資料決定之。
- 11.17.3.2 施工時所用之水泥應與決定灌漿液配比時所用者相同。
- 11.17.3.3 灌漿液之用水量應為適合灌漿工作之最少量，其水灰比應不超過 0.45。
- 11.17.3.4 灌漿液不得因灌漿工作延誤而加水以提高流動性。

解說：

符合本配比規定之灌漿液如採用邊長5 cm之正立方試體，其七天齡期之抗壓強度通常可達175 kgf/cm²，28天齡期之抗壓強度可達280 kgf/cm²。惟設計漿液之配比時，考慮灌漿的現場操作與施灌方式通常比強度來得重要。

11.17.4 拌和與灌注

灌漿液材料應在能連續拌和及攪動之設備中混合，且能使灌漿液材料分佈均勻，灌注時應通過濾篩，灌滿套管。灌漿時構材與灌漿液溫度、灌漿材料強度、灌注壓力與方式等均應符合「結構混凝土施工規範」第 12.7 節之規定。

11.18 預力鋼筋之保護

鄰近預力鋼筋處之燒切或銲接工作應謹慎進行並做適當之保護措施，以防預力鋼筋遭受過高之溫度、火花或接地迴路電流之影響。

11.19 預力之施加及測定

11.19.1 所施預力大小應同時以下列方法測定：

- (1)以預力鋼筋之伸長量測定之：所需之伸長量應由預力鋼筋之平均拉力—伸長量曲線決定之。
- (2)以檢定合格之測力計或荷重計測定之。
如先拉法之上述兩種方法相差超過 5%，或後拉法相差超過 7%，應查究原因並予以改正。

解說：

預力之施加及測定除本節所列之原則性規定外，詳細規定另應依照「結構混凝土施工規範」第12.6節之規定。預力構材之伸長量量測可依照參考資料[11.27]所規定之步驟。

以測力計及伸長量兩種方法量測後拉法預力鋼筋預力之允許誤差量，本規範是自前版起修正為7%。數項影響後拉法預力鋼筋伸長量之量測因素對於先拉法構材並不重要或不存，例如，後拉法預力鋼筋之摩擦力將受套管排置時之許可差及混凝土澆置時之套管小量不規則移位影響，另外套管與預力鋼筋間的摩擦係數亦受影響。前版規範係依1958年ACI-ASCE Committee 423報告之建議，採用5%當為以測力計及伸長量兩者量測施預力量之容許誤差，其主因素是反應先拉法構材的製造經驗。由於先拉法預力構材是在空氣中施預力，只有很小之摩擦效應，因此本版規範對先拉法仍保留採用5%當為容許誤差。

- 11.19.2先拉預力鋼筋燒切處應使預力可由預力床傳遞至混凝土，預力鋼筋切斷位置及切斷次序應事先分析決定，以避免產生未預計之暫時應力。
- 11.19.3施力後預力鋼筋切斷處應靠近構材，以減少對混凝土之振動。
- 11.19.4無法更換之斷裂預力鋼筋所造成之預力損失不得超過總預力之 2%。

解說：

本規定適用於所有預力混凝土構材。對於場鑄後拉法預力版系而言，構材是指設計時之個別構件，如肋梁、單向肋梁版系之有效版寬或雙向片版系中之柱列帶、中間帶。

11.20 後拉預力之錨定器與續接器

- 11.20.1黏裹與無黏裹鋼腱之錨定器與續接器在無黏裹情況下進行試驗時，至少應能承受預力鋼筋規定斷裂強度之 95%且不超過預計之變形量。黏裹鋼腱之錨定器與續接器之位置，應使其於黏裹後在臨界面處之預力鋼筋能發揮達規定斷裂強度之 100%。

解說：

錨定器與續接器除本節所列之原則性規定外，詳細規定另應依照「結構混凝土施工規範」第12.2.3節之規定。

早年版本規範中是分別對黏裹與無黏裹鋼腱之錨定器與續接器規定強度，而自前版規範起已將兩者合併，並規定黏裹與無黏裹鋼腱之錨定器或續接器組件在無黏裹情況下試驗，至少應承載預力鋼筋材料規定斷裂強度之95%。由於後拉法錨定器與續接器之應力提升效應，使其規定強度實際遠超過預力鋼筋之最大設計強度，而錨定器與續接器於實驗中常有變形與位移，因此錨定器與續接器之強度應配合最小永久變形與位移，依照ACI 301規範與一般製造廠之建議，預力鋼筋組件應符合最大伸長量為2%之要求。錨定器或續接器與臨界面間之黏裹伸展長度，若等於或大於達到預力鋼筋強度所需長度時，黏裹鋼腱之錨定器或續接器強度可低於預力鋼筋規定斷裂強度之100%，此項黏裹長度可依據非受拉預力鋼絞線或其他預力鋼筋材料之黏裹特性測試結果計算。

- 11.20.2續接器應設置於工程師指定之區域且應有足夠可移動長度，以使施預力時能依需要移動。

11.20.3 承受反覆載重時，無黏裹預力鋼筋之錨定器與續接器應特別注意疲勞破壞之可能性。

解說：

參考文獻[11.30]對疲勞載重有完整的探討。

無黏裹預力鋼筋及其錨定組件受靜力與反覆載重之較詳細建議，可見參考文獻[11.9]之第4.1.3節與[11.28]。

11.20.4 錨定器、續接器及其端配件應有永久防蝕措施。

解說：

錨定器與續接器可藉灌漿或足夠厚度之密合混凝土保護層，其外露部位及外露預力鋼筋均應有永久防蝕措施。有關防蝕措施之建議，可見參考文獻[11.9,11.23]。

11.21 外置後拉法預力

11.21.1 後拉法之預力鋼腱可設置於混凝土構材任何斷面之外側。本規範所規定之強度及使用性設計方法可用以計算外置鋼腱之預力對混凝土結構之影響。

11.21.2 除非外置預力鋼腱全長能與混凝土斷面有效黏裹，否則於計算撓曲強度時，外置預力鋼腱應視為無黏裹鋼腱。

解說：

外置鋼腱為一可提供既有結構物之額外強度並增進使用性之多功能預力工法，此工法頗適用於既有結構物之補強或提昇，其鋼腱配置能較多樣化。有關外置後拉預力之相關資料可參見參考文獻[11.31]。

11.21.3 外置預力鋼腱應附著於混凝土構材上，使構材在發生撓曲變形情況下，鋼腱全長能與混凝土斷面形心維持所需之偏心距。

解說：

於施預力或外力作用時，若可能影響鋼腱位置之偏移效應時，外置鋼腱除錨定處外，亦常於適當位置附著於混凝土構材上(例如於跨度中央、三分之一處、或四分之一處)，以使產生所需載重平衡之預力功能，以及維持鋼腱排置位置並克服鋼腱振動之效應。

11.21.4 外置鋼腱及鋼腱錨定區須作防蝕處理，其相關細節須規定於設計圖說或施工規範中。

解說：

永久防蝕處理的方法很多，但所採用方法須能適合鋼腱所處環境。在某些情況下，預力鋼筋可以混凝土保護層或灌注水泥砂漿之聚乙烯管或金屬套管保護；其他情形可採用被覆方式保護，例如以油漆或塗油脂方式。

除非防蝕處理之目的僅為增進使用性，外置預力之防蝕保護處理亦須滿足一般建築物的防火要求。

參考文獻

[11.1] Mast, R. F., "Analysis of Cracked Prestressed Concrete Sections: A Practical Approach," *PCI Journal*, V. 43, No. 4, Jul.-Aug., 1998.

[11.2] *PCI Design Handbook—Precast and Prestressed Concrete*, 4th Edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1992, pp. 4-42 through 4-44.

- [11.3] ACI-ASCE Committee 423, "Tentative Recommendations for Prestressed Concrete," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 54, No. 7, Jan. 1958, pp. 545-578.
- [11.4] ACI Committee 435, "Deflections of Prestressed Concrete Members (ACI 435.1R-63)(Reapproved 1989)," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 60, No. 12, Dec. 1963, pp. 1697-1728. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [11.5] PCI Committee on Prestress Losses, "Recommendations for Estimating Prestress Losses," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 20, No. 4, July-Aug. 1975, pp. 43-75.
- [11.6] Zia, P.; Preston, H. K.; Scott, N. L.; and Workman, E. B., "Estimating Prestress Losses," *Concrete International: Design & Construction*, V. 1, No. 6, June 1979, pp. 32-38.
- [11.7] Mojtahedi, S., and Gamble, W. L., "Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete," *Proceedings*, ASCE, V. 104, ST7, July 1978, pp. 1159-1165.
- [11.8] Mattock, A. H.; Yamazaki, J.; and Kattula, B. T., "Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, with and without Bond," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 68, No. 2, Feb. 1971, pp. 116-125.
- [11.9] ACI-ASCE Committee 423, "Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons (ACI 423.3R-89)," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 3, May-June 1989, pp. 301-318. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [11.10] Odello, R. J., and Mehta, B. M., "Behavior of a Continuous Prestressed Concrete Slab with Drop Panels," *Report*, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, 1967.
- [11.11] Smith, S. W., and Burns, N. H., "Post-Tensioned Flat Plate to Column Connection Behavior," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 19, No. 3, May-June 1974, pp. 74-91.
- [11.12] Burns, N. H., and Hemakom, R., "Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate," *Proceedings*, ASCE, V. 103, ST6, June 1977, pp. 1237-1255.
- [11.13] Hawkins, N. M., "Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 26, No. 1, Jan.-Feb. 1981, pp. 94-116.
- [11.14] "Guide Specifications for Post-Tensioning Materials," *Post-Tensioning Manual*, 5th Edition, Post-Tensioning Institute, Phoenix, Ariz., 1990, pp. 208-216.
- [11.15] Foutch, D. A.; Gamble, W. L.; and Sunidja, H., "Tests of Post-Tensioned Concrete Slab-Edge Column Connections," *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 2, Mar.-Apr. 1990, pp. 167-179.
- [11.16] Mast, R.F., "Unified Design Provision for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members," *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar.-Apr., 1992, pp. 185-199.
- [11.17] "Design of Post-Tensioned Slabs," Post-Tensioning Institute, Phoenix, Ariz., 1984, 54 pp.
- [11.18] Gerber, L. L., and Burns, N. H., "Ultimate Strength Tests of Post-Tensioned Flat Plates," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 16, No. 6, Nov.-Dec. 1971, pp. 40-58.
- [11.19] Scordelis, A. C.; Lin, T. Y.; and Itaya, R., "Behavior of a Continuous Slab Prestressed in Two Directions," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 56, No. 6, Dec. 1959, pp. 441-459.
- [11.20] American Association of State Highway and Transportation Officials, "Standard Specifications for Highway Bridges," 17th Edition, 2002.
- [11.21] Breen, J. E.; Burdet, O.; Roberts, C.; Sanders, D.; Wollmann, G.; and Falconer, B., "Anchorage Zone Requirements for Post-Tensioned Concrete Girders," *NCHRP Report 356*, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, D.C., 1994.
- [11.22] ACI-ASCE Committee 423, "Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded

- Tendons,” *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 3, May-June 1989, p. 312.
- [11.23] “Specification for Unbonded Single Strand Tendons,” revised 1993, Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ, 1993, 20 pp.
- [11.24] “Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, AASHTO, Washington, DC, 1989, 50 pp.
- [11.25] Gerwick, B. C. Jr., “Protection of Tendon Ducts,” *Construction of Prestressed Concrete Structures*, John Wiley and Sons, Inc., New York, 1971, 411 pp.
- [11.26] “Recommended Practice for Grouting of Post-Tensioned Prestressed Concrete,” *Post-Tensioning Manual*, 5th Edition, Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ, 1990, pp. 230-236.
- [11.27] *Manual for Quality Control for Plants and Production of Precast and Prestressed Concrete Products*, 3rd Edition, MNL-116-85, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1985, 123 pp.
- [11.28] ACI Committee 301, “Standard Specifications for Structural Concrete for Buildings (ACI 301-96),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1996, 34 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [11.29] Salmons, J. R., and McCrate, T. E., “Bond Characteristics of Untensioned Prestressing Strand,” *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 22, No. 1, Jan.-Feb. 1977, pp. 52-65.
- [11.30] ACI Committee 215, “Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading (ACI 215R-74)(Revised 1992),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1992, 24 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [11.31] Barth, F., “Unbonded Post-Tensioning in Building Construction,” *Concrete Construction Engineering Handbook*, CRC Press, 1997, pp. 12.32-12.47.
- [11.32] Magura, D. D.; Sozen, M. A.; and Siess, C. P., “A Study of Stress Relaxation in Prestressing Reinforcement,” *Journal, Prestressed Concrete Institute*, V. 9, No. 2, Apr. 1964, pp. 13-57.
- [11.33] ACI Committee 318, “Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83),” ACI 318R-83, American Concrete Institute, Detroit, 1983, 55 pp.
- [11.34] ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary,” 2005.
- [11.35] 林樹柱，「預力混凝土設計及施工」，大中國圖書公司，民國82年1月。
- [11.36] 交通部，「公路橋梁設計規範」，幼獅文化事業公司，民國90年1月。

第十二章 薄殼與摺版

12.1 符號

E_c = 混凝土之彈性模數，參閱第 1.9.1 節； kgf/cm^2 。

f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。

f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。

h = 構材總厚或全深； cm 。

ℓ_d = 受拉竹節鋼筋、麻面鋼線、光面或麻面銲接鋼線、預力鋼絞線之伸展長度； cm 。

λ = 混凝土單位重之修正因數，參閱第 4.8.4 節。

ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

12.2 範圍及定義

解說：

本章僅提供鋼筋混凝土薄殼及摺版在設計、分析與施工等方面所需之基本要求，無法對各種不同形式構造之薄殼及摺版作更詳盡之討論，工程師應參考所需文獻[12.1,12.2,12.3]及本章其他相關文獻詳加研究。尤應特別注意細部設計對薄殼及摺版結構行為所產生之影響[12.3]。

12.2.1 本規範其他各章之規定適用於混凝土薄殼及混凝土摺版結構，包括肋梁與邊緣構材。

解說：

應用薄殼於特殊結構體的討論，例如薄殼冷卻水塔與圓型預力混凝土貯槽構造等，可參考ACI Committee 334報告[12.1,12.4] 與ACI Committee 373報告[12.5]及相關文獻[12.2,12.3]。

12.2.2 本規範其他各章之規定除與本章之規定抵觸或特別註明不適用者外，均應適用於薄殼結構。

12.2.3 薄殼——本章所指薄殼係三維空間結構，由厚度遠小於他向尺度之一個或多個之曲型薄版或摺版組成。薄殼具有三維承載行為之特徵，該特徵取決於其幾何形狀、受支撐狀況及作用載重性質。

解說：

薄殼的一般型式有圓頂[12.6,12.7]、圓柱形殼[12.7]、酒桶形殼[12.8]、擬圓錐形殼[12.8]、橢圓拋物線形殼[12.8]、雙曲線的拋物線形殼[12.9]、弧稜拱形圓屋頂[12.9]。

12.2.4 摺版——一特殊薄殼結構，係由若干薄版以邊緣相連而成之三維空間結構。

解說：

摺版可為等斷面[12.6,12.7]、變斷面[12.7]、或多折斷面。前兩者包括許多平面的薄版在縱向邊緣連接，形成像梁一樣的結構跨在支撐之間。多折斷面的摺版係由三角形或多角形的平面薄版元素在邊緣連接以形成三度空間的結構。

12.2.5 肋殼——於適當位置設有肋梁之空間結構，肋梁間填以薄版或留空。

解說：

肋殼^[12.8,12.9]普遍使用於較大的跨度構造，也就是在單獨增加曲形版厚度，會造成殼過厚或不經濟時則使用肋殼。有時，因受限於所採用的施工技術，或為增進整體結構的美觀，而採用肋殼。

12.2.6 輔助構材——用於加強薄殼之強度、勁度、或支撐薄殼之肋梁或邊梁；通常並與該薄殼合併作用以支承载重。

解說：

大部份的薄殼結構需要加肋梁，或在殼的邊界處加邊梁等輔助構材，加強薄殼之強度、勁度，承受並傳遞邊界力至支撐結構上，且容納這個區域所需要增加的鋼筋量。

12.2.7 彈性分析——依據平衡條件、應變一致性及假定之彈性行為所作變形及內力之分析。此分析應適當的模擬薄殼與輔助構材結合之三維作用行為。

解說：

薄殼和摺版的彈性分析方法需考慮三度空間的結構行為；這個分析方法應決定供設計殼本身、肋梁、或邊緣構材，和支撐結構所需要的內力和變形資料；內力和外力的平衡及變形一致性應滿足。上述彈性分析方法包括傳統的殼理論、簡化的數學解析模式，或用有限元素^[12.10]、有限差分^[12.8]的數值解析法或數值積分技巧^[12.8,12.11]等，這些分析方法可參考本章的參考文獻。

分析方法的選擇和需求的精確度取決於一些特定的重要因素。這些因素包括結構的尺寸大小、幾何形狀、支撐狀況、載重型態、設計者或文獻對分析方法可靠程度的判斷等^[12.8,12.7]。

12.2.8 非彈性分析——依據平衡條件、混凝土與鋼筋之非線性應力—應變關係、開裂與時間效應之考慮及應變之一致性等所作變形及內力之分析。此分析應適當的模擬薄殼與輔助構材結合之三維作用行為。

解說：

非彈性分析可使用一種較精確的方法，其係根據特定的非線性材料性質、混凝土開裂的非線性行為、及潛變、乾縮、溫度、載重歷史過程等隨時間改變的效應。這些效應被列入考慮以便追蹤結構的反應和鋼筋混凝土的裂縫延伸範圍。這種分析通常需要逐步的加載增量和迭代步驟，以便使解答收斂並滿足力量平衡和應變一致性^[12.12,12.13]。

12.2.9 試驗分析——依據結構或其模型量測之變形、或應變或變形及應變兩者所作之分析作業。試驗分析可依據彈性或非彈性行為進行。

12.3 分析及設計

12.3.1 彈性行為應可用於決定薄殼內力、及位移之基準。此行為應可由根據未開裂混凝土結構之分析計算而建立，其材料性質可假設為線彈性、等向性及均質性，且混凝土之柏松比應可視為零。

解說：

如果經驗、試驗和分析能夠證明結構可以承受合理的額外加載，而不會產生脆性失敗，則彈性分析通常是一種可接受的步驟。設計者可以假設鋼筋混凝土是理想彈性的、均質的、等向的，並做使用載重下的殼分析。若殼有特殊的尺寸、外型、或複雜性，則分析必須考慮在彈性、開裂、非彈性等階段之行

為。

12.3.2 非彈性分析經證明其設計為安全可靠時，應可採用。

解說：

非彈性分析包括多種可能之求解方法，其執行結果亦須經過嚴格且慎重的研判^[12.12,12.13]。

12.3.3 內部抗力與外載重之平衡應加檢核，以確定其結果一致。

12.3.4 試驗或數值分析經證明其設計為安全可靠時，應可採用。

解說：

彈性模型的試驗分析^[12.14]已被用來代替複雜殼結構的解析解。對於特殊尺寸、外型、複雜或重要的殼結構，應可採用考慮從彈性、開裂、非彈性、到極限階段行為之模型試驗分析。

在模型分析中，需模擬會影響要探討之性能的結構部份，且必須確保試驗能顯示結構原型的定量行為。

縮尺模型風洞試驗結果僅可供參考，但未經專家判斷不能直接採用。

12.3.5 近似分析法經證明其設計為安全可靠時，應可採用。

解說：

較好的分析方法應考慮薄膜及彎曲效應，並滿足應變一致性及平衡條件。近似解法若只滿足靜力條件，但不滿足應變一致性，則只適用於有廣泛的經驗且已經證實其為安全的設計。近似分析法包括對具有跨度－寬度比或跨度－曲率半徑比較大的圓桶型殼和摺版之梁型式分析；對迴轉殼之簡單薄膜分析；或只滿足平衡條件而不滿足應變一致性條件之其他方法^[12.14,12.15]。然而在複雜結構中，當許多殼連結在一起，或當殼連結輔助構件時，則須採用更精確的方法。

12.3.6 預力薄殼之分析應分別考慮施預力時引致之載重、開裂載重、及設計載重。若薄殼內之鋼腱非為直線時，其設計應考慮由於鋼腱未配置於同一平面內對薄殼所作用之分力。

解說：

若是預力殼，則分析應包括設計載重、使用載重、造成開裂的載重及施預力時所引致之載重行為。非直線預力鋼腱所產生的軸向力並不分佈在同一平面上，因此合力的分量應充分考慮。薄殼之支撐桿件受後拉預力時之效應亦應列入考慮。

12.3.7 薄殼之厚度及鋼筋應針對其所需強度及使用性妥為設計，可採用第 2.2 節強度設計法或本規範附篇 B 之設計方法。

解說：

薄殼的厚度和鋼筋量需要滿足本規範的強度設計法之規定，以便抵抗從分析、模型試驗結果，或兩者合併考慮得到的內力。設計的鋼筋至少足以減縮使用載重下的裂縫。薄殼的厚度是依據鋼筋的需求，及施工條件的限制，第12.3.8節，或規範的最小厚度規定。

12.3.8 殼之設計應核驗並防止不穩定發生。

解說：

薄殼也像其他受薄膜面內壓力的結構一樣，當施加载重到達臨界值時，會產生屈曲。因殼為三度空間面狀的構造，使得計算屈曲載重的問題變得複雜。如果薄殼的薄膜內力其中一個主應力為拉力，則比兩個主應力皆為壓力的狀況較不會產生屈曲。薄殼內形成薄膜力的種類取決於薄殼的初始形狀、支撐及加載的方式。有些型式的薄殼必須考慮屈曲後的行為以判斷抵抗不穩定的安全性^[12.2]。

檢討薄殼的穩定問題須考慮下列因素的影響：

- (1) 施工與設計的理想幾何形狀之間存有可預期的偏差。
- (2) 較大撓度。
- (3) 混凝土的潛變與乾縮。
- (4) 材料的非彈性行為。
- (5) 混凝土的開裂。
- (6) 鋼筋的位置、數量和方向。
- (7) 支撐構件可能的變形。

業已成功使用之改進抗屈曲的實際方法，包括：使用兩層鋼筋，每層鋼筋靠近薄殼的表面；局部增加薄殼的曲率；採用肋殼；採用高拉力強度低潛變的混凝土。

有關薄殼的屈曲問題請參考文獻^[12.2,12.5,12.15]。

12.3.9 輔助構材應依本規範之有關規定設計。輔助構材按 T 型梁設計時，應依第 2.12 節規定，等於翼緣寬度之薄殼部份應可假設為與輔助構材合併作用。薄殼中此部份，垂直於輔助構材之鋼筋至少須等於第 2.12.5 節規定之 T 型梁翼緣內所需之鋼筋量。

12.3.10 薄殼版強度之設計，其薄膜力及撓曲力必須根據彈性或非彈性分析所得的應力及應變分佈狀況。

解說：

在設計載重下之薄殼版，其應力與應變可用彈性或非彈性分析計得。為考慮薄膜裂縫的損傷效應，在設計載重下計得之鋼筋拉應變須加限制。

12.3.11 預測薄殼可能產生薄膜裂縫之範圍內，平行於裂縫之抗壓強度必須以 $0.4f_c'$ 取代之。

解說：

當主拉應力在殼中產生薄膜裂縫，實驗顯示平行於裂縫所具有的抗壓強度顯著降低^[12.16,12.17]。

12.4 材料之規定強度

12.4.1 混凝土 28 日齡期之規定抗壓強度 f_c' 不得小於 210 kgf/cm^2 。

12.4.2 非預力鋼筋之規定降伏強度 f_y 不得大於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 。

12.5 薄殼內鋼筋

12.5.1 薄殼內應設置鋼筋以抵抗由薄膜力產生之拉應力、彎矩與扭矩產生之拉力，並限制乾縮與溫度開裂寬度及間距。薄殼邊界、載重附近及開孔處亦須以鋼筋補強。

解說：

在薄殼內任何一點，可能同時產生兩種不同的內力：即沿薄膜的作用力，以及彎曲的作用力。薄膜

力假設作用於薄殼斷面中點的切面上，包括兩個方向的軸向力和平行薄膜的剪力。撓曲效應包括彎矩、扭力矩、和垂直薄膜的剪力。由於乾縮、溫度和使用載重狀況所造成的薄膜裂縫寬度及間距之限制是設計上主要的考慮項目。

12.5.2 薄殼應於各部位配置二個或二個以上方向之拉力鋼筋，抵抗薄殼應力鋼筋之配置，應使其在任何方向之設計強度至少等於設計載重所產生之內力在該方向之分量。
版內抵抗薄膜力的鋼筋設計亦可用抵抗軸拉力的鋼筋加上剪力摩擦所需的鋼筋替代之。所設定的摩擦係數不可超過 1.0λ ，其中常重混凝土 $\lambda=1.0$ ，常重砂輕質混凝土 $\lambda=0.85$ ，全輕質混凝土 $\lambda=0.75$ ，若細粒料含有部份常重砂者可用內插法決定 λ 值。

解說：

在所有方向確保強度的要求是根據安全的考慮。任何設計方法若能確定足夠的強度與平衡的一致性則可以接受。在殼內任意點的薄膜主拉力方向有時會隨著各種加載的方向、大小、和組合而改變。

對於一特定載重作用下，其薄殼內任一點內力的大小通常係假設混凝土未開裂之彈性理論計算。計算抵抗薄殼內力的鋼筋需求量係根據混凝土不能抵抗拉力的傳統假設。相關的撓度、開裂的可能性，在使用階段的設計中必須注意。為達成此結果，對於鋼筋的選擇可用工作應力設計。

當鋼筋未排列在主拉力的方向且在使用階段有可能發生裂縫之慮，計算鋼筋量時必須根據更精確的方法^[12.16,12.18,12.19]，且考慮裂縫的存在。在開裂的狀態下，假設混凝土不能抵抗拉力及剪力。因此，平衡由鋼筋拉力等於混凝土壓力來求得。

依據在設計載重下必須維持薄殼剪力的整體性，正交鋼筋之計算亦可使用剪力摩擦法替代之。此時可不必計算主應力。

12.5.3 薄殼任何斷面之兩直交方向鋼筋面積均不得少於第 13.11 節規定之版乾縮與溫度鋼筋。

解說：

即使是計算得到的薄膜內力在一個或一個以上的方向為壓力，薄殼任何斷面之兩近似直交方向鋼筋面積均不得少於版之乾縮與溫度鋼筋量。

12.5.4 對薄殼版平面內各軸之彎矩及剪力鋼筋必須按照第三、四、六章計算。

12.5.5 薄殼之拉力鋼筋量應加以限制，以確保該鋼筋於混凝土壓力破壞或薄殼屈曲前先達降伏。

解說：

本節與第3.4.3節一致要求任何抗拉鋼筋必須在混凝土壓碎之前降伏。這種壓碎可能發生在靠近薄殼的支撐部位，以及薄殼內薄膜兩主作用力之值近似相等但符號相反之部位。

12.5.6 在高拉力區，薄膜鋼筋應盡量配置於主拉力方向。但若有困難時，則可配置於二或二個以上之分量方向。

解說：

對於薄殼所有的部位特別是受相當拉力的區域，鋼筋的方向須接近於薄殼的主拉力方向。然而，在某些結構中，要鋼筋的細部設計跟隨應力軌跡而變化是不可能的。因此，允許配置互相垂直的鋼筋分量。

12.5.7 鋼筋方向與薄膜主拉力方向之偏差超過 10° 時，於使用載重下可能發生裂縫，其有關之鋼筋量應加以檢核。

解說：

當鋼筋的方向與薄膜主拉力方向偏差 10° 以上時，薄殼可能產生不能接受的較大寬度的裂縫。此裂縫必須加以評估和限制。在不同環境狀況的使用載重下，所允許的裂縫寬度可參考文獻[12.20]。裂縫寬度限制的方式可採用：(1)增加使用鋼筋量，(2)在薄殼斷面內提供三個或多個方向的鋼筋，(3)使用較小直徑和較小的間距的鋼筋，或(4)降低使用載重階段的應力。

12.5.8 在薄殼內主拉應力大小變化較大之處，承受全部拉力之鋼筋可集中配置於最大拉應力區，惟應能確定其設計之安全性。拉力區內任何部份其以殼總厚度計算之鋼筋比均不得小於0.0035。

解說：

採用集中式的抗拉鋼筋在最大抗拉應力區域，已經獲得許多成功而經濟的設計，主要有長跨度的摺版、長跨度的圓桶形薄殼及圓拱形屋頂。而在其餘的拉力區域仍要排放最少鋼筋量，以限制混凝土的裂紋寬度及間距。

12.5.9 抵抗薄殼彎矩之鋼筋設計應同時考慮該斷面同時作用之薄殼軸力。雖經分析並無反向彎矩作用而僅須配置單面鋼筋時，他面仍須配置等量之鋼筋。

解說：

設計的方法須確保混凝土斷面及鋼筋量所提供之強度足以抵抗平衡方程式所需的內力^[12.21]。薄殼內彎矩的正反方向會隨著位置的不同而迅速的改變，因此抗彎矩所需要的鋼筋必須配置在薄殼較靠外緣的兩個表面附近。在許多狀況下，為提供適當的保護層和多層鋼筋的間距，通常會控制薄殼厚度的設計。

12.5.10 薄殼內任何方向鋼筋之間距不得超過薄殼厚度之5倍，亦不得超過45 cm。設計載重算得之混凝土總斷面積上薄膜主拉應力超過 $1.06 \phi \sqrt{f'_c}$ 之處，其鋼筋間距不得超過薄殼厚度之3倍。

解說：

對於軸向拉力 ϕ 值可參閱第2.3.2(1)節。

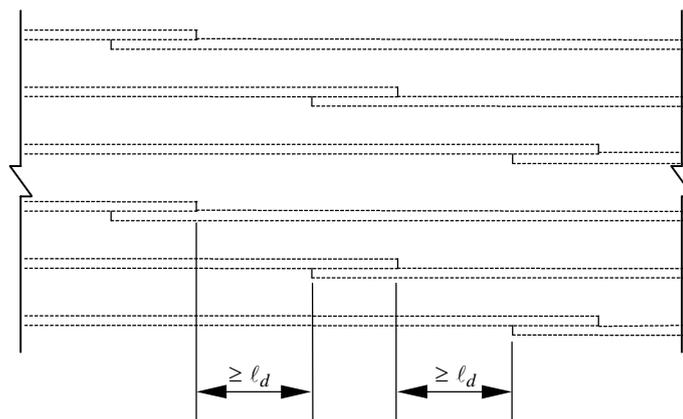
12.5.11 在薄殼與支承構材或邊緣構材交接處，薄殼內鋼筋應按第五章之規定錨定或延伸入該構材。惟其最小伸展長度應為 $1.2l_d$ ，且不小於45 cm。

12.5.12 薄殼鋼筋之搭接長度，除應符合第五章之規定外，其最小搭接長度應為要求者之1.2倍且不小於45 cm。主拉力鋼筋應盡量減少搭接。任何斷面不得有超過1/3之鋼筋搭接，且搭接處應至少錯開 l_d 。

解說：

在彎曲的殼表面比較難以控制事先裁剪鋼筋的排列。因此，應避免搭接和伸展長度不足。所以本節要求需要額外增加鋼筋長度以維持在曲面上最小搭接長度。

圖R12.5.12為薄殼鋼筋搭接處錯開示意圖。



圖R12.5.12 薄殼鋼筋搭接處錯開示意圖

12.6 施工

12.6.1 若因穩定性或撓度之考慮而須以彈性模數作為拆模之依據時，在拆模前混凝土之彈性模數 E_c 應以現場養護之梁試體進行撓曲試驗決定之。梁試體之數目、尺寸及試驗步驟由工程師規定之。

解說：

當需要提早拆模時，拆模時的彈性模數值必須測試，並避免薄殼的屈曲和限制撓度^[12.3,12.22]，以確保安全。彈性模數值 E_c 應由現場養護的梁試體作彎曲試驗獲得。即使 f'_c 係由現場養護的圓柱試體求得， E_c 值仍不得經由第1.9.1節計得。

12.6.2 工程師應規定薄殼形狀之容許誤差。若施工結果形狀之偏差大於規定之容許誤差，則應進行偏差之影響分析，且應採取任何必要補救措施，以確保其安全。

解說：

施工時某些型式薄殼的局部幾何形狀小偏差，可能造成局部應力相當大的改變，以及危害整個結構的穩定性。這種偏差可能造成局部的開裂或降伏，使得結構不安全或嚴重影響臨界載重產生不穩定。這種偏差的影響，必須加以評估，並採取必要的補救措施。當使用充氣式模板系統施工時需特別注意^[12.23]。

參考文獻

- [12.1] ACI Committee 334, "Concrete Shell Structures—Practice and Commentary (ACI 334.1R-92)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 14 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [12.2] IASS Working Group No. 5, "Recommendations for Reinforced Concrete Shells and Folded Plates," International Association for Shell and Spatial Structures, Madrid, Spain, 1979, 66 pp.
- [12.3] Tedesko, A., "How Have Concrete Shell Structures Performed?" *Bulletin*, International Association for Shell and Spatial Structures, Madrid, Spain, No. 73, Aug. 1980, pp. 3-13.
- [12.4] ACI Committee 334, "Reinforced Concrete Cooling Tower Shells—Practice and Commentary (ACI 334.2R-91)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, 9 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [12.5] ACI Committee 373R, "Design and Construction of Circular Prestressed Concrete Structures with Circumferential Tendons (ACI 373R-97)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1997,

26 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.

- [12.6] Billington, D. P., *Thin Shell Concrete Structures*, 2nd Edition, McGraw-Hill Book Co., New York, 1982, 373 pp.
- [12.7] "Phase I Report on Folded Plate Construction," ASCE Task Committee, ASCE, *Journal of Structural Division*, V. 89, No. ST6 1963, pp. 365-406.
- [12.8] *Concrete Thin Shells*, SP-28, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1971, 424 pp.
- [12.9] Esquillan N., "The Shell Vault of the Exposition Palace, Paris," ASCE, *Journal of Structural Division*, V. 86, No. ST1, Jan. 1960, pp. 41-70.
- [12.10] *Hyperbolic Paraboloid Shells*, SP-110, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1988, 184 pp.
- [12.11] Billington, D. P., "Thin Shell Structures," *Structural Engineering Handbook*, Gaylord and Gaylord, eds., McGraw-Hill, New York, 1990, pp. 24.1-24.57.
- [12.12] Scordelis, A. C., "Non-Linear Material, Geometric, and Time Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Shells," *Bulletin*, International Association for Shells and Spatial Structures, Madrid, Spain, No. 102, Apr. 1990, pp. 57-90.
- [12.13] Schnobrich, W. C., "Reflections on the Behavior of Reinforced Concrete Shells," *Engineering Structures*, Butterworth, Heinemann, Ltd., Oxford, V. 13, No. 2, Apr. 1991, pp. 199-210.
- [12.14] Sabnis, G. M.; Harris, H. G.; and Mirza, M. S., *Structural Modeling and Experimental Techniques*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1983.
- [12.15] *Concrete Shell Buckling*, SP-67, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1981, 234 pp.
- [12.16] Gupta, A. K., "Membrane Reinforcement in Concrete Shells: A Review," *Nuclear Engineering and Design*, Nofi-Holland Publishing, Amsterdam, V. 82, Oct. 1984, pp. 63-75.
- [12.17] Vecchio, F. J., and Collins, M. P., "Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 83, No. 2, Mar.-Apr. 1986, pp. 219-223.
- [12.18] Fialkow, M. N., "Compatible Stress and Cracking in Reinforced Concrete Membranes with Multidirectional Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 88, No. 4, July-Aug. 1991, pp. 445-457.
- [12.19] Medwadowski, S., "Multidirectional Membrane Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 5, Sept.-Oct. 1989, pp. 563-569.
- [12.20] ACI Committee 224, "Control of Cracking in Concrete Structures (ACI 224R-90)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1990, 43 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [12.21] Gupta, A. K., "Combined Membrane and Flexural Reinforcement in Plates and Shells," *Structural Engineering*, ASCE, V. 112, No. 3, Mar, 1986, pp. 550-557.
- [12.22] Tedesko, A., "Construction Aspects of Thin Shell Structures," *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 49, No. 6, Feb. 1953, pp. 505-520.
- [12.23] Huber, R. W., "Air Supported Forming—Will it Work?" *Concrete International*, V. 8, No. 1, Jan. 1986, pp. 13-17.

第十三章 設計細則

13.1 符號

- d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
- d_b = 鋼筋、鋼線或預力鋼絞線之標稱直徑； cm 。
- f'_{ci} = 初施預力時混凝土之抗壓強度； kgf/cm^2 。
- f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
- h = 構材總厚或全深； cm 。
- l_d = 受拉竹節鋼筋、麻面鋼線、光面或麻面銲接鋼線、預力鋼絞線之伸展長度； cm 。

13.2 鋼筋

- 13.2.1 鋼筋混凝土結構物所用之鋼筋除預力鋼腱、螺筋及鋼線網外，須用竹節鋼筋，竹節鋼筋應符合 CNS 560 [鋼筋混凝土用鋼筋] 或 CNS 3300 [鋼筋混凝土用再軋鋼筋] 之規定。
- 13.2.2 螺筋及鋼線網所用鋼線應符合 CNS 1468 [低碳鋼線] 之規定。
- 13.2.3 預力混凝土所使用之預力鋼腱應符合 CNS 3332 [預力混凝土用鋼線及鋼絞線] 之規定。
- 13.2.4 鋼筋混凝土結構物之構材中，如埋築鋼材成為合成構材，其所用之鋼材應符合 CNS 2947 [銲接結構用軋鋼料] 及 CNS 2473 [一般結構用軋鋼料] 之規定。

解說：

本規範所有條文規定中，有關鋼筋、鋼線，或絞線之直徑(及面積)均係依據 CNS 相關標稱尺度 (*nominal dimension*) 之規定。

施工過程中須多次彎折或做銲接之鋼筋均須採用 CNS 560 [鋼筋混凝土用鋼筋] 中規定之熱軋鋼筋第 5W 種(符號：SD42W)之鋼筋。

近年來國內鋼筋製造業者發展採用鋼筋水淬製法，其製法乃係將熱軋成型之鋼筋加以水淬速冷，以增加鋼筋表層受水淬部份之抗拉強度。此種做法是否符合材料性能之需求，尚無有關之研究報告可資依據，使用時應先謹慎評估。此種鋼筋銲接時有使水淬強化功能消失之虞，故不宜用於銲接施工。且車牙會損及強度較高之表層，亦不宜使用於車牙續接。

13.3 標準彎鉤

本規範內所稱之標準彎鉤應為下列之一：

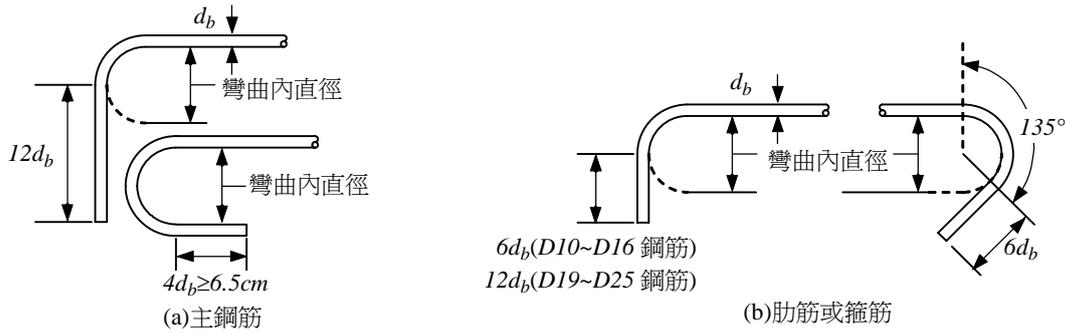
- 13.3.1 180° 之彎轉，其自由端應作至少 $4d_b$ 且不小於 6.5 cm 之直線延伸。
- 13.3.2 90° 之彎轉，其自由端應作至少 $12d_b$ 之直線延伸。
- 13.3.3 肋筋或箍筋之標準彎鉤為：
- (1) D16 及較小之鋼筋— 90° 彎轉，其自由端應作至少 $6d_b$ 之直線延伸。
 - (2) D19、D22 及 D25 鋼筋— 90° 彎轉，其自由端應作至少 $12d_b$ 之直線延伸。
 - (3) D25 及較小之鋼筋— 135° 彎轉，其自由端應作至少 $6d_b$ 之直線延伸。

解說：

主鋼筋之標準彎鉤規定詳如圖 R13.3(a)，肋筋或箍筋之標準彎鉤之規定詳如圖 R13.3(b)。

肋筋或箍筋之標準彎鉤僅限使用於 D25 及較小之鋼筋， 90° 彎轉及 $6d_b$ 延伸情況僅限於 D16 及較小之

鋼筋。研究結果顯示尺寸較大之肋筋或箍筋，如 90° 彎轉後只直線延伸 $6d_b$ ，在高載重下易被突然拉出。



圖R13.3 鋼筋之標準彎鉤

13.3.4 耐震彎鉤定義於第 15.2 節

13.4 最小彎曲內直徑

13.4.1 鋼筋標準彎鉤之彎曲內直徑，除 $D10$ 至 $D16$ 之肋筋與箍筋外，不得小於表 13.4.1 之規定。

表 13.4.1 標準彎鉤之最小彎曲內直徑

鋼筋稱號	最小彎曲內直徑
$D10$ 至 $D25$	$6d_b$
$D29$ 至 $D36$	$8d_b$
$D39$ 以上	$10d_b$

解說：

鋼筋標準彎鉤用鋼筋之內側彎曲直徑規定係為方便施工控制。最小彎曲內直徑規定之主要考慮因素為使鋼筋彎折不斷裂及避免彎鉤內混凝土被擠碎。

鋼筋標準彎鉤彎曲內直徑之規定詳如圖R13.3所示。

13.4.2 $D16$ 或較小之肋筋或箍筋，其彎曲內直徑不得小於 $4d_b$ ；大於 $D16$ 者，其彎曲內直徑不得小於表 13.4.1 之規定。

解說：

常用之肋筋或箍筋其彎曲內直徑不得小於 $4d_b$ 之規定乃是依據工程實務經驗而定。肋筋或箍筋不論做 90° 或 135° 標準彎鉤，其鋼筋尺寸不大於 $D16$ 之規定，乃是為了配合鋼筋加工設備。

13.4.3 肋筋與箍筋之熔接光面或麻面鋼線網，若其麻面鋼線直徑大於 7 mm 者，其彎曲內直徑不得小於 $4d_b$ ；其他鋼線則不得小於 $2d_b$ 。彎曲內直徑小於 $8d_b$ 者，其彎曲點距最近之鉚接交點不得小於 $4d_b$ 。

解說：

熔接光面或麻面鋼線網可用做肋筋與箍筋。鋼線網相交處之鋼線經鉚接後，其延展性之均勻度與可彎折性已不同於未加熱之處，上述鉚接溫度影響通常在四倍鋼線直徑之範圍內。規定最小彎曲內直徑與CNS鋼線材料彎曲試驗之要求大致相同。

13.5 鋼筋間距之限制

解說：

鋼筋最小間距限制之主要目的在於使混凝土澆置時，混凝土易於通過鋼筋之間隙進入模板內，完全充滿鋼筋與模板間及鋼筋與鋼筋間之空間，不致產生蜂窩現象，並避免鋼筋排列過密以致發生剪力或乾縮裂縫。

第五章規定之伸展長度已考慮鋼筋間距之影響。較大之鋼筋間距可用較短鋼筋伸展長度。使用較大之鋼筋間距有時對施工及結構有其方便之處。

13.5.1 同層平行鋼筋間之淨距不得小於 $1.0d_b$ ，或粗粒料標稱最大粒徑 1.33 倍，亦不得小於 2.5cm。

13.5.2 若鋼筋分置兩層以上者，兩層間之淨距不得小於 2.5 cm，各層之鋼筋須上下對齊不得錯列。

13.5.3 受壓構材之主筋間淨距不得小於 $1.5d_b$ ，或粗粒料標稱最大粒徑之 1.33 倍，亦不得小於 4 cm。

13.5.4 鋼筋間淨距之限制亦適用於接觸搭接鋼筋與其他相鄰鋼筋或其他續接鋼筋之間。

13.5.5 除混凝土欄柵版外，牆及版之主筋間距不得大於牆厚或版厚之 3 倍，亦不得超過 45 cm。

13.5.6 束筋

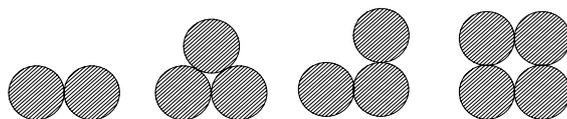
13.5.6.1 四根以內鋼筋可接觸合成一束如單根鋼筋作用。

解說：

當構材之配筋較多無法使鋼筋各自分開保持應有之最小間距時，可將四根以內鋼筋接觸合成一束如單根鋼筋作用，此種成束鋼筋簡稱為束筋^[13.1]。規範中所謂『鋼筋接觸合成一束如單根鋼筋作用』刻意避免發生束筋中有任何三支鋼筋在同一平面上之情況。三筋或四筋之標準束筋型式為三角形、正方形或L形，其可能之安排方式，如圖R13.5.6。根據實務經驗，束筋在彎曲平面上之最小彎曲內直徑比單筋為大，故不宜整體彎曲或做彎鉤，當須做末端彎鉤時，最好各單筋於束筋內錯開做彎鉤。

不論垂直或水平放置之束筋可採用繫筋、鋼線或其他方式網綁，以確保其位置固定。

束筋與單一鋼筋一樣須具足夠之混凝土握裹應力，其使用應按第13.5.6節以下幾條之規定。



圖R13.5.6 束筋可能之安排方式

13.5.6.2 束筋須以肋筋或箍筋圍束。

13.5.6.3 大於 D36 之鋼筋不得成束置於梁內。

13.5.6.4 受撓構材跨度內之束筋，束內每根鋼筋應在不同點終斷，終斷點至少應錯開 $40d_b$ 之距離。

13.5.6.5 若鋼筋之間距限制及最小保護層厚係由鋼筋直徑 d_b 決定者，束筋所用之直徑可用其等面積所相當單根鋼筋之直徑。

解說：

大於D36之鋼筋不得成束置於梁內之限制乃基於建築物構材尺寸之實務限制，但美國「公路橋梁標準規範」^[13.2]容許使用D43及D57之雙筋束筋於橋梁大梁中。其實若要符合第3.7節之裂縫控制之要求，

自然會將大於D36之成束鋼筋排除其做為梁之拉力鋼筋。

13.5.7 預力鋼腱及套管

13.5.7.1 先拉預力鋼腱在構材端部之中心間距不得小於鋼線直徑之 4 倍、鋼絞線直徑之 5 倍。若預力傳遞時之混凝土強度達 280 kgf/cm^2 或以上時，標稱直徑 12.7mm 或以下之鋼腱其最低中心距須為 44mm ；標稱直徑 15.2mm 之鋼腱其最低中心距須為 50mm 。跨徑中間部份鋼腱之豎向間距可予縮小或成束使用。

13.5.7.2 後拉預力鋼腱之套管間如能順利澆置混凝土，且有適當措施使鋼腱於施預力時不致損壞套管者，套管可成束使用。

解說：

預力傳遞時混凝土強度達 280 kgf/cm^2 或以上時允許間距可以減小之規定出自參考文獻^[7,10,7,11]。

當大梁中後拉預力鋼腱之套管被安排上下密接時，應採取適當措施使鋼腱於施預力時不致損壞套管。套管若水平排置應使施工能妥善澆置混凝土。一般而言，套管間之淨間距為1.33倍之粗粒料標稱最大粒徑，但不小於 25 mm 。當鋼腱或套管太過集中以致其混凝土保護層形成弱面時，應加設鋼筋以控制其裂縫。

13.6 鋼筋之保護層

13.6.1 現場澆置混凝土(非預力)

鋼筋混凝土保護層厚度係設計者依據混凝土結構物所處之環境條件，參考表 13.6.1 之鋼筋最小保護層厚決定適當厚度並依規定標示。

表 13.6.1 現場澆置混凝土(非預力)鋼筋之最小保護層厚 (單位：mm)

狀 況	版、牆、欄柵 及牆版	梁、柱 及基腳	薄殼及 摺版
不受風雨侵襲且不與土壤接觸者：			
鋼線或 $d_b \leq 16 \text{ mm}$ 鋼筋	20	40	15
$16\text{mm} < d_b \leq 36 \text{ mm}$ 鋼筋	20	40	20
$d_b > 36 \text{ mm}$ 鋼筋	40	40	20
受風雨侵襲或與土壤接觸者：			
鋼線或 $d_b \leq 16 \text{ mm}$ 鋼筋	40	40	40
$16\text{mm} < d_b$ 鋼筋	50	50	50
澆置於土壤或岩石上或經常與水及 土壤接觸者：	75	75	
與海水或腐蝕性環境接觸者：	100	100	

解說：

混凝土保護層係為保護鋼筋抵抗天候及其他之侵蝕。混凝土保護層之量測為自混凝土之表面至鋼筋之最外表面。

各種構材混凝土最小保護層之量測分別為：有橫向鋼筋圍封主鋼筋時，量至肋筋、箍筋或螺箍筋之最外緣；無橫向鋼筋圍封之一層以上主筋，量至最外層鋼筋；後拉預力鋼材量至金屬端錨配件或套管。

受風雨侵襲情況係指直接暴露於濕度變化及溫度變化處。但梁、版或薄殼底面並不被認為直接暴露，除非承受乾濕交替作用，包括結露或漏水、流水或其他類似作用。

使用較大保護層時應注意檢核受撓構材有效深度與柱心面積之減少及裂紋控制。

目前第五章所示伸展長度為鋼筋保護層之函數，故在某些情況，設計者可使用較大保護層。

有關鋼筋保護層之規定係為保護鋼筋，使能達使用年限，本章之規定為要求之最小厚度。對設計者應考慮鋼筋混凝土結構物所處之環境條件，適當決定各項鋼筋所需之混凝土保護層厚度，以符合結構物耐久性之要求。其保護層厚度應適當，並做明確規定之，施工時鋼筋排置之公差應符合結構混凝土施工規範之有關規定。

13.6.2 預鑄混凝土(廠內控制下製作者)

廠內控制下製作之預鑄混凝土構材，其非預力鋼筋之保護層厚應按表 13.6.2 之規定。

表 13.6.2 預鑄混凝土(廠內控制下製作者)鋼筋之最小保護層厚 (單位：mm)

狀 況	版、牆、 欄柵及牆版	梁、柱		薄殼及 摺版
		主筋	肋、箍筋	
不受風雨侵襲且不與土壤接觸者：				
鋼線或 $d_b \leq 16\text{ mm}$ 鋼筋	15	15	10	10
$16\text{ mm} < d_b \leq 36\text{ mm}$ 鋼筋	15	d_b	10	15
$d_b > 36\text{ mm}$ 鋼筋	30	40	10	
受風雨侵襲或與土壤接觸者：				
鋼線或 $d_b \leq 16\text{ mm}$ 鋼筋	20	30	30	30
$16\text{ mm} < d_b \leq 36\text{ mm}$ 鋼筋	20	40	40	40
$d_b > 36\text{ mm}$ 鋼筋	40	50	50	50

解說：

預鑄構造之混凝土保護層要求厚度較小之原因，在於反應預鑄工法於配比、澆置及養護上具較佳之品質控制。條文中所稱之『廠內控制下製作』並非規定預鑄構材一定須在工廠製造，若在工地現場預鑄之結構構件，但其模板尺寸控制、鋼筋排置、混凝土品質控制及養護程序與預鑄廠之要求相當，亦可認為本節所稱之廠內控制下製作者。

13.6.3 預力混凝土

13.6.3.1 預力混凝土構材之預力與非預力鋼筋、套管及端錨配件，除按第 13.6.3.2 及 13.6.3.3 節之規定外，其最小混凝土保護層厚須按表 13.6.3 之規定。

13.6.3.2 預力混凝土構材直接受風雨侵襲、與土壤接觸或處於腐蝕性環境，且拉應力值超過第 11.5.2.2 節之規定，保護層厚需增加 50%。

13.6.3.3 廠內控制下製作之預力混凝土構材，其非預力鋼筋之保護層厚應按表 13.6.2 之規定。

表 13.6.3 預力與非預力鋼筋、套管及端錨配件鋼筋之最小保護層厚 (單位：mm)

狀 況	版、牆、 欄柵及牆版	梁、柱		薄殼及 摺版
		主筋	肋、箍筋	
不受風雨侵襲或不接觸地面者：				
鋼線或 $d_b \leq 16\text{ mm}$ 鋼筋	20	40	25	10
$d_b > 16\text{ mm}$ 鋼筋	20	40	25	$d_b(\geq 20)$
受風雨侵襲或與土壤接觸者：	25	40	40	40

澆置於土壤或岩石上或與腐蝕性環境接觸者：

75

75

75

75

13.6.4 束筋

束筋之最小保護層厚不得小於以其總面積換算之單根鋼筋相當直徑，且須符合第 13.6.1 至 13.6.3 節之規定。

解說：

相當直徑係指與成束鋼筋斷面積相等之單根鋼筋直徑，若計得之相當直徑大於 50 mm 時，以 50 mm 計。

13.6.5 腐蝕性環境

於腐蝕性環境內或嚴重暴露情況下，混凝土保護層厚度需適量增加。並注意其混凝土之密實度，或採取適當之保護措施。

解說：

當混凝土於使用年限內須暴露於外界氯化物來源，如除冰鹽、含鹽水、海水或上述各項之噴霧等，應使混凝土之配比符合結構混凝土施工規範之要求，如最少含氣量、最大水灰比(輕質混凝土則為最低強度)、混凝土中之最高氯含量及水泥之種類等。

13.6.6 擴建延伸

結構物因備將來擴建延伸在外之鋼筋、埋置物及鋼板須有適當之保護措施，以防腐蝕。

13.6.7 防火保護

若建築規章關於鋼筋防火保護層厚之規定大於本節之規定者，則須從其規定。

13.7 柱筋細則

13.7.1 鋼筋之偏折

縱向鋼筋之偏折須符合下列規定：

13.7.1.1 偏折鋼筋對柱軸偏斜部份之斜度不得大於 1:6。

13.7.1.2 除需偏斜部份外，柱主鋼筋須與柱軸平行。

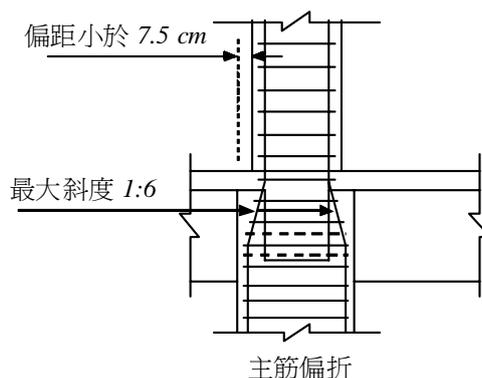
13.7.1.3 鋼筋偏折處須用橫箍筋、螺箍筋或部份樓版構造做橫向支撐。橫向支撐須能承受鋼筋偏折部份橫向分力 1.5 倍之推力，若用橫箍或螺箍時須配置於偏折點 15 cm 以內。

13.7.1.4 偏折鋼筋須預先彎妥後放置於模板內。

13.7.1.5 柱面偏距 7.5 cm 以上時主筋不得偏折，該主筋須用插接筋續接之，續接須按第 5.18 節之規定。

解說：

第 13.7.1.1 至 13.7.1.4 節柱斷面縮小縱向主鋼筋之處理如圖 R13.7.1。



圖R13.7.1 柱斷面縮小縱向主鋼筋之處理

13.7.2 合成受壓構材之鋼骨

合成受壓構材之鋼骨間之載重傳遞，須符合下列規定：

- 13.7.2.1 合成受壓構材之鋼骨在續接處必須整平，上下兩鋼骨應用可靠設施使其對準承接。
- 13.7.2.2 在端承接處，承壓之有效傳遞僅能考慮不超過鋼骨載重之 50%。
- 13.7.2.3 柱底與基腳之應力傳遞須按第 8.9 節規定。
- 13.7.2.4 鋼骨柱底之設計須使能傳遞合成柱之全部載重至基腳；或僅傳遞鋼骨部份之載重，而有足夠鋼筋混凝土之斷面，由鋼筋及混凝土以壓應力將其餘之載重傳遞至基腳。

解說：

端承接處承壓之有效傳遞僅能考慮不超過鋼骨載重 50% 之規定，乃有意使其續接處提供相同之拉力強度(最高 50%)，因此鋼骨中剩餘之總壓縮應力必須由插接筋、續接板或銲接等來傳遞。要符合此項規定，必須確保合成構材中之續接接頭具有如一般鋼筋混凝土受壓構材所要求之相同拉力強度。

13.8 接頭

- 13.8.1 主要構件(如梁及柱)之接頭處，連續鋼筋之續接及終斷鋼筋之錨定均須加以圍封。
- 13.8.2 接頭之圍封應為外接構件混凝土與接頭內之閉合橫箍筋、螺箍筋或肋筋。

解說：

圍封對接頭而言相當重要，可以確保構材在反復載重作用下，能發揮其撓曲強度，不致發生接頭破壞。

13.9 受壓構材之橫向鋼筋

- 13.9.1 受壓構材之橫向鋼筋須按第 13.9.4 及 13.9.5 節之規定。需用剪力或扭力鋼筋時，須按第四章之規定。
- 13.9.2 合成受壓構材之橫向鋼筋應按第 3.17 節之規定；預力鋼腱之橫向鋼筋應按第 11.12 節之規定。

- 13.9.3 若經試驗及結構分析證實構造物具足夠強度且易於施工，可不按第 13.9、3.17 及 11.12 節之規定。

解說：

保護層厚度小於 40 mm 之預鑄柱、無縱向主筋之預力柱、尺寸小於本規範前版規定之最小斷面之柱、牆形柱、使用小粗粒料之混凝土柱及其他特殊情況可能須特別設計其橫向鋼筋。光面或麻面鋼線 W4、D4 或較大鋼線可用做肋筋或螺箍筋。若此種特殊柱係以載重強度設計之螺箍柱，則其螺箍筋之鋼筋

比 ρ_s 須符合第3.10.3節之規定。

13.9.4 螺箍筋

受壓構材之螺箍筋須按第 3.10.3 節及下列之規定：

- 13.9.4.1 螺箍筋應使用連續鋼筋或鋼線，鋼筋之大小應能維持間距均勻，並適於搬運及排置，不致偏離設計尺寸及位置。
- 13.9.4.2 現場澆置受壓構材之螺箍筋不得小於 $D10$ 。
- 13.9.4.3 螺箍筋之淨間距不得大於 7.5 cm ，亦不得小於 2.5 cm 或粗粒料標稱最大粒徑之 1.33 倍。

解說：

標準螺箍筋為採用直徑為 10 mm 、 13 mm 及 16 mm 之熱軋或冷拉之光面或竹節鋼筋。若是保護層為 40 mm 以上、混凝土強度為 210 kgf/cm^2 以上之柱，根據現場澆置之施工經驗，可用 10 mm 之最小螺箍筋。

13.9.4.4 螺箍筋應於兩端再加 1.5 圈以為錨定。

13.9.4.5 螺箍筋需續接時，可採下列任一方法：

(1) 搭接長度不小於 30 cm 與下列(a)至(e)項之大者：

- (a) 無塗布竹節鋼筋或鋼線..... $48d_b$
- (b) 無塗布光面鋼筋或鋼線..... $72d_b$
- (c) 環氧樹脂塗布竹節鋼筋或鋼線..... $72d_b$
- (d) 無塗布光面鋼筋或鋼線之螺箍兩端
具符合 13.3.3 規定之標準彎鉤，
且彎鉤埋入螺箍圍束之柱心中..... $48d_b$
- (e) 環氧樹脂塗布竹節鋼筋或鋼線之螺箍兩端
具符合 13.3.3 規定之標準彎鉤，
且彎鉤埋入螺箍圍束之柱心中..... $48d_b$

(2) 依第 5.15.3 節規定之全機械式或銲接續接方式。

13.9.4.6 螺箍筋之配置應自基腳面或各層樓版面起至其上所支承構材之最底層水平鋼筋止。

13.9.4.7 柱之任一邊未有梁或托架構入時，橫箍筋須自螺箍筋終止處向上延伸配置至版底或柱頭版底。

13.9.4.8 柱頂有柱冠者，螺箍筋須延伸入柱冠內至柱冠寬度(或直徑)等於二倍柱寬(或直徑)之處。

13.9.4.9 螺箍筋須定位成線並牢固之。

解說：

本規範容許柱上端螺箍筋終止於所支承構材之最底層水平鋼筋，說明如下：

若柱之一面或更多面未受梁或托架之圍封，則須於螺箍筋終止高程至樓版或柱頭版底面間設置橫箍筋。若柱之各面均受梁或托架之圍封，但梁或托架之深度不同，則橫箍筋須由螺箍筋延伸至構入柱之梁或托架之最淺者之底層水平鋼筋處。這些額外增加之橫箍筋係用以圍封縱向柱筋與部份由梁彎入柱以錨定之鋼筋，參閱第13.8節。

為使螺箍筋確保定位、間距及走向，以防止混凝土澆置時移位，可使用間隔物(*spacer*)，也可使用

其他有效之方法。使用間隔物時，ACI之建議可參考如下：

螺箍筋或鋼線之直徑	小於16 mm			16 mm或較大	
	小於50 cm	50~75 cm	大於75 cm	60 cm或較小	大於60 cm
螺箍筋之直徑	2	3	4	3	4
間隔物之最小數目	2	3	4	3	4

間隔物之材質及設置方式應不得妨礙混凝土對鋼筋之保護作用，須經核可方得使用，可參考結構混凝土施工規範之規定。

本規範修訂環氧樹脂塗布與光面螺箍筋之搭接要求，並允許機械續接。

13.9.4.10 使用多螺箍筋時，任兩螺箍間之淨重疊距離最大處（箍筋內緣到內緣）不得小於0.30倍螺箍直徑（內徑），螺箍直徑不同時取小值；亦不得小於6 cm。

解說：

採用多螺箍時，為避免多螺箍筋之核心混凝土在箍筋破壞前脫離，需確保螺箍間具有足夠的重疊區域，在沒有更多的試驗結果證明以前，本規範規定任兩螺箍筋連鎖時，其重疊距離不得小於0.30倍螺箍直徑，但當連鎖螺箍之直徑不同時，可取直徑小者計算。本規範另規定任兩螺箍間之淨重疊距離最大處不得小於6cm，可避免因螺箍直徑過小而造成重疊區域不足的現象^[13.5]。

13.9.5 橫箍筋

受壓構材之非預力主鋼筋須用橫箍筋圍箍之，其規定如下：

- 13.9.5.1 主鋼筋不大於 $D32$ 者須用 $D10$ 以上之箍筋；主鋼筋大於 $D32$ 或為束筋者須用 $D13$ 以上之箍筋。上述箍筋亦可使用相等面積之麻面鋼線或熔接鋼線網。
- 13.9.5.2 橫箍筋間距不得大於主鋼筋直徑之 16 倍或箍筋直徑之 48 倍，亦不得大於柱之最小邊寬。
- 13.9.5.3 橫箍筋之配置須使在各柱角處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋均有轉角之橫箍作橫向支承；該內轉角不得大於 135° ；主鋼筋無橫向支承者至有橫向支承者之淨距不得大於 15 cm。主鋼筋排列成圓形時，可用全圓形橫箍。

解說：

所有受壓主鋼筋須用橫箍筋圍箍之。橫箍筋配置之規定可參考圖R13.9。橫箍筋標準彎鉤僅適用於竹節鋼筋，並應盡可能錯開。

當主鋼筋安排為圓形分佈時，每一規定間距僅須用一橫箍即可。可以採用連續圓形(螺線)以滿足上述要求，其螺距可比第13.9.4.3節螺箍筋要求間距為大，但最大為橫箍筋之要求間距。

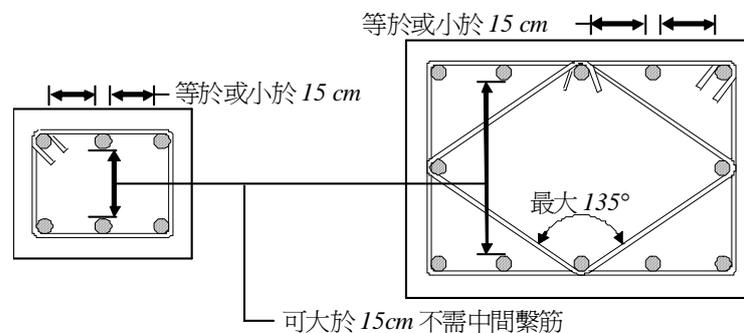


圖 R13.9 橫箍筋之配置

13.9.5.4 橫箍至基腳或樓版頂面之距離，或至柱頭版或樓版底層鋼筋之距離均不得大於橫

箍間距之一半。

13.9.5.5 柱之四周均有梁或托架時，橫箍之終止配置處至最淺之梁或托架之底層鋼筋之距離不得大於 7.5 cm 者。

13.10 受撓構材之橫向鋼筋

13.10.1 梁中之受壓鋼筋須以箍筋、肋筋或相等面積之熔接鋼線網圍縛之，其尺寸及間距按第 13.9.5 節之規定。肋筋或箍筋須設置於需要受壓鋼筋之範圍。

13.10.2 受撓構材受反復應力或於支承處受扭力時，其橫向鋼筋須用閉合箍筋、閉合肋筋或螺箍筋並沿主鋼筋延伸之。

13.10.3 閉合箍筋或肋筋可以一支箍筋或肋筋端之標準彎鉤疊合繫繞於一支主鋼筋，或以一支或兩支箍筋或肋筋按第 5.16.2 節乙級續接之規定搭接或按第 5.14 節之規定錨定。

解說：

梁或大梁中之受壓鋼筋必須受圍封以防止屈曲。

13.11 乾縮與溫度鋼筋

13.11.1 版之受撓鋼筋僅單向者，於受撓鋼筋垂直方向須設置乾縮與溫度鋼筋。

解說：

乾縮與溫度鋼筋須與主鋼筋在同平面上垂直配置，以使龜裂減至最少，並使結構結合成一體以確保其作用符合設計時之假設。本規定僅適用於結構樓版，不適用於由土壤支承之地版。

13.11.1.1 乾縮與溫度鋼筋應按第 13.11.2 節之規定，但亦可按第 13.11.3 節之規定採用預力鋼腱。

解說：

抵抗乾縮與溫度效應亦可採用預力鋼腱。

13.11.1.2 乾縮與溫度鋼筋在受重大束制之處應考慮第 1.4.3 及 2.4.2 節之要求。

解說：

第 13.11 節所規定之乾縮與溫度鋼筋量，已可滿足乾縮與溫度變化之一般要求。但對於構材發生乾縮與溫度變化受結構牆或大柱強力限制之情況，須增加本條文規定之垂直於撓曲方向之乾縮與溫度鋼筋量。頂部及底部鋼筋均可有效控制裂縫。施工期間若預留控制帶，以使初始乾縮不致引起應力之增加，也可有效減少由束制引起之裂縫。

13.11.2 符合第 13.2 節規定之竹節鋼筋用為乾縮與溫度鋼筋時應按下列規定設置：

13.11.2.1 乾縮與溫度之鋼筋面積與版總斷面積之比值不得小於下列規定：

竹節鋼筋， $f_y < 4,200 \text{ kgf/cm}^2$	0.0020
竹節鋼筋， $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ； 或熔接鋼線網	0.0018

竹節鋼筋， $f_y > 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ (以 0.35% 為降伏應變時之 f_y)	$0.0018(4,200 / f_y)$ 且 不得小於 0.0014
--	--

13.11.2.2 乾縮與溫度鋼筋之間距不得大於版厚之 5 倍或 45 cm。

13.11.2.3 各斷面需用乾縮與溫度鋼筋者，須按第五章之規定使鋼筋得以發展其規定拉力降伏強度 f_y 。

解說：

本條文所規定之竹節鋼筋與熔接鋼線網之用量乃是根據多年良好使用之經驗。乾縮與溫度鋼筋之續接與錨定須依據第 5.2、5.16、5.19 及 5.20 節之規定設計，使其能達規定降伏強度。

13.11.3 符合第 13.2 節規定之預力鋼腱用為乾縮與溫度鋼筋時應按下列規定設置：

13.11.3.1 預力鋼筋之預力應使總混凝土斷面承受至少 7 kgf/cm^2 之平均壓應力；預力鋼筋之預力係指按第 11.7 節規定已經損失後之有效預力。

13.11.3.2 鋼腱之間距不得超過 180 cm。

13.11.3.3 當鋼腱之間距超過 135 cm 時，在版邊緣之鋼腱間應增設符合第 13.11.2 節規定之乾縮與溫度鋼筋，其範圍為自版邊緣向內延伸一鋼腱間距。

解說：

樓版若依第 13.11.3 節採用預力鋼腱抵抗乾縮與溫度效應時，其效用應與使用非預力鋼筋時相近，使總混凝土斷面承受 7 kgf/cm^2 。

當鋼腱之間距超過 135 cm 時，版邊緣須增加額外之鋼筋以使版所受壓應力均勻，其設置之範圍為自版邊緣至各錨定器後已充分擴展分散壓應力點之間。按第 13.11.3 節規定對整體現場澆置之後拉法梁版構造之應用如圖 R13.11.3 所示。

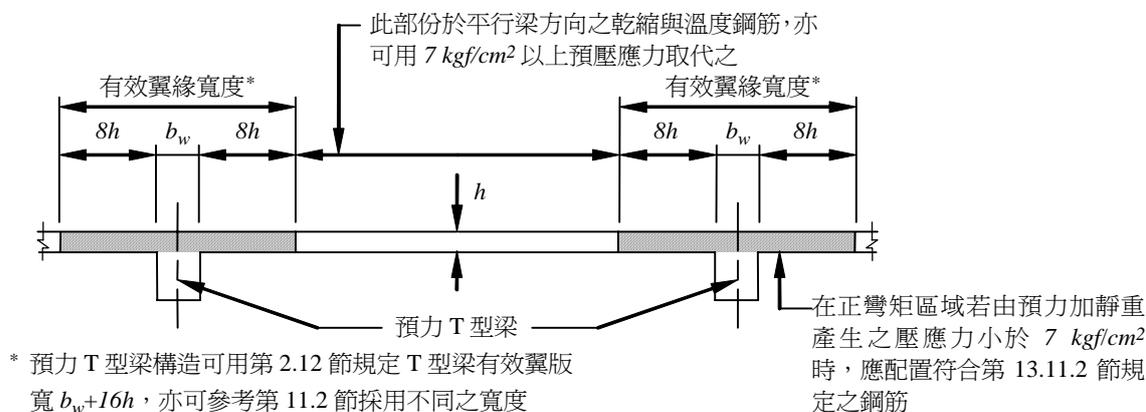


圖 R13.11.3 以預壓力控制乾縮與溫度

用做乾縮與溫度鋼筋用之鋼腱，應盡可能配置於版厚度之中心；若因主向鋼腱而偏移版斷面之形心時，仍不得超出版之核心區域。

設計者應評估版的縮短量，以確定其適當行為。通常經適當設計之結構，低預力應不致造成任何問題。但當溫度效應有顯著影響時，應特別注意。

13.12 結構整體性之要求

13.12.1 為增進結構之整體性，結構中各構材之接頭及鋼筋細節應符合以下各節要求，以達有效

連結之目的。

解說：

經驗顯示，鋼筋細節稍做改變，可顯著提高整體結構之性能。本節為增進結構體之一體性及韌性，使當主要支承構件發生損傷或不正常之超載時，其傷害能被限制於小面積範圍，以使結構體較能維持整體之穩定性。

13.12.2 現場澆置混凝土構造應符合下列規定：

13.12.2.1 欄柵構造中，在連續支承上至少一支底面鋼筋採用連續通過或甲級抗拉搭接；在不連續支承上應以標準彎鉤錨定之。

13.12.2.2 結構體周界各邊梁須配置連續鋼筋，其上層筋至少應為支承處負彎矩鋼筋之 $1/6$ ，其下層筋至少應為跨度中央正彎矩鋼筋之 $1/4$ ，並應以閉合箍筋圍束，但接頭內不須配置箍筋。當連續鋼筋須做續接時，頂面鋼筋應在跨度中央續接，底面鋼筋應在近支承處作甲級抗拉搭接。

13.12.2.3 其他非周界之梁，若未使用閉合箍筋時，在跨度中央正彎矩鋼筋至少 $1/4$ 須延續至鄰跨或與鄰跨之底面鋼筋做甲級受拉搭接；在不連續支承上以標準彎鉤錨定終止。

13.12.2.4 雙向版構造，參照第 6.4.8.5 節之規定。

解說：

支承受損壞時，若其頂面雖有鋼筋連續跨過支承，但並無箍筋圍封，則鋼筋將脫出混凝土外，而無法產生懸吊作用以連繫受損之支承。但若使部份底層鋼筋連續則可提供懸吊作用。

對結構周圍各邊梁要求其頂面與底面受撓鋼筋應連續之用意，乃為使沿結構周圍具有連結之構材，但並不是要求沿結構周界具有相同連續鋼筋與尺寸。本節要求將按第 5.13.3 節規定延伸超過反曲點之鋼筋半數繼續延伸，必要時可於跨度中央搭接；底面鋼筋則須將按第 5.12.1 節規定之鋼筋全數延續至鄰跨或與鄰跨之底面鋼筋搭接。

支承處兩側連續梁深度不一時，較淺梁之底層鋼筋需延伸進入較深梁至少等於所需延伸長度，使鋼筋能完全發展其強度，較深梁之底層鋼筋需以標準彎鉤錨定。

13.12.3 預鑄混凝土構造，應在水平縱橫兩方向、鉛直方向及圍繞結構周邊按第 9.6 節之規定配置拉力繫筋，以有效連繫各構件。

解說：

本規範要求於預鑄混凝土構造之全部高度加拉力連結桿件，其接頭應根據所載重詳加設計，不容許完全依靠由重力產生之摩擦力。接頭細節應適當安排盡量減小由於束制、潛變、乾縮及溫度等衍生開裂之危機。有關接頭及細節之要求資料可參考文獻[13.3]。參考文獻[13.4]建議預鑄混凝土承重牆建築物之最低連結要求。

13.12.4 昇版構造之規定參見第 6.4.8.6 節。

13.13 混凝土中管道之埋設

13.13.1 對混凝土無害並符合本節規定之任何材料之管道、管線或套管，可埋置於混凝土中。在計算混凝土有效受壓面積時，所佔部份應予扣除。

解說：

對混凝土無害之任何管道、管線或套管可埋置於混凝土中，但不得對結構體造成任何危害。第13.13節所示僅適用於一般情況安全安裝之實務規則，若情況特殊，則應經特殊設計。很多通用建築規範已採用ANSI/ASME piping codes B31.1於電力管道，B31.3於化工及石油工業管道。設計者應確定管道系統之設計及試驗所採用管道規範之適用性。承包商不得使用未標示於圖面上或未經工程師核可之管道、管線或套管。

為結構之整體性，所有管道、管線、組件應按圖面指示或專業規範，小心安裝於混凝土中。

13.13.2 鋁製管及配件未經合格之表面處理以防止鋁與混凝土或鋁與鋼間之作用者不得使用。

13.13.3 埋設於混凝土柱中之管道、管線或套管及其配件所佔用面積不得超過柱強度計算斷面積之4%，且內徑不大於50 mm，亦不得違反防火之規定。

13.13.4 管道、管線或套管穿過版、牆或梁時，其位置及大小不得影響結構物之強度。若符合下列情形，在計算混凝土有效受壓斷面時可不必扣除其所佔之面積。

- (1) 不致銹蝕或損壞者。
- (2) 未施塗料或鍍鋅之鐵管或鋼管，其管壁厚度不薄於標準鋼管者。
- (3) 內徑不大於50 mm者。
- (4) 中心間距不小於管徑之3倍者。

13.13.5 除經結構工程師核准者外，管道、管線或套管埋置(非穿越構材)於混凝土中時，管之外徑不得大於版、牆或梁厚之1/3，中心間距不得小於管徑之3倍，埋設位置並不得影響結構物之強度，並須符合下列規定：

- (1) 除作放熱及融雪用者外，管在版內須置於頂層與底層鋼筋之間。
- (2) 管及配件外包之混凝土直接受風雨侵襲者，其厚度不得少於40 mm。不接受風雨侵襲者，其厚度不得少於20 mm。
- (3) 與管垂直之方向須設置鋼筋，其量不得少於混凝土斷面積之0.2%。
- (4) 管安裝時不得切斷或彎曲鋼筋，並不得移動鋼筋之位置。

13.13.6 裝有液體、氣體或蒸氣之管線，符合下列條件者可埋置於結構混凝土中：

- (1) 管線及配件應按其材料及所承受之壓力與溫度設計之。
- (2) 液體、氣體或蒸氣之溫度不得超過65°C。對管有害之液體、氣體或蒸氣不得通入。
- (3) 所有管件及配件在澆置混凝土前須整體作滲漏試驗，壓力在大氣壓力以上須較管或配件承受之壓力多50%，但最小試驗壓力不得低於大氣壓力10.5 kgf/cm²以上。試驗時除因氣溫變化影響外，壓力須保持4小時不降低。管內裝有爆炸性或對健康有害之液體、氣體或蒸氣者，應在混凝土硬化後依前述辦法再試驗一次。
不承受內壓力之排水管或其他管道可不作上述之試驗。
- (4) 任何管件或配件承受之最大內壓力不宜超過大氣壓力14 kgf/cm²以上。
- (5) 在混凝土未達規定強度前，液體、氣體或蒸氣不得通入管內，但水之溫度不超過32°C，壓力不大於3.5 kgf/cm²者亦除外。

解說：

本節第(3)款以往規定任何管件或配件承受之最大內壓力不得超過14 kgf/cm²，被認為太過嚴格，故可加修正，但還是應將該壓力與埋設物之膨脹作用於混凝土構件設計時加以妥善考慮。

13.14 接縫

設計時得依設計需要，指定位置設置各種接縫，接縫之設計應依力學要求及符合結構混凝土施工規範之規定。

解說：

混凝土構造物常用接縫之種類如：施工縫、伸縮縫、收縮縫、隔離縫等，其詳細說明參考結構混凝土施工規範之說明。

13.15 混凝土樓版之表面修飾

13.15.1 除非一體澆置或依第十章要求設計之樓版，樓版表面修飾層不得計入結構構件厚度。

解說：

規範不規定承受非尋常磨損之額外耐磨面層厚度。非尋常磨損之額外厚度要求留待設計者自行考量。

請參閱混凝土結構施工規範之說明。

如同前版規範，與樓版一體澆置之表面修飾層方具強度功能。若具備依第十章規定之複合作用，表面修飾層亦可允當結構厚度。

13.15.2 混凝土樓版表面修飾可視為非結構性保護層或厚度之一部分。

解說：

樓版表面修飾層可具非結構性功能，如防火層等。但表面修飾層不得發生剝落，而導致保護層減少現象。若考慮鋼筋伸展長度之計算時，則應依第13.6節之最小混凝土保護層之規定。

參考文獻

- [13.1] ACI Committee 408, "Bond Stress—The State of the Art," ACI JOURNAL, *Proceedings* V. 63, No. 11, Nov. 1966, pp. 1161-1188.
- [13.2] "Standard Specifications for Highway Bridges," 15th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1992, 686 pp.
- [13.3] "Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete," MNL-123-88, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1988, 270 pp.
- [13.4] PCI Building Code Committee, "Proposed Design Requirements for Precast Concrete," *PCI Journal*, V. 31, No. 6, Nov.-Dec. 1986, pp. 32-47.
- [13.5] 林光奕，「五螺箍矩形RC柱之反復載重試驗與耐震性能」，碩士論文，國立交通大學土木工程系所，2008

第十四章 結構物之強度評估

14.1 符號

D = 靜載重，或其相關之內彎矩與力。

f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。

h = 構材總厚或全深； cm 。

l_t = 試驗載重下之構材跨度(雙向版系統之短向跨度)。跨度係指(1)構材支承中心間距或(2)支承間淨距加構材深度，兩者之較小值；式(14-1)中，懸臂梁之跨度為支承面至自由端間距離之兩倍； cm 。

L = 活載重，或其相關之內彎矩與力。

Δ_r = 載重試驗或重複載重試驗最終(載重移除後)與初始撓度差，參閱式(14-2)； cm 。

Δ_1 = 第一次載重試驗量得之最大撓度，參閱式(14-1)； cm 。

Δ_2 = 第二次載重試驗量得相對於該次試驗初始值之最大撓度，參閱式(14-3)； cm 。

解說：

配合本規範修訂，本節增加用以評定載重試驗結果之 Δ_1 、 Δ_r 及 Δ_2 等符號。

14.2 強度評估通則

14.2.1 結構物整體或部份之強度評估應依本章規定辦理。

解說：

本章所述之載重試驗不適用於採用新式的設計方法或施工方法之評核。(見第9.11節之預鑄混凝土構材之強度評估之建議)

本章適用於評估一結構物之整體或其一部份是否符合本規範之安全要求。若認定材料品質不良、施工不當、結構受損惡化、建築物改變使用方式或其他理由，顯示一結構物之整體或其一部份無法符合規範之要求時，須進行結構之強度評估。在這些情況，本章提供結構安全評估之準則。

若安全之考慮關係到構件組合體或整體結構，且載重試驗無法使每一構件或斷面達到本章規定載重下之最大值時，宜另擬一適當評估計畫以評估其安全性。若以載重試驗做為強度評估程序之一部份，則在試驗之前應對載重範圍、載重量、載重試驗之程序及認可準則，取得所有參與工程師一致之同意。

本章所指之工程師專指該結構物之業主或利益關係人委託之專業技師。

14.2.2 若強度不足對結構物之影響情況充分確知，且若分析所需之構材尺寸與材料性質之量測為可行時，則可依據第 14.3 節規定量測所得之數據，以分析方法評估結構之強度。

解說：

由鋼筋混凝土建築物設計之實務經驗，近來已假設認定對有關軸向載重、撓曲、軸向載重與撓曲聯合作用等之強度已相當瞭解，且在強度、短時位移與載重之關係間已有可靠之理論，該關係可以結構之尺寸與材料數據表示。

若要以分析法決定結構之強度時，其計算須依據蒐集自結構體之實際尺寸、現場之材料性質及所有相關資料進行。其規定如第14.3節。

14.2.3 若強度不足對結構物之影響情況無法確知，或分析所需之構材尺寸與材料性質之量測為不可行時，若結構物仍需持續使用，則須進行載重試驗以評估其強度。

解說：

若一構件之剪力或粘裹強度為有關安全疑慮之主要項目，可進行實體試驗，該實體試驗可能為消除或確定疑慮之最佳答案。若決定分析所需之構材尺寸與材料性質是不可能或不可行時，則進行實體試驗是適切需要的。不論載重試驗為可能或適切需要的，均希能以分析支持載重試驗之結果。

14.2.4 整體或部份結構若其安全性有疑慮，且涉及長期劣化之影響者，經載重試驗觀察結構之反應，結果顯示結構行為尚能符合接受之規定，則該結構體可在規定之勘用期間內使用。但若工程師認為必要時，在勘用期間內應定期追蹤評估。

解說：

對可能受長期劣化影響安全之結構，載重試驗之認可應有勘用期間之規定。嚴密的檢查計畫，包括實體試驗與定期性之檢查，可容許較長之勘用期間。勘用期間應由工程師訂定之。當定期檢查持續進行期間，限制活載重使不超出所決定之適當載重，也是維修使用中結構可採行之措施。

勘用期間之長短應可依據(1)問題之性質，(2)環境及載重效應，(3)結構之使用歷程，及(4)定期檢查計畫之範圍等加以考慮。在規定之期限屆滿時，若結構體將持續使用，則須再進行強度評估。

若獲得所有參與工程師之同意，可為定期試驗設計特殊之程序，不須符合本章有關載重與認可之規定。

14.3 分析所需構材尺寸與材料性質之決定

解說：

如屬第14.2.2節情況，決定採用分析法做結構強度評估時，適用本節之規定。

14.3.1 構材之尺寸應以臨界斷面評估分析。

解說：

臨界斷面乃是指強度存疑區域在相關載重下，各種計算應力達其最高值之斷面。

14.3.2 鋼筋、熔接鋼線網或鋼腱之位置及尺寸應以實際量測值分析之。若圖上資料抽樣檢驗無誤，則准予採用圖上資料。

解說：

實際量測應在個別構材之臨界斷面處，針對鋼筋或鋼腱實際量測其數量、尺寸、安排及位置，實際量測其設計以抵抗使用載重之鋼筋或鋼腱。使用非破壞檢驗方法須經工程師認可。大型結構有疑慮之臨界斷面中，應抽樣5%檢驗，若量測之數據與施工圖示者相符，則可准予按圖分析。

14.3.3 混凝土強度可採用圓柱試體試驗之數據；若結構體混凝土之強度有疑慮處，可按「結構混凝土施工規範」之規定進行鑽心試驗確定其強度。

解說：

試驗之數目依結構之尺度及混凝土強度對結構安全之敏感度而定。若潛在問題僅包含撓曲者，低配筋斷面(矩形斷面 $\rho f_y / f_c' \leq 0.15$)之混凝土強度之調查可按最少限度之規定。

14.3.4 鋼筋或預力鋼筋之強度應採用能代表結構體強度存疑處之材料抗拉試驗數據為準。

解說：

須做之試驗數目依材料之均勻性而定，且由工程師依其特定應用方式決定之。必要時，可自結構體強度存疑處附近，不影響結構安全部位，採同品質且具代表性之樣品進行試驗。

14.3.5 若構材尺寸與材料性質係由量測與檢驗決定，且依第 14.2.2 節之規定計算，則第 2.3.2 節中之強度折減因數得予提高，但不得高於下列之值：

- | | |
|------------------------------------|------|
| (1) 符合本規範第 3.4.4 節規定之拉力控制斷面 | 1.0 |
| (2) 符合本規範第 3.4.3 節規定之壓力控制斷面： | |
| (a) 使用符合本規範第 3.10.3 節規定之螺箍筋者 | 0.85 |
| (b) 其他情形 | 0.8 |
| (3) 剪力與/或扭力 | 0.8 |
| (4) 混凝土承壓 | 0.8 |

解說：

第 14.3.5 節規定之強度折減因數已被更改，以與本規範此次修訂時，對載重組合與強度折減因數所做之修訂相配合。

14.4 載重試驗程序

14.4.1 載重安排

試驗載重施加跨度或格間之數目與安排之選擇，以使強度存疑構材在臨界部位之撓度與應力最大為原則。若單一安排無法同時產生各項測試效應(如撓度、轉角或應力)之最大值，以顯示結構之適用性時，應採用一種以上之試驗載重安排。

解說：

載重施加位置之選定很重要，須能使有疑慮之處顯現最大反應，且使不施加載重構材所分擔之載重為最小。但由分析顯示，相鄰之未加載重構材會分擔一些載重，故載重之施加須能產生與載重因數用意相符之效應。

14.4.2 試驗載重

試驗載重(含已存在之靜載重)不得小於 $0.85(1.4D + 1.7L)$ ，但建築物容許按「建築技術規則」之規定折減活載重 L 。

解說：

規定載重強度依循以往載重試驗的經驗。但活載重 L 可依據「建築技術規則」中有關之規定予以折減。活載重 L 須增加以補償結構中未施加載重部份之抵抗幫助。活載重之增加量應依據載重情況與相關試驗評定準則決定之。

雖然本規範此次修訂時，載重組合與強度折減因數已被修訂，但試驗載重值仍維持不變，係基於設計時若依據第二章或附篇 C，其設計結果大致相同。

14.4.3 載重試驗應在構造物試驗部份之混凝土澆置 56 天後進行，但經起造、承造及有關各方面工程師均同意者，得提前試驗。

14.5 載重準則

14.5.1 所有相關之初始值(如撓度、轉角、應變、滑動及裂縫寬度等)須於加載前一小時內量測。且應在預期有最大反應處量測，必要時應增加量測之位置。

解說：

本規範較早版本限制載重試驗僅適用於受撓構材，但自前版規範已無此限制。至於量測項目除撓度外，轉角、應變、滑動及裂縫寬度等亦可做為輔助評估之依據。

14.5.2 試驗載重須至少分成 4 階段施加，每階段增加載重量約略相等。

解說：

於各階段載重施加後應仔細檢查結構體之安全情況。

14.5.3 均佈載重施加方式應確保載重均勻傳遞至需加載之整體或部份結構。並應避免載重發生拱架作用。

解說：

載重拱架之發生會使載重無法均勻地傳遞至受測試之構材。例如於版上均勻地放置磚塊，若使磚塊相互緊密接觸，則會發生拱架作用，而使版跨度中央附近部份所受之載重量減少。

載重施加之方式可以加水載重或堆放重物，國內有相當多以加水為載重之經驗，此種方式應可符合本條之規定，且有諸多方便。

14.5.4 每完成一階段之載重施加時，及完成全部試驗載重施加至少經歷 24 小時後，均須量測一組數據。

14.5.5 全部試驗載重依第 14.5.4 節之規定量測後應隨即卸除。

14.5.6 最後一組之量測應於載重卸除後 24 小時時進行。

14.6 認可準則

14.6.1 評估強度之結構受測試部份不得有破壞跡象。受壓混凝土之剝落、破碎均應認為破壞之現象。

解說：

『破壞跡象』乃包括受壓混凝土剝落、破碎及量測撓度之超量；觀測結果超過規定或持續擴大，即不符合結構安全之要求。對各種結構類型與狀況而言，結構之破壞跡象無法以單一準則加以規定。

若試驗中已受相當程度損壞認定試驗結果不合格之構件，此構件不得重做試驗，亦不得以較低之使用載重使用之。

受撓構材中受壓混凝土之局部剝落，係由於混凝土澆置瑕疵引起者，不必視為整體結構之缺陷。裂紋寬度為顯示結構狀況的良好指標，須加以觀測以利判定結構是否符合要求。但在工地現況，要進行鋼筋混凝土構材裂紋寬度之精確預測或量測可能不易。故建議在試驗前，事先建立關於預期之裂紋類型、何處須量測裂紋、及如何量測之準則。並建立裂紋寬度變化之限制，及新裂紋評估準則與概略限度。

14.6.2 試驗量測之最大撓度須滿足下列條件之一：

$$\Delta_l \leq \frac{\ell_t^2}{20,000h} \quad (14-1)$$

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_l}{4} \quad (14-2)$$

若量測之最大撓度或殘餘撓度未滿足式(14-1)或式(14-2)之規定，若無破壞跡象得重作試驗。

重作試驗應於第一次試驗載重移去 72 小時後方得開始。重作試驗之結構部份若其恢復情況滿足下面條件，則認為合格：

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_2}{5} \quad (14-3)$$

式中之 Δ_2 為第二次試驗相對於其初始值之最大撓度。

解說：

撓度限制之規定與重作試驗之規定均維持舊規定不變。若結構未顯現第14.6.1節之破壞跡象，試驗載重卸除後之撓度恢復情況可用以決定結構之強度是否足夠。但對非常剛勁之結構而言，其工地現況之量測誤差值可能與實際撓度或恢復後之撓度值相接近。為避免上述情況而誤判實際上合格之結構，故規定若最大撓度小於 $\ell_t^2/(20,000h)$ 者，其撓度恢復之要求可以免除。 Δ_r 乃是載重試驗或重作試驗之最初與最終(載重卸除後)撓度兩者之差值。

14.6.3 受測試之構材不得顯現會造成突然破壞之剪力破壞裂紋。

解說：

構材內穿過裂紋之應力傳遞乃藉由裂紋界面之骨材間互鎖與越過裂紋之箍筋插接筋作用之聯合作用，其中骨材互鎖係受橫向箍筋鉗制而增強。當裂紋長度增加至其水平投影長度幾近於構材之深度時，若此時裂紋再擴大延伸使骨材互鎖作用不能繼續產生，且橫向箍筋開始降伏或顯示錨定失效時，使有喪失整體性之危險，則此構件被假設為接近立即剪力破壞。

14.6.4 在構材無橫向鋼筋部位，若有明顯斜向裂紋(相對於縱軸)，其水平投影長度大於裂紋中點處之構材深度時，應慎加評鑑。

解說：

本條之用意在明確表示，專業者在執行試驗時，應隨時注意結構之情況，對無橫鋼筋之構材，應注意觀察其可能發生脆性破壞之斜紋。

14.6.5 在鋼筋錨定及搭接之部位，沿鋼筋軸線發生連串之斜向或水平裂紋時，應慎加評估。

解說：

在錨定區沿鋼筋軸線之裂紋，可能與鋼筋和混凝土間之高應力傳遞有關。若此裂紋與主鋼筋有關，此構材可能面臨脆性破壞，其發生原因及影響之評估是很重要的。

14.7 降低使用載重之核定

當結構物強度評估結果未能符合第 14.2.2、14.6.2 或 14.6.3 節之規定時，若經主管機關核准，可根據載重試驗或分析之結果，在核定之降低載重限制下使用。

解說：

除載重試驗已判定構材有破壞跡象(見第14.6節)外，未能符合第14.2.2、14.6.2或14.6.3節之構材，建築主管機關得依據載重試驗結果評估，在使用不致造成危險之條件下，准許在較小之核定載重限制下使用。

14.8 安全措施

14.8.1 載重試驗之進行應有適當措施以確保人員及結構物之安全。

14.8.2 任何安全措施均不得干擾載重試驗之過程或影響其結果。

解說：

在試驗設施上應設置一些安全裝置。在載重過程中，應隨時注意人員及結構之安全。結構安全應隨注意結構受載重之反應。結構顯現破壞之跡象時，應緊急卸除部份載重，至結構體之行爲恢復穩定爲止。若採用加水載重法時，可設置適當之大排水管緊急卸除載重。

第十五章 耐震設計之特別規定

15.1 符號

- A_{ch} = 螺箍筋或橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積； cm^2 。
 A_{cv} = 平行剪力方向之斷面長度乘以腹版厚所得之混凝土總斷面積； cm^2 。
 A_{cw} = 單一牆墩、水平牆段或連接梁抵抗剪力之混凝土斷面積； cm^2 。
 A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部份面積； cm^2 。
 A_j = 接頭中與產生剪力之梁主筋平面平行之有效斷面積，參閱第 15.6.3.1 節； cm^2 。
 A_{sh} = 在 s 間距內垂直於 b_c 方向之橫向箍筋(包括繫筋)總斷面積，參閱式(15-3)及式(15-4)； cm^2 。
 A_{vd} = 連接梁配置對角向鋼筋時，每一對角方向所配置之鋼筋總斷面積； cm^2 。
 b = 構材受壓面之寬度； cm 。
 b_c = 計算 A_{sh} 時之柱心尺寸，即外緣圍束鋼筋心至心之間距； cm 。
 b_w = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑； cm 。
 c = 在設計軸力及與 δ_u 一致之計算彎矩強度下最大之中性軸深度； cm 。
 c_l = 柱內側表面至版邊緣之距離，平行於 c_l 且不大於 c_l ； cm 。
 d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
 f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。
 f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
 f_{yt} = 橫向鋼筋之規定降伏強度，參閱第 3.10.3 節； kgf/cm^2 。
 h = 構材總厚或全深； cm 。
 h_w = 全牆總高或所考慮牆段之高度； cm 。
 h_x = 沿柱各邊相鄰箍筋或繫筋間最大水平距離； cm 。
 l_d = 受拉竹節鋼筋、麻面鋼線、光面或麻面銲接鋼線、預力鋼絞線之伸展長度； cm 。
 l_{dh} = 具標準彎鉤之受拉竹節鋼筋或麻面鋼線之伸展長度，由臨界面至彎鉤之外側端，即由臨界面至彎鉤起點(切點)之直線長度加上彎鉤彎曲內徑及一鋼筋直徑； cm 。
 l_n = 淨跨度，兩支承面間之距離； cm 。
 l_o = 自構材接頭面沿主軸方向須配置橫向鋼筋之長度，參閱第 15.5.4.4 節； cm 。
 l_w = 剪力方向全牆或所考慮牆段之長度，參閱第 15.8.4 節； cm 。
 M_{nb} = 連接於接頭各梁在接頭中心之計算彎矩強度，樓版受拉力時亦須計入，參閱第 15.5.2 節； $kgf-cm$ 。
 M_{nc} = 連接於接頭各柱由各載重組合設計軸力計算所得在接頭中心之最小計算彎矩強度，參閱第 15.5.2 節； $kgf-cm$ 。
 M_{pr} = 承受或不承受軸力受撓構材之可能彎矩強度，係以接頭面性質予以計算，其中縱向主筋拉力強度假設至少 $1.25f_y$ 而強度折減係數 ϕ 用 1.0 ； $kgf-cm$ 。
 M_u = 斷面之設計彎矩； $kgf-cm$ 。
 s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距； cm 。
 s_o = 在 l_o 範圍內橫向鋼筋間之中心距，參閱第 15.11.2 節； cm 。

- S_e = 考慮垂直載重及地震非彈性變形，在預期降伏處產生可能強度後，於接合部引致之彎矩、剪力或軸力。
- S_n = 接合部之計算彎矩、剪力或軸力強度。
- V_c = 混凝土之剪力計算強度，參閱第 4.4 節；kgf。
- V_e = 按構材可能彎矩強度計算求得之設計剪力，參閱第 15.4.4.1 及 15.5.5.1 節；kgf。
- V_n = 斷面之剪力計算強度；kgf。
- V_u = 斷面之設計剪力；kgf。
- α = 定義鋼筋方向的角度。
- α_c = 式(15-7)中之係數。
- δ_u = 設計位移。
- $\rho = \frac{A_s}{bd}$ ；非預力受拉鋼筋比。
- ρ_l = 縱向鋼筋比為縱向鋼筋斷面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比，本章指牆垂直鋼筋比。
- ρ_s = 螺箍柱中螺箍筋之體積與柱心體積之比(柱心體積係依螺箍外緣至外緣為直徑計算)，參閱第 3.10.3 節。
- ρ_t = 橫向鋼筋比為橫向鋼筋斷面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比，本章指牆水平鋼筋比。
- ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

15.2 定義

結構基面

假設地震運動輸入於建築物之水平面為結構基面，此基面無須與地面一致。

結構桁架

以承受軸向力為主之鋼筋混凝土構材所組成之結構。

結構牆

設計以抵抗剪力、彎矩及軸力等併合作用之牆。如剪力牆即為結構牆。設計以抵抗地震運動所引發之剪力、彎矩及軸力等併合作用之結構牆，須符合本章之規定。

結構橫隔板

如樓版或屋頂版等將地震慣性力傳遞於側向力抵抗系統之構材。

邊界構件

沿牆與橫隔板邊緣以縱向與橫向鋼筋加強之部份為邊界構件，邊界構件並非一定須增加牆或橫隔板之厚度。牆或橫隔板中開孔之邊緣應按第 15.8.6 及 15.9.5.3 節之要求設置邊界構件。

集力構件

將橫隔板中地震慣性力傳遞至側向力抵抗系統之構件。

緣材

用以維持結構橫隔板開孔周圍連續性之構件。

繫材

用以傳遞慣性力並防止如基腳間及牆版間分離之構件。

接合部

兩個或以上之構材接合之處，其中一個或以上之構材為預鑄者。

(1) 韌性接合：在設計位移下，接合部會產生降伏者。

(2) 強接合：在設計位移下，連結的構材會降伏，但接合部保持彈性者。

設計位移

根據耐震設計規範，在設計地震下結構物所產生的側向位移。

設計載重與力

以第 2.4 節中各載重因數修正後之各種載重與力。

設計載重組合

各種設計載重與力之組合，參閱第 2.4 節。

設計層間變位角

樓層頂與底相對設計位移除以層高。

接頭

結構相交構材中共有的部分，計算接頭剪力強度使用之有效接頭面積 A_j ，參見第 15.6.3.1 節。

側向力抵抗系統

結構中部份構材所構成之結構系統，此系統係被設計來抵抗地震力者。

韌性抗彎矩構架

現地澆置構架，符合 15.3.2.3、15.3.3 至 15.3.7 及 15.4 至 15.6 規定者或預鑄構架符合 15.3.2.3、15.3.3 至 15.3.7 及 15.4 至 15.7 規定者。此外，一般抗彎矩構架要求亦須滿足。

規定側向力

耐震設計規範所定之設計基面剪力經適當豎向分佈後之側向力。

閉合箍筋

閉合箍筋為一閉合橫箍或為連續繞箍。閉合橫箍可由數個鋼筋組件構成，但各組件之兩端均須為耐震彎鉤。連續繞箍之兩端均須為耐震彎鉤。

塑鉸區

在設計位移下，構架中構材產生彎矩降伏的長度，由開始彎矩降伏的臨界面至少延伸構材深度 h ； cm 。

耐震彎鉤

凡肋筋、箍筋或繫筋中之彎鉤，若其彎角不少於 135° ，且彎後至少延伸 $6d_b$ （但不得小於 $7.5\ cm$ ），彎鉤並須圍繞縱向鋼筋後進入肋筋或箍筋所圍束區域之內部。

繫筋

一連續鋼筋，其一端具耐震彎鉤；另一端為至少 90° 之彎鉤，且彎後至少直線延伸 $6d_b$ 。各彎鉤均須圍繞縱向鋼筋。鉤住同一主筋相鄰各繫筋之 90° 與 135° 彎鉤應交替排置。

具標準彎鉤鋼筋之伸展長度

90° 彎鉤外緣至鋼筋臨界面間之最短距離。

輕質混凝土

分成『全輕質』或『常重砂輕質』混凝土，參閱第 4.3 節。

外殼混凝土

構材橫向鋼筋外圍之混凝土。

15.3 通則

15.3.1 適用範圍

- 15.3.1.1 台灣地區之韌性鋼筋混凝土結構物，應符合內政部之『建築技術規則』建築構造編之有關規定並按內政部頒布之『建築物耐震設計規範及解說』計算設計地震力。
- 15.3.1.2 本章所涵蓋者係考慮地震力影響之鋼筋混凝土構材設計與施工之特殊規定。該結構之設計地震力係依據其非線性耗能反應而定之。
- 15.3.1.3 鋼筋混凝土結構物所有構材之設計，須符合本章及本規範第一至十一章及第十三章之規定。
- 15.3.1.4 未符合本章規定之鋼筋混凝土結構物，若經實驗與分析證明該結構物具有適當之強度及韌性，使其耐震能力等於或超過符合本章規定之鋼筋混凝土結構物者，仍可使用。

解說：

結構物之耐震設計通常應兼顧強度及韌性，若將結構物設計成大地震時仍保持彈性，殊不經濟。因此，結構物通常要設計使其具有韌性，則可將大地震引致的彈性地震力加以折減後當做設計地震力[15.1~15.9]。現行「建築技術規則」地震力之規定，已考慮了韌性，而將地震力折減，因此結構物之設計要符合本章的耐震設計之特別規定才可。

如一結構物強度高，但韌性低，若可證明在設計地震中，與照規定設計的結構物有相同的耐震能力時，自然也可被接受。預力混凝土構材或預鑄構材之結構物，如符合第15.3.1.4節之規定，仍可使用。

15.3.2 結構之分析與設計

- 15.3.2.1 所有結構構材與非結構構材間之相互作用對結構在地震時之線性或非線性反應的影響，應於分析中加以考慮。
- 15.3.2.2 假設為不屬於側向力抵抗系統之剛性構材，若已考慮其對系統反應之影響並配合進行結構設計者，可予採用。不屬於側向力抵抗系統之結構構材與非結構構材破壞之影響亦應考慮。
- 15.3.2.3 結構基面下之構材，若須將地震力傳遞至基礎者，應符合本章之要求。
- 15.3.2.4 假設為不屬於側向力抵抗系統之結構構材均應符合第 15.11 節之規定。

解說：

結構構材之設計，以規定地震力下結構彈性分析所得之構材內力經載重組合後加以設計。若要檢核大地震時柱之穩定性或大地震時之變位，變位應以中央主管建築機關訂定之建築物耐震設計規範之規定計算之。

非結構構材對結構物的影響須加以考慮，譬如非結構 RC 牆應先視為結構構材併同結構構材整體分析，並檢核在非結構 RC 牆破壞時，結構構材不得有任何損壞。

15.3.3 強度折減因數

強度折減因數應按本規範第 2.3 節之規定。

15.3.4 抵抗地震力構材之混凝土

- 15.3.4.1 混凝土之規定抗壓強度 f'_c 不得低於 210 kgf/cm^2 。
- 15.3.4.2 設計時輕質混凝土所採用之抗壓強度值不得高於 350 kgf/cm^2 。惟若經實驗證明使用輕質混凝土後所具之構材強度及韌性等於或超過使用同強度常重混凝土之構材

強度及韌性者，則可採用較高之抗壓強度值。

解說：

就耐震設計而言，若能使用較高混凝土抗壓強度將有下列重要優點：

- (1) 減小混凝土建築物軸壓構材尺寸，增加室內使用空間；並可減少建築物重量，減小地震力。
- (2) 增加受撓構材之斷面韌性，提昇耐震性能。

構材承受彎矩時，若混凝土抗壓強度較高時，其壓應力分佈等值矩形之深度 a 將較小，即中性軸至最外受壓纖維之距離 c 變小，因此在同樣的外緣最大壓應變下其曲率變大，進而會增加最後塑鉸之轉角量，提昇耐震性能。本節談論抵抗地震力構架、桁架或結構牆設計時混凝土的品質要求。因強度高於 350 kgf/cm^2 的輕質混凝土構材承受非彈性反覆變形的相關試驗資料不多，因此本規範作此限制。如某一特定應用提出可信證據，則輕質混凝土的最大規定抗壓強度限制可隨所提證據予以提高。

15.3.5 耐震構材之鋼筋

15.3.5.1 用以承受地震引致之彎矩與軸力之構架構材及結構牆之邊界構件，其主筋應符合 CNS 560 中 $SD 420W$ 及 $SD 280W$ 之要求。CNS 560 中 $SD 420$ 及 $SD 280$ 鋼筋亦可使用，惟應符合下列規定：

- (1) 實測降伏強度不得超出規定降伏強度 f_y 達 $1,200 \text{ kgf/cm}^2$ 以上。
- (2) 實測極限抗拉強度與實測降伏強度之比值不得小於 1.25。

15.3.5.2 橫向鋼筋包括螺箍筋之 f_{yt} 不得超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 。

解說：

鋼筋試驗之實際降伏強度不得超出規定降伏強度 f_y 太多之規定，主要係避免彎矩強度增加，致使剪力增加，可能產生剪力破壞。此外，鋼筋降伏強度增加，亦可能導致握裹破壞。

至於極限抗拉強度與降伏強度的比值，會影響塑性區的大小，其值越大，塑性區越長，極限塑鉸轉角越大^[15.10]。

CNS 560之 $SD 420W$ 及 $SD 280W$ 鋼筋其降伏強度已有上限之規定，且實際抗拉強度必須大於實際降伏強度的1.25倍以上，故不必另作規定。

15.3.6 鋼筋銲接與機械式續接

15.3.6.1 鋼筋採用銲接續接時，須考慮鋼筋之可銲性，且其接合強度至少達鋼筋規定降伏強度之 1.25 倍。

15.3.6.2 鋼筋銲接不得使用於梁或柱接頭面起算兩倍構材深度範圍內，亦不得使用於地震位移造成鋼筋可能降伏處起算兩倍構材深度範圍內。

15.3.6.3 不得將肋筋、繫筋、埋入物或其他類似構件銲在縱向主筋上。

15.3.6.4 鋼筋採用機械式續接時，應分下列兩類：

- (1) 第一類機械式續接應符合第 5.15.3.3 節之規定。
- (2) 第二類機械式續接除須符合第 5.15.3.3 節之規定外，其接合強度至少應達鋼筋規定拉力強度。

15.3.6.5 第一類機械式續接不得使用於梁、柱接頭面或地震時鋼筋可能降伏處起算兩倍構材深度範圍內，第二類機械式續接則准許使用於任何位置。

解說：

若銲接程序嚴加控制且進行充分的檢驗，鋼筋仍准許銲接，惟線上熱處理鋼筋(水淬鋼筋)不宜採用銲接及車牙機械式續接。在縱向主筋上加銲肋筋等，會造成主筋局部脆化，因此必須避免。為便於肋筋等之施工而須銲接時，只能銲於額外增加之工作筋上。

地震時結構體若產生非彈性變形，其鋼筋產生之拉應力可能逼近拉力強度。第二類機械式續接要求，係防止降伏區產生續接破壞。第一類機械式續接，其要求不似第二類嚴格，因此可能無法抵抗降伏區引致之應力。

機械式續接器續接除其強度規定外，宜考慮滑動量、延展性、伸長率、實測強度、續接位置、續接器間距、保護層厚度等對構材之強度、裂縫寬度、延展性、耐久性等之影響。

15.3.7 錨栓

15.3.7.1 結構物中抵抗地震力之錨栓，其設計應符合附篇 D 混凝土結構用錨栓之規定。並特別注意第 D.4.3 節耐震相關規定。

15.4 構架內之撓曲構材

15.4.1 範圍

撓曲構材主要係承受彎矩之構材，且須符合下列四項規定：

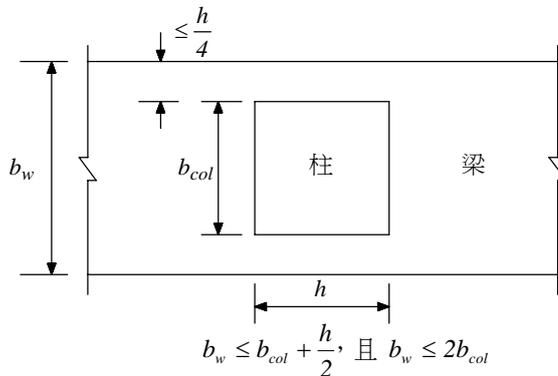
- 15.4.1.1 設計軸壓力 P_u 不超過 $0.1A_g f'_c$ 。
- 15.4.1.2 淨跨距 l_n 不得少於四倍有效梁深。
- 15.4.1.3 梁寬 b_w 不得小於 $0.3h$ 及 25 cm 。
- 15.4.1.4 梁寬 b_w 不得超過其下支承柱之寬度再加上兩邊外伸長，任一外伸長不得超過柱深之 $1/4$ ；梁寬 b_w 亦不得超過柱寬之二倍。

解說：

構材之設計軸力超過 $0.1A_g f'_c$ 者，屬第15.5節撓曲與軸力同時存在之構材。

由實驗結果顯示^[15.11]，淨跨距小於四倍有效梁深之梁，承受進入非彈性之反覆變形時，其行為異於跨度較大之梁，尤其剪力強度之計算為甚，因此較長跨度梁之韌性設計規定不能適用於短跨梁。

考慮力量之有效傳遞，梁寬 b_w 應符合圖R15.4.1.4之規定：



圖R15.4.1.4 梁寬 b_w 之規定

梁主筋最好能貫穿或錨定於柱之束制核心內，以求接頭內之剪力能順利地傳遞。所以梁寬不宜超過柱寬太多，以免部份梁主筋偏離束制柱心太遠。梁寬逾越柱寬之部份，本規範參考紐西蘭規範^[15.12]基本上較保守之規定，以柱深為其影響參數，而不採納美國ACI 318-05規範之規定，以梁深為其影響參數。

梁寬大於柱寬時，梁鋼筋之錨定及混凝土之施工性需詳加考慮。

15.4.2 縱向鋼筋

15.4.2.1 構材上下兩面鋼筋比各不得小於 $\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y}$ ，亦不得小於 $\frac{14}{f_y}$ 。拉力鋼筋比不得大於

$\frac{f'_c + 100}{4f_y}$ ，亦不得大於 0.025。構材上下兩面至少各須有兩支鋼筋全長貫通配置。

15.4.2.2 撓曲構材在梁柱交接面及其它可能產生塑鉸位置，其壓力鋼筋量不得小於拉力鋼筋量之半。在沿構材長度上任何斷面，不論正彎矩鋼筋量或負彎矩鋼筋量均不得低於兩端柱面處所具最大負彎矩鋼筋量之 1/4。

15.4.2.3 受撓鋼筋之搭接必須於搭接範圍配置閉合箍筋或螺箍，此橫向鋼筋之最大間距不得大於 $d/4$ 或 10 cm。搭接不得用於：(1)構材接頭內；(2)距接頭交接面 2 倍構材深度以內範圍，及(3)分析顯示由構架非彈性側向變位所引起撓曲降伏之位置。

15.4.2.4 鋼筋銲接與機械式續接須滿足第 15.3.6 節之規定。

解說：

第3.4.5節限制淨拉應變 ϵ_t ，也就間接限制了拉力鋼筋比不得超過平衡鋼筋比的某個百分比。但當梁受反覆彎矩且進入非彈性階段時，由於鋼筋不易訂出明確的降伏點，混凝土的極限應變亦非一定須為 0.003 以及保護層混凝土的應力與箍筋內部者不同，因此不宜沿用平衡鋼筋比的觀念來限制縱向鋼筋量。

影響梁斷面韌性主要之因素有：鋼筋降伏強度 f_y 、混凝土抗壓強度 f'_c 、拉力鋼筋比 ρ 與壓力鋼筋比 ρ' 等。鋼筋降伏強度與混凝土抗壓強度在第15.3節已有詳細之規定，因此本節僅針對拉力鋼筋比與壓力鋼筋比作規定，以確保梁斷面具足夠之韌性。

Park^[15.13]建議梁在塑性鉸區域內 $\rho'/\rho \geq 0.5$ ，同時 $\rho \leq k_1(f'_c + 70)/280$ 。當 $f_y = 2,800 \text{ kgf/cm}^2$ 時， $k_1 = 0.023$ ；當 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 時， $k_1 = 0.093$ 。紐西蘭規範基本上規定 $\rho'/\rho \geq 0.5$ ，同時 $\rho \leq (f'_c + 100)/(6f_y)$ 且 $\rho \leq 0.025$ 。至於ACI規範則僅規定 $\rho \leq 0.025$ 。上述三種規定中，ACI 規範基本上僅考慮施工性之影響而限制 $\rho \leq 0.025$ ，而未考慮 f_y 及 f'_c 之影響；當使用 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\rho'/\rho \geq 0.5$ 且 $\rho \leq 0.025$ 時，其曲率韌性約 4，僅為一般認知所需最小曲率韌性 8 之 50%；ACI 規範可能造成曲率韌性過低，且未考慮 f_y 及 f'_c 之影響，其規定過於粗糙，本規範不採用。Park 與紐西蘭之規定皆考慮 f_y 及 f'_c 之影響且兩者之規定亦頗為接近，但其中以紐西蘭規範之公式較簡單。

爲了不讓 ρ_{max} 較ACI規範降低太多，致使梁斷面顯著增大，本規範參照紐西蘭規範做適度之修正。下表為各種 f_y 與 f'_c 組合時，本規範所容許之最大拉力鋼筋比。就 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ， $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 的情況而言， ρ_{max} 較ACI規範約降低 10%。

表R15.4.2.1 最大拉力鋼筋比 ρ_{max}

$\rho_{max} \backslash f'_c$	210 kgf/cm ²	280 kgf/cm ²	350 kgf/cm ²	420 kgf/cm ²
f_y				
2,800 kgf/cm ²	0.025	0.025	0.025	0.025
4,200 kgf/cm ²	0.018*	0.023	0.025	0.025

* 註： $\frac{210 + 100}{4 \times 4,200} = 0.018$ ，但 ρ_{max} 不得大於 0.025。

在彎矩降伏會發生的範圍，鋼筋不允許搭接，乃因在承受非彈性反覆載重時搭接並不可靠。任一

置的搭接處，其混凝土保護層皆有可能剝落，因此需要配置閉合箍筋。

15.4.3 橫向鋼筋

15.4.3.1 閉合箍筋應設置於構架構材之下列部位：

- (1) 受撓構材之兩端由支承構材面向跨度中央 2 倍構材深度之範圍內。
- (2) 由構架非彈性側向變位所引起撓曲降伏之斷面向兩側各 2 倍構材深度之範圍內。

15.4.3.2 第一個閉合箍筋距支承構材面不得超過 5 cm。閉合箍筋最大間距不得超過(1) $d/4$ ，(2)最小主鋼筋直徑之 8 倍，(3)閉合箍筋直徑之 24 倍，及(4)30 cm。

15.4.3.3 在需要閉合箍筋之範圍內，其外周主鋼筋須有符合 13.9.5.3 之橫箍筋提供橫向支撐。在各角隅處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋，均須以閉合箍筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐；閉合箍筋之內轉角不得大於 135° ；主鋼筋若無前述之箍筋作橫向支撐者，其與相鄰鋼筋之淨距不得大於 15 cm。主鋼筋排列成圓形時，可用完整圓形橫箍。

15.4.3.4 在不須配置閉合箍筋之範圍內仍應配置兩端具耐震彎鉤之肋筋，其間距不得大於 $d/2$ 。

15.4.3.5 受撓構材中之閉合箍筋可由一個兩端具有耐震彎鉤之 U 型肋筋及一根繫筋組成。鉤住同一主筋相鄰各繫筋之 90° 與 135° 彎鉤應交替排置。梁如僅一邊有樓版者，繫筋之 90° 彎鉤應置於樓版之一側。

解說：

配置閉合箍筋的目的在使產生塑鉸處之混凝土有良好之圍束。塑鉸處鋼筋之應變已進入非彈性，應有足夠側向支撐以防止鋼筋產生屈曲。幾種適宜之閉合箍筋形式請見圖 R15.4.3。

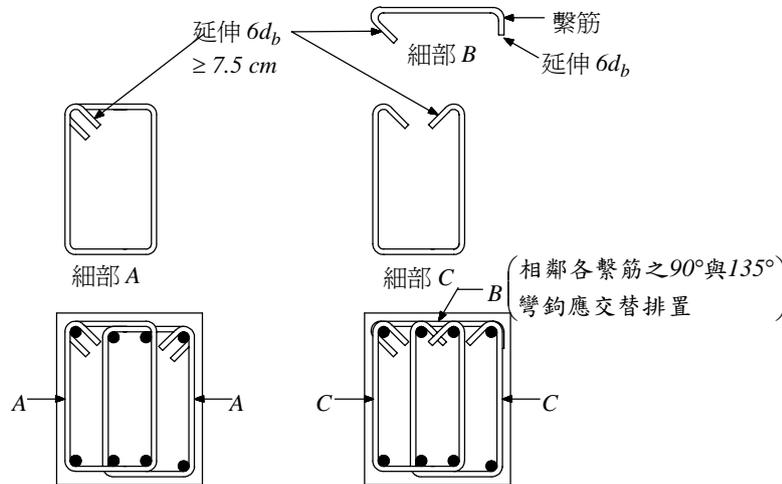


圖 R15.4.3 幾種適宜之閉合箍筋形式

15.4.4 剪力強度要求

15.4.4.1 受撓構材之設計剪力 V_e 應由構材兩端交接面之可能彎矩強度 M_{pr} 計得之剪力加上該構材由設計重力載重所產生之剪力。 M_{pr} 之方向須考慮地震反向作用之情況。計算 M_{pr} 時，拉力鋼筋之降伏應力應改用至少 1.25 倍 f_y ，並不得考慮強度折減，亦即 $\phi = 1.0$ 。

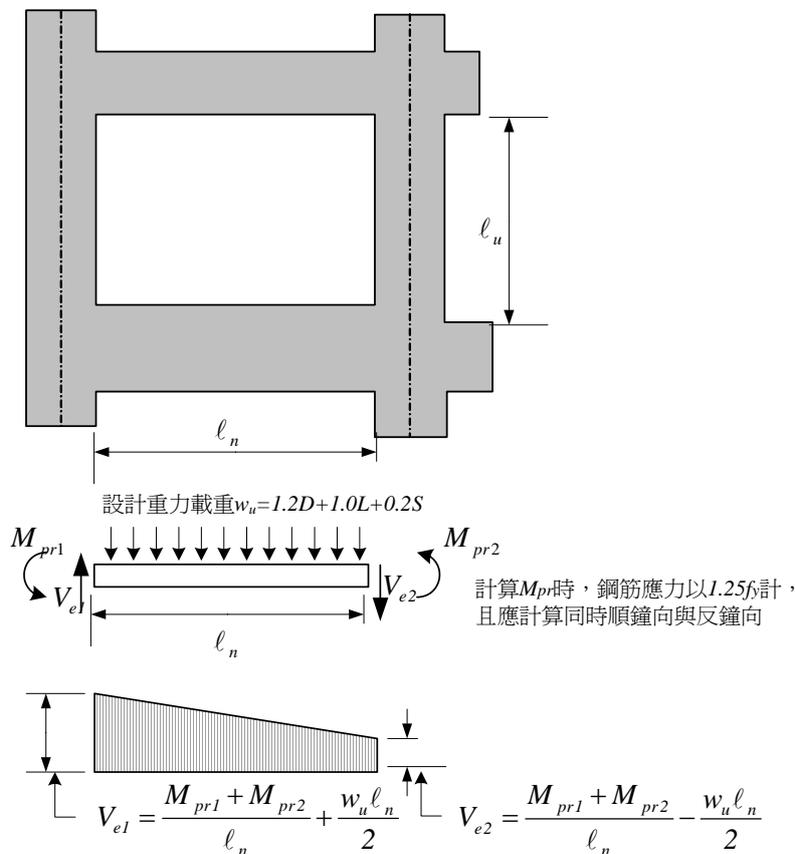
15.4.4.2 於第 15.4.3.1 節規定之範圍內，按第 15.4.4.1 節規定計算地震引致之剪力

$\frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{\ell_n}$ ，若超過設計剪力之半，且包括地震效應之設計軸壓力小於 $0.05A_g f'_c$ ，則設計其橫向鋼筋時， V_c 值應假設為零。

解說：

梁之設計剪力應採用塑鉸產生後引致之剪力，係因此剪力為最大者，可保證塑鉸產生時梁不致先產生脆性剪力破壞。梁之設計剪力計算請見圖R15.4.4。由於鋼筋實際的降伏強度大於規定降伏強度，且塑鉸一旦產生，其塑鉸轉角頗大，鋼筋可能進入應變硬化階段，因此計算彎矩強度時，鋼筋應力至少得用 $1.25f_y$ 。

實驗證明構材承受非彈性反覆變形時，為確保發生撓曲破壞，剪力筋之配置量應高於承受單向加載所需配置之剪力筋，無軸力時，其配置量須增加^[15.14,15.15]。此處不計混凝土之剪力強度只是反映剪力筋須增加，但並不意味實際混凝土不承受剪力。



圖R15.4.4 梁之設計剪力計算圖

15.5 構架內承受撓曲與軸向載重之構材

15.5.1 範圍

本節之規定適用於承受彎矩與軸力之構材，且其設計軸壓力 P_u 超過 $0.1A_g f'_c$ 。

構材之斷面應符合下列條件：

- 15.5.1.1 通過幾何形心量測，斷面之最小尺度不得小於 30 cm。
- 15.5.1.2 斷面最小尺度與其垂直尺度之比不得小於 0.4。

15.5.2 柱之最小彎矩強度

15.5.2.1 任何抵抗設計軸壓力 P_u 超過 $0.1A_g f'_c$ 之柱，其彎矩強度應符合第 15.5.2.2 或 15.5.2.3 節之規定。未符合第 15.5.2.2 節規定之柱，其側向強度與勁度在計算結構強度與勁度時應予忽略，但該柱仍應符合第 15.11 節之規定。

15.5.2.2 柱之彎矩強度應符合式(15-1)之規定。

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb} \quad (15-1)$$

式中：

$\sum M_{nc}$ = 連接於接頭各柱在接頭中心之計算彎矩強度之總和。柱彎矩強度應為所考慮方向之側力作用下由各載重組合設計軸力計算所得之最小彎矩強度。

$\sum M_{nb}$ = 連接於接頭各梁在接頭中心之計算彎矩強度之總和。該彎矩強度和之方向應與柱彎矩強度和之方向相反。作用於所考慮構架立面內梁之兩方向(順、逆鐘向)彎矩均應考慮於式(15-1)中。T 梁受負彎矩作用時，在有效翼緣寬度內之版鋼筋應計入 M_{nb} 的計算中。有效翼緣寬度之計算應依第 2.12 節規定計算。

15.5.2.3 若第 15.5.2.2 節之規定無法滿足，則支承該接頭反力之柱，應按第 15.5.4 節規定於柱之全長配置橫向鋼筋。

解說：

本小節之規定旨在降低柱產生降伏之可能性。未能滿足式(15-1)，柱子的強度與勁度不予計入，但忽略此等構材會造成不安全者，則應計入。譬如忽略此些柱之勁度，但不得降低設計總剪力，又若考慮此些構材會增加扭矩，則應將扭矩計入。

T梁受負彎矩作用時，在有效翼緣寬度內之版鋼筋會參與作用，因而增加其計算彎矩強度^[15.16]。

式(15-1)之規定可將其納入彈性設計程序中。一般梁經彈性分析設計及檢核韌性要求後，主筋配置已確定，可將其計算彎矩強度 M_{nb} 求出。將梁之計算彎矩強度和乘以 6/5，再經適當的分配，得各柱之計算彎矩強度。其後可將各種載重組合之設計軸力配合上述柱之計算彎矩強度乘以強度折減因數所得之設計彎矩，進行柱之設計，而求得柱之主筋，通常取最大主筋量為設計結果。

梁之彎矩和如何分配至柱，以往相關規範有建議以 I/ℓ 分配者，惟難以反映結構確實的行為，建議依結構彈性分析該節點上、下柱彎矩之比例分配，似較合理，惟應注意梁、柱彎矩和之平衡應在節點中心^[15.17]。

15.5.3 縱向鋼筋

15.5.3.1 縱向鋼筋面積 A_{st} 不得低於 $0.01 A_g$ ，亦不得大於 $0.06 A_g$ 。

15.5.3.2 機械式續接器須符合第 15.3.6.3 與 15.3.6.4 節之規定，銲接續接則須符合第 15.3.6.1 與 15.3.6.2 節之規定。鋼筋之搭接僅容許於構材淨長之中央 $1/2$ 內，並應考慮為拉力搭接，此外並應配置符合第 15.5.4.2 與 15.5.4.3 節之橫向鋼筋。

解說：

柱最小鋼筋量之規定在減少長期潛變變形，並使彎矩強度超出開裂彎矩。上限之規定在避免主筋太密妨礙施工，並避免柱引致過高之剪力。此外對低層建物而言，也考慮到樓版系統將力傳至柱之因素。

柱端因彎矩大，混凝土保護層可能剝落，因彎矩分佈具不確定性，配置圍束箍筋可圍束搭接處，增加其抵抗反覆應力的能力^[15.18]。

15.5.4 橫向鋼筋

15.5.4.1 橫向鋼筋應按下列規定配置，惟不得小於第 15.5.5 節規定之橫向鋼筋量。

(1) 螺箍或圓形閉合箍筋之體積比 ρ_s 不得小於式(15-2)之值，亦不得小於式(3-8)之值。

$$\rho_s = 0.12 f'_c / f_{yt} \quad (15-2)$$

(2) 矩形閉合箍筋及繫筋之總斷面積 A_{sh} 不得小於式(15-3)及式(15-4)之值。

$$A_{sh} = 0.3 s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (15-3)$$

$$A_{sh} = 0.09 s b_c \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (15-4)$$

(3) 橫向鋼筋可採用單個或重疊閉合箍筋。與閉合箍筋相同大小與間距之繫筋應可使用。繫筋之兩端均須圍繞於縱向鋼筋，並間隔換端。

(4) 構材核心之設計強度若能滿足包含地震效應之載重組合，則可不必符合式(15-3)及式(3-8)之規定。

(5) 若圍束橫向鋼筋外之混凝土厚度超過 10 cm，必須配置第二道橫向鋼筋，其間距不得超過 30 cm。第二道橫向鋼筋外之混凝土厚度不得超過 10 cm。

15.5.4.2 橫向鋼筋之間距不得超過：

(1) 構材斷面最小尺度之 1/4。

(2) 6 倍主筋直徑。

(3) (式 15-5) 定義之 s_0

$$s_0 = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \quad (15-5)$$

s_0 之值不得超過 15 cm。

15.5.4.3 在構材橫斷面上，繫筋或閉合箍筋相鄰各肢之中心距 h_x 不得超過 35 cm。

15.5.4.4 距接頭面 ℓ_o 之範圍內及在剛架非彈性側向位移時可能發生撓曲降伏之任何斷面兩側各 ℓ_o 之範圍內，其橫向鋼筋應按第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節之規定配置。 ℓ_o 之長度不得小於：

(1) 在接頭面處之構材深度或任何可能發生撓曲降伏斷面處之構材深度。

(2) 構材淨長之 1/6，及

(3) 45 cm。

15.5.4.5 剛勁構材(如牆)中斷轉由其下之柱支承時，若柱含地震效應之設計軸壓力超過 $0.1A_g f'_c$ ，則應按第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節之規定於柱全長配置橫向鋼筋，其配置須隨柱主筋向上延伸進入剛勁構材，延伸範圍至少為柱中最大縱向鋼筋按第 15.6.4 節規定之伸展長度 ℓ_d 。

若柱之下端終止於牆上，則第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節規定之橫向鋼筋，其配置須隨柱主筋向下延伸進入牆內，延伸範圍至少為該終止處柱中最大縱向鋼筋按第 15.6.4 節規定之伸展長度 ℓ_d 。

若柱之下端終止於基腳版或筏基版上，則第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節規定之橫向鋼筋，其配置須隨柱主筋延伸進入基腳版或筏基版內，延伸範圍至少為 30 cm。

15.5.4.6 在柱全長中未按第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節規定配置橫向鋼筋之部份，則應採用螺箍

或閉合箍筋，其中心距 s 不得超過柱主筋直徑之 6 倍及 15 cm。

解說：

本小節規定之目的在圍束混凝土並提供主筋之側向支撐。式(3-8)旨在使受軸壓之螺箍柱，當保護層剝落後，柱之極限軸力強度不會降低^[15.19,15.20]。地震時柱除有軸力外，亦具有彎矩，且係反覆載重，但仍沿用此規定。對大柱而言，式(15-2)大約在 A_g 小於 $1.25A_{ch}$ 時會控制，此式係使圍束之混凝土具有較佳之極限應變，因此有良好之軸向與撓曲韌性。採用多螺箍筋時，個別螺箍之體積比 ρ_s 皆不得小於式(15-2)規定之螺箍筋使用量。矩形柱圍束箍筋之效應不及螺箍柱，因此採用較高體積比之箍筋。經研究橫向鋼筋可採用單個或重疊閉合箍筋。

式(3-8)及式(15-3)旨在提高圍束混凝土之極限抗壓強度，因此若柱核心設計強度已達所需強度，此二式可不必滿足，但式(15-2)及式(15-4)仍需滿足。圖R15.5.4提供柱圍束箍筋配置之例子。

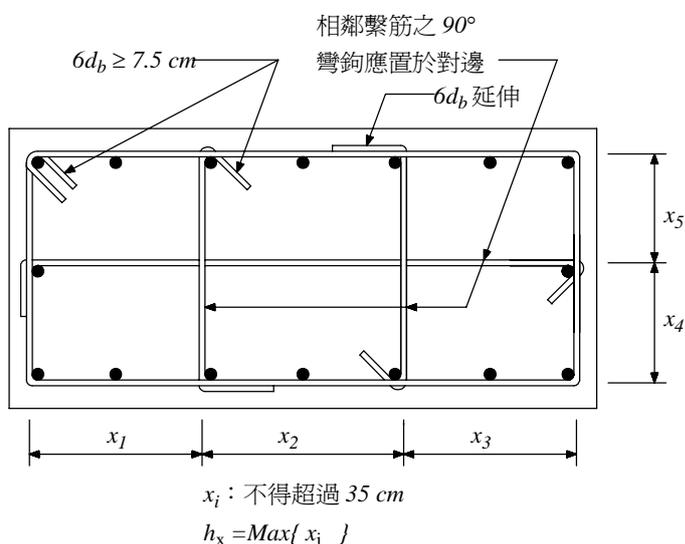
地震作用下，保護層可能剝落，剝落太多時其損失的強度可能無法由核心混凝土增加的強度補足回來。此外，剝落量過多，可能危及其下居民或行人之安全。

第15.5.4.2與15.5.4.3節係矩形橫向箍筋配置互有關係的規定，一般而言橫向鋼筋間距不超過構材斷面最小尺度之 $1/4$ ，混凝土就會受足夠的圍束作用。間距不超過6倍主筋直徑係避免混凝土剝落後引起主筋挫屈曲。由式(15-5)可知 h_x 不超過20cm時，可放寬橫向鋼筋之間距至15cm。

第15.5.4.4節提供在降伏發生處配置橫向鋼筋的範圍是最低的規定。研究顯示如建物第一層柱底，其軸力與彎矩需求特別高，橫向鋼筋配置的範圍應增加50%以上^[15.21]。

由動力分析及現場觀測顯示，柱子支承不連續之剛勁構材如牆或桁架，會產生顯著之非彈性變形，因此柱之全長須配置圍束箍筋。

根據震後災損調查，柱中央部份未圍束區域的損壞亦頗嚴重，第15.5.4.6節的規定旨在保證沿柱身方向具有較一致的韌性。



圖R15.5.4 柱圍束箍筋配置例

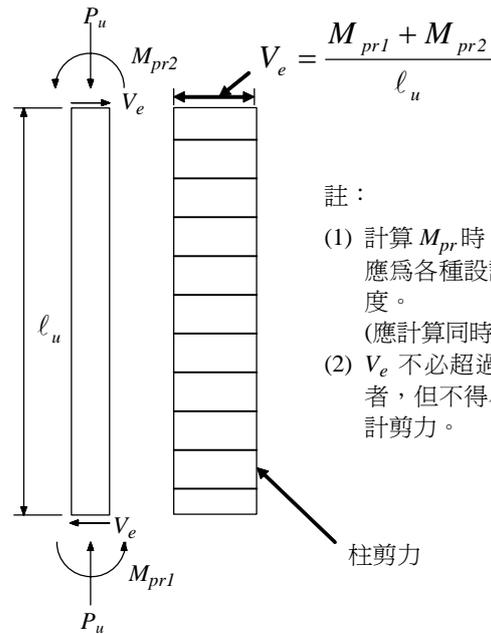
15.5.5 剪力強度要求

15.5.5.1 設計剪力 V_e 應考慮構材兩端接頭面各種作用力所能產生之最大剪力。計算地震引致之剪力時，這些接頭面作用力應考慮作用於接頭面上各種設計軸力範圍內之最大可能彎矩強度 M_{pr} 。地震引致之剪力無須超過依梁柱接頭處各梁之可能彎矩強度

M_{pr} 所計得之剪力。計算柱或梁之 M_{pr} 時，拉力鋼筋之降伏應力應改用至少 1.25 倍 f_y ，並不得考慮強度折減，亦即 $\phi=1.0$ 。 V_e 不得小於由結構分析結果所計得之設計剪力。

15.5.5.2 於第 15.5.4.4 節規定之 ℓ_o 範圍內，按第 15.5.5.1 節規定計算地震引致之剪力若超過設計剪力之半，且包括地震效應之設計軸壓力小於 $0.05A_g f'_c$ ，則設計其橫向鋼筋時， V_c 值應假設為零。

解說：



圖R15.5.5 柱之設計剪力計算圖

由於強柱弱梁的考慮，塑鉸先會在梁端產生，梁柱接頭兩面的梁當產生正與負塑性彎矩時，該接頭上方之柱斷面與下方之柱斷面所對應之彎矩可按結構物承受地震力時該二斷面彎矩乘以梁之塑性彎矩和對彈性彎矩和的放大倍率。柱上、下端之彎矩 M_{pr1} 與 M_{pr2} 皆以此法求得，惟計算梁之塑性彎矩時，拉力鋼筋應力應以 $1.25f_y$ 計，則設計剪力 $V_e = (M_{pr1} + M_{pr2}) / \ell_u$ ，其中 ℓ_u 為柱之淨高。詳細計算參見圖R15.5.5。

15.6 構架之接頭

15.6.1 一般要求

- 15.6.1.1 接頭面上梁撓曲拉力鋼筋之應力，應假設為 $1.25f_y$ 。
- 15.6.1.2 接頭之設計強度應按第 2.3 節強度折減因數之規定計算之。
- 15.6.1.3 梁縱向鋼筋終止於柱內時，應延伸至柱圍束核心區之另一面，其拉力筋之錨定應按第 15.6.4 節之規定，壓力筋之錨定應按第五章之規定。
- 15.6.1.4 當梁主筋貫穿梁柱接頭時，若使用常重混凝土，則平行於梁主筋方向之柱尺寸不得小於最大梁主筋直徑之 20 倍，若使用輕質混凝土，則上述之柱尺寸不得小於最大梁主筋直徑之 26 倍。

解說：

梁柱接頭面之塑鉸若產生大的塑性轉角，則受拉鋼筋之應變必遠超過降伏應變，因此接頭剪力之計算應以 $1.25f_y$ 之鋼筋應力計算之。

許多研究指出^[15.22~15.26]，在承受反覆彎矩作用下，梁柱接頭內直的梁主筋可能滑移，其握裹應力可能很大。為顯著降低梁塑鉸旁梁柱接頭內主筋之滑移，柱尺寸須達梁主筋直徑的32倍，如此將使接頭過大。檢視試驗資料後，規範取平行於梁主筋方向之柱尺寸不得小於最大梁主筋直徑之20倍，若使用輕質混凝土，則為26倍。因缺乏試驗資料，因此輕質混凝土所需柱尺寸之修正，係採第五章受拉伸展長度修正因數1.3。如欲對此問題詳予探討，請見文獻^[15.27]。

15.6.2 橫向鋼筋

- 15.6.2.1 除非接頭所受之構材圍束符合第 15.6.2.2 節之規定，接頭內應按第 15.5.4 節之規定配置橫向閉合箍筋。
- 15.6.2.2 接頭四面皆有構材構入，且每一構材寬度最少為柱寬度之 3/4，則柱在接頭處最淺構材之深度範圍內，可配置較少之橫向鋼筋，惟其量至少應為第 15.5.4.1 節規定量之半。上述之深度範圍內，第 15.5.4.2 節規定之間距得增至 15 cm。
- 15.6.2.3 梁鋼筋在接頭處未通過柱核心，且未受橫向構入梁之圍束，則在梁柱接頭處應按第 15.5.4 節之規定配置梁之橫向鋼筋以提供柱核心外梁鋼筋之圍束。

解說：

接頭四面皆有構材圍束時，箍筋量可減半，且間距可增大乃根據一些實驗結果歸納而得^[15.28~15.31]。當梁寬大於柱寬之情況，梁之主筋未受柱筋圍束者需另由圍束箍筋或另一向梁提供側向支撐。

15.6.3 剪力計算強度

- 15.6.3.1 常重混凝土構材接頭之剪力計算強度不得大於下列規定：

接頭四面皆受圍束	$5.3\sqrt{f'_c} A_j$
三面或一雙對面受圍束	$3.9\sqrt{f'_c} A_j$
其他	$3.2\sqrt{f'_c} A_j$

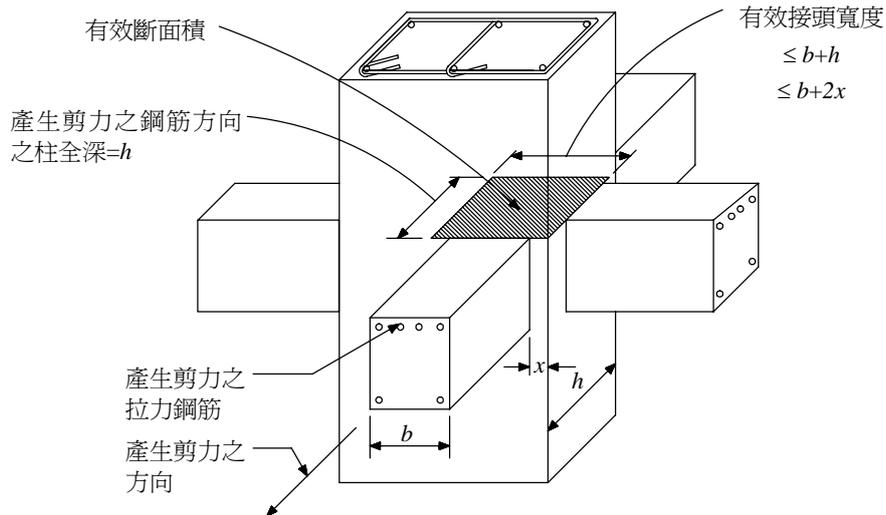
若構材構入接頭之一面，其覆蓋接頭面積不小於 3/4 者則該接頭面視為已受圍束作用。

A_j 為接頭之有效斷面積，為接頭沿剪力方向之柱全深乘以接頭有效寬度。接頭有效寬度一般為接頭寬度，但柱寬大於梁寬時，其值不得超過下列兩者之小值：(1) 梁寬加沿剪力方向之柱全深；(2) 梁中心線至兩柱邊取小值的兩倍。

- 15.6.3.2 輕質混凝土構材接頭之剪力計算強度不得超過第 15.6.3.1 節規定值之 3/4。

解說：

由於實驗顯示梁柱接頭之剪力強度對箍筋量不敏感^[15.10,15.11,15.22,15.32]，故配置第15.6.2節規定之箍筋即可具本節所述之剪力計算強度。 A_j 為接頭之有效斷面積，其計算如圖R15.6.3所示， A_j 之深度為產生剪力方向之柱全深，其寬度為 $(b+h)$ 或 $(b+2x)$ 之較小值，其中 b 為梁寬， h 為剪力方向之柱全深， x 為梁邊至柱邊距離之較小值。



圖R15.6.3 接頭之有效斷面積

15.6.4 受拉鋼筋之伸展長度

15.6.4.1 $D10$ 至 $D36$ 之 90° 標準彎鉤鋼筋，其伸展長度 l_{dh} 之規定如下：

(1) 常重混凝土： l_{dh} 不得小於 $8d_b$ 、 15 cm 及式(15-6)之規定。

$$l_{dh} = 0.06 f_y d_b / \sqrt{f'_c} \quad (15-6)$$

(2) 輕質混凝土： l_{dh} 為(1)之 1.25 倍。

受拉鋼筋之 90° 彎鉤應置於柱或邊界構材之圍束核心中。

15.6.4.2 $D10$ 至 $D36$ 之直鋼筋，其伸展長度 l_d 之規定如下：

(1) 在鋼筋底下混凝土一次澆置之深度超過 30 cm ： l_d 不得小於第 15.6.4.1 節所規定長度之 3.25 倍。

(2) 在鋼筋底下混凝土一次澆置之深度不超過 30 cm ： l_d 不得小於第 15.6.4.1 節所規定長度之 2.5 倍。

15.6.4.3 直鋼筋終止於接頭者，應按第 15.6.1.3 節之規定貫穿柱或邊界構材之圍束核心。不在圍束核心內之任何部份，其直線埋置長度應增長為 1.6 倍。

15.6.4.4 若採用環氧樹脂塗布鋼筋，則第 15.6.4.1 至 15.6.4.3 節所規定之伸展長度須乘上第 5.6.3 或 5.3.3 節所規定之修正因數。

解說：

式(15-6)之伸展長度，係由基本伸展長度 $(0.075 f_y d_b / \sqrt{f'_c})$ 乘以保護層修正係數 0.7 及箍筋修正係數 0.8 而得。惟因計及反覆載重效應，伸展長度稍有增長。

直鋼筋非全部錨定於圍束柱心者，其所需錨定長度 l_{dm} 依下式計算：

$$l_{dm} = 1.6(l_d - l_{dc}) + l_{dc}$$

其中 l_d 為直鋼筋錨定於柱心所需長度， l_{dc} 為錨定於柱心部份之長度。

15.7 預鑄抗彎矩構架

15.7.1 具有韌性接合之預鑄抗彎矩構架，須滿足下列規定，以及本章現場澆置抗彎矩構架之所有規定：

(1) 接合部之剪力計算強度 V_n ，應依第 4.8.4 節規定計算，且需大於或等於 $2V_e$ ，此處 V_e 應按第 15.4.4.1 或 15.5.5.1 節規定計算。

(2) 梁主筋之機械式續接應離接頭面 $h/2$ 或以上，且應符合第 15.3.6 節之規定。

15.7.2 具有強接合的預鑄抗彎矩構架，除應滿足本章現場澆置抗彎矩構架之所有規定外，尚須滿足下列規定：

(1) 在設計位移下，發生彎矩降伏點間的距離須符合 15.4.1.2 節之規定。

(2) 強接合之設計強度 ϕS_n 不得小於 S_e 。

(3) 主要縱向鋼筋應連續跨過接合部且延伸至塑鉸區及強結合區範圍外錨定。

(4) 柱對柱的接合，其設計強度 ϕS_n 不得小於 $1.4S_e$ 。柱的接合處，設計彎矩強度 ϕM_n 應不低於該層柱之最大可能彎矩強度 M_{pr} 的 0.4 倍。接合部之設計剪力強度 ϕV_n 不得低於第 15.5.5.1 節所規定之 V_e 。

解說：

15.7.1 與 15.7.2 節之細部規定，旨在使預鑄構架在設計位移下之反應與一體澆置之韌性抗彎矩構架相同。

預鑄構架系統具韌性接合者，乃預期在接合處產生彎矩降伏。接合處鋼筋可採第二類機械式續接或其他技術使其抗拉或抗壓強度至少達鋼筋之規定拉力強度^[15.32-15.35]。15.7.1(2) 之規定，旨在避免續接器附近之應變集中能稍為離開接頭面。15.7.1(1) 之剪力強度規定，旨在防止接合面產生滑移。韌性接合實施例請參考圖 R15.7.1。

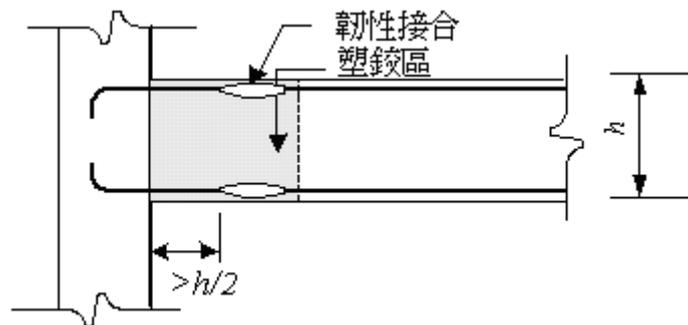
預鑄構架系統具強接合者，係預期彎矩降伏不在接合處發生。強接合續接器置放位置見圖 R15.7.2。容量設計觀念見 15.7.2(2)，可保證強接合在塑鉸發生時保持彈性。15.7.2(4) 的規定則在避免柱與柱接合處產生塑鉸及強度衰減。

預鑄梁柱接合使用續接器，因應變集中以致引起鋼筋脆性破壞，已在實驗室觀察到^[15.36]。設計者應謹慎選擇強接頭的位置或其他的考量，譬如在鋼筋高應力區使其與混凝土不黏裹，以避免鋼筋因應變集中而破壞。

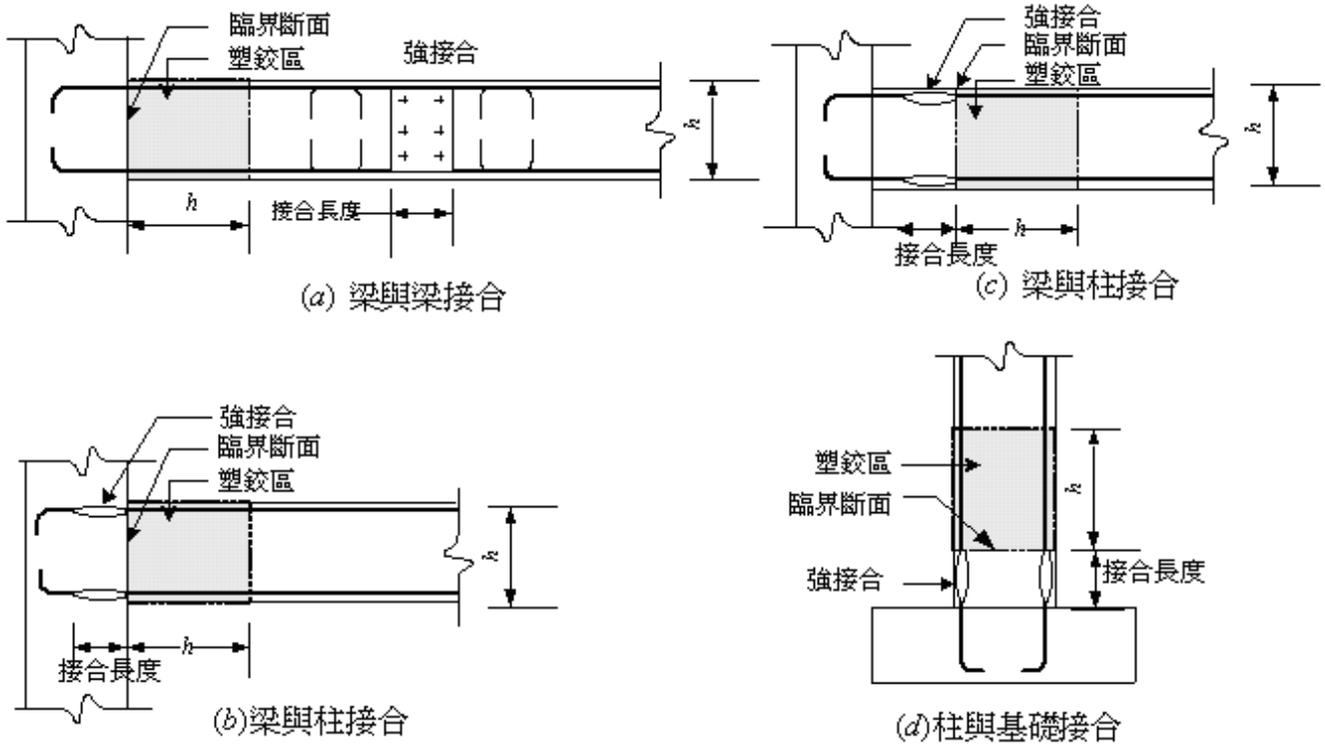
不符合本節規定的預鑄構架系統，常在試驗中具有較好的耐震行為^[15.37,15.38]，如經試驗證明其耐震性符合要求，也可考慮使用。ACI T1.1 提出一份草案，就設計程序之建立、解析與試驗驗證有所規定。此規定有兩大重點如下：

(1) 試體的細部與材料應能代表真實結構的情況。

(2) 決定試體尺寸的設計程序應確定構架抵抗垂直載重與地震效應的消能機制，且應建立容許值以維持此消能機制。消能機制如有部份偏離規範規定，應包括於試體中且應由試驗決定出容許值的上限。



圖R15.7.1 韌性接合例



圖R15.7.2 強接合例

15.8 結構牆與連接梁

15.8.1 範圍

本節之規定適用於做為地震力抵抗系統之牆與連接梁。

解說：

本節包括結構牆及連接梁尺寸與細部要求。

15.8.2 鋼筋

15.8.2.1 結構牆沿縱軸與橫軸方向之鋼筋比 ρ_l 與 ρ_t 均不得小於 0.0025，惟其設計剪力未超過 $(0.265\sqrt{f'_c})A_{cv}$ 時，則牆之最小鋼筋比得採用第 7.4 節之規定。每一方向之鋼筋間距均不得大於 45cm。剪力筋之配置應連續並分佈於整個剪力面上。

15.8.2.2 若牆之設計剪力超過 $(0.53\sqrt{f'_c})A_{cv}$ ，則牆須採用至少兩層鋼筋網。

15.8.2.3 結構牆中所有鋼筋，其錨定或續接應符合第五章受拉鋼筋之規定。此外，再參照下列規定：

- (1) 適用第 5.11.3 節之規定時，結構牆之有效深度可取為 $0.8l_w$ 。
- (2) 第 5.12、5.13 及 5.14 節之規定可以不須滿足。
- (3) 因側向位移使縱向鋼筋可能降伏處，其伸展長度須以受拉至 f_y 計得之值再乘以 1.25 倍。
- (4) 有關鋼筋使用續接器或銲接續接，須符合 15.3.6 節之規定。

解說：

剪力筋均佈於受剪面上係為控制斜裂縫之寬度。剪力較大時，鋼筋須配置兩層或兩層以上，係因單層鋼筋施工時很難配置在正中，此外兩層鋼筋會較接近表面，當地震產生嚴重裂縫時亦較不易使混凝土變成碎塊。

由於高勁度構材縱向筋的真正應力可能超過計算值，因此要求所有鋼筋應能充分發展其強度。

15.8.3 設計剪力

設計剪力 V_u 應由含側力之各種載重分析所得剪力，按第 2.4 節載重因數及載重組合之規定計算之。

解說：

結構牆之設計剪力應由含側向力之各種載重分析所得剪力按規範載重因數及載重組合之規定計算之。惟設計者應注意這些構材產生降伏的可能性。就像上下二開孔間之結構牆塊，其實際剪力可能會超過側向力之各種載重分析所得剪力，按載重組合規定計算所得之設計剪力。

15.8.4 剪力計算強度

15.8.4.1 結構牆之剪力計算強度 V_n 不得大於式(15-7)之值。

$$V_n = (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) A_{cv} \quad (15-7)$$

式中 α_c 係數如下表所示：

$\frac{h_w}{l_w}$	α_c
≤ 1.5	0.80
1.5~2.0	$0.53(3.0 - \frac{h_w}{l_w})$
≥ 2.0	0.53

15.8.4.2 第 15.8.4.1 節中用以決定牆段 V_n 所用之 $\frac{h_w}{l_w}$ ，應取全牆及所考慮牆段比之較大者。

15.8.4.3 牆應於其平面上之二垂直方向均勻配置剪力鋼筋，若 $\frac{h_w}{l_w}$ 之比不超過 2 倍，則鋼筋比 ρ_t 不得小於 ρ_t 。

15.8.4.4 分擔同一側向力之各牆墩，其總剪力計算強度不得超過 $(2.12 \sqrt{f'_c}) A_{cv}$ ，其中 A_{cv} 為總斷面積；而任一個別牆墩之剪力計算強度不得超過 $(2.65 \sqrt{f'_c}) A_{cw}$ ， A_{cw} 為所考慮牆墩之斷面積。

15.8.4.5 上下開孔間水平牆段及連接梁之剪力計算強度不得超過 $(2.65 \sqrt{f'_c}) A_{cw}$ ， A_{cw} 為所考慮水平牆段或連接梁之斷面積。

解說：

式(15-7)意指結構牆之剪力除以彎矩的比值高時，其剪力計算強度也較高^[15.10,15.31,15.39]。剪力計算強度之計算，抵抗剪力的面積以淨斷面積為準。無開孔之矩形結構牆， A_{cv} 為全斷面積而非寬度與有效深度之乘積。式(15-7)中， A_{cv} 之定義方式對配置有均佈鋼筋及對有開孔之結構牆，在計算上較為方便。

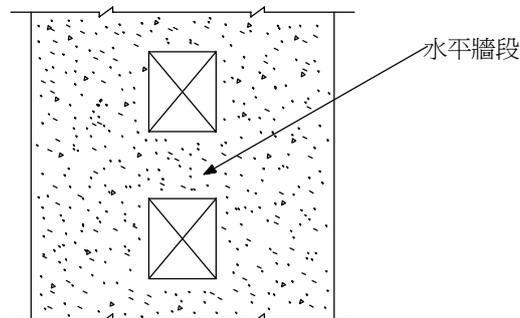
牆段係指牆中開孔間或開孔與牆緣間圍成的部份牆體，傳統上來說，開孔間的垂直牆段，稱為結構牆墩。

h_w/ℓ_w 比值可按結構牆之整體尺寸來計算，或用二個開孔間或開孔與牆緣間之結構牆段之尺寸來計算，惟應取較大的比值。第15.8.4.2節的用意係為確保任何牆段剪力計算強度不得大於整體牆斷面剪力計算強度。若牆段之 h_w/ℓ_w 比值大於整體牆之 h_w/ℓ_w 比值時，其單位剪力計算強度須依據該牆段之 h_w/ℓ_w 比值計算之。

為限制斜裂縫之發展，應在牆之長及高二方向均適當配置剪力筋 ρ_t 與 ρ_ℓ 。抵抗彎矩所需之邊構材鋼筋未含於 ρ_t 與 ρ_ℓ 的計算中。實務上結構牆之剪力鋼筋應以小間距均勻分佈。

同一高程之設計剪力由各牆或各牆墩分擔，在總有效斷面積上之平均單位剪力計算強度不得大於 $2.12\sqrt{f'_c}$ ，且任一個別牆墩之單位剪力計算強度不得大於 $2.65\sqrt{f'_c}$ 。由於分擔同一側向力之各牆墩間剪力在分配的能力有限，因此規定單一結構牆墩之單位剪力計算強度僅稍高於整個斷面之平均單位剪力計算強度。

第15.8.4.5節所稱之水平牆段，係兩個垂直方向對齊的開口間的牆段，如圖R15.8.4.5所示，好像轉了 90° 的牆墩。當開孔上下對齊，且延伸結構牆全長時，水平牆段亦可稱為連接梁。



圖R15.8.4.5 具上下開孔之水平牆段

15.8.5 撓曲與軸力之設計

15.8.5.1 承受撓曲與軸力之結構牆與其中一部份，其設計應按第 3.3 與 3.4 節之規定，但第 3.4.6 與 3.3.1 節的規定可不適用。混凝土與有效翼緣、邊界構材及腹版的縱向筋均可視為有效筋。開孔的效應也要加以考慮。

解說：

結構牆與其牆段的強度，一般照柱的方式計算，強度應計及軸力與側向力之效應。邊界構材內的集中鋼筋、翼緣與腹版的分佈鋼筋應依應變一致性考慮在強度的計算中。結構牆的基礎應設計使能發展邊界構材與腹版之應力。牆有開孔時應計及其對撓曲及剪力強度的影響。此外，開孔附近力的傳遞路徑應予確保。容量設計概念與壓拉桿模式可能對處理此問題有幫助^[15.40]。

15.8.5.2 除非進行更詳細的分析，具翼緣斷面的有效翼緣寬度由腹版邊緣算起不得超過結

構牆全高的 25%，亦不得超過至相鄰牆腹版之半。

解說：

L、T、C或其他形狀的牆斷面，翼版對牆行爲之影響應考慮適當的翼版寬度。試驗顯示變形增加，有效翼版寬度隨之增大，且翼版受壓或拉，其有效翼版寬度亦不同。翼版受壓時，其有效寬度對結構牆之強度與變形能力影響較少，因此爲簡單計，以受拉有效翼版寬度爲準^[15.41]。

15.8.6 結構牆之邊界構材

15.8.6.1 結構牆之邊緣是否須配置邊界構材，應依第 15.8.6.2 節或第 15.8.6.3 節評估。此外，也要符合第 15.8.6.4 節與第 15.8.6.5 節之規定。

15.8.6.2 邊界構材應具有符合第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節規定之橫向鋼筋。本節適用於由底至頂連續之結構牆或牆墩，其受軸力與彎矩作用時，僅有單一臨界斷面。不符合此些條件之結構牆應根據第 15.8.6.3 節的規定設計之。

符合如下條件之受壓區應配置邊界構材：

$$(1) \quad c \geq \frac{\ell_w}{600(\delta_u/h_w)} \quad (15-8)$$

式中 δ_u/h_w 之值不得小於 0.007。

(2) 依據第 15.8.6.2 節(1)項，須配置邊界構材者，特殊橫向鋼筋應從臨界斷面垂直延伸一段距離，其值不得小於 ℓ_w 或 $M_u/4V_u$ 。

15.8.6.3 未按第 15.8.6.2 節設計之結構牆，如牆之邊緣或開孔周邊，在含地震效應的設計力作用下，其產生之最大混凝土壓應力超過 $0.2f'_c$ ，則須配置邊界構材。邊界構材可在混凝土壓應力小於 $0.15f'_c$ 之斷面處終止。應力須根據設計力以線彈性模式及構材全斷面性質計算之。

15.8.6.4 根據第 15.8.6.2 節或第 15.8.6.3 節須配置邊界構材時，以下(1)至(6)之規定必需滿足：

(1) 邊界構材需從最大壓應力處水平延伸一段距離，其值不得小於 $c-0.1\ell_w$ 及 $c/2$ ，此處 c 為在設計軸力及與 δ_u 一致之計算彎矩強度下最大之中性軸深度。

(2) 具翼緣之結構牆斷面，邊界構材應包括受壓有效翼緣寬度，且應延伸入腹版至少 30cm。

(3) 邊界構材配置之橫向鋼筋應符合第 15.5.4.1 節至第 15.5.4.3 節之要求，但式(15-3)可以不必滿足。

(4) 結構牆底邊界構材之橫向鋼筋，應往下延伸入支承至少等於邊界構材最大主筋之伸展長度。如邊界構材下為基腳或筏基，邊界構材之橫向鋼筋應至少延伸進入 30cm。

(5) 結構牆腹版之水平鋼筋應錨定於邊界構材核心內，使能發展出規定降伏應力 f_y 。

(6) 邊界構材內主筋之機械式續接與銲接應符合第 15.3.6 節之規定。

15.8.6.5 根據第 15.8.6.2 節或第 15.8.6.3 節不必配置邊界構材之結構牆，應符合下列兩點規定：

(1) 如結構牆邊界配置的主筋鋼筋比超過 $28/f_y$ ，仍須配置符合第 15.5.4.1(3)、15.5.4.3 及 15.8.6.4(1)節的橫向鋼筋，橫向鋼筋之間距不得超過 20cm。

(2) 除非牆平面內之 V_u 小於 $(0.265\sqrt{f'_c})A_{cv}$ ，否則水平鋼筋終止於無邊界構材之結構牆邊緣時應以標準彎鉤鉤住邊緣鋼筋，或以 U 型肋筋圍束邊緣鋼筋。U 型肋筋

應與橫向鋼筋同直徑、同間距，並續接於水平鋼筋。

15.8.6.6 邊界構材縱向鋼筋之銲接與機械式續接應符合第 15.3.6 節之規定。

解說：

本規範提供兩種方法來評估結構牆是否須配置邊界構材，第15.8.6.2節適用於以位移設計法來設計結構牆，是否設置邊界構材與預期的牆頂水平位移 δ_u 有關。第15.8.6.3節的規定則與以往的規定相同，因就是否須設置邊界構材而言，此方法比較保守，故保留之。第15.8.6.4節與第15.8.6.5節則適用於不論用以上任一種方法所設計之結構牆。

第15.8.6.2節係基於假設結構體之非彈性反應，係受單一彎矩降伏斷面所主導。結構體之斷面設計與配筋應使其臨界斷面發生在預期的位置。

式(15-8)係由位移設計法推導而來^[15.33,15.34]，此方法假設當結構牆水平變位至設計位移時，如牆體邊緣之混凝土壓應變超過某臨界值時，就須設置邊界構材，並以橫向鋼筋圍束之。邊界構材之深度，至少應涵蓋混凝土壓應變超過臨界值的範圍。至於邊界構材配置的高度則依塑鉸長度的上限，在此範圍內混凝土保護層是可能剝落的。 δ_u / h_w 取下限值0.007，乃針對勁度高的建築物要求結構牆具有中度變形的能力。

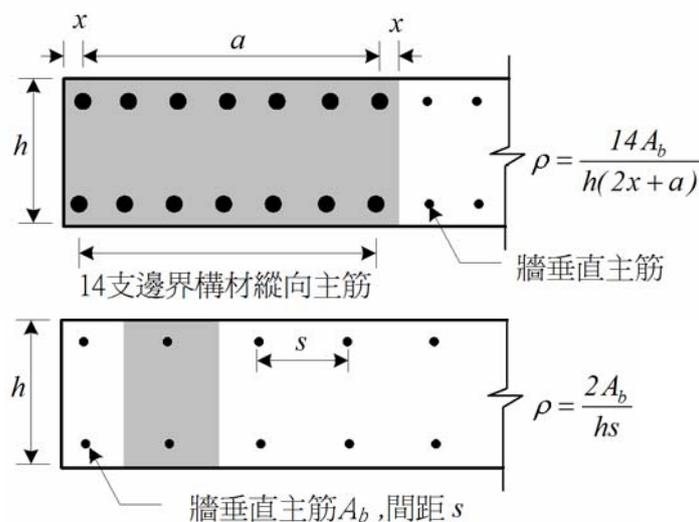
式(15-8)的中性軸深度 c 係根據應變與距中性軸的距離成正比來推求的，考慮某方向位移達 δ_u 而斷面達計算彎矩強度來計算。軸力則取與變位 δ_u 一致的載重組合所得之設計軸力。

第15.8.6.4節(1)中 $c/2$ 之規定，係為提供邊界構材最小深度。翼版混凝土壓應力很大時，翼版與腹版交接面的應力亦很大，混凝土可能會壓碎，因此橫向圍束鋼筋最好能延伸入腹版。

須配置邊界構材結構牆，由於水平鋼筋的作用係當做腹版剪力筋，因此應妥為錨定於作用為翼版的邊界構材內。當邊界構材內之混凝土產生大量橫向裂縫，採用直筋其錨定作用不易達成，因此建議配置90度標準彎鉤或機械式錨定。

縱然經評估後不必配置邊界構材，但在反覆應力作用下，靠近邊緣的主筋卻有屈曲的顧慮。結構牆附近配置中等數量的主筋時，宜加橫向鋼筋防止其屈曲。計算縱向主筋比時，可參考圖 R15.8.6.5。因牆的變位需求較小的緣故，橫向鋼筋的間距可取較第15.8.6.4(3)放鬆的規定。

為使水平鋼筋有效抵抗剪力，在其端部配置標準彎鉤或U型肋筋，以提供足夠的錨定，此舉亦有助於邊緣主筋避免屈曲。若結構牆平面內剪力夠低時，上述水平鋼筋的錨定就無必要。



圖R 15.8.6.5 結構牆鋼筋比之計算

15.8.7 連接梁

15.8.7.1 結構牆間之連接梁，如其 $\ell_n/h \geq 4$ ，應滿足第 15.4 節之要求。如能分析證明其具有足夠側向穩定性，第 15.4.1.3 節之規定可不受限制。

15.8.7.2 連接梁如其 $\ell_n/h < 4$ ，准許配置對跨度中點對稱之兩組對角向鋼筋，用以承擔剪力。

15.8.7.3 連接梁如其 $\ell_n/h < 2$ ，且設計剪力 V_u 超過 $1.06\sqrt{f'_c}A_{cw}$ ，應配置對跨度中點對稱之兩組對角向鋼筋，除非能證明連接梁勁度、強度喪失後並不會對結構承載垂直力造成危害，或妨礙逃生，或影響非結構構材及其與結構體接頭之完整性。

15.8.7.4 連接梁配置對跨度中點對稱之兩組對角向鋼筋，應滿足下列條件：

(1) 任一組對角向鋼筋至少應具有四根鋼筋，其由橫向鋼筋外緣算起之寬度不得少於 $b_w/2$ ，而橫向鋼筋外緣算起之深度不得少於 $b_w/5$ 。

(2) 計算剪力強度依下式計算：

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin\alpha \leq 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (15-9)$$

(3) 任一組對角向鋼筋，應配置滿足第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節之橫向鋼筋。為計算 A_g ，假設其外具有符合規範要求的最小保護層厚度。

(4) 對角向鋼筋入結構牆之深度，應以受拉鋼筋伸展長度計算之。

(5) 對角向鋼筋應考慮其對連接梁彎矩強度之貢獻。

(6) 平行連接梁縱向與橫向，應至少配置滿足第 4.9.4 節與第 4.9.5 節之鋼筋。

解說：

結構牆間的連接梁能提供勁度與消能，在許多幾何條件限制下，連接梁常形成深梁。深梁可能係剪力控制，在地震中易造成強度與勁度的衰減。試驗結果顯示配置圍束對角向鋼筋組提供深連接梁足夠抵抗能力^[15.35,15.36]。試驗顯示對角向鋼筋組須具有大的傾斜角度時才會發揮效用，因此限制 $\ell_n/h < 4$ 時才可配置對角向鋼筋組。

每一個對角向鋼筋組由縱向筋與橫向鋼筋形成鋼筋籠，如圖R15.8.7所示，此鋼筋籠至少包括四根主筋。要求鋼筋籠與核心的邊長乃使其在受力降伏後仍具有足夠的韌性與穩定性。此些尺寸最小要求可能控制結構牆之厚度。

當連接梁並不計為側向力抵抗系統時，對角向鋼筋的要求就可不用遵守。此種非預力連接梁准許配置於某些位置，如果這些連接梁破壞並不會危害結構承擔垂直載重的能力或妨礙逃生或影響非結構構材及其與結構體接合部的完整性。

試驗證實按第15.8.7節配置的連接當剪力超過 $2.65\sqrt{f'_c}b_w d$ 仍具有優良的韌性，故取 $2.65\sqrt{f'_c}b_w d$ 為可接受的上限。

當使用對角向鋼筋組時，配置第15.8.7.4(6)節之額外鋼筋可使得對角向鋼筋核心外之混凝土在受地震力時仍維持良好的行為。

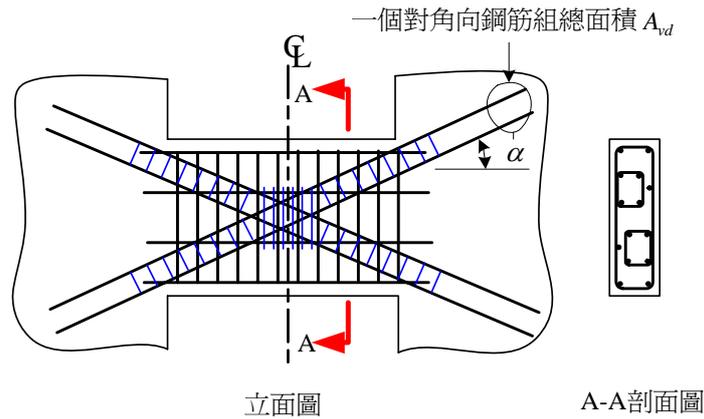


圖 R15.8.7 結構牆間短跨連接梁之韌性設計

15.8.8 施工縫

所有結構牆與橫隔版之施工縫，應符合第 13.14 節之規定，且其接觸面應按第 4.8.9 節的規定加以粗糙處理。

15.8.9 不連續結構牆

支承不連續結構牆之柱，其配筋應符合第 15.5.4.5 節之規定。

15.9 橫隔版與桁架

15.9.1 範圍

樓版及屋頂版用以傳遞地震力者，其設計應符合本節之規定。本節亦適用於傳遞地震力之緣材、繫材、弦材、集力構材與桁架。

解說：

建築物中的橫隔版，如樓版與屋頂版，提供下列全部或部分功能：

- (1) 支承牆、隔間與表面裝飾材之重量，抵抗水平地震力，但並非當作整體結構豎向側力抵抗系統的一部分。
- (2) 傳遞地震力從作用點至建築物的豎向側力抵抗系統。
- (3) 以適當的強度、勁度及韌性將建築物各個豎向側力抵抗系統連為一體，使建築物的反應如設計時所預期者^[15.46]。

15.9.2 合成場鑄上覆橫隔版

預鑄樓版系統上之合成場鑄上覆版，如滿足下列條件可視為橫隔版：

- (1) 上覆版須配置適當鋼筋，且其接合方式應經適當之細部設計，使其能完全傳遞力量至弦材、集力構材及抵抗地震力之構材。
- (2) 澆置上覆版時，已硬化混凝土表面須為清潔、無浮渣且經粗糙處理。

解說：

預鑄樓版系統須藉結合上覆版以提高束制來抵抗樓版屈曲。上覆版內之鋼筋則用來確保剪力傳遞通過預鑄版接頭時仍保有連續性。接合之要求係用以確保樓版系統之完整性及剪力傳遞所必需。

15.9.3 非合成場鑄上覆橫膈版

預鑄樓版系統上之非合成場鑄上覆版，應單獨設計使其能傳遞全部地震力。

解說：

場鑄上覆版若設計使能抵抗全部地震力，則其與預鑄樓版間沒有必要達到合成作用。

15.9.4 橫膈版之最小厚度

鋼筋混凝土橫膈版或合成上覆版作為傳遞地震力之橫膈版使用時，其最小厚度不得小於 5cm。置於預鑄樓版系統上之非合成場鑄上覆版，如作為傳遞地震力之橫膈版使用時，其最小厚度不得小於 6.25cm。

解說：

當上覆版與預鑄樓版系統無合成作用時，為傳遞全部地震力，其厚度應厚一些。

15.9.5 鋼筋

15.9.5.1 結構橫膈版最小鋼筋比同第 13.11 節之規定。對非後拉樓版與屋頂版系統言，每一方向鋼筋之間距不得超過 45cm。預鑄樓版上之上覆版如使用熔接鋼線網用以抵抗剪力時，平行跨度方向鋼線的間距不得超過 25cm。剪力筋應連續並均勻分佈於剪力平面上。

15.9.5.2 橫膈版之弦材或集力構材如主要使用黏裹預力鋼筋，則應設計在設計地震力下之應力不超過 $4,200\text{kgf}/\text{cm}^2$ 。在有完整載重路徑下，非黏裹預力鋼筋提供的預壓力容許用以抵抗橫膈版之設計力

解說：

橫膈版最小鋼筋比與第 13.11 節之溫度、乾縮鋼筋比一致。腹版剪力筋最大間距規定，旨在控制斜裂縫的寬度。第 13.11.3 節最小平均預力要求應足以控制後拉樓版系統的裂縫寬度，因此最大鋼筋間距要求不適用在此系統。

預鑄樓版上之上覆版熔接鋼線網之間距要求係避免地震時斷裂，上覆版之裂縫在兩相鄰預鑄構材之邊界迅速張開，而通過這些裂縫的鋼線要靠垂直方向鋼線錨定^[15.47]。因此開裂引致之變形會局限在不超過垂直向鋼線間距之中。

垂直向鋼線間距 25cm 的規定旨在降低地震時穿過裂縫鋼線斷裂的可能性，上述規定不適用於採用鋼筋的橫膈版，因其應變可分配至一段較長的距離。

15.9.5.3 桁架構材、緣材、繫材、弦材及集力構材任一斷面之壓應力若超過 $0.2f'_c$ ，應在構材全長配置符合第 15.5.4.1 至 15.5.4.3 節規定之橫向鋼筋。此特殊橫向鋼筋可在混凝土壓應力小於 $0.15f'_c$ 之斷面處終止。應力須根據設計力以線彈性模式及構材全斷面性質計 $0.15f'_c$ 算之。當設計力考量至極限剪力強度的水準時，限制值 $0.2f'_c$ 可增加至 $0.5f'_c$ 而 $0.15f'_c$ 可增加至 $0.4f'_c$ 。

15.9.5.4 橫膈版、桁架構材、緣材、繫材及集力構材之所有連續鋼筋應根據第 15.6.4 節規定錨定或續接。

15.9.5.5 橫膈版與地震力抵抗系統中之豎向構材間因力量傳遞而使用機械式續接時，應採用第二類機械式續接。

解說：

根據設計力以線彈性模式及構材全斷面性質計算之壓應力，可做為是否需加橫向鋼筋之指標。構材壓應力達 $0.2f'_c$ 可視為整體結構完整性與此些構材是否有能力承擔如此嚴重的反覆載重有關。因此這些構材應符合第15.5.4節橫向鋼筋的規定，以提供混凝土與主筋足夠的圍束。

一般結構性橫隔版的尺寸常無法在其弦材提供橫向鋼筋，減少橫隔版的跨度以降低壓應力可考慮為一解決問題的方案。

15.9.6 設計力

橫隔版之設計地震力應根據側力分析結果，配合載重組合求之。

15.9.7 剪力計算強度

15.9.7.1 橫隔版之剪力計算強度 V_n 應不超過下值：

$$V_n = (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) A_{cv} \quad (15-10)$$

15.9.7.2 預鑄樓版系統上之場鑄合成上覆版與非合成上覆版當做橫隔版使用時，其計算剪力強度應不超過下值：

$$V_n = \rho_t f_y A_{cv} \quad (15-11)$$

式中 A_{cv} 以上覆版厚度為準。所需之剪力鋼筋應均勻分配於兩方向。

15.9.7.3 剪力計算強度不得超過 $2.12\sqrt{f'_c} A_{cv}$ ，此處 A_{cv} 為橫隔版的斷面積。

解說：

第15.9.7.1節一體澆置橫隔版的剪力計算公式與結構牆相同， A_{cv} 為版厚乘以版寬，此值等於視橫隔版為深梁時的有效面積。剪力鋼筋應配置於垂直橫隔版跨度的方向。

上覆版的剪力計算強度係基於剪力摩擦機制，因此(15.9)式中混凝土提供的剪力計算強度不予計入。按照一般施工方法，上覆版在相鄰預鑄樓版的翼版上方經粗糙化處理，以使乾縮裂縫產生在此處。因此橫隔版在工作載重時已開裂，所以地震來襲時混凝土抵抗剪力的能力已不存在。

15.9.8 橫隔版之邊界構材

15.9.8.1 橫隔版之邊界構材應設計使能抵抗作用在橫隔版斷面之設計軸力，加上設計彎矩除以兩相對邊界構材間距所得之軸力。

15.9.8.2 橫隔版弦材與集力構材中拉力鋼筋之續接，須使鋼筋能發揮其降伏強度。機械式續接與銲接應符合第 15.5.6 節之規定。

15.9.8.3 弦材與集力構材之鋼筋續接處及錨定處應能符合下列任一規定：

- (1) 鋼筋中心間距至少達 3 倍主筋直徑，但不得小於 3.75cm，且混凝土淨保護層至少達 2.5 倍主筋直徑，但不得小於 5cm。
- (2) 配置符合第 4.6.5.3 節之橫向鋼筋，但須符合第 15.9.5.3 節規定者，須按其規定。

15.9.9 施工縫

橫隔版中所有施工縫應符合第 13.14 節之規定，且其接觸面應予粗糙化，如第 4.8.9 節之規定。

解說：

橫隔板之設計彎矩假設全由兩相對的弦材來承受。集力構材邊緣的鋼筋應能充分發揮其降伏強度。搭接處配置橫向鋼筋予以圍束也有必要。若弦材位於牆內，位於牆與橫隔板的接頭，應能提供足夠剪力強度來傳遞剪力。

15.10 基礎

15.10.1 範圍

15.10.1.1 抵抗地震力之基礎或傳遞結構地震力至大地之基礎，其設計應符合第 15.10 節及本規範其他適用之規定。

15.10.1.2 本節有關基樁、墩基、沉箱及基礎版之規定，應增補其他適用之設計與施工之規定，以求完備。

解說：

建築物基礎之耐震設計特別規定，新增納入規範。就基樁、墩基、沉箱等結構混凝土基礎設計及細部提供最低的要求。在強烈地震作用下，希望非彈性變形發生於基礎以上的結構體，基礎鑑於修補困難及費錢宜保持彈性。

15.10.2 基腳、筏基與樁帽

15.10.2.1 抵抗地震力之柱與結構牆之縱向筋，應延伸入基腳、筏基或樁帽，其深度應使交接面之縱向筋能充分發展其拉力。

15.10.2.2 柱設計假設固接於基礎時，應符合 15.10.2.1 之規定，抵抗彎矩之縱向筋，應在接近基礎底面設置 90° 彎鉤，彎鉤之自由端應指向柱中心。

解說：

試驗^[15.48]已證明埋入基腳、RC版或梁(T接頭)之抗彎矩構材應將其彎鉤向內彎向構材中心。

15.10.2.3 柱或特殊配筋之結構牆邊界構材，其邊界距基腳邊緣小於 1/2 基腳深度時，應自基腳頂部配置符合第 15.5.4 節之橫向鋼筋，此橫向鋼筋應延伸入基礎至少等於基腳、筏基或樁帽之深度，但不必超過縱向鋼筋之受拉伸展長度。

解說：

柱或邊界構材支承於基礎的位置如太靠近基礎的邊緣，就如柱位常常靠近建築線的情況，應注意配筋的細部以避免基腳、樁帽或筏基的邊緣破壞。

15.10.2.4 地震效應如使結構牆邊界構材或構架之柱產生拉力，應於基腳、筏基或樁帽上層配置彎矩鋼筋以抵抗各設計載重組合之彎矩，其鋼筋量不得小於第 3.6.1 節之規定。

解說：

第 15.10.2.4 節的目的係提醒設計者配置上層鋼筋及其他必要之鋼筋。

15.10.2.5 使用純混凝土於基腳或地下室牆的耐震要求，見第 16.11 節。

解說：

高地震區之基礎，宜配置鋼筋。其例外的情形，見第 16.11 節。

15.10.3 地梁與置於地面上之版

解說：

就耐震情況而言，置於地面上之版常為抵抗地震力結構系統的一部份，因此設計時應符合本規範及其他適當標準或設計指針之規定。

15.10.3.1 地梁設計做為樁帽間或基腳間的繫梁時，應配置連續縱向主筋，使主筋在支承柱內及柱外鄰近處能發展出鋼筋之應力。如有不連續主筋，應妥為錨定於樁帽或基腳內。

15.10.3.2 地梁設計做為樁帽間或基腳間之水平繫梁時，其斷面最小尺寸應等於或大於被連繫柱淨跨度的 $1/20$ ，但不必超過 45cm 。此外，應配置閉合箍筋，間距不得超過斷面最小尺寸的 $1/2$ 及 30cm 。

解說：

樁帽間或基腳間的地梁可以為置於地面上版下分離的梁，或將該版增厚而成。斷面尺寸的限制及橫向箍筋最低要求提供合理的尺寸。

15.10.3.3 筏式基礎中的地梁或其他梁承受柱所傳遞的彎矩，而柱係側力抵抗系統的一部份時，梁之設計應符合第 15.4 節之規定。

解說：

地梁抵抗柱因地震引起的彎矩時，應具有與基礎以上構架中梁的相同配筋細節。

15.10.3.4 置於地面上之版，承受側力抵抗系統中牆或柱傳遞之地震力時，其設計應符合第 15.9 節橫膈版之規定。設計圖應詳細指明該版係結構橫膈版，並為側力抵抗系統的一部份。

解說：

置於地面上之版常當做橫膈版，使建築物在基礎面連為一體，並降低不同步地震輸入效應。此種情況下，此版應具有足夠的配筋與良好的細部。結構圖應指明此版乃結構構材，以避免此版遭隨意切割。

15.10.4 基樁、墩基與沉箱

本節之規定適用於支持設計為抵抗地震力結構體的混凝土基樁、墩基與沉箱。

解說：

承受地震力之基樁與沉箱，如欲具有良好的行為，除應符合本節規定之外，也應符合其他可適用的標準與指針。

15.10.4.1 抵抗拉力的基樁、墩基或沉箱，應在抵抗拉力的範圍內配置連續縱向筋。縱向鋼筋之細部應能將拉力由樁帽上之結構構材經由樁帽傳遞至基樁。

解說：

樁帽須建立傳力路徑，以便將柱或其他構材主筋中之拉力傳入樁帽並傳遞至基樁或沉箱之鋼筋。

15.10.4.2 當地震引起的拉力由樁帽或筏基傳遞至預鑄樁時，如傳遞的方法係採用鋼筋續

接，或樁頂植入鋼筋灌漿，此灌漿系統應以實驗證明能至少發展出 1.25 倍鋼筋規定降伏強度。

解說：

在預鑄混凝土樁頂挖洞植筋，通常要用試驗方法驗證鋼筋能發展其應力。另種做法鋼筋可配置在基樁的上面部份內，將來鑿除混凝土後，在以機械式或銲接續接。

15.10.4.3 基樁、墩基或沉箱應在下述範圍配置符合第 15.5.4 節規定之橫向鋼筋：

- (1) 自構材頂起算至少 5 倍構材尺寸之範圍，但不得小於樁帽底起算 1.8m 之範圍。
- (2) 基樁周圍之土壤無法提供側向支撐的部份，或在水中或空氣中的部份，加上(1)項的尺寸。

解說：

地震時基樁可能會產生極大的彎矩需求，尤其在接近樁帽或軟弱土壤的底部。最近幾次大地震，此些地方破壞的案例頗多。在這些部位提供橫向鋼筋，可增進其韌性行爲。設計者亦須注意土層急劇變化處可能會產生塑性變形，譬如在軟弱變堅實土層的界面附近。

15.10.4.4 就預鑄混凝土打擊樁而言，所配置橫向鋼筋的範圍應足夠，以因應樁尖最後擊入深度可能之變異。

解說：

採用預鑄混凝土打擊樁時，在規劃鋼筋細部時應考慮樁尖最後擊入深度可能與設計位置有別的可能性。如地表附近發現含廢棄物之回填土層時，樁帽可能須下降，而樁須截除的長度可能變長。此種情況如未事先預知，截除後配置橫向鋼筋所剩的長度可能不足。

15.10.4.5 混凝土基樁、墩基或沉箱，如僅支承一或二層承重牆構造時，可免除第 15.10.4.3 與 15.10.4.4 節之要求。

15.10.4.6 配置斜樁的情況下，樁帽應以視斜樁為短柱時所能產生的抗壓強度來設計。樁如有周圍部份土壤軟弱不足以提供側撐，或在空氣中或水中，斜樁的細長效應必須考慮。

解說：

斜樁與建築物的接觸點產生破壞，乃常見的情況。樁帽與其附近的結構體應以斜樁所能產生的強度為作用力來設計。

15.11 構架內非抵抗地震力之構材

15.11.1 構架內設定為非抵抗側向力之構材，應視在設計位移 δ_u 下構材引致之彎矩大小，按第 15.11.2 或 15.11.3 節之規定設計。當構材側向設計位移之效應未予確實檢核時，則構材得按第 15.11.3 節之規定設計。

15.11.2 當構材於第 15.11.1 節所述側向設計位移所引致之彎矩及剪力，與設計垂直載重所產生之彎矩及剪力之組合，不大於構材之設計彎矩強度及設計剪力強度時，應按以下規定設計之。上述設計垂直載重應考慮 $1.2D+1.0L+0.2S$ 。除公共場所或活載重 L 超過 500 kgf/m^2 之區域外，上述之 $1.0L$ 可減至 $0.5L$ 。

15.11.2.1 構材由垂直載重所求得設計軸力不大於 $0.1A_g f'_c$ 時，應符合第 15.4.2.1 節之規定。構材全長內之箍筋間距不得大於 $d/2$ 。

15.11.2.2 構材由垂直載重所求得之設計軸力大於 $0.1A_g f'_c$ 時，應符合第 15.5.3 節、第 15.5.4.1 節第(3)款、第 15.5.4.3 節及第 15.5.5 節之規定。柱全長內閉合箍筋之間距不得大於 s_o 。

s_o 為下述之較小者：

(1) 最小縱向鋼筋直徑之六倍。

(2) 15 cm 。

15.11.2.3 構材由垂直載重所求得之設計軸力大於 $0.35P_o$ 時，應符合第 15.11.2.2 節之規定；且柱全長內應配置第 15.5.4.1 節所規定橫向鋼筋量之半，其間距不得大於 s_o 。

15.11.3 構架構材若於第 15.11.1 節所述側向設計位移所引致之彎矩或剪力大於其設計彎矩強度或設計剪力強度時，或所引致之彎矩未計算時，則應符合以下之規定：

15.11.3.1 材料性質應符合第 15.3.4 及 15.3.5 節之規定。鋼筋銲接與機械式續接應符合第 15.3.6 節之規定。

15.11.3.2 構材由垂直載重所求得之設計軸力不大於 $0.1A_g f'_c$ 時，應符合第 15.4.2.1 及 15.4.4 節之規定。構材全長配置之箍筋間距不得大於 $d/2$ 。

15.11.3.3 構材由垂直載重所求得之設計軸力大於 $0.1A_g f'_c$ 時，應符合第 15.5.4、15.5.5 及 15.6.2.1 節之規定。

解說：

在抵抗側向力的系統中，構材設計必須符合耐震要求，使其在非彈性位移時，承載能力不致降低。對於非設計為抵抗側向力的構件，則不須符合每項耐震設計條文，但當側向位移發生時，須能提供足夠之抵抗垂直載重作用之能力。第15.11節中認為地震力所引致的實際位移，可能數倍於規範所規定地震力作用下所產生之位移。為了設計需要，在第15.11.1節中定義標稱位移值。第15.11.2節規定係期望在中度非彈性的情況下，提供一個能承受垂直載重的系統；而第15.11.3節則期望在更顯著的非彈性位移下，提供一個能承受垂直載重的系統。

為求得建築物合理之位移，其分析模式須能適當地模擬垂直、水平及橫隔板結構系統。

參考文獻

- [15.1] “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures,” Part 1: Provisions (FEMA 302, 353 pp.) and Part 2: Commentary (FEMA 303, 335 pp.), Building Seismic Safety Council, Washington, D. C., 1997.
- [15.2] *Uniform Building Code*, V. 2, “Structural Engineering Design Provisions,” 1997 Edition, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 1997, 492 pp.
- [15.3] “BOCA National Building Code,” 13th Edition, Building Officials and Code Administration International, Inc., Country Club Hills, IL, 1996, 357 pp.

- [15.4] “Standard Building Code,” Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, Ala., 1996, 656 pp.
- [15.5] “International Building Code,” International Code Council, Falls Church, VA, International Council, 2000.
- [15.6] Blume, J. A.; Newmark, N. M.; and Corning, L. H., *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*, Portland Cement Association, Skokie, IL, 1961, 318 pp.
- [15.7] Clough, R. W., “Dynamic Effects of Earthquakes,” *Proceedings*, ASCE, V. 86, ST4, Apr. 1960, pp. 49-65.
- [15.8] Gulkan, P., and Sozen, M. A., “Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 71, No. 12, Dec. 1974., pp. 604-610.
- [15.9] “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures: Part 1: Provisions (FEMA 368, 374 pp.); and Part 2: Commentary (FEMA 369, 444 pp.), Building Seismic Safety Council, Washington, DC, 2000.
- [15.10] ACI-ASCE Committee 352, “Recommendations for Design of Beam-Column Joints in Monolithic Reinforced Concrete Structures (ACI 352R-91),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, 18 pp. Also *ACI Manual of Concrete Practice*.
- [15.11] Hirosawa, M., “Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members,” *Report No. 76*, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Mar. 1977 (in Japanese). Also, data in Civil Engineering Studies, *Structural Research Series* No. 452, University of Illinois, 1978.
- [15.12] Concrete Design Committee (P3101), “Concrete Structures Standard (NZS3101:1995),” Standards New Zealand, Wellington, 1995, Part 1, 256 pp., and Part 2, 264 pp.
- [15.13] Park, R., and Dai, R., “Ductility of Doubly Reinforced Concrete Beam Sections,” *ACI Structural Journal*, V. 85, No. 2, March-April 1988, pp. 217-225.
- [15.14] Popov, E. P.; Bertero, V. V.; and Krawinkler, H., “Cyclic Behavior of Three R/C Flexural Members with High Shear,” *EERC Report No. 72-5*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Oct. 1972.
- [15.15] Wight, J. K., and Sozen, M. A., “Shear Strength Decay of RC Columns under Shear Reversals,” *Proceedings*, ASCE, V. 101, ST5, May 1975, pp. 1053-1065.
- [15.16] French, C. W., and Moehle, J. P., “Effect of Floor Slab on Behavior of Slab-Beam-Column Connections,” *ACI SP-123, Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, pp. 225-258.
- [15.17] 蔡益超、邱昌平、蔡克銓，「鋼筋混凝土構材韌性設計規範研究」，結構工程，民國七十九年九月。
- [15.18] Sivakumar, B.; Gergely, P.; White, R. N., “Suggestions for the Design of R/C Lapped Splices for Seismic Loading,” *Concrete International*, V. 5, No. 2, Feb. 1983, pp. 46-50.
- [15.19] Sakai, K., and Sheikh, S. A., “What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions),” *ACI Structural Journal*, V. 86, No. 2, Mar.-Apr. 1989, pp. 192-207.
- [15.20] Park, R. “Ductile Design Approach for Reinforced Concrete Frames,” *Earthquake Spectra*, V. 2, No. 3, May 1986, pp. 565-619.
- [15.21] Watson, S.; Zahn, F. A.; and Park, R., “Confining Reinforcement for Concrete Columns,” *Journal of Structural Engineering*, V. 120, No. 6, June 1994, pp. 1798-1824.

- [15.22] Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., "Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *Report No. 77-1*, Department of Civil Engineering, Structures Research Laboratory, University of Texas at Austin, Jan. 1977.
- [15.23] Briss, G. R.; Paulay, T; and Park, R., "Elastic Behavior of Earthquake Resistant R. C. Interior Beam-Column Joints," *Report 78-13*, University of Canterbury, Department of Civil Engineering, Christchurch, New Zealand, Feb. 1978.
- [15.24] Ehsani, M. R., "Behavior of Exterior Reinforced Concrete Beam to Column Connections Subjected to Earthquake Type Loading," *Report No. UMEE 82R5*, Department of Civil Engineering, University of Michigan, July 1982, 275 pp.
- [15.25] Durrani, A. J., and Wight, J. K., "Experimental and Analytical Study of Internal Beam to Column Connections Subjected to Reversed Cyclic Loading," *Report No. UMEE 82R3*, Department of Civil Engineering, University of Michigan, July 1982, 275 pp.
- [15.26] Leon, R. T., "Interior Joints with Variable Anchorage Lengths," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 115, No. 9, Sept. 1989, pp. 2261- 2275.
- [15.27] Zhu, S., and Jirsa, J. O., "Study of Bond Deterioration in Reinforced Concrete Beam-Column Joints," *PMFSEL Report No. 83-1*, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, July 1983.
- [15.28] Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., "Shear Strength of R/C Beam-Column Connections," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 107, No. ST11, Nov. 1982, pp. 2227-2244.
- [15.29] Ehsani, M. R., and Wight, J. K., "Effect of Transverse Beams and Slab on Behavior of Reinforced Concrete Beam to Column Connections," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 82*, No. 2, Mar.- Apr. 1985, pp. 188-195.
- [15.30] Durrani, A. J., and Wight, J. K., "Behavior of Interior Beam to Column Connections under Earthquake Type Loading," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 82*, No. 3, May-June 1985, pp. 343-349.
- [15.31] ACI-ASCE Committee 326, "Shear and Diagonal Tension," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 59*, No. 1, Jan. 1962, pp. 1-30; No. 2, Feb. 1962, pp. 277-334; and No. 3, Mar. 1962, pp. 352-396.
- [15.32] Yoshioka, K., and Sekine, M., "Experimental Study of Prefabricated Beam-Column Subassemblages," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, pp. 465-492.
- [15.33] Kurose, Y.; Nagami, K.; and Saito, Y., "Beam-Column Joints in Precast Concrete Construction in Japan," *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, American Concrete Institute, 1991, pp. 493-514.
- [15.34] Restrepo, J.; Park, R.; and Buchanan, A., "Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames," *Precast/Prestressed Concrete Institute Journal*, V. 40, No. 5, pp. 44-61.
- [15.35] Restrepo, J.; Park, R.; and Buchanan, A., "Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames," *Precast/Prestressed Concrete Institute Journal*, V. 40, No. 5, 1995, pp. 68-80.
- [15.36] Palmieri, L.; Saqan, E.; French, C.; and Kreger, M., "Ductile Connections for Precast Concrete Frame Systems," *Mete A. Sozen Symposium, ACI SP-162*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1996, pp. 315-335.
- [15.37] Stone, W.; Cheok, G.; and Stanton, J., "Performance of Hybrid Moment-Resisting Precast Beam-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading," *ACI JOURNAL, Proceedings V. 40*,

No. 5, Sept.-Oct. 1944, pp. 68-80.

- [15.38] Nakaki, S. D.; Stanton, J.F.; and Sritharan, S., "An Overview of the PRESSSS Five-Story Precast Test Building," *Precast/Prestressed Concrete Institute Journal*, V. 44, No. 2, pp. 26-39.
- [15.39] Barda, F.; Hanson, J. M.; and Corley, W. G., "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*, SP-53, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1977, pp. 149-202.
- [15.40] Taylor, C. P.; Cote, P. A.; and Wallace, J. W., "Design of Slender RC Walls with Openings," *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 4, July-Aug. 1998, pp. 420-433.
- [15.41] Wallace, J. W., "Evaluation of UBC-94 Provisions for Seismic Design of RC Structural Walls," *Earthquake Spectra*, V. 12, No. 2, May 1996, pp. 327-348.
- [15.42] Moehle, J. P., "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes," *Earthquake Spectra*, V. 8, No. 3, Aug. 1992, pp. 403-428.
- [15.43] Wallace, J. W., "A New Methodology for Seismic Design of Reinforced Concrete Shear Walls," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 120, No. 3, Mar. 1994, pp. 863-884.
- [15.44] Paulay, T., and Binney, J. R., "Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls," *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1974, pp. 579-598.
- [15.45] Barney, G. G. et al., *Behavior of Coupling Beams under Load Reversals* (RD068.01B), Portland Cement Association, Skokie, IL, 1980.
- [15.46] Wyllie, L. A., Jr., "Structural Walls and Diaphragms — How They Function," *Building Structural Design Handbook*, R. N. White, and C. G. Salmon, eds., John Wiley & Sons, 1987, pp. 188-215.
- [15.47] Wood, S. L., Stanton, J. F., and Hawkins, N. M., "Development of New Seismic Design Provisions for Diaphragms Based on the Observed Behavior of Precast Concrete Parking Garages during the 1994 Northridge Earthquake," *Journal*, Precast/Prestressed Concrete Institute, V. 45, No. 1, Jan.-Feb. 2000, pp. 50-65.
- [15.48] Nilsson, I. H. E., and Losberg, A., "Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment," *Journal of the Structural Division*, ASCE, V. 102, No. ST6, June 1976, pp. 1229-1254.

第十六章 純混凝土構材

16.1 符號

A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部份面積； cm^2 。

A_l = 承載面積； cm^2 。

A_2 = 最大正截頭角錐體或圓錐體之下底面積，該錐體須能容於支承內，其上底為承載面，錐面之斜度為垂直 1 水平 2，參閱第 3.17 節； cm^2 。

b_o = 版及基腳中剪力臨界斷面之周長； cm 。

b_w = 梁腹寬度； cm 。

B_n = 依承載面積所計算之承壓強度； kgf 。

B_u = 設計承壓力； kgf 。

f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。

f_{ct} = 輕質混凝土之平均開裂抗拉強度； kgf/cm^2 。

h = 構材總厚或全深； cm 。

l_c = 受壓構材之總長度，為構架中兩節點之中心距離； cm 。

M_n = 斷面之彎矩計算強度； $kgf-cm$ 。

M_u = 斷面之設計彎矩； $kgf-cm$ 。

P_n = 斷面之軸力計算強度； kgf 。

P_u = 設計軸力；壓力為正，拉力為負； kgf 。

S_m = 斷面之彈性斷面模數； cm^3 。

V_n = 斷面之剪力計算強度； kgf 。

V_u = 斷面之設計剪力； kgf 。

β = 長向對短向之尺寸比值，用於雙向版為淨跨度比值，參閱第 16.6.4 節。

ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

16.2 通則

16.2.1 本章為純混凝土構材（場鑄或預鑄）設計及施工規定之最低要求。

16.2.1.1 地下室外牆純混凝土結構可不受「結構混凝土施工規範」第 3.2.3 節特殊暴露條件之限制。

解說：

純混凝土構材為鋼筋量少於鋼筋混凝土之規定最低值者，或無鋼筋者。本節解除純混凝土結構受特殊暴露條件之限制，係因許多地下室外牆或次要構材使用 28 天抗壓度為 175 至 210 kgf/cm^2 之純混凝土效果良好。

16.2.1.2 由土壤直接支撐之版，如不用以傳遞結構其他部份垂直載重或水平載重者，可不受本章之限制，如人行道或接觸土壤之版。

解說：

非結構性純混凝土構材，如直接與土壤接觸之版，可不受本規範之限制。

16.2.2 拱結構、地下管道結構、重力牆及防護牆等特殊結構，可適用本章之規定。

16.3 限制條件

16.3.1 純混凝土構材為無筋混凝土或鋼筋量低於最小鋼筋量之混凝土組成者。

16.3.2 純混凝土構材僅限於下列條件：

(1) 構材直接由土壤連續支承或由其它豎向構材連續支承者。

(2) 在任何載重狀況下，構件均受拱作用承受壓力者。

(3) 牆、基腳與墩柱。參閱第 16.7 至 16.9 節。

純混凝土構材不適用於柱之設計。

16.3.3 埋入地下場鑄混凝土之基樁及墩基可不受本章之限制。

解說：

純混凝土構材受限於混凝土材料特性，設計時必須限制其適用範圍為：(1)構材均處於受壓狀態；(2)容許構材內含不規則裂縫但無損於結構體之整體性；(3)不須考慮韌性設計之構件。

構件設計時，容許使用混凝土拉力強度。因潛變、乾縮或溫度效應所產生之拉應力應加以考慮。可利用施工方法以減少無控制之裂縫，或使裂縫為預期的，但不至於引致結構破壞。

純混凝土牆設計(參閱第16.7節)雖無高度限制，但多樓層構造或主要結構之牆構材，建議依本規範第七章規定設計之(參閱第16.7節解說)。

因純混凝土缺乏柱構材所要求之韌性，且無筋混凝土內易產生不規則裂縫將破壞結構體的整體性而引致危險，故本規範禁止純混凝土使用於柱設計。但可用於未支撐高度與最小橫向尺寸比不大於3之墩柱設計。

凡具足夠勁度的側向支撐以防止屈曲之構材，如場鑄混凝土之基樁及墩基可不受本章之限制，此類構材規定於一般結構規範中。

16.3.4 最低強度

純混凝土構材之規定抗壓強度不得低於第 1.7.2 節之規定。

解說：

限制純混凝土之最低強度，肇因於混凝土材料之強度及品質為構材安全性的唯一保障。然而貧級配混凝土實難以達到均質及表面平整的要求，故須限制混凝土之最低強度。

16.4 接縫

16.4.1 純混凝土構材須以收縮縫或隔離縫分割為撓曲不連續的元件。元件的尺寸應設限，以避免因潛變、乾縮及溫度效應之位移被束制而產生過大之內應力。

16.4.2 設置收縮縫或隔離縫的數量及位置須考慮下列因素：氣候之影響；所選用的材料性質及配比；混凝土之拌合、澆置及養護；位移的束制條件；外載重所產生的應力大小及施工技術。

解說：

接縫為純混凝土設計之重點。在鋼筋混凝土中，鋼筋可抵抗潛變、收縮及溫度效應等所產生之束制內應力。在純混凝土設計中，僅能藉接縫控制以減低內部的拉應力。因此純混凝土構材需以接縫將構材切割為較小元件以限制內應力之累積，此接縫可為收縮縫或隔離縫。構材厚度縮減25%以上之效果亦可相當於設置收縮縫的效果。規範所述之撓曲不連續係指開裂後沿此接縫上無軸拉力及撓曲拉應力發生。當潛變、乾縮及溫度效應所產生的不規則裂縫不致影響結構整體性及其他容許發生裂縫處，例如連續的

牆基上產生之橫向裂縫，無需再設置收縮或隔離縫。

16.5 設計方法

16.5.1 純混凝土構材設計須按本規範之載重因數及設計強度設計之。

16.5.2 設計載重之組合須按第 2.4 節之規定。

16.5.3 當構材設計載重大於設計強度時，須加鋼筋補強且須符合規範中相關的鋼筋混凝土構材之規定。

16.5.4 受撓曲及軸力作用之純混凝土構材，應依據拉力及壓力皆為應力—應變線性關係設計之。

解說：

純混凝土構材之設計強度須大於設計載重。當設計載重大於設計強度時，應加大斷面、提高混凝土規定強度或改以本規範相關之鋼筋混凝土構材設計。但設計者應予注意：混凝土斷面加大使承受載重的應力減少之同時，將加深乾縮、潛變及溫度效應之負面影響。

純混凝土構材，由持續載重計算所得之拉應力不得大於混凝土之容許抗拉應力。因乾縮、潛變及溫度效應所引致之內部應力應以收縮縫、施工縫或隔離縫予以消除。

16.5.5 純混凝土構材符合第 16.4 節之規定時，混凝土可視其具有抗拉強度。

16.5.6 純混凝土構材內含有鋼筋時，應不予考慮其強度。

16.5.7 拉力不得經由各分離純混凝土元件之邊緣、施工縫、收縮縫及隔離縫傳遞。

16.5.8 計算抗撓曲、軸力與撓曲、剪力作用時，構材應採用全斷面設計之。直接接觸土壤之構材其總厚度 h 應以實際厚度減 5 cm 計算。

解說：

相鄰的純混凝土元件間可傳遞會產生壓應力之彎矩；但因假設無拉應力傳遞，因此不得傳遞會產生拉應力之彎矩。

實際厚度扣減 5 cm 當作混凝土總厚度 h ，係考慮開挖面不平整及混凝土摻雜土壤等因素。

16.6 強度設計

16.6.1 抗撓曲斷面設計須滿足

$$\phi M_n \geq M_u \quad (16-1)$$

其中 M_u 為設計彎矩， M_n 為計算彎矩強度：

拉力控制時：

$$M_n = 1.33 \sqrt{f'_c} S_m \quad (16-2)$$

壓力控制時：

$$M_n = 0.85 f'_c S_m \quad (16-3)$$

其中 S_m 為彈性斷面模數。

16.6.2 抗壓力斷面設計須滿足

$$\phi P_n \geq P_u \quad (16-4)$$

其中 P_u 為設計載重，且 P_n 為式(16-5)計得之計算抗壓強度。

$$P_n = 0.60 f'_c \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] A_l \quad (16-5)$$

其中 A_l 為承載面積。

解說：

式(16-5)反應純混凝土構材一般的支撐狀況及端點束制之範圍。
純混凝土不適用於柱之設計，參閱第16.3.2節。

16.6.3 構材受撓曲與軸壓力聯合作用時，若有受壓面時，須滿足式(16-6)：

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{M_u}{\phi M_n} \leq 1 \quad (16-6)$$

若有受拉面時，須滿足式(16-7)之規定

$$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq 1.33\phi\sqrt{f'_c} \quad (16-7)$$

解說：

純混凝土構材受撓曲與軸壓力聯合作用下，受壓面應力之線性分配應符合下式：

$$\frac{P_u}{0.6\phi f'_c \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h}\right)^2\right] A_l} + \frac{M_u}{0.85\phi f'_c S_m} \leq 1$$

在受拉面為：

$$\left[\text{計算之撓曲應力} \right] - \left[\text{計算之軸向應力} \right] \leq 1.33\phi\sqrt{f'_c}$$

16.6.4 抗剪力之矩形斷面設計須滿足：

$$\phi V_n \geq V_u \quad (16-8)$$

其中 V_u 為設計剪力； V_n 為計算剪力強度。

單向受撓時為：

$$V_n = 0.35\sqrt{f'_c} b_w h \quad (16-9)$$

雙向受撓時為：

$$V_n = 0.35\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\sqrt{f'_c} b_o h \leq 0.70\sqrt{f'_c} b_o h \quad (16-10)$$

解說：

一般常用的純混凝土構材尺寸通常由拉力控制而非剪力控制。剪應力(可轉換為主軸拉應力)較不為主控原因。但構材內難以預測何種情況須校核剪力(如剪力樺)，因此本規範保留校核此基本應力的條文。經驗豐富的設計者即可判斷純混凝土構材中何處不為剪力臨界面，並採用合適的設計程序。

純混凝土的剪力強度要求乃基於斷面無開裂之假設。當幾近於中性軸上的主軸拉應力等於混凝土抗拉強度時，純混凝土即形成斜拉破壞形式的剪力破壞。此主軸拉應力大部分來自斷面剪力。規範為防止此拉力破壞乃限制中性軸處的剪力，其計算式採均質材料之斷面剪應力公式：

$$v = \frac{VQ}{Ib}$$

其中 v 及 V 分別為剪應力及剪力， Q 為所求剪應力位置軸線上方之面積乘上該面積形心至中性軸距。 I 為斷面慣性矩； b 為計算剪應力處的梁寬。

16.6.5 承壓強度設計須滿足：

$$\phi B_n \geq B_u \quad (16-11)$$

其中 B_u 為設計承壓力； B_n 為依承載面積 A_1 所計算之承壓強度：

$$B_n = 0.85f'_c A_1 \quad (16-12)$$

若支承面各邊均大於承載面時，承載面之設計承壓強度應可增至 $\sqrt{A_2/A_1}$ 倍，但不得超過 2 倍。

解說：

承載面積與 A_2 之關係，請參考圖 R3.17。

16.6.6 第 16.6.1 至 16.6.5 節適用於常重混凝土。若為輕質骨材混凝土，公式中之 $\sqrt{f'_c}$ 值應修正如下：

(1) 當 f_{ct} 已予規定時，須以 $f_{ct}/1.8$ 替代 $\sqrt{f'_c}$ ，但所用之 $f_{ct}/1.8$ 值不得超過 $\sqrt{f'_c}$ 。

(2) 當 f_{ct} 未予規定時，對粗細骨材皆為輕質骨材之全輕質混凝土，其 $\sqrt{f'_c}$ 須乘以 0.75；對常重砂輕質混凝土須乘以 0.85。介於以上兩者間之含有部份輕質細骨材之混凝土可以內插法決定之。

16.7 牆

16.7.1 純混凝土牆須有土壤、基腳、牆基、地梁或其它可提供連續垂直支承之構材。

16.7.2 純混凝土牆設計須能承受垂直、側向及其它作用其上之載重。

16.7.3 純混凝土牆之偏心距可依其最大彎矩及其軸力計算，但不得小於 $0.10h$ 。若設計軸力作用於牆厚方向中央 $1/3$ 牆厚的範圍內，可按第 16.6.3 或 16.7.5 節規定設計。否則應按第 16.6.3 節規定。

16.7.4 剪力設計須符合第 16.6.4 節之規定。

解說：

純混凝土牆常用於非地震區之住宅或低商業性建築的地下室牆體。本規範對純混凝土牆之高度雖無限制。但設計時面臨未曾經驗過的次要結構及多樓層結構與主要結構中可能發生差異沉陷、受風力、地震力或其它難以預測的載重狀況，必須提高韌性或維持混凝土開裂後結構體之整體性時，本規範強烈建議以第七章鋼筋混凝土牆之規範設計之。

本規範僅適用於具有充分側向支撐之純混凝土牆，即禁止各牆構材上下端產生側向位移(參閱第 16.7.6.4 節)。凡牆構材無水平支撐以抑制頂部及底部產生位移者，不得使用本節規定。須採本規範中鋼筋混凝土構材之相關規定設計。

16.7.5 牆之經驗設計法

16.7.5.1 若純混凝土牆之斷面為實心矩形，且設計載重合力作用於牆厚中心三分之一範圍內，得按式(16-13)設計之。

16.7.5.2 承受軸向壓力之牆構材須滿足：

$$\phi P_n \geq P_u \quad (16-13)$$

P_u 為設計軸力， P_n 為計算軸向載重強度：

$$P_n = 0.45f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (16-14)$$

解說：

當載重合力作用於牆厚中心三分之一範圍內(牆之核心區)時,純混凝土牆設計得採式(16-14)之簡算式。可由偏心載重及側向載重決定設計軸力 P_u 之總偏心距。當偏心距小於 $h/6$ 時, P_u 可視為無偏心的軸向載重而按式(16-14)設計。

16.7.6 限制條件

不論採用第 16.6.3 節的設計方法或第 16.7.5 節之經驗設計法,牆之設計均應符合下列限制:

- 16.7.6.1 除經詳細分析,牆承受垂直集中載重之有效水平長度,不得大於垂直集中載重之間距,亦不得大於支承面長度加上 4 倍牆厚。
- 16.7.6.2 承重牆厚不得小於未支撐高度或長度之 $1/24$ 之小值,亦不得小於 15 cm 。但地下室外牆及基礎牆之厚度至少須為 20 cm 。
- 16.7.6.3 牆於門或窗開口四週至少須以 2 支 $D16$ 以上鋼筋補強,且延伸超過開口角隅至少 60 cm 。
- 16.7.6.4 牆須有側向支承以抑制側向位移。

解說:

純混凝土牆構材係保守地假設其兩端為鉸接且無側移,以符合第 16.7.6.4 節之規定。式(16-5)及式(16-14)係反應上述牆的支撐及端點束制狀況。

第 16.7.6.4 節所稱之牆係指接縫間之牆元件,各牆元件是否具有充分側向支撐須詳加檢討,參閱第 16.4 及 16.5.7 節。

16.8 基腳

- 16.8.1 純混凝土基腳須依其設計載重及土壤反力設計,並應符合第 16.8.2 至 16.8.8 節及本規範相關規定。
- 16.8.2 基腳底面積應以未乘載重因數由基腳傳遞至土壤之軸力與彎矩,及土壤容許承载力決定之。土壤容許承载力依土壤力學原理計算。
- 16.8.3 純混凝土不適用於樁頂基腳版。
- 16.8.4 純混凝土基腳實際厚度不得小於 20 cm ,參閱第 16.5.8 節。

解說:

基腳版直接與土壤接觸時,受開挖面不平整及混凝土摻雜土壤的因素,按第 16.5.8 節規定,版厚需扣除 5 cm 為計算版厚。以實際厚度 20 cm 的基腳版為例,在撓曲或剪力計算時其厚度僅可用 15 cm 計算之。

16.8.5 純混凝土基腳之最大設計彎矩,應在下述臨界斷面位置計算:

- (1) 承載混凝土柱、墩柱或牆之基腳—在各柱面、墩柱面或牆面處。
- (2) 承載圬工牆之基腳—在牆中心線與牆面之中點處。
- (3) 承載鋼基鈹之基腳—在柱面與基鈹邊緣之中點處。

16.8.6 純混凝土基腳之剪力

16.8.6.1 計算設計剪力 V_u 時,其臨界斷面位置應與第 16.8.6.2 節規定一致,支承鋼基鈹之基腳版之臨界斷面應按第 16.8.5 節第(3)款規定。

16.8.6.2 承受集中載重或反力的純混凝土基腳之 ϕV_n ,由下列兩種方式計算,以能達成較安全者為準:

- (1) 基腳版受寬梁作用者:臨界斷面為距集中載重或反力 h 處之全寬斷面。此時基腳剪力

須按式(16-9)計算。

- (2) 基腳版為雙向作用者：臨界斷面為距離集中載重或反力 $h/2$ 處所圍成 b_o 週長的平面。
此時基腳剪力須按式(16-10)計算。

解說：

純混凝土基腳版厚通常由撓曲控制(如構材斷面最外緣應力不大於 $1.33\phi\sqrt{f'_c}$ 之規定)，剪力控制的情況較少發生(參閱第16.6.4節解說)。

- 16.8.7 斷面為圓形或正多邊形的混凝土柱或墩柱，於決定彎矩或剪力臨界面時，可將該斷面轉換為等面積的正方形。
16.8.8 在支承與被支承構材間接觸面混凝土之設計承壓力 B_u ，不得大於第 16.6.5 節規定之設計承壓強度 ϕB_n 。

16.9 墩柱

- 16.9.1 設計純混凝土墩柱需考慮垂直、橫向及其他載重。
16.9.2 純混凝土墩柱之未支撐高度與構材最小橫向之平均尺寸比不得大於 3。
16.9.3 作用於純混凝土墩柱之最大設計軸力 P_u ，不得大於第 16.6.5 節規定之設計承壓強度 ϕB_n 。

解說：

純混凝土墩柱的未支撐高度與構材最小橫向之平均尺寸比之限制，並不適用於墩柱埋入土壤具有橫向抵抗能力的部份。

16.10 預鑄構材

- 16.10.1 預鑄純混凝土構材之設計除應符合本章之規定外，並須顧及從製造到完工期間所有之載重條件，包括搬移、儲存、搬運及安裝等施工狀況。
16.10.2 預鑄純混凝土構材由製造、搬運、安裝到建造完工時所有的施工狀況均需符合第 16.3 節之規定。
16.10.3 預鑄構材之接合強度須足夠，確保所有的橫向力均能安全地傳遞至結構系統中。
16.10.4 預鑄構材未完成永久性接合前，於安裝接合時須充分束制及支撐並確實定位。

解說：

因預鑄構材在安裝前混凝土已受乾縮影響而產生初始應力，因此其所需之施工縫與隔離縫位置與現場澆置者不同。預鑄構材必須與其他構材接合以確保結構穩定。接合處不得傳遞拉應力至其他構材。

16.11 耐震結構中之基礎

- 16.11.1 須考慮地震效應之基礎不得使用純混凝土結構，但下列情況除外：
(1) 三層樓以下之獨戶或雙拼住宅，設有牆基以承載牆重時，其牆基縱向至少兩支號數不得小於 $D13$ 之連續鋼筋，且牆基橫斷面之鋼筋比不得小於 0.002，在牆基角隅及交點處須有連續之鋼筋。並可採用純混凝土獨立基腳以承載柱或柱墩。

(2) 三層樓以下之獨戶或雙拼住宅，設有牆基以承載牆重時，若牆厚不小於 20 cm，且兩側回填深度差不大於 1.2 m 時，其基礎及地下室外牆可採用純混凝土結構。

附篇 A 壓拉桿模式

A.1 符號

- a_v = 剪力跨度，為集中載重中心至(a)連續構材或懸臂構材支承面之距離；或至(b)簡支構材支承中心之距離； cm 。
- A_{cs} = 壓拉桿模式中垂直軸向壓桿端部之斷面積； cm^2 。
- A_{nz} = 構成節點之一面或通過節點區斷面之面積； cm^2
- A'_s = 縱向受壓鋼筋之斷面積； cm^2 。
- A_{si} = 穿過壓桿第 i 層之鋼筋總斷面積，其間距為 s_i 且與壓桿軸線呈 α_i 夾角； cm^2 。
- A_{ip} = 拉桿中預力鋼筋之斷面積； cm^2 。
- A_{is} = 拉桿中非預力鋼筋之斷面積； cm^2 。
- b_s = 壓拉桿之有效厚度； cm 。
- d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
- f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。
- f_{ce} = 壓桿或節點區混凝土之有效抗壓強度； kgf/cm^2 。
- f'_s = 設計載重下受壓鋼筋之應力； kgf/cm^2 。
- f_{se} = 預力損失後預力鋼筋之有效應力； kgf/cm^2 。
- f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
- F_n = 壓桿、拉桿或節點區之計算強度； kgf 。
- F_{nm} = 節點區某一面之計算強度； kgf 。
- F_{ns} = 壓桿之計算強度； kgf 。
- F_{ni} = 拉桿之計算強度； kgf 。
- F_u = 壓拉桿模式中，作用於壓桿、拉桿、支承面或節點區之設計力； kgf 。
- s_i = 構材第 i 層鋼筋心至心之間距； cm 。
- α_i = 第 i 層鋼筋與其通過之壓桿軸線夾角。
- β_n = 節點區混凝土有效抗壓強度受拉桿錨定影響之修正因數，參閱第 A.6.2 節。
- β_s = 壓桿混凝土有效抗壓強度受開裂豎圍束鋼筋影響之修正因數，參閱第 A.4.2 節。
- Δf_p = 設計載重對預力鋼筋所造成之應力增量； kgf/cm^2 。
- θ = 壓桿、受壓斜桿或壓應力區之軸向與構材中受拉弦材之夾角。
- λ = 混凝土單位重之修正因數，參閱第 4.8.4 節。
- ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

解說：[僅於本篇解說使用之符號表列於此]

符號一節所列之單位係供使用者參考，其不擬排除其它單位如 m 或 tf 之正確使用。

- C = 作用於節點區之壓力； kgf 。
- f_{si} = 第 i 層鋼筋之應力； kgf/cm^2 。
- ℓ_{anc} = 拉桿應有之錨定長度； cm 。
- ℓ_b = 支承寬度； cm 。
- R = 反力； kgf 。

T = 作用於節點區之拉力； kgf 。

w_s = 與壓桿軸向垂直之壓桿有效寬度； cm 。

w_t = 與拉桿同軸之節點區混凝土有效寬度； cm 。

$w_{t,max}$ = 與拉桿同軸之節點區混凝土最大寬度； cm 。

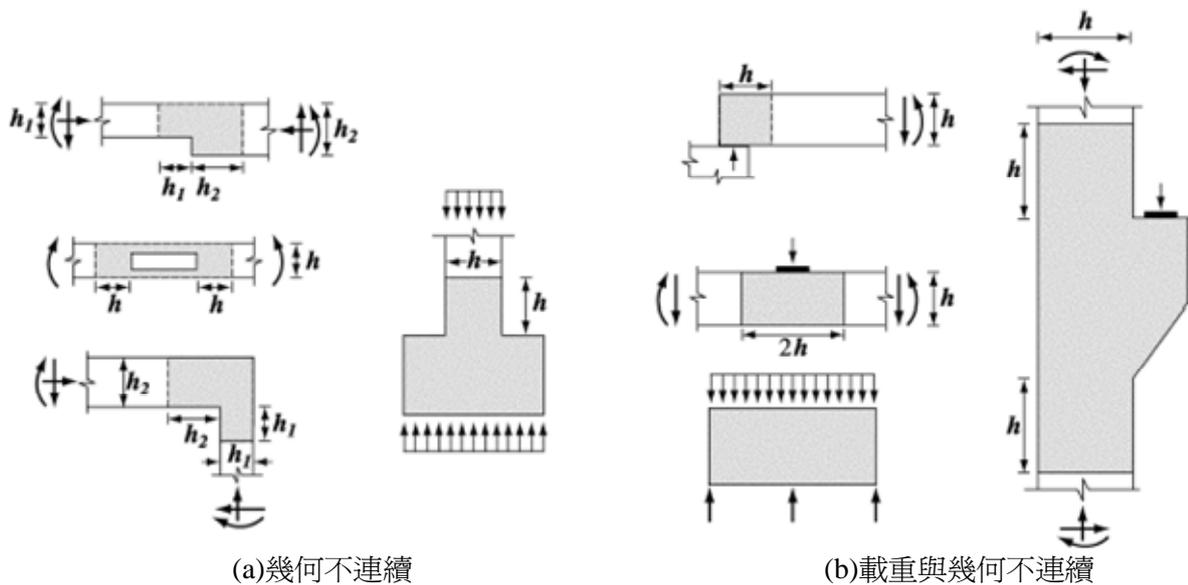
β_l = 因數，參閱第3.3.6節。

A.2 定義

不連續現象：幾何尺寸或載重急劇變化之情況。

解說：

在結構桿件尺寸變化處或集中載重與反力作用位置，構材之應力分佈會有不連續之現象。依 *St. Venant* 的原則，因軸力暨彎矩所衍生之應力需距不連續處達一倍桿件深度 h 後，方可形成線性分佈。而不連續區域可設定為自載重或尺寸變化斷面起延伸達距離 h 之範圍。圖RA.2.1(a)顯示典型之幾何不連續情況，而圖RA.2.1(b)則顯示合併載重與幾何不連續之情況。



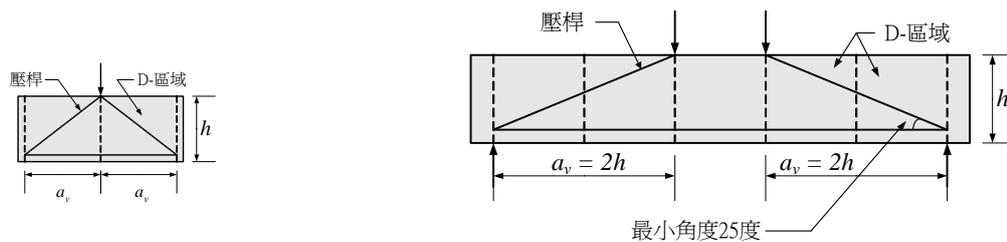
圖RA.2.1 D區域及載重與幾何的不連續情況

D-區域：桿件中距幾何或載重不連續處一倍構材深度 h 以內之區域。

解說：

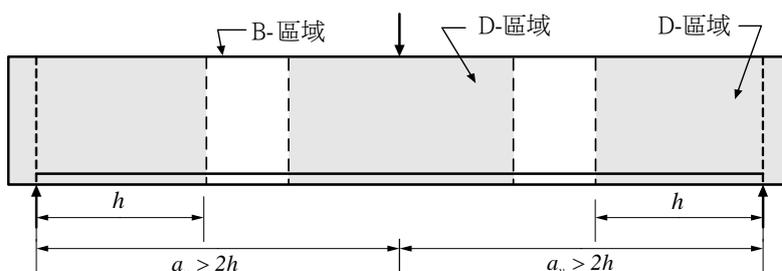
圖RA.2.1(a)與(b)中之陰影部份標示典型之D-區域^[A.1]，而第3.3.1節中斷面維持平面之假設對此區域並不適用。

圖RA.2.2(a)中之任一剪力跨度均為D-區域。若兩個D-區域重疊或相交如圖RA.2.2(b)所示，其亦可視為一單獨之D-區域以便設計。此一D-區域之最大長對深比值約為2，故而D-區域中壓桿和拉桿間之最小夾角為 $\tan^{-1}(1/2)=26.5$ 度，可近似取25度。



(a) 剪力跨度, $a_v < 2h$, 深梁

(b) 剪力跨度, $a_v = 2h$, 深梁之界限



(c) 剪力跨度, $a_v > 2h$, 細長梁

圖RA.2.2 深梁與細長梁之描述

B-區域：桿件中適用第 3.3.1 節撓曲理論斷面維持平面假設之區域。

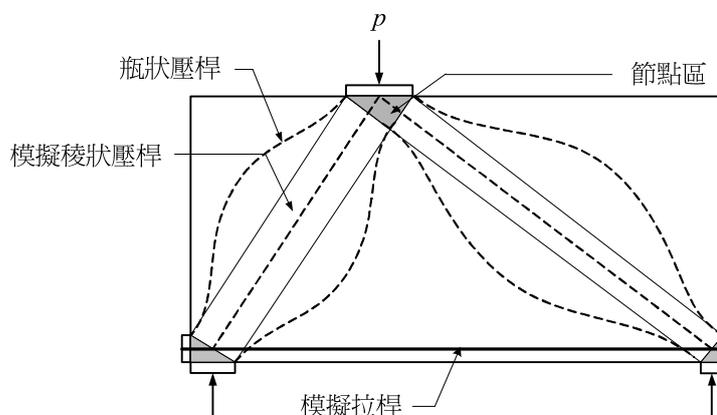
解說：

一般而言，桿件中D-區域以外之部份即為B-區域。

若在剪力跨度之D-區域間存在一B-區域，如圖RA.2.2(c)所示，且B-區域之尺寸和鋼筋配置與D-區域相似時，則剪力跨度之強度係由B-區域之強度所控制^[A.2]。這是因為B-區域之強度比相似之D-區域強度為低。對一般之梁而言，其剪力跨度均包含B-區域，故其可用傳統之剪力設計方法如第4.2至4.6節所示，從而忽略D-區域之處理。

壓拉桿模式：結構構材或是構材內 D-區域之桁架模式，其由壓桿、拉桿與節點所連結組成，而足以將設計載重傳遞至支承或相鄰 B-區域者。

解說：



圖RA.2.3 壓拉桿模式之描述

單跨深梁承受集中荷重之壓拉桿模式如圖RA.2.3所示，壓桿或拉桿之斷面積由垂直於壓拉桿軸線方向之厚度與寬度所決定，其中厚度垂直於桁架模型所在平面，而寬度則位於桁架模型所在之平面上。

壓桿：壓拉桿模式中之受壓構材，代表一平行或扇形壓力場之合力。

解說：

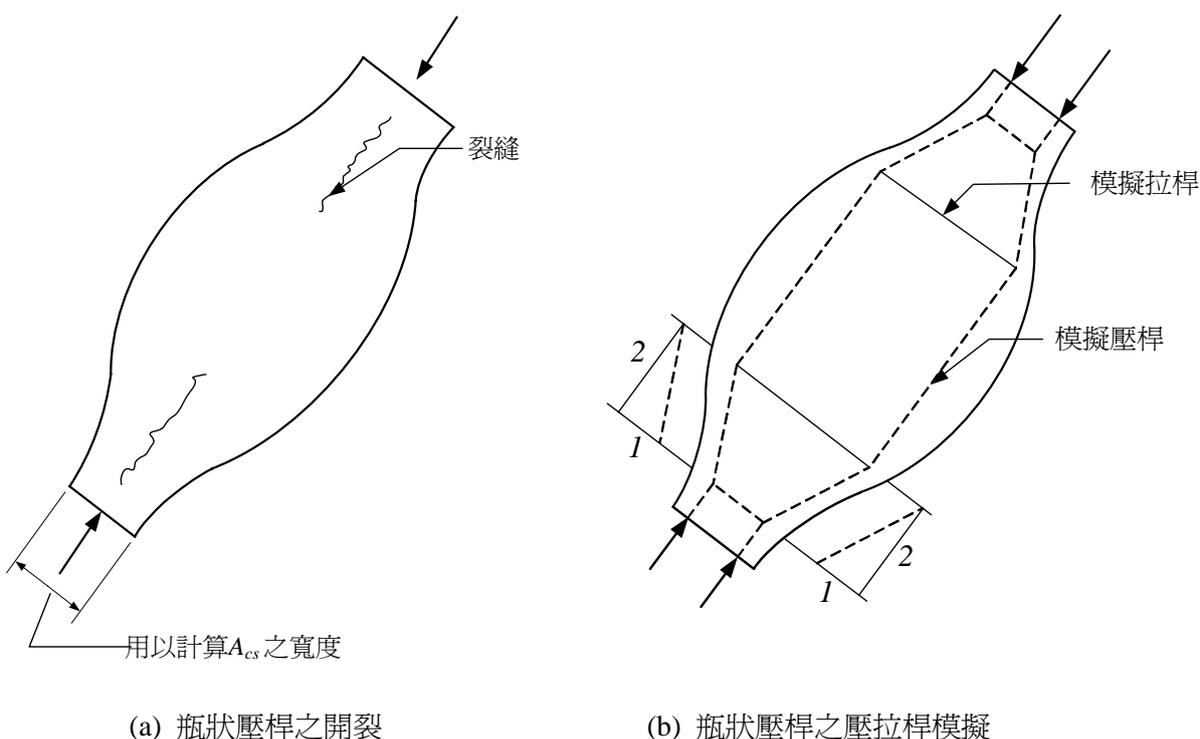
在設計時，壓桿通常被理想化為稜體之受壓桿件，如圖RA.2.3中直線所標示之壓桿。若是因為壓桿兩端節點區之寬度不同，或因不同之支承長度以致於壓桿之有效抗壓強度 f_{ce} 不同時，則壓桿可模擬成寬度直線漸變之受壓桿件。

瓶狀壓桿：壓桿中間段較兩端為寬者。

解說：

瓶狀壓桿係指桿件中之壓桿，在其中央部份之受壓混凝土寬度可朝側向伸展者^[A.1,A.3]。圖RA.2.3中之曲虛線和圖RA.2.4之曲實線均約略勾勒出瓶狀壓桿之形狀。混凝土圓柱試體之劈裂測試即為瓶狀壓桿之一例。測試所施加之壓力會造成內部的側向膨脹，故而引起橫向拉力以致於劈裂開試體。

為簡化設計，瓶狀壓桿可理想化成稜狀體或寬度漸變者，但須配置第A.4.3節所要求之開裂控制鋼筋以抵抗橫向拉力。橫向束制鋼筋之用量可用圖RA.2.4(b)之壓拉桿模式來計算，其中壓力橫向擴散之現象係以斜率1:2之壓桿作模擬。若 f'_c 未超過 420kgf/cm^2 時，橫向束制鋼筋量可用式(A-4)來評估。瓶式壓桿之斷面積 A_{cs} 係採用壓桿兩端斷面積較小者，如圖RA.2.4(a)所示。



圖RA.2.4 瓶狀壓桿

拉桿：壓拉桿模式中之受拉桿件。

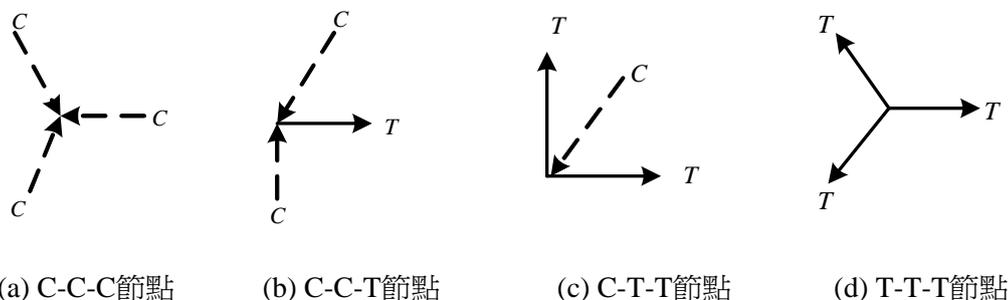
解說：

拉桿由鋼筋、預力鋼筋與環繞拉桿軸線之混凝土所組成。包含環繞混凝土之用意是為了界定壓拉桿中力量之錨定區域。拉桿中之混凝土並非用以抵抗拉桿之軸向拉力。雖然在設計上並未被考慮，環繞混凝土確實會降低拉桿之伸長變形，其於使用載重時尤其顯著。

節點：壓拉桿模式中，壓桿、拉桿與集中載重之軸線之交點。

解說：

基於力平衡條件，壓拉桿模式中之節點需至少有三個力同時作用，如圖RA.2.5所示。節點係根據作用力之標誌作分類，例如C-C-C節點係由三個壓力所組成，而C-C-T節點則由二個壓力和一個拉力所組成。

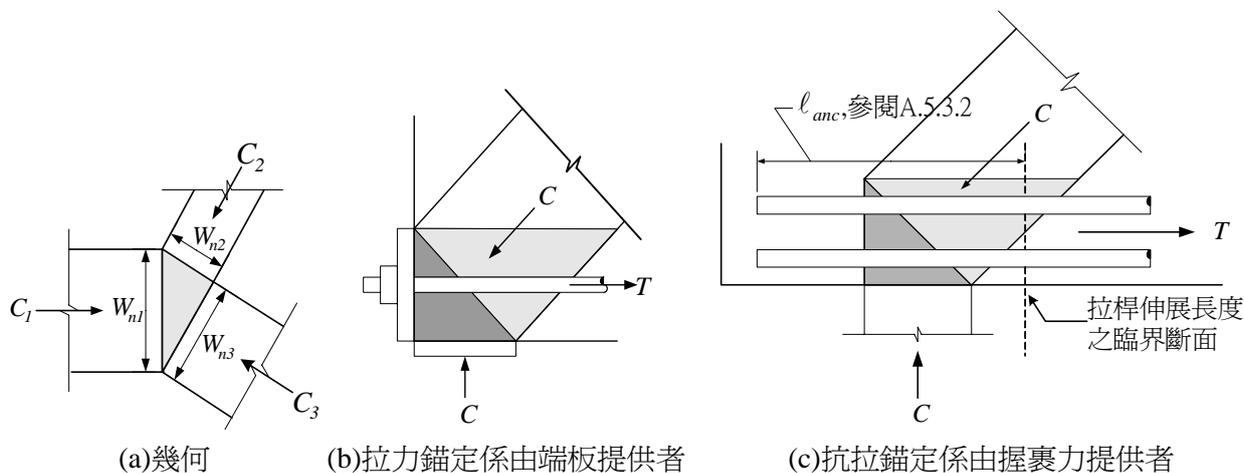


圖RA.2.5 節點之分類

節點區：節點周遭之混凝土塊體，用以傳遞交會於節點處之壓拉桿力。

解說：

長久以來均使用圖RA.2.6所示之靜壓節點區，但近來其大部份已由圖RA.2.7所示之擴展節點區所取代。所謂靜壓節點區係指其承載面垂直於壓桿及拉桿之軸線，且其承載面具有相同之應力作用。圖RA.2.6(a)即顯示一C-C-C節點區。若節點區相對於三個壓桿之承載面具有相同之作用應力，則節點區三邊長之比值 $w_{n1} : w_{n2} : w_{n3}$ 和三個作用力之比值 $C_1 : C_2 : C_3$ 應相同。靜壓節點區之界面應與交會於節點區壓拉桿之軸線相垂直。



圖RA.2.6 靜壓節點

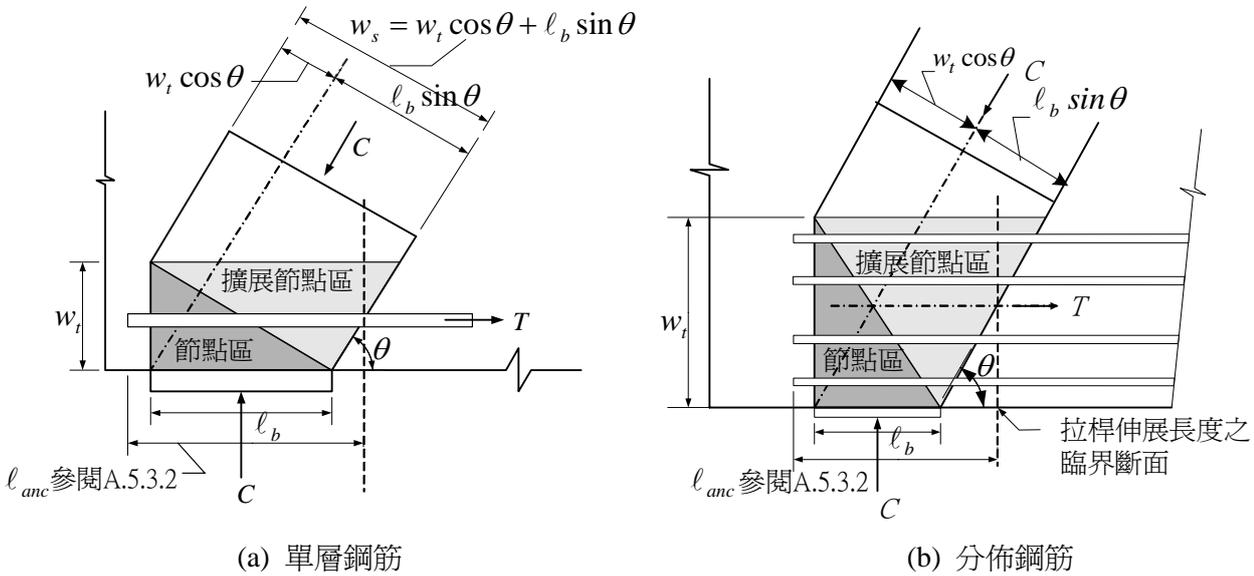
靜壓節點區之命名係取作用於節點之面內應力在任一方向均相同之故。但嚴格來說此一術語並不正確，因為面內應力和面外應力並不相等。

一個C-C-T節點區可表達為一靜壓節點區，若拉桿延伸穿過節點後，在節點遠端界面以平板錨定且此平板之尺寸足以衍生和壓桿應力相同之支承應力，如圖RA.2.6(b)所示。而圖RA.2.6(b)左側之支承板係代表一實際之拉桿錨定。而拉桿中拉力之錨定可由端板提供，其亦可經由直線或彎鉤伸展以達成，如圖RA.2.6(c)所示。

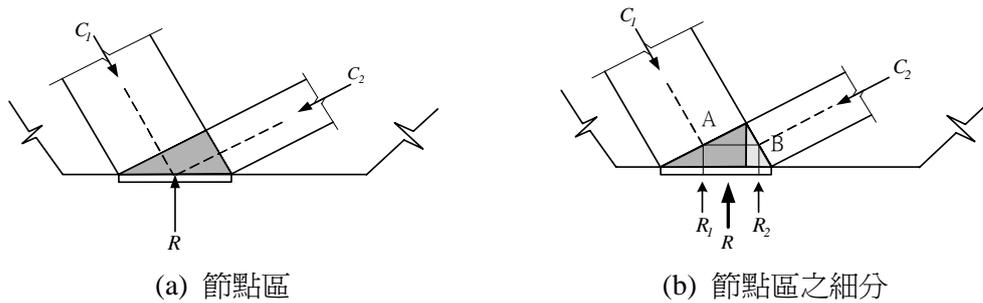
圖RA.2.7(a)與(b)中之淡彩陰影部份即為擴展節點區，而其係指桿件中由有效壓桿寬度 w_s 和有效拉桿

寬度 w_t (參閱第A.5.2節之解說) 之交叉線所界限之範圍。

在圖RA.2.8(a)之節點區中，其反力 R 必須平衡作用力 C_1 和 C_2 之垂直分量。通常將反力 R 拆為 R_1 和 R_2 分別計算較易，其中 R_1 係平衡 C_1 之垂直分量，而 R_2 係平衡 C_2 之垂直分量，如圖RA.2.8(b)所示。



圖RA.2.7 因應力量分佈效應之擴展節點區



圖RA.2.8 節點區之細分

深梁：參閱第 3.8.1 節與第 4.9.1 節。

解說：

參閱圖RA.2.2(a)，RA.2.2(b)，和RA.2.3，與第3.8及4.9節。

A.3 壓拉桿模式設計程序

A.3.1 可將結構混凝土構材或該構材內之 D-區域模擬為理想化之桁架以作設計。桁架模式應包含壓桿、拉桿與節點，且其可將所有設計載重傳遞至支承或相鄰 B-區域。

解說：

第A.3.1節所謂之桁架模式係指壓拉桿模式，而其使用之細節可參閱文獻[A.1~A.7]所述。D-區域之設計包含下列四個步驟：

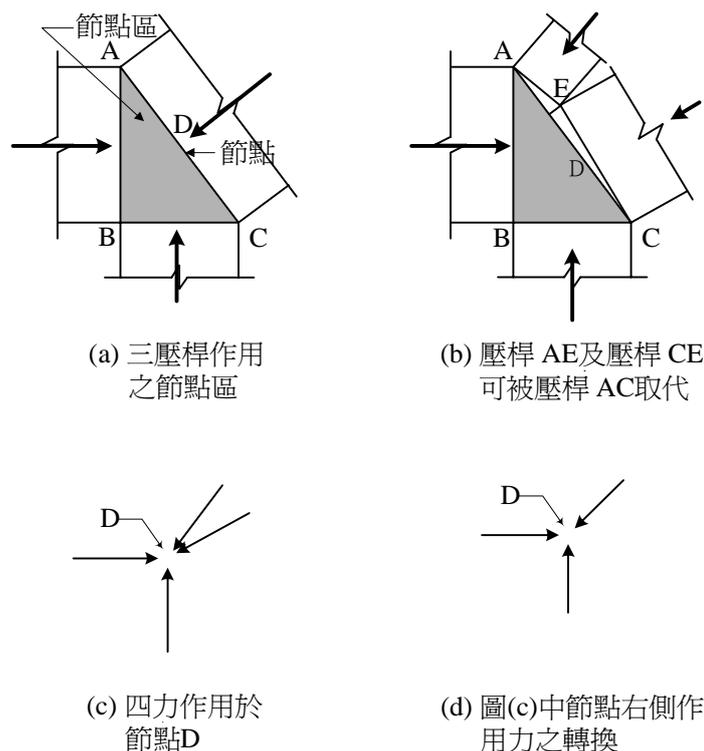
- (1) 界定且分離此D-區域；
- (2) 計算作用於D-區域邊界上之合力；
- (3) 選擇一桁架模型以傳導合力通過D-區域。壓桿與拉桿之軸線應分別和壓力場與拉力場之軸線重合。然後計算壓桿和拉桿中之力。

(4)根據步驟(3)所求得之力以及第A.4.2與A.6.2節所規定的有效混凝土強度，可逕行決定壓桿和節點區之有效寬度，而拉桿鋼筋量則可據第A.5.1節所規定之鋼筋強度作估計。鋼筋應錨定於節點區內。壓拉桿模式僅代表強度之極限狀態，而設計者亦須遵守規範對使用性之要求。深梁及其它相似桿件之位移可用彈性理論由壓拉桿模式分析而得。此外，拉桿之裂縫寬度可按第3.7.2節查核，而拉桿可假設由稜狀之混凝土所包裹，其對應之斷面積可依第A.5.2節之解說所規定。

A.3.2 壓拉桿模式中之作用載重與反力應符合力平衡條件。

A.3.3 應將壓桿、拉桿與節點區之尺度納入考慮以決定桁架之幾何形式。

解說：



圖RA.3.3 節點區作用力之分解

組成壓拉桿模式之壓桿、拉桿與節點區均有其寬度，故應將其計入以決定桁架之尺度。圖RA.3.3(a)顯示一節點及其對應之節點區，其垂直及水平力係平衡傾斜壓桿之作用力。若三個壓桿之應力均相同，則可使用靜壓節點區描述，此時壓桿之寬度應與壓桿之作用力成比例。

若對平面結構之節點區有超過三個力作用，如圖RA.3.3(b)所示，則通常需將若干力分解以化成三個相交之力。例如圖RA.3.3(b)中作用在AE面上之壓桿力和作用在CE面上之壓桿力可予合併，而以一作用在AC面上之力取代，且其合力須通過節點D。

另外的作法係假設所有的壓桿力均通過節點D以對壓拉桿模式作分析，如圖RA.3.3(c)所示。在此情況，於節點D右側的二個壓桿力可分解化為一個通過D點之力，如圖RA.3.3(d)所示。

若支承在垂直桿件方向的寬度小於桿件寬度時，則需橫向鋼筋來束制節點面之垂直劈裂。此一情況可用橫向的壓拉桿模式來模擬。

A.3.4 拉桿可以穿越壓桿，但壓桿間僅可在節點相交或重疊。

A.3.5 任何於節點相交之壓桿與拉桿，其軸線間之夾角不可小於 25 度。

解說：

相交於節點壓拉桿軸線間的角度需夠大之理由有二，一是對裂縫有較佳之控制，二是避免在相近方向的壓桿縮短與拉桿伸長所引發之位移不諧和。此角度限制可避免對細長梁之剪力跨度作壓桿與主筋間夾角小於25度之模擬情況。請參閱文獻[A.6]。

A.3.6 須依下式對壓桿、拉桿與節點區作設計：

$$\phi F_n \geq F_u \quad (\text{A-1})$$

式中 F_u 為作用在壓桿、拉桿或節點區某面之設計力； F_n 係壓桿、拉桿或節點區之計算強度； ϕ 為強度折減因數應符合第 2.3.2 節之規定。

解說：

將設計載重施加在壓拉桿模式上，再求出作用於壓桿、拉桿與節點區之設計力。若有數個載重情況，則須一個或數個壓拉桿模式分別求解。特定壓桿、拉桿或節點區之 F_u 應為所有載重情況中對該桿件之最大作用力值。

A.4 壓桿強度

A.4.1 無縱向鋼筋之壓桿計算抗壓強度 F_{ns} 可依下式，對兩端評估後取其小值：

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (\text{A-2})$$

式中 A_{cs} 為壓桿某端之斷面積，而 f_{ce} 則為下列(1)與(2)之小值：

- (1) 按第 A.4.2 節所規定壓桿混凝土之有效抗壓強度；
- (2) 按第 A.6.2 節所規定節點區混凝土之有效抗壓強度。

解說：

為計算 A_{cs} 所採用之壓桿寬度 w_s 應為垂直軸向位於壓桿端部之較小尺度。此一壓桿寬度可如圖 RA.2.6(a)與圖RA.2.7(a)及(b)所示。對例如深梁之平面結構而言，其壓桿厚度可取構材之厚度值。

A.4.2 壓桿中混凝土之有效抗壓強度 f_{ce} 可採

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f'_c \quad (\text{A-3})$$

式中 β_s 之值係按第 A.4.2.1 至 A.4.2.4 節之規定。

解說：

式(A-3)中之強度係數， $0.85 f'_c$ ，係代表在持續壓力作用下之有效混凝土強度，其亦如式(3-1)與(3-2)所使用者。

A.4.2.1 壓桿全長具均勻斷面積者， $\beta_s = 1.0$

解說：

第A.4.2.1節中對壓桿所使用之 β_s 值等效於梁或柱中壓力區之矩形應力塊。

A.4.2.2 瓶狀壓桿：

- (1) 鋼筋配置符合第 A.4.3 節規定者， $\beta_s = 0.75$
 - (2) 鋼筋配置不符合第 A.4.3 節規定者， $\beta_s = 0.60\lambda$
- 其中 λ 係於第 4.8.4.3 節中規定。

解說：

第A.4.2.2節所規定之 β_s 值適用於圖RA.2.3所示之瓶狀壓桿。內部朝橫向擴散的壓力會在壓桿端部造成平行軸向之劈裂，如圖RA.2.4所示。配置鋼筋以抵抗劈裂力並限制裂縫寬度，可使壓桿承載較高之軸力並允許力量再分配。

第A.4.2.2(2)節所規定之 β_s 值包含對輕質混凝土之修正因數 λ ，那是因為對無橫向鋼筋配置之壓桿強度應予設限，使其不超過引發軸向開裂之載重值。

A.4.2.3 在拉力構材或在構材抗拉翼版內之壓桿， $\beta_s = 0.4$

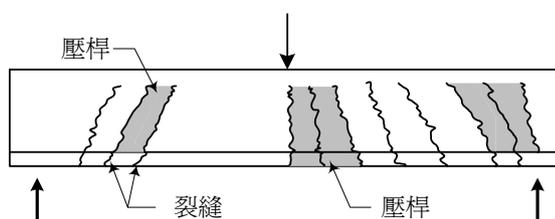
解說：

若壓拉桿模式用於設計梁、箱形梁與牆之抗拉翼版的縱向暨橫向鋼筋時，其壓桿強度應採用第A.4.2.3節之 β_s 值。較低的 β_s 值係反應這些壓桿之壓力傳遞需穿過拉力區裂縫之故。

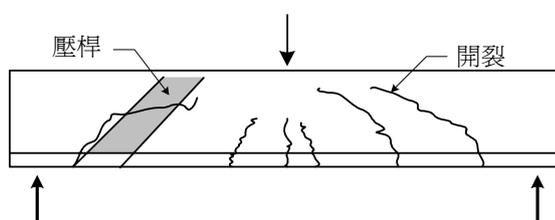
A.4.2.4 其它情況， $\beta_s = 0.6$

解說：

第A.4.2.4節所規定之 β_s 值係供不合於第A.4.2.1、A.4.2.2與A.4.2.3節之情況使用。例如在梁腹版的壓力場內，其平行之對角裂縫會將腹版切出傾斜壓桿，而這些壓桿又可能會被斜切之裂縫穿過，如圖RA.4.2(a)與(b)所示。對第A.4.2.2(2)與A.4.2.3節所述之壓桿除外，第A.4.2.4節對 β_s 作了合理的下限規定。



(a) 梁腹版傾斜裂縫間之壓桿－第A.4.2節



(b) 被斜交裂縫穿過之壓桿－第A.4.4節

圖RA.4.2 壓桿之型式

A.4.3 若使用第 A.4.2.2(1)節中之 β_s 值，則須配置鋼筋穿過壓桿軸線，其鋼筋量應足以抵抗壓桿中因壓力傳遞所衍生之橫向拉力。壓桿中壓力傳遞之斜率可採取軸向對橫向為 2:1 之比值。

A.4.3.1 若 f'_c 未超過 420kgf/cm^2 時，符合第 A.4.3 節規定係指穿過壓桿軸線之鋼筋需達到

$$\sum \frac{A_{s_i}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \geq 0.003 \quad (\text{A-4})$$

式中 A_{s_i} 為穿過壓桿第 i 層之鋼筋斷面積，其間距為 s_i 且與壓桿軸線呈 α_i 角度。

解說：

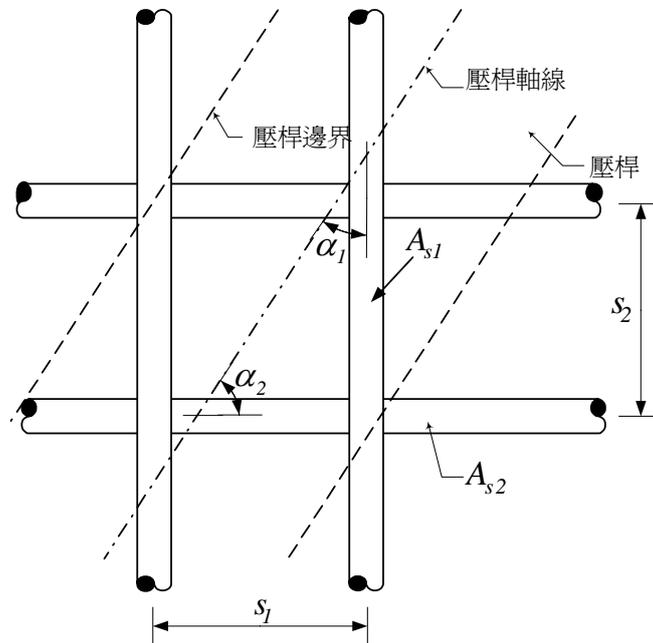
第A.4.3節之鋼筋需求係針對壓桿擴散所引致之拉力，如圖RA.2.4(b)中之壓拉桿模式所述。第A.4.3節允許設計者使用局部之壓拉桿模式，對特定壓桿計算其所需之橫向鋼筋。壓桿中之壓力可設定為2:1之斜率作傳遞，如圖RA.2.4(b)中所示。若混凝土之設計強度未超過 420 kgf/cm^2 時，依式(A-4)所求得之鋼筋量可視為符合第A.4.3節之規定。

圖RA.4.3顯示兩層通過開裂壓桿的鋼筋。若裂縫張開且裂縫上無剪力滑移現象，則圖RA.4.3中由下標1及2分別註記對垂直及水平鋼筋會造成垂直壓桿之應力。

$$\frac{A_{s_i} f_{s_i}}{b_s s_i} \sin \alpha_i$$

為簡化計算，式(A-4)係表達為鋼筋比而非應力。圖RA.4.3中由下標2所註記之水平鋼筋比亦須計入式中。

通常第A.4.3節所需求之圍束鋼筋並不易配置於像樁帽版等三度空間結構。若未配置圍束鋼筋時， f_{ce} 之計算可採第A.4.2.2(2)節之規定。



圖RA.4.3 通過壓桿之鋼筋

A.4.3.2 第 A.4.3 節所要求之鋼筋可採用互相垂直之雙向配置，其與壓桿軸線之夾角分別為 α_1 與 α_2 ；亦可採用單向鋼筋配置，其與壓桿軸線之夾角為 α 。若取單向鋼筋配置時，其 α 角不可小於 40 度。

解說：

對剪力跨深比小於 1.0 之托架而言，其通常僅配置穿過傾斜壓桿之水平肋筋以符合第 A.4.3 節對圍束鋼筋之規定，如圖 R.4.10.1 所示。

A.4.4 若有測試與分析之資料支持，壓桿之有效抗壓強度可因使用圍束鋼筋而提高。

解說：

在預力混凝土鋼腱錨定區之設計，有時會使用圍束鋼筋來提高局部區域內壓桿之抗壓強度。文獻 [A.4] 與 [A.8] 有討論壓桿之圍束情況。

A.4.5 使用壓力鋼筋來提高壓桿之強度者為有縱向鋼筋之壓桿，壓力鋼筋應配置在壓桿內，平行壓桿軸線並加以適當錨定，且以符合第 13.9 節之螺箍筋或橫箍筋圍束之。若符合上述情況，則其計算強度為

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A'_s f'_s \quad (A-5)$$

解說：

式(A-5)中最後一項係表達由鋼筋所增加之強度。為計算強度所需壓桿中鋼筋應力 f'_s 值，可按對應壓桿擠碎之壓桿應變而求得。對符合 CNS 560 之鋼筋， f'_s 可取 f_y 之值。

A.5 拉桿強度

A.5.1 拉桿之計算強度 F_{nt} 可取

$$F_{nt} = A_{ts} f_y + A_{tp} (f_{se} + \Delta f_p) \quad (A-6)$$

式中 $(f_{se} + \Delta f_p)$ 不可超過 f_{py} ，且對非預力構材其 A_{tp} 之值為零。

在式(A-6)中，黏裹預力鋼筋之 Δf_p 可取 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ，未黏裹預力鋼筋則可取 700 kgf/cm^2 ，其它由分析驗證之 Δf_p 值亦可使用。

A.5.2 拉桿內鋼筋之軸線應與壓拉桿模式中拉桿之軸線相一致。

解說：

根據拉桿鋼筋之分佈情況，設計 w_t 所採用的有效拉桿寬度會在下列限制間變化：

- (1) 若拉桿鋼筋為單層配置，則有效拉桿寬度可取拉桿鋼筋之直徑再加上距該鋼筋表面淨保護層厚度之兩倍，如圖 RA.2.7(a) 所示；與
- (2) 一個實務的拉桿寬度上限值可取與其對應之靜壓節點區寬度，可計算如下：

$$w_{t,\max} = F_{nt} / (f_{ce} b_s)$$

式中 f_{ce} 為第 A.6.2 節中規定節點區所適用之有效抗壓強度。若計算之拉桿寬度超過項目(1)所得之值，則拉桿鋼筋應在拉桿的寬度與厚度範圍內作約略之均勻分佈，如圖 RA.2.7(b) 所示。

A.5.3 拉桿鋼筋之錨定應使用機械裝置、後拉錨定裝置、標準彎鈎或直線鋼筋伸展方式，以滿足第 A.5.3.1 至 A.5.3.4 節之規定。

A.5.3.1 節點區須具有發展出拉桿在節點區兩側面作用拉力之差異值。

A.5.3.2 對單根拉桿錨定於節點區者，拉桿在其鋼筋重心離開擴展節點區進入跨度範圍前應發展出拉桿之拉力。

A.5.3.3 對兩根或多根拉桿錨定於節點區者，任一方向拉桿在其鋼筋重心離開擴展節點區前應發展出拉桿之拉力。

A.5.3.4 應按第 5.14 節之規定對第 A.4.3 節所要求之橫向鋼筋提供適當之錨定。

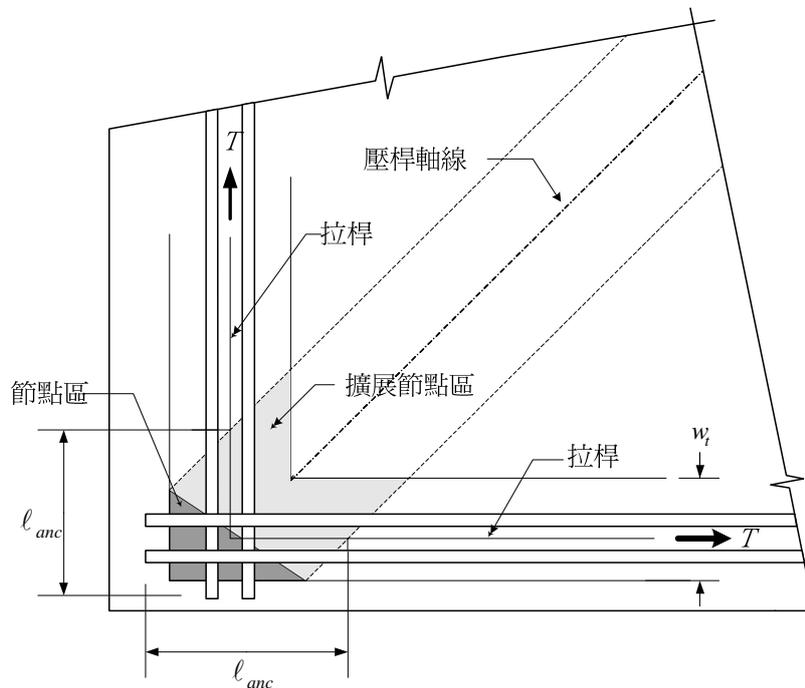
解說：

在托架節點區或深梁近外部支承節點區，對其拉桿之錨定通常須特別注意。拉桿鋼筋在離開擴展節點區前應得到適當之錨定，其係指拉桿在鋼筋重心與壓桿或支承區延伸邊界之交點處應可發展出足夠之拉力。圖RA.2.7(a)和(b)顯示拉桿在鋼筋重心和擴展節點區邊界之交點處須發揮出足夠之拉力。有些錨定需將鋼筋延伸穿過節點區，藉節點區外部混凝土完成伸展需求，如圖RA.2.6(c)所示。若拉桿使用90度彎鈎錨定，為避免裂縫從支承區中彎鈎外側劈開，故彎鈎需受從支承構材伸入梁中之鋼筋所圍束。

若深梁之寬度足以容納U型鋼筋時，則可使用深梁拉桿鋼筋與U型鋼筋搭接，以將拉桿拉力錨定於外部支承處。

圖RA.5.3顯示兩根拉桿在節點區錨定，其於拉桿重心穿過擴展節點區之邊界處應完成伸展。

拉桿鋼筋之伸展長度能予以縮短，例如使用彎鈎、機械裝置、額外圍束或使用若干層較小尺寸鋼筋作續接。



圖RA.5.3 錨定兩拉桿之擴展節點區

A.6 節點區強度

A.6.1 節點區之計算抗壓強度 F_m 應為

$$F_m = f_{ce} A_{nz} \quad (\text{A-7})$$

式中 f_{ce} 為節點區混凝土按 A.6.2 節規定之有效抗壓強度，而 A_{nz} 為(1)與(2)之較小值：

- (1) 位於節點區面上且垂直於 F_u 作用線之面積。
- (2) 貫穿節點區且垂直於合力作用線之斷面積。

解說：

若交會於節點之所有壓桿應力均相等，則可使用靜壓節點區。其節點區之各面均垂直於壓桿之軸線，且節點區各面之寬度均與壓桿之壓力成正比。

若假設壓桿及拉桿內之主應力均平行於壓桿及拉桿之軸線，則作用在垂直壓拉桿軸線面上應力係為主應力，故而可使用第A.6.1(1)之規定。若節點區之面並不垂直壓桿之軸線，如圖RA.2.7(b)所示，則在節點區面上會有剪應力與正向應力之作用。通常這些應力可以作用於與軸線垂直之壓桿斷面積 A_{cs} 上之正向主壓應力所取代，如第A.6.1(1)節中之規定。

在某些情況下，第A.6.1(2)節要求對分割節點區內之斷面應力作查驗。其須對垂直節點區內之合力且具最小截面積之斷面作應力查驗。在圖RA.2.8(b)中，將節點區分割為兩部份之垂直斷面會受到沿AB之合力所作用。節點區之設計會控制於依第A.6.1(1)或A.6.1(2)節規定且產生較高作用應力之臨界斷面。

A.6.2 除節點區有圍束鋼筋配置且其效應經測試與分析驗證者外，其壓拉桿作用力於節點區面上之計算有效壓應力 f_{ce} 不可超過下式規定值：

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f'_c \quad (\text{A-8})$$

式中 β_n 之值係按第 A.6.2.1 至 A.6.2.3 節之規定。

A.6.2.1 節點區係由壓桿或支承面或兩者共同圍封者， $\beta_n = 1.0$

A.6.2.2 節點區錨定單根拉桿者， $\beta_n = 0.80$

A.6.2.3 節點區錨定兩根或多根拉桿者， $\beta_n = 0.60$ 。

解說：

對深梁等平面構材而言，若交會於節點均為壓力桿件，則可界定為C-C-C節點；若交會於節點有一拉力桿件，則可界定為C-C-T節點；餘此類推如圖RA.2.5所示。節點區之有效抗壓強度係按式(A-8)計算，其中第A.6.2.1至A.6.2.3節之規定分別適用於C-C-C節點、C-C-T節點、以及C-T-T或T-T-T節點。

β_n 之值係反應拉桿之拉應變與壓桿之壓應變間的不諧和性所引致節點區之混亂程度。任何節點面與任何貫穿節點區斷面上之應力，均不可超過式(A-8)之規定值。

A.6.3 在三度空間壓拉桿模式中，其節點區任一面之面積不可低於第 A.6.1 節規定之值，且節點區任一面之形狀應與壓桿端部在節點區對應面上所投影之形狀相似。

解說：

為簡化三度空間壓拉桿模式中幾何之計算，故而對節點區面之形狀及方位作一描述。

參考文獻

- [A.1] Schlaich, J.; Schäfer, K.; and Jennewein, M., "Toward a Consistent Design of Structural Concrete," *PCI Journal*, V. 32, No. 3, May-June, 1987, pp 74-150.
- [A.2] Collins, M. P., and Mitchell, D., *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1991, 766 pp.
- [A.3] MacGregor, J. G., *Reinforced Concrete: Mechanics and Design, 3rd Edition.*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1997, 939 pp.
- [A.4] *FIP Recommendations, Practical Design of Structural Concrete*, FIP-Commission 3, "Practical Design," Sept. 1996, Pub.: SETO, London, Sept. 1999.
- [A.5] Menn, C, *Prestressed Concrete Bridges*, Birkhäuser, Basle, 535 pp.
- [A.6] Muttoni, A; Schwartz, J.; and Thürlimann, B., *Design of Concrete Structures with Stress Fields*, Birkhauser, Boston, Mass., 1997, 143 pp.
- [A.7] Joint ACI-ASCE Committee 445, "Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete," *ASCE Journal of Structural Engineering*, Dec., 1998, pp 1375-1417.
- [A.8] Bergmeister, K.; Breen, J. E.; and Jirsa, J. O., "Dimensioning of the Nodes and Development of Reinforcement," *IABSE Colloquium Stuttgart 1991*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, 1991, pp. 551-556.

附篇 B 鋼筋(含預力)混凝土受撓曲與軸力構材替代設計規定

B.1 符號及範圍

B.1.1 符號

A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部份面積； cm^2 。

A_s = 非預力縱向受拉鋼筋之斷面積； cm^2 。

A'_s = 縱向受壓鋼筋之斷面積； cm^2 。

b = 構材受壓面之寬度； cm 。

b_w = 梁腹寬度； cm 。

d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。

d' = 構材最外受壓纖維至縱向受壓鋼筋斷面重心之距離； cm 。

f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。

f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。

h = 構材總厚或全深； cm 。

P_b = 在平衡應變狀態時之軸力計算強度，參閱第 3.4.2 節； kgf 。

P_n = 斷面之軸力計算強度； kgf 。

$\beta_1 = \frac{a}{c}$ ；壓應力分佈等值矩形塊高度與最外受壓纖維至中性軸距離之比值，參閱第 3.3.6 節。

$\rho = \frac{A_s}{bd}$ ；非預力受拉鋼筋比。

$\rho' = \frac{A'_s}{bd}$ ；非預力受壓鋼筋比。

ρ_b = 產生平衡應變狀態之鋼筋比，參閱第 3.4.2 節解說及附篇 B.3 節。

ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c}$ ；受拉鋼筋之鋼筋量指數。

$\omega' = \rho' \frac{f_y}{f'_c}$ ；受壓鋼筋之鋼筋量指數。

$\omega_p = \rho_p \frac{f_{ps}}{f'_c}$ ；預力鋼筋之鋼筋量指數。

ω_{pw} = 有翼緣斷面在梁腹寬度範圍之預力鋼筋量指數。

ω_w = 有翼緣斷面在梁腹寬度範圍之受拉鋼筋量指數。

ω'_w = 有翼緣斷面在梁腹寬度範圍之受壓鋼筋量指數。

B.1.2 範圍

撓曲與軸力構材得依附篇 B 之規定設計。當採用附篇 B 規定設計時，第 B.2.6，B.2.6.1，B.2.6.2 及 B.2.6.3 節應取代第二章內相關之節次。第 B.3.4.3 節取代第 3.4.3，3.4.4，及 3.4.5 節之規定，惟保留第 3.4.5.1 節。第 B.11.9.1，B.11.9.2，B.11.9.3 及 B.11.11.4 節取代第十

一章內之相關節次。

若採用本附篇 B 任何一節之規定，則本附篇 B 之所有各節將取代本規範主文內相關節次。本規範其他規定仍應遵守。

解說：

附篇B中之鋼筋限制、強度折減係數 ϕ 、及彎矩再分配規定均與本規範主文不一樣。附篇B中之上述規定已行之有年，故依照附篇B之規定設計，同樣可以接受。

當採用本附篇B時，相對應之解說可以參考，而載重因數及強度折減係數可選擇本規範第二章或附篇C之規定。

B.2.6 非預力連續受撓構材負彎矩之調整

預力混凝土構材彎矩之再分配，見第 B.11.11.4 節。

B.2.6.1 除彎矩利用近似值外，連續構材在假定載重分佈情形下，依據彈性理論求得支承處之負彎矩可作增減，但不得超過

$$20 \left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right) \%$$

B.2.6.2 跨度內其他斷面之彎矩亦應作配合之修正。

B.2.6.3 此項負彎矩調整限於彎矩減少斷面之 ρ 或 $(\rho - \rho')$ 不得大於 $0.5\rho_b$ ，式中

$$\rho_b = \frac{0.85\beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right)$$

解說：

彎矩再分配視塑鉸區之韌性而定。塑鉸產生在最大彎矩處而使彎矩圖變動，通常會使塑鉸區之負彎矩減少而依彈性理論計得之正彎矩增加。負彎矩由某一載重配置分析而得正彎矩則由另一載重配置分析而得。任何單一之載重配置下每一斷面均有保存未完全利用的強度。塑鉸則可使較多的斷面在極限荷重時充分利用其強度。假設較保守之混凝土極限應變及塑鉸長度(甚多實驗結果所定)，旋轉能力較小之撓曲構材依分析所得其彎矩分配可上達20%，視其鋼筋比而定。以上所言乃較保守(見圖RB.2.6)。Cohn^[B.1]及Mattock^[B.2]之研究除支持上述結果，更進一步指出在使用荷重下有再分配及未再分配之梁裂紋及撓度相差不多。同時，若依規範設計之構材，再分配構件有相當之旋轉能力。本規範附篇B保持先前規範對再分配之限制。

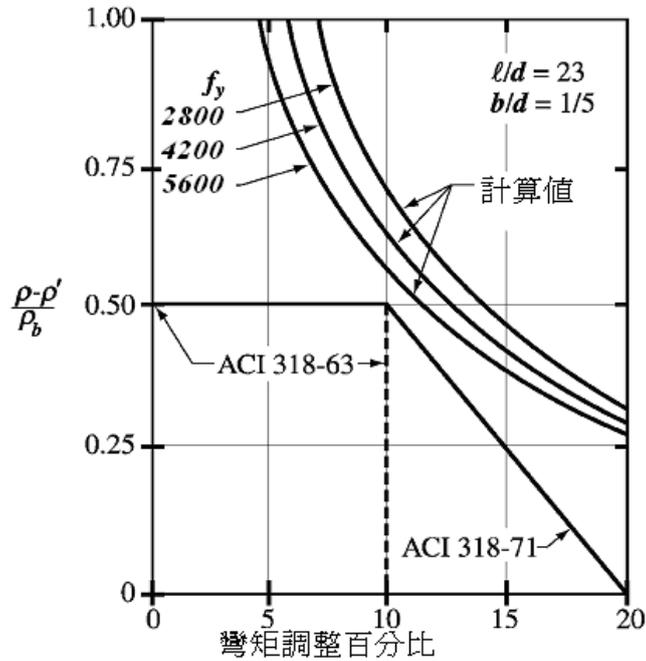
以直接設計法設計之版系不適用(見第6.7.1.7節)。

若鋼筋比不超過某一定值，本節建議在連續撓曲構架設計法所得之負彎矩，可重新分配調整。此項建議基於混凝土結構在受載重下，若其構材局部發展至『塑性鉸範圍』(plastic hinge region)時，則因韌性將引至之非彈性行爲(inelastic behavior)。

ACI 318-63版首次建議最大可能作10%之負彎矩調整。爾後經驗之累積，認為此項建議可行，且頗偏於保守。ACI 318-71版起建議修正為

$$20 \left(1 - \frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right) \%$$

其中 ρ 或 $(\rho - \rho')$ 不得大於 $0.5\rho_b$ ；ACI 318-95及以前之版本仍維持此議。惟ACI 318-02已加修訂，如本規範第2.6.1節及第2.6.3節條文所示。



圖RB.2.6.3 最小旋轉能力之彎矩再分配允許範圍

B.3 設計通則

B.3.4.3 受撓曲或兼受撓曲與軸壓力之構材，若其設計軸壓力 ϕP_n 小於 $0.10 f'_c A_g$ 或 ϕP_b 之較小者，其鋼筋比 ρ 不得超過以無軸力作用時計得之撓曲平衡應變狀態鋼筋比 ρ_b 之0.75。構材有受壓鋼筋者，其 ρ_b 中用以平衡受壓鋼筋之部份不需乘以0.75。

解說：

在無軸力狀態下之梁平衡應變狀態為混凝土之最外受壓纖維達到假設極限應變0.003之同時，受拉鋼筋恰達到降伏應變值 f_y / E_s 。達到撓曲平衡應變狀態時之鋼筋比 ρ_b 與斷面形狀及鋼筋位置有關，以下為三種常用斷面之 ρ_b 公式：

(1) 矩形斷面，無軸力作用，無受壓鋼筋時：

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) = \bar{\rho}_b \quad (\text{RB3.4a})$$

(2) 矩形斷面，無軸力作用，有受壓鋼筋時：

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) + \rho' \left(\frac{f'_{sb}}{f_y} \right) \\ &= \bar{\rho}_b + \rho' \left(\frac{f'_{sb}}{f_y} \right) \end{aligned} \quad (\text{RB3.4b})$$

式中： f'_{sb} = 受壓鋼筋在平衡應變狀態下算得之鋼筋應力； kgf/cm^2 。

(3) T形斷面，無軸力作用，翼緣受壓，無受壓鋼筋時：

$$\begin{aligned} \rho_{wb} &= \frac{0.85 \beta_1 f'_c}{f_y} \left(\frac{6,120}{6,120 + f_y} \right) + \frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y b_w d} \\ &= \bar{\rho}_b + \frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y b_w d} \end{aligned} \quad (\text{RB3.4c})$$

式中： h_f = T型梁翼緣厚度，但不得大於 $\beta_1 c$ ； cm 。

第B.2.6.3節之 ρ_b 為定值，係假設壓力筋降伏，而將其視為鋼筋比為 $(\rho - \rho')$ 之單筋梁，相當於本解說之 $\bar{\rho}_b$ 。

最大鋼筋比限制之規定係為確保受撓構材之韌性。當混凝土之最外受壓纖維達到假設極限應變時，則構材達到其極限受撓強度，此時『受拉鋼筋之應變值』可能有三種狀況：(1)恰開始達到降伏應變值，(2)未達到降伏應變值(彈性區)，(3)超過降伏應變值(非彈性區域)。以上三種狀況視鋼筋及混凝土之強度及鋼筋比而定：若 $\rho(f_y/f_c')$ 較小時，『受拉鋼筋之應變值』將遠超過降伏應變值，此時產生之大變形量將有充分之預警作用；若 $\rho(f_y/f_c')$ 較大時，『受拉鋼筋之應變值』可能尚未達到降伏應變值，混凝土已達假設極限應變，此時將因變形小而無預先警示，產生壓碎破壞。為保守計，極限強度設計法乃限制僅可發生上述第(3)種韌性破壞狀況。

有壓力鋼筋梁之拉力鋼筋，僅其中用以平衡混凝土壓力之該部份鋼筋需受韌性行為之限制，用以平衡壓力鋼筋應力的另一部份鋼筋，不需受乘0.75之限制，例如有受壓鋼筋矩形斷面使用式(RB3.4b)時，其第二項無需乘0.75。

除須極大韌性之場合，一般限制 $0.75\rho_b$ 已足夠提供韌性需求。彎矩再分配適用之設計即必須有極大韌性。第B.2.6節允用彎矩再分配，但因此舉端賴塑鉸區提供充分韌性，故塑鉸區之拉力鋼筋比限制為 $0.5\rho_b$ 。

耐震設計，則需另依第15.4.2.1節 ρ 上限之規定。

B.11.2.4 本規範下列各章節除特別註明外，不適用於預力混凝土：

第二章：第 2.12.2、2.12.3、2.12.4 及 2.13 節；

第三章：第 3.6、3.7、3.10.1 及 3.10.2 節；

第六章：全章；

第七章：第 7.4、7.6 及 7.7 節；

第十三章：第 13.5.5 節。

附篇 B：第 B.2.6，B.3.4.3 節

解說：

本規範部份章節不適用於預力混凝土設計，其理由說明如下：

第2.12.2、2.12.3與2.12.4節——有關T型梁之經驗規定是由傳統混凝土演繹而得，若引用於預力混凝土，可能排除甚多目前正常使用之預力產品，因此若經驗證明可以有所更改。

排除第2.12.2、2.12.3及2.12.4節之後，則本規範再無預力混凝土T型梁之特別規定，其翼緣有效寬度則由工程師去判定。除經證實變動是安全、滿意外，還是儘可能採用第2.12.2，2.12.3，2.12.4節之翼緣寬度。採用第2.12.2節之最大翼緣寬度作為彈性分析與設計考量未必為保守。

至於第2.12.1及2.12.5節為T型梁之一般規定，同樣適用於預力構件。版中鋼筋間距之限制係按版厚而定，若版厚漸變，則採平均值。

第2.13節——傳統使用標準模之欄柵版各種限制是根據往日之成功案例，見第2.13節解說。應用在預力欄柵版構造可參考之，但需配合經驗及判斷。

第B.2.6，B.3.4.3，3.6，3.10.1，3.10.2節——預力混凝土有關之鋼筋限制以第11.10，11.12.2及第B.11.9節取代。

第3.7節——原本對撓曲鋼筋之分佈並不是以預力混凝土為對象。預力與非預力構件之反應基本上不同，因而在分佈預力構材之鋼筋時應按經驗判斷之。

第六章——預力混凝土版之設計受預力鋼腱之波狀排置引起之二次彎矩影響甚大，而因預力引致之體

積變化會產生額外之力，原第六章均未顧及，在此以第11.13節取代之。

第7.6及7.7節——傳統牆之設計規定是依經驗而得，不適用於預力混凝土。

第13.5.5節——第13.5.5節不適用於預力混凝土，因場鑄構件之黏裹及無黏裹鋼筋分別於第11.10與11.13節中規定。

第B.2.6節——預力混凝土之負彎矩調整，於第B.11.11.4節中規定。

B.11.9 受撓構材之鋼筋限制

B.11.9.1 除 B.11.9.2 節之規定外，用以計算構材彎矩強度之預力及非預力之鋼筋量指數 ω_p ， $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$ ，或 $[\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)]$ 不大於 $0.36\beta_1$ 。

其中 ω_p 值可由 $\rho_p f_{ps} / f'_c$ 計算求得。 ω_w 與 ω_{pw} 值之算法分別如 ω 與 ω_p 所計算，惟在計算 ρ 與 ρ_p 時 b 應以 b_w 替代，且 A_s 或 A_{ps} 應以發展腹板抗壓強度之鋼筋或預力鋼筋的面積替代。而 ω'_w 值之算法如 ω' 之計算，惟計算 ρ' 時 b 應以 b_w 替代。

解說：

ω_p ， $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$ 及 $[\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)]$ 均等於 $0.85a/d_p$ ， a 為斷面應力分佈等值矩形之深度，見第3.3.6節。此一關係可簡化檢核B.11.9.1規定之計算。

B.11.9.2 當鋼筋量指數超過第 B.11.9.1 節之規定時，計算彎矩強度不得大於依據力偶中受壓部份所計得之彎矩強度。

解說：

過量配筋斷面之計算彎矩強度計算可比照非預力鋼筋混凝土構件，可參考前版規範所列矩形斷面及 T 型斷面之計算彎矩強度公式。

B.11.9.3 受撓構材應檢核預力與非預力鋼筋之總量，使其撓曲及剪力設計強度能承受開裂載重 1.2 倍以上之設計載重，其中開裂載重是按第 2.11.2.3 節所規定之 f_r 值計得。但下列情形除外；

- (1) 雙向無黏裹後拉預力版；
- (2) 受撓構材之設計剪力及設計彎矩強度在第 2.4 節規定之設計載重 2 倍以上。

解說：

本規定係在防止開裂後之突發性撓曲破壞。依規範設計之受撓構材在開裂後，尚需再加額外載重始會達到極限彎矩強度，因此明顯的撓度可做為構材已接近極限強度之預警，但若開裂後隨即發生撓曲破壞，則該項撓度預警將不發生作用，因此，為使有預警作用，撓曲破壞強度需大於開裂強度一段範圍。

雙向版靠近柱之負彎矩區，初始裂紋之發展受到限制，載重下之撓度未能反映混凝土達到破裂模數時勁度之急劇變化。僅當載重超過設計載重裂紋伸展到某一程度，才會出現撓度之大幅增加。

試驗亦證明，無黏裹鋼腱後拉雙向版不可能在穿孔剪力破壞之前破壞(或降伏)^[B.3-B.8]。故而採用無黏裹預力鋼腱及第11.10.3，11.10.4節規定之最少黏裹鋼筋之雙向版確定具有後開裂之韌性，不會在初次開裂後產生脆性破壞。

B.11.11 靜不定結構

B.11.11.1 預力混凝土構架及連續結構物應設計為具有相當之強度，及在使用載重下具有適當

之結構行為。

B.11.11.2 在使用載重下之行為應由彈性分析決定之，其反力、彎矩、剪力及軸力均應考慮預力、潛變、乾縮、溫差、軸向變形、連接構件之束制與基礎沉陷等因素之影響。

B.11.11.3 設計彎矩為由預力誘發反力所產生的彎矩(載重因數採用 1.0)與由設計載重所產生的彎矩之總和，此彎矩總和之調整應可依附篇 B.11.11.4 節之規定。

解說：

對靜不定結構而言，由預力所誘發之反力亦會產生彎矩，此彎矩一般稱之為二次彎矩，於彈性及非彈性範圍內皆相當明顯。

當塑性鉸與彎矩再分配現象發生，致使靜不定結構變成靜定結構後，二次彎矩消失。但由於非同位預力鋼腱(*nonconcordant tendon*)所產生之彈性變形會改變非彈性轉角，而產生某一程度之彎矩再分配現象。因此，梁若具有非彈性轉角容量，其支承處之彎矩會因此轉角量的改變而產生等於預力在該處所造成之二次彎矩量，因此規範乃規定在設計彎矩時必須考慮二次彎矩效應。

使用設計彎矩，應依以下步驟計算：(1)計算靜重與活重所造成之彎矩，(2)加入二次彎矩的影響，(3)計算彎矩再分配效應。預力鋼腱由同位線向下移，將在支承處產生正值之二次彎矩，可減低支承處之負彎矩且增加跨距中央之正彎矩。若預力鋼腱由同位線向上移，則產生相反之效應。

B.11.11.4 連續受撓預力構材之負彎矩調整

B.11.11.4.1 若支承處之黏裹鋼筋符合第 11.10.2 節規定，則在各種載重配置假設下，依彈性理論求得之負彎矩可作調整，其增減量不得超過

$$20\left[1 - \frac{\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')}{0.36\beta_1}\right]\%$$

B.11.11.4.2 跨度內其他斷面之彎矩亦應作配合之修正。

B.11.11.4.3 此項負彎矩作減少調整，僅限於斷面之 ω_p 、 $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$ 或 $[\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)]$ 不大於 $0.24\beta_1$ 者。

解說：

當連續預力混凝土梁接近極限強度時，某些斷面之非彈性行為將引起彎矩再分配。瞭解此行為在某些情形下對設計將有幫助，嚴謹之彎矩再分配方式相當複雜，但是對於依彈性分析法求得之因數重力載重彎矩與未乘載重因數之預力二次彎矩總和，可利用合理調整彎矩值之簡易方式計算此重新分配之彎矩，而此調整量必需確保是在預設的安全範圍內。

允許調整之彎矩分配量是依各臨界斷面之非彈性變形能力來決定。於使用載重下，斷面使用性將受第11.5節所規定之容許應力限制值控制。允許進行彎矩再分配之斷面其最大拉力鋼筋指數 ω_p 、 $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$ 或 $[\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)]$ 應不得大於 $0.24\beta_1$ ，此項規定與第B.2.6節傳統鋼筋混凝土之 $0.5\rho_b$ 要求相似。

第B.11.11.4.1與B.11.11.4.3節中之 ω_p 、 $[\omega_p + (d/d_p)(\omega - \omega')]$ 與 $[\omega_{pw} + (d/d_p)(\omega_w - \omega'_w)]$ 如第B.11.9.1節之解說說明，皆等於 $0.85a/d_p$ ，利用此關係可簡化第B.11.11.4.1節之彎矩再分配量計算以及第B.11.11.4.3節所規定之鋼筋量限制檢核。

採用無黏裹鋼腱之預力構材，於使用第B.11.11.4節之彎矩再分配公式時，須具有足夠之黏裹鋼筋，以確保開裂後仍能保持梁的作用行為，而非繫拱行為(*Tie-Arch Action*)，第11.10節所規定之最少黏裹鋼筋將可滿足此項要求。

參考文獻

- [B.1] Cohn, M. A., "Rotational Compatibility in the Limit Design of Reinforced Concrete Continuous Beams," *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, ACI SP-12*, American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, Farmington Hills, MI, 1965, pp. 35-46.
- [B.2] Mattock, A. H., "Redistribution of Design Bending Moments in Reinforced Concrete Continuous Beams," *Proceedings*, Institution of Civil Engineers, London, V. 13, 1959, pp. 35-46.
- [B.3] "Design of Post-Tensioned Slabs," Post-Tensioning Institute, Phoenix, Ariz., 1984, 54 pp.
- [B.4] Gerber, L. L., and Burns, N. H., "Ultimate Strength Tests of Post-Tensioned Flat Plates," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 16, No. 6, Nov.-Dec. 1971, pp. 40-58.
- [B.5] Smith, S. W., and Burns, N. H., "Post-Tensioned Flat Plate to Column Connection Behavior," *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, V. 19, No. 3, May-June, 1974, pp. 74-91.
- [B.6] Burns, N. H., and Hemakom, R., "Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate," *Proceedings*, ASCE, V. 103, ST6, June 1977, pp. 1237-1255.
- [B.7] Burns, N. H., and Hemakom, R., "Test of Flat Plate with Bonded Tendons," *Proceedings*, ASCE, V. 111, No. 9, Sept. 1985, pp. 1899-1915.
- [B.8] Kosut, G. M.; Burns, N. H.; and Winter, C. V., "Test of Four-Panel Post-Tensioned Flat Plate," *Proceedings*, ASCE, V. 111, No. 9, Sept. 1985, pp. 1916-1929.

附篇 C 強度折減因數與設計載重之替代值

C.1 符號及通則

C.1.1 符號

A_g = 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部份面積； cm^2 。

d' = 構材最外受壓纖維至縱向受壓鋼筋斷面重心之距離； cm 。

D = 靜載重，或其相關之內彎矩與力。

E = 地震力，或其相關之內彎矩與力。

f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。

F = 流體力，因密度及高度明確之液體其重量及壓力所造成之載重，或其相關之內彎矩與力。

h = 構材總厚或全深； cm 。

H = 土壤力，因土壤、土壤中之水或其他物質之重量及壓力所造成之載重，或其相關之內彎矩與力。

L = 活載重，或其相關之內彎矩與力。

P_b = 在平衡應變狀態時之軸力計算強度，參閱第 3.4.2 節； kgf 。

P_n = 斷面之軸力計算強度； kgf 。

T = 溫度、潛變、乾縮與不等沉陷等之效應，或其相關之內彎矩與力。

W = 風力，或其相關之內彎矩與力。

ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。

C.1.2 通則

結構混凝土構材得以本規範 C.2.3 節之強度折減因數與 C.2.4 節設計載重，單獨替代本規範第 2.3 節及 2.4 節，配合本規範其他規定設計之。

本規範 C.2.3 節及 C.2.4 節之規定不得與第 2.3 節及第 2.4 節之規定混雜使用。

C.2.3 設計強度

C.2.3.1 結構混凝土構材、斷面及構材聯結處之設計強度，為計算強度乘以強度折減因數。計算強度為按本規範規定計算所能承受之軸力、彎矩、剪力及扭力。

C.2.3.2 強度折減因數 ϕ 應為下列規定值：

(1) 符合本規範第 3.4.4 節規定之拉力控制斷面 0.90

(2) 符合本規範第 3.4.3 節規定之壓力控制斷面：

(a) 使用符合本規範第 3.10.3 節規定之螺箍筋者 0.75

(b) 其他情形 0.70

(3) 介於(1)及(2)間之斷面：

(a) ϕ 值由(2)(a)或(b)之 ϕ 值依最外受拉鋼筋淨拉應變值 ϵ_t 之變化，遞增至(1)之 ϕ 值。

(b) 若依附篇 B 規定設計時，則

- $f_y \leq 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ ， $(h-d'-d_s)/h \geq 0.70$ 之對稱配筋構材，若 $0 \leq \phi P_n \leq 0.10 f_c' A_g$ ，則 ϕ 值可依 ϕP_n 之遞減，按直線比例增至 0.9。
- 其他構材之軸力小於 $0.10 f_c' A_g$ 或 ϕP_b 之軸力小者，則 ϕ 值可依 ϕP_n 之遞減按直線比例增至 0.9。

- (4) 剪力與扭力 0.85
- (5) 除(6)及(7)規定外之混凝土承壓面 0.70
- (6) 預力混凝土之後拉錨定區 0.85
- (7) 符合本規範附篇 A 規定之壓桿，拉桿，節點區及承壓面 0.85
- (8) 不符合本規範第 5.10.1.1 節規定之先拉構材中無軸力之撓曲斷面 ... 0.85
- (9) 符合本規範第十六章純混凝土構材之撓曲，壓力，剪力及承壓 0.65

C.2.3.3 符合第五章規定之鋼筋伸展長度不須考慮強度折減因數。

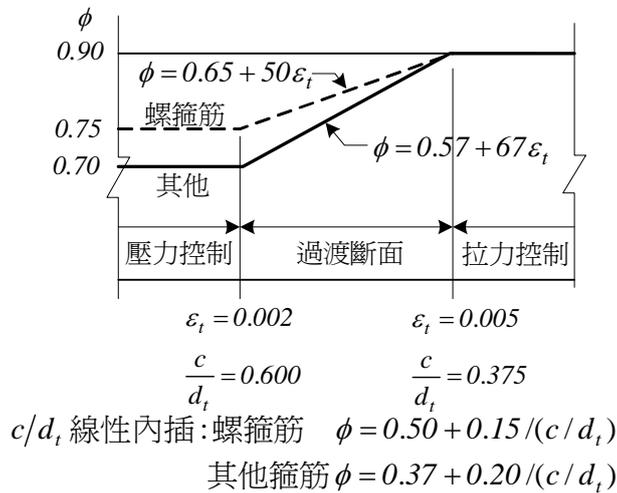
C.2.3.4 耐震構造之強度折減因數可按本規範 2.3.2 節及 2.3.3 節規定，但下列除外：

- (a) 任何抵抗地震力構材之計算剪力強度低於該構材於設計載重併合地震效應之計算撓曲強度所對應之剪力者 0.60。
- (b) 橫隔版之剪力折減因數不得超過主要抵抗側向力系統中垂直構材之剪力折減因數。
- (c) 符合本規範第 15.6 節規定之接頭及符合第 15.7 節規定之按連接梁之剪力折減因數 0.85。

解說：

本規範第C.2.3節規定係由前版規範之第2.3節規定移置修定而成；但為對應本規範第2.3節各項 ϕ 值規定之排列方式。本第C.2.3節亦依此排列，其中(6)，(7)，(8)項為新增部分。

圖RC.2.3.2及其說明文字與本規範圖R2.3.2及其說明文字略有不同外，本規範第2.3.2節之解說可適用於本C.2.3節。



圖RC.2.3.2 最外受拉鋼筋應變 ε_t 與 ϕ 值關係圖

C.2.4 設計載重

C.2.4.1 結構混凝土構材、斷面及構材聯結處之設計載重，為按本規範規定依載重因數及使用載重算得之值。

C.2.4.2 替代設計載重之組合如下：

(1) 僅受 D 及 L 時：

$$U = 1.4D + 1.7L$$

(2) 受 D 及 L 時，亦受 W 或 E 影響：

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L) + (1.6W \text{ 或 } 1.0E)$$

若 D 及 L 降低 W 或 E 效應時，則

$$U = 0.9D + (1.6W \text{ 或 } 1.0E)$$

若風力不受方向因數折減時上式中 $1.6W$ 可減至 $1.3W$ 。

(3) 受 D 及 L 時，亦受 H 之影響：

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.7H$$

若 D 及 L 降低 H 之效應時，則

$$U = 0.9D + 1.7H$$

(4) 受 D 及 L 時，亦受 T 之影響：

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.4T)$$

但不得小於下式：

$$U = 1.4(D + T)$$

(5) 受 D 及 L 時，亦受 F 之影響：

$$U = 1.4D + 1.7L + 1.4F$$

若 D 及 L 降低 F 效應時，則

$$U = 0.9D + 1.4F$$

C.2.4.3 若設計載重受環境因素之影響依本規範第 2.4.3 節規定。

解說：

本規範第 C.2.4.2 節之各項規定為前版規範之第 2.4.2 節規定略加修訂而成。

附篇 D 混凝土結構用錨栓

D.1 符號

A_{brg} = 錨釘頭或錨栓頭之承壓面積； cm^2 。

A_{Nc} = 計算拉力強度時，單根錨栓或錨栓群之混凝土破壞之投影面積， A_{Nc} 不得大於 nA_{Nco} ，參閱第 D.6.2.1 節及圖 RD.6.2.1(b)； cm^2 。

A_{Nco} = 計算拉力強度時，邊距或間距不是控制因素之單根錨栓混凝土破壞之投影面積，參閱第 D.6.2.1 節及圖 RD.6.2.1(a)； cm^2 。

A_{se} = 錨栓有效斷面積； cm^2 。

A_{Vc} = 計算剪力強度時，單根錨栓或錨栓群之混凝土破壞投影面積， A_{Vc} 不得大於 nA_{Vco} ，參閱第 D.7.2.1 節及圖 RD.7.2.1(b)； cm^2 。

A_{Vco} = 單根錨栓計算剪力強度之混凝土破壞投影面積；該面積須不受角隅效應、間距，或桿件厚度之限制，參閱第 D.7.2.1 節及圖 RD.7.2.1(a)； cm^2 。

c_{ac} = 後置錨栓在未開裂混凝土中且無控制劈裂之輔助鋼筋情況下，錨栓與構材邊緣間用來發展基本混凝土拉力強度之臨界距離。

$c_{a,max}$ = 最大邊距； cm 。

$c_{a,min}$ = 最小邊距； cm 。

c_{a1} = 錨栓桿身中心到混凝土邊緣某方向之距離；當剪力作用於錨栓時， c_{a1} 是沿剪力方向之距離，參閱第 D.7.2.1 節及圖 RD.7.2.1(a)； cm 。

c_{a2} = 錨栓桿身中心到混凝土邊緣垂直於 c_{a1} 之距離； cm 。

d_o = 錨栓之外緣直徑或擴頭錨釘、擴頭錨栓或彎鉤錨栓之桿身直徑，參閱第 D.9.4 節； cm 。

d'_o = 當採用較大尺寸之錨栓時，直徑 d_o 之替代直徑，參閱第 D.9.4 節； cm 。

e_h = J 型或 L 型錨栓桿身內面量到彎鉤最外端之距離； cm 。

e'_N = 錨栓群垂直力之偏心距，偏心距係指錨栓群拉力和與受拉力之錨栓群之形心距離； cm ， e'_N 皆為正值。

e'_V = 錨栓群剪力之偏心距；偏心距係指剪力作用點與抵抗剪力方向之錨栓群形心距離； cm 。

f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。

f_{uta} = 錨栓鋼材之規定抗拉強度； kgf/cm^2 。

f_{ya} = 錨栓鋼材之規定降伏強度； kgf/cm^2 。

h_a = 錨定錨栓之構件沿錨栓桿軸方向之厚度； cm 。

h_{ef} = 錨栓有效埋置深度，參閱第 D.9.5 節及圖 RD.2.1； cm 。

k_c = 基本混凝土拉力破裂之係數。

k_{cp} = 剪力撬破強度之係數。

λ_e = 錨栓之剪力載重承壓長度，不可超過 $8d_o$ ； cm 。或

= 錨栓之埋設全長具有相同勁度時，採用 h_{ef} ；例如擴頭錨釘或後裝式錨栓，其埋置全長皆有管筒者； cm 。或

- = 具有擴張套管之扭控擴張型錨栓，採用 $2d_o$ ； cm 。
- n = 項目的個數，如強度試驗、鋼筋、鋼線、單根式錨定器、錨栓或剪力柱頭抗剪臂。
- N_b = 在開裂之混凝土中單根錨栓之基本混凝土拉破計算強度，參閱第 D.6.2.2 節； kgf 。
- N_{cb} = 單根錨栓之混凝土拉破計算強度，參閱第 D.6.2.1 節； kgf 。
- N_{cbg} = 錨栓群之混凝土拉破計算強度，參閱第 D.6.2.1 節； kgf 。
- N_n = 拉力計算強度； kgf 。
- N_p = 在開裂混凝土中單根錨栓之拔出強度，參閱第 D.6.3.4 或 D.6.3.5 節； kgf 。
- N_{pn} = 單根錨栓之拔出計算強度，參閱第 D.6.3.1 節； kgf 。
- N_{sa} = 由鋼材強度控制之單根錨栓或錨栓群拉力計算強度，參閱第 D.6.1.1 或 D.6.1.2 節； kgf 。
- N_{sb} = 單根錨栓之側面脹破強度； kgf 。
- N_{sbg} = 錨栓群之側面脹破強度； kgf 。
- N_{ua} = 單根錨栓或錨栓群之設計拉力； kgf 。
- s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距； cm 。
- V_b = 在開裂混凝土中單根錨栓之基本混凝土剪破強度，參閱第 D.7.2.2 或 D.7.2.3 節； kgf 。
- V_{cb} = 單根錨栓之混凝土剪破計算強度，參閱第 D.7.2.1 節； kgf 。
- V_{cbg} = 錨栓群之混凝土剪破計算強度，參閱第 D.7.2.1 節； kgf 。
- V_{cp} = 混凝土剪力撬破計算強度，參閱第 D.7.3 節； kgf 。
- V_{cpg} = 錨栓群之混凝土剪力撬破計算強度，參閱第 D.7.3 節； kgf 。
- V_n = 斷面之剪力計算強度； kgf 。
- V_{sa} = 由鋼材強度控制之單根錨栓或錨栓群之剪力計算強度，參閱第 D.7.1.1 或 D.7.1.2 節； kgf 。
- V_{ua} = 單根錨栓或錨栓群之設計剪力； kgf 。
- ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。
- $\psi_{c,N}$ = 考量開裂時，求算拉力強度之修正因數，參閱第 D.6.2.6 節。
- $\psi_{c,P}$ = 考量開裂時，求算拔出強度之修正因數，參閱第 D.6.3.1 及 D.6.3.6 節。
- $\psi_{c,V}$ = 考量開裂時，求算剪力強度之修正因數，參閱第 D.7.2.7 節。
- $\psi_{cp,N}$ = 後置型錨栓在無輔助鋼筋之未開裂混凝土中，求算拉力強度之修正因數，參閱第 D.6.2.7 節。
- $\psi_{ec,N}$ = 考量錨栓群偏心載重時，求算拉力強度之修正因數，參閱第 D.6.2.4 節。
- $\psi_{ec,V}$ = 考量錨栓群偏心載重時，求算剪力強度之修正因數，參閱第 D.7.2.5 節。
- $\psi_{ed,N}$ = 考量邊距小於 $1.5h_{ef}$ 時，求算拉力強度之修正因數，參閱第 D.6.2.5 節。
- $\psi_{ed,V}$ = 考量邊距小於 $1.5h_{ef}$ 時，求算剪力強度之修正因數，參閱第 D.7.2.6 節。

D.2 定義

錨栓

鋼材桿件埋設於混凝土或後裝於已硬化之混凝土中，並且可以傳遞載重。錨栓包括擴頭錨栓、彎鉤錨栓(J-錨栓或 L-錨栓)、擴頭錨釘、膨脹式錨栓或削切式錨栓。

後置式錨栓

埋置於已硬化之混凝土。膨脹式錨栓或削切式錨栓皆屬於後置式錨栓。

後置混凝土錨栓品質試驗方法

國內未訂定相關試驗方法，則可參考美國混凝土學會 ACI 355.2 或歐洲技術評估組織 (EOTA)EAD 330232-00-0601 之相關規定，其中引用 EOTA 發表之評估準則時，設計者應評核其合格標準與 ACI 發表之評估準則具有等值性。

預埋錨栓

混凝土澆置前埋設之擴頭錨栓、擴頭錨釘或彎鉤錨栓。

膨脹錨栓

後置錨栓，埋設在已硬化之混凝土中以承壓或摩擦方式傳力到混凝土。膨脹錨栓可為扭控型，該錨栓為達成膨脹採用扭轉動作於螺牙或錨栓；或可為位移控制型，該錨栓為達成膨脹採用鉋擊至套管或塞栓，膨脹效果由套管或塞栓之行走長度而定。

彎鉤錨栓

預埋錨栓，錨栓作用主要來自錨栓端部 90° (L-錨栓)或 180° (J-錨栓)之機械彎鉤，其 e_h 之最小值為 $3d_0$ 。

擴頭錨釘

符合 AWS D1.1 規定之鋼材錨栓，在澆置混凝土前，採用植釘銲接方式銲接於鋼板或類似之連結鐵件。

削切錨栓

為後裝式錨栓，其拉力強度由削切錨栓端部機械彎鉤埋設於混凝土所發展。削切係指錨栓埋設前或者埋設時之特殊研磨。

錨栓群

一群錨栓，其有效埋置深度幾乎相同，各錨栓之間距須小於三倍的埋置深度。

連結鐵件

露出混凝土之表面，具傳遞或接受錨栓受力之結構組合物。

脆性鋼材元件

拉力試驗之伸長率小於 14%，或斷面積減小率小於 30%，或兩者皆符合之鋼材元件。

定距套管

削切型錨栓、扭控型膨脹錨栓或位移控制型膨脹錨栓之不膨脹圍束套管。

韌性鋼材元件

拉力試驗之伸長率不小於 14%，及斷面積減小率不小於 30% 之鋼材元件。符合 ASTM A 307 者可視為韌性鋼材元件。

膨脹套管

膨脹錨栓之外套管，採用扭力或鉋擊使中心錐體強迫套管撐開並頂緊混凝土鑽孔壁體，以承受載重。

輔助鋼筋

使混凝土可能發生破壞之稜柱體連擊到結構桿件之輔助鋼筋。

邊距

混凝土邊緣之表面到最接近之錨栓中心之距離。

有效埋置深度

錨栓傳力到四周混凝土之全部深度。有效埋置深度一般係指拉力作用下混凝土破壞面之深度。預埋擴頭錨栓和擴頭錨釘時，有效埋置深度由擴頭之承壓接觸面量起。(參見圖 RD.2.1)

投影面積

假設最大四邊形破壞面投影於混凝土構件自由面上之面積，參閱圖 RD.6.2.1(a)。

特殊埋設

預先設計且預先埋設之場鑄錨栓附掛、板或槽孔接合板。特殊埋設經常用於搬運、運輸或另裝，亦會用於錨錠結構桿件，特殊埋設不屬於本附篇討論範圍。

錨栓拔出強度

錨栓桿身或其大部分與周圍混凝土滑動而拔出之強度，並未造成錨栓鄰近混凝土顯著的破壞，破壞方式參閱圖 RD.5.1(a)(ii)。

混凝土拉破強度

單根錨栓或錨栓群受拉力使四周大量混凝土連同錨栓拉破之強度，破壞方式參閱圖 RD.5.1(a)(iii)。

混凝土剪破強度

單根錨栓或錨栓群受剪力使沿剪力方向前大量混凝土連同錨栓破壞之強度，破壞方式參閱圖 RD.5.1(b)(iii)。

混凝土撬破強度

埋置長度短且勁度大之錨栓，因剪力作用使錨栓底部反向作用造成混凝土破壞時之強度，破壞方式參閱圖 RD.5.1(b)(ii)。

側面脹破強度

具有較深埋置長度，但是邊緣保護層厚度較薄，在錨栓擴頭處側邊混凝土碎裂，而混凝土表面無破裂時之強度，破壞方式參閱圖 RD.5.1(a)(iv)。

5%失敗率強度

統計學上其信賴水準為 90% 時，其實際強度超過此 5% 失敗率強度之或然率為 95% 謂之。

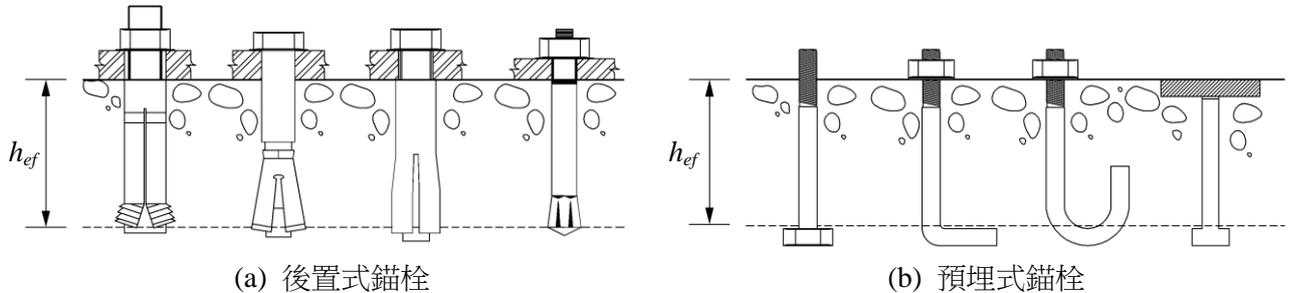
解說：

囿於國內 CNS 或相關學會尚無類似機械式錨栓評估準則，為管理本章之混凝土結構用錨栓相關品質試驗方法和試驗成果合格標準，建議參考美國混凝土學會(American Concrete Institute, ACI)之 ACI 355.2 (Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete)規定有關混凝土後置機械式錨栓品質管理之評估準則。另歐洲技術評估組織(European Organisation for Technical Assessment, EOTA)之 European Assessment Document-EAD 330232-00-0601(Mechanical fasteners for use in concrete) 規定有關混凝土後置機械式錨栓品質管理之評估準則相關規定亦為本規範之建議參考評估準則。引用EOTA 發表

之評估準則時，設計者應評核其合格標準與 ACI發表之評估準則具有等值性。

脆性鋼材和韌性鋼材係依據ASTM對於鋼材於標準量距長度是否有14%之伸長率。

5%失敗率強度係指 $\bar{x} - K_{05}s_s$ 中係數 K 與 n 之關係，依據 n 次試驗值以計算 \bar{x} 與 s_s 。當 $n = \infty$ 時， $K_{05} = 1.645$ ；當 $n = 40$ 時， $K_{05} = 2.010$ ；當 $n = 10$ 時， $K_{05} = 2.568$ 。依據本節5%失敗率強度之定義，第D.5.2節計算強度和美國混凝土學會ACI 355.2-04(Qualification of Post-Installed Mechanical Anchors in Concrete)的特性強度(*characteristic strength*)是相同的。



圖RD.2.1 有效埋置深度 h_{ef}

D.3 範圍

D.3.1 本附篇規定混凝土結構以錨栓介於(1)兩結構構件(2)附掛物間傳遞拉力、剪力、或拉力和剪力合成的結構性載重。規定的安全度係指使用條件下，不包含短期吊掛和施工情況。

解說：

本附篇之結構錨栓其傳遞之結構載重係和強度、穩定性或生命安全有關。錨栓聯接包括兩種型式；(1)兩結構間之連繫，當單根錨栓或錨栓群失敗時將引致結構部分之力平衡或穩定性之失敗；(2)是結構物連結鐵件傳遞結構載重之錨栓，例如灑水系統，重型懸吊管或柵欄軌道；其安全度由載重因數和 ϕ 因數決定。在臨時搬運使用條件下，須要有更嚴格之安全標準。

D.3.2 本附篇可應用於預埋錨栓和後置錨栓，惟不適用於特殊埋設錨栓、貫通錨栓、多根錨栓埋置端部以單一鋼板相連、化學黏著錨栓或灌漿錨栓等，以及錨釘或錨栓以火藥或空氣擊置等方式施作者。作為埋置長之部分時鋼筋應依本規範相關章節規定設計。

解說：

由於各種形狀和配置方式，各種類型錨栓無法有通用之試驗和設計公式。因此本附篇中未能包含各類型式錨栓。雖然黏著型錨栓亦廣泛使用而且具有良好效果，但不包括在本附篇中。

D.3.3 擴頭錨釘和擴頭錨栓，其幾何形狀使其在非開裂混凝土之拉出強度等於或大於 $1.4N_p$ （其中 N_p 依式(D-15)計算）；具有彎鉤的錨栓，其幾何形狀使其在非開裂混凝土之拉出強度在不考慮摩擦效應下等於或大於 $1.4N_p$ （其中 N_p 依式(D-16)計算）；及符合後置混凝土錨栓品質試驗方法評估要求之後置錨栓均適用本附篇。惟後置錨栓應符合後置混凝土錨栓品質試驗方法之試驗要求。

解說：

幾何外型符合ANSI/ASME B1.1^[D.1]、B18.2.1^[D.2]和B18.2.6^[D.3]之標準型預埋式擴頭錨栓和擴頭錨釘試

驗行為，可據以計算其拉拔值。後置式錨栓沒有可預測之拉拔值，因此必須依據試驗結果。依本附篇使用之後置式錨栓，依ACI 355.2試驗結果其拉拔破壞以可接受的載重—位移特性或其他破壞模式來顯示。

幾何外型符合ANSI/ASME B1.1，B18.2.1和B18.2.6之標準型預埋式擴頭錨栓和擴頭錨釘，已經實驗驗證符合實際行為，因此可依據計算值進行設計。後置式錨栓由於無法預測其拉拔值，必須依據試驗結果。本附篇規定應依ACI 355.2之試驗，且其結果應能顯示一個可被接受之載重—位移特性線，或未拉破以前已有其他破壞產生。

D.3.4 高周次疲勞或衝擊性載重為主控載重時，本附篇不適用。

解說：

本附篇之載重不包括高周次疲勞或衝擊性載重(例如爆炸或振動波)。但包括地震力，詳見第D.4.3節之設計需求。

D.4 一般需求

D.4.1 錨栓和錨栓群之設計應依據最大設計載重下之彈性分析。若計算強度係依韌性鋼材而定，可以塑性分析方法決定設計載重，但分析時應考慮變形一致性。

解說：

當錨栓群的強度由混凝土破壞所控制，其行為是脆性的，錨栓間之高、低應力之應力再分配無法達成。以彈性理論分析假設連結鐵件有足夠勁度，錨栓受力與外力大小和距離錨栓群中性軸之距離成正比。

當錨栓強度由錨栓鋼材韌性降伏力所控制，錨栓受力明顯的可再分配，以彈性理論分析是保守的。參考文獻[D.4]至[D.6]中非線性分析、塑性理論可用以決定韌性錨栓群的承載力。

D.4.2 錨栓的設計強度必須大於或等於依據第 2.4.2 節載重組合下計算所得之最大設計載重。

D.4.3 錨栓設計包括地震力效應時，應符合第 D.4.3.1 至 D.4.3.5 節之規定。

解說：

後置式結構錨栓使用中震區或強震區時，應以ACI 355.2之模擬地震試驗求算多次往覆大位移條件下之承載力。因為ACI 355.2試驗不在塑性鉸區域，附篇D地震力作用下塑性鉸區域之錨栓設計。在中震區或強震區之錨栓設計，採用較為保守的設計方法，其設計強度 ϕN_n 和 ϕV_n 乘以0.75，而且應該有足夠韌性的系統。錨栓承載力應由錨栓鋼材韌性降伏控制。假如錨栓無法符合韌性要求，則連結鐵件承載能力應遠低於錨栓承載能力設計之。連結鐵件具有足夠韌性，可考量降伏到極限的載重能力比值。只有當極限承載能力遠大於降伏承載力，某一連結鐵件在多數連結鐵件已應變硬化或失敗後之降伏才可能僅造成次要的破壞。

在地震力條件下，剪力載重之方向無法被預測，因此，應考量全部的剪力載重作用在任何方向。

D.4.3.1 附篇 D 之規定不可用於地震力作用下混凝土結構產生塑性區域範圍內之錨栓設計。

解說：

ACI 355.2第3.1節之耐震試驗程序不模擬塑性鉸區域之錨栓行為。在塑性鉸區域內嚴重之開裂和碎裂非附篇D所討論之破壞情況。

D.4.3.2 須考慮地震效應之構材，依據第 D.3.3 節之後置錨栓必須通過後置混凝土錨栓品質試驗方法之模擬耐震試驗。

D.4.3.3 須考慮地震效應之構材，錨栓的設計強度為 $0.75\phi N_n$ 和 $0.75\phi V_n$ ，其中 ϕ 依據第 D.5.4 或 D.5.5 節之規定， N_n 和 V_n 依據第 D.5.1 節之規定。

D.4.3.4 須考慮地震效應之構材，除非滿足第 D.4.3.5 節規定，錨栓設計應以韌性鋼材元件之拉力強度或剪力強度為破壞模式。

D.4.3.5 錨栓具有連結鐵件者，如設計使連結鐵件降伏時傳遞至錨栓之力不大於依第 D.4.3.3 節規定之錨栓設計強度。此情況下可取代第 D.4.3.4 節之規定。

D.4.4 所有錨栓軸拉力和剪力強度規定適用於常重混凝土，如果用於輕質混凝土，規範中之 N_n 和 V_n 中 $\sqrt{f'_c}$ 修正係數：粗細骨材皆為輕質骨材之全輕質混凝土須乘以 0.75；對常重砂輕質混凝土須乘以 0.85。介於以上兩者間之含有部份輕質細骨材之混凝土可以內插法決定之。

D.4.5 本附篇中用於計算之 f'_c 值在預埋錨栓不可大於 700 kgf/cm^2 ，後置錨栓不可大於 560 kgf/cm^2 。當後置錨栓實際 f'_c 值大於 560 kgf/cm^2 時應進行試驗。

解說：

有少數的試驗顯示^[D.7]，在高強度混凝土的預埋和後置錨栓，本附篇之設計方法不保守。特別是 $f'_c=770\sim 840 \text{ kgf/cm}^2$ 之預埋錨栓。除非有更多試驗值，預埋錨栓之混凝土上限為 $f'_c=700 \text{ kgf/cm}^2$ 。這和第四及五章之規定一致。ACI 355.2不要求後置錨栓在混凝土強度 $f'_c>560 \text{ kgf/cm}^2$ 試驗，因為後置錨栓在高強度混凝土中膨脹有困難。因此設定後置錨栓之使用混凝土 $f'_c\leq 560 \text{ kgf/cm}^2$ 。

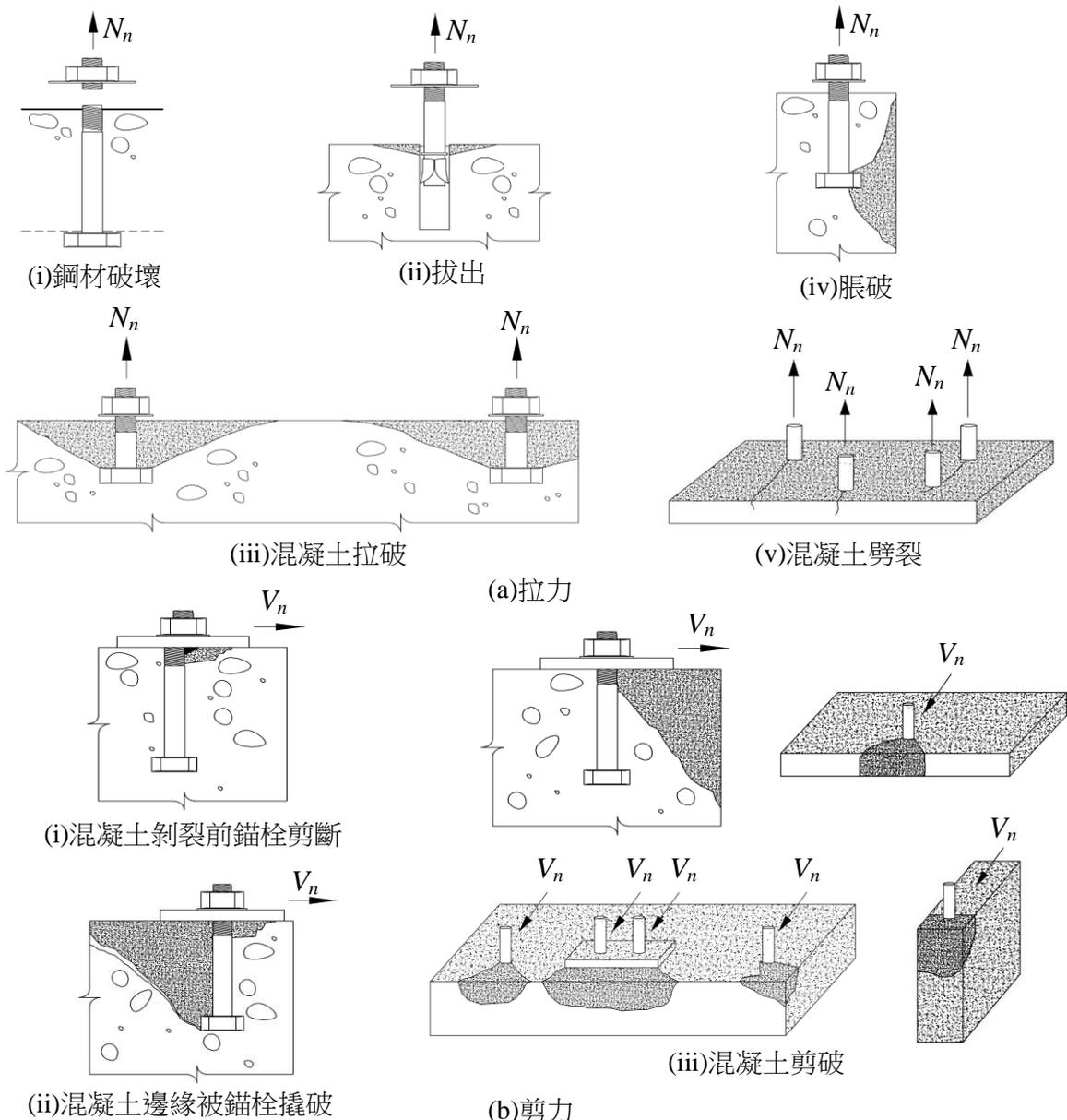
D.5 錨栓強度通則

D.5.1 錨栓設計強度可依據第 D.5.2 節之計算值，或試驗之 5%失敗率強度。破壞模式應考慮下列各項：

- (1) 錨栓之鋼材拉力強度(第 D.6.1 節)。
- (2) 錨栓之鋼材剪力強度(第 D.7.1 節)。
- (3) 混凝土拉破強度(第 D.6.2 節)。
- (4) 混凝土剪破強度(第 D.7.2 節)。
- (5) 錨栓之拔出強度 (第 D.6.3 節)。
- (6) 拉力錨栓之混凝土邊緣脹破強度(第 D.6.4 節)。
- (7) 剪力錨栓之混凝土撬破強度(第 D.7.3 節)。

此外，錨栓之邊距、間距和厚度應符合第 D.9 節之規定，以避免混凝土劈裂破壞。

解說：



圖RD.5.1 錨栓之破壞模式

本節提供錨栓及混凝土評估強度之需求。各種鋼材和混凝土破壞模式如圖RD.5.1。錨栓破壞模式在參考文獻[D.8]到[D.10]中有深入討論。第D.5.2和D.5.3節之破壞模式可用以建立和混凝土有關之強度。擴頭錨栓，擴頭錨釘和後置式錨栓可採用第D.6.2和D.7.2節之混凝土破裂設計方法。錨栓強度則依據第D.6.3節求算拔出強度，第D.6.4節求算邊緣脹破強度，以及第D.9節之最小間距和邊距之規定。

錨栓拉力設計中，錨栓強度取決於安裝之適切性。安裝之需求規定於第D.10節。有些後置式錨栓對於安裝之誤差度影響不大。因為已反應於ACI 355.2之 ϕ 因數中。

試驗步驟亦可用於單根錨栓之拉力和剪力的破裂強度。然而試驗結果需要以基本統計方法去評估第D.5.2節中「安全考量」混凝土破裂方法的試驗值。其試驗的次數應使統計有意義，其結論以5%失敗率決定。

D.5.1.1 錨栓之設計除依第D.4.3節需求外，

$$\phi N_n \geq N_{ua} \quad (D-1)$$

$$\phi V_n \geq V_{ua} \quad (D-2)$$

D.5.1.2 在式(D-1)和式(D-2)中， ϕN_n 和 ϕV_n 是所有破壞模式之最小設計強度。 ϕN_n 是單根錨栓或錨栓群之最小拉力設計強度，由 ϕN_{sa} 、 ϕnN_{pn} 、 ϕN_{sb} 或 ϕN_{sbg} 、 ϕN_{cb} 或 ϕN_{cbg} 決定之。 ϕV_n 是單根錨栓或錨栓群之最小剪力強度，由 ϕV_{sa} 、 ϕV_{cb} 或 ϕV_{cbg} 和 ϕV_{cp} 或 ϕV_{cpg} 決定之。

D.5.1.3 當 N_u 和 V_u 同時作用時，應依第D.5.3節考量其互制效應。

D.5.2 單根錨栓或錨栓群的計算強度應基於和試驗結果相符合之設計模式。用於試驗的材料應該和用於結構體之材料相同。計算強度應依據單根錨栓5%失敗率的強度計算。計算強度和混凝土強度、尺度效應、錨栓數量、錨栓的間距、邊距、混凝土厚度、錨栓群之偏心載重、混凝土是否有開裂等皆有關係。設計模式中之邊距和間距限制應該和已被試驗證實之模式相符合。

解說：

第D.5.2和D.5.3節建立的表現因數須要以錨栓設計模式驗證。有許多可用的設計方法已存在，使用者經常同意依據第D.5.2節「以試驗結果來設計」，但需有足夠可用數據。

D.5.2.1 鋼筋提供之圍束或束制之效應對於混凝土拉拔破裂之設計模式可適用第D.5.2節之規定。

解說：

載重作用方向配置額外鋼筋，圍束鋼筋或兩種鋼筋皆有時，可提高錨栓接合強度和韌性。預鑄斷面之預埋錨栓即為實例。

構材邊緣之擴頭錨栓的剪力強度將因配置適當鋼筋而明顯地提高。參考文獻[D.8]、[D.11]和[D.12]提供足夠資料以設計前述鋼筋。ACI 355.2錨栓認同試驗或第D.6.2和D.7.2節中混凝土破裂計算方法未包括上述鋼筋。設計者應依據其他試驗數據和設計理論以考量補強鋼筋之效應。

當錨栓超過第D.5.2.2節之限制，或幾何形狀限制破裂強度之發展，或前述兩者皆有時，以鋼筋配置於載重之垂直方向並承擔，破裂角錐中所有載重鋼筋，完整的錨定破裂面之兩側時可不作破裂強度計算。無補強鋼筋接合之破裂強度在載重作用下會有明顯的開裂。開裂如果不予控制會產生使用上的困擾。(參見第D.7.2.1節解說)

D.5.2.2 錨栓直徑不超過5cm，拉力埋置深度不超過64cm，其混凝土破裂強度應可依第D.6.2

和 D.7.2 節之規定計算。

解說：

混凝土破裂設計方法在視為符合第D.5.2節「安全考量」是由混凝土能力設計(*Concrete Capacity Design; CCD*)^[D.9,D.10]方法發展而來，為 κ 方法^[D.13,D.14]所採用，具有正確性、容易使用性、和非規則佈置之方便性。CCD方法預測單根錨栓或錨栓群之載重承載能力，係採用單根錨栓在開裂混凝土中為拉力或剪力之基本公式，另外再乘以錨栓數目，邊距，間距，偏心，和混凝土未開裂等因數。錨栓尺寸和埋置長度的限制係基於目前試驗數據的範圍。

破裂強度計算係基於 κ 方法所建議的模式。該模式以破裂角錐之角度約 35° 所構成[參見圖RD.5.2.2(a)和(b)]。

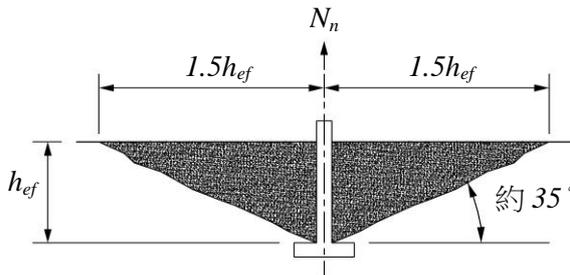


圖 RD.5.2.2(a) 拉破錐體

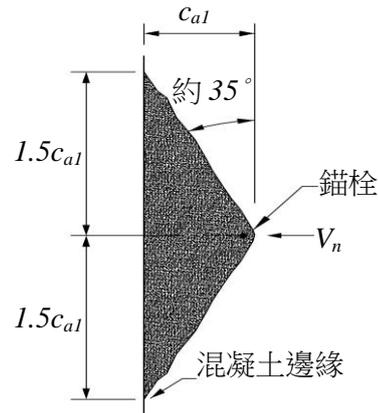


圖 RD.5.2.2(b) 剪破錐體

D.5.3 承受拉力和剪力聯合作用之設計，應採用互制公式，該公式和已被試驗證實之模式相符合，相關要求見第 D.8 節。

D.5.4 錨栓埋設於混凝土中載重組合如第 2.4.2 節時，其強度折減因數 ϕ 如下：

(1) 錨栓由韌性鋼材強度控制時：

- (a) 拉力載重 0.75
- (b) 剪力載重 0.65

(2) 錨栓由脆性鋼材強度控制時：

- (a) 拉力載重 0.65
- (b) 剪力載重 0.60

(3) 錨栓由混凝土之拉破、剪破、邊緣脹破、拔出或撬破等強度控制時：

	情況 A	情況 B
(a) 剪力載重	0.75	0.70
(b) 拉力載重		
預埋式之擴頭錨釘、擴頭錨栓、或彎鉤錨栓	0.75	0.70
後置式錨栓歸類：		
種類 1.(安裝方式為低敏感度，高可靠度)	0.75	0.65
種類 2.(安裝方式為中敏感度，中可靠度)	0.65	0.55
種類 3.(安裝方式為高敏感度，低可靠度)	0.55	0.45

情況 A 是可能發生混凝土破壞面有輔助鋼筋穿越，因此混凝土可能破壞之稜柱狀可和結構桿件結合。

情況B 是沒有提供輔助鋼筋，或由拔出或撬破強度控制。

解說：

以鋼材強度 f_u 而非 f_y 表示錨栓鋼材之計算強度(參見第D.6.1和D.7.1節)，其因數 ϕ 值較小但其安全水準相當於 f_y 之有較大 ϕ 值者。剪力之 ϕ 值比拉力者為小，非因材料的差異性，而係反應錨栓群之剪力分佈不均勻性。如果錨栓連結鐵件之設計韌性降伏值不超過錨栓最小設計強度之75%，連結鐵件視為具有韌性之破壞(參見第D.4.3.4節)。錨栓破壞若由混凝土的脆性破裂或脹裂所控制，則有下列兩種情況：
：情況A，補強鋼筋使破壞角錐連結到結構構件；情況B，未設置輔助鋼筋。補強鋼筋之設計在第D.5.2.1節解說和參考文獻[D.8, D.11, D.12, D.15]強度折減係數的討論見第D.5.5節解說。

ACI 355.2中安裝步驟靈敏度試驗決定錨栓元件的分類。在ACI 355.2試驗中，錨栓安裝的扭轉變異效應，鑽掘孔洞之許可差，錨栓安裝之能量水準，和須證明可用於開裂混凝土的錨栓，開裂寬度增加均加以考量。可接受的後置式錨栓分成三類：

- 種類1.—按裝方式為低敏感度和高可靠度。
- 種類2.—按裝方式為中敏感度和中可靠度。
- 種類3.—按裝方式為高敏感度和低可靠度。

錨栓強度在剪力載重下，安裝的誤差和容許量不敏感。因此，各種錨栓的剪力計算；情況A， $\phi = 0.75$ ；情況B， $\phi = 0.70$ 。

D.5.5 錨栓埋設於混凝土中載重組合如附篇 C 時，其強度折減因數 ϕ 如下：

(1) 錨栓由韌性鋼材元件強度控制時：

- (a) 拉力載重 0.80
- (b) 剪力載重 0.75

(2) 錨栓由脆性鋼材元件強度控制時：

- (a) 拉力載重 0.70
- (b) 剪力載重 0.65

(3) 錨栓由混凝土之拉破、剪破、邊緣脹破、拔出或撬破等強度控制時：

	情況 A	情況 B
(a) 剪力載重	0.85	0.75
(b) 拉力載重		
預埋式之擴頭錨釘、擴頭錨栓、或彎鉤錨栓	0.85	0.75
後置式錨栓歸類：		
種類 1.(安裝方式為低敏感度，高可靠度)	0.85	0.75
種類 2.(安裝方式為中敏感度，中可靠度)	0.75	0.65
種類 3.(安裝方式為高敏感度，低可靠度)	0.65	0.55

情況 A 是可能發生混凝土破壞面有輔助鋼筋穿越，因此混凝土可能破壞之稜柱狀可和結構桿件結合。

情況 B 是沒有提供輔助鋼筋，或由拔出或撬破強度控制。

解說：

第D.5.5節之 ϕ 值與本規範附篇C之載重因數配合使用。在第D.5.4節中之 ϕ 值和本規範第2.2節載重因數配合使用。載重因數與 ϕ 值之間與附篇D之關係及應用列於附篇C中，本節將說明 ϕ 值之選用。

本節之強度折減因數較第D.5.4節為高，係因配合附篇C所用之載重因數為高之結果。

D.6 拉力載重之設計要求

D.6.1 錨栓鋼材拉力強度

D.6.1.1 錨栓鋼材拉力計算強度， N_{sa} ，由鋼材控制時，應依錨栓鋼材性質和錨栓尺寸決定。

D.6.1.2 單根錨栓或錨栓群之拉力計算強度， N_{sa} ，不可超過下式，

$$N_{sa} = nA_{se}f_{uta} \quad (D-3)$$

其中， n 為錨栓群之錨栓支數， f_{uta} 不可超過 $1.9f_{ya}$ 或 $8,750\text{kgf/cm}^2$

解說：

錨栓的拉力計算強度最好以 $A_{se}f_{uta}$ 以替代 $A_{se}f_{ya}$ ，因為錨栓材料的主要性質不易以降伏點來定義。美國鋼構學會(AISC)自1986版之規範錨栓拉力強度以 $A_{se}f_{uta}$ 描述。第2.4節之載重因數和D.5.4節之 ϕ 值，應用於式(D-3)所得結果與AISC之載重和抵抗係數設計規範(*Load and Resistance Factor Design Specifications*)^[D.18]一致。

f_{uta} 上限為 $1.9f_{ya}$ 係為確保在使用載重情況下，錨栓應力不會超過 f_{ya} 。將 f_{uta} 上限訂為 $1.9f_{ya}$ 係導引自LRFD規範在使用載重情況之條件。第2.4節中，平均載重因數是1.4亦即 $(1.2D+1.6L)$ 除以最大折減係數 ϕ 值(拉力情況0.75)，其結果 f_{uta} / f_{ya} 為 $1.87(=1.4/0.75)$ 。附篇C中，平均載重因數1.55亦即 $(1.4D+1.7L)$ 除以最大 ϕ 值(拉力情況0.80)，其結果為 f_{ut} / f_y 為 $1.94(=1.55/0.8)$ 。為求結果一致性， f_{uta} 之使用性限制取為 $1.9f_{ya}$ 。假如 f_{uta} 和 f_{ya} 之比例超過該值時，錨栓在使用載重時會超過 f_{ya} 。雖然一般鋼材錨栓不受此上限之限制，例如ASTM A307之 f_{uta} / f_{ya} 最大值僅為1.6，但對於不銹鋼材仍有限制之必要。

膨脹錨栓依製造廠商所標示之有效斷面積；螺牙錨栓面積為 $A_{se} = \frac{\pi}{4} (d_0 - \frac{0.9743}{n_t})^2$ ，其中 n_t 是每公分之螺牙數目。

D.6.2 錨栓之混凝土拉破強度

D.6.2.1 單根錨栓或錨栓群之混凝土拉破計算強度， N_{cb} 或 N_{cbg} ，不可超過下式。

單根錨栓；

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (D-4)$$

錨栓群；

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \psi_{ec,N} \psi_{ed,N} \psi_{c,N} \psi_{cp,N} N_b \quad (D-5)$$

因數 $\psi_{ec,N}$ 、 $\psi_{ed,N}$ 、 $\psi_{c,N}$ 、 $\psi_{cp,N}$ 分別於第 D.6.2.4、D.6.2.5、D.6.2.6 和 D.6.2.7 節定義之。

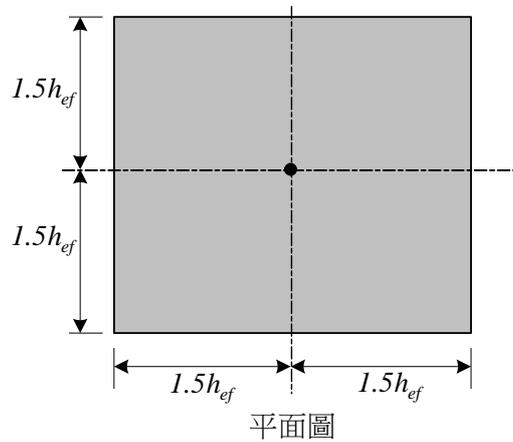
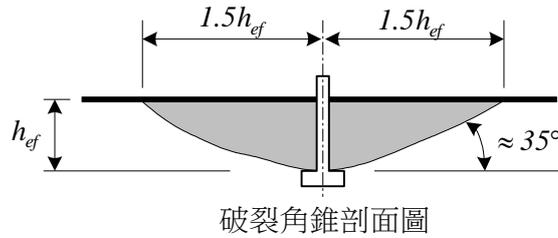
A_{Nc} = 單根錨栓或錨栓群破壞面之投影面積，該面積近似由單根錨栓之中心或錨栓群之外圍錨栓之中心線向外 $1.5h_{ef}$ 所形成之破壞面，為四方形幾何投影。 A_{Nc} 不得大於 nA_{Nco} ，其中 n 是錨栓群之拉力錨栓支數。 A_{Nco} 是單根錨栓其破壞面遠離邊緣大於等於 $1.5h_{ef}$ 之投影面積。

$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (D-6)$$

解說：

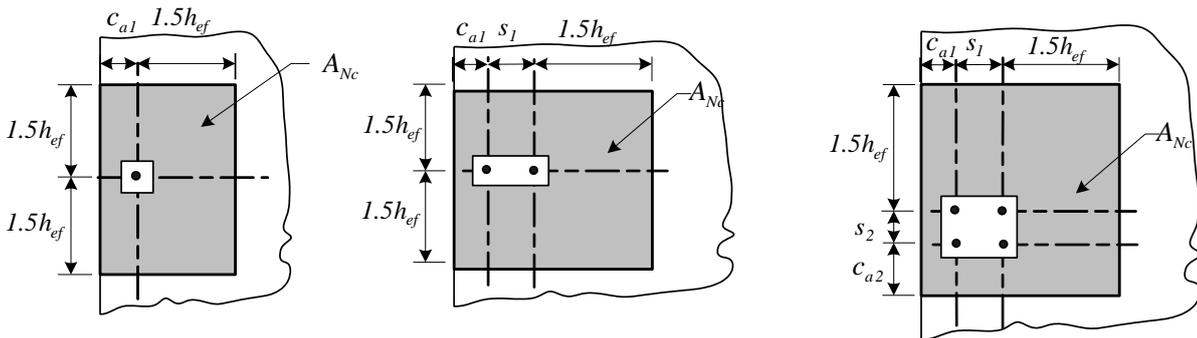
錨栓群、錨栓間距、邊距等對混凝土拉破強度之影響，如式(D-4)和式(D-5)中修正係數 A_{Nc} / A_{Nco} 和 $\psi_{ed,N}$ 。

圖RD.6.2.1(a)說明 A_{Nco} 和式(D-6)。 A_{Nco} 是單根錨栓之最大投影面積。圖RD.6.2.1(b)說明單根錨栓和錨栓群之各種投影面積。因為 A_{Nc} 是錨栓群之投影總面積， A_{Nco} 是單根錨栓的面積，在式(D-4)或式(D-5)中不必包括錨栓支數 n 。假如錨栓群間造成投影面積相互重疊時， A_{Nc} 值應予以折減。



$$A_{Nco} = (2 \times 1.5h_{ef})(2 \times 1.5h_{ef}) = 9h_{ef}^2$$

圖RD.6.2.1(a)單根錨栓之最大投影面積 A_{Nco} 之計算



$$A_{Nc} = (c_{a1} + 1.5h_{ef})(2 \times 1.5h_{ef})$$

如果 $c_{a1} < 1.5h_{ef}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(2 \times 1.5h_{ef})$$

如果 $c_{a1} < 1.5h_{ef}$ 且 $s_1 < 3h_{ef}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef})(c_{a2} + s_2 + 1.5h_{ef})$$

如果 c_{a1} 與 $c_{a2} < 1.5h_{ef}$

並且 s_1 與 $s_2 < 3h_{ef}$

圖RD.6.2.1(b) 單根錨栓及錨栓群之投影面積 A_{Nc} 之計算

D.6.2.2 單根錨栓在開裂混凝土中，基本混凝土拉破強度 N_b 不可超過下式，

$$N_b = k_c \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (D-7)$$

其中

$k_c = 10$ ，預埋式錨栓

$k_c = 7.2$ ，後置式錨栓

經由後置混凝土錨栓品質試驗方法製造指定之試驗，後置式錨栓之 k_c 值可以大於 7.2，但不可超過 10。

當預埋式擴頭錨釘和擴頭錨栓，其 $28 \text{ cm} \leq h_{ef} \leq 63.5 \text{ cm}$ 者，基本混凝土拉破強度， N_b ，不可超過下式

$$N_b = 5.8 \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \quad (D-8)$$

解說：

錨栓承載能力係假設混凝土之破壞機制為破壞錐角度為 35° 時導引而來^[D.9,D.11,D.14]。

式(D-7)中 k_c 值係由大量的非開裂混凝土試驗數據^[D.9]以 5% 失敗率定義所決定，如果是開裂混凝土， k_c 值應予以修正^[D.10,D.19]。依據 ACI 355.2 之產品試驗證實，後置錨栓可採用較大之 k_c 值。依據 ACI 355.2 產品試驗證實 k_c 值。超深埋置錨栓 ($h_{ef} > 28 \text{ cm}$) 時，使用 $h_{ef}^{1.5}$ 經證實為過份保守，唯此類實驗為特別情況，且使用特殊骨材者。公式(D-8)以 $h_{ef}^{5/3}$ 來表示預埋錨栓， $28 \text{ cm} \leq h_{ef} \leq 63.5 \text{ cm}$ 之狀況 63.5 cm 之上限係試驗數據之最大範圍。本公式亦可用於削切後置式錨栓，然而，第 D.5.2 節在使用時仍須以試驗結果修正。

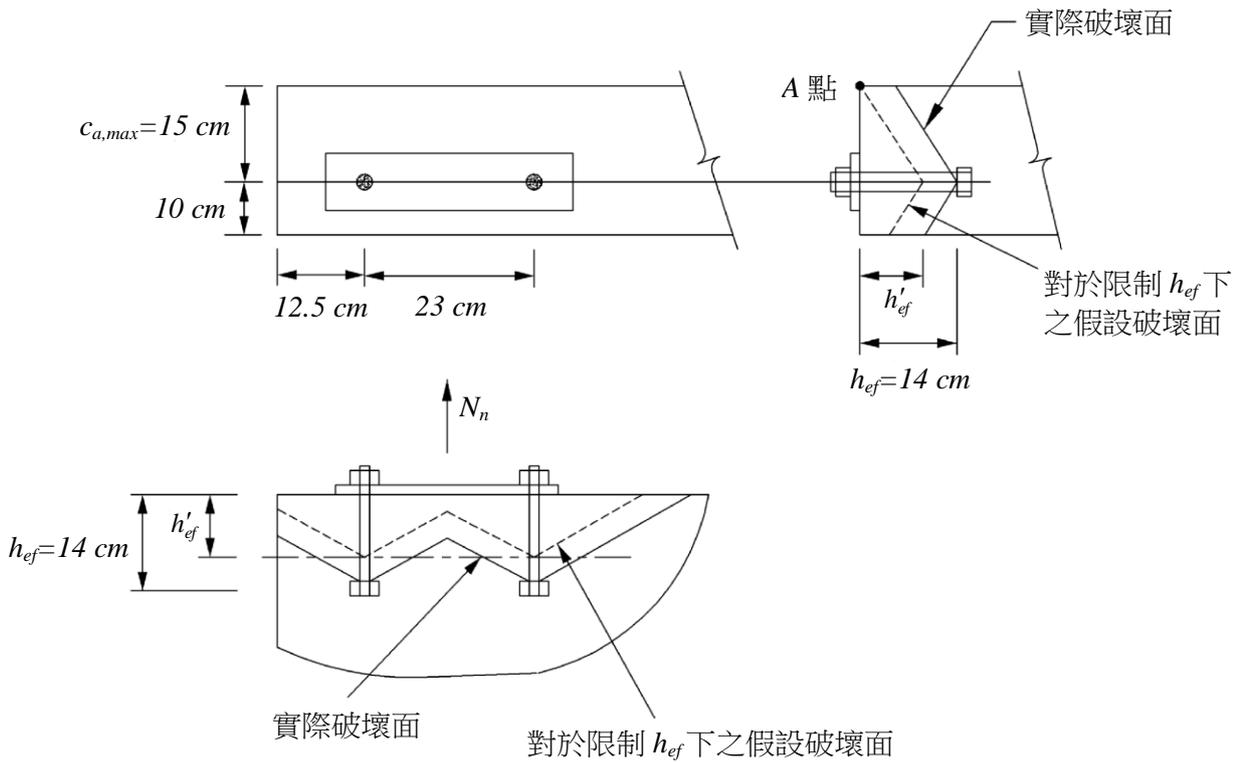
D.6.2.3 錨栓之三邊或四邊之最大邊距小於 $1.5h_{ef}$ 的情況下，式(D-4)至式(D-11)中之埋置深度 h_{ef} 限制在 $c_{a,max} / 1.5$ 和錨栓群之錨栓最大間距之 $1/3$ 。

解說：

當錨栓之三邊或更多邊的邊距小於 $1.5h_{ef}$ 時，採用式(D-4)至式(D-11)之 CCD 方法計算拉破強度會獲得過份保守結果^[D.20]。 A_N / A_{N_0} 之一般性定義並未反應邊距效應。這問題之修正係將式(D-4)至(D-11)中，限制 h_{ef} 值不超過 $c_{a,max} / 1.5$ ，其中 $c_{a,max}$ 是影響邊距之最大值，該值應小於或等於 $1.5h_{ef}$ 。 $c_{a,max}$ 在任何情況下應小於錨栓群中錨栓最大間距之 $1/3$ 。限制 h_{ef} 是錨栓最大間距之 $1/3$ 係為了防止設計人採用單根錨栓之錐形拉破強度計算錨栓群強度。

圖 RD.6.2.3 h_{ef} 之限制值， $h_{ef} = c_{a,max} / 1.5$ ，即 $h_{ef} = h'_{ef} = 10 \text{ cm}$ 。圖中說明，不論實際埋設長度多少，10 cm 為 h_{ef} 之計算適當值。

第 D.6.2.3 節的規定可想像為實際混凝土拉破面實際埋深 h_{ef} 之破壞面平行移到拉力載重作用之混凝土面。式(D-4)至(D-11)之 h_{ef} 值可由下列之一決定：(a) 破壞面之外緣與第一個自由邊緣之交界面；或 (b) 錨栓群中兩錨栓之混凝土拉破面之交界面。圖 RD.6.2.3 中 "A" 點定義為假設破壞面之交界面在混凝土面之 h_{ef} 值。



實際 $h_{ef}=14\text{ cm}$ 而三個邊緣皆 $\leq 1.5 h_{ef}$ ，因此對於 h_{ef} 的限制值(如圖中 h'_{ef} 所示)為 $c_{a,max}/1.5$ 與錨栓群中最大間距的 $1/3$ 之最大值： $h'_{ef} = \max(15/1.5, 23/3) = 10\text{ cm}$ 。

因此，在式(D-4)到(D-11)中使用 $h_{ef}=10\text{ cm}$ 可計算得到 A_{Nc} ：

$$A_{Nc} = (15+10)(12.5+23+1.5(10)) = 1262.5\text{ cm}^2。$$

A 點為假設以 h_{ef} 限制值之破壞面與混凝土表面的交界面。

圖RD.6.2.3 薄構材中拉力強度

D.6.2.4 錨栓群之偏心載重修正因數

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_N}{3h_{ef}}\right)} \leq 1.0 \quad (D-9)$$

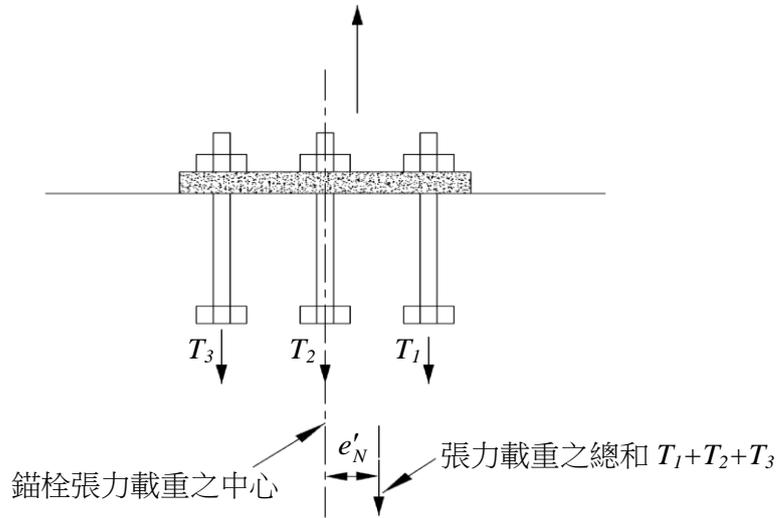
偏心 e'_N 可用於式(D-9)和計算 N_{cbg} 之式(D-5)。

當錨栓群中僅有某部份錨栓受拉力時，決定式(D-9)之偏心值 e'_N 僅受拉力之錨栓可列入考量。

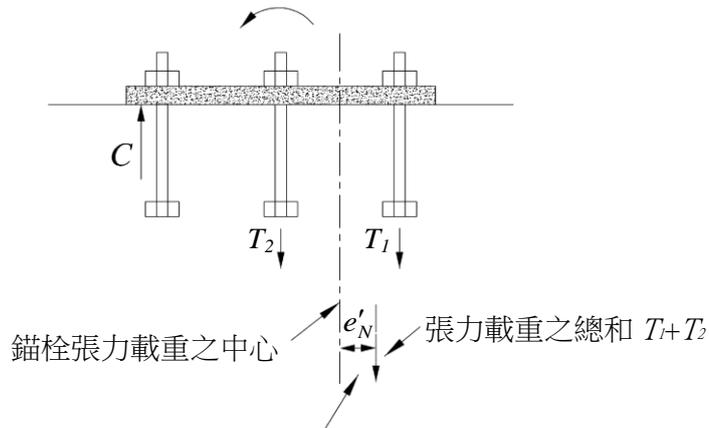
當雙軸向偏心載重時， $\psi_{ec,N}$ 依各軸向分別計算，並計算其乘積做為式(D-5)之 $\psi_{ec,N}$ 。

解說：

圖RD.6.2.4(a)顯示錨栓群皆是拉力時， $\psi_{ec,N}$ 為受力和錨栓群之偏心值。錨栓群之載重亦可僅使部分錨栓受拉力，如圖RD.6.2.4(b)，此時，僅受拉錨栓才列入 e'_N 之計算中。錨栓之載重值係按合力和拉力錨栓重心之偏心距。



(a) 錨栓群均受拉力



(b) 錨栓群中僅部份受拉力

圖RD.6.2.4 錨栓群 e'_N 值定義

D.6.2.5 邊距效應修正因數

當 $c_{a,min} \geq 1.5h_{ef}$, $\psi_{ed,N}=1$; (D-10)

當 $c_{a,min} < 1.5h_{ef}$, $\psi_{ed,N}=0.7+0.3 \frac{c_{a,min}}{1.5h_{ef}}$ (D-11)

解說：

假如錨栓靠近邊緣，因此沒有足夠空間發展完整性拉破錐，錨栓之承載能力遠小於 A_{Nc}/A_{Nco} 之修正。假如最小的邊距大於 $1.5h_{ef}$ ^[D.9]，完整性拉破錐可以形成，因此不必折減 ($\psi_{ed,N}=1$)。假如邊距小於 $1.5h_{ef}$ 時， $\psi_{ed,N}$ 因數應做邊距效應修正。

D.6.2.6 當錨栓埋置之混凝土區域，在使用載重下構材經分析不會產生開裂，修正因數為：

$\psi_{c,N}=1.25$ 預埋式錨栓

$\psi_{c,N}=1.4$ 後置式錨栓

其中式(D-7)之 $k_c=17$ ，在使用載重下，構材經分析會產生開裂，不論預埋式錨栓或後置式錨栓其 $\psi_{c,N}=1.0$ ，在開裂混凝土之後置式錨栓，應依據後置混凝土錨栓品質

試驗方法之規定。混凝土之開裂控制應依第 3.7.2 節規定配置均佈撓曲鋼筋。或者配置圍束鋼筋以產生等值開裂控制效果。

解說：

後置式錨栓在開裂或未開裂混凝土，經由ACI 355.2製作驗證報告，可求得式(D-7)中 k_c 的數值， k_c 和 $\psi_{c,N}$ 數值必須基於ACI 355.2製作驗證報告。後置式錨栓在未開裂混凝土，經由ACI 355.2製作驗證報告，可求得式(D-7)中 k_c 的數值，而且必須採用1.0。

後置式錨栓和預埋式錨栓，依據ACI 355.2之規定未能符合開裂混凝土之使用限制時，僅可使用於未開裂混凝土之區域。開裂型式之分析必須考量乾縮束制效應(參見13.11.1.2)。ACI 355.2錨栓品質試驗要求，錨栓在開裂寬度為0.3mm之區域應有良好表現。如果開裂寬度會超過0.3mm時，應配置束制鋼筋。

式(D-7)和(D-8)之混凝土拉破強度係假設混凝土為開裂者(亦即 $\psi_{c,N}=1.0$)：場鑄式 $\psi_{c,N}k_c=10$ ；後置式 $\psi_{c,N}k_c=7.2$ (亦即預埋式高出40%)。當混凝土為非開裂者($\psi_{c,N}$ 因數為預埋式 $\psi_{c,N}=1.25$ ，後置式 $\psi_{c,N}=1.4$)，則場鑄式 $\psi_{c,N}k_c=12.5$ ，後置式 $\psi_{c,N}k_c=10$ (亦即預埋式高出25%)。此與現場觀察和試驗結果一致，開裂和非開裂之混凝土，預埋式錨栓強度皆比後置式錨栓強度為大。

D.6.2.7 後置式錨栓在未開裂混凝土之修正因數，依據第 D.6.2.6 節，在未配置控制劈裂鋼筋時，

$$\text{當 } c_{a,min} \geq c_{ac}, \psi_{cp,N}=1.0; \quad (D-12)$$

$$\text{當 } c_{a,min} < c_{ac}, \psi_{cp,N} = \frac{c_{a,min}}{c_{ac}} \geq \frac{1.5h_{ef}}{c_{ac}} \quad (D-13)$$

其中臨界邊距 c_{ac} 定義於第 D.9.6 節。

解說：

第D.6節之設計規定是基於假設基本混凝土之拉破強度，假如最小邊距 $c_{a,min}$ 等於 $1.5h_{ef}$ 時可以發展完成。然而，試驗結果^[D.21]指出，許多扭轉控制和位移控制之膨脹式錨栓和某些削切式錨栓，需要之最小邊距超過 $1.5h_{ef}$ ，使在無輔助鋼筋控制條件下發展基本混凝土拉破強度。當拉力載重作用時，錨栓埋置端部產生之拉應力加上錨栓埋置時引致之拉應力，劈裂破壞可能在第D.6.2.1節定義之混凝土拉破強度之前就發生。前述之可能劈裂破壞模式，假如 $c_{a,min}$ 小於臨界邊距 c_{ac} 時，基本拉破強度應以 $\psi_{cp,N}$ 修正因數折減。假如有控制劈裂之輔助鋼筋或者在工作載重作用下，經分析顯示或有開裂之區域埋置錨栓時， $\psi_{cp,N}$ 修正因數取為1.0。控制劈裂之輔助鋼筋不會影響第D.5.4節或第D.5.5節中情況A或B之選擇。

D.6.2.8 當錨栓頭另外配置額外鋼板或墊圈時，計算破壞面之投影面積可以自鋼板或墊圈有效周圍以外 $1.5h_{ef}$ 計算。有效周圍之距離不可超過錨栓頭外墊圈或鋼板的厚度或錨栓頭外緣。

D.6.3 錨栓之拔出強度

D.6.3.1 單根錨栓之拔出計算強度， N_{pn} ，不可超過下式，

$$N_{pn} = \psi_{c,P} N_p \quad (D-14)$$

其中， $\psi_{c,P}$ 定義於第 D.6.3.6 節。

D.6.3.2 後置式膨脹和削切式錨栓， N_p 值應依據後置混凝土錨栓品質試驗方法之試驗結果為5%失敗率強度。後置式膨脹和削切式錨栓之拔出強度不允許以計算方式求得。

解說：

於第D.6.3.4節和第D.6.3.5節計算之拔出強度公式僅可用於預埋式擴頭和彎鉤錨栓^[D.8,D.12]；因為錨栓端部有許多不同機械型式，除非拔出強度公式由試驗修正。

D.6.3.3 預埋式單根擴頭錨釘和擴頭錨栓，其拔出強度可依第 D.6.3.4 節計算。單根 J 或 L 錨栓，其拔出強度可依第 D.6.3.5 節計算。 N_p 亦可採用後置混凝土錨栓品質試驗方法規定，在不考慮摩擦效應下依試驗結果之 5% 失敗率強度值。

解說：

配置圍束鋼筋可提高擴頭錨釘或擴頭錨栓之拔出強度，例如在錨釘頭或錨栓頭配置緊密螺旋筋。增加量必須經由試驗求得。

D.6.3.4 式(D-14)中之單根擴頭錨釘或擴頭錨栓之拔出強度 N_p 不可超過下式

$$N_p = 8A_{brg} f'_c \quad (D-15)$$

解說：

式(D-15)是錨栓頭部混凝土開始壓碎時之載重^[D.8,D.15]。因為不是錨栓被完全拉出混凝土，因此公式中沒有錨栓埋設長度之因素。設計者必須認知，錨栓頭部混凝土被壓碎時，會大量降低錨栓的勁度，一般亦是拔出破壞之開始。

D.6.3.5 式(D-14)中之單根彎鉤錨栓之拔出強度 N_p 不可超過下式。

$$N_p = 0.9 f'_c e_h d_o \quad (D-16)$$

其中： $3d_o \leq e_h \leq 4.5d_o$

解說：

式(D-16)適用於彎鉤錨栓，係由Lutz依據參考文獻[D.21]之結論發展而來。其中只取承壓項，任何摩擦項皆忽略不計因為彎鉤內側之混凝土被壓碎時，會降低錨栓的勁度，一般亦是拔出破壞的開始。 e_h 之限制係基於參考文獻[D.21]三個試驗報告的結論而來。

D.6.3.6 當錨栓設置之混凝土區域，在使用載重下構材經分析顯示，不會產生開裂， $\psi_{c,P}=1.4$ 。在使用載重下經分析顯示，會產生開裂， $\psi_{c,P}=1.0$ 。

D.6.4 錨栓之混凝土側面脹破強度

解說：

錨栓之混凝土側面脹破設計係基於參考文獻[D.23]之建議，這些建議適用於預埋擴頭錨栓。後置式錨栓應依據ACI 355.2之研析；按裝時之劈裂比邊緣脹裂更是控制因素。

D.6.4.1 單根擴頭錨栓深層埋置靠近邊緣($c_{a1} < 0.4h_{ef}$)，計算側面脹破強度 N_{sb} 不可超過下式

$$N_{sb} = 42.44c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \sqrt{f'_c} \quad (D-17)$$

當單根擴頭錨栓埋設位置之垂直邊距 $c_{a2} < 3c_{a1}$ 時， N_{sb} 乘以 $(1 + c_{a2}/c_{a1})/4$ ，其中 $1 \leq c_{a2}/c_{a1} \leq 3$ 。

D.6.4.2 多根擴頭錨栓深層埋置靠近邊緣($c_{a1} < 0.4h_{ef}$)，錨栓間距 s 小於 $6c_{a1}$ ，錨栓群之計算側面脹破強度 N_{sbg} 不可超過下式

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}}\right) N_{sb} \quad (D-18)$$

其中， s = 錨栓群中最外緣錨栓之間距； N_{sb} 依式(D-17)計算，且不必做垂直邊距之修正。

D.7 剪力載重之設計要求

D.7.1 錨栓鋼材剪力強度

D.7.1.1 錨栓剪力強度由鋼材控制時， V_{sa} 應依錨栓鋼材性質和錨栓尺寸決定。

D.7.1.2 單根錨栓或錨栓群之剪力計算強度， V_{sa} ，不可超過下列(1)至(3)式：

(1) 預埋式擴頭錨釘

$$V_{sa} = nA_{se}f_{uta} \quad (D-19)$$

其中， f_{uta} 不可超過 $1.9f_{ya}$ 或 $8,750 \text{ kgf/cm}^2$ 。

(2) 預埋式擴頭錨栓或彎鉤錨栓

$$V_{sa} = n0.6A_{se}f_{uta} \quad (D-20)$$

其中， f_{uta} 不可超過 $1.9f_{ya}$ 或 $8,750 \text{ kgf/cm}^2$ 。

(3) 後置式錨栓， V_{sa} 必須依據後置混凝土錨栓品質試驗方法之試驗結果，否則可採用式(D-20)。

解說：

錨栓的計算剪力強度在擴頭錨栓最好以 $A_{se}f_{uta}$ 表示，其他型式錨栓最好以 $0.6A_{se}f_{uta}$ ，而不要以 $A_{se}f_{ya}$ 表示，因為標準錨栓材料不具有良好定義的降伏點。式(D-19)及(D-20)計算之結果與依據AISC規範中載重和抵抗係數設計規範(Load and Resistance Factor Design Specifications)^[D.18]之載重因數和第D.4.4節之 ϕ 值一致。

f_{uta} 上限為 $1.9f_{ya}$ 係為確保在使用載重情況下，錨栓應力不會超過 f_{ya} 。將 f_{uta} 上限訂為 $1.9f_{ya}$ 係導引自LRFD規範，相關說明參見第D.6.1.2節之解說。

膨脹錨栓依製造廠商所標示之有效斷面積；螺牙錨栓面積為 $A_{se} = \frac{\pi}{4} \left(d_0 - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$ ，其中 n_t 是每公分之螺牙數目。

D.7.1.3 當錨栓採用注漿施工法，第D.7.1.2節之計算強度須要乘以 0.8。

D.7.2 錨栓之混凝土剪破強度

D.7.2.1 單根錨栓或錨栓群之剪破計算強度， V_{cb} 或 V_{cbg} ，不可超過下列公式計算值：

(1) 單根錨栓其剪力受力方向垂直於邊緣

$$V_{cb} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} V_b \quad (D-21)$$

(2) 錨栓群其剪力受力方向垂直於邊緣

$$V_{cbg} = \frac{A_{Vc}}{A_{Vco}} \psi_{ec,V} \psi_{ed,V} \psi_{c,V} V_b \quad (D-22)$$

(3) 當剪力受力方向平行於邊緣， V_{cb} 或 V_{cbg} 分別為式(D-21)或式(D-22)計算值之二倍。其中當剪力受力方向垂直於邊緣， $\psi_{ed,V} = 1.0$

(4) 當錨栓位於角落時，其剪破強度依各邊距分別計算，並取最小值。

因數 $\psi_{ec,V}$ ， $\psi_{ed,V}$ ，和 $\psi_{c,V}$ 分別定義於 D.7.2.5，D.7.2.6，和 D.7.2.7。 V_b 是單根錨栓之基本混凝土剪破強度。 A_{Vc} 是單根錨栓或錨栓群在混凝土構件邊緣之破壞面投影面積。其面積 A_{Vc} 取構件面半角錐之截頭面積，半角錐之頂點選取於錨栓桿軸心且為最臨界之點。 c_{al} 值為該軸至邊緣之距離。 A_{Vc} 不得大於 nA_{Vco} ，其中 n 是錨栓群之支數。

A_{Vco} 是埋置於深厚構件且距離受剪力方向邊緣大於 $1.5c_{al}$ 之單根錨栓之投影面積。 A_{Vco} 面積係由平行於邊緣之邊長為 $3c_{al}$ ，深度為 $1.5c_{al}$ 之半角錐：

$$A_{Vco} = 4.5(c_{al})^2 \quad (D-23)$$

若錨栓邊距不等，而且錨栓銲接於連結鐵件上，其受力可均分佈於各錨栓上，則錨栓強度評估時可取距邊緣最遠的錨栓列，此時可以邊緣到最遠列錨栓中心之距離為 c_{al} ，所有剪力假設僅由此臨界錨栓列承受。

解說：

剪力強度公式採用 CCD 方法演譯發展而來。其剪破錐角為 35° (參見圖 RD.5.2.2.(b))，而且依循破壞機構理論。考量錨栓群效應、錨栓間距、邊距、混凝土構材厚度、對混凝土計算剪破強度之影響 ϕ_s ，而以 A_{Vc}/A_{Vco} 之折減因數包括在式(D-21)和式(D-22)中。如果錨栓遠離邊緣，一般不會由第 D.7.2 節控制，而會由第 D.7.1 和 D.7.3 節控制。

圖 RD.7.2.1(a) 說明 A_{Vco} 和公式(D-23)之引導過程。 A_{Vco} 是單根錨栓之最大完全剪破強度時之投影面積，完全不受邊距錨栓距及構材深度之影響。圖 RD.7.2.1(b) 說明單根錨栓和錨栓群之各種投影面積。 A_{Vc} 是錨栓各別安排下，剪破錐之全部表面積。因為 A_{Vc} 是錨栓群之總投影面積，而 A_{Vco} 是單根錨栓之投影面積，因此公式中沒有錨栓數目。

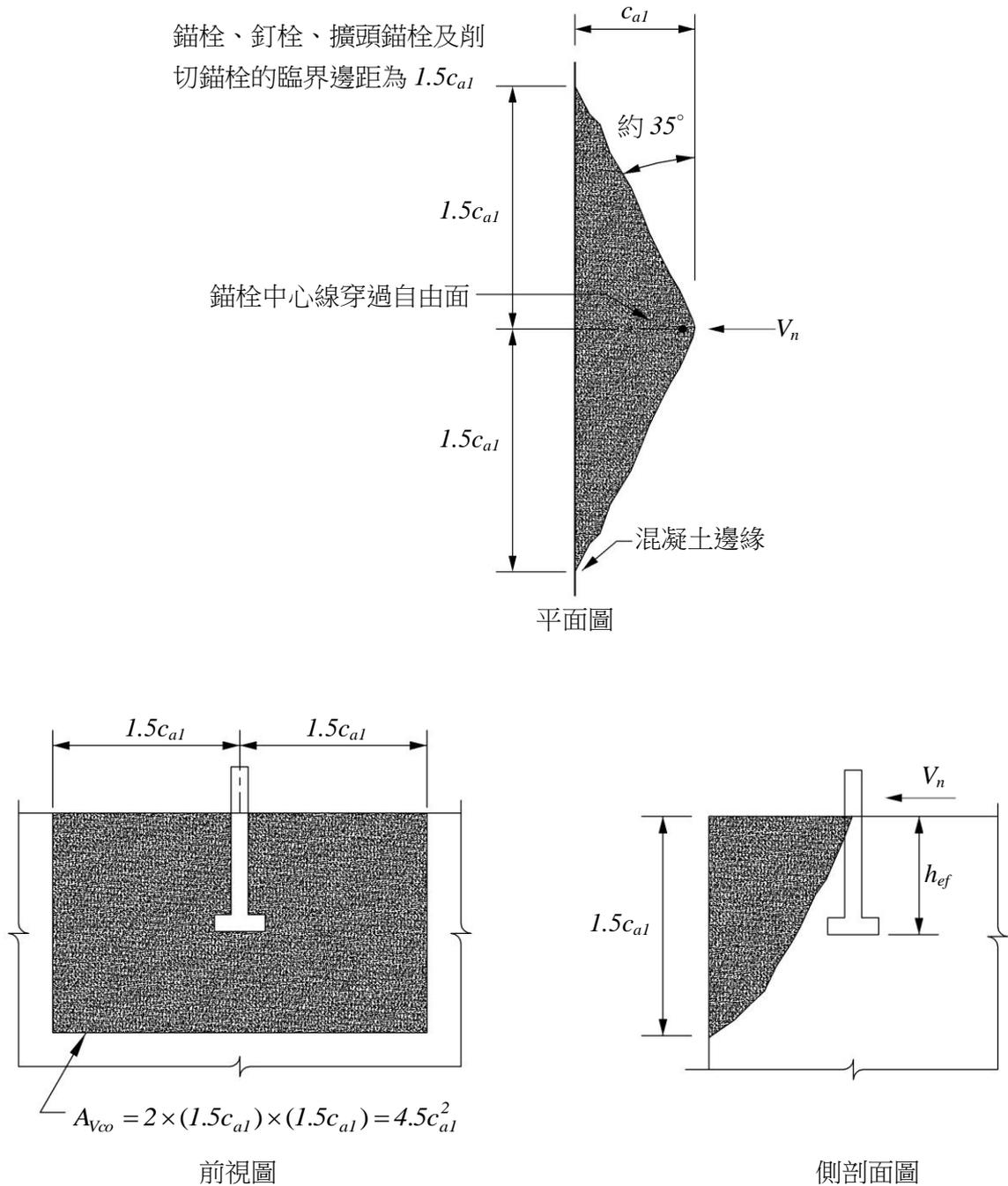
圖 RD.7.2.1(b) 右上說明兩個錨栓皆垂直於邊緣，其採用彈性分析方式剪力分佈是保守的。假如錨栓群皆銲到一共同鐵板上，當最接近邊緣之錨栓產生破壞錐，剪力載重會傳佈到勁度較大或強度較大的其餘錨栓。計算強度不是由韌性鋼材元件控制者，第 D.4.1 節之載重效應由彈性分析決定。美國 PCI 設計手冊^[D.17] 在第 6.5.2.2 節中建議，錨栓遠離邊緣可增加承載能力。錨栓間距足夠者，其剪力破壞面不會重疊^[D.11]，第 D.7.2 節說明這程序。一般當錨栓間距 $s \geq 1.5c_{al}$ 時，破壞面不會重疊。當形成側面破壞面時，離邊緣較遠者會承擔較大的力。圖 RD.7.2.1(b) 右下，於邊緣之錨栓無貢獻，剪力完全由具有較大剪力破壞面之錨栓承擔。邊緣附近之錨栓在使用載重下應避免發生裂縫。錨栓群的設計於參考文獻 D.8 中有進一步討論。

在角隅之錨栓承受剪力形成，垂直各邊的分力，應分別檢核其各邊的剪力值。錨栓群其邊緣距離不

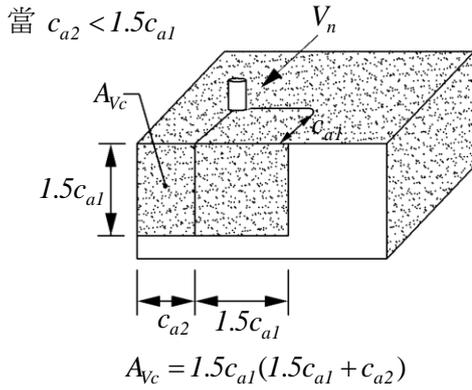
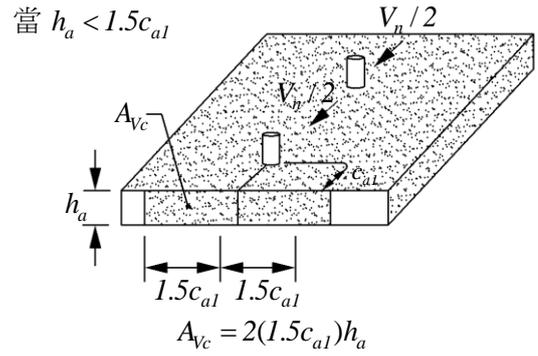
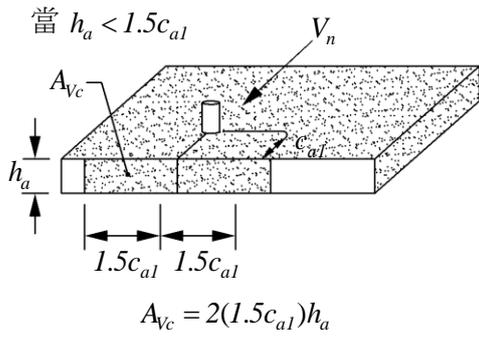
等時，參見參考文獻[D.11]。

D.7.2.1(a)使用於剪力作用指向垂直邊緣方向者。如果剪力作用方向和邊緣反向者，由第D.7.1節或第D.7.3節控制。

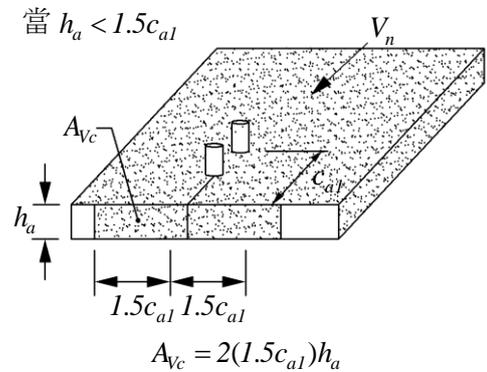
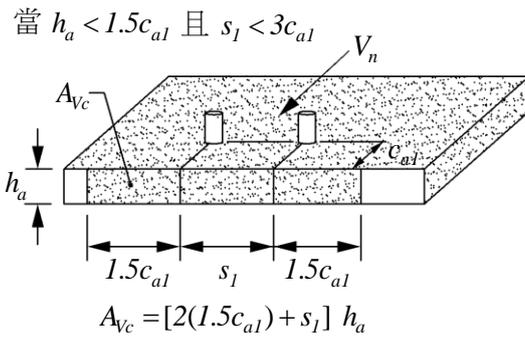
剪力作用平行邊緣，且靠近邊緣之情況，參見圖RD.7.2.1(c)。單根錨栓剪力作用平行邊緣且接近角隅(參見圖RD.7.2.1(d))，前述剪力垂直方向作用於邊緣時，必須檢核剪力平行方向作用於邊緣。



圖RD.7.2.1(a) A_{Vco} 之計算

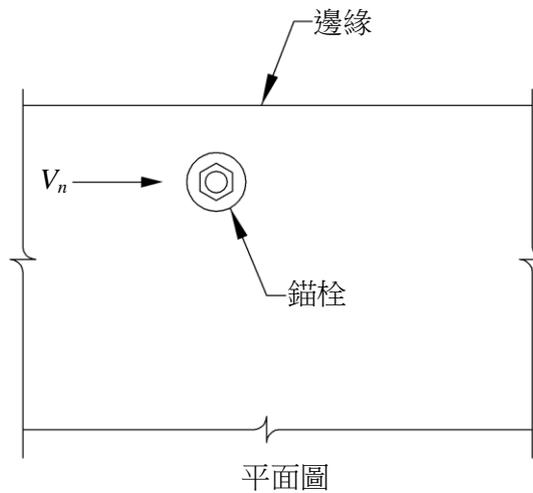


註：
力之分佈假設為一半之剪力係作用於前面錨栓及其投影面積上

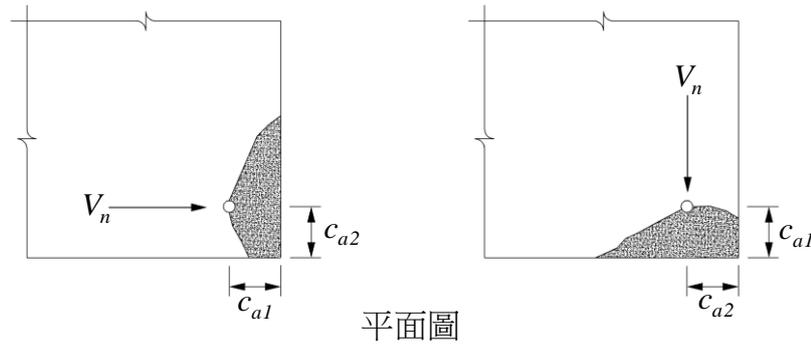


註：
力之分佈另一假設(僅適用錨栓剛性接合於連結鐵件)為全部之剪力作用於後面錨栓及其投影面積上

圖RD.7.2.1(b) 單根錨栓及錨栓群投影面積 A_{vc} 之計算



圖RD.7.2.1(c) 平行邊緣之剪力



圖RD.7.2.1(d) 靠近角隅處之剪力

D.7.2.2 單根錨栓在開裂區域之混凝土剪破強度 V_b 不可超過

$$V_b = 1.86 \left(\frac{\lambda_e}{d_0} \right)^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (D-24)$$

其中， λ_e = 錨栓剪力之載重支承長度。

$\lambda_e = h_{ef}$ ，錨栓在埋置段之全部長度具有相同勁度。

$\lambda_e = 2d_0$ 扭轉控制膨脹錨栓，其套筒距離隔離膨脹套筒。

無論如何 $\lambda_e < 8d_0$ 。

解說：

如同拉破承載能力，混凝土剪力破壞承載能力不會隨破壞面積(一般和 $(c_{a1})^2$ 成比例)而增加，考量尺寸效應，以 $(c_{a1})^{1.5}$ 取代 $(c_{a1})^2$ 。有關承載能力受錨栓勁度和錨栓直徑的影響，參見文獻[D.9~D.11,D.14]，係數1.86是參考文獻[D.9]中，在5%失敗率之試驗統計值。

D.7.2.3 預埋擴頭錨釘，擴頭錨栓或彎鈎錨栓鐸到連接鋼板，鋼板最小厚度為錨栓直徑之1/2 且不小於 1 cm，開裂混凝土構材之單根錨栓之基本混凝土剪破強度 V_b 不可超過

$$V_b = 2.12 \left(\frac{\lambda_e}{d_0} \right)^{0.2} \sqrt{d_0} \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (D-25)$$

其 λ_e 定義於第 D.7.2.2 節。

且符合下列要求：

- (1) 錨栓群，強度由離邊緣最遠的錨栓列之強度決定；
- (2) 錨栓之中心間距不小於 6 cm；
- (3) 當 $c_{a2} \leq 1.5h_{ef}$ 時，角落應配置鋼筋。

解說：

預埋擴頭錨栓完全鐸於連接鋼板時，文獻[D.23,D.24]之試驗數據顯示有較大的剪力承載能力。其原因可能是鐸接使錨栓之箝制效果比具有錨栓間隙者，可使錨栓基本剪力增加。具有足夠勁度是必須的。參考文獻[D.8,D.11,D.12]有進一步討論輔助鋼筋之設計。

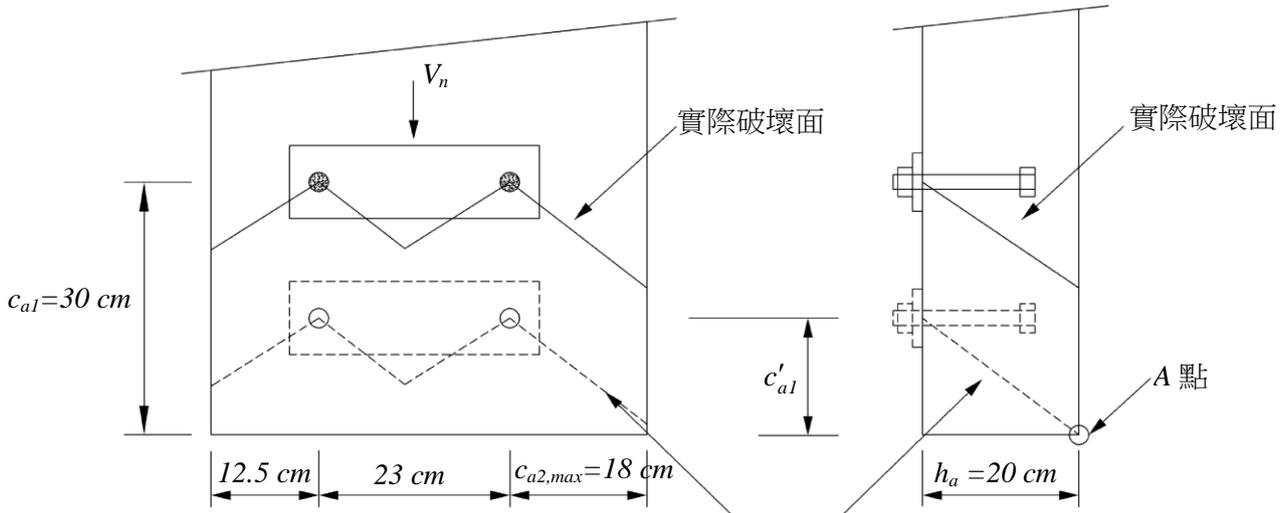
D.7.2.4 在特殊情況下，錨栓強度受到三邊以上影響時，式(D-23)至式(D-28)中之邊距 c_{al} 值為 $c_{a2}/1.5$ 、 $h_a/1.5$ 和錨栓群之最大錨栓間距之 $1/3$ 等三者取最大值。

解說：

錨栓受三邊或多邊影響，每一邊距均小於 $1.5c_{al}$ ，以式(D-21)至式(D-28) CCD方法計算剪破強度是保守值，且其結果過份保守。以 κ 方法研究此特別案例^[D.14]，Lutz指出上述問題。類似情形亦出現在第D.6.2.3節計算拉破強度，當式(D-21)至(D-26)之 c_{al} 值在各方向之 $c_{a2}/1.5$ ， $h_a/1.5$ ；和錨栓群之最大錨栓間距之 $1/3$ 之最大值。限制 c_{al} 是錨栓群中錨栓最大間距之 $1/3$ 係為了防止設計人採用單根錨栓之錐形剪破強度計算錨栓群強度。

圖RD.6.2.4說明前述方法，例題中限制 c_{al} 值在各方向取為 $c_{a2}/1.5$ ， $h_a/1.5$ ；和錨栓群之最大錨栓間距之 $1/3$ 之最大值， $c'_{al} = 13.33\text{cm}$ 。該例題中假如剪力作用方向之邊距較大時計算 V_{cb} 或 V_{cbg} 中 c_{al} 可取得適當值。

第D.7.2.4節的規定可想像為實際混凝土之剪破面為實際 c_{al} 之破壞面平行移到剪力載重作用之混凝土面。式(D-21)至(D-28)之 c_{al} 值可由下列之一決定：(a) 破壞面之外緣與第一個自由邊緣之交界面；或(b) 錨栓群中兩錨栓之混凝土剪破面之交界面。圖RD.7.2.4中”A”點定義為假設破壞面之交界面在混凝土面之 c_{al} 值。



對於限制 c_{al} 下之假設破壞面

實際 c_{al} 為 30 cm ，但兩個正交邊緣 c_{a2} 與 h_a 皆 $\leq 1.5c_{al}$ ，因此對於 c_{al} 的限制值(如圖中 c'_{al} 所示)為 $c_{a2,max}/1.5$ ， $h_a/1.5$ 與錨栓群最大間距的三分之一，取三者中的最大值： $c'_{al} = \max(18/1.5, 20/1.5, 23/3) = 13.33\text{ cm}$ 。因此，在式(D-21)到(D-28)中使用 $c'_{al} = 13.33\text{ cm}$ 可計算得到 A_{vc} ：

$A_{vc} = (12.5 + 23 + 18)(1.5(13.33)) = 1070\text{ cm}^2$ 。A 點為假設以 c_{al} 限制值之破壞面與混凝土表面的交界面。

圖RD.7.2.4 錨栓強度受到三邊以上影響之剪力強度

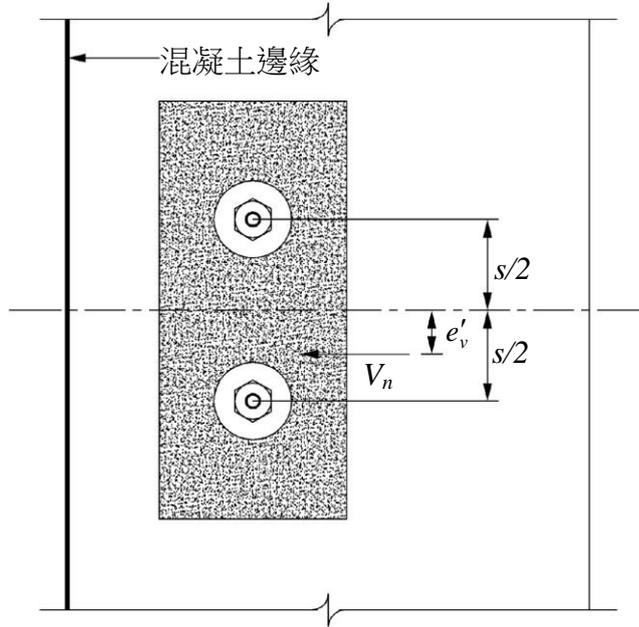
D.7.2.5 錨栓群偏心載重之修正因數

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{\left(1 + \frac{2e'_v}{3c_{al}}\right)} \leq 1 \quad (D-26)$$

假如作用於錨栓群之載重，僅有和剪力相同作用方向之某些錨栓承載，僅有這些和剪力相同作用方向之錨栓被考慮於決定式(D-26)之偏心 e'_v 和式(D-22)之 V_{cbg} 。

解說：

本節是錨栓群接近邊緣應予以偏心剪力之修正因數。如果剪力作用在混凝土表面上方處，剪力可分解為作用在混凝土表面之剪力和可能使錨栓承受拉力之彎矩(視垂直力大小而定)。圖RD.7.2.5定義計算 $\psi_{ec,v}$ 因數之 e'_v 值，考量錨栓群中某錨栓比其他錨栓承受更大剪力，使混凝土某處更易發生劈裂。但當 $e'_v > s/2$ 時，CCD設計方法不能採用。



平面圖

圖RD.7.2.5 e'_v 值之定義

D.7.2.6 單根錨栓或錨栓群在剪力載重下，邊距效應之修正因數

$$\text{當 } c_{a2} \geq 1.5c_{a1}, \psi_{ed,v} = 1.0 \quad (\text{D-27})$$

$$\text{當 } c_{a2} < 1.5c_{a1}, \psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}} \quad (\text{D-28})$$

D.7.2.7 當錨栓埋置之混凝土區域，在使用載重下構材經分析不會產生開裂， $\psi_{c,v}=1.4$ 。在使用載重下，構材經分析會產生開裂，修正因數依下列決定：

情況	$\psi_{c,v}$
錨栓埋設在開裂混凝土中，且於錨栓與邊緣間無輔助鋼筋或鋼筋小於 $D13$ 。	1.0
錨栓埋設在開裂混凝土中，且於錨栓與邊緣間配置不小於 $D13$ 之輔助鋼筋。	1.2
錨栓埋設在開裂混凝土中，且於錨栓與邊緣間配置不小於 $D13$ 之輔助鋼筋且箍筋間距不大於 10 公分。	1.4

解說：

在純剪力載重作用下，扭轉控制和位移控制之膨脹型錨栓允許在開裂混凝土構件中。

D.7.3 錨栓之混凝土剪力撬破強度

D.7.3.1 剪力撬破計算強度 V_{cp} 或 V_{cpg} 不可超過下式

(a) 單根錨栓

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cb} \quad (D-29)$$

(b) 錨栓群

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cbg} \quad (D-30)$$

其中，當 $h_{ef} < 6.5 \text{ cm}$ ， $k_{cp} = 1.0$

當 $h_{ef} \geq 6.5 \text{ cm}$ ， $k_{cp} = 2.0$

N_{cb} 和 N_{cbg} 分別依式(D-4)和式(D-5)計算；kgf。

解說：

參考文獻[D.9]指出，錨栓之剪力撬破強度是拉力強度之1~2倍，當 $h_{ef} < 6.5 \text{ cm}$ 時，比值會較小。

D.8 拉力和剪力互制作用

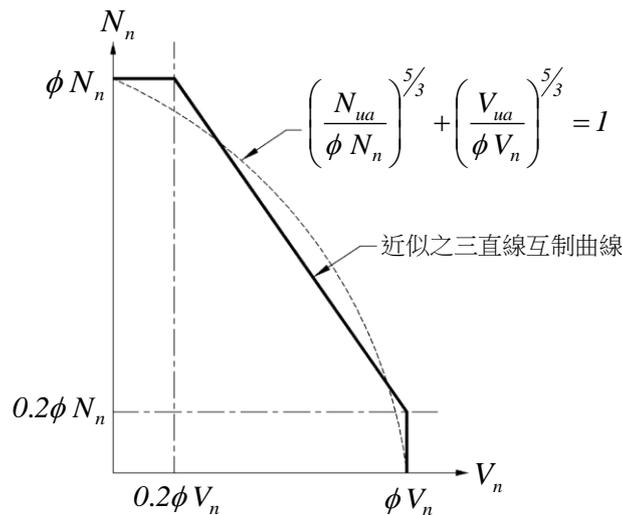
除了依第 D.5.3 節規定，錨栓或錨栓群承受剪力和軸力作用時，應滿足第 D.8.1 至 D.8.3 節之要求。 ϕN_n 依據第 D.5.1.2 節規定， ϕV_n 依據第 D.5.1.2 節定義。

解說：

傳統上將拉力和剪力互制作用表如下式

$$\left(\frac{N_{ua}}{N_n}\right)^\zeta + \left(\frac{V_{ua}}{V_n}\right)^\zeta \leq 1.0$$

簡化其中 ζ 值介於 1.0 到 2.0 之間。本規範採用簡化之三條直線表示，其中 $\zeta = 5/3$ (參見圖 RD.8)。該係取非主要力系於較小值時，可忽略其影響。其他互制作用曲線經試驗證明亦可使用，但應符合第 D.5.3 節的要求。



圖RD.8 剪力與拉力互制曲線圖

D.8.1 當 $V_{ua} \leq 0.2\phi V_n$ 時，全部拉力強度為有效，即 $\phi N_n \geq N_{ua}$ 。

D.8.2 當 $N_{ua} \leq 0.2\phi N_n$ 時，全部剪力強度為有效，即 $\phi V_n \geq V_{ua}$ 。

D.8.3 當 $V_{ua} > 0.2\phi V_n$ 和 $N_{ua} > 0.2\phi N_n$ 時，依下式計算

$$(N_{ua}/\phi N_n) + (V_{ua}/\phi V_n) \leq 1.2 \quad (D-31)$$

D.9 避免劈裂破壞之邊距、間距和厚度之需求

除非配置輔助鋼筋以控制劈裂，錨栓之最小間距、邊距和構材之最小厚度應符合第 D.9.1 至 D.9.6 節之要求。但個別產品得依據後置混凝土錨栓品質試驗方法之規定步驟試驗，經證實者亦可採用較小值。

解說：

最小間距、邊距和厚度之要求隨錨栓特性而異。後置型錨栓之安裝和扭轉力會使混凝土四周產生劈裂，預埋錨栓懸掛連結鐵件時之扭轉作用力也會產生混凝土劈裂。後置型錨栓之最小間距、邊距和厚度等數值係按 ACI 355.2 之產品試驗規定取得。在設計階段尚無法取得指定產品數值時，可採用近似值做為設計數據。

D.9.1 除非依據第 D.9.4 節規定，非扭轉型預埋式錨栓，其最小中心間距為 $4d_o$ ；扭轉型預埋式或後置型錨栓，其最小中心間距為 $6d_o$ 。

D.9.2 除非依據第 D.9.4 節規定，非扭轉型預埋式擴頭錨栓，其最小邊距應符合第 13.6 節之鋼筋最小保護層厚度要求。扭轉型預埋式擴頭錨栓，最小邊距為 $6d_o$ 。

解說：

由於邊距之保護層厚度顯著地影響 D.6.4 節之側面脹破強度，設計者皆希望採用較大保護層以增加側面脹破強度。

D.9.3 除非依據第 D.9.4 節規定，後置式錨栓之最小邊距應大於第 13.6 節鋼筋之保護層厚度要求，或依據後置混凝土錨栓品質試驗方法之試驗決定之最小邊距，而且不得小於 2 倍最大骨材尺寸。缺乏後置混凝土錨栓品質試驗方法之試驗數據，最小邊距不得小於下列數值。

錨栓型式	最小邊距
削切型錨栓	$6d_o$
扭轉控制型錨栓	$8d_o$
位移控制型錨栓	$10d_o$

解說：

後置錨栓之鑽孔會產生細微裂紋。最小的邊距取為最大骨材粒徑二倍以降低細微裂紋的影響。

D.9.4 非扭轉型錨栓安裝不會產生劈裂力時，如果邊距或間距小於第 D.9.1 至 D.9.3 節之需求者，計算時採用符合第 D.9.1 至 D.9.3 節之 d'_o 取代 d_o 。並以錨栓之直徑為 d'_o 所求得之錨栓抵抗力。

解說：

某些情況，需要使用較大直徑錨栓，超過第D.9.1節到第D.9.3節所需值，在這種情況下，可採取較小之錨栓直徑 d'_0 求算錨栓設計強度。

D.9.5 膨脹型或削切型後置式錨栓之 h_{ef} 不可大於構材厚度之 $2/3$ 或構材厚度減 10 cm 之大者。

解說：

最小厚度之需求不適用於穿孔螺栓，因為超出附篇D之範圍。因為劈裂破壞是力量在錨栓和混凝土之間傳遞造成，而穿孔螺栓的力量傳遞機制和預埋式，膨脹式或削切式錨栓不相同，因此厚度的限制不相同。後置式錨栓之埋置深度不可超過板厚之 $2/3$ 。

D.9.6 除非依據後置混凝土錨栓品質試驗方法之拉力試驗結果，否則臨界邊距 c_{ac} 不得小於下列數值：

錨栓型式	臨界邊距
削切型錨栓	$2.5h_{ef}$
扭轉控制型錨栓	$4.0h_{ef}$
位移控制型錨栓	$4.0h_{ef}$

解說：

臨界邊界 c_{ac} 係由ACI 355.2之角隅試驗所決定。試驗顯示，許多膨脹型錨栓和有些削切型後置式錨栓之 $c_{a,min}=1.5h_{ef}$ 無法符合角隅試驗需求值時，因為安裝這類錨栓會使混凝土產生劈裂拉應力，當載重作用時，該應力會增加，進而提早發生劈裂破壞可能性。當廠商之規範缺乏這類錨栓之設計資料時，可使用規範之保守 c_{ac} 數值。

D.9.7 設計圖說應標示所採用之錨栓及其設計假設之最小邊距值。

D.10 錨栓安裝

D.10.1 錨栓之安裝應依據設計圖說之要求。

解說：

許多錨栓的性能表現取決於錨栓之安裝。錨栓之承載力和變形可依據ACI 355.2的驗收試驗方法評估。這試驗係假設按照錨栓廠商之安裝指南。

某些錨栓對孔徑、清潔程度、孔軸方向性、安裝扭轉力、開裂寬度及其他因素非常敏感。某些敏感程度已依不同的錨栓種類間接地反應在 ϕ 值中，也有部分依據安全安裝試驗結果與ACI 355.2驗收試驗的偏離度會因為錨栓元件之不當更換或錨栓裝置準則和方法未遵循廠商建議而產生。因此設計規範應要求錨栓安裝應依據廠商之建議。

參考文獻

- [D.1] ANSI/ASME B1.1, "Unified Inch Screw Threads (UN and UNR Thread Form), ASME, Fairfield, N.J., 1989.
- [D.2] ANSI/ASME B18.2.1, "Square and Hex Bolts and Screws, Inch Series," ASME, Fairfield, N.J., 1996.
- [D.3] ANSI/ASME B18.2.6, "Fasteners for Use in Structural Applications," ASME, Fairfield, N.J., 1996.
- [D.4] Cook, R. A., and Klingner, R. E., "Behavior of Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete

- Connections with Surface-Mounted Baseplates,” *Anchors in Concrete: Design and Behavior*, SP-130, 1992, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61-122.
- [D.5] Cook, R. A., and Klingner, R. E., “Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 118, No. 6, June 1992, pp. 1645–1665.
- [D.6] Lotze, D., and Klingner, R.E., “Behavior of Multiple-Anchor Attachments to Concrete from the Perspective of Plastic Theory,” *Report PMFSEL 96-4*, Ferguson Structural Engineering Laboratory, The University of Texas at Austin, Mar., 1997.
- [D.7] Primavera, E. J.; Pinelli, J.-P.; and Kalajian, E. H., “Tensile Behavior of Cast-in-Place and Undercut Anchors in High-Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 5, Sept.-Oct. 1997, pp. 583-594.
- [D.8] *Design of Fastenings in Concrete*, Comite Euro-International du Beton (CEB), Thomas Telford Services Ltd., London, Jan. 1997.
- [D.9] Fuchs, W.; Eligehausen, R.; and Breen, J., “Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete,” *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 1, Jan.-Feb., 1995, pp. 73–93. Also discussion, *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec., 1995, pp. 787-802.
- [D.10] Eligehausen, R., and Balogh, T., “Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete,” *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 3, May-June 1995, pp. 365-379.
- [D.11] “Fastenings to Concrete and Masonry Structures, State of the Art Report,” Comite Euro-International du Beton, (CEB), *Bulletin* No. 216, Thomas Telford Services Ltd., London, 1994.
- [D.12] Klingner, R.; Mendonca, J.; and Malik, J., “Effect of Reinforcing Details on the Shear Resistance of Anchor Bolts under Reversed Cyclic Loading,” *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 79, No. 1, Jan.-Feb. 1982, pp. 3-12.
- [D.13] Eligehausen, R.; Fuchs, W.; and Mayer, B., “Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings in Tension,” *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, 12/1987, pp. 826–832, and 1/1988, pp. 29-35.
- [D.14] Eligehausen, R., and Fuchs, W., “Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loadings,” *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, 2/1988, pp. 48-56.
- [D.15] ACI Committee 349, “Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-85),” See also *ACI Manual of Concrete Practice*, Part 4, 1987.
- [D.16] Farrow, C.B., and Klingner, R.E., “Tensile Capacity of Anchors with Partial or Overlapping Failure Surfaces: Evaluation of Existing Formulas on an LRFD Basis,” *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 6, Nov.-Dec. 1995, pp. 698-710.
- [D.17] *PCI Design Handbook, 5th Edition*, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, 1999.
- [D.18] “AISC Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings,” Dec. 1999, 327 pp.
- [D.19] Zhang, Y., “Dynamic Behavior of Multiple Anchor Connections in Cracked Concrete,” PhD dissertation, The University of Texas at Austin, Aug. 1997.
- [D.20] Lutz, L., “Discussion to Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete,” *ACI Structural Journal*, Nov.-Dec. 1995, pp. 791-792. Also authors’ closure, pp. 798-799.
- [D.21] Asmus, J., “Verhalten von Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons (Behavior of Fastenings with the Failure Mode Splitting of Concrete),” dissertation, Universität Stuttgart, Germany,

1999.

- [D.22] Kuhn, D., and Shaikh, F., “Slip-Pullout Strength of Hooked Anchors,” *Research Report*, University of Wisconsin-Milwaukee, submitted to the National Codes and Standards Council, 1996.
- [D.23] Furche, J., and Eligehausen, R., “Lateral Blow-out Failure of Headed Studs Near a Free Edge,” *Anchors in Concrete-Design and Behavior*, SP-130, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, pp. 235–252.
- [D.24] Shaikh, A. F., and Yi, W., “In-Place Strength of Welded Studs,” *PCI Journal*, V.30, No. 2, Mar.-Apr. 1985.

附篇 E 材料之品質要求

依據本規範設計之混凝土構造所使用之混凝土、鋼筋、預力鋼筋及其他材料，均應符合本附篇之有關規定。施工中應確保材料品質符合要求，使施工之情況符合本規範設計之假設條件，完成之結構體性能須符合設計之要求。

E.1 符號

f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。

f'_{cr} = 混凝土配比目標平均抗壓強度； kgf/cm^2 。

f_{pu} = 預力鋼筋之規定抗拉強度； kgf/cm^2 。

f_{py} = 預力鋼筋之規定降伏強度； kgf/cm^2 。

f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。

s_s = 樣本標準差； kgf/cm^2 。

E.2 材料檢驗

E.2.1 混凝土材料之品質及其檢驗方法須符合本附篇之規定。

E.2.2 混凝土材料之品質應事先獲得監造者認可；未經監造者同意，材料來源與品質不得變更。

E.2.3 混凝土之工地檢驗、試體製作、試體準備等工作均需由合格工地檢驗技術人員為之；試驗室之試驗工作則需由合格試驗室試驗技術人員為之。

E.3 混凝土

E.3.1 範圍

混凝土材料包括水泥、粗細粒料、拌和用水及摻料。

解說：

本節所稱混凝土材料係指組成混凝土本體之材料，包括水泥、粗細粒料(或稱粗細粒料)、拌和用水及摻料。至於混凝土施工所用之其他材料，如養護劑、脫模劑及模板材料等，參見「結構混凝土施工規範」有關規定。

E.3.2 水泥

E.3.2.1 水泥須符合下列標準之一：

- (1) 卜特蘭水泥：CNS 61 [卜特蘭水泥]。
- (2) 卜特蘭高爐水泥：CNS 3654 [卜特蘭高爐水泥]。
- (3) 卜特蘭飛灰水泥：CNS 11270 [卜特蘭飛灰水泥]。

E.3.2.2 除另有規定者外，混凝土使用之水泥應為卜特蘭水泥之第 I 型。

E.3.2.3 結構混凝土使用之水泥應與配比設計時所使用之水泥相當。

解說：

所謂『水泥相當』乃是指該水泥可能有兩種情況：(1)只指同種不同廠牌之水泥，或是(2)專指同種與同廠牌之水泥。應依下述情況而定：

若界定混凝土要求強度值所用之標準差是從某一特定廠牌與類型水泥之強度試驗結果得到的，則適用情況(2)；若標準差是得自所有不同品牌之同型水泥之強度試驗統計記錄，則適用情況(1)。工程材料之品管要求，不只須滿足各項品質之規定，且須品質均勻，因此水泥之使用，同一結構體內應使用同型同牌之水泥為宜。若水泥之廠牌與類型在合約中有特別指定者，應按其指定。

若使用膨脹水硬性水泥，可參考ASTM C845〔Specification for Expansive Hydraulic Cement〕之相關規定。

若使用水硬性水泥，可參考ASTM C 1157〔Performance Specification for Hydraulic Cement〕之相關規定。

E.3.3 拌和用水

混凝土拌和用水須符合 CNS 13961〔混凝土拌和用水〕之規定，其檢驗應按 CNS 1237〔混凝土拌和用水試驗法〕之規定。

解說：

混凝土拌和用水須為潔淨，且不得含量達有害程度之油脂、酸、鹼、鹽類、有機物或其他有害於混凝土或鋼筋之物質。混凝土拌和用水可為自來水、非自來水及沖洗水。自來水可視為符合本規定。非自來水及沖洗水之水質應經檢驗確認符合CNS 13961之規定。

過量之水中不純物不只影響凝結時間、混凝土強度與體積穩定性，也可能引致析晶(白色晶鹽析出於混凝土表面)或鋼筋及金屬埋設物之腐蝕。水中之鹽分或其他有害物應與骨材或摻料之含量合計，以合計總量來判斷其有害程度。

E.3.4 粒料

E.3.4.1 各混凝土之粒料須符合下列國家標準之一：

- (1)CNS 1240 混凝土粒料。
- (2)CNS 3691 結構用混凝土之輕質粒料。
- (3)CNS 11824 混凝土用高爐爐渣粗粒料。
- (4)CNS 11890 混凝土用高爐爐渣細粒料。

解說：

混凝土所用之細粒料應為潔淨之天然河砂或由品質良好山礦石所製造之人造砂。未經處理之海砂(包括沿海地區地下挖出之砂)含有有害鹽分，不得用做混凝土細粒料。

E.3.4.2 粒料未能符合第 E.3.4.1 節之規定者，若經試驗或長期使用證明其所拌和之混凝土之性能均能符合合約之規定者，則該粒料經監造者認可後亦可使用。

解說：

如眾所知，符合CNS規範之粒料並非經常便宜可得，且有些案例中不符規格之粒料仍能具有稱職之表現。不盡符合 CNS規定之粒料，但經試驗證明或長期使用證實其混凝土之強度及耐久性均能符合合約之規定者，可經由特案申請加以認可使用。但需留意，已往之良好表現也不一定能保證未來在新環境與新地點之使用必有良好表現，因此在可能範圍內盡量使用符合規定之粒料。

E.3.4.3 粗細粒料應視為不同成分材料，各尺寸粗粒料以及二種或二種以上混合粗粒料，均需符合粒料之級配規定。

E.3.5 摻料

E.3.5.1 各項混凝土摻料之使用，應以能達所要求之混凝土性能，且對其他混凝土性質無妨害為原則，並應經監造者許可。

E.3.5.2 摻料須經指定或許可方得使用，採用之摻料須符合下列標準之一：

- (1) 輸氣摻料：CNS 3091 [混凝土用輸氣附加劑]
- (2) 化學摻料：CNS 12283 [混凝土用化學摻料]
- (3) 流動化摻料：CNS 12833 [流動化混凝土用化學摻料]
- (4) 飛灰水泥用飛灰：CNS 11271 [卜特蘭飛灰水泥用飛灰]
- (5) 混凝土用飛灰：CNS 3036 [卜特蘭水泥混凝土用飛灰及天然或煨燒卜作嵐攪和物]
- (6) 水淬高爐爐渣粉：CNS 12549 [混凝土及水泥壩料用水淬高爐爐渣粉]

解說：

混凝土的摻料依其功能可分為以下三類：

(1) 化學摻料：其功能為：

- (a) 改善混凝土之工作性，減少拌和用水量及增進抗凍融性——如強塑劑、減水劑及輸氣劑。
- (b) 調節混凝土之凝結及硬化時間——如緩凝劑、早強劑及速凝劑。

(2) 礦粉摻料：(7)用以改善混凝土之工作性、水密性及減少水合熱等——如具水硬性及潛在水硬性之卜作嵐材料，或不具水硬性之細磨石灰石粉及碎石粉等。

(3) 膨脹添加物：用以防止硬固混凝土之乾縮、裂縫、體積變化——如無收縮灌漿用膨脹材料。

不屬上述三類之摻料，如防水劑、著色劑、防銹劑、耐磨劑等。

所用水泥已含卜作嵐成分者其量應累計於卜作嵐材料總量中。

築壩用巨積混凝土可考慮細磨水淬高爐爐渣粉與水泥合用，因其可容許緩慢的強度成長以及需要低水合熱。

摻入混凝土之摻料，應以符合CNS規範之混凝土用摻料為限。CNS未有規範之新摻料，則應按內政部建築技術規則(總則編第四條)之規定申請認可，其使用仍應經監造者許可。

所謂混凝土性質無妨害乃是指對混凝土之性質如乾縮、潛變、氯離子含量、龜裂及對鋼筋之腐蝕等之妨害不得超其容許範圍。

符合 CNS 12549之細磨水淬高爐爐渣粉，可比照飛灰用為水泥之摻料，通常可摻用於符合 CNS 61之卜特蘭水泥，但很少與CNS 3654及CNS 11270規定之混合水泥合用，因為混合水泥中已含有卜作嵐成分。巨積混凝土可考慮細磨水淬高爐爐渣粉與混合水泥合用，因其可容許緩慢的強度成長以及需要低水和熱。

若使用混凝土及水泥壩料用矽灰，可參考ASTM C1240 [Specification for Silica Fume for Use in Hydraulic-Cement Concrete and Mortar] 之相關規定。

E.3.5.3 各種摻料於使用前應有可靠資料以作為配比設計之依據。必要時應進行試驗，測試其性能。

解說：

摻料之性能與使用時之溫度相關，因此應注意使用季節之氣溫，做相同溫度下之性能試驗。

E.3.5.4 施工所使用之摻料應與選用配比設計時所使用之摻料相同。

解說：

所謂摻料相同係指同廠牌之同類號摻料。大部份摻料屬化學藥劑，若成分略有不同其效用亦迥異，且有不同之副作用，故應嚴格規定之。

E.3.5.5 除本規範之規定外，使用摻料時，應依照產品說明書之規定。

E.3.6 混凝土配比

E.3.6.1 混凝土配比之一般要求

混凝土之各種材料配比須經監造者認可，使混凝土之工作性、耐久性及強度等性質符合下列規定：

E.3.6.1.1 混凝土澆置時須具適當之工作性且不得有分離現象。

E.3.6.1.2 耐久性應符合第 E.3.7 節之要求。

E.3.6.1.3 混凝土配比之目標平均抗壓強度 f'_{cr} 應依設計規定抗壓強度 f'_c 及施工實際情況，並參照施工規範由施工工程師訂定之。

解說：

混凝土之各項材料用量應有適當比例，才能確保混凝土具各項規定之品質要求。混凝土硬化前後應分別具有其適當之性質；新拌混凝土應具適當工作性，使能易於拌和、運送、澆置和搗實等，而不發生材料分離現象；硬化後混凝土應具預期之耐久性、強度、體積穩定性、低透水性與外觀等。

為選擇混凝土之適當材料及配比須辦理混凝土配比設計，配比設計須考慮經濟性、工作性、耐久性和強度，設計時須先確定下列全部或部份要求條件^[E.1]：

- (1) 容許最大水膠比。
- (2) 容許最少水泥用量。
- (3) 坍度。
- (4) 規定強度。
- (5) 粗粒料之標稱最大粒徑。
- (6) 含氣量。
- (7) 其他：如摻料、特種水泥或粒料等之使用限制。

混凝土因其使用目的之不同，可能對其強度、耐久性、工作性、彈性、耐磨性...等性能有其特別要求，因之乃有「高性能混凝土」等名詞出現期以表示提高某些特別性能之目的，唯「高性能混凝土」之定義至今尚未有定論。設計使用該等混凝土構造時，應依另定之適當特別設計規範或經評估適用後仍依本規範各章節之規定設計。此外對該等混凝土之配比、品質及施工等須作特別規定。

ACI 318-95在耐久性一章中將水灰比改為水膠比，膠結料除水泥外，尚包含水淬爐渣粉、飛灰、矽灰及火山灰等卜作嵐材料。水灰比或水膠比及拌和水量對混凝土之強度、耐久性及體積穩定性有密切關係。

使用適量之卜作嵐材料對混凝土耐久性之增進，經長期之驗證，已被普遍接受，若大量使用卜作嵐材料而忽略其對早期強度、泌水、工作性的影響則可能產生裂縫及其他未能預期之不良效果，反而不利

結構物耐久性，故卜作嵐材料的用量應經驗證。混凝土耐久性設計亦需考慮拌和水量的使用，採用較高水量，對工作性有利，但會降低混凝土耐久性。

根據行政院公共工程委員會頒佈之「公共工程飛灰混凝土使用手冊」^[E.12]與「公共工程高爐石混凝土使用手冊」^[E.13]，考量目前台灣飛灰品質及施工品管水準，建議除另有規定外，公共工程用混凝土摻用飛灰之限制應按該等手冊之規定辦理，施工時請參考該手冊，注意飛灰之品質、穩定性與施工注意事項。

混凝土之工作性、耐久性和強度相互間均有關聯，本節規定配比必須同時符合此三項要求。傳統上，工程師常以強度作為混凝土配比之主要要求，但近年來發現混凝土之耐久性已成為設計之關鍵，其要求之水膠比常低於強度所需要者，故有耐久性顧慮者應將耐久性比強度要求優先考量。

E.3.6.2 混凝土配比目標平均抗壓強度

E.3.6.2.1 有適當之試驗紀錄可資應用者，混凝土配比目標平均抗壓強度 f'_{cr} 應採用式 (E-1)及式(E-2)或(E-3)計算值之較大者。

$$f'_c \leq 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f'_{cr} \geq f'_c + 1.34s_s \tag{E-1}$$

$$f'_{cr} \geq f'_c + 2.33s_s - 35 \tag{E-2}$$

$$f'_c > 350 \text{ kgf/cm}^2$$

$$f'_{cr} \geq f'_c + 1.34s_s \tag{E-1}$$

$$f'_{cr} \geq 0.9f'_c + 2.33s_s \tag{E-3}$$

式中

f'_c = 混凝土規定抗壓強度(kgf/cm²)

f'_{cr} = 混凝土配比目標平均抗壓強度(kgf/cm²)

s_s = 樣本標準差(kgf/cm²)

E.3.6.2.2 若無適當之試驗紀錄可資應用計算標準差時，則須以表 E.3.6.2 之規定值作為配比目標強度。

表 E.3.6.2 配比目標強度之規定值

規定強度 f'_c (kgf/cm ²)	配比目標強度之規定值 f'_{cr} (kgf/cm ²)
210 以下	$f'_c + 70$
210~350	$f'_c + 85$
350 以上	$1.10f'_c + 50$

解說：

本規範將前版規範及CNS 12891所稱之「要求平均抗壓強度」改稱「配比目標強度」，目的在避免與「混凝土規定抗壓強度」或習稱之「要求抗壓強度」產生混淆，並可落實配比設計之精神。

式(E-1)及(E-2)與(E-3)係為配合「結構混凝土施工規範」第17.2.2節之(1)及(2)兩條件而設，為避免發生不符合該兩條件情形，混凝土之配比目標強度 f'_{cr} 應比規定抗壓強度 f'_c 適當提高，但也需考慮成本因素而不宜過度提高。

通常抗壓強度容許少量之偏低，假設抗壓強度呈常態分配，低於 f'_c 之機率為1%，其相應之 f'_{cr} 應比 f'_c 提高2.33倍標準差。根據統計學各組平均值之標準差應為母體標準差除以 \sqrt{n} ， n 為各組樣本數，依據「結構混凝土施工規範」第17.2.2節(1)之規定， n 為3，因該式為任何連續三次試驗結果之平均值，而

$\sqrt{3} = 1.732$ 。為符合「結構混凝土施工規範」第17.2.2節(1)之要求， f'_{cr} 如下：

$$f'_{cr} \geq f'_c + 2.33 \times \frac{s_s}{1.732} = f'_c + 1.34s_s \quad (\text{RE-1})$$

同法可求得為符合「結構混凝土施工規範」第17.2.2節(2)之要求之 f'_{cr} 如下：

$$f'_{cr} \geq (f'_c - 35) + 2.33s_s = f'_c + 2.33s_s - 35 \quad (\text{RE-2})$$

混凝土抗壓強度大於 350 kgf/cm^2 時，式(E-2)中扣減 35 kgf/cm^2 有所不足，因此式(E-3)扣減 $0.1f'_c$ 較為合理。

若無適當之試驗紀錄可資應用計算標準差時，須採取較保守態度，而以表E3.6.2配比目標強度作配比設計，該表要求值比一般要求值為高。當工程累積有足量之試驗紀錄時，可按第E.3.6.2.1節之規定，依實際值及統計資料適當降低。

E.3.7 耐久性

混凝土配比之選擇除須符合強度之要求外，尚須符合下列耐久性之規定。

解說：

混凝土耐久性為混凝土抵抗氣候作用、化學侵蝕及磨損之能力^[E.2]。

混凝土耐久性近年來已顯現不少問題倍受重視。台灣除高山地區有冰凍之問題外，一般結構物可不必考慮混凝土抗凍融之耐久性。有很多工程位於嚴重污染環境或濱海地區，或採用河川下游不潔淨之砂甚至海砂所建造之結構物，常導致混凝土異常劣化及鋼筋腐蝕等不良影響，對此種情況之混凝土，其耐久性應嚴加考慮。

混凝土受鹽害程度與離海岸距離有關。台灣位處海域環境、強風、高鹽份、潮濕高溫，及工業污染嚴重，建築物耐久性更應重視。

混凝土結構物耐久性主要與混凝土中有害物質進出移動有關。如果結構物有裂縫及孔隙，且周圍環境提供充足之有害物質，則結構物必然產生前述諸問題。混凝土之裂縫及孔隙與拌和用水量及養護品質有密切關係。硫酸離子之存在、海水及鹽霧、酸雨、溫濕變化、強風烈日等外界環境；或混凝土配比材料所含之氯鹽、活性粒料及鋼筋等內在因素均與有害物質移動有關，但最重要者仍以混凝土配比中所含「水量」多寡為主，所以限制水量為維護耐久性之重要策略。

一般在工程規劃設計階段，宜事先調查工程構造物附近現況，進行環境區分，並檢討與混凝土接觸之地下水所含有害鹽類，如硫酸鹽、氯化物之含量及濃度等資料，於設計圖說中規定有關混凝土配比應注意事項。施工時需依合約圖說之規定進行必要之加速耐久性試驗，以驗證混凝土配比之合宜性。確保耐久性之另一前提為進行工程施工品質管制，減少混凝土裂縫之產生，因為即使混凝土配比佳，但若有裂縫，則有害物質將直接侵入構造物中，造成嚴重劣化反應。

E.3.7.1 為防止鋼筋腐蝕，新拌混凝土氯離子之含量須符合 CNS 3090〔預拌混凝土〕之規定。

解說：

(1)目前CNS 3090〔預拌混凝土〕對新拌混凝土氯離子含量之規定如下表。若有疑慮須做硬固混凝土氯離子含量試驗時，請參考本解說(2)。

表RE.3.3 防止腐蝕之最大水溶性氯離子含量

構材種類與情況	新拌混凝土 (單位體積含量， kg/m^3)
---------	-------------------------------------

預力混凝土	0.15
鋼筋混凝土	0.30

- (2) 氯對鋼筋腐蝕效應之資料是源自美國 ACI 201委員會之報告「耐久性混凝土指南」以及 ACI 222委員會之報告「混凝土中金屬之腐蝕」。試驗步驟必須符合美國AASHTO之T260試驗方法。初步含氯評估可從混凝土組成材料之個別試驗值累計獲得。依混凝土配合比例各別材料之含氯量加權換算之混凝土含氯離子總量若超過表RE.3.3之新拌混凝土允許限量時，則需試驗硬化混凝土試樣之水溶性氯離子含量。材料中之氯，有部份是不溶於水，有部份在水化過程中與水泥發生作用而成不溶性。用以試驗可溶性氯離子含量之硬固混凝土，試驗時之齡期應為28天至42天。表RE.3.3之允許限量是指混凝土組成材料內之氯離子含量，而非混凝土因外界環境引入者。
- ACI 318之氯離子允許限量與ACI 201 與ACI 222 所提之值不同。表RE.3.3暴露於含氯環境者之限量為(潮濕狀況)0.3% ，ACI 201之對應值為0.15%。ACI 222 則以水泥重量之0.08%與0.2%分別為預力與一般鋼筋混凝土之含氯限量，係基於酸溶氯之試驗量，而非水溶氯之試驗量。
- (3) 使用塗布環氧樹脂之鋼筋或熱浸鍍鋅之鋼筋，對耐久性有所助益。
- (4) 露於含氯環境之混凝土，本規範表13.6.1要求之保護層可能須增大或使用塗布環氧樹脂之鋼筋。設計者應對車輛可能帶進鹽分之停車建築或位臨海洋之結構物之情況，詳加衡量。
- (5) 除不純成分外，刻意摻氯之混凝土摻料不得用於預力混凝土或埋有鋁件之混凝土。

E.3.7.2 暴露於凍融及解冰鹽等侵蝕環境之常重與輕質混凝土，其輸氣量建議如表 E.3.7.2，但強度大於 350 kgf/cm² 混凝土之輸氣量可減少 1%。含氣量之測定應按照 CNS 9661 [新拌混凝土空氣含量試驗法(壓力法)] 或 CNS 9662 [新拌混凝土空氣含量試驗法(容積法)] 或 CNS 11151 [混凝土單位重、拌和體積及含氣量(比重)試驗法] 之規定。

表E.3.7.2 混凝土之建議含氣量(容許公差為±1.5%)

粗粒料之標稱 最大粒徑(mm)*	含氣量(體積百分比%)	
	中度暴露	嚴重暴露
9.5	6.0	7.5
12.5	5.5	7.0
19.0	5.0	6.0
25.0	4.5	6.0
37.5	4.5	5.5
50.0	4.0	5.0
75.0	3.5	4.5

*各標稱粒徑之最大粒徑容許值，參閱CNS 1240之規定。

解說：

混凝土可採下列策略以減少凍融、激烈風化與解冰化學藥品等之侵蝕^[E.2]：

- (1) 適當設計使結構物減少接觸水分。
- (2) 降低水膠比。
- (3) 適當輸氣。
- (4) 採用適當材料。

(5)妥善養護。

(6)小心施工。

混凝土溫度降至冰點以下時，由於水分結冰膨脹會導致混凝土局部受張應力而龜裂，混凝土經適當輸氣可產生細微氣泡減少冰凍時之膨脹龜裂，若輸氣過少效果不佳，輸氣過多則會降低混凝土強度，故輸氣量須予適當控制。適當輸氣量與混凝土中之水泥糊體體積有關，粗粒料標稱最大粒徑較小之混凝土，其水泥糊體所佔體積大，輸氣量亦須大。如何在表E.3.7.2 含氣量之範圍內選擇適當值應視混凝土受風化之影響程度而定；混凝土冰凍前連續受潮者或使用解冰鹽者，受風化之程度較重，應採用較高之輸氣量，如鋪面、橋面版和水槽。混凝土冰凍前僅偶而受潮者或不使用解冰鹽者，受風化之程度較輕，應採用較低之輸氣量，如不接觸土壤之外牆、梁和版^[E.2]。

混凝土降低水膠比可增加強度以抵抗凍結之部分張應力，結構斷面薄者尤須降低水膠比，混凝土有凍融之慮時，應同時控制水膠比和輸氣量^[E.2,E.3]。

E.3.7.3 特殊暴露環境下之混凝土，其最大水膠比及最低規定抗壓強度應符合表 E.3.7.3 之要求。

表E.3.7.3 特殊暴露環境下之混凝土要求

暴露環境	常重混凝土 最大水膠比	常重及輕質混凝土之 最低規定強度(kgf/cm ²)
暴露於水中之 低透水性混凝土	0.50	280
暴露於凍融及解冰鹽 等潮溼環境	0.45	315
暴露於氯離子環境有 鋼筋腐蝕之虞者	0.40	350

解說：

混凝土基本上均具透水性，此處所謂低透水性係指較低之透水係數而言，混凝土具低透水性者可減少水分及其它有害物質之滲入，而提高混凝土之耐久性。透水性與水膠比有密切關連，水膠比小者水泥糊體中之孔隙亦小，故透水性低^[E.3]。

輕質混凝土由於輕質骨材吸水率變化極大，甚難估計有多少拌和水為粒料吸收，即其水膠比與輕質混凝土強度之關係不明顯^[E.7]，故輕質混凝土不以水膠比設定要求，以下相關各條亦同。

E.3.7.4 須暴露於含硫或其他侵蝕性溶液之混凝土，應使用第二種或第五種卜特蘭水泥，或使用第一種卜特蘭水泥摻用經監造者認可之摻料。此項常重混凝土之水膠比不得大於 0.44；輕質混凝土之抗壓強度不得小於 280 kgf/cm²。

解說：

部份土壤、爐渣、地下水、蓄水或污水中常含有硫成分，其會附著於混凝土表面，因為水分之逐漸蒸發導致濃度漸昇，而侵蝕混凝土。硫滲入混凝土後會與混凝土之游離氫氧化鈣(熟石灰)起化學作用，形成硫酸鈣(石膏)，而增加固體體積以致混凝土龜裂，混凝土龜裂之後，會使混凝土中之埋設物(如鋼筋)逐漸鏽蝕，其體積亦會增大，以致龜裂更趨擴大惡化。

採用密緻與低水膠比之混凝土或抗硫水泥，可增加混凝土之抗硫能力，輸氣亦甚有用，且可以降低

水膠比。水泥之鋁酸三鈣(C₃A)含量與混凝土之抗硫性有高度相關，第二種卜特蘭水泥(C₃A含量低於8%)用於需要抵抗中度硫酸鹽侵害，第五種卜特蘭水泥(C₃A含量低於5%)用於需要抵抗高度硫酸鹽侵害。

已有研究報告指出，混凝土中添加卜作嵐(水泥重量之15-25%)，卜作嵐會與游離石灰先起作用，以減少石膏之形成^[E.2]。根據ACI 201.2R^[E.2]之建議，不同曝露程度混凝土應符合表RE.3.7.4之要求。混凝土抗酸性極為薄弱，縱使很弱之酸性也會對混凝土造成傷害。

一些燃料油燃燒後會產生含硫氣體，溶於水後而形成硫酸；有些礦區和工業排水常帶酸性；農場之稻草堆及農產品加工廠排水則常含有機酸，以上酸性成分均不利於混凝土。採用密緻與低水膠比之混凝土可望防制中等之酸性，目前尚無可長期抗高濃度酸之卜特蘭混凝土。若無可避免時，可參照 ACI 515 委員會^[E.5]之建議在表面作塗敷。

表RE.3.7.4 在不同硫酸鹽曝露程度之混凝土要求^[E.2]

硫酸鹽曝露程度	土壤中之硫酸鹽(SO ₄ , %)	水中之硫酸鹽(SO ₄ , ppm)	水泥種類	常重混凝土最高水膠比*	最低規定抗壓強度(kgf/cm ²)
輕度	0.00 - 0.10	0 - 150	-	-	-
中等#	0.10 - 0.20	150 - 1,500	II, IS(MS)	0.50	280
嚴重	0.20 - 2.00	1,500 - 10,000	V	0.45	315
極嚴重	> 2.00	> 10,000	V + 卜作嵐 [§]	0.45	315

* 為防混凝土埋設物之腐蝕，可能需要更低之水膠比。
 # 海水亦歸為此類。
 § 所用之卜作嵐應經試驗證明於第V型水泥混凝土中可增進抗硫酸鹽之功用者。

E.3.8 粗粒料之標稱最大粒徑

粗粒料之標稱最大粒徑應不大於下列規定之最小值：

- (1) 模板間最小寬度之 1/5。
- (2) 混凝土版厚之 1/3。
- (3) 鋼筋、鋼線、束筋、鋼腱、成束鋼腱或套管等最小淨間距之 3/4。

但若經監造者判斷，新拌混凝土適於澆注及搗實而不發生蜂巢及空隙現象時可以不受上述限制。各種標稱最大粒徑之容許值，參閱 CNS 1240 [混凝土粒料] 之規定。如使用泵送機泵送之混凝土尚應按「結構混凝土施工規範」第 7.10.4 節之規定，其粒料之標稱最大粒徑應小於輸送管內徑之 1/4。

解說：

粗粒料之標稱最大粒徑係指粒料大於95%通過(且大一號篩須100%通過)之最小試驗篩標稱孔寬，粒徑過大時可能導致混凝土無法充分填滿模版內部角落或包裹埋設物四周；但粒徑減小時會增加粒料之總表面積，因而需增加水泥糊體用量，亦即要提高水泥用量而提高成本，並增加體積不穩定性(乾縮、龜裂及潛變量)，應適當選擇粒徑以平衡利弊。但國內碎石場通常僅供應標稱最大粒徑為2.5到1.9cm之粒料，其他粒徑之粒料常需特別訂購。如使用泵送機泵送之混凝土尚應按「結構混凝土施工規範」第7.10.4節之規定，其粒料之標稱最大粒徑應小於輸送管內徑之1/4。

E.3.9 摻料之使用

混凝土使用摻料時，除應按「結構混凝土施工規範」第 2.3 節之規定外，並按下列規定：

E.3.9.1 使用摻料時應有可信之試驗報告或原製造廠之使用說明書，以證明該摻料之性能。

解說：

摻料已普遍被採用，惟其廠牌型式眾多，成分尚無公認之規定，現有CNS 12283〔混凝土用化學摻料〕僅就其類別效能加以規定。摻料之用量及用法亦有所限制，配比設計前應對所用摻料，詳細閱讀其原製造廠之使用說明書，並作必要之配合，必要時應與供應商洽商。可信之試驗報告係指學術研究或公正機構之試驗報告，原製造廠之使用說明書之可信度應有試驗報告或優良之使用紀錄佐證。若無上項之試驗報告應要求廠商委託學術研究或公正機構進行試驗加以評定。

E.3.9.2 為增進混凝土某項性質所用之摻料，若對混凝土其他性質有不良影響，致使無法符合設計要求時，不得使用。

E.3.9.3 摻料對混凝土配比性質之任何影響應於配比設計中加以考慮，並作適當調整。

E.3.9.4 摻料之配比用量不得超過其限量，並應考慮實際施工上使用之適當性。

E.3.9.5 液態摻料所含之水分應視為拌和水之一部分，於配比中加以調整。

E.4 鋼筋

E.4.1 範圍

E.4.1.1 本節適用於結構混凝土構造之鋼筋，不包括預力混凝土用之預力鋼筋。

解說：

預力混凝土使用之預力鋼筋其材料性質規定詳見於第E.5節，但預力構材中所用之非預力鋼筋仍應遵照本節之規定。

E.4.1.2 鋼筋施工前，須按第 1.10 節之規定繪製鋼筋施工詳圖，並經核可，作為施工之依據。

解說：

所繪製之鋼筋施工詳圖須表示鋼筋尺寸、加工形狀、排置位置、續接方式、續接位置、錨定及支墊等。並應就構材配筋特別複雜部位繪製詳圖。

E.4.1.3 有關鋼筋之細節，除合約及本規範之規定外，須按「結構混凝土施工規範」之規定。

解說：

「結構混凝土施工規範」對於鋼筋之彎鉤、最小彎曲內徑、搭接及保護層厚度等均有較詳細之規定。

E.4.2 鋼筋、鋼線與機械式續接器

E.4.2.1 除螺箍筋可為光面鋼筋外，鋼筋必須為竹節鋼筋，並應規定其級別，其他性質須符合 CNS 560〔鋼筋混凝土用鋼筋〕之規定。

解說：

有關鋼筋之種類、材質及特性，除可依CNS 560〔鋼筋混凝土用鋼筋〕規定外，尚有CNS 3300〔鋼筋混凝土用再軋鋼筋〕規定，但重要構造物應採用符合CNS 560之鋼筋為宜。至於其他可資使用之鋼筋、鋼線或其製品如鋼筋網、鋼線網暫仍可採用ASTM之相關規定。

E.4.2.2 塗布鋼筋一經註明為塗布鋼筋應為鍍鋅或以環氧樹脂塗布者。鋼筋之塗布應符合相

關標準。

解說：

目前國家標準尚無有關塗布鋼筋之規定，塗布鋼筋使用時可依據下列規定：

- (1) 鍍鋅鋼筋應符合ASTM A767(混凝土用鍍鋅鋼筋)。
- (2) 樹脂塗布鋼筋應符合ASTM A775(樹脂塗布鋼筋)。
- (3) 當鍍鋅層須作修補時，必須使用符合ASTM A767規定之高濃度鋅粉塗料。修補應按照材料製造廠之使用說明書辦理。
- (4) 當樹脂塗布層須作修補時，必須使用符合ASTM A775規定之修補材料。修補應按照材料製造廠之使用說明書辦理。

E.4.2.3 廠製鋼筋網

- (1) 廠製夾緊型鋼筋網應符合相關規範之規定，而其鋼筋應符合第 E.4.2.1 節之規定。
- (2) 鋼筋網可使用鍍鋅鋼筋。夾緊器可為非金屬製品，若為金屬夾緊器則應鍍鋅。在鋼筋交叉夾緊處之受損塗布層應按第 E.4.2.2 節之規定修補。
- (3) 鋼筋網可使用樹脂塗布鋼筋。夾緊器可為非金屬製品，若為金屬夾緊器則應作樹脂塗布。在鋼筋交叉夾緊處之受損塗布層應按第 E.4.2.2 節之規定修補。

解說：

工資上漲、品質要求及施工進度迫使施工者採用簡易快速的施工方法。鋼筋加工廠的興起，設計配筋的改變均是在此種情況下產生的。鋼筋網之使用為國內未來必然之趨勢。鋼筋網於ASTM A184 中分成夾緊型及銲接型之鋼筋網，本規範規定採用夾緊型，除非特准，不可採用銲接型(點銲)鋼筋網。

E.4.2.4 熔接鋼線網

- (1) 熔接鋼線網必須規定其鋼線直徑、間距、光面或麻面。熔接鋼線網須符合 CNS 6919 之規定。
- (2) 熔接鋼線網所使用之鋼線須符合 CNS 1468 之規定。

解說：

ASTM有關熔接鋼線網亦有下列標準：

- (1) ASTM A185〔混凝土用銲接光面鋼線網〕，但在主筋方向鋼線交叉銲接點之間距不得大於30 cm。
- (2) ASTM A497〔混凝土用銲接麻面鋼線網〕，但在主筋方向鋼線交叉銲接點之間距不得大於40 cm。
- (3) 光面鋼線應符合ASTM A82〔混凝土用冷拉光面鋼線〕之規定。
- (4) 麻面鋼線應符合ASTM A496〔混凝土用冷拉麻面鋼線〕之規定，並應為D4以上。

E.4.2.5 鋼筋之機械式續接器須經審核認可方得使用。

解說：

鋼筋之機械式續接器尚無國家標準，結構工程學會訂定之「鋼筋續接器續接規範工作小組工作報告」^[E-14]可供參考，或可依據「建築技術規則」第三條之規定，按「建築新技術、新工法、新設備及新材料審核認可申請要點」之規定申請審核，經認可者方得使用。

E.5 預力混凝土材料

E.5.1 預力鋼材

(1) 預力鋼材之型式與強度應符合下列之規定：

(a) 鋼線及鋼絞線—預力混凝土所用之鋼線及鋼絞線應符合 CNS 3332 [預力混凝土用應力消除無被覆鋼線及鋼絞線(普通鬆弛)]。

未列入 CNS 3332 所規定之鋼線或鋼絞線亦可使用，但應符合各項規定中最低要求以上之標準。

(b) 圓鋼棒及竹節鋼棒—須符合 CNS 9272 [預力混凝土用鋼筋]。

解說：

預力混凝土由於混凝土之乾縮與潛變及鋼料本身應力之鬆弛作用，造成預力之損失。其損失量大約在 $1,000 \text{ kgf/cm}^2$ 至 $2,500 \text{ kgf/cm}^2$ 之間。因此為有效利用預力必需使用高強度之鋼料，使所施加之預力在損失後尚保留高量之有效預力。而目前使用於預力之高強度鋼料，可分為三種，(1)無著塗料應力消除之鋼線，(2)無著塗料應力消除之鋼絞線，(3)合金鋼棒等三種。

無著塗料應力消除之鋼線，一般使用於先拉法預力施工，此種鋼線必需符合 CNS 3332 或 ASTM A421 之規定。ASTM A421 規定鋼料必需有較高之韌性及塑性，在 75 cm 之長度內之最低延伸量為4%。

無著塗料應力消除之鋼絞線，必需符合 CNS 3332 或 ASTM 416 之要求。7條鋼線組成之鋼絞線使用6根鋼線圍繞著直徑略大之中心鋼線扭轉組合而成，其扭轉之間距為鋼線直徑之 $15\sim 16$ 倍。經扭轉後之鋼絞線，再進行應力消除之工作，一般依照其強度分為 $\text{grade } 250$ (f_{pu} 約為 $17,500 \text{ kgf/cm}^2$) 以及 $\text{grade } 270$ (f_{pu} 約為 $19,000 \text{ kgf/cm}^2$) 兩種。另外 ASTM A416 又包括低鬆弛之預力鋼筋，它可以將由應力鬆弛所造成之應力損失量由15%減低至3%。另外的一種商業名稱爲『DYFORM』之預力鋼筋。它將扭轉後之預力鋼筋通過壓榨機，將鋼線間之空隙縮小，使在同樣直徑下的預力鋼筋內部的鋼料面積較大，強度較高。

高強度之合金鋼棒，它表面是平滑的或有節的，分為多種強度，必需符合 CNS 9272 或 ASTM A722-75 之規定。此種鋼棒使用冷拉而成，可提高其規定降伏強度，在冷拉完成後，再進行應力消除之處理工作，改進其延展性及應力與應變關係，建議使用規定抗拉強度大於 $10,500 \text{ kgf/cm}^2$ 者。

(2) 預力鋼材之標準應力應變曲線應送請核可。必要時應檢送能代表該項工程用料整批產品之實際應力應變曲線以查驗其是否與原設計之標準曲線相符。未按上述 CNS 標準製造之鋼料其保證規定抗拉強度 f_{pu} 、規定降伏強度 f_{py} 、伸長率、鬆弛率、成分及其他必要資料應送請核可，必要時並應檢送經驗証之試驗報告。

解說：

預力鋼材之應力應變曲線將影響預力混凝土構材之力學行為，為確保構材規定抗拉強度計算公式之適用性，各種使用於預力混凝土之鋼材必需符合相關 CNS 標準之規定。未符合上述 CNS 標準之鋼料，應檢附應力應變試驗結果送請核可，證明它不影響結構之強度計算。

(3) 錨定器之容許滑動量、鋼腱與套管材料之皺褶摩擦係數及曲率摩擦係數應經核可。必要時，並應檢送有關摩擦係數及滑動量之試驗資料。

解說：

預力之損失量影響載重作用下材料內部之應力。預力鋼筋在錨定作業時所產生之滑動量亦會影響預力之損失量。因此，在施工上為正確預估預力損失量，錨定之滑動量必需符合預估量。另外在計算後拉法預力損失量時，必需包括預力鋼筋與套管間之摩擦損失，因此預力鋼筋與套管之摩擦係數(K 值)及因鋼腱之曲率所造成之接觸摩擦係數(μ 值)均需經實驗，才能確實計算預力損失量。因此對 K 、 μ 、顯示彈性模數(*apparent Young's modulus*)值需經由試驗得到實際值，錨定時之容許滑動量一般係由製造廠商提供。

(4) 預力鋼筋應潔淨不得過度銹蝕、生鱗屑或凹點。但表面可容許輕度氧化。

解說：

預力鋼筋之表面狀況影響其與混凝土間之握裹力及預力鋼筋之有效淨面積。預力鋼筋之腐蝕率與一般鋼筋大約相同，雖然預力鋼筋表面輕度之硬化氧化物可增大預力鋼筋表面之粘裹力，對先拉法及粘裹之後拉法之施工均略有利，但若由於腐蝕所造成預力鋼筋斷面積變小，則對強度有較大之影響。故在預力鋼筋出廠至使用前這段時間應參照ASTM A700進行防止腐蝕處理。

(5) 無粘裹鋼腱應以認可之塗料如環氧樹脂、油脂、臘、塑膠、或瀝青材料予以防鏽。塗料之使用應符合下列要求：

- (a) 在結構物可能之溫度變化範圍內塗料應保持韌性，不生裂紋且不致液化。
- (b) 塗料不得與預力鋼筋、混凝土及套管材料發生化學反應。
- (c) 塗料應附著於全部粘裹長度。
- (d) 位於含鹽份或高濕度大氣中結構物之預力鋼筋及曝露於混凝土外之後拉法預力構材之預力鋼筋應於工地加敷經許可之塗料。

解說：

無粘裹鋼腱因未與混凝土連成一體，因此混凝土無法對預力鋼筋之表面提供保護作用。目前一般施工將環氧樹脂、油脂、腊、塑膠或瀝青等塗料塗刷於預力鋼筋表面以防銹蝕。為確保不因保護層破裂而使預力鋼筋表面與腐蝕物質接觸，故有上列塗料韌性之要求，且該塗料不得與預力鋼筋、混凝土及套管發生化學反應。含氯離子(Cl^-)之化學摻料常造成預力鋼筋及錨座之腐蝕，故不宜使用於套管灌漿與錨座保護層之材料中。

(6) 預力鋼筋不得感受過高之溫度，銲接火花或接地電流。未經許可不得在預力鋼筋附近進行燃燒及銲接作業。除製造商另有限制外，預力鋼筋超出錨定器外之長度可用快速乙炔焰切除。

解說：

所列之溫度限制係為避免因銲接火花或接地電流所引起之高溫改變預力鋼筋彈性比例限及韌性等力學行為，故在以快速乙炔焰切斷作業時，必需注意高溫所影響之範圍。另外預力鋼筋長期暴露於溫度超過 $38^{\circ}C$ 之環境中將增大其應力鬆弛，而增加其預力損失量，亦應加以考量。

E.5.2 後拉預力之錨定器與續接器

錨定器及續接器應具有在被錨定或銜接之預力鋼筋達到其規格所定之要求抗拉強度值前，不被破壞或不產生顯著變形之結構強度。

- (1) 粘裹鋼腱之錨定器在無粘裹狀況下進行試驗，錨定器之強度須達預力鋼筋規定抗拉強度 f_{pu} 之 90%，且在錨定時其變形量與滑動量不得超過預計值。
- (2) 錨定器強度未達預力鋼筋規定抗拉強度之 100% 者，須以全尺寸斷面之預力鋼筋在粘裹狀況下進行強度試驗，以證明在規定載重下，預力鋼筋介於最高應力區與錨定器間之長度所發展之粘裹力，可達預力鋼筋規定抗拉強度之 100%，方可使用。粘裹預力鋼筋之錨定器在無粘裹狀況下已能達預力鋼筋規定抗拉強度之 100% 時，則不須於粘裹狀況下進行試驗。

解說：

後拉預力之錨定器及續接器之強度與變形量之要求，係為確保結構體在超載重作用而結構預力鋼筋已超過其彈性範圍進入非彈性區情況下，其錨定器及續接器尚不致損壞或不因過度變形而失去其原有之功能。為達到上述目的故訂定以下之要求：

粘裹預力鋼筋在無粘裹前所施加之預力，依規範之規定僅能達到預力鋼筋規定抗拉強度之 $80\%(0.8f_{pu})$ ，小於規範中錨定器之強度 $(0.9f_{pu})$ ，但在超載重作用下，可能達到預力鋼筋規定抗拉強度 (f_{pu}) 之 0.9 以上，因此該構材在粘裹長度內所發展之粘裹強度應達預力鋼筋之規定抗拉強度。此乃在確保超載重作用下結構體不致損壞於錨定器。

(3) 無粘裹預力鋼筋之錨定器，當其所錨定之預力鋼筋達到其規定最小規定抗拉強度時，錨定器應僅產生小量之永久變形，不致因而降低預期之規定抗拉強度。

(4) 預力鋼筋在規定載重下，以 3 m 以上標點間距量測所得之總伸長率不得低於 2% 。

解說：

由於無粘裹預力鋼筋中之預力須全部依靠端部錨定器傳入混凝土中，因此錨定器之強度必需大於預力鋼筋之規定抗拉強度，且不得因永久性之變形而降低其規定抗拉強度。

在規定載重作用下，預力鋼筋在 3 m 以上之標點間距量測之總伸長率不得低於 2% ，此仍在確定其韌性。

另外為確保端部錨座不因動力作用而產生彈性疲乏破壞，當結構體承受動力作用時，應考慮使用粘裹預力鋼筋。

(5) 續接器僅能於經監造者許可之較低應力區使用。所有續接器須於承受預力鋼材之最小規定強度下，續接器或預力鋼筋所產生之變位量均不得超過其預計值，且為使預力鋼筋具足夠之韌性，其伸長率不得低於第 E.5.2(4) 節所規定之最小伸長率 2% 。

(6) 續接器應配以適當之套管使施預力時容許移動。續接器用於粘裹預力鋼筋時應有必要之設施以確保灌漿之完整性。

解說：

預力鋼筋應於應力較低處進行續接。預力鋼筋之韌性係指預力鋼筋受力至破壞所能吸收之總能量，該總能量與預力鋼筋之伸長率成正比，故有最小伸長率 2% 之要求。

(7) 在同一套管中由數根鋼絞線、鋼線或鋼棒所組成之預力鋼筋，除已考慮施加預力時之相互干擾者外，應同時施加預力。

解說：

多根式預力鋼腱係同一套管內由多根鋼線(或鋼絞線或鋼棒)組成，若分批施預力時，後施預力之鋼線可能受先施預力鋼線之纏結壓迫，以致無法全線達到所需之預力，故應考慮鋼線各別施加預力時之相互干擾。

(8) 設計者得規定承包商提出錨定器及續接器符合「結構混凝土施工規範」第 12.2.3 節所規定之試驗資料。

E.5.3 粘裹鋼腱之套管

- (1) 套管材料不可與水泥中鹼性成分發生化學反應，亦不得產生電解或變質惡化之現象。套管應具相當剛度以防施工中變形或損壞，並應具水密性以防止混凝土澆置時水泥砂漿之侵入。
- (2) 套管之內徑至少應比其內鋼絞線束、鋼線束或鋼棒束大 6 mm，套管內斷面積至少為預力鋼筋淨斷面積之 2 倍。
- (3) 套管兩端應設灌漿孔及氣孔。除曲率小且較接近水平之處外，套管之所有頂點亦應設灌漿孔或氣孔。若套管在安置後灌漿前可能遭受冰凍時應於所有低點設置排水孔。

解說：

- (1) 粘裹預力鋼筋之套管提供於施加預力後灌漿之用。一般而言，混凝土之 pH 值大於 8，因此預力鋼筋不會產生腐蝕之化學反應。若套管內灌漿之材料含有氯離子 (Cl^-) 成分，則可能破壞預力鋼筋表面之腐蝕鈍化層而損壞預力鋼筋。套管應具相當剛度係指應具足夠之支承，並適當綁紮固定使其免因混凝土澆置而移位，仍能保持所須之平滑曲線。
- (2) 套管內徑應比內穿之鋼絞線、鋼線或鋼棒之組成外徑大 6 mm 以上，其內部斷面積至少為預力鋼筋總斷面積之 2 倍，乃在確保施加預力及灌漿作業之方便性。
- (3) 灌漿孔及排氣孔之位置應設置適當，使套管能完全灌滿。在冰凍區，應於較低之位置設置排水孔，讓管中之積水完全流出，以避免管內遺水凍結時體積膨脹，導致套管脹裂。

E.5.4 無粘裹鋼腱之裹襯(套管)

無粘裹鋼腱之裹襯(套管)應符合下列規定：

- (1) 具適當之抗拉強度及防水性以避免在運送、工地儲存及安裝時發生不能修護之損壞、變質或變形。
- (2) 應在預力鋼筋無粘裹部份保持連續。
- (3) 應防止漿液之侵入及塗敷材料之散失。
- (4) 可為連續之管狀物或以螺旋式包捲。

解說：

所稱裹襯(套管)變質係指金屬套管銹蝕或紙質套管之腐爛變質。為防止施加預力作業上之困難應防止混凝土澆置時漿液入浸管內，並防止管內預力鋼筋之保護塗料散失或流出管外。以連續性金屬性圓管作為套管乃傳統式之作法。亦有以油脂或瀝青材料塗敷於預力鋼筋之表面，再以防水紙或塑膠材料以螺旋式包裝於預力鋼筋之外部，亦可視為另一種無粘裹裹襯。

E.5.5 灌漿液

- (1) 漿液為水泥與水之混合物，但當套管之淨內斷面積超過預力鋼筋斷面積 4 倍時可以加拌細粒料。必要時可摻用經監造者核可之摻料。
- (2) 漿液可使用飛灰或矽灰材料等摻料，其用量不得超過水泥重量之 32%。摻料應符合 CNS 3036 [卜特蘭水泥混凝土用飛灰或煨燒卜作嵐攪和物] 之規定。
- (3) 漿液應添加經認可之膨脹性摻料以減少乾縮，其所產生之無圍束體積膨脹率以 10% 為限。
- (4) 使用之摻料不得含氯化物、氟化物、硝酸鹽等成分。其他摻料經試驗或經使用證明對預力鋼筋、配件及漿液無不良作用者方可以使用。
- (5) 細粒料應符合 CNS 3001 [圪工砂漿用粒料] 第 2 種尺寸，但所有粒料均應通過 CNS 386

篩孔為 1.25 mm 之篩。

(6) 材料之配比應依據灌漿前所作試驗之結果決定之，並應符合下列規定：

(a) 拌和水量應採用適合於灌漿所需之最小量，並不得因工作之延誤而加水以增其流動性(稠度)。流動性應衡量套管之長度及形狀、施工時期及氣溫、鋼材種類及在套管中所佔面積比率等，應選定適於施工者。

(b) 水膠比不得超過 0.45。

(c) 浮水率以 3% 為限，詳「結構混凝土施工規範」第 12.2.7 節規定。

(d) 膨脹率以 10% 為限。

(e) 水泥砂漿之 5 cm 立方試體之 7 天抗壓強度最小應為 175 kgf/cm²，其試驗應按 CNS 1010 [水硬性水泥壩料抗壓強度檢驗法] 之規定。

解說：

灌漿孔及套管本身之斷面積很小，因此灌漿用之漿液中不容許顆粒較大之材料。很細之砂有時使用在漿液中，以減少水泥用量，達到降低漿體乾縮量之目的，一般使用適量砂之漿體乾縮量僅為純漿液體之一半，但在套管內之漿體無法含如此高之砂含量，常以飛灰及矽灰材料作為摻料以抵消乾縮量。但此種方法無法減低乾縮而甚至有增大之勢。一般，每袋水泥(50 kg)使用18~20 kg之水，可得到適當施工之漿液。在漿液中添加經認可之膨脹性摻料應僅以抵消乾縮量為限，過量之膨脹將產生內部應力。

含氯化物、氟化物、硝酸鹽等成分之摻料有害於預力鋼筋及其配件，因此不得使用。漿液體之強度要求乃為控制漿體之品質。不同水泥材料之電解質差異會導致預力鋼筋之腐蝕，因此使用於漿體中之水泥與構材混凝土之水泥應為同一類型。漿液中氯離子之含量不得超過0.15 kg/m³。

灌注完成後至浮水發生達最大之前，應使膨脹率隨時維持高於浮水率。一般自攪拌完成至灌注完成之時間以30分鐘為度。

參考文獻

- [E.1] American Concrete Institute, 1985, "Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete", ACI 211.1-81.
- [E.2] American Concrete Institute, 1985, "Guide to Durable Concrete", ACI 201.2R-77.
- [E.3] Sidney Mindess and J. Francis Young, 1981, "Concrete", Chapter 20 Durability.
- [E.4] Yoder, E. J. and Witzak, M. W. 1975, "Principles of Pavement Design", p. 428.
- [E.5] American Concrete Institute, 1966, "Guide for the Protection of Concrete Against Chemical Attack by Means of Coatings and Other Corrosion - Resistant Materials".
- [E.6] American Concrete Institute, 1977, "Recommended Practice for Evaluation of Strength Test Results of Concrete" ACI 214-77 (reapproved 1983).
- [E.7] American Concrete Institute, "Standard Practice for Selecting Proportions for Lightweight Concrete", ACI 211.2.
- [E.8] American Concrete Institute, "Standard Practice for Selecting Proportions for Non-Slump Concrete", ACI 211.3.
- [E.9] American Society for Testing and Materials, 1987, "Standard Specification for Lightweight Aggregate for Structural Concrete" ASTM C330-87.
- [E.10] American Concrete Institute, 1980, "Guide for Concrete Floor and Slab Construction", ACI 302.1R.
- [E.11] Kemp E. L., "Effect of Rust and Scale on the Bond Characteristics of Deformed Reinforcing Bars",

ACI Journal, Proceedings V. 65, No. 9, Sept. 1968, PP. 743 - 756.

- [E.12] 公共工程委員會，「公共工程飛灰混凝土使用手冊」，民國八十八年八月。
- [E.13] 公共工程委員會，「公共工程高爐石混凝土使用手冊」，民國九十年七月。
- [E.14] 中華民國結構工程學會鋼筋混凝土結構委員會，「鋼筋續接器續接規範工作小組工作報告」，中華民國結構工程學會研究報告，CSSE 96-01，民國九十六年六月。

附篇 F 符號與名詞定義

F.1 符號

本節所列符號為本規範第一章至第十六章及附篇 A 至附篇 E 所使用之符號。

- $a = \beta_1 c$ ；第 3.3.6 節定義之壓應力分佈等值矩形之深度； cm 。
- $a_v =$ 剪力跨度，為集中載重中心至(a)連續構材或懸臂構材支承面之距離；或至(b)簡支構材支承中心之距離； cm 。
- $A_b =$ 單根鋼筋或鋼線之面積； cm^2 。
- $A_{brg} =$ 錨釘頭或錨栓頭之承壓面積； cm^2 。
- $A_c =$ 混凝土斷面承受剪力傳遞之面積； cm^2 。
- $A_{cf} =$ 雙向版於柱支承處之兩垂直相交相當構架中之較大版梁帶總斷面積，參閱第 11.10.3 節； cm^2 。
- $A_{ch} =$ 螺箍筋或橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積； cm^2 。
- $A_{cp} =$ 由混凝土斷面外周邊所包圍的面積，參閱第 4.7.1 節； cm^2 。
- $A_{cs} =$ 壓拉桿模式中垂直軸向壓桿端部之斷面積； cm^2 。
- $A_{ct} =$ 總斷面重心至撓曲受拉區間之斷面積，參閱第 11.10.2 節； cm^2 。
- $A_{cv} =$ 平行剪力方向之斷面長度乘以腹版厚所得之混凝土總斷面積； cm^2 。
- $A_{cw} =$ 單一牆墩、水平牆段或連接梁抵抗剪力之混凝土斷面積； cm^2 。
- $A_f =$ 托架中抵抗設計彎矩之鋼筋面積，參閱第 4.10 節； cm^2 。
- $A_g =$ 鋼筋混凝土總斷面積。空心斷面時， A_g 不含空心部份面積； cm^2 。
- $A_h =$ 托架中平行於主要拉力鋼筋之剪力鋼筋面積，參閱第 4.10 節； cm^2 。
- $A_j =$ 接頭中與產生剪力之梁主筋平面平行之有效斷面積，參閱第 15.6.3.1 節； cm^2 。
- $A_\ell =$ 抵抗扭力之縱向鋼筋面積； cm^2 。
- $A_{\ell, min} =$ 抵抗扭力之最少縱向鋼筋面積； cm^2 。
- $A_n =$ 托架中抵抗拉力 N_{uc} 之鋼筋面積； cm^2 。
- $A_{nz} =$ 構成節點之一面或通過節點區斷面之面積； cm^2
- $A_{Nc} =$ 計算拉力強度時，單根錨栓或錨栓群之混凝土破壞之投影面積， A_{Nc} 不得大於 $n A_{Nco}$ ，參閱第 D.6.2.1 節及圖 RD6.2.1(b)； cm^2 。
- $A_{Nco} =$ 計算拉力強度時，邊距或間距不是控制因素之單根錨栓混凝土破壞之投影面積，參閱第 D.6.2.1 節及圖 RD.6.2.1(a)； cm^2 。
- $A_o =$ 由剪力流徑所包圍的總面積； cm^2 。
- $A_{oh} =$ 由最外閉合橫向扭力鋼筋中心線所包圍的面積； cm^2 。
- $A_{ps} =$ 受撓拉力區內預力鋼筋之斷面積； cm^2 。
- $A_s =$ 非預力縱向受拉鋼筋之斷面積； cm^2 。
- $A'_s =$ 縱向受壓鋼筋之斷面積； cm^2 。
- $A_{sc} =$ 托架中之主拉力鋼筋斷面積，參閱第 4.10.3.5 節； cm^2 。
- $A_{se} =$ 錨栓有效斷面積； cm^2 。
- $A_{sh} =$ 在 s 間距內垂直於 b_c 方向之橫向箍筋(包括繫筋)總斷面積，參閱式(15-3)及式(15-4)； cm^2 。

- A_{si} = 穿過壓桿第 i 層之鋼筋總斷面積，其間距為 s_i 且與壓桿軸線呈 α_i 夾角； cm^2 。
- $A_{s,min}$ = 最小受撓鋼筋面積，參閱第 3.6 節； cm^2 。
- A_{st} = 非預力縱向鋼筋(含型鋼等)之總斷面積； cm^2 。
- A_{sx} = 合成斷面內結構型鋼或鋼管之斷面積； cm^2 。
- A_t = 抵抗扭力之閉合肋筋於間距 s 內之單肢面積； cm^2 。
- A_{tp} = 拉桿中預力鋼筋之斷面積； cm^2 。
- A_{tr} = 在 s 距離內且垂直於待伸展或續接鋼筋之握裹劈裂面的橫向鋼筋總面積； cm^2 。
- A_{ts} = 拉桿中非預力鋼筋之斷面積； cm^2 。
- A_v = 剪力鋼筋於 s 距離內之面積； cm^2 。
- A_{Vc} = 計算剪力強度時，單根錨栓或錨栓群之混凝土破壞投影面積， A_{Vc} 不得大於 nA_{Vco} ，參閱第 D.7.2.1 節及圖 RD.7.2.1(b)； cm^2 。
- A_{Vco} = 單根錨栓計算剪力強度之混凝土破壞投影面積；該面積須不受角隅效應、間距，或桿件厚度之限制，參閱第 D.7.2.1 節及圖 RD.7.2.1(a)； cm^2 。
- A_{vd} = 連接梁配置對角向鋼筋時，每一對角方向所配置之鋼筋總斷面積； cm^2 。
- A_{vf} = 剪力摩擦鋼筋斷面積； cm^2 。
- A_{vh} = 深梁中，平行於受撓拉力鋼筋之剪力鋼筋於 s_2 距離內之斷面積； cm^2 。
- $A_{v,min}$ = 於 s 距離內之最少剪力鋼筋面積； cm^2 。
- A_l = 承載面積； cm^2 。
- A_2 = 最大正截頭角錐體或圓錐體之下底面積，該錐體須能容於支承內，其上底為承載面，錐面之斜度為垂直 l 水平 2 ，參閱第 3.17 節； cm^2 。
- b = 構材受壓面之寬度； cm 。
- b_c = 計算 A_{sh} 時之柱心尺寸，即外緣圍束鋼筋心至心之間距； cm 。
- b_o = 版及基腳中剪力臨界斷面之周長； cm 。
- b_s = 壓拉桿之有效厚度； cm 。
- b_t = 斷面中含抵抗扭矩閉合箍筋所在部份之斷面寬度； cm 。
- b_v = 計算水平剪力斷面寬度； cm 。
- b_w = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑； cm 。
- b_l = 沿彎矩考慮方向跨度量測之臨界斷面之寬度； cm 。
- b_2 = 垂直於 b_l 之臨界斷面寬度； cm 。
- B_n = 依承載面積所計算之承壓強度； kgf 。
- B_u = 設計承壓力； kgf 。
- c = 中性軸至最外受壓纖維之距離； cm 。
- c_{ac} = 後置錨栓在未開裂混凝土中且無控制劈裂之輔助鋼筋情況下，錨栓與構材邊緣間用來發展基本混凝土拉力壞強度之臨界距離。
- $c_{a,max}$ = 最大邊距； cm 。
- $c_{a,min}$ = 最小邊距； cm 。
- c_{a1} = 錨栓桿身中心到混凝土邊緣某方向之距離；當剪力作用於錨栓時， c_{a1} 是沿剪力方向之距離，參閱第 D.7.2.1 節及圖 RD.7.2.1(a)； cm 。
- c_{a2} = 錨栓桿身中心到混凝土邊緣垂直於 c_{a1} 之距離； cm 。

c_b = 下列兩項之較小者

(1)鋼筋或鋼線中心至最近混凝土表面之距離； cm 。

(2)待伸展鋼筋或鋼線之中心間距之半； cm 。

c_c = 鋼筋淨保護層厚，參閱第 3.7.2 或 3.7.5 節； cm 。

c_t = 柱內側表面至版邊緣之距離，平行於 c_l 且不大於 c_l ； cm 。

c_l = 矩形或相當矩形柱、柱頭或托架沿彎矩計算方向之尺寸； cm 。

c_2 = 矩形或相當矩形柱、柱頭或托架垂直於彎矩計算方向之尺寸； cm 。

C = 斷面扭力常數，其計算參閱第 6.7.4.2 節。

對 T 形或 L 形斷面之 C 常數應為所分割成之矩形部份之 C 值之和。

C_m = 實際彎矩圖與相當均勻彎矩圖之相關因數，參閱式(3-16)。

d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。

d' = 構材最外受壓纖維至縱向受壓鋼筋斷面重心之距離； cm 。

d_b = 鋼筋、鋼線或預力鋼絞線之標稱直徑； cm 。

d_o = 錨栓之外緣直徑或擴頭錨釘、擴頭錨栓或彎鉤錨栓之桿身直徑，參閱第 D.9.4 節； cm 。

d'_o = 當採用較大尺寸之錨栓時，直徑 d_o 之替代直徑，參閱第 D.9.4 節； cm 。

d_p = 構材最外受壓纖維至預力鋼筋斷面重心之距離； cm 。

d_{pile} = 基樁在基腳底之直徑； cm 。

d_t = 構材最外受壓纖維至最外層縱向受拉鋼筋重心之距離； cm 。

D = 靜載重，或其相關之內彎矩與力。

e = 自然對數之底數。

e_h = J 型或 L 型錨栓桿身內面量到彎鉤最外端之距離； cm 。

e'_N = 錨栓群垂直力之偏心距，偏心距係指錨栓群拉力和與受拉力之錨栓群之形心距離； cm ， e'_N 皆為正值。

e'_V = 錨栓群剪力之偏心距；偏心距係指剪力作用點與抵抗剪力方向之錨栓群形心距離； cm 。

E = 地震力，或其相關之內彎矩與力。

E_c = 混凝土之彈性模數，參閱第 1.9.1 節； kgf/cm^2 。

E_{cb} = 梁混凝土之彈性模數； kgf/cm^2 。

E_{cs} = 版混凝土之彈性模數； kgf/cm^2 。

EI = 受壓構材之撓曲勁度，參閱式(3-14)及式(3-15)； $kgf-cm^2$ 。

E_p = 預力鋼腱之彈性模數； kgf/cm^2 。

E_s = 鋼之彈性模數，參閱第 1.9.2 節； kgf/cm^2 。

f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。

f_{ce} = 壓桿或節點區混凝土之有效抗壓強度； kgf/cm^2 。

f'_{ci} = 初施預力時混凝土之抗壓強度； kgf/cm^2 。

f'_{cr} = 混凝土配比目標平均抗壓強度； kgf/cm^2 。

f_{ct} = 輕質混凝土之平均開裂抗拉強度； kgf/cm^2 。

f_d = 外力作用時，最外受拉纖維處因靜載重所產生之應力； kgf/cm^2 。

f_{dc} = 解壓應力；當與鋼腱重心同一高度之混凝土應力為零時之預力鋼筋應力； kgf/cm^2 。

- f_{pc} = 外力作用時，於預力損失全部發生後斷面形心處混凝土之壓應力。當形心位於翼部內，則指翼部與梁腹交接處之壓應力； kgf/cm^2 。或
= 合成構材中，若預力與彎矩僅由預鑄構材承擔時， f_{pc} 為合成構材斷面形心處混凝土之壓應力；若斷面形心在翼部時，則為斷面梁腹與翼部交接處之壓應力； kgf/cm^2 。
- f_{pe} = 外力作用時，最外受拉纖維處由有效預力產生之壓應力； kgf/cm^2 。
- f_{ps} = 彎矩計算強度下之預力鋼筋應力，參閱第 11.8 節； kgf/cm^2 。
- f_{pu} = 預力鋼筋之規定抗拉強度； kgf/cm^2 。
- f_{py} = 預力鋼筋之規定降伏強度； kgf/cm^2 。
- f_r = 混凝土之開裂模數； kgf/cm^2 。
- f_s = 使用載重下計得之鋼筋拉應力； kgf/cm^2 。
- f'_s = 設計載重下受壓鋼筋之應力； kgf/cm^2 。
- f_{se} = 預力損失後預力鋼筋之有效應力； kgf/cm^2 。
- f_t = 依總斷面計算所得之預壓拉力區最外纖維拉應力； kgf/cm^2 。
- f_{uta} = 錨栓鋼材之規定抗拉強度； kgf/cm^2 。
- f_y = 鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
- f_{ya} = 錨栓鋼材之規定降伏強度； kgf/cm^2 。
- f_{yt} = 橫向鋼筋之規定降伏強度 f_y ，參閱第 3.10.3 節； kgf/cm^2 。
- F = 流體力，因密度及高度明確之液體其重量及壓力所造成之載重，或其相關之內彎矩與力。
- F_n = 壓桿、拉桿或節點區之計算強度； kgf 。
- F_{mn} = 節點區某一面之計算強度； kgf 。
- F_{ns} = 壓桿之計算強度； kgf 。
- F_{nt} = 拉桿之計算強度； kgf 。
- F_u = 壓拉桿模式中，作用於壓桿、拉桿、支承面或節點區之設計力； kgf 。
- h = 構材總厚或全深； cm 。
- h_a = 錨定錨栓之構件沿錨栓桿軸方向之厚度； cm 。
- h_b = 翼緣下方至梁底面之深度，參閱第 6.3.4 節； cm 。
- h_{ef} = 錨栓有效埋置深度，參閱第 D.9.5 節及圖 RD.2.1； cm 。
- h_f = 翼緣厚度，參閱第 6.3.4 節； cm 。
- h_v = 剪力柱頭斷面總深； cm 。
- h_w = 全牆總高或所考慮牆段之高度； cm 。
- h_x = 沿柱各邊相鄰箍筋或繫筋間最大水平距離； cm 。
- H = 土壤力，因土壤、土壤中之水或其他物質之重量及壓力所造成之載重，或其相關之內彎矩與力。
- I = 對於形心軸之斷面慣性矩； cm^4 。
- I_b = 梁總斷面對其中心軸之慣性矩，參閱第 6.3.4 節； cm^4 。
- I_{cr} = 構材開裂斷面轉換成混凝土斷面之慣性矩； cm^4 。
- I_e = 用以計算撓度之有效慣性矩； cm^4 。
- I_g = 總斷面對其中心軸之慣性矩； cm^4 。
- I_s = 版總斷面對其中心軸之慣性矩，用於計算 α_ϕ 及 β_t ； cm^4 。

- I_{se} = 鋼筋斷面對構材總斷面形心軸之慣性矩； cm^4 。
- I_{sx} = 斷面內結構型鋼或鋼管斷面對合成構材斷面形心軸之慣性矩； cm^4 。
- k = 受壓構材之有效長度因數。
- k_c = 基本混凝土拉力破裂之係數。
- k_{cp} = 剪力撬破強度之係數。
- K = 鋼腱單位長度之皺摺摩擦係數； m^{-1} 。
- K_{tr} = 橫向鋼筋指標，參閱第 5.3.4.1 節； cm 。
- l = 梁或單向版之跨度，參閱第 2.8 節； cm 。或
= 懸臂梁之外伸長度； cm 。
- l_a = 超過簡支承中心線或反曲點之埋置長度； cm 。
- l_c = 受壓構材之總長度，為構架中兩節點之中心距離； cm 。
- l_d = 受拉竹節鋼筋、麻面鋼線、光面或麻面銲接鋼線、預力鋼絞線之伸展長度； cm 。
- l_{dc} = 受壓竹節鋼筋或麻面鋼線之伸展長度； cm 。
- l_{dh} = 具標準彎鉤之受拉竹節鋼筋或麻面鋼線之伸展長度，由臨界面至彎鉤之外側端，即由臨界面至彎鉤起點(切點)之直線長度加上彎鉤彎曲內徑及一鋼筋直徑； cm 。
- l_e = 錨栓之剪力載重承壓長度，不可超過 $8d_o$ ； cm 。或
= 錨栓之埋設全長具有相同勁度時，採用 h_{ef} ；例如擴頭錨釘或後裝式錨栓，其埋置全長皆有管筒者； cm 。或
= 具有擴張套管之扭控擴張型錨栓，採用 $2d_o$ ； cm 。
- l_n = 淨跨度，兩支承面間之距離； cm 。
- l_o = 自構材接頭面沿主軸方向須配置橫向鋼筋之長度，參閱第 15.5.4.4 節； cm 。
- l_{px} = 由預力鋼筋施預力端至任一考慮點之距離，參閱第 11.7.2.1 節； m 。
- l_t = 試驗載重下之構材跨度(雙向版系統之短向跨度)。跨度係指(1)構材支承中心間距或(2)支承間淨距加構材深度，兩者之較小值；式(14-1)中，懸臂梁之跨度為支承面至自由端間距離之兩倍； cm 。
- l_u = 受壓構材之無支長度； cm 。
- l_v = 剪力柱頭由載重中心或反力中心量起之臂長； cm 。
- l_w = 剪力方向全牆或所考慮牆段之長度，參閱第 15.8.4 節； cm 。
- l_1 = 跨度，在設計彎矩方向之支承中心間距離。
- l_2 = 垂直於 l_1 方向之跨度，支承中心間之距離。
- L = 活載重，或其相關之內彎矩與力。
- L_r = 屋頂活載重，或其相關之內彎矩與力。
- M = 最大使用(不含載重因數)彎矩，含 $P\Delta$ 效應在內； $kgf-cm$ 。
- M_a = 計算撓度時所用之最大彎矩； $kgf-cm$ 。
- M_c = 用以設計受壓構材之設計彎矩，該設計彎矩業經考慮構材彎曲效應放大之，參閱第 3.13.3 及 3.14.5 節； $kgf-cm$ 。
- M_{cr} = 開裂彎矩，參閱第 2.11.2.3 節； $kgf-cm$ 。

- M_{cre} = 因外力產生撓曲裂紋之彎矩； $kgf-cm$ 。
- M_m = 因軸壓力影響而修正之設計彎矩，參閱第 4.4.2.2 節； $kgf-cm$ 。
- M_{max} = 外力作用時，計算斷面之最大設計彎矩； $kgf-cm$ 。
- M_n = 斷面之彎矩計算強度； $kgf-cm$ 。
- M_{nb} = 連接於接頭各梁在接頭中心之計算彎矩強度，樓板受拉力時亦須計入，參閱第 15.5.2 節； $kgf-cm$ 。
- M_{nc} = 連接於接頭各柱由各載重組合設計軸力計算所得在接頭中心之最小計算彎矩強度，參閱第 15.5.2 節； $kgf-cm$ 。
- M_o = 總靜定設計彎矩。
- M_p = 剪力柱頭抗剪臂斷面所需之全塑性彎矩設計強度； $kgf-cm$ 。
- M_{pr} = 承受或不承受軸力受撓構材之可能彎矩強度，係以接頭面性質予以計算，其中縱向主筋拉力強度假設至少 $1.25f_y$ 而強度折減係數 ϕ 用 1.0； $kgf-cm$ 。
- M_s = M_{1s} 與 M_{2s} 之通稱，參閱第 3.14.4 節； $kgf-cm$ 。
- M_{sa} = 最大使用(不含載重因數)彎矩，不含 $P\Delta$ 效應在內； $kgf-cm$ 。
- M_{slab} = 支承處之版之設計彎矩。
- M_u = 斷面之設計彎矩； $kgf-cm$ 。
- M_{ua} = 因含載重因數之側向載重及偏心垂直載重產生在牆半高斷面之設計彎矩。
- M_v = 剪力柱頭內鋼筋(或型鋼)所能承受之彎矩； $kgf-cm$ 。
- M_1 = 受壓構材兩端 M_u 之較小者。若構材彎成單曲度，該值為正；若彎成雙曲度，該值為負；若為有側移受壓構材需經式(3-18)放大。參閱第 3.13.2、3.13.3 及 3.14.3 節； $kgf-cm$ 。
- M_{1ns} = 有側移受壓構材在不會造成顯著側向位移載重作用下，以一階彈性構架分析算得 M_1 處之設計彎矩，參閱第 3.14.3 節； $kgf-cm$ 。
- M_{1s} = 有側移受壓構材在會造成顯著側向位移載重作用下，以一階彈性構架分析算得 M_1 處之設計彎矩，參閱第 3.14.3 節； $kgf-cm$ 。
- M_2 = 受壓構材兩端 M_u 之較大者，恆為正。若為有側移受壓構材需經式(3-19)放大，參閱第 3.13.2、3.13.3 及 3.14.3 節； $kgf-cm$ 。
- $M_{2,min}$ = M_2 之最小值，參閱第 3.13.3.2 節； $kgf-cm$ 。
- M_{2ns} = 有側移受壓構材在不會造成顯著側向位移載重作用下，以一階彈性構架分析算得 M_2 處之設計彎矩，參閱第 3.14.3 節； $kgf-cm$ 。
- M_{2s} = 有側移受壓構材在會造成顯著側向位移載重作用下，以一階彈性構架分析算得 M_2 處之設計彎矩，參閱第 3.14.3 節； $kgf-cm$ 。
- n = 項目的個數，如強度試驗、鋼筋、鋼線、單根式錨定器、錨栓或剪力柱頭抗剪臂。
- N_b = 在開裂之混凝土中單根錨栓之基本混凝土拉破計算強度，參閱第 D.6.2.2 節； kgf 。
- N_c = 混凝土在靜載重加活載重下之拉力； kgf 。
- N_{cb} = 單根錨栓之混凝土拉破計算強度，參閱第 D.6.2.1 節； kgf 。
- N_{cbg} = 錨栓群之混凝土拉破計算強度，參閱第 D.6.2.1 節； kgf 。
- N_n = 拉力計算強度； kgf 。
- N_p = 在開裂混凝土中單根錨栓之拔出強度，參閱第 D.6.3.4 或 D.6.3.5 節； kgf 。

- N_{pn} = 單根錨栓之拔出計算強度，參閱第 D.6.3.1 節； kgf 。
- N_{sa} = 由鋼材強度控制之單根錨栓或錨栓群拉力計算強度，參閱第 D.6.1.1 或 D.6.1.2 節； kgf 。
- N_{sb} = 單根錨栓之側面脹破強度； kgf 。
- N_{sbg} = 錨栓群之側面脹破強度； kgf 。
- N_u = 與 V_u 或 T_u 同時作用之設計軸力，軸壓力為正值，軸拉力為負值； kgf 。
- N_{ua} = 單根錨栓或錨栓群之設計拉力； kgf 。
- N_{uc} = 與 V_u 同時作用於托架之設計拉力，拉力為正值； kgf 。
- P_{cp} = 混凝土斷面之外周長，參閱第 4.7.1 節； cm 。
- P_h = 最外閉合橫向扭力鋼筋中心線周長； cm 。
- P_b = 在平衡應變狀態時之軸力計算強度，參閱第 3.4.2 節； kgf 。
- P_c = 臨界屈曲載重，參閱式(3-13)； kgf 。
- P_n = 斷面之軸力計算強度； kgf 。
- $P_{n,max}$ = 斷面軸力計算強度之最大允許值； kgf 。
- P_o = 在無偏心載重下之軸力計算強度； kgf 。
- P_{pj} = 千斤頂施加於預力鋼筋端點之預力； kgf 。
- P_{pu} = 錨定器之設計預力； kgf 。
- P_{px} = 距千斤頂端 ℓ_{px} 距離處預力鋼筋之預力。
- P_s = 牆半高處之使用載重，包含自重； kgf 。
- P_u = 設計軸力；壓力為正，拉力為負； kgf 。
- q_{Du} = 單位面積之設計靜載重。
- q_{Lu} = 單位面積之設計活載重。
- q_u = 版之單位面積之設計載重。
- Q = 樓層之穩定指數，參閱第 3.12.4 節。
- r = 受壓構材斷面之迴轉半徑； cm 。
- R = 雨水載重，或其相關之內彎矩與力。
- s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱、鋼線或錨栓之中心距； cm 。
- s_i = 構材第 i 層鋼筋心至心之間距； cm 。
- s_o = 在 ℓ_o 範圍內橫向鋼筋間之中心距，參閱第 15.11.2 節； cm 。
- s_s = 樣本標準差； kgf/cm^2 。
- s_2 = 縱向剪力鋼筋或扭力鋼筋之中心距； cm 。
- S = 雪載重，或其相關之內彎矩與力。
- S_e = 考慮垂直載重及地震非彈性變形，在預期降伏處產生可能強度後，於接合部引致之彎矩、剪力或軸力。
- S_m = 斷面之彈性斷面模數； cm^3 。
- S_n = 接合部之計算彎矩、剪力或軸力強度。
- S_y = 以 f_y 為基礎，連接處對彎矩、剪力或軸力之降伏強度。
- t = 中空斷面之壁厚； cm 。
- T = 溫度、潛變、乾縮與不等沉陷等之效應，或其相關之內彎矩與力。
- T_n = 斷面之扭矩計算強度； $kgf-cm$ 。

- T_u = 斷面之設計扭矩； $kgf\cdot cm$ 。
 U = 設計載重，或其相關之內彎矩與力，參閱第 2.4 節。
 v_n = 計算剪應力，參閱第 4.13.6.2 節； kgf/cm^2 。
 V_b = 在開裂混凝土中單根錨栓之基本混凝土剪破強度，參閱第 D.7.2.2 或 D.7.2.3 節； kgf 。
 V_c = 混凝土之剪力計算強度，參閱第 4.4 節； kgf 。
 V_{cb} = 單根錨栓之混凝土剪破計算強度，參閱第 D.7.2.1 節； kgf 。
 V_{cbg} = 錨栓群之混凝土剪破計算強度，參閱第 D.7.2.1 節； kgf 。
 V_{ci} = 剪力與彎矩併合作用而產生斜向裂紋時，混凝土部分之剪力計算強度； kgf 。
 V_{cp} = 混凝土剪力撬破計算強度，參閱第 D.7.3 節； kgf 。
 V_{cpg} = 錨栓群之混凝土剪力撬破計算強度，參閱第 D.7.3 節； kgf 。
 V_{cw} = 梁腹內因過高主拉應力而產生斜向裂紋時，混凝土部分之剪力計算強度； kgf 。
 V_d = 靜載重作用時之斷面剪力； kgf 。
 V_e = 按構材可能彎矩強度計算求得之設計剪力，參閱第 15.4.4.1 及 15.5.5.1 節； kgf 。
 V_i = 斷面上與 M_{max} 同時作用於計算斷面之設計剪力； kgf 。
 V_n = 斷面之剪力計算強度； kgf 。
 V_{nh} = 水平剪力計算強度； kgf 。
 V_p = 計算斷面上之有效預力之垂直分量； kgf 。
 V_s = 由剪力鋼筋提供之剪力計算強度； kgf 。
 V_{sa} = 由鋼材強度控制之單根錨栓或錨栓群之剪力計算強度，參閱第 D.7.1.1 或 D.7.1.2 節； kgf 。
 V_u = 斷面之設計剪力； kgf 。
 V_{ua} = 單根錨栓或錨栓群之設計剪力； kgf 。
 V_{us} = 樓層之總設計剪力，參閱第 3.12.4 節； kgf 。
 w_c = 混凝土之單位重量； tf/m^3 。
 w_u = 梁或單向版之單位長度設計載重。
 W = 風力，或其相關之內彎矩與力。
 x = 斷面內各矩形之短邊長度； cm 。
 y = 斷面內各矩形之長邊長度； cm 。
 y_t = 總斷面形心軸至拉力面之距離； cm 。
 α = 定義鋼筋方向的角度。
 α_c = 式(15-7)中之係數。
 α_f = 梁與版之撓曲勁度比，其中版之寬度以梁兩邊之版中心線為界，參閱第 6.4.6 節。
 α_{fm} = 版周各梁 α_f 之平均值。
 α_{f1} = ℓ_1 方向之 α_f 。
 α_{f2} = ℓ_2 方向之 α_f 。
 α_i = 第 i 層鋼筋與其通過之壓桿軸線夾角。
 α_{px} = 由施預力端至任一考慮點之鋼腱角度變量； rad 。
 α_s = 計算版及基腳中 V_c 之常數。
 α_v = 剪力柱頭各抗剪臂撓曲勁度與其周圍合成版斷面撓曲勁度之比，參閱第 4.13.4.5 節。

β = 長向對短向之尺寸比值。用於

- (1) 雙向版為淨跨度比值，參閱第 2.11.3.3 節、第 16.6.4 節。
- (2) 柱斷面、集中載重或反力作用面為邊長比值，參閱第 4.13.2.1 節。
- (3) 基腳為邊長比值，參閱第 8.5.4.2 節。

β_b = 斷面內切斷之受拉鋼筋面積與全部受拉鋼筋面積之比。

β_d = 因數；計算柱承受持續載重對彎矩放大之影響：

- (1) 無側移構架：為最大設計軸向靜載重與設計軸向全載重之比值，參閱第 3.13.3 節。
- (2) 非(3)項之有側移構架：為該層最大設計側向持續剪力與設計側向全剪力之比值。
- (3) 依第 3.14.6 節規定進行穩定校核時之有側移構架：為最大設計軸向持續載重與設計軸向全載重之比值。

β_n = 節點區混凝土有效抗壓強度受拉桿錨定影響之修正因數，參閱第 A.6.2 節。

β_s = 壓桿混凝土有效抗壓強度受開裂暨圍束鋼筋影響之修正因數，參閱第 A.4.2 節。

β_p = 計算預力版中 V_c 之常數。

β_t = 邊梁斷面扭曲勁度與版撓曲勁度之比值，其中版之寬度等於該邊梁支承中心至中心之跨度，參閱第 6.7.4 節。

$\beta_1 = \frac{a}{c}$ ；壓應力分佈等值矩形塊高度與最外受壓纖維至中性軸距離之比值，參閱第 3.3.6 節。

γ_f = 版柱接頭處未平衡彎矩由撓曲所傳遞之因數，參閱第 6.6.3.2 節式(6-1)。

γ_p = 預力鋼筋之種類因數。

$$= 0.55 \text{ 若 } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.80。$$

$$= 0.40 \text{ 若 } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85。$$

$$= 0.28 \text{ 若 } \frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.90。$$

γ_s = 用來決定基腳中心帶內鋼筋量的因數。

$\gamma_v = 1 - \gamma_f$ ；版柱接頭處未平衡彎矩由偏心剪力所傳遞之因數，參閱第 4.13.6.1 節。

δ_{ns} = 無側移構架之彎矩放大因數，以反應受壓構材兩端間曲率之影響，參閱第 3.13.3 節。

δ_s = 有側移構架之側移彎矩放大因數，以反應側向及垂直載重所造成偏移之影響，參閱第 3.14 節。

δ_u = 設計位移。

Δf_p = 設計載重對預力鋼筋所造成之應力增量； kgf/cm^2 。

Δf_{ps} = 預力鋼筋在使用載重下之應力扣除其解壓應力後之值，參閱第 11.5.4.2 節； kgf/cm^2 。

Δ_o = 以一階彈性構架分析及第 3.12.4.2 節規定勁度算得之某一樓層承受 V_{us} 時，該樓層頂與底之相對側向變位。

Δ_r = 載重試驗或重複載重試驗最終(載重移除後)與初始撓度差，參閱式(14-2)； cm 。

Δ_s = 使用載重下，牆半高處附近之最大撓度。

Δ_u = 設計載重下，牆半高處之撓度。

- Δ_1 = 第一次載重試驗量得之最大撓度，參閱式(14-1)；*cm*。
- Δ_2 = 第二次載重試驗量得相對於該次試驗初始值之最大撓度，參閱式(14-3)；*cm*。
- ε_s = 於計算強度下鋼筋之應變；亦即定義為在計算強度下，不含預力、潛變、乾縮及溫度效應之應變，參閱第 3.3.3 節。
- ε_t = 於計算強度下，最外層受拉鋼筋之淨拉應變；亦即定義為在計算強度下，不含預力、潛變、乾縮及溫度效應之應變，參閱第 3.4.3、3.4.4 及 3.4.5 節。
- ε_y = 鋼筋開始降伏之應變。
- θ = 壓桿、受壓斜桿或壓應力區之軸向與構材中受拉弦材之夾角。
- λ = 混凝土單位重之修正因數，參閱第 4.8.4、5.3.4 節。
- λ_Δ = 額外長期撓度與瞬時撓度之比值，參閱第 2.11 節。
- μ = 摩擦係數，參閱第 4.8.4.3 節。
- μ_p = 曲率摩擦係數；*rad⁻¹*。
- ξ = 持續載重之時間效應因數，參閱第 2.11 節。
- $\rho = \frac{A_s}{bd}$ ；非預力受拉鋼筋比。
- $\rho' = \frac{A'_s}{bd}$ ；非預力受壓鋼筋比。
- ρ_b = 產生平衡應變狀態之鋼筋比，參閱第 3.4.2 節解說及附篇 B.3 節。
- ρ_ℓ = 縱向鋼筋比為縱向鋼筋斷面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比，本章指牆垂直鋼筋比。
- $\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p}$ ；預力鋼筋比。
- ρ_s = 螺箍柱中螺箍筋之體積與柱心體積之比(柱心體積係依螺箍外緣至外緣為直徑計算)，參閱第 3.10.3 節。
- ρ_t = 橫向鋼筋比為橫向鋼筋斷面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比，本章指牆水平鋼筋比。
- ρ_v = 繫筋面積與接觸面積比值。
- $\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$ 。
- ϕ = 強度折減因數，參閱第 2.3 節、第 D.5.4 和 D.5.5 節。
- $\psi_{c,N}$ = 考量開裂時，求算拉力強度之修正因數，參閱第 D.6.2.6 節。
- $\psi_{c,P}$ = 考量開裂時，求算拔出強度之修正因數，參閱第 D.6.3.1 及 D.6.3.6 節。
- $\psi_{c,V}$ = 考量開裂時，求算剪力強度之修正因數，參閱第 D.7.2.7 節。
- $\psi_{cp,N}$ = 後置型錨栓在無輔助鋼筋之未開裂混凝土中，求算拉力強度之修正因數，參閱第 D.6.2.7 節。
- ψ_e = 伸展長度之鋼筋塗布修正因數，參閱第 5.3.4 節。
- $\psi_{ec,N}$ = 考量錨栓群偏心載重時，求算拉力強度之修正因數，參閱第 D.6.2.4 節。
- $\psi_{ec,V}$ = 考量錨栓群偏心載重時，求算剪力強度之修正因數，參閱第 D.7.2.5 節。

$\psi_{ed,N}$ = 考量邊距小於 $1.5h_{ef}$ 時，求算拉力強度之修正因數，參閱第 D.6.2.5 節。

$\psi_{ed,V}$ = 考量邊距小於 $1.5h_{ef}$ 時，求算剪力強度之修正因數，參閱第 D.7.2.6 節。

ψ_s = 伸展長度之鋼筋尺寸修正因數，參閱第 5.3.4 節。

ψ_t = 伸展長度之鋼筋位置修正因數，參閱第 5.3.4 節。

$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c}$; 受拉鋼筋之鋼筋量指數。

$\omega' = \rho' \frac{f_y}{f'_c}$; 受壓鋼筋之鋼筋量指數。

$\omega_p = \rho_p \frac{f_{ps}}{f'_c}$; 預力鋼筋之鋼筋量指數。

ω_{pw} = 有翼緣斷面在梁腹寬度範圍之預力鋼筋量指數。

ω_w = 有翼緣斷面在梁腹寬度範圍之受拉鋼筋量指數。

ω'_w = 有翼緣斷面在梁腹寬度範圍之受壓鋼筋量指數。

F.2 名詞定義

F.2.1 混凝土材料

粒料(Aggregate)

砂、礫石、碎石或高爐石等粒狀材料，藉水泥介質膠合成水硬性混凝土或砂漿。

輕質粒料(Lightweight aggregate)

粒料在鬆散乾燥狀態下之單位重量不大於 1.12 tf/m^3 。

膠結材料(Cementitious materials)

混凝土組成材料中具膠結性者，如卜特蘭水泥、水硬性水泥、膨脹水泥、或於其中攙入飛灰、矽灰、高爐爐渣粉等天然卜作嵐材料。該膠結材料須符合混凝土結構施工規範之規定。

摻料(Admixture)

水、粒料、水泥及纖維以外之混凝土組成材料，在混凝土拌和前或拌和中加入，用以改良混凝土性質。

混凝土(Concrete)

波特蘭水泥或任何他類水硬性水泥，與細粒料、粗粒料及水的混和物，其中亦可加入摻料。

結構輕質混凝土(Structural lightweight concrete)

單位重量不大於 1.8 tf/m^3 之混凝土。其所含輕質粒料須符合混凝土結構施工規範之規定。

本規範所稱「全輕質混凝土」為不含天然砂之輕質混凝土；所稱「常重砂輕質混凝土」為全常重砂之輕質混凝土。

結構混凝土(Structural concrete)

具有結構功能之鋼筋混凝土及純混凝土。

鋼筋混凝土(Reinforced concrete)

結構混凝土中之鋼筋量不少於本規範規定之預力鋼筋或非預力鋼筋之最低值者。

純混凝土(Plain concrete)

結構混凝土中鋼筋量少於鋼筋混凝土之規定最低值者，或無鋼筋者。

預鑄混凝土(Precast concrete)

先於他處製作完成後，再吊裝至指定位置之結構混凝土構件。

預力混凝土(Prestressed concrete)

藉由預先施加內應力以抵消未來因載重所產生拉應力之結構混凝土。

混凝土合成受撓構材(Composite concrete flexural members)

由預鑄與場鑄或現場先後澆置之混凝土構件連結成一體以承受載重之受撓構材。

混凝土規定抗壓強度(f'_c)(Specified compressive strength of concrete)

混凝土構材設計時所用之強度，依 CNS 1230 或 CNS 1231 之規定製作試體，並按 CNS 1232 進行試驗以確認該混凝土之抗壓強度，如無特別規定，齡期均以 28 天為準，單位為 kgf/cm^2 。

劈裂抗拉強度(Splitting tensile strength)

依據 CNS 3801 試驗所得之混凝土抗拉強度。

F.2.2 鋼筋材料

鋼筋(Reinforcement)

鋼筋為鋼筋混凝土所用之鋼筋，須符合混凝土結構施工規範所規定之材料。除有特別說明外，一般不包括預力鋼筋。

竹節鋼筋(Deformed reinforcement)

符合混凝土結構施工規範所規定之竹節鋼筋、鉸接鋼筋網、麻面鋼線及鉸接鋼線網。

光面鋼筋(Plain reinforcement)

不符合竹節鋼筋定義之鋼筋。

鉸接鋼線網(Welded wire reinforcement)

符合 CNS 6919 規定之光面或麻面鋼線網，鋼線材質須符合 CNS 1468 之規定。

螺箍筋(Spiral reinforcement)

形成圓柱螺旋狀之連續纏繞鋼筋。

肋筋(Stirrup)

構材中用來抵抗剪力與扭力的鋼筋。一般以單肢，或彎成 L 型、U 型或矩型之鋼筋、鋼線或鉸接鋼線網的形式存在，配置方向與縱向鋼筋呈垂直或一角度。「肋筋」一詞通常用於受撓構材之橫向鋼筋，而「箍筋」用於受壓構材。

箍筋(Tie)

環繞縱向鋼筋之環狀鋼筋或鋼線，其形狀可為矩形、圓形或凸多邊形等各種形狀。

鋼筋規定降伏強度(Yield strength)

鋼筋混凝土構材設計時，鋼筋所使用之降伏強度。降伏強度或降伏點應依據 CNS 2111 之規定決定之。

伸展長度(Development length)

鋼筋(包含預力鋼絞線)所需之埋置長度，用來發展鋼筋在臨界斷面上之設計強度，參閱本規範第五章。

埋置長度(Embedment length)

鋼筋埋置於臨界斷面外之延伸長度。

F.2.3 預力混凝土

先拉預力法(Pretensioning)

在混凝土澆置前即對預力鋼筋施力之方法。

後拉預力法(Post-tensioning)

在混凝土硬固後才對預力鋼筋施力之方法。

預力鋼筋(Prestressing steel)

用於傳遞預力至混凝土之鋼線、鋼絞線、鋼棒或其成束之高強度鋼材。

鋼腱(Tendon)

於先拉預力法中，鋼腱即為預力鋼筋。於後拉預力法中，鋼腱係由端錨、預力鋼筋、無黏裹預力鋼筋之隔離裹襯或黏裹預力鋼筋之套管所組成。

黏裹鋼腱(Bonded tendon)

經直接澆置或利用套管灌漿使與混凝土產生握裹之鋼腱。

無黏裹鋼腱(Unbonded tendon)

預力鋼筋未與混凝土產生握裹，且相對混凝土可自由移動之鋼腱，其預力是藉由鋼腱之端錨傳遞至混凝土。

裹襯(Sheathing)

包覆於預力鋼筋外，以避免預力鋼筋與周圍混凝土間產生黏裹及提供防蝕保護之材料，且內部尚包含有防蝕包敷材料。

套管(Duct)

後拉預力法中，用於裝設預力鋼筋之導管，該導管之管面可為平滑或呈皺褶狀。後拉預力法套管應符合本規範第 11.16 節之規定。

預壓拉力區(Precompressed tensile zone)

預力混凝土構件在未施加預力前，會因規定靜載重與活載重產生撓曲拉應力之區域，該撓曲拉應力係依總斷面計算之。

錨定區(Anchorage zone)

後拉預力混凝土構材中，將集中預力逐漸均勻傳遞至混凝土斷面之區域，其延伸範圍等於斷面之最大尺寸。如錨定器非設置在構材後端時，其區域包含錨定器之前後兩端影響範圍。

錨定器(Anchorage device)

於後拉預力法中，將預力鋼筋之預力傳遞至混凝土的裝置。

單根式基本錨定器(Basic monostrand anchorage device)

用於錨定單根式預力鋼絞線或單根直徑在 16 mm 以下鋼棒之錨定器。該錨定器須符合本規範第 11.14.7 節及 ACI 423.6 之相關規定。

多根式基本錨定器(Basic multistrand anchorage device)

用於錨定多根式之鋼線、鋼絞線、鋼棒或單根直徑大於 16 mm 鋼棒之錨定器。該錨定器須符合本規範第 11.14.7 節規定，且其承壓應力及支承板最小勁度須符合我國「公路橋梁設計規範」或美國 AASHTO 橋梁規範第一部份第 9.21.7.2.2 至 9.21.7.2.4 節之規定。

特殊錨定器(Special anchorage device)

符合本規範第 11.14 節，及我國「公路橋梁設計規範」或美國 AASHTO 橋梁規範施工篇第 10.3.2.3 節規定之實驗法證實其適用性之錨定器。

千斤頂力量(Jacking force)

預力混凝土施工過程中，藉由千斤頂裝置施加至預力鋼筋之暫時性拉力。

曲率摩擦(Curvature friction)

由於預力鋼腱線形中之彎曲或曲度所導致之摩擦力。

皺褶摩擦(Wobble friction)

由於預力鋼腱與裹襯或套管間於配置時因非預期之位置偏差所產生之摩擦力。

有效預力(Effective prestress)

所有預力損失發生後仍留存於預力鋼筋之應力。

傳遞(Transfer)

藉由千斤頂或先拉預力床將預力鋼筋之應力傳遞至混凝土構件的行為。

傳遞長度(Transfer length)

將先拉預力鋼絞線之有效預力傳遞至混凝土所需之埋置長度。

F.2.4 施工

收縮縫(Contraction joint)

以預留、鋸切、鑿凹槽等方式將特定混凝土斷面弱化，俾所有乾縮或因結構不同部位之不均勻變形所可能產生之零亂裂紋，能吸收於該預設弱化斷面。

隔離縫(Isolation joint)

在最不影響混凝土結構性能處，設置之全深度垂直隔離面以分隔結構混凝土中之特定相鄰部位。通過該處之全部或部份鋼筋將被中斷，使其相鄰部位間可於各方向產生相對移動，以避免因變形而形成裂縫。

支撐(Shores)

混凝土工程施工中之垂直或斜向支承桿件，用來承擔其上之模板、混凝土及施工載重。

F.2.5 構材與構架

壓力控制斷面(Compression-controlled section)

構材斷面在計算強度下，其最外受拉鋼筋之淨拉應變小於或等於壓力控制應變界限者。

拉力控制斷面(Tension-controlled section)

構材斷面在計算強度下，最外受拉鋼筋之淨拉應變大於或等於 0.005 者。

平衡應變狀態(Balanced strain condition)

當構材斷面混凝土最外受壓纖維達到假設極限應變 0.003 之同時，最外受拉鋼筋之應變恰達到降伏應變值 f_y / E_s 之狀態。

壓力控制之應變極限(Compression-controlled strain limit)

平衡應變狀態下之淨拉應變；參閱第 3.4.3 節。

淨拉應變(Net tensile strain)

在計算強度狀態下之拉應變，此應變不包含由有效預力、潛變、乾縮及溫度所產生者。

斷面有效深度(d)(Effective depth of section)

構材斷面最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋中心的距離。

最外受拉鋼筋(Extreme tension steel)

構材斷面距離最外受壓纖維最遠之鋼筋(預力或非預力)。

柱(Column)

承受軸壓力為主之構材，其高度與最小橫向尺寸比值超過 3 者。

墩柱(Pedestal)

豎立之受壓構材，其無支撐高度與平均最小橫向尺寸比值不超過3者。

柱頭版(Drop panel)

柱頭周圍版下凸出厚度不少於四分之一版厚之凸出物。

抗彎矩構架(Moment frame)

構材與接頭能抵抗彎矩、剪力及軸力之構架。

一般抗彎矩構架(Ordinary moment frame)

僅符合本規範第一章至第十一章規定之場鑄或預鑄混凝土構架。

韌性抗彎矩構架(Special moment frame)

符合本規範第十五章及一般抗彎矩構架規定之場鑄或預鑄抗彎矩構架。

牆(Wall)

通常用來圍封或區隔空間之垂直構材。

結構牆(Structural walls)

設計可用以抵抗因外力所造成之剪力、彎矩、及軸力共同作用之牆，可分為一般鋼筋混凝土結構牆、一般結構純混凝土牆、特殊預鑄混凝土結構牆、特殊鋼筋混凝土結構牆。

一般鋼筋混凝土結構牆(Ordinary reinforced concrete structural wall)

符合本規範第一章至第十一章規定之結構牆。

一般結構純混凝土牆(Ordinary structural plain concrete wall)

符合本規範第十六章規定之結構牆。

特殊預鑄結構牆(Special precast structural wall)

符合本規範第十五章及一般預鑄結構牆規定之預鑄鋼筋混凝土結構牆。

特殊鋼筋混凝土結構牆(Special reinforced concrete structural wall)

符合本規範第十五章及一般鋼筋混凝土結構牆規定之場鑄鋼筋混凝土結構牆。

F.2.6 載重與強度

靜載重(Dead load)

構材所承擔載重類型之一，其大小、位置在結構物整個生命週期中為固定者。靜載重須依照建築技術規則或其他相關規範之規定，本規範不再另行規定。

活載重(Live load)

構材所承擔載重類型之一，在結構物整個生命週期中，其大小及分佈狀況有隨時間改變的特性。活載重須依照建築技術規則或其他相關規範之規定，本規範不再另行規定。

使用載重(Service load)

依建築技術規則或其他相關規範規定的各種載重，如靜載重、活載重、風力、地震力、流體力、土壤力，以及因溫度、潛變、乾縮及沉陷等變化引起之效應。

設計載重(Factored load)

由『載重因數』與『使用載重』組合計算所得之載重，及由此載重在構材或斷面上產生之各相關彎矩 M_u 、軸力 P_u 、剪力 V_u 及扭力 T_u 。

計算強度(Nominal strength)

依本規範強度設計法之假設與規定，計算求得之未乘強度折減因數之構件或斷面強度。參閱第 2.3.1 節。

設計強度(Design strength)

構件或斷面計算強度乘以強度折減因數 ϕ 後之強度。參閱第 2.3 節。

載重因數(Load factor)

載重因數係考慮在結構物上長期承受各種使用載重是否能準確估算及其變動可能性的影響。例如靜載重即較活載重易為精確估算，故靜載重之載重因數低於活載重之載重因數。

本規範之各種載重因數設定組合係考慮在一般情況下是否可能同時發生之機率。

強度折減因數(Strength reduction factor)

強度折減因數係用來將計算強度折減為設計強度之因數，參閱第 2.3 節之解說。

彈性模數(Modulus of elasticity)

在材料之彈性比例範圍內，正向拉應力或壓應力與相對應產生應變之比值；參閱第 1.9 節。

應力(Stress)

單位面積之受力大小。

跨度(Span length)

構材於結構分析與設計時所認定之縱向長度，其計算依本規範第 2.8 節之規定。

附篇 G 工作應力法

G.1 符號

- A_g = 總斷面積； cm^2 。
 A_v = 剪力鋼筋於 s 距離內之面積； cm^2 。
 b_o = 版及基腳中臨界斷面之周長； cm 。
 b_w = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑； cm 。
 d = 構材最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離； cm 。
 E_c = 混凝土之彈性模數，參閱第 1.9.1 節； kgf/cm^2 。
 E_s = 鋼之彈性模數，參閱第 1.9.2 節； kgf/cm^2 。
 f'_c = 混凝土規定抗壓強度，參閱第 1.7 節； kgf/cm^2 。
 f_{ct} = 輕質混凝土之平均開裂抗拉強度； kgf/cm^2 。
 f_s = 鋼筋之容許拉應力； kgf/cm^2 。
 f_y = 非預力鋼筋之規定降伏強度，參閱第 1.8 節； kgf/cm^2 。
 M = 設計彎矩； $kgf-cm$ 。
 M_n = 斷面內所有鋼筋應力均達 f_y 時之彎矩計算強度； $kgf-cm$ 。
 n = 鋼筋與混凝土之彈性模數比。
 N = 與 V 同時作用之設計軸力，以壓力為正值；拉力為負值。並須考慮乾縮與潛變所引起拉力之影響； kgf 。
 P_u = 在指定偏心載重下之設計軸力； kgf 。
 s = 剪力鋼筋或扭力鋼筋於縱向鋼筋平行方向之間距； cm 。
 v = 設計剪應力； kgf/cm^2 。
 v_c = 混凝土之容許剪應力； kgf/cm^2 。
 v_h = 容許水平剪應力； kgf/cm^2 。
 V = 斷面設計剪力； kgf 。
 V_u = 斷面所受未乘載重因數之設計剪力； kgf 。
 α = 斜向肋筋與構材縱軸之交角。
 β_c = 集中載重或反力作用面之長邊對短邊之比值。
 $\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$ 。
 ϕ = 強度折減因數，參閱第 G.3.1 節。

G.2 範圍

解說：

本規範提供強度設計法的規定，而本附篇則另提出工作應力法的相關規定。以構材受彎矩作用為例，由使用載重(不乘載重因數)依結構分析求得構材彎矩，並以線彈性理論分析材料所受之應力，其設計目標就是要控制此應力小於材料的容許應力。使用載重係結構使用中所受到的正常載重，其值由「建築技術規則」等規定之。因材料的容許應力均低於比例限度，所以應力與應變成正比，由構材承受的彎矩

推求材料的應力即可用簡單的線彈性理論分析而得。

本附篇工作應力法之規定與前版規範之規定相似。撓曲設計之規定完全相同，受壓構材(無撓曲或同時受撓曲)設計及鋼筋的伸展與續接之規定則與上述版本的規定有較大的差異，可參閱第G.7與G.5節之規定。就剪力設計而言，混凝土提供的剪力強度係將強度設計法所提供者除以安全係數而得，第G.8節混凝土容許剪應力就是如此獲得的。

工作應力法雖做了些簡化，例如不計算構材的極限撓曲強度，但其設計結果一般較強度設計法保守。

G.2.1 非預力鋼筋混凝土結構得按本附篇之規定使用工作應力法設計，以容許應力及使用載重為設計之依據。

解說：

附篇G不能應用於預力混凝土構材之設計。預力混凝土構材在使用載重與預力作用下，雖假設應力與應變成正比，如附篇G所用來計算材料的應力，但其設計與鋼筋混凝土構材有很大的差異，應照第十一章的規定設計之。

G.2.2 使用工作應力法設計時，本附篇未規定者應按本規範之有關規定，惟第 2.6 節除外。

解說：

本規範其他各章相關規定可應用於工作應力法之設計，包括撓度之控制，撓曲鋼筋之配置及受壓構材長細效應之規定等，惟第2.6節有關連續受撓構材負彎矩之調整不能適用於工作應力法。

G.2.3 受撓構材應符合本規範第 2.11 節撓度之控制規定及第 3.5 至 3.8 節之有關要求。

解說：

工作應力法之設計也要滿足本規範有關使用性的規定，譬如第2.11節撓度之控制規定及第3.7節裂紋控制之規定。其他第3.5、3.6及3.8節之規定也要滿足。

G.3 通則

G.3.1 構材按工作應力法設計時，載重因數及強度折減因數均設為 1.0。

解說：

工作應力法的設計要求為使用載重下，材料之應力不得超過容許應力，因此載重因數及強度折減因數不必使用。

以第2.5.3節之規定計算連續梁或單向版之近似彎矩與剪力或以第六章之規定計算跨間之總靜定設計彎矩時，設計載重 W_u 應以使用載重 W 取代之。

G.3.2 受風力或地震力與其他載重併合作用之構材得以此項併合效應之 75% 設計之，但所得之構材斷面應不小於由靜載重與活載重作用下所需之斷面。

解說：

當載重組合包括風力與地震力等短期載重時，因材料的容許應力可提高1/3，這與將組合載重乘以0.75，並保持容許應力不變有相同的結果。

G.3.3 若靜載重減低其他載重之效應時，構材應按靜載重之 85% 併合其他載重設計之。

解說：

當靜載重折減會增加某一載重組合之效應時，靜載重要折減15%，譬如將靜載重折減會使柱子的軸拉力增加為是。

G.4 容許應力

G.4.1 混凝土之應力不得超過下列規定值：

(1) 撓曲應力：

最外纖維壓應力 $0.45f'_c$

(2) 剪應力：*

梁、單向版及基腳：

混凝土承受之剪應力， v_c $0.29\sqrt{f'_c}$

混凝土與剪力鋼筋承受之最大剪應力 $v_c + 1.2\sqrt{f'_c}$

欄柵版之肋梁：**

混凝土承受之剪應力， v_c $0.32\sqrt{f'_c}$

雙向版及基腳：

混凝土承受之周邊剪應力， v_c^+ $0.26(1+2/\beta_c)\sqrt{f'_c}$

但不得超過 $0.53\sqrt{f'_c}$

(3) 承壓應力：++ $0.3f'_c$

* 混凝土及輕質混凝土容許剪應力之詳細規定參閱第 G.8.4 節。

** 按本規範第 2.13 節之規定設計者。

+ 若設置剪力鋼筋者應按第 G.8.5 節之規定。

++ 可按第 3.17 節之規定修正。

G.4.2 鋼筋之拉應力 f_s 不得超過下列規定值：

SD280、SD280W 之鋼筋 $1,400 \text{ kgf/cm}^2$

SD420、SD420W 及以上之鋼筋與熔接鋼線網 $1,600 \text{ kgf/cm}^2$

單向版之淨跨徑小於 360 cm 且撓曲主鋼筋為 D10 或以下者 $0.5f_y \leq 2,100 \text{ kgf/cm}^2$

解說：

構材不受軸力只受彎矩作用下，混凝土之最大容許抗壓應力訂為 $0.45f'_c$ 。鋼筋之容許拉應力：SD280、SD280W 之鋼筋不得超過 $1,400 \text{ kgf/cm}^2$ ，SD420、SD420W 及以上之鋼筋與熔接鋼線網不得超過 $1,600 \text{ kgf/cm}^2$ 。有一例外，即單向版之淨跨距小於 360 cm 且撓曲主筋為 D10 或以下，直徑不超過 10 mm 時，容許拉應力可提高為 $0.5f_y$ 與 $2,100 \text{ kgf/cm}^2$ 之小值。

容許剪應力與承壓應力係取強度設計法剪應力強度與承壓應力強度的某個百分比，本規範第 2.13.8 節欄柵版構造肋梁之混凝土剪力強度可增加 10% 的規定已反映在容許剪應力取為 $0.32\sqrt{f'_c}$ 上。

有關如何應用 A_1 及 A_2 面積來計算承壓強度之增加，第 3.17 節已有說明，工作應力法基於相同理由亦可提高容許承壓應力。

G.5 鋼筋之伸展及續接

G.5.1 鋼筋之伸展及續接應符合本規範第五章之規定。

解說：

有關鋼筋伸展與續接，本規範第五章之規定不但適用於強度設計法，同樣也適用於工作應力法。符合此些規定後，均可使鋼筋之應力達降伏強度而無問題。

G.5.2 為符合第 5.12.3 節之規定，該節中之 M_n 應假定為該斷面內之所有正彎矩鋼筋之應力均達容許應力時算得之彎矩； V_u 為該斷面所受未乘載重因數之設計剪力。

解說：

使用第 5.12.3 節之規定時， M_n 應改為斷面上正彎矩鋼筋之應力達容許應力時算出之抵抗彎矩容量，而 V_u 亦應改為該斷面所受未乘載重因數前之剪力。

G.6 撓曲

以工作應力法設計鋼筋混凝土結構，計算承受使用載重時之撓曲應力須符合下列之假設：

解說：

直線理論僅應用於不受軸力的撓曲構材之設計，因為在使用載重下計算所得的材料應力，混凝土最外纖維應力不超過 $0.45f'_c$ ，SD420 等鋼筋之拉應力不超過 $1,600 \text{ kgf/cm}^2$ ，其時應力與應變成直線關係，故直線理論得以適用。

只受彎矩作用，若無伴隨軸力時，不論有無配置壓力筋，直線理論可適用於具任何斷面形狀之構材。因少量軸壓力會增加構材的彎矩強度，因此不計少量軸壓力，逕以純撓曲構材設計是保守的做法。當軸壓增大，上述保守性有疑問時，應依第 G.7 節的規定設計之。

G.6.1 斷面在受撓以前之平面，在受撓後仍保持一平面；應變之大小與離中性軸之距離成正比。但梁深與跨度比大於 $2/5$ 之連續梁，或梁深與跨度比大於 $4/5$ 之簡支梁，須作深梁設計，並應考慮應變之非線性分佈、橫向屈曲以及其他有關之效應。參閱第 3.8.2 至 3.8.4 節。

G.6.2 在使用載重下及容許應力限度內，混凝土之應力與應變關係應為一直線，除深梁外，應力之大小與離中性軸之距離成正比。

解說：

深梁因應變隨距中性軸的距離呈非線性變化，因此其設計要考慮第 3.8.2 至 3.8.4 節的特殊規定，包括剪力設計、受拉主筋最少用量、梁側面之水平及垂直鋼筋用量等。

G.6.3 鋼筋混凝土構材中假設混凝土不承受拉力。

G.6.4 彈性模數比， $n = E_s/E_c$ ，可取一相近之整數，但不得小於 6。分析計算時，受拉鋼筋可以相當之混凝土變換面積取代，此項變換面積等於 n 倍鋼筋面積。輕質混凝土之 n 值，除計算撓度外應假設為等於同強度之常重混凝土之值 n 。

G.6.5 在雙面配筋之撓曲構材，以有效彈性模數比 $2n$ 計算受壓鋼筋之變換面積及其應力，惟此項壓應力不得超過鋼筋之容許拉應力。

解說：

配有壓力鋼筋的撓曲構材，因考慮混凝土潛變之影響，必須採用有效彈性模數比 $2n$ 來計算壓力鋼筋變換為混凝土的面積，並據此計算中性軸位置及面積慣性矩。彎矩作用下壓力筋產生之壓應力不得超過鋼筋之容許拉應力。換言之，壓力筋之容許壓應力與拉力筋之容許拉應力是相同的。

G.7 受壓構材

G.7.1 受壓構材承受軸力與撓曲合併作用之容許承載量應為按第三章規定計算所得者之 40%。

解說：

所有的受壓構材，不論是否合併彎矩，必需以強度設計法設計。此與前版規範不同，旨在提供整個軸力-彎矩互制範圍有個較一致的安全係數。以往以工作應力法設計柱子的一些設計圖表已不能再使用。

容許的設計載重取為依第三章所得的計算強度的 40%，意指提供了 2.5 的安全係數，其值約等於載重因數除以強度折減因數。

G.7.2 長細效應須按第 3.11 至 3.14 節之規定。式(3-12)及式(3-21)中之 P_u 應以設計軸力分別乘 2.5 倍及 1.875 倍取代之，且 ϕ_k 應取為等於 1.0。

解說：

計算長細效應引致之彎矩放大係數可依式(3-12)及式(3-21)來計算，惟 P_u/ϕ_k 值在垂直載重控制設計的情況下，應取 $2.5P$ 代入式(3-12)中之 P_u ， P 即設計軸力；在側向載重組合垂直載重控制設計的情況下， P_u/ϕ_k 應取 $1.875P$ 代入式(3-21)計算之。

G.7.3 鋼筋混凝土牆應按第七章之規定設計，惟承受軸力與撓曲合併作用之容許承載量應為按第 7.6 節規定計算所得者之 40%，式(7-1)中之 ϕ 等於 1.0。

G.8 剪力與扭力

解說：

為方便計，本附篇提供一套完整的剪力設計規定。混凝土之容許剪應力與最大剪應力之限度，就梁、欄柵版、牆及單向版言，為本規範強度設計法中剪力及扭力計算強度的百分之五十五；就雙向版與基腳言則為百分之五十。

當垂直載重、風力、地震力或其他水平力導致版與柱間產生彎矩時，必須採用第 4.13.2 節的規定，而其中臨界面之容許剪應力不得超過第 G.8.7.3 節的規定。

G.8.1 鋼筋混凝土構材之設計剪應力 v ，應以下式計算：

$$v = \frac{V}{b_w d} \quad (\text{G-1})$$

G.8.2 若有與 V 平行之反力而使構材端部受壓時，距支承面 d 以內之各斷面，均可按距支承面 d 處斷面之 v 設計之。

G.8.3 若有扭力效應時，應符合第四章之有關規定。斷面之容許最大扭力應為按第四章規定計算所得者之 55%。

G.8.4 混凝土容許剪應力

G.8.4.1 僅受剪力及撓曲之構材，如不按第 G.8.4.4 節作較詳細之計算，混凝土容許剪應力 v_c 不得超過 $0.29\sqrt{f'_c}$ 。

G.8.4.2 承受軸壓力之構材，如不按第 G.8.4.5 節作較詳細之計算，混凝土容許剪應力 v_c 不得超過 $0.29\sqrt{f'_c}$ 。

G.8.4.3 承受較大軸拉力之構材，應按式(G-2)作較詳細計算，否則剪力鋼筋應承受全部剪力。

$$v_c = 0.29 \left(1 + \frac{1}{17} \frac{N}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} \quad (\text{G-2})$$

式中 N 為軸拉力以負值計， N/A_g 之單位為 kgf/cm^2 。

G.8.4.4 僅承受剪力及撓曲之構材，其 v_c 可由下式計算：

$$v_c = 0.26\sqrt{f'_c} + 92\rho_w \frac{Vd}{M} \quad (\text{G-3})$$

但 v_c 不得超過 $0.5\sqrt{f'_c}$ ， V 及 M 為所求斷面同時承受之剪力與彎矩，但式中 Vd/M 值不得大於 1。

G.8.4.5 承受軸壓力之構材，其 v_c 可由下式計算：

$$v_c = 0.29 \left(1 + \frac{1}{125} \frac{N}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} \quad (\text{G-4})$$

式中 N/A_g 之單位為 kgf/cm^2 。

G.8.4.6 本節所列之混凝土容許剪應力 v_c ，均指常重混凝土而言，使用符合規定之輕質混凝土時，應以下列方法之一修正之：

(1) 當 f_{ct} 已予規定時，須以 $f_{ct}/1.8$ 替代 $\sqrt{f'_c}$ 修正之，但所用之 $f_{ct}/1.8$ 值不得超過 $\sqrt{f'_c}$ 。

(2) 當 f_{ct} 未予規定時， $\sqrt{f'_c}$ 值，對粗細粒料皆為輕質粒料之全輕質混凝土須乘以 0.75；對常重砂輕質混凝土須乘以 0.85。介於以上兩者間之含有部份輕質細粒料之混凝土可以內插法決定之。

G.8.4.7 計算混凝土容許剪應力 v_c 時，在受束制構材中由於潛變及乾縮所生拉力之影響應予考慮。在變深度構材中由於斜向撓曲壓力之影響可予考慮。

G.8.5 剪力鋼筋

G.8.5.1 剪力鋼筋之種類依第 4.6.1 節規定。

G.8.5.2 剪力鋼筋之規定降伏強度不得超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ 。

G.8.5.3 肋筋與其他鋼筋或鋼線作剪力鋼筋者，其兩端應依第 5.14 節之規定錨定，使能獲致其規定降伏強度。

G.8.5.4 剪力鋼筋之間距

G.8.5.4.1 剪力鋼筋之配置垂直於構材軸向者，其間距不得超過 $d/2$ ，亦不得大於 60 cm 。

G.8.5.4.2 斜向肋筋或彎起鋼筋之間距，須能使任一由構材一半有效深度以 45° 偏向梁端延伸至縱向受拉鋼筋之斜線至少與一組剪力鋼筋相交。

G.8.5.4.3 若 $(v-v_c)$ 大於 $0.53\sqrt{f'_c}$ ，則第 G.8.5.4.1 及 G.8.5.4.2 節所規定之最大間距應減半。

G.8.5.5 最少量剪力鋼筋

G.8.5.5.1 鋼筋混凝土受撓構材於 $v > v_c/2$ 處均須配置規定之最少量剪力鋼筋，但下列情況除外：

- (1) 版及基腳。
- (2) 欄柵版依第 2.13 節規定者。
- (3) 梁之總深不超過 25 cm、翼緣厚之 2.5 倍或梁腹寬之 1/2，以值最大者為準。

G.8.5.5.2 若經試驗證明不用剪力鋼筋，構材足以承受所需剪力及彎矩者，則不受第 G.8.5.5.1 節之限制。

G.8.5.5.3 按第 G.8.5.5.1 節之規定或分析而配置之剪力鋼筋，其最少量應按下式計算：

$$A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (\text{G-5})$$

G.8.5.6 剪力鋼筋之設計

G.8.5.6.1 若 $v > v_c$ ，剪力鋼筋應按第 G.8.5.6.2 至 G.8.5.6.8 節之規定設置。

G.8.5.6.2 剪力鋼筋為垂直肋筋時，其斷面積不得小於

$$A_v = \frac{(v - v_c) b_w s}{f_s} \quad (\text{G-6})$$

G.8.5.6.3 剪力鋼筋為斜向肋筋時，其斷面積不得小於

$$A_v = \frac{(v - v_c) b_w s}{f_s (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (\text{G-7})$$

G.8.5.6.4 剪力鋼筋為一根彎起鋼筋或一組平行鋼筋在距支承點相同距離處彎起時，則其斷面積不得小於

$$A_v = \frac{(v - v_c) b_w s}{f_s \sin \alpha} \quad (\text{G-8})$$

式中 $(v-v_c)$ 不得超過 $0.42\sqrt{f'_c}$ 。

G.8.5.6.5 剪力鋼筋為多根或多組鋼筋在距支承點不同距離處平行彎起時，其斷面積不得小於式(G-7)之計算值。

G.8.5.6.6 剪力鋼筋由縱向鋼筋彎起而成者，僅傾斜部份之中央 3/4 為有效。

G.8.5.6.7 構材同一部份若採用一種型式以上之剪力鋼筋，所需斷面積應為各種型式分別計算所得之和。但於計算中， v_c 值僅可採計一次。

G.8.5.6.8 $(v-v_c)$ 不得超過 $1.2\sqrt{f'_c}$ ，但第 G.8.5.6.4 節之 $(v-v_c)$ 不得超過 $0.42\sqrt{f'_c}$ 。

G.8.6 剪力摩擦

若剪應力之最大值按第 4.8.4 節所規定者之 55%，且剪力摩擦鋼筋之容許應力按第 G.4.2 節之規定，則第 4.8 節可適用於衡量沿已有或可能發生之裂面、不相同材料之界面或不同時間澆置之混凝土界面之剪力傳遞。

G.8.7 版及基腳之特殊規定

G.8.7.1 接近柱、集中載重或反力處之版及基腳剪力強度，由下列兩種方式計算，以能達成較安全者為準：

G.8.7.1.1 版或基腳視為寬梁作用時，應依第 G.8.1 至 G.8.5 節設計；其臨界斷面應為全寬斷面。

G.8.7.1.2 版或基腳視為雙向作用時，其可能發生之斜拉裂面將沿集中載重或反力周邊形成一截頭圓錐或角錐之面，其臨界斷面 b_o 為距集中載重或反力周邊外 $d/2$ 處與版面垂直之斷面，並應按第 G.8.7.2 及 G.8.7.3 節設計。

G.8.7.2 設計剪應力 v 應按下式計算：

$$v = \frac{V}{b_o d} \quad (\text{G-9})$$

式中 V 及 b_o 為按第 G.8.7.1.2 節規定之臨界處之設計剪力及周邊長度。

G.8.7.3 未設置剪力鋼筋之版或基腳，其設計剪應力 v 不得超過下式之 v_c 值

$$v_c = 0.26 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \leq 0.53 \sqrt{f'_c} \quad (\text{G-10})$$

β_c 為集中載重或反力區之長短邊之比。若使用輕質混凝土，則應按第 G.8.4.6 節之規定修正。

G.8.7.4 若按第 4.13.3 節設置剪力鋼筋或鋼線時， v_c 不得超過 $0.26 \sqrt{f'_c}$ ，且 v 亦不得超過 $0.80 \sqrt{f'_c}$ 。

G.8.7.5 若按第 4.13.4 節設置 I 型或槽形鋼為剪力柱頭時，第 G.8.7.1.2 節所規定臨界斷面上之 v 不得超過 $0.93 \sqrt{f'_c}$ ，第 4.13.4.7 節所規定臨界斷面上之 v 不得超過 $0.53 \sqrt{f'_c}$ 。式(4-39)及式(4-40)之 V_u 應以設計剪力 V 之 2 倍計算。

G.8.8 其他構材之特殊規定

深梁、托架及牆應按第四章之特殊規定設計，惟混凝土提供之剪應力強度及剪應力最大值為第四章規定者之 55%。第 4.11.6 節之 N_u 應為所算得軸壓力之 1.2 倍或軸拉力之 2 倍。

G.8.9 合成混凝土受撓構材

合成混凝土受撓構材之設計，容許水平剪應力 v_h 不得超過第 10.6.3 節所規定者之 55%。

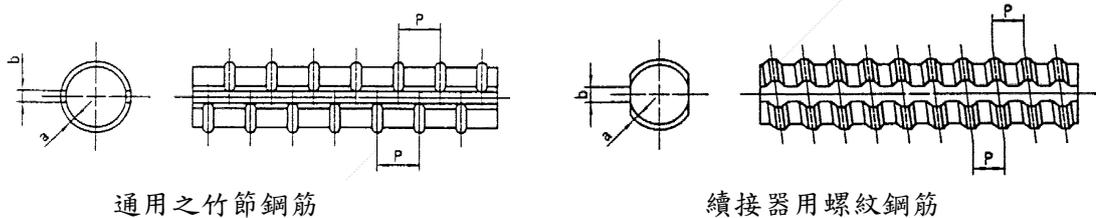
附錄甲 混凝土常用鋼筋

甲.1 鋼筋混凝土用鋼筋*

甲.1.1 鋼筋混凝土用鋼筋之種類

種類	符號		備考
	新稱呼	原舊稱呼	
光面鋼筋	SR 240	SR 24	
	SR 300	SR 30	
竹節鋼筋	SD 280	SD 28	1.增進銲接性 2.較適合反覆彎曲加工
	SD 280W	—	
	SD 420	SD 42	1.增進銲接性 2.較適合反覆彎曲加工
	SD 420W	SD 42W	
	SD 490	SD 50	

甲.1.2 竹節鋼筋之標稱尺度、單位質量及節之尺度



竹節鋼筋 稱號	單位質量 (W) (kg/m)	標稱直徑 (d_b) (cm)	標稱面積 (A_b) (cm^2)	標稱周長 (ℓ) (cm)	節之尺度			
					最大節距 平均值(P) (mm)	節之高度(a)		最大間隙寬 度(b) (mm)
						最小值 (mm)	最大值 (mm)	
D10	0.560	0.953	0.7133	3.0	6.7	0.4	0.8	3.7
D13	0.994	1.27	1.267	4.0	8.9	0.5	1.0	5.0
D16	1.56	1.59	1.986	5.0	11.1	0.7	1.4	6.2
D19	2.25	1.91	2.865	6.0	13.3	1.0	2.0	7.5
D22	3.04	2.22	3.871	7.0	15.6	1.1	2.2	8.7
D25	3.98	2.54	5.067	8.0	17.8	1.3	2.6	10.0
D29	5.08	2.87	6.469	9.0	20.1	1.4	2.8	11.3
D32	6.39	3.22	8.143	10.1	22.6	1.6	3.2	12.6
D36	7.90	3.58	10.07	11.3	25.1	1.8	3.6	14.1
(D39)	9.57	3.94	12.19	12.4	27.6	2.0	4.0	15.5
D43	11.4	4.30	14.52	13.5	30.1	2.1	4.2	16.9
(D50)	15.5	5.02	19.79	15.8	35.1	2.5	5.0	19.7
D57	20.2	5.73	25.79	18.0	40.1	2.9	5.8	22.5

括號內之鋼筋稱號本規範未予細節規定，儘量避免使用。

* 本表摘錄彙整自中國國家標準CNS 560〔鋼筋混凝土用鋼筋〕，94年2月5日之第十七次修訂版。

甲.2 預力混凝土用應力消除無被覆鋼線及鋼絞線*

種類	符號	截面形狀	標稱直徑 (mm)	標稱面積 (mm ²)	單位長度質量 (kg/km)	對應0.2%永久伸長率之最小負載 (kgf)	最小拉伸負載 (kgf)	最小伸長率 (%)	最大鬆弛率			
									N (%)	L (%)		
預力混凝土用鋼線	異形竹節鋼線	SWPD1N SWPD1L	○	(2.9)	6.605	51.8	1150	1300	3.5	8.0	2.5	
				(4.0)	12.57	98.7	1900	2150	3.5	8.0	2.5	
				5.0	19.64	154	2850	3250	4.0	8.0	2.5	
				(6.0)	28.27	222	3950	4500	4.0	8.0	2.5	
	圓鋼線	A種	SWPR1AN SWPR1AL	○	7.0	38.48	302	5200	5950	4.5	8.0	2.5
					8.0	50.27	395	6550	7550	4.5	8.0	2.5
					9.0	63.62	499	7950	9200	4.5	8.0	2.5
		B種	SWPR1BN SWPR1BL	○	5.0	19.64	154	3050	3450	4.0	8.0	2.5
					7.0	38.48	302	5600	6350	4.5	8.0	2.5
					8.0	50.27	395	7050	8050	4.5	8.0	2.5
預力混凝土用鋼絞線	2線鋼絞線	SWPR2N SWPR2L		2.9	13.21	104	2300	2600	3.5	8.0	2.5	
	3線異形鋼絞線	SWPD3N SWPD3L		2.9	19.82	156	3450	3900	3.5	8.0	2.5	
	3線鋼絞線	SWPR3N SWPR3L										
	7線鋼絞線	A種	SWPR7AN SWPR7AL		9.3	51.61	405	7700	9050	3.5	8.0	2.5
					10.8	69.68	546	10400	12200	3.5	8.0	2.5
					12.4	92.90	729	13900	16300	3.5	8.0	2.5
					15.2	138.70	1101	20800	24500	3.5	8.0	2.5
		B種	SWPR7BN SWPR7BL		9.5	54.84	432	8850	10400	3.5	8.0	2.5
					11.1	74.19	580	12000	14100	3.5	8.0	2.5
					12.7	98.71	774	15900	18700	3.5	8.0	2.5
	19線鋼絞線	SWPR19N SWPR19L		17.8	208.40	1652	33600	39500	3.5	8.0	2.5	
				19.3	243.70	1931	39500	46000	3.5	8.0	2.5	
				20.3	270.90	2149	43000	50500	3.5	8.0	2.5	
21.8				312.90	2482	50500	58400	3.5	8.0	2.5		

註：

- (1) 7線鋼絞線中A種之 f_{pu} 約為17,500 kgf/cm²；B種之 f_{pu} 約為19,000 kgf/cm²。
- (2) 鬆弛試驗係在20±2°C(必要時，由買賣雙方協議之)，將試片夾於適當間距之夾頭上，在約3~5分鐘內均勻施加相當於上表規定之拉伸負載最小值70%之負載(初負載)，維持120±5秒，負載不變，再保持夾距不變1000小時後，量測負載之減少量，此負載之減少量對初負載之百分率即為鬆弛率。
- (3) 括號內之鋼線及鋼絞線標稱直徑儘量避免使用。
- (4) 符號之末尾，N 表示普通鬆弛，L 表示低鬆弛。

* 本表摘錄彙整自中國國家標準CNS 3332〔預力混凝土用應力消除無被覆鋼線及鋼絞線〕，87年9月29日之第五次修訂版。

甲.3 預力混凝土用鋼棒*

甲.3.1 鋼棒之種類

種類	新符號	舊符號
圓鋼棒	SBPR 785/930	SBPR 80/95
	SBPR 785/1030	SBPR 80/105
	SBPR 930/1080	SBPR 95/110
	SBPR 930/1180	SBPR 95/120
	SBPR 1080/1230	SBPR 110/125
	SBPR 1080/1320	SBPR 110/135
竹節鋼棒	SBPD 930/1080	SBPD 95/110
	SBPD 1080/1230	SBPD 110/125
	SBPD 1275/1420	SBPD 130/145

註：

(1) 鋼棒新符號SBPR 785/930之規定最低降伏強度為 $785 N/mm^2$ ，規定最低抗拉強度為 $930 N/mm^2$ 係對應符號中之785/930；舊符號SBPR 80/95之規定最低降伏強度 f_{py} 為 $80 kgf/mm^2$ ，規定最低抗拉強度 f_{pu} 為 $95 kgf/mm^2$ 係對應符號中之80/95；其餘符號中之數字意義亦同。

(2) 鋼棒之最小伸長率為5%，最大鬆弛率為1.5%。

甲.3.2 鋼棒之標稱直徑及標稱截面積

種類	標稱直徑 (mm)	標稱面積 (mm ²)
圓 鋼 棒	9.2	66.48
	11.0	95.03
	13.0	132.70
	(15.0)	176.70
	17.0	227.00
	(19.0)	283.50
	(21.0)	346.40
	23.0	415.50
	26.0	530.90
	(29.0)	660.50
竹 節 鋼 棒	32.0	804.20
	7.4	40.00
	9.2	64.00
	11.0	90.00
	13.0	125.00

括號內之鋼線及鋼絞線標稱直徑儘量避免使用。

* 本表摘錄彙整自中國國家標準CNS 9272〔預力混凝土用鋼筋〕，82年5月19日之第一次修訂版。