

建築物混凝土結構設計規範

中華民國 112 年

第一章 總 則	1-1
1.1 依據	1-1
1.2 範圍	1-1
1.3 通則	1-1
1.4 目的	1-2
1.5 適用範圍	1-2
1.6 解釋	1-4
1.7 設計圖說與設計紀錄	1-4
1.8 試驗與檢驗	1-4
1.9 特殊設計、施工或替代施工材料系統之認可	1-4
第二章 符號與名詞定義	2-1
2.1 範圍	2-1
2.2 符號	2-1
2.3 名詞定義	2-15
第三章 參考標準	3-1
3.1 範圍	3-1
3.2 參考標準	3-1
第四章 結構系統要求	4-1
4.1 範圍	4-1
4.2 材料	4-1
4.3 設計載重	4-1
4.4 結構系統與載重傳力路徑	4-2
4.5 結構分析	4-4
4.6 強度	4-4
4.7 使用性	4-5

4.8	耐久性	4-5
4.9	永續性	4-6
4.10	結構整體性	4-6
4.11	防火	4-6
4.12	特定施工類型之要求	4-7
4.13	施工及檢驗	4-8
4.14	既有結構物之強度評估	4-9
第五章	載重	5-1
5.1	範圍	5-1
5.2	通則	5-1
5.3	載重因數及其組合	5-1
第六章	結構分析	6-1
6.1	範圍	6-1
6.2	通則	6-1
6.3	分析模型假設	6-4
6.4	活載重之分布	6-6
6.5	非預力連續梁及單向板之簡易分析方法	6-6
6.6	線彈性一階分析	6-7
6.7	線彈性二階分析	6-16
6.8	非彈性分析	6-17
6.9	有限元素分析可接受度	6-18
第七章	單向板	7-1
7.1	範圍	7-1
7.2	通則	7-1
7.3	設計限制	7-1

目 錄

頁碼

7.4	需求強度	7-2
7.5	設計強度	7-3
7.6	鋼筋限制	7-4
7.7	鋼筋細則	7-6
第八章	雙向板	8-1
8.1	範圍	8-1
8.2	通則	8-1
8.3	設計限制	8-2
8.4	需求強度	8-5
8.5	設計強度	8-10
8.6	鋼筋限制	8-11
8.7	鋼筋細則	8-14
8.8	非預力雙向格柵小梁系統	8-23
8.9	昇板構造	8-24
第九章	梁	9-1
9.1	範圍	9-1
9.2	通則	9-1
9.3	設計限制	9-2
9.4	需求強度	9-4
9.5	設計強度	9-6
9.6	鋼筋限制	9-8
9.7	鋼筋細則	9-12
9.8	非預力單向格柵小梁系統	9-23
9.9	深梁	9-23
第十章	柱	10-1

10.1	範圍	10-1
10.2	通則	10-1
10.3	設計限制	10-1
10.4	需求強度	10-2
10.5	設計強度	10-2
10.6	鋼筋限制	10-3
10.7	鋼筋細則	10-4
第十一章	牆	11-1
11.1	範圍	11-1
11.2	通則	11-1
11.3	設計限制	11-2
11.4	需求強度	11-2
11.5	設計強度	11-3
11.6	鋼筋限制	11-6
11.7	鋼筋細則.....	11-7
11.8	面外長細牆分析替代方法	11-8
第十二章	橫隔板	12-1
12.1	範圍	12-1
12.2	通則	12-1
12.3	設計限制	12-3
12.4	需求強度	12-4
12.5	設計強度	12-7
12.6	鋼筋規定	12-13
12.7	鋼筋細則	12-14
第十三章	基礎	13-1

13.1	範圍	13-1
13.2	通則	13-3
13.3	淺基礎	13-6
13.4	深基礎	13-8
第十四章	純混凝土	14-1
14.1	範圍	14-1
14.2	通則	14-2
14.3	設計限制	14-2
14.4	需求強度	14-3
14.5	設計強度	14-5
14.6	鋼筋細則	14-8
第十五章	梁柱與板柱接頭	15-1
15.1	範圍	15-1
15.2	通則	15-1
15.3	接頭細部設計	15-2
15.4	梁柱接頭強度要求	15-3
15.5	傳遞柱軸力通過樓板系統	15-4
第十六章	構材間之接合部	16-1
16.1	範圍	16-1
16.2	預鑄混凝土構材接合部	16-1
16.3	基礎接合部	16-7
16.4	合成混凝土撓曲構材水平剪力傳遞	16-10
16.5	托架及梁托	16-12
第十七章	混凝土結構用錨栓	17-1
17.1	範圍	17-1

17.2	一般需求	17-2
17.3	設計限制	17-4
17.4	需求強度	17-5
17.5	設計強度	17-5
17.6	拉力強度	17-14
17.7	剪力強度	17-28
17.8	拉力和剪力互制作用	17-37
17.9	避免劈裂破壞之邊距、間距和厚度需求	17-38
17.10	錨栓耐震設計需求	17-40
17.11	具剪力樺之基板	17-45
第十八章	耐震結構物	18-1
18.1	範圍	18-1
18.2	通則	18-1
18.3	特殊抗彎矩構架之梁	18-6
18.4	特殊抗彎矩構架之柱	18-12
18.5	特殊抗彎矩構架之接頭	18-18
18.6	預鑄特殊抗彎矩構架	18-22
18.7	特殊結構牆	18-25
18.8	預鑄特殊結構牆	18-47
18.9	橫隔板與桁架	18-47
18.10	基礎	18-54
18.11	非抵抗地震力系統之構材	18-60
第十九章	混凝土：設計與耐久性要求	19-1
19.1	範圍	19-1
19.2	混凝土設計性質	19-1

19.3	混凝土耐久性要求	19-4
19.4	灌漿材料之耐久性要求	19-13
第二十章	鋼筋性質、耐久性及埋置物	20-1
20.1	範圍	20-1
20.2	非預力鋼筋及鋼線	20-1
20.3	預力鋼絞線、鋼線、鋼棒	20-6
20.4	合成柱用結構鋼、鋼管及鋼筒	20-12
20.5	鋼筋之耐久性規定	20-13
20.6	埋置物	20-18
第二十一章	強度折減因數	21-1
21.1	範圍	21-1
21.2	結構混凝土構材及接頭之強度折減因數	21-1
第二十二章	斷面強度	22-1
22.1	範圍	22-1
22.2	彎矩與軸力強度之設計假設	22-1
22.3	撓曲強度	22-3
22.4	軸力強度或撓曲與軸力組合強度	22-4
22.5	單向剪力強度	22-5
22.6	雙向剪力強度	22-15
22.7	扭力強度	22-23
22.8	支承	22-33
22.9	剪力摩擦	22-35
第二十三章	壓拉桿方法	23-1
23.1	範圍	23-1
23.2	通則	23-3

23.3	設計強度	23-8
23.4	壓桿強度	23-8
23.5	最少分布鋼筋	23-10
23.6	壓桿鋼筋細則	23-11
23.7	拉桿強度	23-12
23.8	拉桿鋼筋細則	23-12
23.9	節點區強度	23-13
23.10	彎曲鋼筋節點	23-14
23.11	採壓拉桿方法之耐震設計	23-17
第二十四章 使用性要求		24-1
24.1	範圍	24-1
24.2	使用等級重力載重引致之撓度	24-1
24.3	單向板及梁中撓曲鋼筋之分布	24-6
24.4	收縮與溫度鋼筋	24-9
24.5	預力混凝土受撓構材之容許應力	24-10
第二十五章 鋼筋細節		25-1
25.1	範圍	25-1
25.2	鋼筋最小間距	25-1
25.3	標準彎鉤、耐震彎鉤、繫筋及最小彎曲內直徑	25-3
25.4	鋼筋之伸展	25-5
25.5	鋼筋續接	25-26
25.6	束筋	25-32
25.7	橫向鋼筋	25-34
25.8	後拉預力之錨定器與續接器	25-45
25.9	後拉預力鋼腱錨定區	25-46

第二十六章 設計圖說及檢驗	26-1
26.1 範圍	26-1
26.2 設計標準	26-2
26.3 構材資料	26-2
26.4 混凝土材料及拌成物要求	26-3
26.5 混凝土生產與施工	26-13
26.6 鋼筋材料和施工要求	26-20
26.7 混凝土錨定	26-29
26.8 埋置物	26-30
26.9 預鑄混凝土附加要求	26-31
26.10 預力混凝土附加要求	26-32
26.11 模板	26-33
26.12 硬固混凝土評估與驗收	26-35
26.13 檢驗	26-40
第二十七章 既有結構物強度評估	27-1
27.1 範圍	27-1
27.2 通則	27-1
27.3 分析法強度評估	27-2
27.4 載重試驗法強度評估	27-3
27.5 單向載重試驗程序	27-4
27.6 往復載重試驗程序	27-6
解說之參考文獻	R-1
附篇A - 使用非線性反應歷時分析進行設計驗證	A-1
A.1 符號與專有名詞	A-1
A.2 範圍	A-1

A.3	總則	A-2
A.4	地震歷時	A-2
A.5	載重因數與組合	A-3
A.6	建模與分析	A-3
A.7	行為分類與臨界狀態	A-4
A.8	有效勁度	A-4
A.9	預期材料強度	A-7
A.10	位移控制行為之接受準則	A-7
A.11	強度控制行為之預期強度	A-8
A.12	加強之細部配置要求	A-9
A.13	特殊結構審查	A-10

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。

解說：

本規範之規定為設計混凝土結構時所必須遵守之最低基本要求。此些基本要求可參考民國110年內政部發布之「混凝土結構設計規範」(2021)(以下簡稱前版規範)、中國土木水利工程學會之「混凝土工程設計規範與解說(土木401-108)」(2019)與「混凝土工程設計規範與解說(土木401-110)」(2021)、美國ACI 318-14規範(2014)及ACI 318-19規範(2019)等。本規範未對監造、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混凝土結構時極具重要性，相關規定見「建築技術規則」(內政部2023)及「結構混凝土施工規範」(內政部2021)。

1.2 範圍

1.2.1 本章敘述以下(a)至(g)之主題：

- (a) 本規範通則
- (b) 本規範目的
- (c) 本規範適用範圍
- (d) 本規範解釋
- (e) 設計圖說
- (f) 試驗與檢驗
- (g) 特別系統設計、施工或替代施工材料之核可

解說：

本規範包含用以設計混凝土結構之條款，種類包括純混凝土，鋼筋混凝土含非預力鋼筋、預力鋼筋或兩者兼具，與混凝土結構用錨栓。本章說明本規範之適用時機及解釋方式。

鋼筋混凝土為混凝土結構中之鋼筋量不少於本規範規定預力鋼筋或非預力鋼筋最低值者。純混凝土為混凝土結構中鋼筋量少於鋼筋混凝土之規定最低值或無鋼筋者。混凝土規定抗壓強度應符合本規範第19.2.1節規定。

本規範所稱鋼筋混凝土包括：非預力鋼筋混凝土及預力混凝土。因此，本規範之各項規定，除指明專門適用於非預力混凝土之設計者外，均可適用於預力混凝土構造。

1.3 通則

1.3.1 本規範中，一般建築規範係指「建築技術規則」。

1.3.2 本規範提供混凝土構材與系統之材料、設計、施工與強度評估之最低要求。

解說：

本規範提供最低要求，而高於這些最低要求時並非違反本規範。

設計者可指定高於本規範最低要求的設計需求。

1.3.3 本規範之公式及數值單位採用公制（mks制）與國際單位制（SI制）並列，公制在前，SI制在後並用[]括號標註。

解說：

本規範之公式及數值單位將目前國內工程習慣所用公制（mks制）列前面，另為配合CNS新標準之方式及國際通用情況，並列國際單位制（SI制）於後面。

1.4 目的

1.4.1 本規範旨在建立混凝土結構物強度、穩定性、服務性、耐久性及整體性等之最低要求，達成公共福祉與安全。

解說：

本規範提供一種方法，以建立混凝土結構設計與施工的最低要求，亦作為讓主管單位或其指定代表人員可接受的混凝土結構設計與施工的最低要求。

本規範未完整論述契約各方之全部責任，或採用本規範之專案施工契約的所有要求。

1.4.2 本規範未包含所有設計考量。

解說：

本規範最低要求不能取代完備專業判斷，或取代有證照設計專業人員針對專案相關特定因素、設計、場址及其他特殊或不尋常情況等專業知識。

1.4.3 本規範未包含施工方式與方法。

1.5 適用範圍

1.5.1 本規範適用於依一般建築規範要求進行設計與建造之混凝土結構。

1.5.2 本規範之規定得用於既有結構之評估、修復與補強。

1.5.3 經設計者評估確認，本規範適用條款得用於一般建築規範未涵蓋之結構物。

解說：

ACI 562-19提供既有混凝土結構之評估、修復與補強的規定。在ACI 562中，既有結構為已完成且准予使用者。

本規範未特別涉及如拱、糧倉與筒倉、防爆結構物、煙囪、地下設施結構物、重力牆及輻射防護牆等結構物之設計與施工要求。然而，許多規範條款如混凝土品質與設計原則，可適用於前述結構物。部分前述結構物的設計與施工建議如下：

- 「鋼筋混凝土煙囪規範要求與解說(Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys and Commentary)」(ACI 307-08)
- 「混凝土筒倉與儲存粒狀材料之堆料槽設計與施工標準(Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials)」(ACI 313-97)
- 「核子安全相關混凝土結構規範要求與解說 (Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures and Commentary)」(ACI 349)
- 「混凝土圍阻體規範(Code for Concrete Containments)」(ACI 359)

1.5.4 薄殼及摺板混凝土結構之設計應依照ACI 318.2 「混凝土薄殼之建築規範要求」。

1.5.5 本規範適用於設計免拆非合成鋼承板上所澆置之混凝土板。

解說：

在多數基本應用中，非合成鋼承板係作為模板使用，而混凝土板之設計用以承受所有載重，然而，在其他應用中，混凝土板可能設計僅抵抗除自重以外的載重，而用於抵抗載重之鋼承板設計由「非合成鋼樓板標準(Standard for Non-Composite Steel Floor Deck)」(Steel Deck Institute, SDI NC)所提供。SDI標準參考本規範以進行混凝土結構板設計與施工。

1.5.6 除以下(a)至(c)條件外，埋入地下之混凝土基樁、鑽掘墩柱與沉箱等之設計與施工得不受限於本規範相關規定。

(a) 深基礎構材暴露於無法提供適當側向束制以防止沿樁長挫屈之空氣、水或土壤中之部分。

(b) 支承不受地震效應結構物之預鑄混凝土基樁(第13.4節)

(c) 支承耐震結構之深基礎構材(第十三章與第18.10節)。

解說：

完全埋入地下的混凝土基樁之設計與安裝由一般建築規範所規定。本規範包含一些過去只存在於一般建築規範之規定，除了本規範之規定外，ACI 543R提供混凝土基樁的指引，ACI 336.3R提供鑽掘墩柱的指引，預鑄預力混凝土基樁的指引見於「預力混凝土基樁的設計、製造與安裝實務(Recommended Practice for Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling)」(PCI 1993)。本規範不特別針對微型樁提供設計與施工的指引。

1.5.7 本規範不適用於地面板之設計與施工，除非該板傳遞從結構其他部分之垂直載重或側向力至土壤。

解說：

ACI 360R提供未傳遞從結構其他部分之垂直載重或側向力至土壤之地面板、樓板的詳細指引，該文獻提出地面板，主要為工業樓板及相鄰樓板的設計資訊，該文獻敘述板的規劃、設計與細節。在設計理論的背景資訊後，接著為土壤支承系統、載重及板型式的討論，並提供結構純混凝土、鋼筋混凝土、收縮補償混凝土與後拉預力混凝土板的設計方法。

1.5.8 本規範不適用於水槽與水池之設計與施工。

解說：

ACI 350, ACI 334.1R與ACI 372R提供水槽與水池的設計與施工要求與解說。

1.5.9 合成之免拆鋼承板鋼筋混凝土板設計得不限於本規範相關規定，但其混凝土材料應符合本規範相關規定。板中以鋼筋混凝土設計部分亦應依本規範規定。

解說：

此類施工，鋼承板可以做為正彎矩鋼筋。「合成混凝土鋼承板標準 (Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs)」(SDI C)說明合成混凝土鋼承板之設計與施工。該標準合成組件中混凝土部分之設計與施工參考本規範適用部分。合成混凝土鋼承板標準亦提供合成混凝土-鋼板之鋼承板設計之指引。在連續支承處設計符合本規範負彎矩鋼筋是引用本規範之常見案例。

1.6 解釋

- 1.6.1 除另有說明外，本節中所解釋原則適用於全部規範。
- 1.6.2 本規範分章與附錄，包含內文、標題、表、圖、表及圖之附註、以及參考標準。
- 1.6.3 解說包含前言、簡介、解說本文、表、圖及引用文獻。解說之目的在於提供前後文之相關資訊，但非本規範之一部分，亦不具約束力，不應造成與本規範內容衝突與歧義。
- 1.6.4 本規範之解釋應避免造成各條款間衝突。特定條款應較一般條款優先適用。

解說：

一般條款為概括說明，例如建築物必須仍具使用性。特定條款較一般條款優先適用，如明確之鋼筋分布要求以控制開裂。

- 1.6.5 本規範應依照用語及名詞慣用意義而解釋及應用。不論本規範以外之其他資料、標準或資源是否提供不同定義，應使用本規範提供或採用之特殊定義用語與名詞。

解說：

教育部國家教育研究院學術專有名詞包含本規範適用之混凝土詞彙，是幫助決定規範中未定義之用語或名詞意義之主要來源，設計者常用之字典或其他參考資料可做為次要之來源。

- 1.6.6 若本規範條款與第三章中所引用參考標準及文件內容不一致時，應以本規範為準。

1.7 設計圖說與設計紀錄

- 1.7.1 設計者應於設計圖說中提供第二十六章及法定所要求之資料。

解說：

一般而言，第二十六章中對於準備計畫圖說與多數一般建築規範一致。

1.8 試驗與檢驗

- 1.8.1 混凝土材料應依照第二十六章之要求進行試驗。
- 1.8.2 混凝土施工應依照一般建築規範與第二十六章之規定檢驗。
- 1.8.3 檢驗紀錄應包含第二十六章所要求之資訊。

1.9 特殊設計、施工或替代施工材料系統之認可

- 1.9.1 本規範適用範圍內之任何特殊設計、施工或替代施工材料系統與規範規定不符或不為本規範所涵蓋時，該系統之負責人員可由成功之使用經驗或分析或試驗證明系統之適用性，並依內政部頒布之建築新技術新工法新設備及新材料認可申請要點取得認可。

解說：

新設計方法、新材料及材料之新利用宜經歷一段時間之發展再納入規範。因此，若是無法取得認

可，良好之系統或是元件可能被排除使用。

對於本節中所考慮之特殊系統而言，其相關之要求宜與規範之意旨一致。

本節條款不適用第二十七章既有結構物強度評估。

第二章 符號與名詞定義

2.1 範圍

2.1.1 本章定義使用於本規範之符號及名詞。

2.2 符號

- a = 應力分布等值矩形塊之深度，cm [mm]。
- a_v = 剪力跨度，等於集中載重中心至(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 [mm]。
- A_b = 單根鋼筋或鋼線之面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{bi} = 多螺箍筋中第*i*個螺箍筋斷面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{bp} = 混凝土或砂漿上承壓底板面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{brg} = 錨釘頭、錨栓或擴頭竹節鋼筋之淨承壓面積， cm^2 [mm^2]。
- A_c = 混凝土斷面傳遞剪力之面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{cf} = 雙向預力板於柱支承處之兩垂直相交板梁帶等效構架中之較大板梁帶總斷面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{ch} = 橫向鋼筋外緣以內之構材斷面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{cp} = 混凝土斷面周邊所包圍之面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{cs} = 壓拉桿模式中與壓桿軸向垂直之壓桿端部斷面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{ct} = 全斷面形心至撓曲拉力面間此部分截斷面之面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{cv} = 沿牆體剪力方向之斷面長度與腹板厚度所圍混凝土斷面之全面積，以及橫隔板混凝土斷面之全面積。全面積須已扣除開孔面積， cm^2 [mm^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 [mm^2]。
- $A_{ef,sl}$ = 剪力凸出物有效承載面積， cm^2 [mm^2]。
- A_f = 托架或梁托抵抗設計彎矩之鋼筋面積， cm^2 [mm^2]。
- A_g = 混凝土斷面之全面積， cm^2 [mm^2]。中空斷面時， A_g 為不含中空部分之混凝土面積， cm^2 [mm^2]。
- A_h = 托架或梁托中平行於主要拉力鋼筋之剪力鋼筋總面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{hs} = 臨界斷面上彎鉤鋼筋或擴頭鋼筋之總斷面積， cm^2 [mm^2]。
- A_j = 平行於接頭中梁鋼筋產生剪力之平面於此平面中接頭有效斷面積， cm^2 [mm^2]。
- A_t = 抵抗扭力之縱向鋼筋總面積， cm^2 [mm^2]。
- $A_{t,min}$ = 抵抗扭力之縱向鋼筋最少面積， cm^2 [mm^2]。
- A_n = 托架或梁托中抵抗因數束制力 N_{uc} 之鋼筋面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{nz} = 構成節點之一面或通過節點區斷面之面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{Na} = 計算拉力握裹強度時，單根黏結式錨栓或黏結式錨栓群影響區域之投影面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{Nao} = 計算拉力握裹強度時，如果邊距或間距不是控制因素時，單根黏結式錨栓影響區域之投影面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{Nc} = 計算拉力強度時，單根錨栓或錨栓群之混凝土破壞投影面積， cm^2 [mm^2]。

- A_{Nco} = 計算拉力強度時，如果邊距或間距不是控制因素時，單根錨栓之混凝土破壞投影面積， cm^2 [mm^2]。
- A_o = 由扭力產生之剪力流徑所包圍之全面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{oh} = 由最外閉合橫向扭力鋼筋中心線所包圍之面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{pd} = 由預力套管、襯裏及預力鋼筋所佔之總面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{ps} = 預力縱向拉力鋼筋之面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{pt} = 預力鋼筋之總面積， cm^2 [mm^2]。
- A_s = 非預力縱向受拉力鋼筋之斷面積， cm^2 [mm^2]。
- A'_s = 壓力鋼筋之斷面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{sc} = 托架或梁托中主要拉力鋼筋之面積， cm^2 [mm^2]。
- $A_{se,N}$ = 受拉力錨栓之有效斷面積， cm^2 [mm^2]。
- $A_{se,V}$ = 受剪力錨栓之有效斷面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{sh} = 在 s 間距內垂直於 b_c 方向之橫向鋼筋（包括繫筋）總斷面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{si} = 與壓桿相交且與壓桿軸線呈 α_i 夾角之鋼筋，在第 i 層內間距為 s_i 之面層鋼筋總面積， cm^2 [mm^2]。
- $A_{s,min}$ = 受撓曲鋼筋之最小面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{st} = 非預力縱向鋼筋（含鋼筋或型鋼等，但不含預力鋼筋）之總面積， cm^2 [mm^2]。
- A_t = 抵抗扭力之閉合肋筋、箍筋或繫筋於間距 s 內之單支面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{th} = 圍束彎鉤鋼筋之箍筋或肋筋總斷面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{tp} = 拉桿中預力鋼筋之面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{tr} = 與穿過伸展鋼筋之可能劈裂面相交之所有橫向鋼筋在 s 間距內之總斷面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{ts} = 拉桿中非預力鋼筋之面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{tt} = 作為平行擴頭鋼筋之箍筋或肋筋總斷面積， cm^2 [mm^2]。
- A_v = 剪力鋼筋於間距 s 內之面積， cm^2 [mm^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 [mm^2]。
- A_{vf} = 剪力摩擦鋼筋之面積， cm^2 [mm^2]。
- A_{vh} = 平行於受撓曲拉力鋼筋之剪力鋼筋於 s_2 間距內之斷面積， cm^2 [mm^2]。
- $A_{v,min}$ = 於 s 間距內剪力鋼筋之最小面積， cm^2 [mm^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， cm^2 [mm^2]。
- A_{Vco} = 計算剪力強度時，若角隅效應、間距或構材厚度不是控制因素時，單根錨栓之混凝土破壞投影面積， cm^2 [mm^2]。
- A_1 = 考慮承載強度、壓桿強度、節點強度時之承載面積， cm^2 [mm^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， cm^2 [mm^2]。
- b = 構材受壓面之寬度， cm [mm]。
- b_c = 計算 A_{sh} 時之柱心尺度，即橫向鋼筋外緣至外緣之間距， cm [mm]。
- b_f = 有效翼板寬， cm [mm]。
- b_o = 板及基腳中雙向剪力臨界面之周長， cm [mm]。
- b_s = 壓桿寬度， cm [mm]。
- b_{sl} = 剪力凸出物寬度， cm [mm]。

- b_{slab} = 有效板寬，cm [mm]。
- b_t = 斷面中含抵抗扭矩閉合箍筋所在部分之斷面寬度，cm [mm]。
- b_v = 計算水平剪力之接觸面斷面寬度，cm [mm]。
- b_w = 梁腹寬度或圓形斷面之直徑，cm [mm]。
- b_1 = 臨界斷面周長 b_o 在設計彎矩跨度方向之尺度，cm [mm]。
- b_2 = 臨界斷面周長 b_o 在垂直於 b_1 方向之尺度，cm [mm]。
- B_n = 標稱承載強度，kgf [N]。
- B_u = 因數承載荷重，kgf [N]。
- c = 中性軸至受壓區最外緣之距離，cm [mm]。
- 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破壞強度之臨界距離，cm [mm]。
- $c_{a,max}$ = 錨栓桿身中心至混凝土邊緣之最大距離，cm [mm]。
- $c_{a,min}$ = 錨栓桿身中心至混凝土邊緣之最小距離，cm [mm]。
- c_{a1} = 錨栓桿身中心到某方向混凝土邊緣之距離，cm [mm]；當剪力作用於錨栓時， c_{a1} 是沿剪力方向之距離；當拉力作用於錨栓時， c_{a1} 是最小邊緣距離；若承受剪力之錨栓位於有限厚度之狹窄位置時，參閱第17.5.2.4節。

於解說中使用之符號定義：

- c'_{a1} = 錨栓群安裝在距三處或更多處邊緣小於 $1.5 c_{a1}$ 之 c_{a1} 限制值，cm [mm]，參閱第17.5.2.4節解說。

- c_{a2} = 錨栓桿身中心到混凝土邊緣垂直於 c_{a1} 之距離，cm [mm]。
- c_b = 下列兩項之較小者：(a) 鋼筋或鋼線中心至最近混凝土表面之距離；(b) 待伸展鋼筋或鋼線之中心間距之半，cm [mm]。
- c_c = 鋼筋淨保護層厚度，cm [mm]。
- c_{Na} = 單根黏結式錨栓需發展全握裹強度時，其一側之錨栓桿身中心之投影距離，cm [mm]。
- c_{sl} = 沿剪力方向，由最靠近剪力凸出物之拉力錨栓中心線至剪力凸出物中心線之距離，cm [mm]。
- c_t = 柱內側表面至板邊緣之距離，平行於 c_1 但不大於 c_1 ，cm [mm]。
- c_1 = 矩形或等值矩形柱、柱冠或托架在沿設計彎矩跨度方向之尺度，cm [mm]。
- c_2 = 矩形或等值矩形柱、柱冠或托架在垂直於 c_1 方向之尺度，cm [mm]。

於解說中使用之符號定義：

- C = 作用於節點區之壓力，kgf [N]。

- C_m = 由實際彎矩圖聯結到等值均布彎矩圖之因數。
- d = 受壓最外緣至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離，cm [mm]。
- d'' = 受壓最外緣至縱向受壓鋼筋斷面重心之距離，cm [mm]。
- d_a = 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，cm [mm]。
- d'_a = 當採用較大尺寸之錨栓時，直徑 d_a 之替代直徑，cm [mm]。
- d_{agg} = 粗粒料標稱最大粒徑，cm [mm]。
- d_b = 鋼筋、鋼線或預力鋼絞線之標稱直徑，cm [mm]。

於解說中使用之符號定義：

d_{burst} = 錨定裝置與爆炸力 T_{burst} 中心之距離。

d_p = 受壓最外緣至預力鋼筋斷面重心之距離，cm [mm]。

d_{pile} = 在基腳處之基樁直徑，cm [mm]。

D = 使用靜載重所引致之效應。

D'_i = 多螺箍筋中第 i 個螺箍筋直徑 cm [mm]。

D_S = 自重外靜載重所引致之效應。

D_W = 混凝土結構系統自重所引致之效應。

於解說中使用之符號定義：

e_{anc} = 錨定裝置或錨定裝置群相對於斷面中心之偏心距，cm [mm]。

e_h = J形或L形錨栓桿身內面量到彎鉤最外端之距離，cm [mm]。

e'_N = 錨栓群垂直力之偏心距，係指錨栓群拉力之合力與受拉力錨栓群形心之距離，cm [mm]；
 e'_N 皆為正值。

e'_V = 錨栓群剪力之偏心距，係指剪力作用合力與抵抗剪力方向之錨栓群形心距離，cm [mm]；
 e'_V 皆為正值。

E = 水平及垂直地震力所引致之效應。

E_c = 混凝土彈性模數，kgf/cm² [MPa]。

E_{cb} = 梁之混凝土彈性模數，kgf/cm² [MPa]。

E_{cs} = 板之混凝土彈性模數，kgf/cm² [MPa]。

E_j = 鋼筋續接試體加載試驗曲線中擷取 $0.05P_y$ 至 $0.70P_y$ 間之割線彈性模數，kgf/cm² [MPa]。

EI = 構材撓曲勁度，kgf-cm² [N-mm²]。

$(EI)_{eff}$ = 構材之有效撓曲勁度，kgf-cm² [N-mm²]。

E_p = 預力鋼筋彈性模數，kgf/cm² [MPa]。

E_s = 鋼筋及結構鋼材（不含預力鋼筋）之彈性模數，kgf/cm² [MPa]。

f'_c = 規定混凝土抗壓強度，kgf/cm² [MPa]。

$\sqrt{f'_c}$ = 規定混凝土抗壓強度數值之平方根，kgf/cm² [MPa]。

f'_{ci} = 初施預力時之規定混凝土抗壓強度，kgf/cm² [MPa]。

$\sqrt{f'_{ci}}$ = 初施預力時規定混凝土抗壓強度數值之平方根，kgf/cm² [MPa]。

f_{ce} = 壓桿或節點區混凝土之有效抗壓強度，kgf/cm² [MPa]。

f_{ct} = 量測之輕質混凝土平均劈裂抗張強度，kgf/cm² [MPa]。

f_d = 最外受拉纖維受無因數靜載重所產生之應力，kgf/cm² [MPa]。

f_{dc} = 解壓應力；當與預力鋼筋重心同一高度之混凝土應力為零時之預力鋼筋應力，kgf/cm² [MPa]。

f_{pc} = 於預力損失全部發生後，在抵抗外力斷面形心處之混凝土壓應力，若當形心位於翼板內時，為翼板與腹板交接處之混凝土壓應力，kgf/cm² [MPa]。對於合成構材， f_{pc} 為由預鑄構材承擔之預力與彎矩作用下之合成斷面形心處之混凝土壓應力，若當形心位於翼板內時，為翼板與腹板交接處之混凝土壓應力。

f_{pe} = 外力作用時，預力損失全部發生後，最外受拉纖維處僅由有效預力產生之混凝土壓應力，kgf/cm² [MPa]。

- f_{ps} = 標稱撓曲強度下之預力鋼筋應力，kgf/cm² [MPa]。
 f_{pu} = 預力鋼筋之規定抗拉強度，kgf/cm² [MPa]。
 f_{py} = 預力鋼筋之規定降伏強度，kgf/cm² [MPa]。
 f_r = 混凝土之開裂模數，kgf/cm² [MPa]。
 f_s = 使用載重下之鋼筋拉應力 (不含預力鋼筋)，kgf/cm² [MPa]。
 f'_s = 因數載重下之鋼筋壓應力 (不含預力鋼筋)，kgf/cm² [MPa]。
 f_{se} = 預力損失後，預力鋼筋之有效應力，kgf/cm² [MPa]。

於解說中使用之符號定義：

- f_{si} = 第*i*層表面鋼筋之應力，kgf/cm² [MPa]。

- f_t = 預力損失後，使用載重下依總斷面積計算所得之預壓拉力區最外纖維拉應力，kgf/cm² [MPa]。
 f_{uta} = 錨栓鋼材之規定抗拉強度，kgf/cm² [MPa]。
 f_y = 非預力鋼筋之規定降伏強度，kgf/cm² [MPa]。
 f_{ya} = 錨栓鋼材之規定降伏強度，kgf/cm² [MPa]。
 f_{yt} = 橫向鋼筋之規定降伏強度，kgf/cm² [MPa]。
 F = 因液體之已定義液壓及最大高度所造成之使用側向載重所引致之效應，kgf [N]。
 F_{nn} = 節點區某一面之標稱強度，kgf [N]。
 F_{ns} = 壓桿之標稱強度，kgf [N]。
 F_{nt} = 拉桿之標稱強度，kgf [N]。
 F_{un} = 節點某一面之因數力，kgf [N]。
 F_{us} = 壓桿之因數壓力，kgf [N]。
 F_{ut} = 拉桿之因數拉力，kgf [N]。
 h = 構材總厚度、高度或深度，cm [mm]。
 h_a = 錨定錨栓之構材沿錨栓桿軸方向之厚度，cm [mm]。

於解說中使用之符號定義：

- h_{anc} = 考量錨定裝置或一組緊密排列之錨定裝置在爆裂方向之尺寸，cm [mm]。

- h_{ef} = 錨栓有效埋設深度，cm [mm]。
 $h_{ef,sl}$ = 剪力凸出物有效埋置深度，cm [mm]。
 h_n = 由基面起算至抵抗地震力系統最高層之結構高度，cm [mm]。
 h_{sl} = 剪力凸出物埋置深度，cm [mm]。

於解說中使用之符號定義：

- h'_{ef} = 錨栓群安裝在距三處或更多處邊緣小於1.5 h_{ef} 之 h_{ef} 限制值，cm [mm]。

- h_{sx} = 樓層*x*之層高cm [mm]。
 h_u = 牆或牆墩最外受壓纖維之側向無支撐高度，cm [mm]；相當於受壓構材之 l_u 。
 h_w = 全牆自底面至頂面之總高或所考慮牆段或牆墩之淨高，cm [mm]。
 h_{wcs} = 同時承受撓曲及軸力下，結構牆高於臨界斷面以上之高度，cm [mm]。

- h_x = 沿柱或牆邊界構件各邊，有被角隅繫筋或閉合箍筋側向支撐之縱向主筋，其中心至中心之最大間距，cm [mm]。
- H = 因側向土壤壓力、地下水壓力或其他容積材料壓力所造成使用載重引致之作用力，kgf [N]。
- I = 對於形心軸之斷面慣性矩， cm^4 [mm^4]。
- I_b = 梁總斷面對其形心軸之慣性矩， cm^4 [mm^4]。
- I_{cr} = 構材開裂斷面轉換成混凝土斷面之慣性矩， cm^4 [mm^4]。
- I_e = 用以計算撓度之有效慣性矩， cm^4 [mm^4]。
- I_g = 忽略鋼筋後之混凝土全斷面對其形心軸之慣性矩， cm^4 [mm^4]。
- I_s = 板全斷面對其形心軸之慣性矩， cm^4 [mm^4]。
- I_{se} = 鋼筋斷面對構材全斷面形心軸之慣性矩， cm^4 [mm^4]。
- k = 受壓構材之有效長度因數。
- k_c = 基本混凝土拉破強度係數。
- k_{cp} = 撬破強度係數。
- k_f = 混凝土強度因數。
- k_n = 圍束有效因數。

於解說中使用之符號定義：

- K_t = 構材之扭力勁度；每一單位轉角之彎矩。

- K_{tr} = 橫向鋼筋指標，cm [mm]。

於解說中使用之符號定義：

- K_{05} = 5% 分位數之相應係數。
- K_z = 垂直地震力係數，其定義請參照建築物耐震設計規範及解說。

- l = 梁或單向板之跨度；懸臂梁之外伸長度，cm [mm]。

- l_a = 超過支承中心線或反曲點之埋設長度，cm [mm]。

於解說中使用之符號定義：

- l_{anc} = 拉桿須有之錨定長度，cm [mm]。
- l_b = 承壓寬度，cm [mm]。

- l_{be} = 邊界構材由承壓面起算之長度，cm [mm]。

- l_c = 受壓構材長度，為兩節點中心至中心之距離，cm [mm]。

- l_{cb} = 鋼筋彎折時沿中心線之弧長，cm [mm]。

- l_d = 竹節鋼筋、麻面鋼線、光面或麻面銲接鋼線網、預力鋼絞線之受拉伸展長度，cm [mm]。

- l_{db} = 構材端部預力鋼筋之去握裹長度，cm [mm]。

- l_{dc} = 竹節鋼筋或麻面鋼線之受壓伸展長度，cm [mm]。

- l_{dh} = 具標準彎鉤之竹節鋼筋或麻面鋼線之受拉伸展長度，量自彎鉤最外緣切線點至臨界面斷面止，cm [mm]。

於解說中使用之符號定義：

l_{dm} = 若鋼筋不全部埋於圍束混凝土內時所需之伸展長度，cm [mm]。

l_{dt}	= 擴頭竹節鋼筋之受拉伸展長度，量自擴頭承載面至臨界斷面止，cm [mm]。
l_e	= 錨栓之剪力載重承壓長度，cm [mm]。
l_{ext}	= 標準彎鉤尾端之直線延伸長度，cm [mm]。
l_n	= 淨跨度，兩支承面間之距離，cm [mm]。
l_o	= 自構材接頭面沿主軸方向須配置橫向鋼筋之長度，cm [mm]。
l_{sc}	= 受壓搭接長度，cm [mm]。
l_{st}	= 受拉搭接長度，cm [mm]。
l_t	= 試驗載重下之構材跨度（雙向板系統之短向跨度）。跨度係指(a)兩支承中心距及(b)兩支承間淨距加構材厚度 h ，兩者之較小值；懸臂梁之跨度為支承面至自由端間距離之兩倍，cm [mm]。
l_{tr}	= 預力鋼筋之傳遞長度，cm [mm]。
l_u	= 柱或牆之無支撐長度，cm [mm]。
l_w	= 牆全長，或沿剪力方向考慮之牆段或牆墩長度，cm [mm]。
l_1	= 跨度，在設計彎矩方向之支承中心距，cm [mm]。
l_2	= 垂直於 l_1 方向之跨度，支承中心間之距離，cm [mm]。
L	= 使用活載重所引致之效應。
L_g	= 量測鋼筋續接試體軸向變形之標定長度，cm [mm]。
L_r	= 使用屋頂活載重所引致之效應。

於解說中使用之符號定義：

M = 作用於單根錨栓或錨栓群之彎矩，cm-kgf [mm-N]。

M_a	= 使用載重階段計算撓度時所用之最大彎矩，cm-kgf [mm-N]。
M_c	= 考慮構材曲率效應放大後之因數彎矩，用於設計受壓構材，cm-kgf [mm-N]。
M_{cr}	= 開裂彎矩，cm-kgf [mm-N]。
M_{cre}	= 因外力造成斷面撓曲裂紋之彎矩，cm-kgf [mm-N]。
M_{max}	= 外力作用時，斷面最大因數彎矩，cm-kgf [mm-N]。
M_n	= 斷面標稱彎矩強度，cm-kgf [mm-N]。
M_{nb}	= 連接於接頭之梁標稱彎矩強度，承受拉力之板亦須計入，cm-kgf [mm-N]。
M_{nc}	= 連接於接頭之柱標稱彎矩強度，由與側向力方向一致之因數軸力計算所得之最小彎矩強度，cm-kgf [mm-N]。
M_{pr}	= 有軸力或無軸力下受撓構材之可能彎矩強度，係以構材接頭面性質予以計算，其中縱向主筋拉應力假設至少 $1.25f_y$ ，而強度折減因數 ϕ 用1.0，cm-kgf [mm-N]。
M_{sa}	= 使用載重下牆之最大彎矩，不含 $P\Delta$ 效應在內，cm-kgf [mm-N]。
M_{sc}	= 由柱接頭抵抗之板因數彎矩，cm-kgf [mm-N]。
M_u	= 斷面因數彎矩，cm-kgf [mm-N]。
M_{ua}	= 不含 $P\Delta$ 效應在內，設計側向載重及偏心垂直載重產生在牆半高處斷面之因數彎矩，cm-kgf [mm-N]。

- M_1 = 受壓構材兩端因數化彎矩較小者，cm-kgf [mm-N]。
- M_{1ns} = 在不會造成顯著側向位移之載重作用下，以一階彈性構架分析算得構材兩端 M_1 作用處受壓構材因數化端點彎矩，cm-kgf [mm-N]。
- M_{1s} = 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構材兩端 M_1 作用處受壓構材因數化端點彎矩，cm-kgf [mm-N]。
- M_2 = 受壓構材兩端因數化彎矩較大者，若橫向載重作用在支點之間， M_2 取發生在構材中最大彎矩值， M_2 恆為正值，cm-kgf [mm-N]。
- $M_{2,min}$ = M_2 最小值，cm-kgf [mm-N]。
- M_{2ns} = 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構材兩端 M_2 作用處受壓構材因數化端點彎矩，cm-kgf [mm-N]。
- M_{2s} = 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構材兩端 M_2 作用處受壓構材因數化端點彎矩，cm-kgf [mm-N]。
- n = 物件之個數，如鋼筋、鋼線、單絞線錨定裝置或錨栓。
- n_l = 由角隅閉合箍筋或耐震彎鉤提供側向支撐之環繞在具有直線閉合箍筋之柱心周邊之縱向鋼筋數，束筋以單一鋼筋計算。
- n_s = 臨界斷面以上之樓層數。

於解說中使用之符號定義：

- n_t = 每cm [mm] 螺紋數
- N = 作用於單根錨栓或錨栓群之拉力，kgf [N]。

- N_a = 單根黏結型錨栓受拉力標稱握裹強度，kgf [N]。
- N_{ag} = 黏結型錨栓群受拉力標稱握裹強度，kgf [N]。
- N_b = 在開裂混凝土中單根錨栓之基本混凝土拉破強度，kgf [N]。
- N_{ba} = 單根黏結型錨栓受拉力基本握裹強度，kgf [N]。
- N_c = 因使用載重及有效預力組合效應，使混凝土部分斷面產生拉應力之總拉力，kgf [N]。
- N_{cb} = 單根錨栓之標稱混凝土拉破強度，kgf [N]。
- N_{cbg} = 受拉錨栓群之標稱混凝土拉破強度，kgf [N]。
- N_{cp} = 單根錨栓之基本混凝土撬破強度，kgf [N]。
- N_{cpg} = 錨栓群之基本混凝土撬破強度，kgf [N]。
- N_n = 標稱拉力強度，kgf [N]。
- N_p = 在開裂混凝土中單根錨栓拔出強度，kgf [N]。
- N_{pn} = 單根錨栓之標稱拔出強度，kgf [N]。
- N_{sa} = 由鋼材強度控制之單根錨栓或錨栓群中個別錨栓標稱拉力強度，kgf [N]。
- N_{sb} = 單根錨栓側邊脹破強度，kgf [N]。
- N_{sbg} = 錨栓群側邊脹破強度，kgf [N]。
- N_u = 與 V_u 或 T_u 同時作用時，垂直於斷面之因數化軸力，軸壓力為正值，軸拉力為負值，kgf [N]。
- 。
- N_{ua} = 施加於單根錨栓或錨栓群中個別錨栓之因數化拉力，kgf [N]。
- $N_{ua,g}$ = 施加於錨栓群總因數化拉力，kgf [N]。
- $N_{ua,i}$ = 施加於錨栓群中最大應力錨栓之因數化拉力，kgf [N]。

- $N_{ua,s}$ = 因數化持續拉力載重，kgf [N]。
- N_{uc} = 與 V_u 同時作用且垂直於 V_u ，作用於支承連結處之因數化束制力，拉力為正值，kgf [N]。
- $N_{uc,max}$ = 可以經由支承傳力路徑傳遞之最大因數化束制力，所乘上之載重因數係用於與其他因數載重組合時之活載重使用，kgf [N]。
- p_{cp} = 混凝土斷面外周長，cm [mm]。
- p_h = 最外閉合橫向扭力鋼筋中心線周長，cm [mm]。
- P_a = 深基礎構材之最大容許抗壓強度，kgf [N]。
- P_c = 臨界挫屈載重，kgf [N]。
- P_n = 構材標稱軸壓力強度，kgf [N]。
- $P_{n,max}$ = 構材最大標稱軸壓力強度，kgf [N]。
- P_{nt} = 構材標稱軸拉力強度，kgf [N]。
- $P_{nt,max}$ = 構材最大標稱軸拉力強度，kgf [N]。
- P_o = 在無偏心載重下之標稱軸力強度，kgf [N]。
- P_{pu} = 錨定器因數化預力，kgf [N]。
- P_s = 牆半高處斷面包含自重之無因數化設計軸向載重，kgf [N]。
- P_u = 因數化軸力；壓力為正，拉力為負，kgf [N]。
- P_y = $A_b f_y$ ，對應於鋼筋最小規定降伏強度之軸向力，kgf [N]。
- $P\Delta$ = 側向撓度產生之二次彎矩，cm-kgf [mm-N]。

於解說中使用之符號定義：

- $P\delta$ = 單一構材細長比所引致之二次彎矩，cm-kgf [mm-N]。

- q_u = 單位面積之因數化載重，kgf/m² [N/m²]。
- Q = 樓層之穩定指數。
- r = 斷面之迴轉半徑，cm [mm]。
- r_b = 鋼筋內側面之彎曲半徑，cm [mm]。
- R = 雨水載重所引致效應kgf [N]。

於解說中使用之符號定義：

- R = 反力，kgf [N]。

- s = 縱向鋼筋、橫向鋼筋、預力鋼腱或錨栓之中心間距，cm [mm]。
- s_i = 相鄰構材表面第 i 層鋼筋中心至中心之間距，cm [mm]。
- s_o = 在 l_o 範圍內橫向鋼筋之中心間距，cm [mm]。
- s_s = 混凝土抗壓強度樣本標準差，kgf/cm² [MPa]。
- s_w = 相鄰梁腹之淨距，cm [mm]。
- s_2 = 縱向剪力或扭力鋼筋中心至中心之間距，cm [mm]。
- S = 雪載重所引致之效應。
- S_{DS} = 5% 阻尼比，於符合一般建築規範下之工址短週期設計水平譜加速度係數。
- S_e = 考慮重力載重及地震效應下之非彈性側向變形機制，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 = 彈性斷面模數， cm^3 [mm^3]。
 S_n = 標稱彎矩、剪力、軸力、扭力或承載強度。
 S_y = 依據被接合構材 f_y 值計算接合部抗彎矩、抗剪力、抗扭力或抗軸力之降伏強度， kgf/cm^2 [MPa]。
 t = 中空斷面之壁厚， cm [mm]。
 t_f = 翼板厚度， cm [mm]。
 t_{sl} = 剪力凸出物厚度， cm [mm]。
 T = 溫度、潛變、收縮、不均勻沉陷及收縮補償混凝土等所引致累積效應之作用力， kgf [N]。

於解說中使用之符號定義：

- T = 壓拉桿模式中作用於節點區之拉力， kgf [N] (T 也用於定義於第5.3.5節所定義之載重組合下，使用溫度、潛變、收縮、不均勻沉陷及收縮補償混凝土之累積影響)。
 T_{burst} = 作用在錨定器前面，因錨栓力量擴張而造成在一般區之張力， kgf [N]。

- T_{cr} = 開裂扭矩， cm-kgf [mm-N]。
 T_t = 總試驗載重， kgf [N]。
 T_{th} = 扭矩界限， cm-kgf [mm-N]。
 T_n = 標稱扭矩強度， cm-kgf [mm-N]。
 T_u = 斷面因數化扭矩， cm-kgf [mm-N]。
 U = 須抵抗因數化載重或依本規範所規定組合之內部彎矩與力量所需構材強度或斷面強度。
 v_c = 對應於標稱雙向剪力強度，由混凝土所提供之應力， kgf/cm^2 [MPa]。
 v_n = 對應於板或基腳標稱雙向剪力強度之等值混凝土應力， kgf/cm^2 [MPa]。
 v_s = 對應於標稱雙向剪力強度，由鋼筋所提供之等值混凝土應力， kgf/cm^2 [MPa]。
 v_u = 於臨界面斷面上之計算最大因數化雙向剪應力， kgf/cm^2 [MPa]。
 v_{ug} = 雙向板臨界面僅考慮因數化重力載重之剪應力，不考慮彎矩傳遞， kgf/cm^2 [MPa]。
 v_{uv} = 由控制載重組合下之雙向板臨界面因數剪應力，不考慮彎矩傳遞， kgf/cm^2 [MPa]。

於解說中使用之符號定義：

- V = 作用於單根錨栓或錨栓群之剪力， kgf [N]。

- V_b = 在開裂混凝土中單根錨栓基本混凝土剪破強度， kgf [N]。
 $V_{brg,sl}$ = 剪力凸出物在剪力方向之標稱承載強度， kgf [N]。
 V_c = 混凝土標稱剪力強度， kgf [N]。
 V_{cb} = 單根錨栓混凝土標稱剪破強度， kgf [N]。
 V_{cbg} = 錨栓群混凝土標稱剪破強度， kgf [N]。
 $V_{cb,sl}$ = 作為錨栓傳力裝置之剪力凸出物混凝土標稱剪破強度， kgf [N]。
 V_{ci} = 剪力與彎矩聯合作用而產生斜向裂紋時，混凝土所提供標稱剪力強度， kgf [N]。
 V_{cp} = 單根錨栓混凝土標稱撬破強度， kgf [N]。
 V_{cpg} = 錨栓群混凝土標稱撬破強度， kgf [N]。
 V_{cw} = 梁腹內因過高主拉應力而產生斜向裂紋時，混凝土標稱剪力強度， kgf [N]。
 V_d = 無因數化靜載重作用時之斷面剪力， kgf [N]。

- V_e = 包含地震效應載重組合之設計剪力，kgf [N]。
 V_i = 外力作用下斷面產生 M_{\max} 時之因數化剪力，kgf [N]。
 V_n = 標稱剪力強度，kgf [N]。
 V_{nh} = 標稱水平剪力強度，kgf [N]。
 V_p = 斷面上有效預力之垂直分量，kgf [N]。
 V_s = 剪力鋼筋提供標稱剪力強度，kgf [N]。
 V_{sa} = 由鋼材強度控制單根錨栓或錨栓群中個別錨栓標稱剪力強度，kgf [N]。
 V_u = 斷面因數化剪力，kgf [N]。
 V_{ua} = 施加於單根錨栓或錨栓群因數化剪力，kgf [N]。
 $V_{ua,g}$ = 施加於錨栓群總因數化剪力，kgf [N]。
 $V_{ua,i}$ = 施加於錨栓群中最高應力錨栓因數化剪力，kgf [N]。
 V_{uEh} = 載重組合5.3.1(e)以及(g)中只考慮水平地震力所造成的因數化剪力，kgf [N]。
 V_{uh} = 沿合成混凝土撓曲構材水平界面因數化剪力，kgf [N]。
 V_{uns} = 載重組合5.3.1(e)以及(g)中不包含水平地震力部分所造成的因數化剪力，kgf [N]。
 V_{us} = 樓層因數化水平剪力，kgf [N]。
 $V_{u,x}$ = X向斷面之因數化剪力，kgf [N]。
 $V_{u,y}$ = Y向斷面之因數化剪力，kgf [N]。
 $V_{n,x}$ = X向剪力強度，kgf [N]。
 $V_{n,y}$ = Y向剪力強度，kgf [N]。

於解說中使用之符號定義：

- $V_{//}$ = 平行於邊緣之施加剪力，kgf [N]。
 V_{\perp} = 垂直於邊緣之施加剪力，kgf [N]。

- w_c = 常重混凝土之密度、單位重或輕質混凝土之穩定後密度，kg/m³ [kg/m³]。

於解說中使用之符號定義：

- w_n = 節點區之邊長，cm [mm]。
 w_s = 垂直於壓桿軸之壓桿寬度，cm [mm]。
 w_t = 與拉桿同心之混凝土有效高度，用於劃定節點區尺寸，cm [mm]。
 $w_{t,\max}$ = 與拉桿同心之混凝土最大有效高度，cm [mm]。

- w_t = 壓拉桿模型中有效拉桿寬度，cm [mm]。
 w_u = 梁或單向板之單位長度因數化載重，kgf/m [N/mm]。
 w/cm = 水膠比。
 W = 風力所引致之效應。

於解說中使用之符號定義：

- W_a = 使用等級之風力，kgf [N]。

- y_t = 總斷面形心軸 (忽略鋼筋) 至拉力面之距離，cm [mm]。

- α = 定義鋼筋方向之角度。
- α_c = 定義標稱牆剪力強度中混凝土強度貢獻之係數。
- α_f = 梁與板之撓曲勁度比，其中板之寬度以梁兩邊之板中心線為界。

於解說中使用之符號定義：

$$\alpha_f = E_{cb}I_b / E_{cs}I_s。$$

- α_{fm} = 板周所有梁 α_f 之平均值。
- α_s = 用於計算板及基腳中 V_c 之常數。
- α_1 = 單向分布鋼筋與壓桿之最小交角。
- β = 長向對短向之尺寸比值；雙向板為淨跨度比值，柱斷面、集中載重或反力作用面為邊長比值，基腳為邊長比值。
- 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值。
- β_c = 壓拉桿模型中壓桿與節點之圍束修正因數。
- β_{dns} = 因持續軸向載重引起柱勁度折減之比值。
- β_{ds} = 在相同載重組合下，樓層中最大因數化持續剪力與該樓層最大因數化剪力之比值。
- β_n = 節點區混凝土有效抗壓強度受拉桿錨定影響之因數。
- β_s = 壓桿混凝土有效抗壓強度受開裂暨圍束鋼筋影響之因數。
- β_1 = 等值矩形壓應力塊深度與中性軸深度之比值。
- γ_f = 用於計算板柱接頭處由板撓曲所傳遞 M_{sc} 之因數。
- γ_p = 預力鋼筋之種類因數。
- γ_s = 用於計算位於基腳中心帶鋼筋之因數。
- γ_v = 用於計算板柱接頭處由偏心剪力所傳遞 M_{sc} 之因數。
- δ = 壓力構材端部間曲率效應之彎矩放大因數。
- δ_c = 牆頂最大位移量，cm [mm]。
- δ_s = 有側移構架之彎矩放大因數，以反應側向及重力載重所造成偏移之影響。
- $(\delta_s)_{1c}$ = 單向拉伸試驗或高塑性反復負載試驗第1回加載至 $0.95P_y$ 再減載至 $0.02P_y$ 時之殘留滑動量，cm [mm]。
- $(\delta_s)_{30c}$ = 重複負載試驗加載至 $0.95P_y$ 再減載至 $0.02P_y$ 重複30回時之殘留滑動量，cm [mm]。
- $(\delta_s)_{16c}$ = 高塑性反復負載試驗施加拉力至 $0.95P_y$ ，再反向加壓至 $-0.50P_y$ 重複16回到標稱零載重之殘留滑動量，cm [mm]。
- $(\delta_s)_{24c}$ = 高塑性反復負載試驗第24回測取之當次滑動量，cm [mm]。
- $(\delta_s)_{32c}$ = 高塑性反復負載試驗第32回測取之當次滑動量，cm [mm]。
- δ_u = 設計位移，cm [mm]。
- $\delta_y = L_g f_y / E_s$ ，鋼筋標稱降伏伸長量，cm [mm]。
- Δ_{cr} = 在牆半高處由開裂彎矩 M_{cr} 計算得到之面外撓度，cm [mm]。
- Δ_n = 在牆半高處由標稱撓曲強度 M_n ，計算得到之面外撓度，cm [mm]。
- Δ_o = 樓層頂部與底部之間由 V_{us} 引致之相對側向位移，cm [mm]。
- $\Delta f_p'$ = 預力鋼筋由於因數化載重之應力增量，kgf/cm² [MPa]。
- 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，kgf/cm² [MPa]。

於解說中使用之符號定義：

Δf_{pt} = 考量斷面中預力鋼材可產生之應力與抵抗斷面因數化彎矩 M_u/ϕ 所需應力之間的差值， kgf/cm^2 [MPa]。

- Δ_r = 移除試驗載重後24小時量測之殘餘撓度。對於初次載重試驗，殘餘撓度是相對於開始施加初次載重時之結構位置。對於第二次載重試驗，殘餘撓度是相對於開始施加第二次載重試驗時之結構位置，cm [mm]。
- Δ_s = 使用載重所引起之面外變位，cm [mm]。
- Δ_u = 因數化載重下，牆半高處之計算面外變位，cm [mm]。
- Δ_x = 樓層x之設計層間變位，cm [mm]。
- Δ_1 = 第一次載重試驗量得之最大撓度，於施加全試驗載重24小時後之量測值，cm [mm]。
- 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，於施加全試驗載重24小時後之量測值，cm [mm]。

於解說中使用之符號定義：

ϵ_{cu} = 混凝土最外受壓纖維之最大可用應變。

- ϵ_t = 於標稱強度下，最外層縱向拉力鋼筋之淨拉應變；不含有效預力、潛變、收縮及溫度效應引致之應變。
- ϵ_{ty} = 定義壓力控制斷面之最外層縱向拉力鋼筋之淨拉應變。
- η_v = 結構牆所抵禦之地震力佔總設計地震力之比例。
- θ = 壓桿、壓力斜桿或壓力場之軸向與構材中拉力弦材之夾角。
- λ = 相對於常重混凝土在相同抗壓強度下，反應輕質混凝土力學性質折減之修正因數。

於解說中使用之符號定義：

λ = 在大多數情況下，與常重混凝土相比，輕質混凝土力學性能較預期下降，係因為抗拉/抗壓比降低之緣故。本規範中有一些實例， λ 可作為修正係數，以降低輕質混凝土之預期表現，惟其降低須與抗拉強度無直接關係。

- λ_a = 在某些混凝土錨定應用中，反應輕質混凝土力學性質折減之修正因數。
- λ_Δ = 長期效應引起額外變位之乘數。
- λ_s = 考量構材深度之剪力強度修正因數，一般可稱為尺度效應參數。
- μ = 摩擦係數。
- ξ = 持續載重之時間效應因數。
- ρ = A_s 除以 bd 之比值。
- ρ' = A'_s 除以 bd 之比值。
- ρ_ℓ = 縱向鋼筋斷面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比值。
- ρ_p = A_{ps} 除以 bd_p 之比值。
- ρ_s = 螺箍筋體積與被螺箍筋圍束之螺箍筋外緣至外緣內柱心體積之比值。
- ρ_t = 橫向分布鋼筋面積與垂直於該鋼筋之混凝土總斷面積之比值。
- ρ_v = 繫筋面積與接觸面積之比值。

$\rho_w = A_s$ 除以 $b_w d$ 之比值。

於解說中使用之符號定義：

$\zeta =$ 在拉力/剪力交互作用公式之指數符號。

$\phi =$ 強度折減因數。

於解說中使用之符號定義：

$\phi_K =$ 勁度折減因數。

$\phi_p =$ 預力構材於所有鋼腱已發展完成且最靠近構材端部處之強度折減因數。

於解說中使用之符號定義：

$\sigma =$ 牆邊界最外纖維混凝土標稱壓應力， kgf/cm^2 [MPa]。

$\tau_{cr} =$ 在開裂混凝土中黏結式錨栓之特有握裹應力， kgf/cm^2 [MPa]。

$\tau_{uncr} =$ 在未開裂混凝土中黏結式錨栓之特有握裹應力， kgf/cm^2 [MPa]。

$\Psi_{brg,sl} =$ 剪力凸出物承載因數，用於修正剪力凸出物承受軸力載重時之承載強度。

$\Psi_c =$ 伸展長度之保護層修正因數。

$\Psi_{c,N} =$ 錨栓拉破開裂修正因數，用於混凝土開裂情況下錨栓抗拉強度之修正。

$\Psi_{c,P} =$ 錨栓拔出開裂修正因數，用於混凝土開裂下錨栓拔出強度之修正。

$\Psi_{c,V} =$ 錨栓拉破開裂修正因數，用於混凝土開裂及有無輔助鋼筋時錨栓抗剪強度之修正。

$\Psi_{cp,N} =$ 錨栓拉破劈裂修正因數，用於無輔助鋼筋之未開裂混凝土中後置型錨栓抗拉強度之修正，此為計算因安裝所引起之混凝土劈裂抗張應力。

$\Psi_{cp,Na} =$ 錨栓握裹劈裂修正因數，用於無輔助鋼筋且未開裂混凝土中黏結式錨栓群抗拉強度之修正，此為計算因安裝所引起之混凝土劈裂抗張應力。

$\Psi_e =$ 鋼筋塗布對伸展長度之修正因數。

$\Psi_{ec,N} =$ 錨栓偏心拉破修正因數，用於偏心載重下錨栓群抗拉強度之修正。

$\Psi_{ec,Na} =$ 錨栓偏心拉破修正因數，用於偏心載重下黏結式錨栓群抗拉強度之修正。

$\Psi_{ec,V} =$ 錨栓偏心拉破修正因數，用於偏心載重下錨栓群抗剪強度之修正。

$\Psi_{ed,N} =$ 錨栓邊角效應拉破修正因數，用於錨栓於混凝土構材邊角處之抗拉強度修正。

$\Psi_{ed,Na} =$ 錨栓邊角效應拉破修正因數，用於黏結式錨栓群於混凝土構材邊角處之抗拉強度修正。

$\Psi_{ed,V} =$ 錨栓邊角效應拉破修正因數，用於錨栓於混凝土構材邊角處之抗剪強度修正。

$\Psi_g =$ 鋼筋級數不同時之伸展長度修正因數。

$\Psi_{h,V} =$ 錨栓厚度拉破修正因數，錨栓群安裝於 $h_a < 1.5c_{a1}$ 之混凝土構材時，抗剪強度之修正。

$\Psi_m =$ 多螺箍筋剪力強度修正因數。

$\Psi_o =$ 伸展長度因側邊保護層及圍束鋼筋之修正因數。

$\Psi_p =$ 具平行箍筋下之擴頭鋼筋伸展長度修正因數。

$\Psi_r =$ 伸展長度因圍束鋼筋之修正因數。

$\Psi_s =$ 伸展長度因鋼筋尺寸之修正因數。

$\Psi_t =$ 伸展長度因拉力鋼筋位置之修正因數。

- ψ_w = 受拉銲接麻面鋼線網伸展長度之修正因數。
- Ω_o = 依據建築規範所訂耐震系統之超額強度放大係數。
- Ω_v = 考慮牆於臨界斷面彎矩超額強度之因數。
- ω_v = 動剪力下之放大效應係數。
- ω_{vd} = 二元系統結構牆動剪力下之放大效應係數。

2.3 名詞定義

黏結劑 (adhesive)

由有機聚合物組成之化學成分，或由有機聚合物與無機材料混合成劑。

摻料 (admixture)

除了水、粒料、膠結材料、纖維強化物外之一種成分，在灰漿、砂漿或混凝土拌和前或拌和中加入，用以改良拌成物之拌合、凝結或硬化特性。須符合CNS 12833、CNS 12283或CNS 3091之規定。

粒料 (aggregate)

如砂、礫石、碎石、煉鐵高爐爐渣、再生粒料(包含水硬性水泥混凝土碎塊)等粒狀材料，可藉膠合介質結成混凝土或砂漿。須符合CNS 1240之規定。

解說：

在本規範2019版中已規範再生粒料之使用。在ASTM C33中定義之再生材料範圍相當廣泛，很可能還包括那些無法被預期可滿足本規範規定，但仍使用在結構混凝土中者。使用包括水硬性水泥混凝土碎塊等再生粒料，在結構混凝土中時，須有特別之預防措施。詳見第26.4.1.2.1(c)節。

輕質粒料 (aggregate, lightweight)

符合CNS 3691要求之粒料。

解說：

在某些標準，「輕質粒料」名稱將由「低密度粒料」名稱取代。

替代水泥 (Alternative cement)

一種可以完全取代卜特蘭水泥或混合水硬性水泥之無機水泥，這種材料無法由卜特蘭水泥或混合水硬性水泥可用之規格所涵蓋。

解說：

使用替代水泥時可參考R26.4.1.1.1(b)所列之參考文獻，並須注意26.4.1.1.1(b)之規定。

錨栓 (anchor)

預埋於混凝土中或後安裝入硬固混凝土構材之鋼構件，用以傳遞載重予混凝土。

解說：

預埋錨栓包含擴頭螺栓、彎鉤螺栓(J型或L型螺栓)及擴頭錨釘，後置式錨栓包含膨脹式錨栓、擴底式

錨栓、螺旋錨栓及黏結式錨栓；具黏結式錨栓功能之鋼構件包含螺桿、竹節鋼筋或外表有凸緣之內螺紋鋼套筒；錨栓型式如圖R2.1。

黏結式錨栓 (anchor, adhesive)

插入硬固混凝土中一個直徑不大於1.5倍錨栓直徑之錨栓孔內，藉錨栓與黏結劑之間及黏結劑與混凝土之間之握裹，以傳遞載重予混凝土之後置式錨栓。

解說：

黏結式錨栓在第十七章所包含之設計模型係基於錨栓孔直徑不超過1.5倍錨栓直徑之錨栓行為，錨栓孔直徑超過1.5倍錨栓直徑之錨栓行為不同，因此，不包含在第十七章及ACI 355.4範疇之內，為限制收縮及減少載重變位，大部分黏結式錨栓系統均要求設有實務上可行之最小環狀孔隙，但仍能維持足夠淨空間，可將錨栓構件順利地插入充滿黏結劑之孔洞內，以確保能完全地涵蓋埋設長度之握裹面積，鋼筋的環狀孔隙一般大於螺桿之孔隙；所需鑽孔尺度由製造廠商安裝指引 (Manufacturer's Printed Installation Instructions, MPII) 提供。

預埋錨栓 (anchor, cast-in)

於澆置混凝土前安裝之擴頭螺栓、擴頭錨釘或彎鉤螺栓。

膨脹式錨栓 (anchor, expansion)

為插入硬固混凝土並藉直接承載或磨擦力或二者兼具方式，傳遞載重予混凝土或傳遞來自混凝土載重之後置式錨栓。

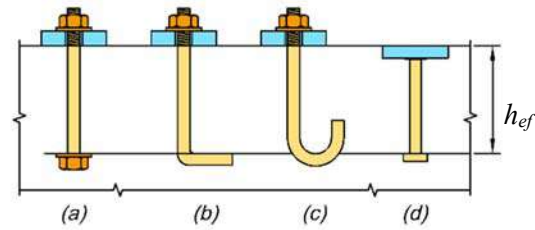
解說：

膨脹式錨栓可以是扭力控制，藉由作用於螺桿或螺栓之扭力達到膨脹功能；或是位移控制，藉由施加於套筒或插梢的敲擊力達到膨脹功能，且膨脹是由套筒或插梢之移動長度所控制。

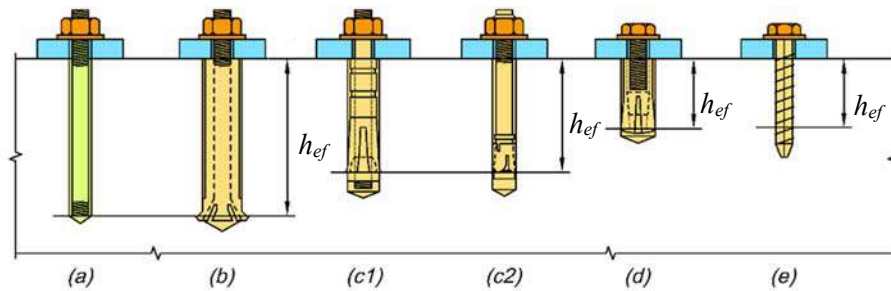
水平或向上傾斜錨栓 (anchor, horizontal or upwardly inclined)

錨栓安裝於預先鑽好之水平孔內或水平上方任何方向之孔內。

解說：

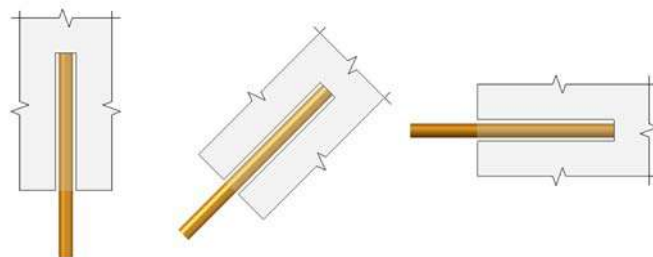


(A)預埋錨栓：(a)含墊圈之六角螺栓；(b)L型螺栓；(c)J型螺栓；及(d)焊接擴頭剪力釘



(B)後置式錨栓：(a)黏結式錨栓；(b)擴底型錨栓；(c)扭力控制之膨脹式錨栓
((c1)套筒型式及(c2)錨釘型式)；(d)直接鎖入位移控制型膨脹式錨栓；及(e)螺紋錨栓

圖R2.1 錨栓種類



圖R2.2 上方任何可能方向、向上傾斜或水平方向之錨栓

後置式錨栓 (anchor, post-installed)

安裝於已硬化混凝土中，例如黏結式、膨脹式、螺旋式或擴底式錨栓皆屬於後置式錨栓。

擴底式錨栓 (anchor, undercut)

後置式錨栓，藉由錨栓埋入端處擴底混凝土之機械互鎖作用提供錨栓拉力強度。擴孔之產生，可以藉由錨栓安裝前之特殊鑽孔產生外，亦可於安裝時由錨栓直接擴底。

錨栓群 (anchor group)

相鄰錨栓間距 s 使得保護區域互相重疊，且有效埋設深度大約相同之一組類似之錨栓。

解說：

對於所有潛在的破壞模式（鋼、混凝土拉破、拔出、側邊脹破及撬破），當評估某破壞模式有關的強度時，只有那些容易造成此特定破壞模式被考慮的數個錨栓稱為錨栓群。

錨栓拔出強度 (anchor pullout strength)

錨定器或錨定器主要元件在滑出混凝土時未拉壞大量周圍混凝土之強度。

螺紋錨栓 (anchor, screw)

後裝具螺紋機械式錨栓鑽入已硬化混凝土中，螺紋錨栓以旋轉方式由預鑽孔轉入混凝土中以傳遞力量。

解說：

螺紋錨栓所需要之預鑽孔尺寸，依據各錨栓製造產品訂定。

錨定裝置 (anchorage device)

在後拉式構材中，將來自預力鋼筋之力量傳遞至混凝土之金屬組件。

解說：

大部分後拉法錨定裝置為由可用商業來源之標準製造裝置。例如，可結合不同楔形塊及楔形板用以錨定預力鋼筋之方式，發展非標準化細節或裝配。標準及非標準錨定裝置皆可以依本規範及AASHTO “LRFD 橋梁設計規範 (LRFD Bridge Design Specifications)” 所定義之基本錨定裝置或特殊錨定裝置予以歸類。

單根式基本型錨定裝置 (anchorage device, basic monostrand)

與符合第25.8.1節、第25.8.2節及第25.9.3.1節之單絞線或直徑15 mm以下之單一鋼筋一起使用之錨定裝置。

解說：

特別配置之裝置，可分析查驗是否符合承載應力及勁度之要求，而無須進行特殊錨定裝置所需之驗收測試計畫。

多根式基本型錨定裝置 (anchorage device, basic multistrand)

與符合第25.8.1節、第25.8.2節及第25.9.3.1節之多根絞線、鋼筋、鋼線或直徑15 mm以下之鋼筋一起使用之錨定裝置。

特殊錨定裝置 (anchorage device, special)

符合第25.9.3.1節規定試驗項目之錨定裝置。

解說：

特殊錨定裝置係任何不符合相關PTI或AASHTO “LRFD橋梁設計規範(LRFD Bridge Design Specifications)” 規定承載應力及適用勁度需求之裝置 (單絞索或多絞索)。大部分商業市場的多承載面錨定裝置都是特殊錨定裝置。正如第25.9.3節規定，這種裝置需經試驗證明符合AASHTO要求後方可使用，此項符合性證明通常由裝置製造廠商提供。

錨定區 (anchorage zone)

在後拉預力構材中，將集中預力逐漸傳遞至混凝土並更均勻地分布該斷面之構材區域，其範圍等於斷面之最大尺度。如錨定裝置非設置在構材末端時，其範圍包含錨定裝置之前後兩端受擾動區域。

解說：

在後拉法構材中能將集中預力傳遞至混凝土且能更均勻分布於斷面之部分構材，其範圍等於斷面之最大尺度，對於位置不在構材端部的錨定裝置，錨定區包含錨定裝置前後的擾動區，參見圖R25.9.1.1b。

基板 (attachment)

位於混凝土表面外之結構組件，傳遞載重至錨栓或接受來自錨栓之載重。

B區域 (B-region)

構材中可合理假設撓曲應變在斷面為線性變化之部分。

結構基面 (base of structure)

假設地震運動輸入於建築物之平面，此基面無須與地表面一致（耐震設計用）。

梁 (beam)

主要承受撓曲及剪力之構材，軸力或扭矩存在與否皆可；梁用於側向力抵抗系統一部分之抗彎矩構架中，通常為水平構材；大梁屬於梁之一種。

邊界構材 (boundary element)

沿牆及橫隔板邊緣（包含開口邊緣），由橫向及縱向鋼筋所強化之部分。

混凝土拉破強度 (breakout strength, concrete)

單根錨栓或錨栓群受拉力使錨栓連同周遭大量混凝土拉破，以致構材分離之強度。

沉箱 參閱鑽掘墩柱(caisson)

膠結材料 (cementitious materials)

使用於製作灰漿、砂漿或混凝土時，仍具有膠結性質之材料，包括卜特蘭水泥、混合水硬性水泥、膨脹水泥、飛灰、原始或煅燒天然卜作嵐材料、高爐水泥及砂灰，但不包括替代水泥。

解說：

本規範所允許之膠結材料已規定於第26.4.1.1節。飛灰、原始或煅燒天然卜作嵐材料、高爐水泥及砂灰被認為是輔助膠結材料。

閉合肋筋 (closed stirrup)

閉合肋筋為由一根兩端具有耐震彎鉤之U型肋筋及一根繫筋加以閉合組成，用於抗扭力或特殊抗彎矩構架梁端。

集力構件 (collector)

在橫隔板與抵抗側向力系統中垂直構件間傳遞軸向拉力或壓力之構件。

柱 (column)

為垂直或顯著地垂直之構材，主要用於支撐軸向壓力載重，亦可抵抗彎矩、剪力或扭力。柱用於側向力抵抗系統一部分時，可抵抗軸向載重、彎矩及剪力之組合。可參考抗彎矩構架。

柱冠 (column capital)

直接位於板或柱頭板下方之混凝土柱擴大之頂部，與柱一體澆置。

合格要求 (compliance requirements)

由承包商直接負責之營建相關規範要求，由專業技師或建築師於施工圖說中註明。

解說：

雖然此合格要求主要是針對承包商，但也可普遍使用於其他參與計畫者。

合成混凝土受撓構材 (composite concrete flexural members)

預鑄或場鑄構件組成之混凝土撓曲構材，分別澆置但連接後所有構件可成為一個單元以抵抗載重。

壓力控制斷面 (compression-controlled section)

最外側受拉鋼筋在標稱強度下之淨拉力應變小於或等於壓力控制應變限制之斷面。

壓力控制應變限制 (compression-controlled strain limit)

平衡應變狀態下之淨拉力應變。

混凝土 (concrete)

由卜特蘭水泥或任何其他膠結材料、細粒料、粗粒料、水、有添加或未添加摻料之拌成物

全輕質混凝土 (concrete, all-lightweight)

僅使用符合CNS 3691輕質粗、細粒料之輕質混凝土。

輕質混凝土 (concrete, lightweight)

包含輕質粒料之混凝土，依相關標準測定之穩定後密度介於1440至2155 kg/m³之間。

非預力混凝土 (concrete, nonprestressed)

至少具有最少量非預力鋼筋且非預力鋼筋之鋼筋混凝土，或具有小於最少量預力鋼筋之雙向板。

解說：

非預力混凝土通常不含預力鋼材。依據第8.6.2.1節有效預力的規定，預力雙向板必須有最小的混凝土壓應力，因此，雙向板中預壓力如果低於前述最小值，則須被設計為非預力混凝土。

常重混凝土 (concrete, normalweight)

僅使用符合CNS 1240粗、細粒料之混凝土。

解說：

常重混凝土密度(單位重)通常介於2155至2560 kg/m³之間，一般取2320至 2400 kg/m³。

輕質混凝土之密度測試方法依ASTM C567之規定。

純混凝土 (concrete, plain)

無鋼筋或鋼筋量小於鋼筋混凝土規定最少鋼筋量之結構混凝土。

解說：

只要滿足第十四章所有要求，鋼筋 (非預力或預力) 的存在不能排除該構材被歸類為純混凝土。

預鑄混凝土 (concrete, precast)

不在結構物最終位置澆置之結構混凝土構件。

預力混凝土 (concrete, prestressed)

某種加勁混凝土，係藉由預力鋼材引入內應力以減低因載重所導致混凝土可能拉應力之鋼筋混凝土。惟於雙向板時，則至少須配置最小量之預力鋼材。

解說：

預力受撓構材之分類定義於第24.5.2.1節。依據第8.6.2.1節有效預力的規定，預力雙向板必須有最小混凝土壓應力。預力混凝土一詞包含具無握裹鋼腱或握裹預力鋼筋之構材，雖然具無握裹鋼腱之預力構材行為，可能與連續具握裹預力鋼筋者不同，但不論是握裹、無握裹預力混凝土，與非預力混凝土統稱為“鋼筋混凝土”。預力及非預力混凝土的共同條文已整合，以避免條文重複及衝突。

鋼筋混凝土 (concrete, reinforced)

至少具有依本規範規定最少量非預力或預力鋼筋或二者之結構混凝土。

解說：

包含滿足非預力及預力混凝土要求之構材。

砂—輕質混凝土 (concrete, sand-lightweight)

僅使用符合CNS 1240常重細粒料及使用符合CNS 3691輕質粗粒料之輕質混凝土。

解說：

依本規範專有名詞，砂—輕質混凝土是把輕質混凝土內的輕質細粒料，全部以常重砂取代，這個定義可能與某些材料供應商或承包商使用方式不同，其大部分而非全部輕質細粒料以常重砂取代。為正確應用本規範規定，如果只是部分砂被取代，其取代限制量得以加註方式說明。

鋼纖維混凝土 (concrete, steel fiber-reinforced)

含預定數量之分散、隨機方向分布、不連續異形鋼纖維之混凝土。

填充混凝土鋼管樁 (concrete filled pipe piles)

端部閉合之鋼管鑽入地層後，全長環繞土壤，或端部開口之鋼管鑽入地層後，清除管中所有土壤；兩者工法均再於鋼管中置入鋼筋及混凝土。

規定混凝土抗壓強度 (concrete strength, specified compressive, (f'_c))

依本規範條文評估所得及設計時使用之混凝土抗壓強度，單位為 kgf/cm^2 [MPa]；當 f'_c 出現在根號內時，係僅使用其數值，最終其單位仍為 kgf/cm^2 [MPa]。

接合部 (connection)

連接二或更多構材之結構區域；接合部亦可指連接一或更多預鑄構材之區域。

韌性接合部 (connection, ductile)

連接一或更多預鑄構件間之接合部，發生地震設計位移時會產生降伏之處。

強化接合部 (connection, strong)

連接一或更多預鑄構件間之接合部，當鄰接構材於地震設計位移達到降伏時，該接合部仍保持在彈性範圍。

施工圖說 (construction documents)

準備或彙整作為說明專案計畫各項目位置、設計、材料及物理特性等，以書面或繪製而成文件、規範與工程圖等，用以取得專案計畫建造及施工許可。

收縮縫 (contraction joint)

在混凝土結構中以預留、鋸切、鑿凹槽等方式產生弱面，用以將結構因不同部位尺度變化所產生之裂縫控制發生於該處。

規定混凝土保護層 (cover, specified concrete)

混凝土中鋼筋最外層表面與最接近混凝土外層表面間之混凝土厚度。

繫筋 (crosstie)

連續鋼筋之一端具耐震彎鉤，另一端彎鉤不小於90度，且彎後至少直線延伸 $6d_b$ 。各彎鉤均須圍繞縱向鋼筋外緣，鉤住同一主筋相鄰各繫筋之90度與135度彎鉤應交替排置。

切斷點 (cutoff point)

鋼筋切斷點處。

D區域 (D-region)

構材在離幾何或載重不連續處 h 距離內之區域。

設計位移 (design displacement)

依設計地震計算所預期之總側向位移。

解說：

設計位移是設計基準地震下所預期之最大側向位移指標，例如在ASCE/SEI 7及國際建築規範 (IBC) 等文件中，設計位移是依規範指定之作用力，以靜力或動力線彈性分析後計算而得，該分析包括斷面開裂效應、扭力效應、垂直力作用於有側向位移之效應，並考量預期非彈性反應之修正因數。設計位移通常會大於建築物線彈性模型承受設計等級作用力所計算之位移。依據建築物耐震設計規範及解說，設計位移可按設計地震力作用下，作非線性歷時分析取得，或依靜力或線性動力分析所產生之位移乘以 $1.4 \alpha_y R_a$ 求取。

設計資訊 (design information)

由專業技師或建築師在施工圖說中加註之專案特定資訊。

設計載重組合 (design load combination)

因數化載重之組合。

設計層間變位角 (design story drift ratio)

單一樓層頂部與底部間設計位移之相對差異除以樓層高度。

伸展長度 (development length)

用來發展鋼筋 (包含預力鋼絞線) 在臨界斷面上之設計強度所須之埋設長度。

不連續性 (discontinuity)

幾何形狀或載重急劇變化處。

定距套筒 (distance sleeve)

套住擴底錨栓、扭力控制膨脹式錨栓或位移控制膨脹式錨栓中心部分之套筒，但不致造成膨脹。

鑽掘墩柱或沉箱 (drilled piers or caissons)

場鑄混凝土基礎構材，某些可有擴大之基底(擴座)，以地面挖孔並置入鋼筋及混凝土，鑽掘墩柱或沉箱為無套管場鑄混凝土鑽掘樁或螺旋樁；倘若具有永久鋼套管時，則視為鋼管混凝土樁。

柱頭板 (drop panel)

板下方之突出部分，用以降低柱頭上方板之負彎矩鋼筋量或最小板厚需求，且可增加板之剪力強度。

套管 (duct)

後拉預力法中用於裝設預力鋼筋之管面平滑或呈皺褶狀之導管。

耐久性 (durability)

在設計時已考量，結構物或構材可抵抗因所處環境導致性能下降或使用壽命受限等劣化發生之能力。

邊距 (edge distance)

混凝土表面邊緣至最靠近錨栓中心之距離。

斷面有效深度 (effective depth of section)

自最外受壓纖維量測至縱向拉力鋼筋中心之距離。

有效埋設深度 (effective embedment depth)

錨栓與周圍混凝土相互傳遞力量之總深度，有效埋設深度通常是指混凝土於施加拉力處發生破壞面之深度，對於預埋之擴頭錨栓及擴頭錨釘，有效埋設深度係量測自擴頭之承載接觸面。

解說：

不同錨栓型式之有效埋設深度如圖R2.1所示。對於後置機械式錨栓 hef 值，可由製造商依據ACI 355.2規定所提出之產品評估報告得到。

有效預力 (effective prestress)

於第20.3.2.6節所有預力損失發生後，仍留存於預力鋼筋內之應力。

有效勁度 (effective stiffness)

考量開裂、潛變及其他非線性效應後之結構構材勁度。

埋設物 (embedments)

埋設於混凝土內之物件，不含第二十章定義之鋼筋及第十七章定義之錨栓，以銲接、螺栓或其他方式連接於埋設物件之鋼筋或錨栓以發展組件之強度者，均視為埋設之一部分。

管件埋設 (embedments, pipe)

埋設之管、導管及套管。

埋設長度 (embedment length)

埋設鋼筋於臨界斷面外之長度。

穩定後密度 (equilibrium density)

放置在相對濕度 $50 \pm 5\%$ 及溫度 $23.0 \pm 2^\circ\text{C}$ 環境充份時間後，達到穩定不變後之密度，依相關標準測定之輕質混凝土密度。

膨脹套管 (expansion sleeve)

膨脹式錨栓之外套管，採用扭力或錘擊強迫中心錐體撐開外套管，並頂緊混凝土預鑽孔壁體，以承受載重，參考膨脹式錨栓。

最外受拉鋼筋 (extreme tension reinforcement)

距最外側受壓纖維最遠處之該層預力或非預力鋼筋。

有限元素分析(finite element analysis)

將結構物劃分成若干個分離元素，進行分析之數值模擬技術。

5 %分位數 (five percent fractile)

為統計術語，表示在90 %信賴下，實際強度有95 %機率超過此標稱強度。

解說：

輕質混凝土穩定後密度之測定方法，依ASTM C567之規定。

決定5 %分位數($\bar{x} - K_{05}s_s$) 相對應之係數 K_{05} ，該係數取決於計算樣本平均數 \bar{x} 及樣本標準差 s_s 之測試次數 n 。 K_{05} 值的範圍，在 $n = \infty$ 時為1.645， $n = 40$ 時為2.010， $n = 10$ 時為2.568。依5 %分位數的定義，第十七章的標稱強度與ACI 355.2的特徵強度一樣。

基礎耐震繫材 (foundation seismic ties)

將基礎充分連結成為一體之構件，可能包含地梁、地面板或地面板之間之梁。

擴頭竹節鋼筋 (headed deformed bars)

一端或二端附加錨定板之竹節鋼筋。

擴頭螺栓 (headed bolt)

預埋之鐵製錨栓，可藉由錨栓尾端之擴頭或螺帽所提供之機械互鎖，發展其拉力強度。

擴頭錨釘 (headed stud)

符合AWS D1.1規定之鋼材錨栓，在澆置混凝土前，採用植釘鉸連接於鋼板或類似之連結鐵件。

彎鈎螺栓 (hooked bolt)

預埋錨栓，主要由混凝土中螺栓端部90度 (L形螺栓) 或180度 (J形螺栓) 之機械彎鈎加以錨定，其最小 e_h 值為 $3d_a$ 。

閉合箍筋 (hoop)

閉合式箍筋或連續彎繞之箍筋，由一支或多支鋼筋構件組成，每一構件之二端均具有耐震彎鈎。閉合箍筋不應採擴頭竹節鋼筋互鎖組成。參見第25.7.4節。

檢驗 (inspection)

利用觀察、驗證及所需相關文件以判定材料、安裝、製作、組立及元件安置與接合是否符合施工圖說及參考標準。

連續檢驗 (inspection, continuous)

在工作執行區域中，配合工作執行全程觀察、驗證及記錄相關文件。

週期性檢驗 (inspection, periodic)

在工作執行區域中，配合工作執行採部分時間或間隔性觀察、驗證及記錄相關文件。

整體性連接筋 (integrity tie)

用於構材接合部之鋼筋，其功能為連接構材以維持結構之整體性。

隔離縫 (isolation joint)

在混凝土結構相鄰位置設置之分隔縫，通常是以垂直面設在最不影響混凝土結構性能之特定位置，但仍允許分隔縫兩側構造物有三方向之相對移動，以避免在其他位置形成裂縫，通過分隔縫之全部或部分鋼筋可中斷。

千斤頂力 (jacking force)

預力混凝土中，藉由千斤頂裝置所施加之暫時力量，可在預力鋼筋中導入拉力。

接頭 (joint)

結構中相交構材之共同部分。

解說：

第15.4.2.4節提供特殊抗彎矩構架接頭之有效斷面積 A_j ，用於計算剪力強度。

載重 (load)

由全部建築物材料、居住者與其所有物品之重量、環境影響、差異變形及內部尺度變化受束制所導致之力量或其他作用力；永久載重是指這些載重極少或僅小幅度會隨著時間變化，其他所有之載重則是屬可變化之載重。

靜載重 (load, dead)

(a)構材、支撐之結構及永久附屬設施或可能在使用期間設置於結構上之永久裝飾物重量；或(b)符合一般建築規範中特定條件之載重；不含載重因數。

解說：

當規範包含須滿足在不同載重規模下之需求時，載重會有各種不同定義，“靜載重”和“活載重”名稱係指一般建築規範規定或定義的無因數化載重，有時也被稱為“使用載重”。當規範規定進行構件適當服務效能之配置或檢核時，則須使用「使用載重」（無因數化載重）。用以配置構材達到適當強度之載重被定義為因數化載重。除了風載重和地震力在ASCE/SEI-7已定義為強度載重外，因數化載重係依所需強度將使用載重乘以適當的載重因數而得。因數化載重名稱已闡明依規範如何選用特定載重、彎矩或剪力值之載重因數。

載重效應 (load effects)

由外加载重或體積變化束制下，於結構構材中所產生之內力或變形。

解說：

應力及應變與力及變形有直接相關，視為載重效應。

因數化載重 (load, factored)

乘上適當載重因數之載重。

活載重 (load, live)

(a)非永久施加於結構物但可能在結構物使用期間發生之載重（不含環境載重）；或(b)符合一般建築規範特定條件之載重；不含載重因數。

屋頂活載重 (load, roof live)

由下列二種所產生位於屋頂之載重(a)於維修期間內之工人、設備與材料載重，與(b)結構物使用期間之可移動物品，例如盆栽或其他類似與居住無關之小裝飾用附屬物等；或符合一般建築規範特定條件之載重；不含載重因數。

自重靜載重 (load, self-weight dead)

結構系統之重量，包含任何固定於混凝土上之物品。

使用載重 (load, service)

設施營運過程中，施加於結構或構件之靜置或暫時之全部載重，不含載重因數。

外加靜載重 (load, superimposed dead)

除了自重外，已存在或設計中考量之所有靜載重。

傳力路徑 (load path)

構材及接頭之傳力順序，設計用來傳遞依本規範規定方式所組合之因數化載重與力量，自施力點或起始點經過結構至最終支撐位置或基礎。

製造廠商安裝指引 (MPII)

(Manufacturer's Printed Installation Instructions (MPII))

產品包裝內檢附之出版品，其說明在所有安裝條件下，錨栓安裝之正確方法。

鋼管混凝土樁 (metal cased concrete piles)

薄殼鋼管、鋼殼或螺旋銲接鋼殼，一端封閉鑽入地下且永久埋置，全長環繞土壤，隨即灌注鋼筋及混凝土。

彈性模數 (modulus of elasticity)

在材料比例極限內，正向拉應力或壓應力與對應應變之比值。

抗彎矩構架 (moment frame)

梁、板、柱與接頭之構架，抵抗彎矩、剪力及軸力為主；梁或板主要是水平或接近水平；柱主要是垂直或接近垂直。

特殊抗彎矩構架 (moment frame, special)

依第18.2.3節至第18.2.8節及第18.3節至第18.5節規定之場鑄梁—柱構架，及依循第18.2.3節至第18.2.8節及第18.6節之預鑄梁—柱構架。

淨拉應變 (net tensile strain)

在標稱強度下之拉應變，此應變不包含由有效預力、潛變、收縮及溫度所產生者。

節點區 (nodal zone)

假設經由節點傳遞壓拉桿力量之節點四周混凝土體積。

節點 (node)

壓拉桿模式中，壓桿、拉桿與集中載重軸線之交點。

鋼筋彎折區節點 (node, curved bar)

壓拉桿模式中，定義連續鋼筋彎折區之節點。

單向構造 (one-way construction)

藉由單向彎矩以承受所有外力之構材；可參考雙向構造。

解說：

小梁、梁、大梁及某些板與基礎均視為單向構造。

噴凝土格板模型(panel, shotcrete mockup)

模擬結構構材中鋼筋尺寸及細節之噴凝土試體，用於施工前評估噴嘴操作人員施噴噴凝土包覆鋼筋之能力。

解說：

噴凝土格板模型作為施工前評估，噴凝土格板模型可採切鋸、鑽心或二者混用，以評估鋼筋是否有適度的噴凝土包覆。

噴凝土試驗格板 (panel, shotcrete test)

依據CNS 14917噴凝土試驗格板樣品之準備與測試法規定用於評估噴凝土之噴凝土試樣。

解說：

噴凝土試驗格板通常用來評估噴凝土拌成物、噴嘴操作人員施噴能力、表面修飾驗證，及提供抗壓或抗彎強度試驗之試體。

柱墩 (pedestal)

主要用於支撐軸向壓力之構材，其高度與最小側向尺寸比值不大於3；對於錐形構材，最小側向尺寸為較小邊頂部與底部尺寸之平均值。

塑鉸區 (plastic hinge region)

指因設計地震位移以致發生撓曲降伏之構架元件長度，其延伸長度不小於自初始撓曲降伏之臨界斷面起之 h 距離。

後拉法 (post-tensioning)

在混凝土硬化後才對預力鋼筋施拉力之方法。

預鑄混凝土樁 (precast concrete piles)

預力混凝土或傳統鋼筋混凝土之鑽掘樁。

預壓拉力區 (precompressed tension zone)

預力構材在未施加預力前，因使用載重下產生撓曲拉力之區域，該撓曲拉力係依全斷面計算。

先拉法 (pretensioning)

在混凝土澆置前即對預力鋼筋施拉力之方法。

投影面積 (projected area)

用以代表混凝土構材自由面，經假設為直線形破壞之較大基面。

投影影響面積 (projected influence area)

混凝土構材自由面之線性面積，用於計算黏結式錨栓之握裹強度。

混凝土撬破強度 (pryout strength, concrete)

埋設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。

鋼筋 (reinforcement)

埋設於混凝土中且符合第20.2節至第20.5節之鋼件，外置預力鋼腱中之預力鋼筋亦被視為鋼筋。

錨栓錨定鋼筋 (reinforcement, anchor)

用於傳遞錨栓全部設計載重至結構構材之錨定鋼筋。

解說：

錨栓錨定鋼筋是為了傳遞錨栓載重至構材之目的而特別設計與配置之鋼筋，髮夾形鋼筋基本上為此目的而使用（參考第17.5.2.1(a)節及第17.5.2.1(b)節）；無論如何，能有效傳遞錨栓載重之其他構造均可被接受。

握裹預力鋼筋 (reinforcement, bonded prestressed)

先拉法之預力鋼筋或採用握裹之預力鋼筋。

竹節鋼筋 (reinforcement, deformed)

符合第20.2.1.3節、第20.2.1.5節或第20.2.1.7節之竹節鋼筋、銲接鋼筋網、麻面鋼線及銲接鋼線網，不含光面鋼線。

解說：

竹節鋼筋定義為符合本規範對鋼筋之規格者，其他未符合規範要求者非屬竹節鋼筋。此定義容許精確說明伸展長度，不符合竹節特徵要求之鋼棒或鋼線，或不符合同間距要求之銲接鋼線網視為“光面鋼筋”，且為符合規範，僅能用於螺箍筋。

非預力鋼筋 (reinforcement, nonprestressed)

無施加預力之握裹鋼筋。

光面鋼筋 (reinforcement, plain)

符合第20.2.1.4節或第20.2.1.7節但不符合竹節鋼筋定義之鋼筋或鋼線。

預力鋼筋 (reinforcement, prestressed, prestressing)

施加拉力以傳遞力量至混凝土之預力鋼筋。符合第20.3.1節之高強度鋼筋，例如鋼絞線、鋼線或鋼棒。

輔助鋼筋 (reinforcement, supplementary)

用於限制潛在混凝土拉破之鋼筋，但不是設計用來傳遞錨栓全部設計載重至結構構材。

解說：

輔助鋼筋之構造及配置類似錨栓錨定鋼筋，但非特別設計來傳遞錨栓載重至構材，常作為剪力鋼筋之肋筋可屬於此類鋼筋。

銲接竹節鋼筋網 (reinforcement, welded deformed steel bar mat)

符合第20.2.1.5節互相正交之兩層竹節鋼筋，在交叉處銲接所形成之鋼筋網。

銲接鋼線網 (reinforcement, welded wire)

光面或麻面鋼線加工成符合第20.2.1.7節之網片或網捲。

耐震設計分類 (Seismic Design Category)

依據一般建築規範中所定義之使用類別及結構物所在地於設計地震下地表運動之嚴重性，對結構物之分級，亦可簡寫為SDC。

抵抗地震力系統 (seismic-force-resisting system)

依一般建築規範使用適用條款與載重組合之要求，設計以抵抗地震效應之結構部分。

耐震彎鉤 (seismic hook)

肋筋或繫筋之彎鉤，其彎角應不小於135度，圓形箍筋彎鉤之彎角應不小於90度，彎後須至少延伸 $6d_b$ (但應不小於7.5 cm)，彎鉤並須圍繞縱向鋼筋且其延伸部分須進入肋筋或箍筋所圍束區域之內部。

剪力帽蓋 (shear cap)

板下方突出部分用來增加板之剪力強度。

剪力凸出物 (shear lug)

銲接在連接基板之鋼構件，藉由支承傳遞剪力至混凝土。

襯裹 (sheathing)

包覆預力鋼筋之材料，以避免預力鋼筋與周圍混凝土間產生握裹並提供防蝕保護，且該材料已包含防蝕塗布。

解說：

基本上，襯裹是以連續、無縫、高密度聚合物材料，直接外加在塗布預力鋼筋上。

噴凝土 (shotcrete)

將砂漿或混凝土，由噴嘴以氣動式高速噴灑至平面。

解說：

噴漿有時也可稱為噴凝土。

乾拌噴凝土 (shotcrete, dry-mix)

在噴嘴處將大部分拌和水加入混凝土成分中之噴凝土。

濕拌噴凝土 (shotcrete, wet-mix)

將拌和水、混凝土成分，在進入傳送管前已拌和之噴凝土。

混凝土側邊脹破強度 (side-face blowout strength, concrete)

具深度埋設而薄邊混凝土之錨栓，其破壞為錨栓頭側邊混凝土剝落，而不造成頂部混凝土拉破之強度。

淨間距 (spacing, clear)

兩相鄰物件最外層表面間最小尺度之距離。

跨徑 (span length)

支撐間之距離。

特殊耐震系統 (special seismic systems)

使用特殊抗彎構架、特殊結構牆或二者共用之結構系統。

特製預埋件 (specialty insert)

專門為螺栓連結或開槽連接設計之預先設計及製造之預埋錨栓。

解說：

特製預埋件通常用於搬運、運輸、組立及錨定構件；特製預埋件不在本規範範圍內。

螺箍加強筋 (spiral reinforcement)

連續纏繞圓柱之螺旋狀鋼筋。

劈裂抗拉強度 (f_{ct}) (splitting tensile strength (f_{ct}))

如CNS 3691所述，依CNS 3801測定之混凝土抗拉強度。

脆性鋼構件 (steel element, brittle)

拉力試驗伸長率小於14 % 或斷面積減小率小於30 % 之鋼構件。

解說：

14 % 伸長率宜在適用ASTM鋼材標準所規定之標距長度範圍內量測。

延性鋼構件 (steel element, ductile)

拉力試驗伸長率不小於14 % 及斷面積減小率不小於30 % 之鋼構件；符合ASTM A307者可視為延性鋼構件；除了因地震效應修正外，符合CNS 560或ASTM A955要求之竹節鋼筋應視為延性鋼構件。

解說：

14 % 伸長率宜在適用ASTM鋼材標準所規定之標距長度範圍內量測，由於擔心在切割螺紋處發生破裂，得驗證螺紋竹節鋼筋能滿足第25.5.7.1節之強度要求。

肋筋 (stirrup)

用來抵抗構材剪力與扭力之鋼筋，一般為竹節鋼筋、麻面鋼線或銲接鋼線網，型式包括單肢，或彎成L形、U形或矩形，配置方向與縱向鋼筋呈垂直或某一角度，可參考箍筋。

解說：

“肋筋”一詞通常用於梁或板中的橫向鋼筋，“箍筋”或“閉合箍筋”一詞通常用於壓力構材中的橫向鋼筋。

設計強度 (strength, design)

標稱強度乘上強度折減因數 ϕ 。

標稱強度 (strength, nominal)

依本規範強度設計法之規定與假設，計算求得未乘強度折減因數之構材或斷面強度。

解說：

材料強度及尺度之標稱或特定值，係用於計算標稱強度。下標 n 是用來表示標稱強度，例如標稱軸向載重強度 P_n 、標稱彎矩強度 M_n 及標稱剪力強度 V_n 。

有關強度設計概念及專有名詞之其他討論，見第二十二章解說。

需求強度 (strength, required)

需抵抗因數化載重或本規範所規定之相關內部彎矩與力量等組合之構材或斷面強度。

解說：

下標 u 僅用來表示需求強度，例如，由施加的因數化載重及力量計算而得之需求軸向載重強度 P_u 、需求彎矩強度 M_u 及需求剪力強度 V_u 。強度設計基本要求可以表示如下：設計強度 \geq 需求強度；例如 $\phi P_n \geq P_u$ ； $\phi M_n \geq M_u$ ； $\phi V_n \geq V_u$ 。有關強度設計概念及專有名詞的其他討論，見第二十二章解說。

可伸長段長度 (stretch length)

錨栓伸出於所錨定混凝土外之長度，以其斷面積為最小且為定值之部分，承受施加於錨栓之全部拉力載重。

解說：

在地震載重下，被設計會產生非彈性伸長量之錨栓長度，例如圖R17.10.5.3所示之可伸長段長度。

結構混凝土 (structural concrete)

作為結構目的之混凝土，包含純混凝土及鋼筋混凝土。

結構橫隔板 (structural diaphragm)

如樓板或屋頂板之構材，可將作用於此構材平面之力量傳遞至側向力抵抗系統之垂直構件。橫隔板弦梁及集力構材亦視為結構橫隔板之一部分。

結構完整性 (structural integrity)

即使遭受局部損壞或明顯之超額應力下，結構體仍能藉由其強度、贅餘度、延性及配筋細節，產生應力重分配，而保持整體結構穩定之能力。

結構系統 (structural system)

相互連接之構材，設計用來滿足性能要求。

結構桁架 (structural truss)

主要承受軸力之鋼筋混凝土構材組合。

結構牆 (structural wall)

經設計可抵抗在牆平面中之剪力、彎矩及軸力組合。剪力牆屬於一種結構牆。

韌性耦合結構牆 (Structural wall, ductile coupled)

符合第18.7.9節規定之耐震系統。

一般鋼筋混凝土結構牆 (structural wall, ordinary reinforced concrete)

符合第十一章之牆。

一般純混凝土結構牆 (structural wall, ordinary plain concrete)

符合第十四章之牆。

特殊結構牆 (structural wall, special)

依照第18.2.3節至第18.2.8節及第18.7節之場鑄結構牆；或依照第18.2.3節至第18.2.8節及第18.8節之預鑄結構牆。

解說：

第18.2.3節至第18.2.8節及第18.8節的要求是為了讓特殊預鑄結構牆具有相當於與場鑄特殊鋼筋混凝土結構牆之最小強度與韌性。

壓桿 (strut)

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。

邊界壓桿 (strut, boundary)

沿著構材或不連續區邊界之壓桿。

解說：

邊界壓桿係用於梁、牆或其他構材的撓曲壓力區，邊界壓桿並不承受橫向拉力，其強度高於內壓桿(詳圖R23.2.1)。

內部壓桿 (strut, interior)

未沿著構材或不連續區邊界之壓桿。

解說：

內部壓桿承受由剪力產生之拉力，該拉力在模型平面內且作用於垂直壓桿方向(詳圖R23.2.1)。

壓拉桿模式 (strut-and-tie model)

結構構材或構材內D區域之桁架模式，由相交在節點之壓桿與拉桿所組成，能夠將因數化載重傳遞至支承處或相鄰B區域。

鋼腱 (tendon)

使用於後拉預力法構材中，鋼腱係由端錨、預力鋼筋、無握裹功效之塗布襯裹或具握裹功效之灌漿套管所組成之完整組件。

握裹鋼腱 (tendon, bonded)

經由將埋設於混凝土斷面中之套管灌漿，使預力鋼筋與混凝土產生連續握裹之鋼腱。

外置預力鋼腱 (tendon, external)

後拉預力裝置中，位於混凝土構材斷面外之鋼腱。

解說：

在新建或既有的後拉法之應用，全部或部分外置於構材混凝土斷面或置於箱形斷面內，並固定在錨定裝置和轉向點之鋼腱。

無握裹鋼腱 (tendon, unbonded)

預力鋼筋與混凝土不發生握裹之鋼腱，僅藉由端錨將施加預力永久傳遞至鋼腱端部之混凝土。

拉力控制斷面 (tension-controlled section)

在標稱強度下，最外端受拉鋼筋淨拉應變大於或等於 $\epsilon_y + 0.003$ 之構材斷面。

箍筋或拉桿 (tie)

(a) 箍筋：環繞縱向鋼筋之鋼筋或鋼線；形狀為圓形、矩形或其他無凹角凸多邊形之連續彎繞鋼筋或鋼線皆可接受；可參考肋筋或閉合箍筋；

(b) 拉桿：壓拉桿模式之拉力構件。

傳遞 (transfer)

藉由千斤頂或先拉法預力床將預力鋼筋應力傳遞至混凝土構材之動作。

傳遞長度 (transfer length)

傳遞有效預力至混凝土之先拉預力鋼筋所需埋設長度。

雙向構造 (two-way construction)

藉由雙向彎矩以承受外力之構材；某些板與基礎可視為雙向構造。參考單向構造。

無套管場鑄混凝土鑽掘樁或螺旋樁 (uncased cast-in - place concrete drilled or augered piles)

場鑄混凝土基礎構材，某些可有擴大之基底(擴座)，以地面挖孔或鑽入臨時鋼套管，並將孔內土壤清除後，立即置入鋼筋及混凝土。

牆 (wall)

設計用來抵抗軸力、側向力或二者合併之垂直構件，其水平長度與厚度比值大於3，通常用來圍封或區隔空間。

牆段 (wall segment)

牆以垂直或水平開口或邊緣為界之部分。

水平牆段 (wall segment, horizontal)

在垂直方向以兩個開口或一個開口及一邊緣為界之結構牆段。

解說：

水平牆段如圖R18.7.4.5所示。

垂直牆段 (wall segment, vertical)

在水平方向以兩個開口或一個開口及一邊緣為界之結構牆段；牆墩屬於垂直牆段。

牆墩 (wall pier)

垂直牆段，其尺度及鋼筋造成之剪力需求，預期將由墩柱垂直鋼筋之撓曲降伏所限制。

解說：

其尺度及鋼筋造成之剪力需求，預期將由墩柱垂直鋼筋之撓曲降伏所限制。

水膠比 (water-cementitious materials ratio)

混凝土組成物中，水質量 (不包含粒料吸收水質量) 與膠結材料質量之比值，以小數表示。

工作物 (work)

依工程文件所需提供全部工程或分項個別工程。

降伏強度 (yield strength)

鋼筋之規定最小降伏強度或降伏點；應依本規範適用之CNS標準，進行拉伸試驗測定降伏強度或降伏點。

第三章 參考標準

3.1 範圍

- 3.1.1 本規範所引用之標準，或所涉及之特定章節，包括附件、附錄或補充資料，除另加註明者外，完全引自下列標準。

解說：

本規範所引用之全部標準均列於本章，包括名稱及完整序列稱號。本規範之其他章節，引用標準僅簡述序列稱號。各引用標準常涵蓋不同規格及型號等，使用時應注意其是否適合所涉工程之需求，必要時應指明所需之特別規定。相對於本規範之修訂，引用標準之更新頻率較高，內容時有變動修正，工程設計使用時應注意其內容。

3.2 參考標準

3.2.1 內政部

建築技術規則
建築物耐震設計規範及解說

3.2.2 交通部

公路橋梁設計規範，2015年修訂，第8.21節（後拉預力法之錨碇區）

3.2.3 中華民國國家標準（CNS）

CNS 61 卜特蘭水泥
CNS 560 鋼筋混凝土用鋼筋
CNS 1163 粒料容積密度與空隙率試驗法
CNS 1174 新拌混凝土取樣法
CNS 1230 試驗室混凝土試體製作及養護法
CNS 1231 工地混凝土試體製作及養護法
CNS 1232 混凝土圓柱試體抗壓強度檢驗法
CNS 1237 混凝土拌和用水試驗法
CNS 1238 混凝土鑽心試體及鋸切長條試體取樣法
CNS 1240 混凝土粒料
CNS 2111 金屬材料拉伸試驗法
CNS 2473 一般結構用軋鋼料
CNS 2608 鋼料之檢驗通則
CNS 2947 銲接結構用軋鋼料
CNS 3036 混凝土用燃煤飛灰及未煨燒或煨燒天然卜作嵐材料
CNS 3090 預拌混凝土
CNS 3091 混凝土用輸氣附加劑
CNS 3332 預力混凝土用鋼線及鋼絞線

CNS 3691 結構混凝土用之輕質粒料
 CNS 3801 混凝土圓柱試體劈裂抗張強度試驗法
 CNS 4269 銲接結構用耐候性熱軋鋼料
 CNS 4435 一般結構用碳鋼鋼管
 CNS 4620 高耐候性軋鋼料
 CNS 6919 銲接鋼線網及鋼筋網
 CNS 7141 一般結構用正方形及矩形碳鋼鋼管
 CNS 9272 預力混凝土用鋼棒
 CNS 9661 新拌混凝土空氣含量試驗法（壓力法）
 CNS 9662 新拌混凝土空氣含量試驗法（容積法）
 CNS 11151 混凝土單位重、拌和體積及含氣量（比重）試驗法
 CNS 12283 混凝土用化學摻料
 CNS 12456 鋼筋混凝土用防銹劑
 CNS 12549 混凝土及水泥砂漿用水淬高爐爐渣粉
 CNS 12833 流動化混凝土用化學摻料
 CNS 12892 纖維混凝土用鋼纖維
 CNS 13812 建築結構用軋鋼料
 CNS 13961 混凝土拌和用水
 CNS 14689 噴凝土用摻料
 CNS 14703 硬固水泥砂漿及混凝土中水溶性氯離子含量試驗法
 CNS 14771 鋼筋混凝土用熱浸鍍鋅鋼筋
 CNS 14794 水硬性水泥砂漿棒暴露於硫酸鹽溶液中之長度變化試驗法
 CNS 14917 噴凝土試驗格板樣品之準備與測試法
 CNS 15286 水硬性混合水泥
 CNS 15560 鋼筋機械式續接試驗法
 CNS 15648 膠結混合料用砂灰

3.2.4 美國混凝土學會 (ACI)

ACI 318.2 混凝土薄殼建築規範及解說 (Building Code Requirements for Concrete Thin Shells and Commentary)
 ACI 355.4 混凝土後置式黏結式錨栓之認可 (Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete)
 ACI 437.2 既有混凝土結構載重試驗之規範要求及解說 (Code Requirements for Load Testing of Existing Concrete Structures and Commentary)
 ACI 550.4 預鑄混凝土橫隔板連結器及供地震載重之接頭加強之認可及解說 (Qualification of Precast Concrete Diaphragm Connections and Reinforcement at Joints for Earthquake Loading and Comentary)
 ACI 550.5 受地震動之預鑄混凝土橫隔板設計規範要求及解說 (Code Requirements for the Design of Precast Concrete Diaphragms for Earthquake Motions and Comentary)

解說：

ACI 355.4為用於開裂和未開裂混凝土之黏結式錨栓的試驗和評估認可要求。

3.2.5 美國材料試驗學會 (ASTM)

- ASTM A307 60000 PSI 拉伸強度之碳鋼螺栓、螺椿和螺桿 (Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength)
- ASTM A955/A955M 鋼筋混凝土用竹節及光面不鏽鋼鋼筋 (Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement)
- ASTM C469/C469M 混凝土受壓之靜彈性模數及波松比試驗法 (Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression)
- ASTM C567 結構輕質混凝土密度測定法 (Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete)
- ASTM C1480 使用於濕拌或乾拌噴凝土之裝袋、預混、乾粉及綜合材料 (Standard Specification for Packaged, Pre-Blended, Dry, Combined Materials for Use in Wet or Dry Shotcrete Application)
- ASTM C1580 土壤中水溶性硫酸鹽試驗法 (Standard Test for Water-Soluble Sulfate in Soil)
- ASTM C1797 用於水硬性水泥混凝土之碳酸鈣粉及礦物填料 (Standard Specification for Ground Calcium Carbonate and Aggregate Mineral Fillers for use in Hydraulic Cement Concrete)
- ASTM D4130 微鹹水、海水和鹽水中硫酸根離子試驗方法 (Standard Test Method for Sulfate Ion in Brackish Water, Seawater, and Brines)

解說：

許多ASTM標準是聯合標準，以雙重稱號表示，例如 ASTM A53/A53M，為簡化起見，本規範及解說引用聯合標準時不顯示國際單位制 (M) 稱號。然而，在此處係提供完整稱號，因其為該標準之正式稱號。

第四章 結構系統要求

4.1 範圍

4.1.1 本章應適用於第一章所定義之整體或部分之混凝土結構設計。

解說：

美國ACI規範自2014年版本加入本章介紹結構系統要求。對於特殊或需適當提昇性能之構造，可能會較本規範規定有更嚴格之要求。本規範及解說宜輔以優良之工程知識、經驗及判斷。

4.2 材料

4.2.1 混凝土之設計性質應依第十九章規定。

4.2.1.1 除本規範另有規定者，噴凝土設計性質應符合混凝土之要求。

4.2.2 鋼筋之設計性質應依第二十章規定。

解說：

第三章明定允用於設計之參考標準。第十九章及第二十章建立允用於設計之混凝土與鋼筋性質。第二十六章提供混凝土材料、配比及混凝土允收之施工要求。

除另有規定外，噴凝土的行為與性質可以認為與混凝土類似。本規範使用噴凝土的相關章節特別整理於表4.2.1.1。其它有關噴凝土的額外資料，可參考ACI 506R及ACI 506.2。

表4.2.1.1 噴凝土之相關章節

涵蓋主題	章節編號
凍、融	第19.3.3.3節~第19.3.3.6節
鋼筋	第25.2.7節~第25.2.10節，第25.5.1.6節、第25.5.1.7節
噴凝土之使用	第26.3.1節、第26.3.2節
材料	第26.4.1.2節、第26.4.1.4節、第26.4.1.7節
配比設計	第26.4.3節
配比紀錄	第26.4.4.1節
噴漿、搗實	第26.5.2.1節
養護	第26.5.3節
接縫	第26.5.6節
評估與允收	第26.12節

4.3 設計載重

4.3.1 設計考量之載重與載重組合應依照第五章。

解說：

設計載重至少包括靜載重、活載重、雪載重、風力、地震力、預力、吊車載重、振動、衝擊、收縮

、溫度變化、潛變、補償混凝土收縮之膨脹及預期支承不對稱之沉陷等。其他專案特定載重可由設計者規定。

4.4 結構系統與載重傳力路徑

4.4.1 結構系統應包括(a)至(g)之可適用項目：

- (a) 樓板構造及屋頂構造，包括單向板及雙向板
- (b) 梁及小梁
- (c) 柱
- (d) 牆
- (e) 橫隔板
- (f) 基礎
- (g) 接頭、接合部及錨栓，能從一個元件傳遞力量至另一個元件

解說：

混凝土結構設計之發展已從注重個別構材設計演變為整體系統之結構設計。結構系統包括結構構材、接頭及接合部，各自扮演特定角色及功能。一個結構構材可能屬於一個或多個結構系統，在每個結構系統中承擔不同角色，並需符合所在結構系統之所有細節要求。接頭及接合部為相交構材之共同位置或為用來連接兩構材之項目，但構材、接頭及接合部之區別，可由結構模擬方式決定。全章中“構材”一詞，通常是指“結構構材、接頭及接合部”。

雖然本規範係以結構系統由上述構材組成之考量下撰寫，但並非所有結構構材類型都可用於所有建築結構系統，所以有許多替代組合亦為可行。一個特定專案採用之構材類型，及此構材類型扮演之角色，由設計者制定，以符合本規範之要求。

4.4.2 第4.4.1節中之結構構材設計，包括接頭、接合部及錨栓，應符合第七章至第十八章之規定

。

解說：

在各結構構材類型之章節中，需求係遵循相同程序與範疇，包括一般需求、設計限制、需求強度、設計強度、鋼筋限制、鋼筋細節及其他對此構材類型之特別需求等。

4.4.3 若結構系統符合第1.9.1節規定且經認可，則結構系統之結構構材不受限第4.4.1節及第4.4.2節規定。

解說：

某些材料、結構構材或系統即使不被本規範慣例規定所認可，但若符合本規範規定之目標，仍可被接受。第1.9.1節乃概要說明不同材料與系統取得認可之程序。

4.4.4 結構系統須設計抵抗第4.3節載重組合中之因數化載重，而不超過構材適當設計強度，該強度乃考慮從載重施力點或起源至抵抗力終點下之一個或多個連續傳力路徑。

解說：

設計宜基於構材及接合部之設計強度，不小於沿傳力路徑傳遞載重之需求強度。設計者可能需要研究一個或多個不同路徑，以辨認各傳力路徑序列組成元素之弱點。

4.4.5 結構系統須設計以容納預計之體積變化及差異沉陷。

解說：

柱與牆受潛變與收縮之影響、長屋頂與樓板系統受潛變與收縮之限制、預力造成之潛變、溫度變化造成之體積變化以及體積變化對支撐構材可能造成之損壞，宜於設計中考慮，鋼筋、間隙封條或伸縮縫為容納此種影響之一般方法。最少收縮與溫度鋼筋對於許多一般規模與暴露混凝土結構，可控制開裂至可接受程度。

差異沉陷或隆起可能是設計上重要之考量，惟對於大地工程專業建議有關差異沉陷及隆起所允許標稱值，通常未納入一般建築結構之設計載重組合中。

4.4.6 抵抗地震力系統

4.4.6.1 各結構所在之震區應依內政部頒布之「建築物耐震設計規範及解說」規定。

解說：

我國震區之劃分，係考慮工址過去發生地震之規模、震央、震源深度以及活動斷層之地震規模潛勢，並利用地震水平地表加速度以及結構水平譜加速度，隨距離、地震規模變化之衰減律及其他地體構造等資料，經由均布危害度分析而得。各震區之定義，應依據內政部頒布「建築物耐震設計規範及解說」之規定。

4.4.6.2 結構系統為抵抗地震力系統之一部分時，應限定由內政部頒布之「建築技術規則」及「建築物耐震設計規範及解說」所指定之系統。

解說：

建築技術規則建築構造編第四十二條，抵抗地震力之結構系統分為：(一) 承重牆系統、(二) 構架系統、(三) 抗彎矩構架系統、(四) 二元系統、(五) 未定義之結構系統、(六) 雜項工作物結構系統。

4.4.6.3 耐震結構物須符合第十八章以及本規範其他適用章節之規定。

解說：

依據抵抗地震力系統之不同，第十八章有不同之適用規定。

4.4.6.4 結構構材假設為不屬於抵抗地震力系統之一部分時，結構設計應考慮並納入該結構構材對系統反應之影響及其影響結果，並應符合第十八章之適用規定。

解說：

結構構材未考慮為抵抗地震力系統之一部分時，仍需設計以承受建築物對地震反應之位移與力量。

4.4.6.5 地震對非結構構材之影響應依第18.2.2.1節規定予以考量，另亦應考慮其影響結果。

4.4.6.6 混凝土結構之耐震設計驗證採用非線性反應歷時分析時，應依附錄A之規定。

解說：

雖然非結構構材受地震影響之設計不在本規範範圍內，但耐震結構物其非結構構材對結構行為之可能負面影響宜予考慮。例如過去案例中，因非結構構材與結構系統之互制，形成短柱效應，造成結構構

材於地震過程破壞及某些結構物崩塌。

4.4.7 橫隔板

- 4.4.7.1 如樓板或屋頂板等橫隔板應同時承擔面外重力與面內水平橫力，並依第4.3節規定之載重組合設計。
- 4.4.7.2 橫隔板及其接合部之組合構材，應設計為可於橫隔板及組合構材間傳遞力量。

解說：

樓板和屋頂板扮演雙重任務，在其自身平面橫隔板上同時承擔重力與傳遞側向力。第十二章提供橫隔板之一般要求，其解說則描述橫隔板之任務，第十八章提供耐震設計之附加要求。

- 4.4.7.3 橫隔板及其接合部應設計提供對垂直、水平及斜構件之側向支撐。
- 4.4.7.4 橫隔板應設計抵抗由土壤、靜水壓力產生之可適用側向載重及由結構分析分配至橫隔板之其他載重。
- 4.4.7.5 橫隔板與垂直構件間須傳力時，應配置集力構件。

解說：

所有結構系統宜依照第4.4.4節有完整的傳力路徑，傳力路徑需包括集力構件。

- 4.4.7.6 橫隔板為抵抗地震力系統之一部分時，應按承受之載重依第十八章予以設計。

4.5 結構分析

- 4.5.1 分析程序應滿足變位一致與力平衡。
- 4.5.2 結構分析之方法得依照第六章。

解說：

分析的任務為計算結構系統的內力及變位，且建立符合本規範之強度、使用性及穩定性要求。電腦運用於結構工程中，使得執行複雜結構分析更為可行。如第六章所規定，本規範允許包括於不連續區域所要求之壓拉桿方法等許多分析技巧，並要求所使用之分析程序，宜滿足力平衡及變位一致之基本原理。

4.6 強度

- 4.6.1 構材與其接頭及接合部之設計強度，就力矩、剪力、扭力、軸力及承壓強度而言，應取其標稱強度 S_n 乘上可適用之強度折減因數 ϕ 。
- 4.6.2 結構物及結構構材所有斷面之設計強度 ϕS_n ，應大於或等於依據本規範或一般建築規範所規定，將因數化載重及外力組合計算後所得之需求強度 U 。

解說：

強度設計之基本要求可由下式表示：

$$\text{設計強度} \geq \text{需求強度}$$

$$\phi S_n \geq U$$

在強度設計的程序中，安全程度係由因數乘上載重及強度折減因數 ϕ 乘上標稱強度之組合而得。

採用標準假設及強度公式計算之構材或斷面強度，加上材料強度標稱值及尺度，稱為標稱強度，且一般以 S_n 表示。構材或橫斷面之設計強度或可用強度，為標稱強度乘上適用的強度折減因數 ϕ 折減而得。強度折減因數的目的，係考慮現場材料強度及斷面尺度變化可能造成之強度降低、設計公式的簡化假設之影響、韌性之程度、構材之潛在破壞模式、需求之可靠度及結構構材之破壞與不同的傳力路徑存在之意義等。

本規範或一般建築規範規定設計載重組合，亦稱為因數化載重組合，係定義不同類型的載重乘以個別載重因數（因數化），且相結合成為因數化載重 U 。個別的載重因數及相加組合乃反映個別載重大小之變化、不同載重同時發生的或然率，及決定需求設計強度時所作之假設與近似簡化。

典型之設計方法，若採用線性分析，係分析結構或個別無因數化載重案例，然後將個別無因數化載重案例與載重因數結合，以決定設計載重影響。若載重影響為非線性時，如基礎之上浮，則因數化載重採同時加載以決定非線性因數化載重之影響。與強度設計相關的載重包括彎矩、剪力、扭力、軸力、支承力及貫穿剪應力。有時，設計變位由因數化載重決定。與使用性設計相關的載重影響包含應力與變形。

在應用這些原則過程，設計者宜了解當提供比需求更高強度時，不必然導致更安全的結構，此因可能改變潛在的失敗模式。例如，增加縱向鋼筋面積超過由分析彎矩強度所得之需求量而未增加橫向鋼筋時，可能造成剪力失敗先於撓曲失敗的或然率。對於預期在地震期間表現非彈性的結構，超額強度可能是不適當的。

4.7 使用性

- 4.7.1 在使用載重條件下之性能評估，須考慮由預力、潛變、收縮、溫度變化、軸力變形、連接結構構材之束制及基礎沉陷引起之反力、彎矩、剪力、扭力及軸力。
- 4.7.2 結構物、結構構材及其接合部，若依照適用之構材章節設計，得視為滿足第4.7.1節要求。

解說：

使用性係指結構系統或結構構材在承受影響系統之作用力時，所提供之適當行為及功能。使用性要求闡明如撓度及開裂等課題。有關考量振動的使用性，如第6.6.3.2.2節與第24.1節解說之討論。

除第二十四章所說明者外，使用性等級之載重組合並未在本規範中定義，而是在ASCE/SEI 7-16之Appendix C 中討論。ASCE/SEI 7之附錄並未視為該標準之強制性部分。

4.8 耐久性

- 4.8.1 混凝土拌成物設計應依照第19.3.2節及第26.4節之需求，考慮適用之環境暴露以提供要求之耐久性。
- 4.8.2 鋼筋應依照第20.5節保護規定以避免腐蝕。

解說：

結構所處的環境決定暴露類別，以作為選擇材料、設計細節及施工要求等，俾將結構因環境造成之可能影響降至最低。結構耐久性也受到預防性維護等級的影響，此並未於本規範中闡明。第十九章提供保護混凝土以避免主要環境影響造成之劣化。

4.9 永續性

- 4.9.1 設計者在施工圖說中，除本規範規定之強度、使用性及耐久性外，指定永續性要求得同意。
- 4.9.2 本規範規定之強度、使用性及耐久性應列為永續性之優先考量。

解說：

本規範規定之強度、使用性及耐久性係為達成安全耐久之混凝土結構最低要求，本規範容許業主或設計者規定高於本規範所訂之最低要求。此自選要求可包括較高強度、位移的較嚴格限制，及耐久性與永續性的增強等。

4.10 結構整體性

4.10.1 通則

- 4.10.1.1 鋼筋及接合部應加以設計，俾將結構有效聯繫一起，並改善全部結構之整體性。

解說：

結構的整體性要求之目的係透過鋼筋及接合部之詳細配置以改善贅餘度及韌性，俾在一個主要支承構件的損壞事件或不正常的載重時，將損壞結果局部限制，且結構有較高之機率，維持整體穩定性。

選定結構構材類型之整體性要求，乃包含於相關構材章節之指定節次中。

4.10.2 結構整體性之最低需求

- 4.10.2.1 結構構材及其接合部應依照表4.10.2.1結構整體性之最低需求。

表4.10.2.1 結構整體性之最低需求

構材類型	節次
非預力現場澆置單向板	第 7.7.7 節
非預力雙向板	第 8.7.4.2 節
預力雙向板	第 8.7.5.6 節
非預力雙向格柵小梁系統	第 8.8.1.6 節
現場澆置梁	第 9.7.7 節
非預力單向格柵小梁系統	第 9.8.1.6 節
預鑄接頭及接合部	第 16.2.1.8 節

解說：

本節提到的結構構材及其接合部，僅包括對結構整體性有特定要求之構材類型。然而，其他構材類型之細節要求，則間接闡明結構之整體性。

4.11 防火

- 4.11.1 混凝土構材應符合建築技術規則之防火相關規定。
- 4.11.2 建築技術規則防火要求之混凝土保護層厚度大於第 20.5.1 節規定時，應由較大之保護層厚

度控制。

解說：

有關混凝土構材之防火，應依照建築技術規則建築設計施工編，第三章「建築物之防火」第三節「防火構造」之規定。

4.12 特定施工類型之要求

解說：

本節包含特定施工類型之要求。對特定構材類型之附加要求，則呈現於相關構材之章節中。

4.12.1 預鑄混凝土系統

- 4.12.1.1 預鑄混凝土構材及接合部之設計應包括載重及束制條件，從開始製造至結構最後使用，包括拆模、儲放、搬運及吊裝。
- 4.12.1.2 預鑄構材及其接合部之設計、製造及施工應包括許可差之影響。
- 4.12.1.3 預鑄構材納入結構系統時，接合部內及其相鄰發生之力與變形應於設計中考慮。
- 4.12.1.4 凡系統行為需面內載重在預鑄樓板或牆系統之構材間進行傳遞時，須滿足(a)及(b)之規定：
 - (a) 面內傳力路徑應在接合部及構材間連續。
 - (b) 若產生拉力載重，不論有無續接，應提供鋼材或鋼筋之傳力路徑。
- 4.12.1.5 作用垂直於預鑄構材平面之力分布，應由分析或試驗確定。

解說：

除非明確規定排除在外，本規範中的所有規定適用於預鑄混凝土系統和構材，此外，一些規定特別適用於預鑄混凝土，本節包含預鑄混凝土系統的特別規定。本規範的其他章節也提供了特別規定，如預鑄系統之混凝土保護層要求。

預鑄系統不同於場鑄系統，其中在於支撐的束制類型、支撐的位置，及在該構材中因製造、儲存、運輸、安裝並最終相互連接配置所引致的應力是變化的。因此，構材設計力在施工的各個階段、各臨界面，可被考慮為不同的大小和方向。例如，預鑄受撓構材在支撐接合部連續前可視為靜載重簡支；在安裝後，由於支撐連接形成彎矩連續下，對活載重或環境載重的影響，可視為是連續構材。

有關施工許可差造成影響的指引，可參考PCI Design Handbook (PCI MNL 120)、社團法人臺灣混凝土學會「預鑄混凝土工程設計規範與解說」與「預鑄混凝土工程施工規範與解說」(2017)。

若構材具有足夠抵抗扭矩的勁度，且剪力可以傳遞穿越接頭，則集中與線性載重可沿著構材分布。具有抵抗扭矩勁度較佳的構材，例如中空或實心板，比抵抗扭矩勁度較柔軟的構材，例如具薄翼板之雙腹板梁，將可提供較佳的載重分布。載重的實際分布受到很多因素影響，細節可參考以下文獻LaGue (1971)、Johnson and Ghadiali (1972)、Pfeifer and Nelson (1983)、Stanton (1987、1992)、PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs and Walls (PCI MNL 126)、Aswad and Jacques (1992)及PCI Design Handbook (PCI MNL 120)。

4.12.2 預力混凝土系統

- 4.12.2.1 預力構材和系統之設計應根據結構物使用期間，自開始施加預力之所有臨界面之強度和使用條件下之行為而定。

- 4.12.2.2 對相鄰構造之彈性和塑性變形、變位及由預力造成之長度改變和旋轉等影響應予規定。對於溫度變化、連接結構構材之束制、基礎沉陷、潛變和收縮之影響亦應予考慮。
- 4.12.2.3 設計時應考量預力造成之應力集中。
- 4.12.2.4 後拉法中，套管灌漿達設計強度前，因套管造成斷面減小之影響應予考量。
- 4.12.2.5 後拉預力鋼腱得延伸至混凝土構材之任一斷面，而本規範之強度及使用性設計規定，得用於評估混凝土結構之外置預力影響。

解說：

本規範採用之預力，也適用於先拉法、具握裹後拉法或無握裹後拉法。除非明確規定排除在外，本規範中的所有規定適用於預力系統和構材。本規範的其他部分還提供了特別的要求，如要求預力系統的混凝土保護層。

預力系統受潛變和收縮的影響可能會大於非預力混凝土結構物，此係施加預力關係，及預力結構物中通常配置較少握裹鋼筋所致。由潛變和收縮造成位移的影響，可能需要較鋼筋混凝土更多的關注，這些位移可能會增加預力損失。

外置後拉法構造之設計，宜考慮適用於這種結構體系之防腐蝕和防火性能。

4.12.3 合成混凝土受撓構材

- 4.12.3.1 本規範適用於第二章定義之合成混凝土受撓構材。
- 4.12.3.2 個別構材應按所有臨界載重階段設計。
- 4.12.3.3 各構材應被設計為在合成構材之設計強度全面發展前，可支撐所有導入之載重。
- 4.12.3.4 鋼筋細節應加以設計，俾減小開裂和防止合成構材之個別構材分離。

解說：

本節討論的結構混凝土構材，無論是預鑄或場鑄，預力或非預力，包括不同時間澆置之混凝土，目的是在最終澆置階段混凝土凝固後，可以合成構材承受載重。除非特別規定排除在外，否則本規範所有要求皆可適用於這些構材。此外，仍有一些要求，特別適用於合成混凝土受撓構材。本節包含對這些構材的特別要求，但不包含在可適用構材章節者。

4.12.4 結構純混凝土系統

- 4.12.4.1 結構純混凝土構材設計，包括場鑄及預鑄，應依照第十四章之規定。

4.13 施工及檢驗

- 4.13.1 施工規範應依照第二十六章之規定。
- 4.13.2 施工期間之檢驗應依照第二十六章及一般建築規範。

解說：

第二十六章將符合本規範要求且需包含於施工圖說之設計資訊、合格要求及檢驗規定，系統性集中於同一位置。其中，仍有未包括在第二十六章中之其他資訊，宜包含在施工圖說中。

4.14 既有結構物之強度評估

4.14.1 既有結構物之強度評估應依照第二十七章之規定。

解說：

第二十七章規定採用實體載重試驗，進行只受到重力載重之既有結構物強度評估。第二十七章還規定採用解析評估方式，其可被用於重力以及其他載重，諸如地震或風力之現有結構強度評估。

第五章 載重

5.1 範圍

5.1.1 除第二十七章另有規定外，本章用於選定設計用之載重因數及其組合。

5.2 通則

5.2.1 載重應包括自重和加載，以及預力、地震、束制體積變化和不均勻沉陷等效應。

解說：

使用載重係依「建築技術規則」規定之各種載重，如靜載重、活載重、風載重、地震載重、流體載重、土壤載重、雪載重，以及混凝土因溫度、潛變、收縮、膨脹及結構不均勻沉陷...等變化引起之效應。

5.2.2 載重應遵照建築技術規則或由主管建築機關訂定之相關規範或規定。

解說：

地震力、流體作用力、土壤作用力、風力等載重，應依內政部公告之建築物耐風設計規範及解說、建築物耐震設計規範及解說、建築物基礎構造設計規範等相關規範計算之。

5.2.3 活載重可依建築技術規則及第5.3.3節規定折減之。

5.3 載重因數及其組合

5.3.1 需求強度 U 應符合表5.3.1所列因數化載重之效應，特殊情形之載重因數及其組合則依照第5.3.3節至第5.3.12節之規定。

表5.3.1 載重組合

載重組合	公式	主要載重
$U = 1.4D$	(5.3.1a)	D
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)$	(5.3.1b)	L
$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R) + (1.0L \text{ 或 } 0.8W)$	(5.3.1c)	$L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R$
$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)$	(5.3.1d)	W
$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$	(5.3.1e)	E
$U = 0.9D + 1.6W$	(5.3.1f)	W
$U = 0.9D + 1.0E$	(5.3.1g)	E

解說：

需求強度 U 係以因數化載重表示，因數化載重為第5.2.2節決定之載重乘以適當載重因數而得。若載重效應，如內力及彎矩，與載重呈線性關係，則需求強度 U 可以載重效應乘以適當載重因數表示之，其結果相同。若載重效應與載重呈非線性關係，如構架的 $P\Delta$ 效應(Rogowsky and Wight 2010)，決定載重效應前，須將載重乘以載重因數。基礎設計之代表性案例於第13.2.6.1節討論。採用因數化載重案例之非線性有限元素分析於第6.9.3節討論。

在結構物使用年限期間，計算載重效應之精確度及此載重預期之變異量，均影響指定給每個載重因數之數值。由於靜載重能精確決定及其變異量較小，因此其載重因數較活載重者小，載重因數亦考量結構分析計算彎矩與剪力時之變異性。

本規範訂定特定載重組合之載重因數，在指定組合載重因數時，已考量同時發生之機率。所列載重組合已包含大部分常用之載重組合，但不宜假設已涵蓋所有情況。

對於組合載重，決定 U 之符號（正或負）時，已妥善考量因某類載重可能對另一類載重產生相反之影響。當較高靜載重降低其他載重所造成之影響時，則使用**0.9D**作為載重組合。對於拉力控制之柱斷面，此載重可能成為臨界情況，不論彎矩有無增加，軸向壓力減少或產生拉力，可能會形成臨界載重組合。決定最臨界設計條件時，宜考量各種不同之載重組合，尤其是當強度依據多種載重效應時，例如結合撓曲與軸向載重之強度，或受軸向載重構材之剪力強度。假如有尋常實務上不常遇見之特殊情況，而需依賴某一構材之強度時，對於這些構材，可適當地降低強度折減因數 ϕ ，或提高載重因數。

公式(5.3.1b)、(5.3.1c)、及(5.3.1d)中的雨水載重 R ，宜考慮所有可能之雨量累積值，屋頂宜設計為有足夠斜度或上拱以確保適當排水，並事先考量屋頂因靜載重造成之長期撓度，若屋頂構材之撓度可能造成積水，伴隨撓度增加及額外積水，則設計時宜確定此種過程能自我限制。

有關風力 W 載重因數，美國ACI 318規範自2011年起，配合ASCE/SEI 7將設計風力由服務載重等級(service-level)改為強度載重等級(strength-level)，因而將風力載重因數由過去之1.6與0.8分別降為1.0與0.5，惟本規範考量我國建築物耐風設計規範之風載重採用服務載重等級，因此風力載重因數採用1.6與0.8之規定，該載重因數係依據我國風力特性訂定，均未含風力方向性折減係數，可參閱鋼結構極限設計法規範及解說之有關風力載重係數之解說。

另有關地震力 E 載重因數，美國ACI 318-14規範亦配合ASCE/SEI 7採用強度載重等級之設計地震力，故地震力載重因數亦為1.0。根據現行建築物耐震設計規範，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。本規範含地震力之載重組合採用**1.2D+1.0E+1.0L+0.2S**與**0.9D+1.0E**，由於本項載重組合中之地震力載重因數係取1.0，因此計算水平總橫力 V 時， α_y 值應取1.0。至於如採用其他設計方法或載重組合時， α_y 值可另依耐震規範第2.9節之規定分析決定之，其中依本規範第13.3.1.1節與第13.4.1.1節，採用**1.0E**之工作應力法設計基腳面積或基樁數目時， α_y 可取為1.5。

載重效應 E 包含水平及垂直地表運動之效應(即 E_h 及 E_v)，垂直地表運動效應採用增加或減除(正或負)方式與靜載重效應(D)組合，除非建築技術規則特別排除之構件，所有結構構件，不論是否為地震力抵抗系統之部分，均需考量垂直地表運動效應。

5.3.2 單一或多項載重非同時作用之效應予檢討。

5.3.3 除下列(a)、(b)或(c)之情形外，公式(5.3.1c)、(5.3.1d)及(5.3.1e)中活載重 L 之載重因數得減小至0.5：

- (a) 停車場
- (b) 人群聚集之場所
- (c) L 超過500 kgf/m² [4,900 N/m²]之區域

解說：

本條文之載重修正因數不同於建築技術規則中考量載重面積所允許之活載重折減，該活載重折減可與本條文所規定之0.5載重因數合併使用。第5.3.3(b)節所稱之人群聚集之場所參見「建築技術規則」建築構造編第十七條之規定。

5.3.4 若有下列(a)至(f)之載重，則應包含於活載重 L 中：

- (a) 集中活載重
- (b) 車輛載重
- (c) 吊車載重
- (d) 欄杆、護欄、車輛屏障系統上之載重
- (e) 衝擊效應
- (f) 振動效應

5.3.5 因束制體積變化或差異沉陷引致結構效應之力 T ，若對結構安全或性能造成負面影響，則應與其他載重合併考量， T 之載重因數訂定時應考量 T 可能值之不確定性， T 最大效應與其他載重同時發生之機率，及 T 效應大於假設值所造成之潛在負面結果。 T 之載重因數不得小於1.0。

解說：

有數種策略可用以對應由於體積變化及差異沉陷所造成之位移，束制位移會造成明顯之構材受力與彎矩，例如板內拉力及垂直構材內剪力與彎矩， T 效應所導致之力量通常不予計算，且不與其他載重效應組合，但設計時依過去成功之實務經驗，採用相容結構構件及延展性接頭設計，吸收差異沉陷及體積變化所造成之位移，同時提供承載重力及側向載重所需抵抗力。根據類似結構之功能表現，伸縮縫及施工閉合縫常用以限制體積變化產生之變位，收縮與溫度鋼筋量通常依據混凝土總面積決定，而非由計算力而得，有可能超過撓曲鋼筋需求量。當結構位移會導致非延性構件損傷時，在計算預測外力時，宜考慮預期位移及結構反應之既有變異性。

Klein及Lindenberg (2009) 針對預鑄混凝土建築物體積變化行為之長期研究，建議如何考量接頭勁度、熱暴露、潛變引致構材軟化及其他影響 T 力量因子之程序。

Fintel等人(1986) 提供高樓體積變化效應大小之資訊，並建議將這些效應所導致之力量納入設計之程序。

5.3.6 若存在流體載重 F ，則應依據下列(a)、(b)、(c)或(d)，納入第5.3.1節之載重組合公式：

- (a) 若 F 單獨作用或與 D 合併作用時，則 F 應以載重因數1.4納入式(5.3.1a)中。
- (b) 若 F 與主要載重合併作用時，則 F 應以載重因數1.2納入式(5.3.1b)至(5.3.1e)中。
- (c) 若 F 為永久性，且抵消主要載重時，則 F 應以載重因數0.9納入式(5.3.1g)中。

(d) 若 F 為非永久性，且抵消主要載重時，則 F 不得納入式(5.3.1a)至(5.3.1g)中。

5.3.7 若存在側向土壓力 H ，則應依據(a)、(b)或(c)，納入第5.3.1節之載重組合公式：

(a) 若 H 單獨作用或與主要載重合併作用時，則 H 應以載重因數1.6納入。

(b) 若 H 為永久性，且抵消主要載重時，則 H 應以載重因數0.9納入。

(c) 若 H 為非永久性，且抵消主要載重時，則 H 不得納入。

解說：

第5.3.6節之流體載重 F ，例如：儲存槽內之液體，因其載重效應與靜載重相似，所以其載重因數及載重組合與靜載重相同。本節之側向土壓力，包含由土壤、土壤中水及其他材料導致之側向壓力，其需求載重因數係反映其變異性及該等材料可能被移除之機率。因 H 載重不確定性大於流體載重，若單獨作用或與主要載重合併作用時，載重因數取1.6納入第5.3.1節之所有載重組合公式。若為抵消主要載重時，例如：被動土壓力，且為永久性，則載重因數取0.9納入第5.3.1節之所有載重組合公式，若為非永久性，則不得納入載重組合中。ASCE/SEI 7之註解中有與 H 載重因數有關之討論。

5.3.8 若結構物位於洪水區，則應考量洪水載重及適當之載重因數與載重組合。

5.3.9 若結構物承受大氣冰載重，則應考量冰載重所引致之力量及適當之載重因數與載重組合。

解說：

若冰累積於結構構材上，會增加作用力及受風面積，設計上宜加以適當考量。

5.3.10 需求強度 U 應納入預力作用所引致之內力效應，此內力效應之載重因數應採1.0。

解說：

對於靜不定結構，由於施加預力所造成之內載重效應，有時稱為二次彎矩，會非常顯著 (Bondy 2003；Lin 及Thornton 1972；Collins 及Mitchell 1997)。

5.3.11 對於後拉預力錨定區設計，最大預力鋼筋千斤頂力量應採1.2之載重因數。

5.3.12 預力效應併用壓拉桿方法時，載重因數應依據下列(a)或(b)，納入第5.3.1節之載重組合公式：

(a) 預力效應增加壓拉桿淨力時，預力載重因數應採1.2。

(b) 預力效應減少壓拉桿淨力時，預力載重因數應採0.9。

解說：

最大鋼腱千斤頂力量使用載重因數1.2，造成設計載重約為指定預力鋼筋降伏強度之113 %，但不會超過預力鋼筋標稱拉力強度之96 %，此項規定符合最大錨定容量至少為95 % 預力鋼筋標稱拉力強度之要求。

第六章 結構分析

6.1 範圍

6.1.1 本章適用於分析方法、構材與結構系統模擬及載重效應計算。

解說：

本章適用於設計時決定載重效應之分析。

第6.2節提供適用於所有分析程序之一般要求。

第6.2.4節提供設計者對未包含於本章有關特定分析之規定，第6.2.4.1節和第6.2.4.2節係針對雙向板和牆之分析作規定。

第6.3節說明在建立分析模型時所使用之建模假設。

第6.4節說明在分析時需要考慮之活載重分布。

第6.5節提供非預力連續梁和單向板在規定條件滿足時，用以取代更精確分析之簡化分析方法。

第6.6節包括完整之線彈性一階分析規定，分析中採用有效勁度以涵括開裂斷面及潛變之效應。

第6.7節包括線彈性二階分析之規定，開裂和潛變之影響需予納入。

第6.8節包括非彈性分析之規定。

第6.9節包括使用有限元素法之規定。

6.2 通則

6.2.1 構材與結構系統得依第6.3節規定模擬。

6.2.2 所有構材與結構系統須分析以決定最大載重效應，包括依第6.4節所規定之活載重分布。

6.2.3 本章容許之結構分析方法應為下列(a)~(e)所列者：

(a) 第6.5節連續梁及單向板之重力載重簡易分析

(b) 第6.6節線彈性一階分析

(c) 第6.7節線彈性二階分析

(d) 第6.8節非彈性分析

(e) 第6.9節有限元素分析

解說：

一階分析利用結構之原始未變形幾何滿足平衡方程式。只考量一階分析時，不需考慮長細效應。但因為這些效應可能是重要的，第6.6節提供於一階分析時，計算單一構材長細比 ($P\delta$) 效應和整體結構側移 ($P\Delta$) 效應之程序。

二階分析利用結構之變形幾何滿足平衡方程式。若二階分析使用沿受壓構材之節點，則該分析包括沿個別構材側向變形之長細效應，以及整體結構之側移效應；若二階分析只在構材交點處設節點，則該分析僅掌握整體結構側移效應，但忽略個別構材長細效應。在這種情況下，彎矩放大法 (第6.6.4節) 可用於決定個別構材之長細效應。

非彈性分析宜呈現結構組成材料之非線性應力-應變反應，滿足變形諧和性，滿足未變形結構一階分析及變形結構二階分析之平衡。

本規範導入有限元素分析，明確認為此法為一個廣泛使用之分析方法。

6.2.4 其他容許之分析方法參見第6.2.4.1節至第6.2.4.4節。

6.2.4.1 雙向板之重力載重得依(a)或(b)分析：

(a) 非預力板之直接設計法

(b) 非預力及預力板之等效構架法

6.2.4.2 細長牆分析得依第11.8節考量面外效應。

6.2.4.3 橫隔板得依第12.4.2節分析。

6.2.4.4 單一構材或區域得依第二十三章壓拉桿法進行分析及設計。

解說：

1971至2014年間ACI規範版本包含直接設計法及等值架構法之使用規定，文獻顯示此等方法已被廣泛接受，考量此等方法僅為現行雙向板設計許多分析方法中之兩個，本規範移除雙向板重力載重分析之規定，然而，2014年版ACI規範之直接設計法及等值架構法仍可使用於雙向板重力載重分析。

6.2.5 長細效應

6.2.5.1 滿足下列(a)或(b)，得忽略長細效應：

(a) 無側向位移支撐之柱

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 22 \quad (6.2.5.1a)$$

(b) 有側向位移支撐之柱

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 34 + 12(M_1 / M_2) \quad (6.2.5.1b)$$

及

$$\frac{k\ell_u}{r} \leq 40 \quad (6.2.5.1c)$$

式中：如柱彎曲成單曲率， M_1/M_2 為負值；如柱彎曲成雙曲率， M_1/M_2 為正值。

若在考量方向樓層抵抗側向位移之橫撐構件總勁度至少為該樓層所有柱之側向勁度之12倍，則該樓層柱得視為有側向位移支撐。

6.2.5.2 迴轉半徑 r 得依下列(a)、(b)或(c)計算：

$$(a) \quad r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (6.2.5.2)$$

(b) 矩形柱考量穩定性方向之尺度乘上0.3

(c) 圓形柱直徑乘上0.25

解說：

許多結構之二階效應是可忽略的，在此情況下，無需考慮長細效應，諸如，柱、牆或斜撐等受壓構材，可依一階分析所得之力量來進行設計。有支撐和無支撐系統之長細效應可否忽略不計，取決於構材之長細比 ($k\ell_u/r$)。

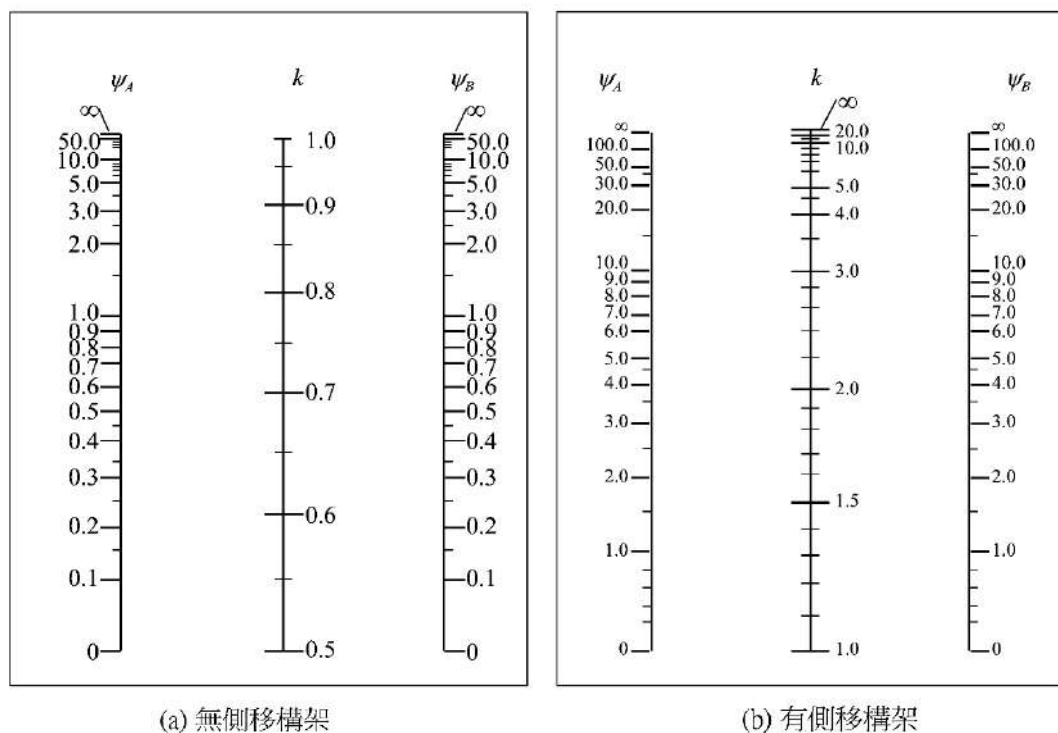
M_1/M_2 的符號規定已更新，因此，若彎曲是單曲率， M_1/M_2 為負，若彎曲是雙曲率則為正。這反映本規範對正負號規定之改變。

用來估計有效長度係數 k 之主要設計輔助圖表為Jackson及Moreland列線圖 (Jackson and Moreland Alignment Charts, 圖R6.2.5)，該圖提供一個圖形化方式來決定多跨構架之等斷面柱之有效長度係數 k

(ACI SP-17 2009 ; Column Research Council 1966)。

式(6.2.5.1b)和式(6.2.5.1c)係基於式(6.6.4.5.1)，假設因長細效應造成5 % 之彎矩增量是可以被接受的 (MacGregor等人 1970)。在第一次近似分析時，式(6.2.5.1b)和式(6.2.5.1c) 中 k 值可取為1.0。

橫向支撐之勁度係考慮在構架系統之主軸方向為基礎。在典型之建築結構中，橫撐構件包括剪力牆或斜撐。側向力抵抗系統因結構系統偏心所致之扭轉反應將增加二階效應，宜加以考量。



ψ ：在柱端點平面上 $[\Sigma(EI/\ell)_c] / [\Sigma(EI/\ell)_b]$

ℓ ：由接頭心到心之梁跨距長度

圖R6.2.5 有效長度因數 k

6.2.5.3 除符合第6.2.5.1節規定外，柱、束制梁及其他支撐構材之設計，均須依第6.6.4節、第6.7節或第6.8節計算二階效應之因數化力與彎矩，惟考慮二階效應之 M_u 不得大於一階效應之 $1.4M_u$ 。

解說：

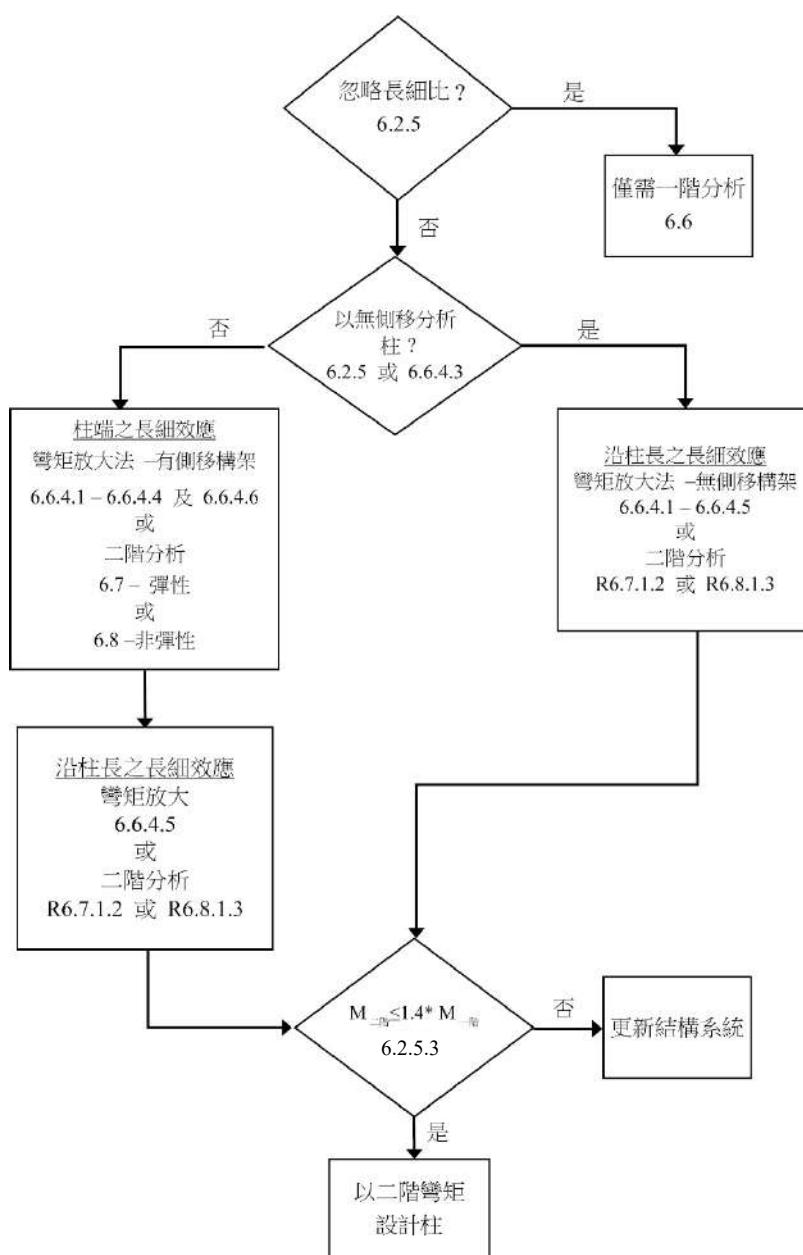
設計考慮二階效應可採用彎矩放大法(MacGregor等人 1970 ; MacGregor 1993 ; Ford等人 1981)、彈性二階分析或非線性二階分析。圖R6.2.5.3係為協助設計者應用本規範之長細效應規定。

受壓構材，如柱，牆或斜撐之端部彎矩，宜在相鄰之受撓構材設計中考慮。在無側移構架，彎矩放大效應不必在相鄰梁之設計中考慮。在側移構架，彎矩放大效應宜在設計相鄰之受撓構材時加以考慮。

已發展幾種方法可評估受雙向彎曲受壓構材之長細效應。在2004年Furlong等學者提出一些此等方法之回顧。

若結構物之重量與其側向勁度之比值較高時，將產生過量之 $P\Delta$ 效應，使其二階彎矩大於一階主要彎矩之25 %，該 $P\Delta$ 效應將導致平衡方程式無解，此表示結構不穩定 (Wilson 1997)。鋼筋混凝土構架結構分析研究 (MacGregor和Hage 1977) 顯示，在第6.6.4.4.1節中定義之穩定指數 Q 超過0.2時，相當於二

階與一階彎矩比為1.25，穩定失敗之可能性迅速增加。根據ASCE / SEI 7，其穩定係數 ϕ 等同於ACI穩定性指數 Q ，其最大值为0.25，其值0.25相當於二階與一階彎矩比為1.33。因此，二階與一階彎矩比之上限值選定為1.4。



圖R6.2.5.3 柱長細效應決定流程

6.3 分析模型假設

6.3.1 通則

6.3.1.1 結構系統中構材之相對勁度選用應基於合理之假設，該假設應於各項分析皆具諧和性。

解說：

不同目的可採不同之勁度假設進行分析，例如檢核使用性及強度之準則，或對於受勁度假設影響構件之需求訂定。

理想情況下，構材勁度 E_cI 和 GJ 宜反映降伏前各構材已開裂程度和非彈性行為。然而，對構架中所有構材選擇不同勁度之複雜性，會使得設計程序之構架分析效率不高，因此需要簡單之假設來定義撓曲和扭轉勁度。

支撐構架之勁度相對值很重要，一般假設中，梁取 $0.5I_g$ 、柱取 I_g 。

側移構架若採用二階分析，宜實際估算 I 值並予使用， I 值之選取依第6.6.3.1節規定。

在結構分析中，兩個條件決定是否是要考慮扭轉勁度：(1)扭轉和撓曲勁度之相對值大小；(2)扭矩究竟為結構平衡（平衡扭矩）所需，或是以構材扭曲保持變形諧和（位移一致扭矩）。在扭矩平衡情況時，分析時宜納入扭轉勁度，例如邊梁分析需考量扭轉勁度。在位移一致扭矩之情況時，分析時通常不納入扭轉勁度，此因梁之開裂扭轉勁度遠小於所接構材之撓曲勁度，依第九章設計時宜考慮扭矩。

- 6.3.1.2 計算梁、柱、板因重力載重產生之彎矩與剪力時，其模型得僅考慮該樓層構材及連接該樓層上、下之柱，柱之他端如與結構物構成一體者，得假設為固定。
- 6.3.1.3 分析模型應考慮構材斷面性質變化之影響，例如托肩。

解說：

深度加厚構材之勁度和固定端彎矩係數，可由波特蘭水泥協會（Portland Cement Association）之規定獲得（1972）。

6.3.2 T形梁幾何形狀

- 6.3.2.1 非預力T形梁支撐一體澆置板或合成板時，有效翼板寬度 b_f 應包含梁腹板寬 b_w 及一有效外伸翼板寬度，如表6.3.2.1所示，表中 h 為板厚度、 s_w 為相鄰腹板淨間距。

表 6.3.2.1 T形梁有效外伸翼板寬度尺度限制

翼板位置	腹板以外之有效外伸翼板寬度	
腹板兩側	取小值	$8h$
		$s_w / 2$
		$\ell_n / 8$
腹板單側	取小值	$6h$
		$s_w / 2$
		$\ell_n / 12$

解說：

在前版規範中，限制T形梁翼板之有效板寬不得超過該梁跨度之1/4，本規範則容許梁腹板兩側各為梁跨度之1/8，以簡化表6.3.2.1，且對於設計幾無影響。

- 6.3.2.2 單獨非預力T形梁，其翼板用以增加梁之抗壓面積者，則翼板厚度應大於或等於 $0.5b_w$ ，且有效翼板寬度應小於或等於 $4b_w$ 。
- 6.3.2.3 預力T形梁幾何形狀得依第6.3.2.1節及第6.3.2.2節計算。

解說：

第6.3.2.1節和第6.3.2.2節之經驗條文適用於非預力T形梁。除非經驗證明其變異是安全且符合需求，翼板寬度宜依第6.3.2.1節和第6.3.2.2節規定。雖然目前許多使用之標準預力產品無法滿足第6.3.2.1節及第

6.3.2.2節有效翼板寬度之要求，然其預力產品表現滿足性能需求，因此，交由設計者之經驗及判斷來決定預力T形梁有效翼板寬度。於彈性分析與設計時，採用第6.3.2.1節最大翼板寬度並非全然是保守的。

6.4 活載重之分布

6.4.1 設計樓板或屋頂板承受重力載重時，得假設活載重僅作用在該層上。

6.4.2 單向板及梁得採用下列(a)及(b)之假設：

- (a) 接近跨度中央之最大正彎矩 M_u ，發生在因數化活載重 L 配置於該跨及間隔跨之狀況下；
- (b) 接近支承處之最大負彎矩 M_u ，發生在因數化活載重 L 僅配置於相鄰兩跨之狀況下。

解說：

最大設計力組合宜檢視各種不同臨界活載重配置模式之影響來決定。

6.4.3 雙向板系統之因數化彎矩應依第6.4.3.1節、第6.4.3.2節或第6.4.3.3節計算，且所產生之彎矩應至少等於所有跨度均配置因數化活載重 L 。

6.4.3.1 若已知活載重 L 分布，則板系統應依該活載重之分布進行分析。

6.4.3.2 若活載重 L 非定值且不大於 $0.75D$ ，或活載重 L 係同時作用於所有跨度，得假設所有斷面之最大 M_u 發生在因數化活載重 L 同時作用於所有跨度。

6.4.3.3 載重狀況異於第6.4.3.1節或第6.4.3.2節之規定時，得採用下列(a)及(b)之假設：

- (a) 接近跨度中央之最大正彎矩 M_u ，發生在75 % 因數化活載重 L 配置於該跨及間隔跨之狀況下；
- (b) 接近支承處之最大負彎矩 M_u ，發生在75 % 因數化活載重 L 僅配置於相鄰兩跨之狀況下。

解說：

由於最大正、負活載彎矩不可能同時發生，且結構發生破壞前最大彎矩會再分配，故最大彎矩加載模式僅使用75 % 之因數化活載重。實際上，若是明訂全活載重之分布方式，分析過程允許某些局部之應力過量，惟仍需確保板系統於彎矩再分配後之設計強度不小於抵抗所有跨度均配置因數化靜載重和活載重所需。

6.5 非預力連續梁及單向板之簡易分析方法

6.5.1 滿足下列(a) ~ (e)規定之非預力連續梁及單向板，因重力載重產生之 M_u 及 V_u 得依本節規定計算：

- (a) 均勻斷面構材；
- (b) 承受均布載重；
- (c) $L \leq 3D$ ；
- (d) 至少兩跨；
- (e) 相鄰兩跨其跨徑差異小於20 %。

6.5.2 因重力載重產生之 M_u 應依表6.5.2計算。

表 6.5.2 非預力連續梁及單向板近似彎矩值

彎矩	位置	狀況	M_u
正彎矩	端跨	不連續端與支承構成一體者	$w_u \ell_n^2 / 14$
		不連續端不受束縛者	$w_u \ell_n^2 / 11$
	內跨	所有狀況	$w_u \ell_n^2 / 16$
負彎矩 ^[1]	外支承之內面處	構材與支承邊梁構成一體者	$w_u \ell_n^2 / 24$
		構材與支承柱構成一體者	$w_u \ell_n^2 / 16$
	第一個內支承外面處	二跨	$w_u \ell_n^2 / 9$
		二跨以上	$w_u \ell_n^2 / 10$
	其他支承面處	所有情況	$w_u \ell_n^2 / 11$
	滿足(a)或(b)所有支承面處	(a) 跨距小於 3 m 之板 (b) 跨徑端部梁柱勁度比大於 8 之梁	$w_u \ell_n^2 / 12$

[1]：計算負彎矩時， ℓ_n 應取相鄰跨徑平均淨間距。

解說：

若連續梁和單向板是構架之一部分或採連續施工，可依所定狀況提供合理之彎矩及剪力近似值。因為構架中之柱，產生臨界彎矩值之載重模式與梁最大負彎矩載重模式不同，因此柱彎矩宜分別評估。

6.5.3 依第6.5.2節計算之彎矩無須再分配。

6.5.4 因重力載重產生之 V_u 應依表6.5.4計算。

表 6.5.4 非預力連續梁及單向板近似剪力值

位置	V_u
第一個內支承外面處	$1.15w_u \ell_n / 2$
其他支承面處	$w_u \ell_n / 2$

6.5.5 樓板或屋頂板所承受之彎矩，由其連接之上、下柱依其相對勁度比例考量束制情況來分配。

解說：

本節提供相關規定，確保柱設計中已包含彎矩，該彎矩係指連接柱之端部構材彎矩差，施加在該柱之中心線。

6.6 線彈性一階分析

6.6.1 通則

6.6.1.1 長細效應依第6.6.4節加以考量，惟符合第6.2.5節規定時可予忽略。

解說：

採用線彈性一階分析時，以彎矩放大法計算長細效應 (MacGregor等人 1970；MacGregor 1993；Ford等人 1981)。

6.6.1.2 依彈性一階分析之彎矩再分配得依第6.6.5節計算。

6.6.2 構材及結構系統模型建立

6.6.2.1 樓板或屋頂板所承受之彎矩，由其連接之上、下柱依其相對勁度比例及束制情況來分配。

解說：

若構材依第6.5.1節和第6.5.2節規定設計，本節提供相關規定，確保柱設計中已包含彎矩，該彎矩係指連接柱之端部構材彎矩差，施加在該柱之中心線。

6.6.2.2 對於構架或連續結構，應考慮樓板或屋頂板傳遞彎矩至內、外柱之載重模式及其他原因之偏心載重。

6.6.2.3 簡化分析模型得依下列(a)或(b)或兩者之假設：

(a) 實心板或單向格柵小梁系統與其支承構成一體，且其淨跨距不大於3 m，得依連續構材進行分析，以支承間之淨跨距為設計跨距，而忽略支承梁之寬度。

(b) 構架或連續結構，得假設構材交接處為剛性。

解說：

現代構架分析軟體之一個共同特點為剛性連接之假設。第6.6.2.3(b)節可應用在構架結構交接處桿件，如梁柱接頭。

6.6.3 斷面性質

6.6.3.1 因數化載重分析

解說：

對於側向載重分析，在第6.6.3.1.1節或第6.6.3.1.2節所規定之勁度皆可使用。這些規定所使用之勁度為鋼筋混凝土建築系統加載到接近或超出降伏等級時之近似勁度值，並已被證明與實驗和詳細分析之結果有合理相關性 (Moehle 1992；Lepage 1998)。對於地震引起之載重，使用第6.6.3.1.1節或第6.6.3.1.2節可能需要一個變位放大係數，以考慮非彈性變形。在一般情況下，對於有效斷面特性， E_c 可依第19.2.2節計算或訂定，剪力模數可取為 $0.4E_c$ ，面積可查表6.6.3.1.1(a)。

6.6.3.1.1 除有更精準分析，構材之慣性矩與斷面積應依表 6.6.3.1.1(a)或 6.6.3.1.1(b)計算。若構材承受持續側向載重，柱及牆之 I 值應除以 $(1 + \beta_{ds})$ ， β_{ds} 為一樓層中最大持續因數化剪力與該樓層中同一載重組合之最大因數化剪力之比值。

表 6.6.3.1.1(a) 因數化載重彈性分析可採用之慣性矩與斷面積

構材及其狀況		慣性矩	軸向變形斷面積	剪力變形斷面積
柱		$0.70I_g$	$1.0A_g$	$b_w h$
牆	未開裂	$0.70I_g$		

	開裂	$0.35I_g$		
梁		$0.35I_g$		
片板及平板		$0.25I_g$		

表 6.6.3.1.1(b) 因數化載重彈性分析之替代慣性矩

構材	彈性分析之替代 I 值		
	最小值	I	最大值
柱與牆	$0.35I_g$	$\left(0.80 + 25 \frac{A_{st}}{A_g}\right) \left(1 - \frac{M_u}{P_u h} - 0.5 \frac{P_u}{P_o}\right) I_g$	$0.875I_g$
梁、片板及平板	$0.25I_g$	$(0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \frac{b_w}{d}\right) I_g$	$0.5I_g$

註：連續受撓構材之 I 值得採用正、負彎矩臨界斷面之平均值。

P_u 與 M_u 之計算應依據考量之載重組合或可計得最小 I 值之 P_u 與 M_u 組合。

解說：

本節 I 和 A 值係依構架試驗和分析結果選擇，並包括變位計算變化之容許值。慣性矩是取自 1977 年 MacGregor 和 Hage 之研究，乘以一勁度折減係數 $\phi_k = 0.875$ (參考第 6.6.4.5.2 節解說)，例如，柱之慣性矩為 $0.875 (0.80I_g) = 0.70I_g$ 。

T 形梁之慣性矩宜根據第 6.3.2.1 節或第 6.3.2.2 節所定義之有效翼板寬度計算，T 形梁 I_g 一般取為腹板 I_g 之兩倍 $2(b_w h^3/12)$ 已足夠精確。

若牆之慣性矩取 $0.70I_g$ 分析，求得之因數化彎矩和剪力顯示該牆在斷裂模數下有撓曲裂縫，在因數化載重下預測產生開裂之樓層，宜採用 $I = 0.35I_g$ 重新分析。

本節慣性矩係針對非預力構材推導。對於預力構材，其慣性矩可能會因為不同之鋼筋數量、位置及形式，與達到極限載重前之開裂之程度，而有所差異。預力混凝土構材之勁度宜包括容許勁度變化。

表 6.6.3.1.1(b) 公式為 Khuntia 與 Ghosh (2004a, b) 提供考慮軸向載重、偏心、鋼筋比及混凝土抗壓強度等更精確之慣性矩 I 值。在這些參考文獻中所提供之勁度適用於所有載重等級，包括使用載重和極限載重，且於表 6.6.3.1.1(a) 所示慣性矩，考慮一相對應之勁度折減係數 ϕ_k 。惟使用於非極限載重時， P_u 和 M_u 宜更換為適合該載重階段之值。

6.6.3.1.2 考量所有構材在受側向載重時之有效勁度，因數化側向載重分析時，得假設 $I = 0.5I_g$ 或由更詳細之分析計算 I 值。

解說：

因數化側向載重作用下結構之側向變位與線性分析計算本質上是不同的，部分原因是構材非彈性之反應和有效勁度之降低。選擇合適之鋼筋混凝土構架構材有效勁度具有雙重目的：(1) 提供實際側向位移之估算；(2) 決定該結構之重力系統由變位引致之行為。詳細的結構非線性分析將充分掌握這兩種效應。使用線性分析來估算等值非線性側向變位簡單方法，為降低該結構中混凝土構材之模擬勁度。分析側向載重之類型會影響相對應有效勁度值之選擇，風力載重分析需要防止結構之非線性反應，選擇代表降伏前行為之有效勁度是適當的；至於地震引起之載重，非線性變形程度取決於預期之結構性能和地震再現週期。

依各構材有效勁度計算之精確程度，簡單之線性分析可獲得不同程度之把握度。此勁度可依據割線勁度方式，取降伏點或降伏後之點，或者，若預期不產生降伏時，則改為降伏前之點。

6.6.3.1.3 無梁雙向板系統設計為抗震系統之一部分時，在因數化側向力分析中板構材之 I 值，應由廣泛之試驗及分析結果明顯一致之模型來訂定；構架之其他構材 I 值應依第 6.6.3.1.1 節及第 6.6.3.1.2 節計算。

解說：

無梁雙向板建築物分析需要代表豎向構材之間側向載重轉移之模型，該模型所預測之勁度宜與廣泛之試驗和分析結果明顯一致。若干可接受之模型已被提出，以達到此目標 (Vanderbilt和Corley 1983；Hwang和Moehle 2000；Dovich和Wight 2005)。

6.6.3.2 使用載重分析

6.6.3.2.1 重力載重所致即時及依時變位應依第 24.2 節計算。

6.6.3.2.2 計算即時側向變位之慣性矩得依第 6.6.3.1 節所定 I 值乘 1.4 倍，或利用更詳細之分析求得，惟其數值不得大於 I_g 。

解說：

要決定結構之使用性能，需要有各種使用載重（無因數化載重）下變位、振動和建築物週期之分析 (Grossman 1987、1990)。在使用載重分析中，結構構材之慣性矩宜反映在各種使用載重狀況下之開裂程度，除非可提供更精確之使用載重開裂程度估計值，否則使用第 6.6.3.1 節所提供之慣性矩乘上 $1.0/0.70 = 1.4$ 倍可符合要求，但不得超過使用載重分析用之 I_g ，振動之使用性考量於第 24.1 節解說討論。

6.6.4 長細效應，彎矩放大法

6.6.4.1 除符合第 6.2.5 節規定，結構物中之柱及樓層應擇定為有側移或無側移。無側移構架或樓層之柱應依第 6.6.4.5 節分析；有側移構架或樓層之柱則應依第 6.6.4.6 節分析。

解說：

本節說明使用彎矩放大概念來考量長細效應之近似設計步驟。採用一階構架分析計算而得之彎矩乘上一個彎矩放大係數，該彎矩放大係數為柱因數化軸向載重 P_u 和臨界挫屈載重 P_c 之函數。對於有側移情況，彎矩放大係數是樓層軸力 P_u 總和與樓層抗側移柱軸力 P_c 總和之函數，無側移和有側移之情況分別考量。一階構架分析是一種彈性分析，排除由變位產生之內力影響。

彎矩放大設計方法需要設計者區分依第 6.6.4.5 節設計之無側移構架，和依第 6.6.4.6 節設計之有側移構架。通常，這可以藉由比較一個樓層柱與該樓層斜撐桿件之總側向勁度來完成。受壓構材，如柱、牆或斜撐，若座落之樓層中有斜撐桿件（如剪力牆，剪力桁架或其他類型之側向支撐）具足夠之側向勁度來抵抗樓層側向變位，以免側向變位大到足以顯著影響柱之強度，則可以假定為無側移。若未經計算無法立即確認，第 6.6.4.3 節提供兩種可能方式來決定側移是否可以忽略不計。

6.6.4.2 各構材於分析中所用之斷面尺度與該構材在施工圖說上所示之差異應在 10 % 內，否則應予重新分析。若結構分析所採用之構材勁度，如表 6.6.3.1.1(b) 所示，其假設之構材配筋比與該構材在施工圖說上所示配筋量之差異亦應在 10 % 內。

6.6.4.3 滿足下列(a)或(b)之條件，柱及樓層結構得視為無側移構架進行分析：

- (a) 二階分析所增加之柱端部彎矩不大於一階分析之柱端部彎矩之5%
- (b) 依第6.6.4.4.1節計算之 Q 值不大於0.05

解說：

在第6.6.4.3(a)節中，若由 $P\Delta$ 效應所增加之側向載重彎矩不超過一階分析所得彎矩之5%，則構架中之該樓層可視為無側移 (MacGregor和Hage 1977)。第6.6.4.3(b)節提供依樓層之穩定性指數 Q ，判定構架是否為無側移之替代方法。在計算 Q 時， ΣP_u 宜對應於最大值 ΣP_u 情況下之側向載重。一個構架可能同時包含無側移與有側移之樓層。

若採用在第6.6.3.2.2節規定之使用載重下慣性矩及使用載重來計算構架之側向載重變位，式(6.6.4.4.1)中 Q 值計算允許採使用重力載重總和之1.2倍、使用載重樓層剪力，以及一階分析使用載重樓層變位之1.4倍。

6.6.4.4 穩定特性

6.6.4.4.1 樓層穩定指數 Q 應以下列公式計算：

$$Q = \frac{\Sigma P_u \Delta_o}{V_{us} \ell_c} \quad (6.6.4.4.1)$$

式中： ΣP_u 及 V_{us} 分別為評估樓層之因數化總垂直載重與總水平樓層剪力， Δ_o 為該樓層頂、底部於一階次分析中因 V_{us} 引致之相對側向位移。

6.6.4.4.2 臨界挫屈載重 P_c 應計算如下式：

$$P_c = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{(k \ell_u)^2} \quad (6.6.4.4.2)$$

解說：

在計算臨界軸向挫屈載重時，首要關注的是勁度 $(EI)_{eff}$ 之選擇，該勁度可合理地概估開裂、潛變和非線性混凝土應力-應變曲線之勁度變化。第6.6.4.4.4節可用於 $(EI)_{eff}$ 之計算。

6.6.4.4.3 有效長度因數 k 應依第19.2.2節之 E_c 及第6.6.3.1.1節之 I 計算。無側移構材 k 得取為1.0；有側移構材 k 應大於1.0。

解說：

受壓構材，如柱、牆或斜撐，考量其斜撐行為不同，有效長度因數範圍從0.5到1.0，因此建議 k 值採用1.0。若使用較低之 k 值時， k 值宜使用第6.6.3.1.1節給定 I 值之構架分析計算。Jackson 與 Moreland列線圖 (The Jackson and Moreland Alignment Charts, 圖R6.2.5) 可以用來估算適當之 k 值 (ACI SP-17 2009年；柱研究委員會 (Column Research Council), 1966年)。

6.6.4.4.4 柱之 $(EI)_{eff}$ 應依下列(a)、(b)或(c)計算：

$$(a) (EI)_{eff} = \frac{0.4E_c I_g}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4.4a)$$

$$(b) (EI)_{eff} = \frac{(0.2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4.4b)$$

$$(c) (EI)_{eff} = \frac{E_c I}{1 + \beta_{dns}} \quad (6.6.4.4c)$$

式中： β_{dns} 為相同載重組合中，最大因數化持續軸向載重與最大因數化軸向載重之比值，式(6.6.4.4c)中 I 值依表 6.6.3.1.1(b)之柱與牆計算。

解說：

式(6.6.4.4a)至(6.6.4.4c)之分子代表短期之柱勁度；式(6.6.4.4b)係推導用於小偏心率和高軸向載重；式(6.6.4.4a)是式(6.6.4.4b)之簡化近似式(Mirza 1990)。為改善精確度， $(EI)_{eff}$ 可利用式(6.6.4.4c)來估算。

由持續載重產生之潛變將增加柱之側向變位，因而放大彎矩。設計中模擬潛變效應，係將用來計算 P_c 與 δ 之勁度 $(EI)_{eff}$ 值降低，即由式(6.6.4.4a)至式(6.6.4.4c)之分子提供之短期勁度 EI 除以 $(1 + \beta_{dns})$ 求得。為簡化起見，可以假設 $\beta_{dns} = 0.6$ 。在這種情況下，式(6.6.4.4a)變為 $(EI)_{eff} = 0.25E_c I_g$ 。

承受持續載重之鋼筋混凝土柱，會因為潛變，由混凝土轉換一些載重至縱向鋼筋，因此增加鋼筋應力。在柱配筋量較少之情況下，該載重轉換可能造成壓力鋼筋產生過早降伏，而導致有效 EI 損失。因此，式(6.6.4.4b)中之混凝土和縱向鋼筋項目均因潛變而減少。

6.6.4.5 彎矩放大法：無側移構架

6.6.4.5.1 柱、牆設計採用之因數化彎矩 M_c ，應為考量構材彎曲放大效應之一階分析因數化彎矩 M_2 。

$$M_c = \delta M_2 \quad (6.6.4.5.1)$$

6.6.4.5.2 放大因數 δ 應依下列公式計算：

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \quad (6.6.4.5.2)$$

解說：

式(6.6.4.5.2)中因數0.75為勁度折減係數 ϕ_k ，此值乃基於單一獨立細長柱強度不足之可能性。Mirza等人(1987)研究報告指出，勁度折減係數 ϕ_k 和斷面強度減少因數 ϕ 之值不相同。這些研究建議獨立橫箍與螺箍柱之勁度折減係數 ϕ_k 宜取0.75。對於一個多樓層構架之情況，柱和構架之變位取決於平均混凝土強度，此強度高於臨界強度不足單柱之混凝土強度，基於這個原因，隱含在第6.6.3.1.1節中 I 值之 ϕ_k 值為0.875。

6.6.4.5.3 C_m 應依下列(a)或(b)計算：

(a) 柱於支點間無橫向載重作用時

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (6.6.4.5.3a)$$

式中：若柱彎成單曲率， M_1/M_2 為負值；若柱彎成雙曲率， M_1/M_2 為正值， M_1 為絕對值較小之端部彎矩。

(b) 柱於支點間受橫向載重時

$$C_m = 1.0 \quad (6.6.4.5.3b)$$

解說：

C_m 為實際彎矩圖與等值均勻彎矩圖間之修正因數。彎矩放大法之推導，係假設最大彎矩發生於或接近柱之中間高度。若最大彎矩發生在柱之一端，宜以等值均勻彎矩 $C_m M_2$ 設計，使得彎矩放大時，其在柱中間高度或接近柱中間高度之最大彎矩相同 (Macgregor等人 1970)。

對 M_1/M_2 之符號規定已經更新，以遵循右手法則慣例。因此，若在彎曲單曲率時 M_1/M_2 是負號；若在彎曲雙曲率時是正號。這反映本規範對正負號規定之改變。

在支點間受側向載重之柱，其最大彎矩有可能會發生在遠離構材端部之斷面處，若發生此情況，式(6.6.4.5.1)中之 M_2 值宜採用沿構材任意位置出現之最大彎矩值，此時 C_m 取為1.0。

6.6.4.5.4 式(6.6.4.5.1)中 M_2 應至少為 $M_{2,min}$ ， $M_{2,min}$ 依下列公式兩軸分別計算。

$$M_{2,min} = P_u(1.5 + 0.03h) \quad [M_{2,min} = P_u(15 + 0.03h)] \quad (6.6.4.5.4)$$

若 $M_{2,min}$ 大於 M_2 ，則 C_m 應取為1.0或依式(6.6.4.5.3a)以端部彎矩比 M_1/M_2 計算。

解說：

在規範中，長細比係採柱端部彎矩放大方式考量。若柱之因數化彎矩值很小或為零，細長柱宜根據式(6.6.4.5.4)中所提供之最小偏心距設計，最小偏心距無需同時施加在兩軸向。

當設計係基於最小偏心距時，由結構分析求得之柱端因數化彎矩使用於式(6.6.4.5.3a)中來決定柱 M_1/M_2 比值，如此可消弭當柱於計算偏心距小於最小偏心距，和計算偏心距等於或大於最小偏心距時之不連續性。

6.6.4.6 彎矩放大法：有側移構架

6.6.4.6.1 單柱端部彎矩 M_1 與 M_2 應依下列(a)及(b)計算：

$$(a) \quad M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (6.6.4.6.1a)$$

$$(b) \quad M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (6.6.4.6.1b)$$

解說：

本節所述之分析只處理受載重引起平面變位之平面構架。若側向載重變位涉及顯著之扭轉位移，距扭矩中心最遠處之柱放大彎矩可能會在彎矩放大程序中被低估，在這種情況下，宜使用三維之二階分析。

6.6.4.6.2 彎矩放大係數 δ_s 應依下列(a)、(b)或(c)計算，若 δ_s 大於1.5，則應僅(b)或(c)可適用。

$$(a) \quad \delta_s = \frac{1}{1-Q} \geq 1 \quad (6.6.4.6.2a)$$

$$(b) \quad \delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}} \geq 1 \quad (6.6.4.6.2b)$$

(c) 二階彈性分析

式中： $\sum P_u$ 為一樓層內所有因數化垂直載重總和； $\sum P_c$ 為一樓層內束制側移柱 P_c 總和， P_c 可利用式(6.6.4.4.2)計算，式中 k 依第6.6.4.4.3節採有側移構材決定， $(EI)_{eff}$ 依第6.6.4.4.4節以 β_{ds} 取代 β_{dns} 。

解說：

彎矩放大係數允許用三種不同方法計算。這些方法包括 Q 法、軸力 P 加總概念和二階彈性分析。

(a) Q 法：

二階彎矩之 $P\Delta$ 迭代分析可用無限級數表示，式(6.6.4.6.2a)為此級數之解 (MacGregor和Hage 1977)。1983年Lai和MacGregor指出，於 δ_s 不超過1.5時，式(6.6.4.6.2a)可準確預估有側移構架之二階彎矩。

柱變位量 Δ 與柱之變位形狀有關，另受撓柱之 $P\Delta$ 彎矩圖亦為一曲線。式(6.6.4.6.2a)與多數現有商業二階構架分析法之推導，均假設 $P\Delta$ 彎矩係由在樓層底部和頂部施加相等或方向相反 $P\Delta/lc$ 力所造成，這些力量得到直線 $P\Delta$ 彎矩圖，而側向位移導致之彎曲 $P\Delta$ 彎矩圖比直線 $P\Delta$ 彎矩圖表會約大15 % 之情形。這種效果可以於式(6.6.4.6.2a) 分母採 $(1 - 1.15Q)$ ，而非 $(1 - Q)$ 之情況下考量之。為了簡化，係數1.15已從式(6.6.4.6.2a)中省略。

若已採使用載重計算變位，式(6.6.4.6.2a)中 Q 宜依第6.6.4.3節解說內容計算。

Q 因子分析法係基於採計由第6.6.3.1.1節所定 I 值計算之變位，其中包括勁度折減係數 ϕ_K 之等值效果。這些 I 值將導致側向變位20 % 到25 % 高估，對應到0.80到0.85勁度折減係數 ϕ_K 之 $P\Delta$ 彎矩。因此，無需考量額外之 ϕ 因子。一旦使用式(6.6.4.6.2a)計算彎矩，柱橫斷面之選擇則需包括第21.2.2節之強度折減係數 ϕ 。

(b) 軸力 P 加總概念：

為校核樓層之穩定效果，則使用 $\sum P_u/\sum P_c$ 為基準下，計算 δ_s 為整個樓層之平均值。因為在無垂直軸之扭轉變形時，該樓層所有柱之側向變位宜一致，因此在 $P\Delta$ 效應下，反映該樓層所有束制側移柱之互制作用。此外，即使樓層之其他柱有側向支撐可充分抵抗側向端部變位，側移構架上某一個特別細長之柱仍可能有偏高之柱中段變位量，該柱可依第6.6.4.6.4節校核之。

式(6.6.4.6.2b) 中分母0.75是勁度折減係數 ϕ_K ，詳見第6.6.4.5.2節解說。在計算 $(EI)_{eff}$ 時，有側移構架之 β_{ds} 通常是零，因為側向載重一般都是短期的。由風或地震等短期載重產生之側向變位，為柱經重力載重持續一段期間後之短期勁度函數。

此時，依第6.6.3.1.1節定義之 β_{ds} ， $\beta_{ds} = 0$ 。在特殊情況下，側移構架受到持續之側向力，此時 β_{ds} 將不為零。這種情況可能發生在座落於斜坡上，承受不平衡土壓之建築物。

6.6.4.6.3 受撓構材應按其節點處之總放大柱端部彎矩設計。

解說：

有側移構架之強度，受柱之穩定與在構架結構中梁之端部束制能力所控制。當結構接近破壞機制，若束制梁產生塑鉸，其軸向強度大幅降低。本節規定，係確保所設計之束制受撓構材具抵抗總柱端放大彎矩強度。

6.6.4.6.4 有側移構架沿柱長度方向之二階效應均須考量，其效應得依第 6.6.4.5 節考量，其中 C_m 利用第 6.6.4.6.1 節之 M_1 與 M_2 計算。

解說：

受壓構材，如柱、牆或斜撐之最大彎矩可能產生於端點間。二階分析電腦程式可以用來評估端部彎矩之放大倍率，但除非在分析模型中構材沿其長度細分成更多元素，否則端點間之彎矩放大不會被計算，此時放大倍率可使用第6.6.4.5節所述之程序來評估。

6.6.5 連續受撓構材彎矩再分配

6.6.5.1 除依第6.5節使用之近似彎矩、依第6.8節計算之彎矩或依第6.4.3.3節所訂載重模式計算之雙向板彎矩外，滿足下列(a)及(b)之條件，任何假定載重分布下，依彈性理論所

求得之斷面最大負彎矩或最大正彎矩得減少。

(a) 受撓構材為連續；

(b) 彎矩減少斷面處 $\epsilon_t \geq 0.0075$ 。

6.6.5.2 預力構材應考慮因數化載重及預力引致反力所造成之彎矩。

6.6.5.3 彎矩折減之斷面，其再分配彎矩應小於 $1000\epsilon_t\%$ 或20%，兩者取小值。

6.6.5.4 跨度內其他斷面之彎矩亦應依減少後之彎矩重新分配，各種載重分布下重新分配之彎矩，仍須維持靜力平衡。

6.6.5.5 剪力與支承反力應考量各載重分布下之彎矩再分配，並依靜力平衡計算之。

解說：

彎矩再分配有賴於塑鉸區足夠之韌性，這些塑鉸區產生於構材斷面最大正彎矩或負彎矩處，並導致彈性彎矩圖之變動，而使支撐處之最大負彎矩減少，及依彈性分析所計算支撐間之正彎矩增加。但因負彎矩通常由一組載重組合分析而得，而正彎矩則由另一組載重組合分析而得（第6.4.3節提供一種某些載重條件下之特例），考量配筋之經濟性，有時可採減少最大彈性正彎矩和增加負彎矩，從而縮小跨度中任何斷面之最大負彎矩和正彎矩包絡範圍 (Bondy 2003)，塑鉸可使較多斷面在極限載重時充分利用其強度。

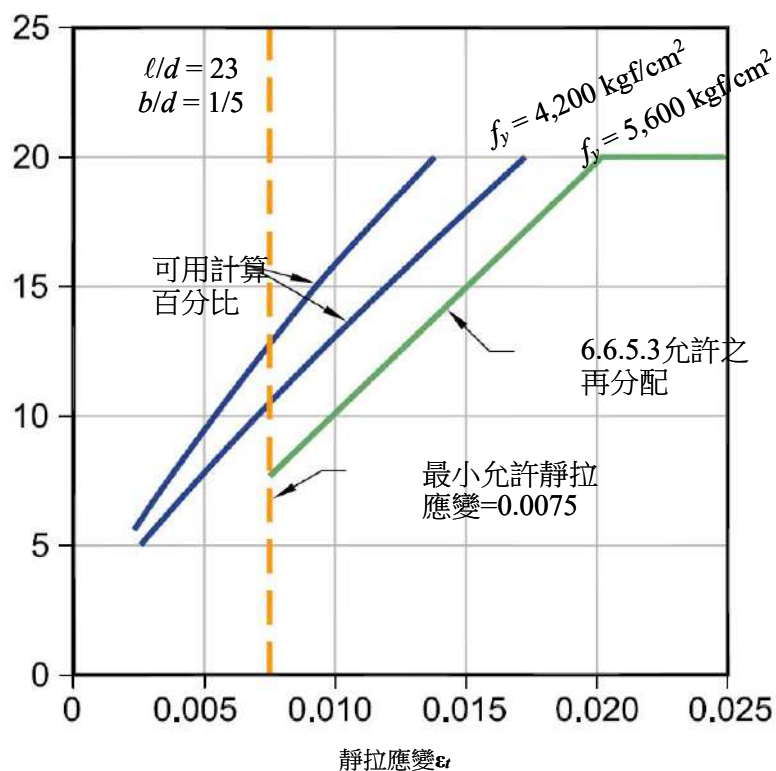
本規範容許彎矩再分配如圖R6.6.5所示。使用保守之混凝土應變限制值與大量試驗所得塑鉸長度下，分析顯示旋轉容量小之受撓構材，依鋼筋比不同，其彎矩再分配高達20%。如圖所示，相較於使用 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]及 $5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa]計算所得之百分比，容許再分配百分比較為保守。由Cohn (1965) 和Mattock (1959) 之研究支持此結論，並指出在使用載重下，彎矩再分配設計之梁，其開裂和變位並不顯著大於依彈性理論彎矩分配設計之梁。此外，這些研究顯示若構材滿足第6.6.5.1節規定，則規範允許彎矩再分配之構材有足夠之旋轉容量。

彎矩再分配之規定同樣適用於預力構材 (Mast 1992)。

非諧和鋼腱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。反之，梁若具有非彈性轉角容量，其支承處之彎矩會因此轉角量改變而產生等於預力在該處所造成之二次彎矩量。因此本規範乃規定在決定設計彎矩時，宜考慮預力引致反力所造成之二次彎矩。

若依第6.5節簡化方法，使用近似彎矩值時，不適用第6.6.5節所允許之彎矩再分配。

彎矩再分配亦不適用於以第6.4.3.3節載重分布進行分析之雙向板系統。基於彎矩再分配之考慮，這些載重只使用75%因數化活載重。



圖R6.6.5 最小旋轉容量之允許再分配彎矩

6.7 線彈性二階分析

6.7.1 通則

解說：

在線彈性二階分析時，結構變形之幾何形狀已包含在平衡方程式中，以計算 $P\Delta$ 效應。雖然結構假設保持彈性，但仍使用有效勁度 EI 考慮開裂和潛變之效應。相反的，線彈性一階分析採用結構之原始未變形幾何形狀滿足平衡方程式，並使用式(6.6.4.6.2a)或(6.6.4.6.2b)來放大柱端側移彎矩，以估算 $P\Delta$ 效應。

6.7.1.1 線彈性二階分析應考慮軸力之影響、沿構材長度之開裂情況及載重持續時間，上述考量可採用第6.7.2節規定之斷面性質。

解說：

在分析中用於強度設計之勁度 EI ，宜代表構材接近破壞前之勁度。二階分析尤其如此，宜能預測出接近極限載重之側向變位。 EI 值不宜僅根據沿構材長度方向最高載重斷面之彎矩—曲率關係，反而宜對應於整體構材之彎矩—端部轉角關係。

考量提供分析中實際構材性質之變化性，在分析中使用之構材性質宜乘以一小於1的勁度折減係數 ϕ_k 。在第6.7.2節中定義之斷面性質已經包括前述之勁度折減係數，勁度折減係數 ϕ_k 可取為0.875。需注意如考慮到依混凝土規定抗壓強度所得之混凝土彈性模數 E_c ，因側向變位為平均混凝土強度之函數，其強

度通常較高，故整體勁度需再進一步折減。

6.7.1.2 沿柱長度方向之長細效應須予考量，其值得依第6.6.4.5節計算

解說：

受壓構材之最大彎矩可能會發生在端點之間。在電腦分析程式中，可沿柱長度方向細分多個節點來評估柱端點間之長細效應。若柱沿其長度方向未再細分，則長細效應可使用第6.6.4.5節無側移彎矩放大法，以二階彈性分析求得之構材端部彎矩作為輸入值進行評估，二階分析已考量構材端點之相對位移。

6.7.1.3 各構材於計算長細比之分析中所用之斷面尺度與該構材在施工圖說上所示之差異應在10%內，否則應予重新分析。

6.7.1.4 彈性二階分析之彎矩再分配得依第6.6.5節計算

6.7.2 斷面性質

6.7.2.1 因數化載重分析

6.7.2.1.1 斷面性質得依第6.6.3.1節計算。

6.7.2.2 使用載重分析

6.7.2.2.1 重力載重所致即時與依時變位應依第24.2節計算。

6.7.2.2.2 計算即時變位之慣性矩得依第6.6.3.1節所定 I 值乘1.4倍，或利用更詳細之分析求得，惟其數值不得大於 I_g 。

解說：

詳見第6.6.3.2.2節解說。

6.8 非彈性分析

6.8.1 通則

6.8.1.1 非彈性分析應考量材料非線性，非彈性一階分析應符合未變形結構之平衡，非彈性二階分析應符合變形結構之平衡。

解說：

材料之非線性可能受多種因素影響，包括載重期間、收縮及潛變。

6.8.1.2 非彈性分析程序應顯示出其強度與變形之計算結果，本質上與鋼筋混凝土結構各元件及局部組合構件之試驗結果一致，或結構系統顯示出其反應機制符合設計之預期結果。

解說：

所謂本質上之一致宜經由結構反應紀錄中之特徵點進行驗證確認。特徵點之挑選宜依據分析目標、載重類型及結構元件、局部組合構件或結構系統之反應情況來決定。對於非彈性分析用於驗證使用載重階段，特徵點之結構受力狀態及變形應不致讓鋼筋進入降伏。對於非彈性分析用於驗證設計階段載重或評估其反應，特徵點之結構受力狀態及變形應不致讓鋼筋進入降伏，或者不致讓鋼筋進入降伏後開始強度下降。若設計載重不致使進入鋼筋降伏後之強度下降範圍，則非彈性分析時可不需定義此強度下降範圍。原則上，非彈性分析驗證設計時，宜依特定之材料強度進行分析，其他元件則採平均之材料強度及

構件勁度。若以非彈性反應歷時分析驗證混凝土結構之抗震行為時，宜依第A.6.2節指定各構件之實際材料強度、材料性質及構件勁度後分析之。

6.8.1.3 除符合第6.2.5.1節規定，容許忽略長細效應，非彈性分析應符合變形結構之平衡，沿柱長方向之長細效應得依第6.6.4.5節計算。

解說：

詳見6.7.1.2解說。

6.8.1.4 各構材於計算長細比之分析中所用之斷面尺度與該構材在施工圖說上所示之差異應在10%內，否則應予重分析。

6.8.1.5 非彈性分析求得之彎矩不應再分配。

解說：

第6.6.5節容許以彈性分析計算結構系統非彈性反應之彎矩再分配，而以非彈性分析計算彎矩已明確考量非彈性反應，故不適合更進一步之彎矩再分配。

6.9 有限元素分析可接受度

6.9.1 得利用有限元素分析確定載重效應。

解說：

本節介紹一個在本規範明確認可、廣泛使用之分析方法。

6.9.2 有限元素模型應符合其預期目的。

解說：

設計者宜確保所關注之特定問題使用適當之分析模型，這包括選擇之電腦分析軟體、元素類型、模型網格及其他建模假設。

有限元分析具有種類繁多之電腦分析軟體可供選擇，包括靜態、動態、彈性分析和非彈性分析。

所使用之元素類型宜滿足其計算需求，有限元素模型可能以梁-柱元素來模擬結構構架構材(如梁與柱)；樓板、筏式基礎、橫隔板、牆和接頭則以平面應力元素、板元素與殼元素模擬，或以固體元素模擬，或兩者並用。所選擇之模型網格大小宜能掌握足夠詳細之結構反應，使用任何合理之構材勁度假設是被允許的。

6.9.3 非彈性分析時，每個載重組合應分別進行分析。

解說：

對於非彈性有限元素分析，線性疊加之規則並不適用，例如要確定極限構材非彈性反應時，進行使用載重分析後，隨即用載重因數線性疊加分析結果是不正確的。宜對每個因數化載重組合分別進行非彈性分析。

6.9.4 設計者應確認結果符合分析目的。

6.9.5 各構材於結構分析中所用之斷面尺度與該構材在施工圖說上所示之差異應在10%內，否則應予重分析。

6.9.6 非彈性分析求得之彎矩不應再分配。

第七章 單向板

7.1 範圍

- 7.1.1 本章適用於非預力與預力單向板受撓設計，包括：
- 實心板。
 - 澆置於免拆非合成鋼承板上之板。
 - 分開澆置但連結成一體抵抗載重之混凝土構件合成板。
 - 預鑄預力中空板。

解說：

鋼承板上合成板之設計與施工可參考“Standard for Composite Steel Floor Deck – Slabs” (SDI C) 中說明。單向格柵小梁系統規定於第九章。

7.2 通則

- 7.2.1 設計時應考量集中載重、樓板開孔及樓板中空之影響。

解說：

集中載重和板開孔會產生局部力矩和剪力，並可能導致單向板某些區域具有雙向板行為。宜考量樓板開孔及樓板中空（如管道）對於撓曲與剪力強度的影響，包括評估因開孔造成可能潛在的臨界斷面。

7.2.2 材料

- 7.2.2.1 混凝土之設計性質應依第十九章規定。
- 7.2.2.2 鋼筋之設計性質應依第二十章規定。
- 7.2.2.3 混凝土中埋設物之材料、設計與細部配置要求應依第20.6節規定。

7.2.3 與其他構材之接合。

- 7.2.3.1 場鑄構造之梁柱及板柱接頭應依第十五章規定。
- 7.2.3.2 預鑄構造之接合部應符合第16.2節之力傳遞要求。

7.3 設計限制

7.3.1 最小板厚

- 7.3.1.1 實心非預力板不支承或不連繫於隔間或其他可能因較大撓度而破壞之構造物，其全板厚 h 應不小於表7.3.1.1之限制；但符合第7.3.2節規定者，則不在此限。

表7.3.1.1 實心非預力單向板之最小厚度

支承條件	最小厚度 $h^{(1)}$
簡支	$\ell/20$
一端連續	$\ell/24$
兩端連續	$\ell/28$
懸臂	$\ell/10$

^[1] 本表適用於常重混凝土及 $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]。針對其他情形，最小厚度 h 應依第7.3.1.1.1節至第7.3.1.1.3節之規定修正。

解說：

單向板最小板厚之依據與梁最小深度相同。更多資訊可參考第9.3.1節解說。

7.3.1.1.1 f_y 不等於 4200 kgf/cm^2 [420 MPa]時，表7.3.1.1值須乘以 $(0.4 + f_y / 7000)$ [($0.4 + f_y / 700$)]。

7.3.1.1.2 非預力輕質混凝土板，其混凝土單位重量 w_c 在1440至1840 kgf/m^3 [1440至1840 kg/m^3]之間者，表7.3.1.1值須乘以(a)與(b)之較大者：

(a) $1.65 - 0.0003w_c$ [$1.65 - 0.0003w_c$]

(b) 1.09

7.3.1.1.3 輕質與常重混凝土混合製作之非預力合成混凝土板，施工期間施予支撐使得支撐處輕質混凝土受壓時，應依第7.3.1.1.2節規定修正。

7.3.1.2 混凝土樓板粉飾與樓板整體澆置或樓板粉飾依第16.4節規定設計為與樓板合成時，混凝土樓板粉飾厚度得計入 h 中。

7.3.2 撓度限制

7.3.2.1 預力板與未符合第7.3.1節規定之非預力板，即時與依時撓度應依第24.2節計算，且不得超過第24.2.2節之限制。

解說：

單向板計算撓度之依據與梁計算撓度相同。更多資訊可參考第9.3.2節解說。

7.3.2.2 符合第7.3.1節之非預力合成混凝土板，於構材合成後之撓度可不必計算；除合成前之板厚符合第7.3.1節外，於構材合成前發生之撓度應加以核驗。

7.3.3 非預力板之鋼筋應變限制

7.3.3.1 非預力板應符合表21.2.2拉力控制之規定。

解說：

限制單向板鋼筋應變的依據與梁相同，更多資訊可參考第9.3.3節解說。

7.3.4 預力板之應力限制

7.3.4.1 預力板應依第24.5.2節分類為U、T或C類型。

7.3.4.2 預力板在預力傳遞後及使用載重下之應力，應不超過第24.5.3節及第24.5.4節之容許應力。

7.4 需求強度

7.4.1 通則

7.4.1.1 需求強度應依第五章規定之因數化載重組合計算。

7.4.1.2 需求強度應依第六章規定之分析程序計算。

7.4.1.3 預力板應依第5.3.10節考慮因預力引致反力之效應。

7.4.2 因數化彎矩

7.4.2.1 與支承構成一體之板，於支承處之 M_0 得以支承面處計算。

7.4.3 因數化剪力

7.4.3.1 與支承構成一體之板，於支承處之 V_u 得以支承面處計算。

7.4.3.2 若滿足下列(a)至(c)之條件，支承面與臨界面間之斷面得用臨界面處之 V_u 設計。非預力板之臨界面位於距支承面 d 處；預力板之臨界面位於距支承面 $h/2$ 處：

- (a) 剪力作用方向之支承反力，使板端部受壓。
- (b) 載重作用於板頂面或接近板頂面。
- (c) 臨界面與支承面間無集中載重。

解說：

單向板中針對選擇剪力臨界面之規定與梁相同。更多資訊可參考第9.4.3.2節解說。

7.5 設計強度

7.5.1 通則

7.5.1.1 任一適用之因數化載重組合下，所有斷面之設計強度應符合 $\phi S_n \geq U$ ，包括下列(a)與(b)項，且應考量載重效應間之交互影響。

- (a) $\phi M_n \geq M_u$
- (b) $\phi V_n \geq V_u$

解說：

參考第 9.5.1.1節解說。

7.5.1.2 ϕ 值應依第21.2節規定決定之。

7.5.2 彎矩

7.5.2.1 M_n 應依第22.3節規定計算之。

7.5.2.2 計算預力板之標稱彎矩強度時，除外置預力鋼腱全長與混凝土斷面有效握裹外，外置預力鋼腱應視為無握裹鋼腱。

7.5.2.3 板作為T形梁之翼板者，其受撓主鋼筋與梁之縱向平行時，板頂須依下列(a)與(b)加置與梁縱向垂直之鋼筋。此規定不適用於格柵板結構。

- (a) 板中與梁縱向垂直之鋼筋應能承受板懸出部分之因數化載重；此懸出板寬可假定為懸臂梁設計之。
- (b) 僅考量符合第6.3.2節規定之有效懸出板寬範圍。

解說：

此項規定僅適用於T形梁平行於單向板跨度方向。舉例而言，此梁可能被用來支承板無法獨力支承的一座牆或集中載重；在這種情況下，板中主筋平行於梁縱向，其與梁縱向垂直之鋼筋則通常僅作為溫度及收縮鋼筋之用。依此項規定要求之鋼筋即為考量梁上可能產生之“非預期”負彎矩，而此負彎矩超過原本溫度及收縮鋼筋所能承受。

7.5.3 剪力

7.5.3.1 V_n 應依第22.5節規定計算之。

7.5.3.2 合成混凝土板之水平標稱剪力強度 V_{nh} 應依第16.4節規定計算之。

7.6 鋼筋限制

7.6.1 非預力板之最少撓曲鋼筋量

7.6.1.1 最少撓曲鋼筋面積 $A_{s,min}$ 應為 $0.0018A_g$

解說：

竹節鋼筋或銲接鋼線網的最少撓曲鋼筋面積與第24.4.3.2節之收縮與溫度鋼筋規定相同。不同的是，收縮與溫度鋼筋可依特定條件、適當地分布在板上下二面，但最少撓曲鋼筋則宜在實務施工可行的前提下，儘量靠近混凝土因載重而受拉之面配置。

7.6.2 預力板之最少撓曲鋼筋量

7.6.2.1 具握裹預力鋼筋之板，其 A_s 及 A_{ps} 之總量應足夠使其能承受開裂載重1.2倍以上之因數化載重，其中開裂載重依第19.2.3節規定之 f_r 值計算。

解說：

預力單向板之最少撓曲鋼筋量規定與預力梁相同。更多資訊可參考第9.6.2節解說。

7.6.2.2 板之撓曲及剪力設計強度已超過需求強度之2倍時，可不受第7.6.2.1節限制。

7.6.2.3 具無握裹預力鋼筋之板，須配置最小握裹竹節縱向鋼筋面積 $A_{s,min}$ ，應為：

$$A_{s,min} \geq 0.004A_{ct} \quad (7.6.2.3)$$

其中 A_{ct} 為在撓曲受拉面至總斷面形心間之斷面積

7.6.3 最少剪力鋼筋量

解說：

單向板之最少剪力鋼筋量規定與梁相同。更多資訊可參考第9.6.3節解說。

7.6.3.1 板於 $V_u > \phi V_c$ 處均須配置最少剪力鋼筋量 $A_{v,min}$ 。針對不含頂面覆層 $h > 32$ cm之預鑄預力空心板，於 $V_u > 0.5\phi V_{cw}$ 處均須配置 $A_{v,min}$ 。

解說：

相較於梁，實心板與基腳有較低的最少剪力鋼筋量需求，係因在弱區及強區間之載重分擔有其可能性。然而，研究 (Angelakos等人 2001；Lubell等人 2004；與Brown等人 2006) 顯示厚度大且配筋量少之單向板，尤其如使用高強度混凝土或較小粗粒料時，可能在剪力小於前版規範計得之 V_c 時即破壞。單向板在承受集中載重時較易發生類似狀況。

深度不大於32 cm之預鑄預力空心單元經試驗驗證(Becker與Buettner 1985；Anderson 1978) 其剪力強度大於式(22.5.6.3.1a)與式(22.5.6.3.2)之計算值。試驗結果顯示深度大於32 cm之空心單元，在端部之腹板剪力強度小於式(22.5.6.3.2)之計算值，但較深空心單元之撓曲剪力強度卻等於或大於式(22.5.6.3.1a)之計算值。

7.6.3.2 如經試驗證明已具需求之 M_n 與 V_n ，可不受第7.6.3.1節規定限制。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、收縮及溫度變化所引起之影響。

解說：

單向板之試驗方式得到的強度評估基準與梁相同。更多資訊可參考第9.6.3.3節解說。

7.6.3.3 如須配置剪力鋼筋 $A_{v,min}$ 應依第9.6.3.4節規定。

7.6.4 最少收縮與溫度鋼筋

7.6.4.1 應依第24.4節規定配置鋼筋以抵抗收縮與溫度應力。

7.6.4.2 如依第24.4.4節規定配置預力收縮與溫度鋼筋，應符合第7.6.4.2.1節至第7.6.4.2.3節之規定。

7.6.4.2.1 場鑄一體澆置之後拉預力梁板結構，混凝土總斷面積應包括含板厚之梁面積，以及相鄰梁腹間淨距一半之板面積。計算作用於混凝土總斷面積上之總預力時，得將梁鋼腱之有效力計入。

7.6.4.2.2 板受牆支承或非與梁一體澆置，則混凝土總面積為配置鋼腱或鋼腱群之板斷面。

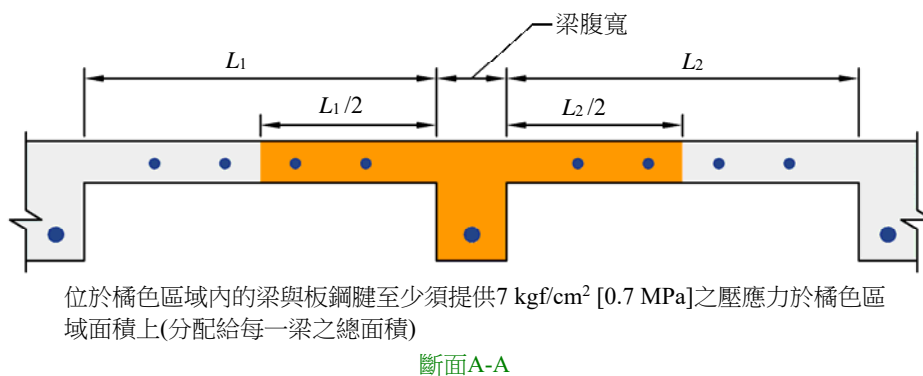
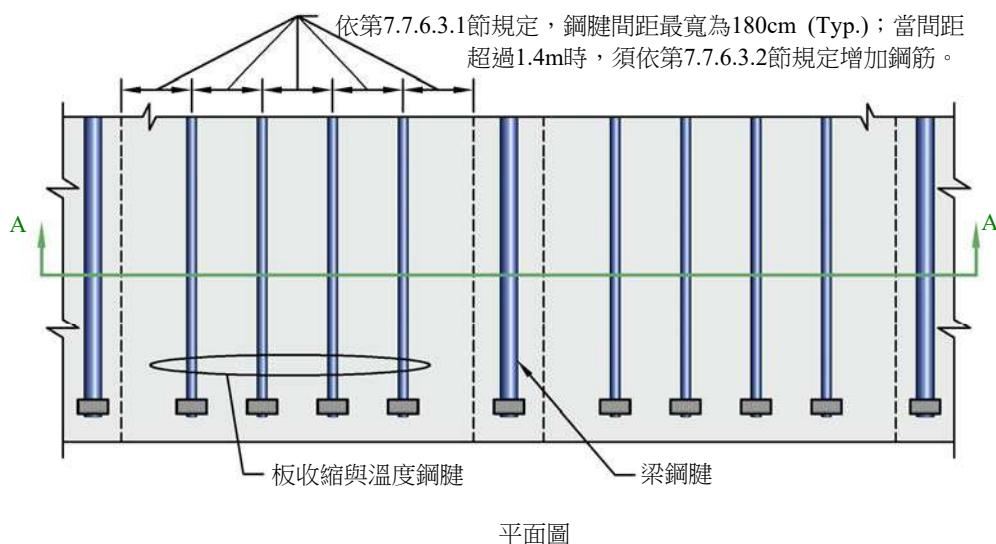
7.6.4.2.3 相鄰梁或牆面間至少須配置一根鋼腱。

解說：

於預力一體澆置梁板結構中，即便梁中的鋼腱單獨能提供符合第24.4.4.1節要求至少 7 kgf/cm^2 [0.7 MPa]之平均壓應力，於第7.6.4.2.1節定義之混凝土總斷面積上，仍至少需要在梁間配置一根收縮與溫度鋼腱。鋼腱尺寸不拘但應符合第7.6.4.2 節與第7.7.6.3 節之規定。應用第7.6.4.2節與第7.7.6.3節之規定於現地一體澆置後拉梁板結構可參見圖R7.6.4.2。

用作收縮與溫度鋼筋之鋼腱宜在實務可行下配置靠近於板之深度中間；當該收縮與溫度鋼腱用來支撐主要鋼腱時，可允許其從板形心處挪動變化，但收縮與溫度鋼腱合力不宜落於板厚中間 $1/3$ 以外之處。

為確保預力之有效性，應評估樓板縮短效應。在大部分的情況下，經適當設計之結構，低預力不致造成任何問題；但當溫度效應有顯著影響時，仍需要特別注意。



圖R7.6.4.2 梁板一體澆置之斷面

7.7 鋼筋細則

7.7.1 通則

- 7.7.1.1 鋼筋之混凝土保護層應依第20.5.1節規定。
- 7.7.1.2 竹節及預力鋼筋之伸展長度應依第25.4節規定。
- 7.7.1.3 竹節鋼筋之續接應依第25.5節規定。
- 7.7.1.4 束筋應依第25.6節規定。

7.7.2 鋼筋間距

- 7.7.2.1 鋼筋最小間距 s 應依第25.2節規定。
- 7.7.2.2 非預力及C類型預力板，最靠近受拉面之縱向握裹鋼筋間距不得超過第24.3節規定。
- 7.7.2.3 非預力及無握裹鋼腱T類型與C類型預力板之竹節鋼筋最大間距應為 $3h$ 與45 cm之較小者。

解說：

在2019年之前的ACI 318版本排除了第7.7.2.3節針對預力混凝土的規定。然而，C類型預力板之預力可能非常低，且具無握裹鋼腱之C類型預力板端賴竹節鋼筋來控制裂縫。因此，第7.7.2.3節之規定已經擴大適用於具無握裹鋼腱之C類型預力板。

7.7.2.4 按第7.5.2.3節規定配置之鋼筋最大間距應為 $5h$ 與45 cm之較小者。

解說：

板鋼筋間距限制係基於翼板厚度，其中變斷面翼板可取其平均厚度。

7.7.3 非預力板之撓曲鋼筋

7.7.3.1 構材任一斷面之鋼筋，須在鋼筋所在斷面兩側發展出足夠之計算拉力或壓力。

解說：

單向板中鋼筋伸展的規定與梁類似。更多資訊可參考第9.7.3節解說。

7.7.3.2 鋼筋伸展之臨界位置係在最大應力處，及沿跨度之截斷或彎折拉力鋼筋不須承受撓曲處。

7.7.3.3 除簡支梁支承處及懸臂梁自由端外，鋼筋應自不再需承受撓曲處，延伸至少 d 且不小於 $12d_b$ 之距離。

7.7.3.4 連續撓曲拉力鋼筋須在截斷或彎折拉力鋼筋不須承受撓曲處，延伸至少 ℓ_d 之埋設長度。

7.7.3.5 除符合下列(a)、(b)或(c)之規定外，撓曲拉力鋼筋不得在拉力區終止：

(a) 截斷點之 $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ 。

(b) 鋼筋為D36或較小者，在截斷點之連續鋼筋面積不小於受撓所需面積之二倍，且 $V_u \leq (3/4)\phi V_n$ 。

(c) 沿受拉鋼筋或鋼線在截斷點之 $3/4d$ 內須設置額外肋筋。額外肋筋面積應不小於 $4.2b_w s / f_{yr} [0.41b_w s / f_{yr}]$ ，間距 s 應不超過 $d / (8\beta_b)$ 。

7.7.3.6 對於鋼筋之應力與彎矩並非直接成正比之狀況，例如：斜坡、階梯式或斷面漸變之板，或拉力鋼筋與混凝土受壓面不平行時，其拉力鋼筋應有充分錨定。

7.7.3.7 跨度不超過3 m之板，若鋼線以連續跨過支承或埋設伸展於支承方式配置，得將尺寸不超過W5或D5之鉸接鋼線網，由支承上方之板頂部彎折至跨度中央之板底部。

7.7.3.8 鋼筋之終止

7.7.3.8.1 在簡支承處，最大正彎矩鋼筋至少須有1/3沿板底部延伸入支承至少15 cm，但預鑄板該等鋼筋應至少延伸至承壓長度中心。

解說：

單向板中鋼筋終止的規定與梁類似。更多資訊可參見第9.7.3.8節解說。

7.7.3.8.2 在其他支承處，最大正彎矩鋼筋至少須有1/4沿板底部延伸入支承至少15 cm。

7.7.3.8.3 在簡支承處及反曲點，正彎矩拉力鋼筋直徑 d_b 之選用，須使該筋計算之 ℓ_d 值符合式(a)或(b)之規定。但若鋼筋在超過支承中心線外之端部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(a)或(b)之限制。

(a) $\ell_d \leq (1.3M_n / V_u + \ell_a)$ ，若鋼筋終端在受壓反力區內受束制

(b) $\ell_d \leq (M_n / V_u + \ell_a)$ ，若鋼筋終端非在受壓反力區內受束制

其中 M_n 係假設該斷面所有鋼筋均達 f_y 而求得，且 V_u 則依該斷面處作計算。

於支承處， ℓ_a 為支承中心外之埋設長度。

於反曲點處， ℓ_a 為反曲點外之埋設長度，其長度不可超過 d 與 $12d_b$ 之較大值。

7.7.3.8.4 於支承處，負彎矩鋼筋至少須有 $1/3$ 應延伸至反曲點以外不少於 d 、 $12d_b$ 及 $l_n/16$ 之最大值的埋設長度。

7.7.4 預力板之撓曲鋼筋

7.7.4.1 外置預力鋼腱應附著於構材上，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。

7.7.4.2 若須配置非預力鋼筋以滿足受撓強度，則鋼筋細節應符合第7.7.3節之規定。

7.7.4.3 預力鋼筋之終止

7.7.4.3.1 後拉預力錨定區之設計及細則應依第25.9節規定。

7.7.4.3.2 後拉預力錨定器及續接器之設計及細則應依第25.8節規定。

7.7.4.4 於含無握裹鋼腱之板中竹節鋼筋之終止。

7.7.4.4.1 依第7.6.2.3節規定配置之竹節鋼筋長度應符合下列(a)與(b)之規定：

(a) 於正彎矩區內，長度至少 $l_n/3$ 且置於該區中央。

(b) 於負彎矩區內，應自支承面兩側各延伸至少 $l_n/6$ 。

解說：

於含無握裹鋼腱之板內竹節鋼筋之終止；含無握裹鋼腱單向板之竹節鋼筋終止的規定與梁相同。更多資訊可參見第9.7.4.4節解說。

7.7.5 剪力鋼筋

7.7.5.1 若須配置剪力鋼筋，橫向鋼筋應依第9.7.6.2節規定配置。

7.7.6 收縮與溫度鋼筋

7.7.6.1 依第7.6.4節規定配置之收縮與溫度鋼筋應垂直於撓曲鋼筋方向。

7.7.6.2 非預力鋼筋

7.7.6.2.1 收縮與溫度鋼筋間距應為 $5h$ 與 45 cm之較小者。

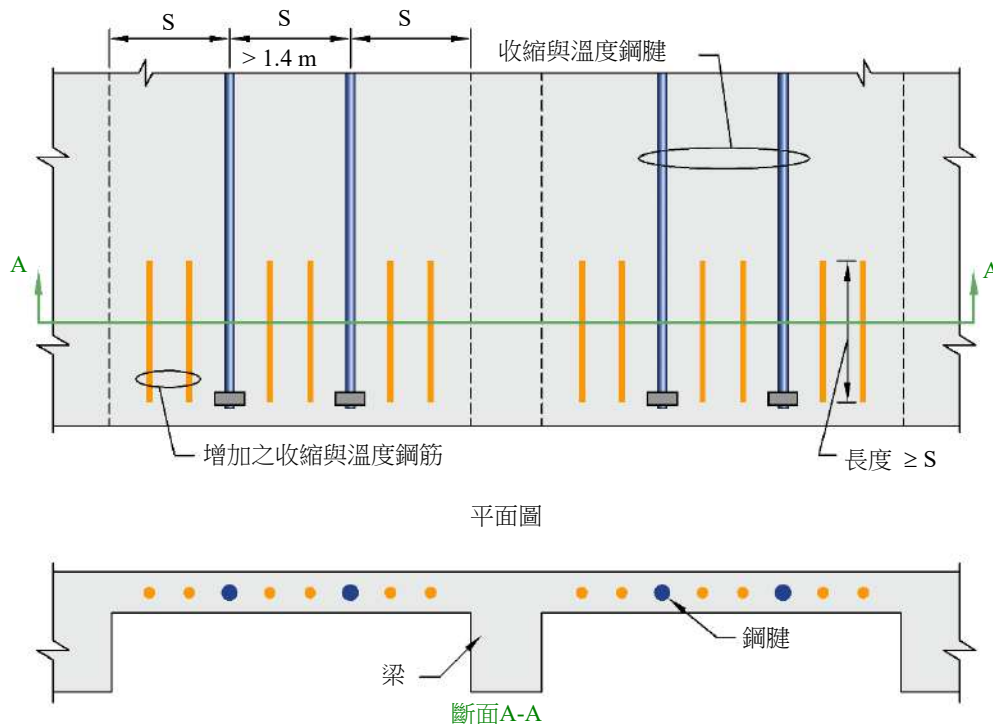
7.7.6.3 預力鋼筋

7.7.6.3.1 依第7.6.4.2節規定之板鋼腱間距，及梁面或牆面至最靠近板鋼腱間之距離，應不超過1.8 m。

7.7.6.3.2 板鋼腱之間距超過1.4 m時，應增加符合第24.4.3節規定之收縮與溫度鋼筋配置平行於鋼腱方向，且可不受第24.4.3.4節規定限制。依第24.4.3.2節規定計算增加鋼筋面積時，混凝土總斷面積得採梁面間之板面積。該收縮與溫度鋼筋應自板邊緣向內延伸一不小於板鋼腱間距之長度。

解說：

鋼腱間距配置過大會引致板邊緣不均勻之壓應力。增加的鋼筋可使不當受壓的板邊緣強化，其相關配置詳圖R7.7.6.3.2。



圖R7.7.6.3.2 於板緣增加收縮與溫度鋼筋之平面示意圖

7.7.7 場鑄單向板之結構整體性鋼筋

7.7.7.1 至少1/4之最大正彎矩鋼筋組成之縱向結構整體性鋼筋應連續。

解說：

單向板中正彎矩結構整體性鋼筋與梁之規定類似。關於梁之結構整體性鋼筋的討論可參考第9.7.7節解說。

7.7.7.2 非連續支承處之縱向結構整體性鋼筋應錨定使其於支承面能發展出 f_y 。

7.7.7.3 若結構整體性鋼筋以續接方式連續，鋼筋續接須接近支承。續接使用乙級拉力搭接應依第25.5.2節規定，使用機械或鉚接續接應依第25.5.7節規定。

第八章 雙向板

8.1 範圍

8.1.1 本章適用於非預力與預力雙向板受撓設計，支承間含梁或無梁皆可適用，包括：

- (a) 實心板。
- (b) 澆置於免拆非合成鋼承板上之板。
- (c) 分批澆置結合成一體抵抗載重之混凝土構件合成板。
- (d) 依第8.8節規定之雙向格柵小梁系統。

解說：

本章提供之設計方法係基於一系列試驗之分析結果(Burns與Hemakom 1977；Gamble等人 1969；Gerber與Burns 1971；Guralnick與LaFraugh 1963；Hatcher等人1965, 1969；Hawkins 1981；Jirsa等人 1966；PTI DC20.8；Smith與Burns 1974；Scordelis等人 1959；Vanderbilt等人 1969；Xanthakis 與Sozen 1963)以及既存之各種板系行為紀錄而得。其基本設計原理可應用於所有承受橫向載重之平面結構系統，但一些特殊設計規定及過去使用實例顯示，本章方法僅適用於有限之系統如：平板系 (flat slabs)、片板系 (flat plates)、雙向板系 (two-way slabs) 及雙向肋梁板系 (waffle slabs)。具格板狀天花板之板為雙向寬列帶之梁系統。

本章規定不包含單向板，因其配筋僅於單向抵抗撓曲應力；地面板因無須傳遞其他結構體上之垂直載重至土壤，故排除於本章外。

針對有梁板，本章之設計僅適用梁位於格板邊緣者，且梁被柱或其他近於無變位之支承在格板角落所支撐。雙向板之一向具有小梁，且其板與梁皆於另一向被大梁所支承者，可依本章之一般性要求設計。其設計宜根據小梁與大梁變位上之諧合的分析結果。當板系之一邊全長支承於牆時，本章將牆視為勁度無限大之梁；因此，每道牆應支撐格板邊之全長 (參照第8.4.1.7節)。當牆支承寬度未達格板之一邊全長時，可視之為柱處理之。

8.2 通則

8.2.1 板系統之設計須符合力平衡條件及幾何諧合一致性，所有斷面設計強度須至少與需求強度相同，並符合所有使用性要求。適合之條件下，可按直接設計法或相當構架法設計之。

解說：

依本節之規定，可直接依結構力學基本原理之分析結果設計，但仍宜闡明其確實符合所有強度及使用性之規定。板設計可藉由併用線彈性連續體傳統解、離散元素法或降伏線分析法之數值解來完成，並評估板系支承周圍之剪力、扭力、彎矩及因開裂或支承幾何型式降低桿件勁度之影響。板之設計不僅涵蓋其分析而已；應配合板預期承受之載重、計算應力之可靠性及結構之變形等，尚宜依相關知識及實務經驗，針對板之實體尺寸作適當地調整。

直接設計法與相當構架法僅限使用於承受重力載重之正交構架。

8.2.2 設計時應考量集中載重、樓板開孔及樓板中空之影響。

8.2.3 板承受之平均有效預力小於 8.8 kgf/cm^2 [0.9 MPa]時，應以非預力板設計之。

8.2.4 非預力板之柱頭板，如為依第8.3.1.1節規定減少最小板厚或依第8.5.2.2節規定減少支承處之負彎矩鋼筋量，則柱頭板應符合下列(a)及(b)之規定：

(a) 柱頭板下突出部分應不小於相鄰板厚之1/4。

(b) 柱頭板應由支承中心線向每方向延伸不小於該向支承中心間距之1/6。

8.2.5 如使用剪力帽蓋以增加板柱接頭臨界面之剪力強度，應自柱表面向外延伸至少一倍下突出部分厚度之距離。

解說：

第8.2.2節請參考第7.2.1節解說。

當依第8.5.2.2節規定減少負彎矩鋼筋量或以符合第8.3.1.1節允許之最小板厚時，宜依第8.2.4節規定決定柱頭板尺寸。若其尺寸小於第8.2.4節之規定，則其突出部可視為剪力帽蓋以增加板之剪力強度。針對厚度有變化之板，宜在不同斷面確認其剪力強度（參照第22.6.4.1節(b)）。

8.2.6 材料

8.2.6.1 混凝土之設計性質應依第十九章規定。

8.2.6.2 鋼筋之設計性質應依第二十章規定。

8.2.6.3 混凝土中埋設物之材料、設計與細部配置要求應依第20.6節規定。

8.2.7 與其他構材之接合。

8.2.7.1 梁柱及板柱接頭應依第十五章規定。

解說：

板系統之安全應考量由板傳至柱之撓曲、扭矩及剪力等載重傳遞。

8.3 設計限制

8.3.1 最小板厚

解說：

第8.3.1.1節及第8.3.1.2節中之最小板厚與載重及混凝土彈性模數無關，即便該二者對於撓度有顯著影響。此最小板厚不適用於非常態下承受持續且大量載重之板，或彈性模數遠低於普通常重混凝土之混凝土；撓度宜針對這些狀況計算。

8.3.1.1 非預力板四周皆無內梁橫跨支承，且其最大長向對短向跨度比不超過2者，其最小板厚 h 應符合表8.3.1.1之規定，且應至少為下述(a)或(b)之值；若符合第8.3.2節之計算撓度規定者，不在此限。

(a) 未符合第8.2.4節規定屬無柱頭板者 12.5 cm。

(b) 依第8.2.4節規定屬有柱頭板者 10 cm。

表 8.3.1.1 無內梁非預力雙向板之最小厚度^[1]

f_y ^[2]	無柱頭板 ^[3]			有柱頭板 ^[3]		
	外格板		內格板	外格板		內格板
	無邊梁	有邊梁 ^[4]		無邊梁	有邊梁 ^[4]	
2,800 kgf/cm ² [280 MPa]	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$	$\ell_n/40$	$\ell_n/40$
4,200 kgf/cm ² [420 MPa]	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$	$\ell_n/36$	$\ell_n/36$
5,600 kgf/cm ² [550 MPa]	$\ell_n/27$	$\ell_n/30$	$\ell_n/30$	$\ell_n/30$	$\ell_n/33$	$\ell_n/33$

^[1] ℓ_n 為長向淨跨距，支承面到面間距離 (cm)。

^[2] f_y 若介在表中所列值之間者，最小厚度應以線性內插計算之。

^[3] 柱頭板應符合第 8.2.4 節規定。

^[4] 支承柱間沿板外緣有梁之板，若 α_f 值小於 0.8，則外格板應視作無邊梁。

解說：

表 8.3.1.1 中最小厚度係依多年發展而得。

8.3.1.2 非預力板之四周有梁橫跨支承者，其板厚 h 應符合表 8.3.1.2 之規定；若符合第 8.3.2 節之計算撓度限制者，不在此限。

表 8.3.1.2 四周有梁橫跨支承之非預力雙向板之最小厚度

α_{fm} ^[1]	最小厚度 h , cm [mm]		
$\alpha_{fm} \leq 0.2$	適用第 8.3.1.1 節		(a)
$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2.0$	二者取大	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)}, f_y \text{ in kgf/cm}^2$	(b) ^{[2], [3]}
		$\left[h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1,400} \right)}{36 + 5\beta (\alpha_{fm} - 0.2)}, f_y \text{ in MPa} \right]$	
		12.5 [125]	(c)
$\alpha_{fm} > 2.0$	二者取大	$h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{14,000} \right)}{36 + 9\beta}, f_y \text{ in kgf/cm}^2$	(d) ^{[2], [3]}
		$\left[h = \frac{\ell_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1,400} \right)}{36 + 9\beta}, f_y \text{ in MPa} \right]$	
		9 [90]	(e)

^[1] α_{fm} 為內格板所有邊梁 α_f 之平均值。

^[2] ℓ_n 為由梁面到梁面間長向之淨跨距 (cm)。

^[3] β 為板長向對短向淨跨距之比值。

解說：

對於長向對短向跨度比大於2之格板，以表8.3.1.2中(b)及(d)用長跨徑之比來決定最小板厚，可能會得到不合理的結果。針對這類的板，宜適用第7.3.1節單向板構造之規定。

8.3.1.2.1 符合第 8.3.1.2 節規定之板，在不連續之板緣應配置邊梁，且使其 α_f 至少為 **0.8**；或不連續板之外格板板厚，依表 8.3.1.2 之(b)或(d)計算所得之最小板厚再增加 10% 以上。

8.3.1.3 混凝土樓板粉飾與樓板整體澆置或樓板粉飾依第16.4節規定設計為與樓板合成時，混凝土樓板粉飾厚度得計入 h 中。

解說：

此規範對於因應非常態磨損所需之額外磨耗層厚度並無特別規定。可由設計者決定是否需要因應非常態磨損之額外磨耗層厚度。

如混凝土樓板粉飾與樓板整體澆置時，方可將其視作有強度貢獻。分開澆置之混凝土樓板粉飾依第16.4節之規定設計與樓板合成時，亦可將其計入板結構厚度中。

8.3.1.4 使用單肢或多肢肋筋作為剪力鋼筋時，樓板厚度應符合第22.6.7.1節規定。

8.3.2 計算撓度限制

8.3.2.1 下列(a)至(c)之雙向板，即時與依時撓度應依第24.2節計算，且不得超過第24.2.2節之限制。

(a) 不符合第8.3.1節規定之非預力板

(b) 四周皆無內梁橫跨支承，且其長向對短向跨度比超過2之非預力板

(c) 預力板

解說：

於各向連續二至多跨之預力平板，通常樓板與屋頂板之跨深比分別不會超過42與48；若計算能證實短期及長期撓度、預拱、振動頻率及振幅不會引起不適，則上述跨深比可以分別增加至48與52。

短期與長期撓度及預拱可依結構使用性需求計算及確認。

8.3.2.2 符合第8.3.1.1節或第8.3.1.2節規定之非預力合成混凝土板，其在構材合成後發生之撓度不必計算。除合成前之板厚符合第8.3.1.1節或第8.3.1.2節，於構材合成前發生的撓度應加以核驗。

解說：

若合成構材中任一部分施以預力，或構材在元件澆置完成後才施以預力，適用第8.3.2.1節之規定並計算其撓度。只有在構材厚度或是構材中預鑄部分小於表8.3.1.1之最小厚度時，需要計算非預力合成構材之撓度並與表24.2.2中限制值比較。在未支撐的施工中，其厚度視有效合成作用達成前或後之撓度作考量。

8.3.3 非預力板之鋼筋應變限制

8.3.3.1 非預力板應符合表21.2.2拉力控制之規定。

解說：

限制雙向板鋼筋應變的依據與梁相同，請參考第9.3.3節解說。

8.3.4 預力板中之應力限制

8.3.4.1 預力板應依 $f_t \leq 1.6\sqrt{f'_c} [0.5\sqrt{f'_c}]$ 之U類設計。預力板在預力傳遞後及使用載重下之其他應力，應不超過第24.5.3節及第24.5.4節之容許應力。

8.4 需求強度

8.4.1 通則

8.4.1.1 需求強度應依第五章規定之因數化載重組合計算。

8.4.1.2 需求強度應依第六章規定之分析步驟計算。

解說：

預力板系統之使用性、因數化彎矩及剪力，宜使用數值分析法決定，而不是簡化方法如直接設計法。前版規範中的相當構架法屬於數值分析法，其結果已被大型結構模型試驗證實可有效預測預力板系統之因數化彎矩及剪力 (Smith與 Burns 1974；Burns與Hemakom 1977；Hawkins 1981；PTI DC20.8；Gerber與Burns 1971；Scordelis等人 1959)。這些研究亦顯示若分析時使用固定斷面或是其他近似勁度可能會產生錯誤且不安全的結果。可依第6.6.5節之規定進行預力板的彎矩再分配。PTI DC20.8提供預力混凝土板系統之相關準則。

8.4.1.3 預力板應依第5.3.10節考慮因預力引致反力之效應。

8.4.1.4 板系統支承於柱或牆上，其尺寸 c_1 、 c_2 及 l_n 須由有效支承面積來決定。有效支承面積是指板或柱頭板或剪力帽蓋之底面，與包含於柱和柱冠或托架內且以不大於柱軸線 45° 角向外擴展之最大正圓錐、正角錐或斜楔之相交部分面積。

8.4.1.5 柱列帶為柱中心線每側寬等同 $0.25l_2$ 及 $0.25l_1$ 較小者之設計列帶；柱列帶中若有梁時，亦應包含之。

8.4.1.6 中間帶為相鄰兩柱列帶間之設計列帶。

8.4.1.7 格板為四周由柱、梁或牆中心線所圍成之部分。

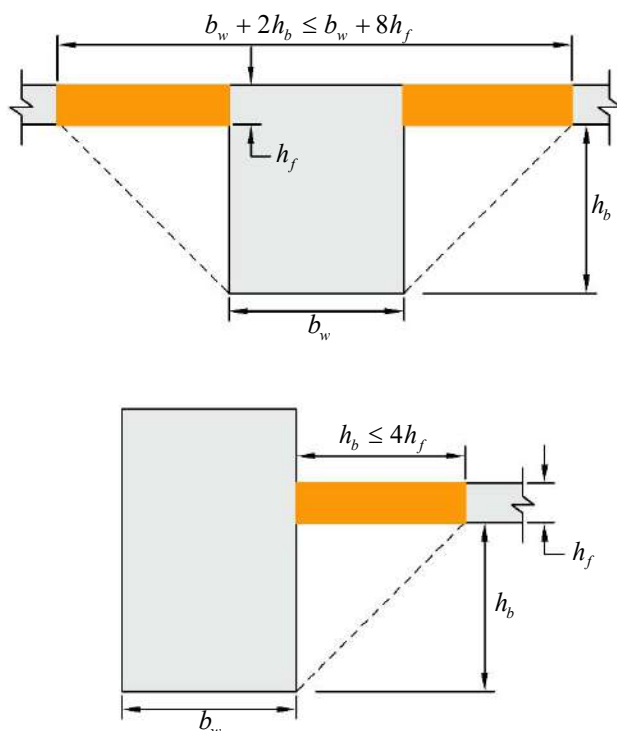
解說：

格板包括柱中心線之間所有撓曲構件，故柱列帶若有梁，則應包含該梁在內。

8.4.1.8 整體澆置或合成構造之含梁雙向板，設計時梁翼緣應取每側懸出寬度等於該梁突出板上或板下之梁深，以值大者為準，但應不大於板厚之4倍。

解說：

整體澆置或合成構造之含梁雙向板，視部分板寬作有效翼緣。圖R8.4.1.8提供此規定之兩個範例。



圖R8.4.1.8 第8.4.1.8節中部分板作為梁之有效翼板範例

8.4.1.9 垂直載重分析結果得與側向載重分析結果合併設計。

8.4.2 因數化彎矩

8.4.2.1 與支承構成一體之板，於支承處之 M_u 得以支承面處計算之。

8.4.2.2 柱抵抗之因數化板彎矩

8.4.2.2.1 若因重力、風力、地震力或其他載重引致板與柱間之彎矩傳遞，一部分之 M_{sc} 應按第8.4.2.2.2節至第8.4.2.2.5節之規定由撓曲傳遞，其中 M_{sc} 表示在接頭處由柱抵抗因數化板彎矩。

解說：

此節主要針對無梁板系統。

8.4.2.2.2 由柱抵抗之因數化板彎矩之部分， $\gamma_f M_{sc}$ ，應假設由撓曲傳遞，其中 γ_f 應依下式計算：

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \left(\frac{2}{3}\right) \sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \quad (8.4.2.2.2)$$

8.4.2.2.3 板抵抗 $\gamma_f M_{sc}$ 之有效板寬 b_{slab} 應為柱或柱冠之寬度及兩側各外加一寬度如表8.4.2.2.3所述。

表 8.4.2.2.3 有效板寬尺寸限制

		柱或柱冠寬度兩側各外加寬度	
無柱頭板或剪力帽蓋	較小者	1.5倍板厚	
		至板緣距離	
有柱頭板或剪力帽蓋	較小者	1.5倍柱頭板或剪力帽蓋厚	
		至柱頭板緣或剪力帽蓋緣距離加上1.5倍板厚	

解說：

除非對抵抗扭矩及剪力有特殊之設計，傳遞部分彎矩至柱之所有鋼筋，宜配置於距柱邊兩側各板或柱頭板厚之1.5倍，即1.5h之範圍內。

8.4.2.2.4 符合表 8.4.2.2.4 中 v_{uv} 及 ϵ_t 限制之非預力板， γ_f 得依表 8.4.2.2.4 修正其值；其中 v_c 依第 22.6.5 節規定計算之， v_{uv} 為板臨界斷面上受雙向作用但不考慮彎矩傳遞下之因數化剪應力。

表 8.4.2.2.4 非預力雙向板 γ_f 最大修正值

柱位	跨向	v_{uv}	ϵ_t (在 b_{slab} 內)	γ_f 最大修正值
角柱	任一向	$\leq 0.5\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.003$	1.0
邊柱	與邊緣垂直	$\leq 0.75\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.003$	1.0
	與邊緣平行	$\leq 0.4\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$
內柱	任一向	$\leq 0.4\phi v_c$	$\geq \epsilon_{ty} + 0.008$	$\frac{1.25}{1 + \left(\frac{2}{3}\right)\sqrt{\frac{b_1}{b_2}}} \leq 1.0$

解說：

在外柱及內柱處，由剪力及撓曲傳遞之 M_{sc} 有分配的空間。內柱、邊柱及角柱係指板-柱接合部之方柱分別具四邊、三邊與二邊之臨界周界。

在外柱處，針對轉軸平行於板緣之 M_{sc} ，當其因數化剪力（不含由彎矩傳遞引致之剪力）於邊柱不超過第 22.6.5.1 節所定義剪力強度 ϕv_c 之 75 %；於角柱不超過 50 % 時，部分由剪力偏心傳遞之彎矩 $\gamma_v M_{sc}$ 可得酌減。試驗顯示 (Moehle 1988；ACI 352.1R)，外柱處之剪力與 M_{sc} 間並無明顯之互制作用，惟應注意當 $\gamma_v M_{sc}$ 減少時，則 $\gamma_f M_{sc}$ 會增加。

內柱之 M_{sc} 經由剪力及撓曲傳遞之比例有分配的空間，惟其限制較外柱嚴格。若內柱處之因數化剪力（不含由彎矩傳遞引致之剪力）不超過第 22.6.5.1 節所定義剪力強度 ϕv_c 之 40 %，則由撓曲傳遞之 M_{sc} 部分得允增加最多 25 %。

當板柱接合部之因數化剪力很大時，板柱接頭常不能使有效寬度內之所有鋼筋有效發展。有效板寬內之 $\gamma_f M_{sc}$ 所需鋼筋淨拉應變 ϵ_t 需至少為 $\epsilon_{ty} + 0.008$ 時，方可使用本章條款內柱之板柱接合部修正值，其中 ϵ_{ty} 應依第 21.2.2 節規定決定。不使用本條款之修正值，直接套用式 (8.4.2.2.2) 一般顯示有應力過載之情況。本條款規定旨在增加柱板接頭之韌性行為。當內支承兩面發生反向彎矩時，上下層主筋均宜集中在有效寬度內，觀察發現上層鋼筋對下層鋼筋之比值約以 2 為宜。

為了因應高強度鋼筋的使用，分別規定 $\epsilon_{ty} + 0.003$ 與 $\epsilon_{ty} + 0.008$ 之限制，第一個表示式與表 21.2.2 定義之拉力控制斷面應變值相同，第 21.2.2 節解說提供此值進一步描述，第二個表示式提供之應變值與要求 Grade 60 鋼筋 $\epsilon_t \geq 0.010$ 類似。

8.4.2.2.5 應於柱上密集配置或加配鋼筋以抵抗第 8.4.2.2.2 節及第 8.4.2.2.3 節所定義有效板寬內之彎矩。

8.4.2.2.6 計算非由撓曲抵抗之部分 M_{sc} ，應依第 8.4.4.2 節之規定由剪力偏心抵抗。

8.4.3 因數化單向剪力

- 8.4.3.1 與支承構成一體之板，於支承處之 V_u 得以支承面處計算之。
- 8.4.3.2 若滿足下列(a)至(c)之條件，支承面與臨界面間之斷面得用臨界面處之 V_u 設計。非預力板之臨界面位於距支承面 d 處；預力板之臨界面位於距支承面 $h/2$ 處：
- (a) 剪力作用方向之支承反力，使板端部受壓。
 - (b) 載重作用於板頂面或接近板頂面。
 - (c) 臨界面與支承面間無集中載重。

8.4.4 因數化雙向剪力

解說：

板中柱周圍之計算剪應力宜符合第22.6節之要求。

8.4.4.1 臨界面

- 8.4.4.1.1 板於柱、集中載重及反力處，應於第 22.6.4 節規定之臨界面處檢核其雙向剪力。
- 8.4.4.1.2 以肋筋或擴頭錨釘鋼筋加勁之板，應於第 22.6.4.2 節規定之臨界面處檢核其雙向剪力。

8.4.4.2 剪力與柱抵抗之因數化板彎矩引致之因數化雙向剪力

- 8.4.4.2.1 因數化雙向剪力 v_u 應依第 8.4.4.1 節規定之臨界面處計算。此因數化剪應力 v_u 係由 v_{uv} 與 $\gamma_v M_{sc}$ 引致之剪應力的組合； γ_v 按第 8.4.4.2.2 節規定， M_{sc} 按第 8.4.2.2.1 節規定。
- 8.4.4.2.2 $\gamma_v M_{sc}$ 係由偏心剪力傳遞之部分 M_{sc} ，其應施於第 8.4.4.1 節規定之臨界面中心，其中：

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (8.4.4.2.2)$$

解說：

Hanson與Hanson (1968) 發現柱與板間有彎矩傳遞時，60 % 的彎矩宜考慮由橫過第22.6.4.1節定義之臨界面周界之撓曲所傳遞，40 % 由對臨界面中心之剪力偏心來傳遞。對於矩形柱由撓曲傳遞之彎矩，隨承受彎矩方向之臨界面面寬增加而增加，詳式(8.4.2.2.2)。

Hanson與Hanson (1968) 大部分的資料由方形柱之試驗取得，而圓柱之資料較少，但可近似成相同斷面積之方形柱。

- 8.4.4.2.3 由 $\gamma_v M_{sc}$ 引致之因數化剪應力，應依第 8.4.4.1 節規定之臨界面中心軸作線性分布。

解說：

內柱或邊柱之應力分布可假設如圖R8.4.4.2.3中所示。臨界面之邊界ABCD係依據第22.6.4.1節所決定。其因數化剪應力 v_{uv} 及由柱抵抗之因數化板彎矩 M_{sc} ，係於臨界面之中心軸c-c處決定。其最大因數化剪應力可根據下列計算：

$$v_{u,AB} = v_{uv} + \frac{\gamma_v M_{sc} c_{AB}}{J_c}$$

或

$$v_{u,CD} = v_{uv} - \frac{\gamma_v M_{sc} c_{CD}}{J_c}$$

其中 γ_v 按式(8.4.4.2.2)決定。

內柱之 J_c 可由下列計算

$$J_c = \text{假設臨界斷面之類似極慣性矩}$$

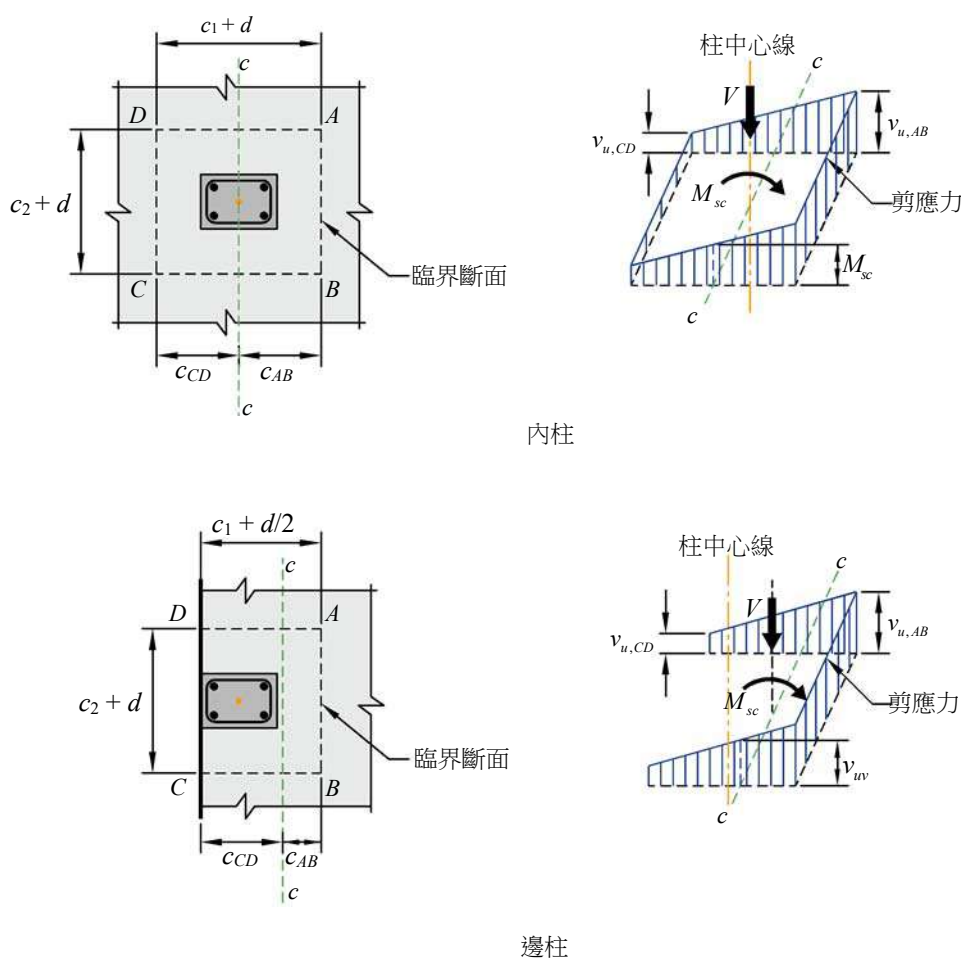
$$= \frac{d(c_1+d)^3}{6} + \frac{(c_1+d)d^3}{6} + \frac{d(c_2+d)(c_1+d)^2}{2}$$

邊柱或角柱之 J_c ，可導出類似之公式。

不經偏心剪力傳遞之部分 M_{sc} ，宜由第8.4.2.2節規定之撓曲來傳遞。依第8.4.2.2.3節定義之有效板寬來傳遞撓曲之部分係為一保守作法。為抵抗 M_{sc} ，一般常集中柱列帶鋼筋接近柱處。可用的試驗資料 (Hanson與Hanson 1968) 指出此種做法似乎不會增加剪力強度，但可能增加板柱接頭的勁度。

試驗資料 (Hawkins 1981) 指出，預力板柱接頭處之彎矩傳遞強度，可採用第8.4.2.2節及第8.4.4.2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R8.7.6d及e)。ACI 421.1R中有給定計算在這種斷面上剪應力之公式。



圖R8.4.4.2.3 剪應力之假設分布

8.5 設計強度

8.5.1 通則

8.5.1.1 任一適用之因數化載重組合下，所有斷面之設計強度應符合 $\phi S_n \geq U$ ，包括下列(a)至(d)項，且應考量載重效應間之交互影響。

- (a) $\phi M_n \geq M_u$ ；於任一向沿跨徑之所有斷面。
- (b) $\phi M_n \geq \gamma_f M_{sc}$ ；於第8.4.2.2.3節定義之 b_{slab} 中。
- (c) $\phi V_n \geq V_u$ ；於任一向沿跨徑所有斷面之單向剪力。
- (d) $\phi v_n \geq v_u$ ；於第8.4.4.1節定義臨界斷面之雙向剪力。

解說：

參見第9.5.1.1節解說。

8.5.1.2 Φ 值應依第21.2節規定決定之。

8.5.2 彎矩

8.5.2.1 M_n 應依第22.3節規定計算之。

8.5.2.2 計算非預力板具柱頭板之標稱彎矩強度時，柱頭板下突出部分厚度之假設應不大於柱頭板邊緣至柱面或柱冠面間距離之1/4。

8.5.2.3 計算預力板之標稱彎矩強度時，除外置預力鋼腱全長與混凝土斷面有效握裹外，外置預力鋼腱應視為無握裹鋼腱。

8.5.3 剪力

8.5.3.1 板於柱、集中載重或反力處之標稱剪力強度，應依第8.5.3.1.1節及第8.5.3.1.2節規定計算之，並取較安全者為準。

解說：

長板與窄板作梁使用時宜作區別，且板受雙向作用時，穿孔剪力破壞可能沿圍繞於載重或反力處之截頭圓錐或角錐發生。

8.5.3.1.1 針對單向剪力，其任一臨界斷面應為板斷面之全寬， V_n 應依第22.5節規定計算之。

8.5.3.1.2 針對雙向剪力， v_n 應依第22.6節規定計算之。

8.5.3.2 合成混凝土板之水平標稱剪力強度 V_{nh} 應依第16.4節規定計算之。

8.5.4 板系統之開孔

8.5.4.1 若經分析判定，符合所有強度及使用性要求，包括撓度限制等條件，板系統得作任何尺寸之開孔。

8.5.4.2 未經第8.5.4.1節之規定分析之無梁板系統，得在符合(a)至(d)規定下開孔：

- (a) 兩中間帶之交區內得有任何大小之開孔，惟格板鋼筋須至少維持未開孔時之需要量。
- (b) 兩柱列帶相交區內開孔之每向寬度應不大於柱列帶寬度之1/8，因開孔所截斷之鋼筋須在孔口四周等量補加。
- (c) 柱列帶與中間帶相交區內每向被開孔截斷之鋼筋量應不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。

(d) 若開孔與柱邊、集中載重、或反力區之距離少於 $4h$ ，須符合第22.6.4.3節之規定。

8.6 鋼筋限制

8.6.1 非預力板之最少撓曲鋼筋量

8.6.1.1 板設計方向之拉力面撓曲鋼筋最少面積 $A_{s,min}$ 應為 $0.0018A_g$ 、或依第8.6.1.2節規定之量。

8.6.1.2 若柱邊、集中載重或反力區之臨界面雙向剪力值 $v_{uv} > \phi 0.53\lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ [$\phi 0.17\lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$]，應依下式於 b_{slab} 寬度內提供最小鋼筋量 $A_{s,min}$ 。

$$A_{s,min} = \frac{5v_{uv} b_{slab} b_o}{\phi \alpha_s f_y} \quad (8.6.1.2)$$

其中 b_{slab} 依第8.4.2.2.3節定義， α_s 依第22.6.5.3節規定， ϕ 是剪力強度折減係數， λ_s 依第22.5.5.1.3節規定。

解說：

此處以竹節鋼筋或銲接鋼線網作為最少撓曲鋼筋之面積與第24.4.3.2節規定之收縮與溫度鋼筋要求相同；但收縮與溫度鋼筋可依特定條件、適當地分布在板上下面間，而最少撓曲鋼筋則宜在施工實務可行前提下，儘可能靠近混凝土受拉力面設置。

圖R8.6.1.1為承受均勻重力載重之雙向板，其靠近頂部之所需最少鋼筋的配置；鋼筋切斷點則依圖8.7.4.1.3所示。

為以拉力鋼筋提升裂縫控制及攔截可能發生之穿孔剪力裂縫，設計者應考量於靠近厚雙向板二面指定連續鋼筋，如傳力板、平台板、及筏式基礎；參見第8.7.4.1.3節解說。

具剪力鋼筋與無剪力鋼筋之內板柱接頭測試結果顯示(Peirir 與 Ghali 2012, Hawkins 與 Ospina 2017, Widianto 等人 2009, Muttoni 2008, Dam 等人 2017)，位於柱或承載面鄰近區域之樓板撓曲鋼筋降伏會增加局部轉角量與板內已存在之斜向裂縫寬度，除非在 b_{slab} 寬度內提供鋼筋量 $A_{s,min}$ ，斜向裂縫上的滑移會產生由撓曲驅使之穿孔剪力破壞，其穿孔剪力破壞強度就無剪力鋼筋之樓板而言低於表22.6.5.2規定之雙向剪力公式，就具剪力鋼筋之樓板而言低於22.6.6.3規定之雙向剪力公式。

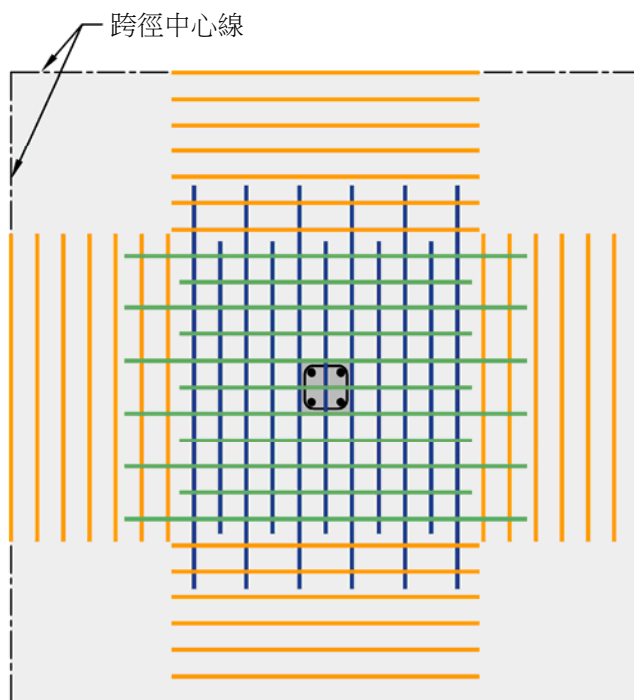
柱頭板與剪力蓋帽鄰近區域也需提供 $A_{s,min}$ 。

測試結果亦顯示剪力鋼筋不會增加撓曲鋼筋量小於 $A_{s,min}$ 之樓板穿孔剪力強度，但是，剪力鋼筋可能增加撓曲驅使之穿孔剪力破壞時的塑性轉角 (Peirir 與 Ghali 2012)。

樓板深度內之斜向裂縫在剪應力值約 $0.53\lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$ [$0.17\lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}$]時產生，在較高的剪應力作用下，若沒有符合 $A_{s,min}$ ，由撓曲驅使之穿孔剪力破壞可能性會增加， $A_{s,min}$ 推導係根據內板柱接頭，讓柱面局部降伏對應之剪力與剪力臨界斷面上之因數化剪力相同。

對於內柱接頭，公式推導過程根據柱面局部降伏對應之剪力為 $8A_{s,min} f_y d/b_{siab}$ (Hawkins 與 Ospina 2017)，然後藉由 $(\alpha_s/5) A_{s,min} f_y d/b_{siab}$ 通用到邊柱與角柱接頭。

尺寸效應可參考第22.5.5.1節與22.6.5.2節解說。



圖R8.6.1.1 靠近雙向板頂之最少鋼筋配置

8.6.2 預力板之最少撓曲鋼筋量

8.6.2.1 預力板中有效預力 $A_{ps}f_{se}$ 於分配至鋼腱或鋼腱群之板斷面上，須承受至少 $8.8 \text{ kgf/cm}^2 [0.9 \text{ MPa}]$ 最小平均壓應力。沿平行或垂直鋼腱或鋼腱群之板跨徑方向變斷面之板，分配至鋼腱或鋼腱群之沿跨徑之所有板斷面上，亦須承受至少 $8.8 \text{ kgf/cm}^2 [0.9 \text{ MPa}]$ 最小平均有效預力。

解說：

最小平均有效預力 $8.8 \text{ kgf/cm}^2 [0.9 \text{ MPa}]$ 係用於70年代 (1970s) 早期之雙向試驗板中，針對穿孔剪力對配置較少鋼筋之板的影響。故任一斷面上皆需要承受此最小平均有效預力。

假如板厚沿著板跨徑方向或是垂直板跨徑方向變化，沿跨徑方向分配至鋼腱或鋼腱群之所有板斷面上，不論是較薄或較厚之板斷面，皆需要承受最小有效預力 $8.8 \text{ kgf/cm}^2 [0.9 \text{ MPa}]$ 及依最大鋼腱間距配置，其可能在較薄斷面上引致高於最小 f_{pc} 之力，且在沿跨徑之較厚斷面上，會因為現場實際施工考量，將鋼腱以小於最大值間距配置。

8.6.2.2 具握裹預力鋼筋之板，其 A_s 及 A_{ps} 之總量應足夠使其能承受開裂載重1.2倍以上之因數化載重，其中開裂載重依第19.2.3節規定之 f_r 值計算。

8.6.2.2.1 板之撓曲及剪力設計強度已超過需求強度之2倍時，可不受第8.6.2.2節限制。

解說：

本規定係為防止開裂後之突發性撓曲破壞。依此規範設計之受撓構材，在開裂後通常尚需承受顯著額外載重後，始會達到其撓曲強度。因此，明顯的撓度可作為構材接近其強度之預警；但若開裂後隨即達其撓曲強度，則該撓度預警將不發生作用。當預力鋼筋無握裹時 (ACI 423.3R)，混凝土與預力鋼筋間則無力量傳遞，且開裂後之突發性撓曲不會發生。因此，此規定不適用於具無握裹預力鋼腱之構材。

8.6.2.3 預力板中握裹竹節縱向鋼筋之最少面積， $A_{s,min}$ ，應依表8.6.2.3之規定於考量跨徑方向之預壓受拉區配置。

表 8.6.2.3 具握裹或無握裹鋼腱之雙向板中，最小握裹竹節縱向鋼筋面積 $A_{s,min}$

區域	計入所有預力損失後之計算 f_t , kgf/cm ² [MPa]	$A_{s,min}$	
正彎矩	$f_t \leq 0.53\sqrt{f'_c}$ [$f_t \leq 0.17\sqrt{f'_c}$]	無需配置	(a)
	$0.53\sqrt{f'_c} < f_t \leq 1.6\sqrt{f'_c}$ [$0.17\sqrt{f'_c} < f_t \leq 0.50\sqrt{f'_c}$]	$\frac{N_c}{0.5f_y}$	(b) ^[1,2]
柱處負彎矩	$f_t \leq 1.6\sqrt{f'_c}$ [$f_t \leq 0.50\sqrt{f'_c}$]	$0.00075A_{cf}$	(c) ^[2]

^[1] f_y 值應不超過 4,200 kgf/cm² [420 MPa]

^[2] 針對具握裹鋼腱之雙向板，得降低 $A_{s,min}$ ，其扣除之量為正彎矩處用於決定 N_c 面積之握裹預力鋼筋量，或是負彎矩處按第8.7.5.3節(a)規定之板寬內握裹預力鋼筋量。

解說：

當使用載重下混凝土拉應力超過其破裂模數，本規範要求於預力板中配置一些握裹鋼筋，以抑制裂縫寬度及間距，對於無握裹鋼腱之板，此項措施係確保板在達標稱強度時之撓曲表現，而非為繫拱效應。依此條款規定配置最少握裹鋼筋能確保其具適當的表現。

雙向平板系統之最少握裹鋼筋量規定主要是根據Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958) 與ACI 423.3R 的報告。對具有柱頭板之雙向平板而言(Odello與Mehta 1967)，有限的研究成果顯示這些特殊系統的行為類似片板。

綜合Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958) 之片板試驗報告與自1963年版ACI規範採用後之經驗，在正常載重與跨度下，正彎矩區內 $f_t \leq 0.53\sqrt{f'_c}$ [$f_t \leq 0.17\sqrt{f'_c}$]；不配置握裹鋼筋之構材仍具有適當結構行為，在 $0.53\sqrt{f'_c} < f_t \leq 1.6\sqrt{f'_c}$ [$0.17\sqrt{f'_c} < f_t \leq 0.50\sqrt{f'_c}$]之正彎矩區內宜按式 (8.6.2.3(b))配置最少握裹鋼筋面積。式中之拉力 N_c 是在使用載重下，依未開裂、均質斷面所求得。

根據對後拉無握裹預力之雙向平板系統研究報告(Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958)；ACI 423.3R；Odello與Mehta 1967)，如負彎矩區內之握裹鋼筋量為其板梁帶斷面積之0.075 % 時，可提供充分的韌性與適當的裂縫寬度及間距控制。板中不管具握裹或無握裹鋼腱，皆需要配置相同面積之握裹鋼筋。按式(8.6.2.3c)要求之最少握裹鋼筋面積與鋼筋級別或設計降伏強度無關。考量不同相鄰分配之跨度，此公式主要針對第2.3節定義之板-梁帶。對於矩形格板，為確保能提供兩向之最少鋼筋量需求，用於此式中之計算是保守採用兩垂直相交較大板梁帶斷面積；且配置此項鋼筋集中於柱邊之板上層是重要的。研究結果亦顯示，若使用載重引致拉應力偏低，在沒有握裹鋼筋之情況下；仍可在因數化載重下達到理想行為，但本規範所規定之最少握裹鋼筋量，不論使用載重應力高低，可確保受撓連續性與韌性，並可控制因超載、溫度、收縮等作用所產生之裂縫寬度及間距。後拉平板板柱接合部相關文獻可參考Smith與 Burns (1974)、Burns與Hemakom (1977)、Hawkins (1981)、PTI TAB. 1及Foutch等人(1990)。

無握裹後拉構材在嚴重地震載重下，本質上無法提供大容量來消散能量，因為此類構材主要為彈性反應。因此，依本節條款配置鋼筋之無握裹後拉結構構材，在第18.2.1節所定義之地震載重強度下，宜假設僅能抵抗垂直載重，且其作用為能量消散構件間之水平橫隔板。

8.7 鋼筋細則

8.7.1 通則

- 8.7.1.1 鋼筋之混凝土保護層應依第20.5.1節規定。
- 8.7.1.2 竹節及預力鋼筋之伸展長度應依第25.4節規定。
- 8.7.1.3 竹節鋼筋之續接長度應依第25.5節規定。
- 8.7.1.4 束筋應依第25.6節規定。

8.7.2 撓曲鋼筋間距

- 8.7.2.1 鋼筋最小間距 s 應依第25.2節規定。
- 8.7.2.2 針對非預力實心板，竹節縱向鋼筋之最大間距 s ，在臨界斷面處應為 $2h$ 與45 cm之較小值；在其他斷面處 s 應為 $3h$ 與45 cm之較小者。

解說：

鋼筋心到心之間距不能超過二倍板厚的規定僅適用於在實心板中之鋼筋，不適用於在格柵板或雙向肋梁板中之鋼筋。這項限制是要確保板之作用行為、裂縫控制及達到板上小範圍內承擔集中載重之能力；參閱第24.3節解說。

- 8.7.2.3 受均勻分布載重之預力板，任一方向上其鋼腱或鋼腱群之最大間距 s ，應為 $8h$ 與1.5 m之較小者。

解說：

本節對某一方向使用帶狀配置方式之鋼腱分布提供特定的準則，此種配置方法已經結構相關研究顯示可符合性能表現 (Burns與Hemakom 1977)。

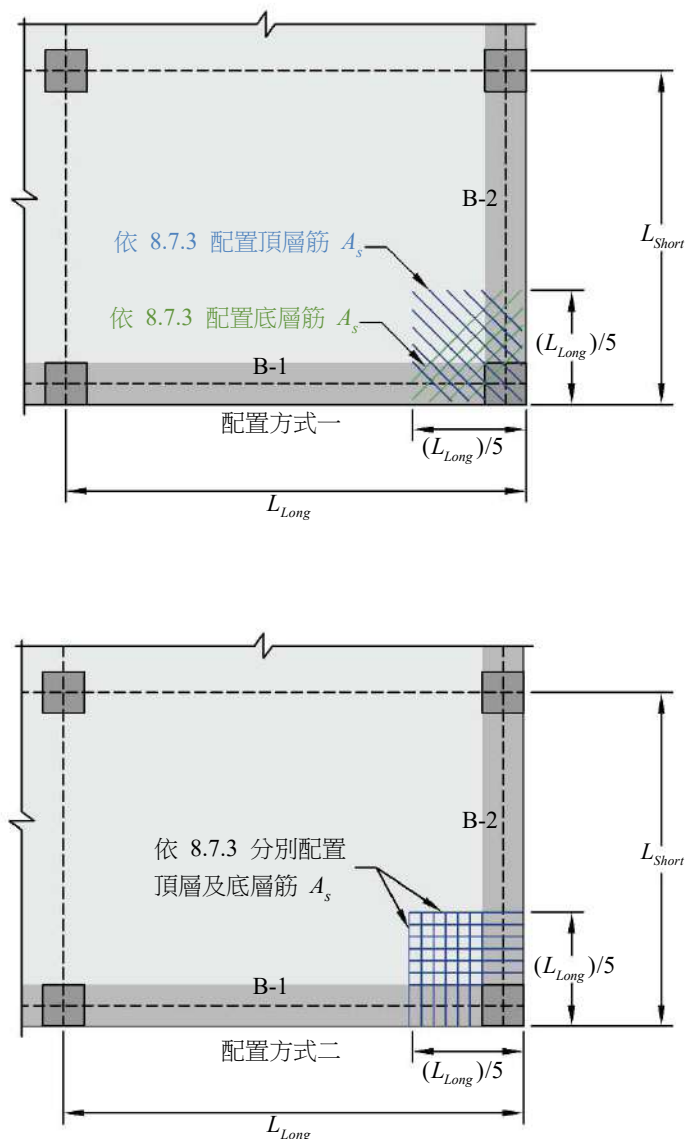
- 8.7.2.4 鋼腱間距之配置，應考慮集中載重或開孔。

8.7.3 板角隅束制

- 8.7.3.1 具邊牆、一或多個 α_f 值大於1.0邊梁支承之外部板角隅，因為角隅效應，須於板頂及板底配置每單位板寬 M_u 之鋼筋，其值與格板內每單位板寬最大正 M_u 相同。
 - 8.7.3.1.1 因角隅效應引致之因數化彎矩 M_u ，應假設其作用軸線，在板頂面係垂直於該角之對角線；在板底面則平行於該角之對角線。
 - 8.7.3.1.2 角隅鋼筋應沿各方向配置，範圍自角隅至較長跨度之1/5距離內。
 - 8.7.3.1.3 角隅鋼筋在板之頂面者須平行於該角之對角線，底面者須垂直於該對角線。另者，角隅鋼筋應在板頂與板底處，各配置兩層平行板邊之鋼筋網。

解說：

雙向板承受載重時，未束制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，板之角隅會產生彎矩。此節要求配置鋼筋以承受此彎矩並控制裂縫。配置於主要方向之撓曲鋼筋量可用於符合此需求，參見圖R8.7.3.1。



- 註：(1) 應用於 $\alpha_f > 1.0$ 之邊梁B-1或B-2。
 (2) 鋼筋最大間距為 $2h$ ，其中 h = 板厚。

圖R8.7.3.1 板之角隅鋼筋

8.7.4 非預力板中之撓曲鋼筋

8.7.4.1 鋼筋之截斷

- 8.7.4.1.1 板支承於邊梁、柱或牆之處，其垂直於不連續邊之鋼筋錨定須符合(a)與(b)：
- (a) 正彎矩鋼筋須延伸至板邊，並至少延伸 15 cm 直伸或彎鈎埋入邊梁、牆或柱內。
 - (b) 負彎矩鋼筋須以彎折、彎鈎或其他方式錨定於邊梁、牆或柱內，並應在支承面上伸展。
- 8.7.4.1.2 若板於不連續邊緣處未以邊梁或牆為支承，或板懸伸於支承外者，則鋼筋得在板內錨定之。

解說：

邊梁上之板彎矩可能會因邊界情況而有很大的變化。若邊梁結實地嵌築於支承之鋼筋混凝土牆，則板於該邊界狀況接近固接；若邊梁之下未有一整體性之牆，則板於該邊之支撐狀況將依邊梁或板緣之扭轉勁度而定，可能接近簡支承。於一結構中，板之邊界常有無法預知之情況，因而有此鋼筋錨定之規定。

8.7.4.1.3 無梁板之鋼筋延伸應符合(a)至(c)之規定：

- (a) 鋼筋長度應符合圖 8.7.4.1.3 之規定；若板為抵抗側力之主要構材，則其鋼筋長度至少應按分析需求設置。
- (b) 相鄰兩跨度不相等時，圖 8.7.4.1.3 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。
- (c) 彎起鋼筋僅在板之深跨比容許其彎角不大於 45° 時使用。

解說：

圖8.7.4.1.3內以淨跨比例表示鋼筋最小長度及延伸係針對承受正常重力載重之板。此最小長度及延伸對於較厚的雙向板，如傳力板、平台板、筏式基礎等可能不足，因此本規範要求延伸柱列帶至少一半之上層鋼筋至最少 $5d$ 的距離，對於使用柱頭板之樓板， d 是柱頭板的有效深度，在類似這樣的厚板內，提供雙向連續鋼筋於板上下側可提升結構整體性、裂縫控制能力、與降低潛變變形量。如圖R8.7.4.1.3所示，穿孔剪力裂縫發展的角度可低至約 20° ，若不延伸拉力鋼筋離至支承面最少 $5d$ 的距離，裂縫可能無法被拉力鋼筋截住。此 $5d$ 鋼筋延伸距離會主控 l_n/h 小於約15之樓板。另外，因應側向與重力載重組合作用產生之彎矩，此鋼筋最小長度及延伸量可能不足。

由於施工困難，致使彎起鋼筋很少被使用，但仍可依第8.7.4.1.3節(c)之規定允許使用。針對彎起鋼筋系統之更多準則可參閱ACI 318 1983版規範第13.4.8節之規定。

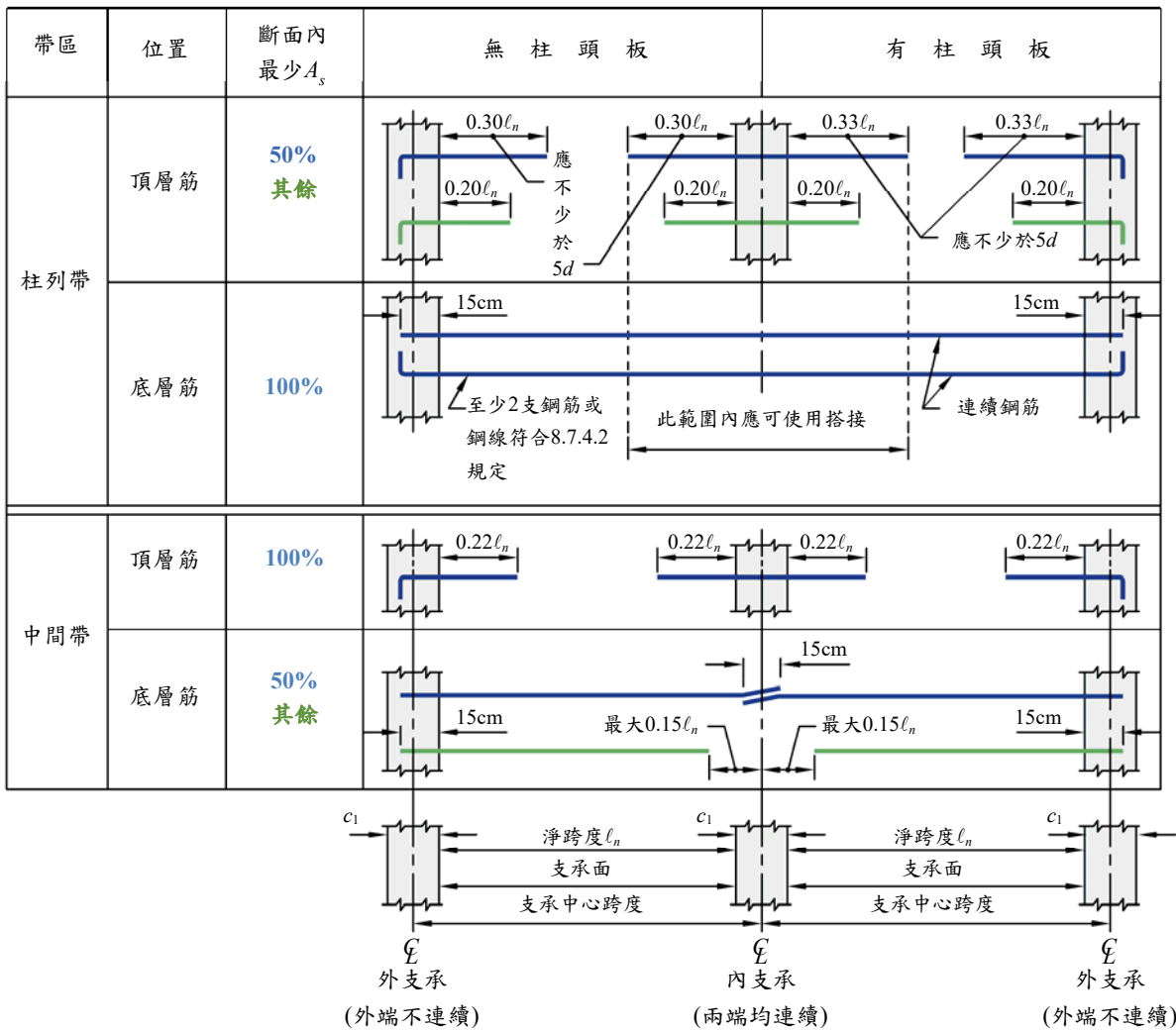
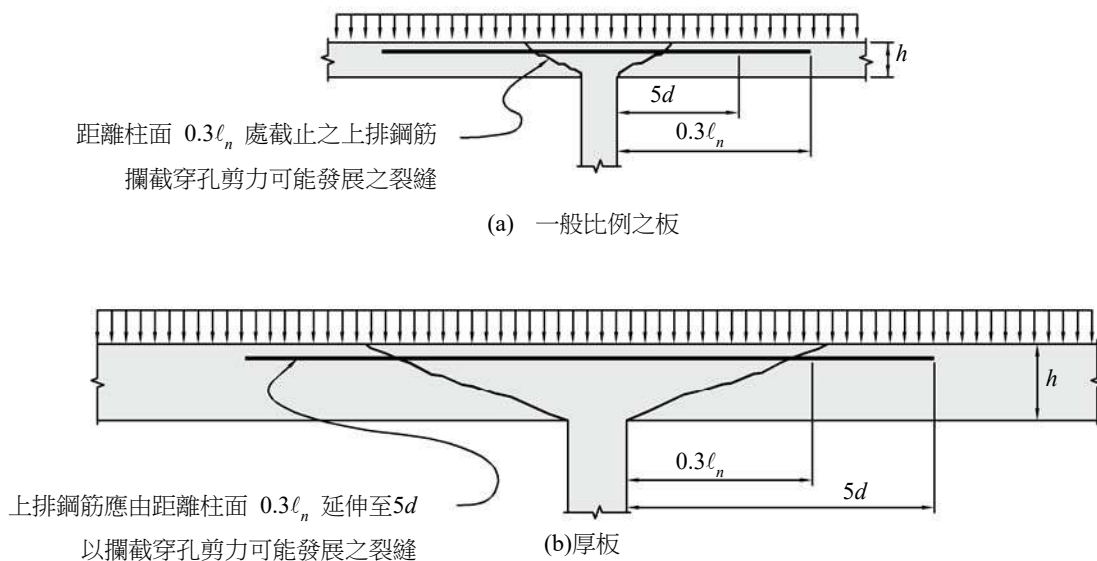


圖8.7.4.1.3 無梁雙向板之竹節鋼筋最小延伸長度



圖R8.7.4.1.3 一般比例之板與厚板穿孔剪力裂縫

8.7.4.2 結構整體性

8.7.4.2.1 兩向柱列帶內之所有底層竹節鋼筋或麻面鋼線，應於每一方向連續或以第 25.5.7 節規定之機械式、銲接續接或依第 25.5.2 節規定之乙級拉力搭接。續接位置應按圖 8.7.4.1.3。

8.7.4.2.2 各方向須至少二根柱列帶底層鋼筋或鋼線穿過柱主筋內之圍束核心，並應錨定在外支承處。

解說：

柱列帶底層連續鋼筋能在某一支承損壞時，板尚具贅餘能力橫跨於相鄰支承。穿過柱之二根連續柱列帶底層鋼筋或鋼線可視為“整體性鋼筋”，使樓板於單一支承發生穿孔剪力破壞後尚具贅餘強度 (Mitchell與Cook 1984)。ACI-ASCE Committee 352 (ACI 352.1R) 提供板柱接合部之整體性鋼筋設計準則。第8.7.5.6節提供具無握裹鋼腱板之類似條款。

8.7.5 預力板之撓曲鋼筋

8.7.5.1 外置預力鋼腱應附著於板，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。

8.7.5.2 若握裹竹節縱向鋼筋之配置係因撓曲強度要求或按式(8.6.2.3(b))之拉應力條件，其須符合第7.7.3節之細部配置規定。

解說：

握裹鋼筋宜作適當錨定發展需求強度，以抵抗因數化載重。第7.7.3節之要求係確保握裹鋼筋依第22.3.2節之規定達因數化載重下的撓曲強度，或在使用載重下達按式(8.6.2.3(b))之拉應力條件時，能適當地錨定以發展出抗拉或抗壓強度。

8.7.5.3 按式(8.6.2.3(c))規定之握裹縱向鋼筋應配置於板上部，並應符合(a)至(c)之規定：

- (a) 鋼筋應分布於離柱支承面兩側 $1.5h$ 範圍內。
- (b) 每方向應不少於4根竹節鋼筋、麻面鋼線或握裹鋼絞線。
- (c) 握裹縱向鋼筋之最大間距 s 應不超過30 cm。

8.7.5.4 預力鋼筋之終止

8.7.5.4.1 後拉預力錨定區之設計及細則應依第 25.9 節規定。

8.7.5.4.2 後拉預力錨定器及續接器之設計及細則應依第 25.8 節規定。

8.7.5.5 於含無握裹鋼腱之板中竹節鋼筋之終止

8.7.5.5.1 依第 8.6.2.3 節規定配置之竹節鋼筋長度應符合下列(a)與(b)之規定：

- (a) 於正彎矩區內，長度至少 $l_n/3$ 且置於該區中央。
- (b) 於負彎矩區內，應自支承面兩側各延伸至少 $l_n/6$ 。

解說：

最小長度適用於依第8.6.2.3節規定之握裹鋼筋，而依第22.3.2節之撓曲強度不受此限。關於連續跨度之研究 (Odello與Mehta 1967) 顯示，此最小長度規定使板在承受使用載重與因數化載重時有合適的行為。

8.7.5.6 結構整體性

8.7.5.6.1 除第 8.7.5.6.3 節所允許外，應依(a)或(b)之規定，於柱位每向配置至少二根具直徑 12.7 mm 或更大鋼絞線之鋼腱：

- (a) 鋼腱須穿過柱主筋圍束核心區。
- (b) 鋼腱須在柱主筋圍束核心區錨定，其錨定應越過柱中心線並遠離錨定之跨。

解說：

在板深中任何位置穿過板柱接頭之預力鋼腱，可懸吊住穿孔剪力破壞之板；此鋼腱宜連續穿過柱主筋圍束核心區，或在柱主筋圍束核心區錨定，且避免穿破板頂面 (ACI 352.1R)。

8.7.5.6.2 在柱及剪力帽蓋面之外側，須依第 8.7.5.6.1 節配置二根結構整體性鋼腱穿過鄰跨之任一正交鋼腱下方。

解說：

在柱或剪力帽蓋面間，結構整體性鋼腱宜穿過鄰跨之正交鋼腱下，故整體性鋼腱之垂直移動會被正交鋼腱給侷限住。在一向配置分布鋼腱並在其正交方向為帶狀配置處，可先配置整體性鋼腱於分布鋼腱方向，然後再配置帶狀鋼腱以符合要求。若二向皆配置散布鋼腱，應將其交錯編排且以第8.7.5.6.3節方式配置或許是較簡易的方法。

8.7.5.6.3 具未符合第 8.7.5.6.1 節配置鋼腱之板，得依第 8.7.5.6.3.1 節至第 8.7.5.6.3.3 節之規定於每一方向皆配置底層握裹竹節鋼筋。

解說：

在一些預力板中，因鋼腱配置限制，造成依第8.7.5.6.1節規定之結構整體性鋼腱配置困難。在這種情況下，可使用底層竹節鋼筋來取代結構整體性鋼腱 (ACI 352.1R)。

8.7.5.6.3.1 任一向之最少底層竹節鋼筋 A_s 應為(a)與(b)之大者，式中 f_y 最大值應為 5,600 kgf/cm² [550 MPa]：

$$(a) \quad A_s = \frac{1.2\sqrt{f'_c}c_2d}{f_y} \quad [A_s = \frac{0.37\sqrt{f'_c}c_2d}{f_y}] \quad (8.7.5.6.3.1a)$$

$$(b) \quad A_s = \frac{2lc_2d}{f_y} \quad [A_s = \frac{2.1c_2d}{f_y}] \quad (8.7.5.6.3.1b)$$

其中 c_2 為鋼筋穿過之柱面寬

8.7.5.6.3.2 按第8.7.5.6.3.1節計算之底層竹節鋼筋應穿過柱主筋圍束核心區，並應錨定於外支承。

8.7.5.6.3.3 底層竹節鋼筋須錨定使其超過柱或剪力帽蓋面以發展 f_y 。

8.7.6 剪力鋼筋—肋筋

8.7.6.1 單肢、簡單U型、多個U型與閉合箍筋得作為剪力鋼筋。

8.7.6.2 肋筋錨定及幾何應符合第25.7.1節之規定。

8.7.6.3 若使用肋筋，其位置及間距應符合表8.7.6.3。

表 8.7.6.3 第一肋筋之位置及間距限制

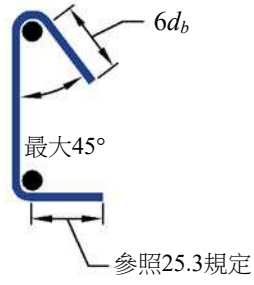
量測方向	量測描述	最大距離或間距
垂直柱面	柱面至第一肋筋距離	$d/2$
	肋筋間距	$d/2$
平行柱面	肋筋垂直肢間距	$2d$

解說：

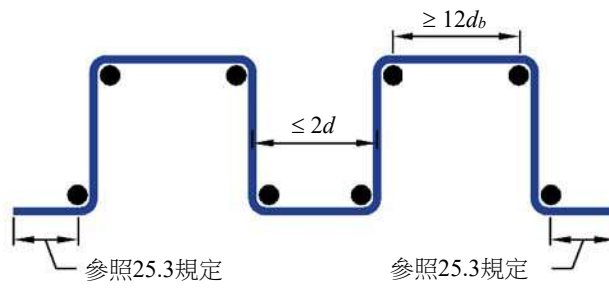
研究 (Hawkins 1974 ; Broms 1990 ; Yamada等人1991 ; Hawkins等人 1975 ; ACI 421.1R) 已證實包括適當錨定之鋼筋或鋼線及單肢或多肢肋筋，或閉合箍筋皆可增加板之穿孔剪力抵抗力。第8.7.6.3節中規定之間距限制，已證實是有效的板剪力鋼筋細部設計。第25.7.1節中有關肋筋類之剪力鋼筋錨定規定，亦宜適用於鋼筋或鋼線作為板之剪力鋼筋設計中。剪力鋼筋繞於板頂及板底之縱向鋼筋是相當重要的，其典型細節參見圖R8.7.6a至c。依據第25.7.1節規定之剪力鋼筋錨定，對於厚度小於25 cm之板有困難。包含垂直筋之剪力鋼筋，其兩端以鋼板或鋼頭方式進行機械錨定，足以發展鋼筋降伏強度，已被成功地使用 (ACI 421.1R)。

不計彎矩傳遞之板柱接合部，其剪力鋼筋宜對臨界面中心對稱 (圖R8.7.6d)。第8.7.6.3節定義之間距限制也可參閱圖R8.7.6d及圖R8.7.6e。

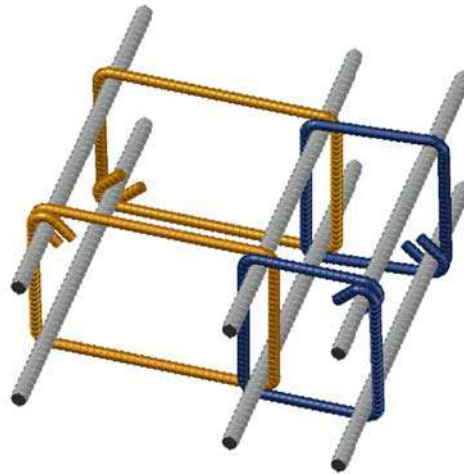
在彎矩傳遞顯著之邊柱或內接合部，建議採用閉合箍筋，並儘量配置對稱。雖然圖R8.7.6e中，外柱之AD面及BC面之平均剪應力小於AB面，但從AD面及BC面延伸的閉合箍筋可提供沿板邊緣之抗扭能力。



(a) 單支肋筋或鋼筋

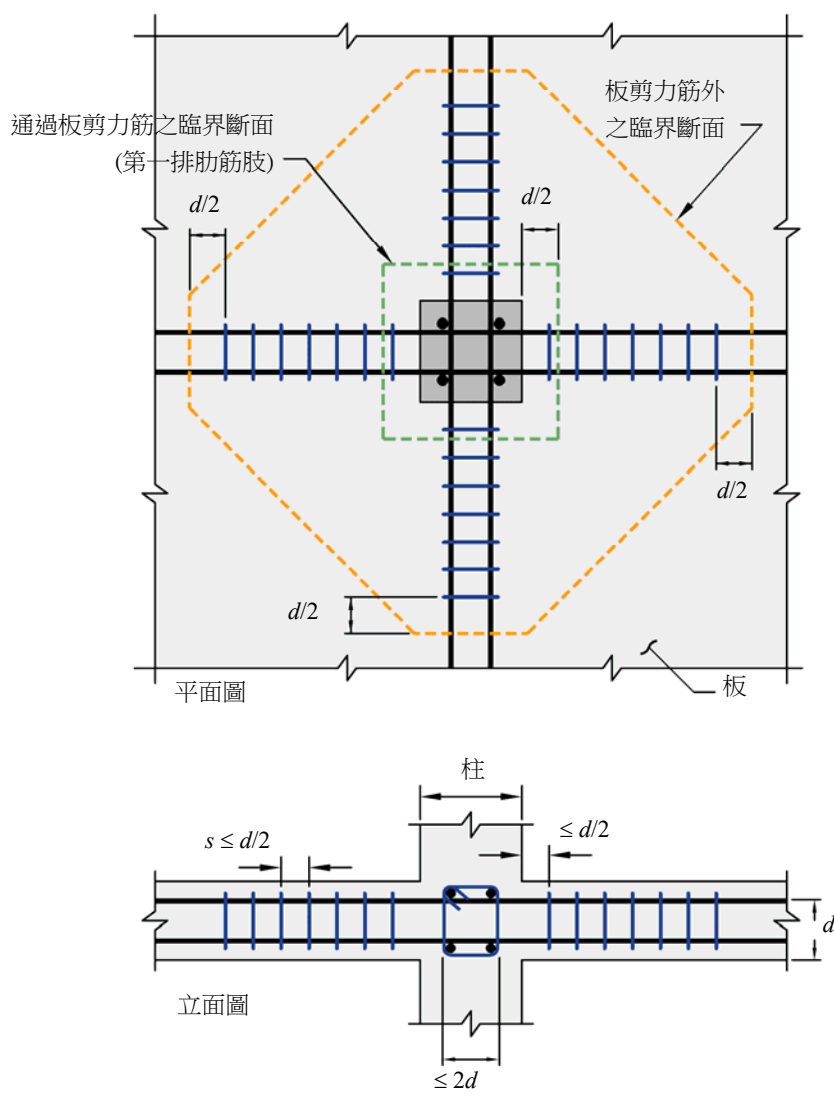


(b) 多支肋筋或鋼筋

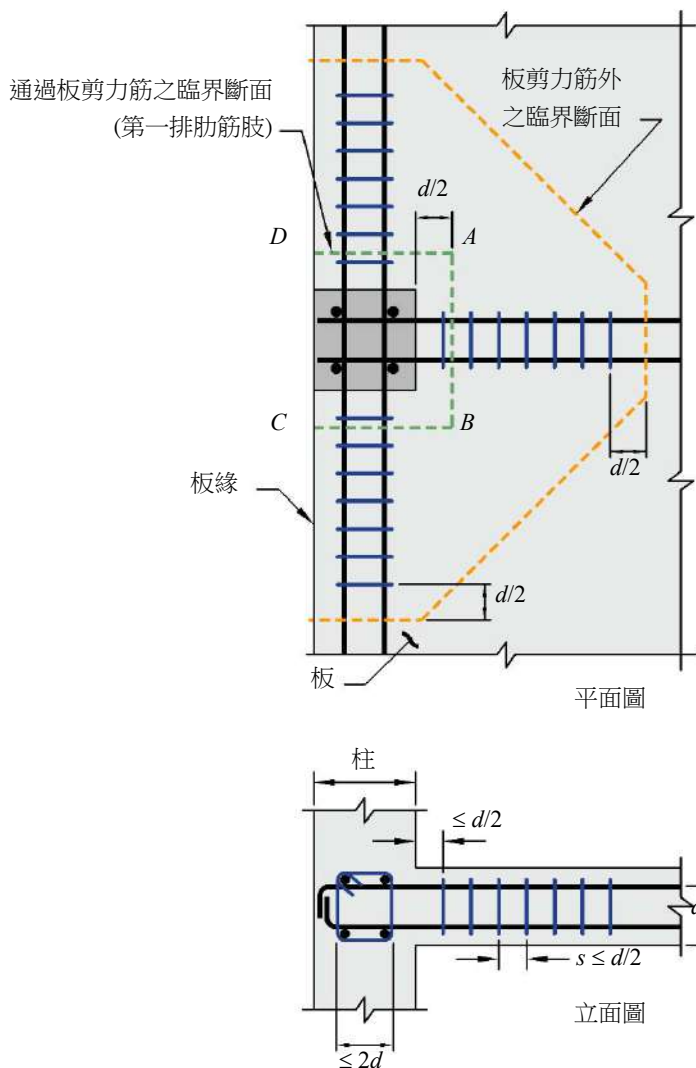


(c) 閉合肋筋

圖R8.7.6a~c 單支或多支肋筋類型之板剪力鋼筋



圖R8.7.6d 內柱之剪力肋筋配置



圖R8.7.6e 邊柱之剪力肋筋配置

8.8 非預力雙向格柵小梁系統

8.8.1 通則

解說：

非預力鋼筋混凝土格柵板之經驗限制值，係基於使用標準格柵板系統之過去成功性能表現。針對預力格柵板系統，此章節或可作為其準則。

- 8.8.1.1 非預力雙向格柵板構造為混凝土頂板與固定間距之肋梁一體澆置者；並以兩垂直跨向設計。
- 8.8.1.2 沿深度方向任何位置之肋梁寬度應不小於10 cm。
- 8.8.1.3 肋梁全深應不大於其最小寬度之3.5倍。

8.8.1.4 肋梁間淨間距應不大於75 cm。

解說：

肋梁淨間距限制係因為規範對這類相對小且重複之構材，允許有較高剪力強度及較小混凝土保護層。

8.8.1.5 V_c 得使用第22.5節計算值之1.1倍。

解說：

此剪力強度的增加係根據下述驗證：(1) 依前版規範較高計算剪力強度設計之格柵板仍有合格性能表現；且 (2) 相鄰格柵對於局部超載時具重新分配之潛在可能。

8.8.1.6 為結構整體性考量，每一格柵中至少應有一支連續底層鋼筋，且應錨定於支承面以發展 f_y 。

8.8.1.7 垂直於肋梁之鋼筋面積須符合板彎矩強度要求、考量集中載重，且至少應為第24.4節規定之收縮與溫度鋼筋面積。

8.8.1.8 不符合第8.8.1.1節至第8.8.1.4節之雙向格柵板構造，應依板及梁設計之。

8.8.2 具結構填置物之格柵小梁系統

8.8.2.1 若肋梁間採用永久填置之燒土磚或混凝土磚填置物之抗壓強度不小於格柵板之 f'_c 時，應符合第8.8.2.1.1節及第8.8.2.1.2節之規定。

8.8.2.1.1 永久填置物上之板厚，應不小於肋梁間淨間距之1/12及4 cm。

8.8.2.1.2 於計算剪力及負彎矩強度時，得將肋梁緊接之填置物垂直壁計入。填置物之其他部分在強度計算時，應不予計入。

8.8.3 具其他填置物之格柵小梁系統

8.8.3.1 肋梁間填置物如不符合第8.8.2.1節規定，或使用移動模板之格柵板，其板厚應不小於肋梁間淨間距之1/12及5 cm。

8.9 昇板構造

8.9.1 以昇板法施工之板中，在其施工上無法依第8.7.5.6.1節穿過鋼腱，或依第8.7.4.2節或第8.7.5.6.3節要求配置穿過柱之底層鋼筋處，至少應於每向配置兩支後拉鋼腱或底層握裹鋼筋或鋼線通過昇板之昇舉軸環，且儘可能接近柱並連續之，或以第25.5.7節規定之機械式、銲接續接或依第25.5.2節規定之乙級拉力搭接續接之。在外柱處，則鋼筋應錨定於昇舉軸環。

第九章 梁

9.1 範圍

- 9.1.1 本章係用於設計預力及非預力梁，包括：
- (a) 合成梁中之混凝土構件，該構件分開施築，但結合成一體共同承受載重；
 - (b) 依照第9.8節規定之單向格柵小梁系統；
 - (c) 依照第9.9節規定之深梁。

解說：

本章不涵蓋鋼－混凝土構造的合成梁設計，此類合成梁設計規定於AISC360中。

9.2 通則

9.2.1 材料

- 9.2.1.1 混凝土之設計性質應依第十九章規定。
- 9.2.1.2 鋼筋之設計性質應依第二十章規定。
- 9.2.1.3 混凝土中埋設物之材料、設計與細部配置要求應依第20.6節規定。

9.2.2 與其他構材之接合

- 9.2.2.1 場鑄構造之梁柱及板柱接頭應依第十五章規定。
- 9.2.2.2 預鑄構造之接合部應符合第16.2節之力傳遞要求。

9.2.3 穩定性

- 9.2.3.1 若梁無連續側向支撐，應滿足(a)及(b)：
 - (a) 側向支撐間距應不超過受壓梁翼板或面之最小寬度之50倍。
 - (b) 側向支撐間距應計入偏心載重之影響。

解說：

試驗 (Hansell與Winter 1959, Sant與 Bletzacker 1961) 顯示，無側向支撐鋼筋混凝土梁，即使是非常深且窄，若承受不致產生扭矩之無側向偏心載重，將不會產生過早之側向挫屈破壞。

但無側向支撐梁通常會承受偏心或微傾斜載重，此載重產生之應力及變形對深而窄、無側向支撐長度較長之梁不利。在此載重狀況下，可能需要間距小於**50b**之側向支撐。

- 9.2.3.2 預力梁應考慮薄腹板與翼板之挫屈。若預力鋼筋與較大套管間呈斷續接觸時，應考慮接觸點間構材之挫屈。

解說：

後拉法構材中，預力鋼筋在較大套管內呈斷續式接觸，構材可因軸向預力產生挫屈，預力鋼筋則不會產生如同構材之側向變位。

若預力鋼筋與待施預力構材係連續接觸，或其為襯裏直徑僅略大於無握裹鋼腱之部分時，則預力不會使構材挫屈。

9.2.4 T形梁構造

- 9.2.4.1 在T形梁構造中，翼板與腹板混凝土應整體澆置，或依照第16.4節之規定製作合成構

造。

解說：

對一體澆置或全合成構造，梁包括部分樓板，即翼板。

9.2.4.2 有效翼寬應依照第6.3.2節之規定。

9.2.4.3 T形梁翼板中受撓主鋼筋與梁之縱軸平行時，翼板垂直梁縱軸之鋼筋應依照第7.5.2.3節之規定。

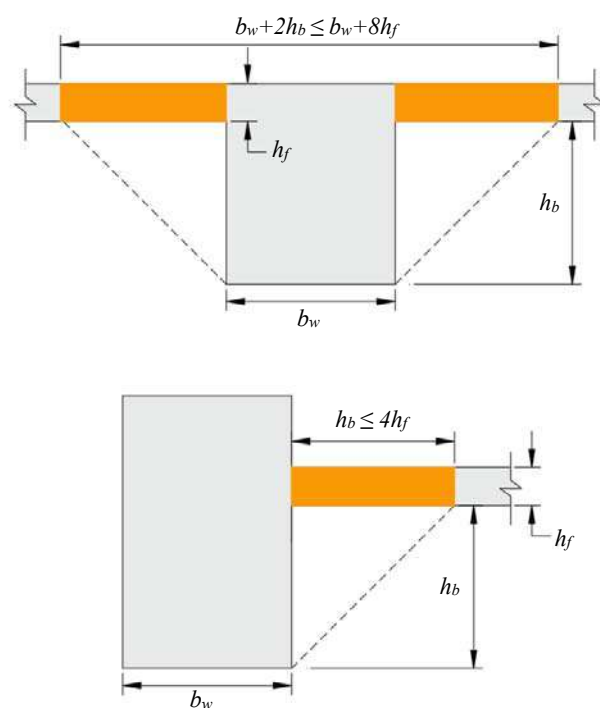
9.2.4.4 依22.7扭力設計，計算 A_{cp} 、 A_g 及 p_{cp} 時所用之翼板外懸寬度應依照(a)及(b)規定：

(a) 翼板外懸寬度應包括每側懸出寬度，該寬度等於該梁突出板上或板下之梁深，以值大者為準，但不得大於板厚之4倍；

(b) 有翼板之梁若實心斷面之 A_{cp}^2 / p_{cp} 參數或空心斷面之 A_g^2 / p_{cp} 參數小於同一梁不計翼板時之值，則其外懸翼板應忽略不計。

解說：

圖R9.2.4.4提供兩個考慮扭力之斷面設計例。



圖R9.2.4.4 部分板納入梁扭力設計之範例

9.3 設計限制

9.3.1 最小梁深

9.3.1.1 對於非預力梁，未支撐或連接於隔間或其他因其較大撓度容易損傷之構造，除非經撓度計算符合9.3.2之限制，梁之全深 h 應依照表9.3.1.1之限制。

表 9.3.1.1 非預力梁之最小深度

支承條件	最小 h ^[1]
簡支	$\ell/16$
一端連續	$\ell/18.5$
兩端連續	$\ell/21$
懸臂	$\ell/8$

^[1] 本表適用於常重混凝土及 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]，對其他情況最小 h 應依適用的第9.3.1.1.1節至第9.3.1.1.3節規定修正之。

解說：

對合成混凝土梁之適用規定，參見第9.3.2.2節解說。

9.3.1.1.1 f_y 不等於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]時，表 9.3.1.1 之值應乘以 $(0.4 + f_y / 7,000)$ [0.4 + $f_y / 690$]。

解說：

f_y 之修正式係近似值，但對於一般鋼筋比及 f_y 介於2,800與7,000 kgf/cm^2 [280 與 690 MPa]時，將提供保守之結果。

9.3.1.1.2 以 w_c 在 1.4 至 1.9 tf/m^3 [14 至 19 kN/m^3]間之輕質混凝土製造之非預力梁，表 9.3.1.1 之值應乘以(a)及(b)之大者：
 (a) $1.650 \sim 0.315w_c$
 (b) 1.09

解說：

輕質混凝土之修正係基於ACI 213R之討論結果。 w_c 大於1.9 tf/m^3 [19 kN/m^3]混凝土無需修正，係因該範圍之修正項會接近1.0。

9.3.1.1.3 使用常重及輕質混凝土組合製造之非預力合成梁，施工時有支撐且輕質混凝土為受壓，應使用第 9.3.1.1.2 節之修正。

9.3.1.2 混凝土樓板粉飾與梁整體澆置或樓板粉飾依第16.4節規定設計為與梁合成時，樓板粉飾厚度得計入 h 中。

9.3.2 計算撓度限制

9.3.2.1 預力梁與未符合第9.3.1節規定之非預力梁，即時與依時撓度應依第24.2節計算，且不得超過第24.2.2節之限制。

9.3.2.2 符合第9.3.1節規定之非預力合成混凝土梁，構材成為合成後所發生之撓度不必計算。除非構材合成前深度亦符合第9.3.1節之規定，合成前所發生之撓度應予探討。

解說：

表9.3.1.1之限制，適用於施工時有支撐之非預力合成梁的總深度，因此拆除臨時支撐後，靜載重係由全部合成斷面承受。施工時無支撐者，梁深係考慮撓度發生於獲得有效合成作用之前或之後而定。

由於過早載重導致過度收縮及潛變所產生之額外撓度宜予考慮。對初期當混凝土含水量高、強度仍低時尤其重要。

若欲防止因滑動而產生過大位移，直接握裹以傳遞水平剪力則極為重要。剪力樺提供一傳遞剪力之方法，但剪力樺發生滑動前不產生作用。

9.3.3 非預力梁之鋼筋應變限制

9.3.3.1 $P_u < 0.10f'_c A_g$ 之非預力梁應符合表21.2.2拉力控制之規定。

解說：

此限制效果係限制非預力梁之鋼筋比，以減少過載時產生脆性受撓行為，此限制不適用於預力梁。於2019年以前之規範，非預力梁有最小應變0.004之限制，從2019年以後，此限制只限於斷面承受張力控制之情況。

9.3.4 預力梁之應力限制。

9.3.4.1 預力梁應依照第24.5.2節之規定分類為U、T或C類型。

9.3.4.2 預力梁在預力傳遞後及使用載重下之應力，應不超過第24.5.3節及第24.5.4節之容許應力。

9.4 需求強度

9.4.1 通則

9.4.1.1 需求強度應依第五章規定之因數化載重組合計算。

9.4.1.2 需求強度應依第六章規定之分析程序計算。

9.4.1.3 預力梁應依第5.3.10節考慮因預力引致反力之效應。

9.4.2 因數化彎矩

9.4.2.1 梁與支承構成一體者，支承處 M_u 得由支承面計算。

9.4.3 因數化剪力

9.4.3.1 梁與支承構成一體者，支承處 V_u 得由支承面計算。

9.4.3.2 若滿足下列(a)至(c)之條件，支承面與臨界面間之斷面得用臨界面處之 V_u 設計。
非預力梁之臨界面位於距支承面 d 處；預力梁之臨界面位於距支承面 $h/2$ 處：
(a) 剪力作用方向之支承反力，使梁端部受壓；
(b) 載重作用於梁頂面或近頂面；
(c) 臨界面與支承面間無集中載重。

解說：

如圖R9.4.3.2a所示，最接近梁支承之斜拉裂縫將由支承面向上延伸至壓力區，約距受壓面 d 。若載重由梁頂面加載，穿過此裂縫之肋筋僅需承受作用於 d 以外之載重產生之剪力（如圖R9.4.3.2a右側自由體）。作用於支承面及距此面 d 間之載重，由裂縫上面腹板之壓力直接傳遞至支承。因此，本規範允許最大因數化剪力 V_u 依據非預力梁距支承面 d ，預力梁距支承面 $h/2$ 來設計。

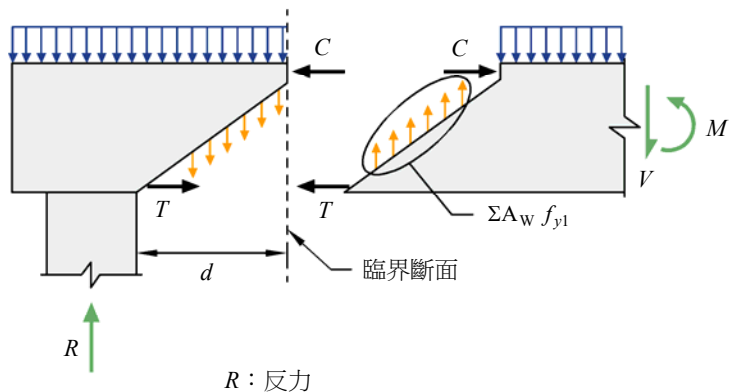
當載重作用於近梁底面處，如圖R9.4.3.2b所示，則臨界面宜取支承面處。載重作用於近支承面處時，將由向上延伸之斜拉裂縫傳遞，故作用於臨界面之剪力宜包括此潛在斜拉裂縫以下所有載重。

剪力可取距支承面 d 處之典型支承情況，包括：

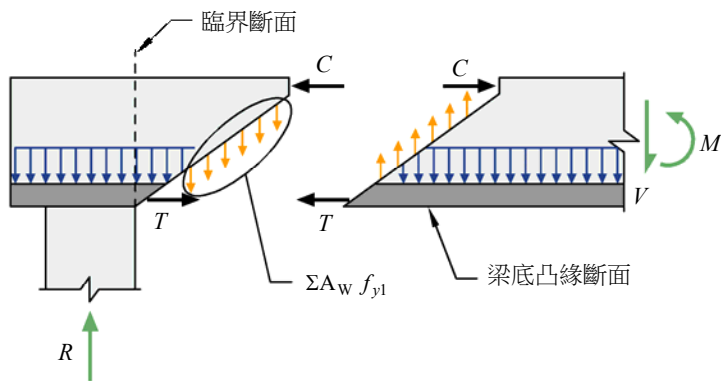
- (a) 梁由梁底面支承支撐，如圖R9.4.3.2c所示。
- (b) 梁構築入柱成為一體，如圖R9.4.3.2d所示。

臨界面取為支承面之典型支承情況，包括：

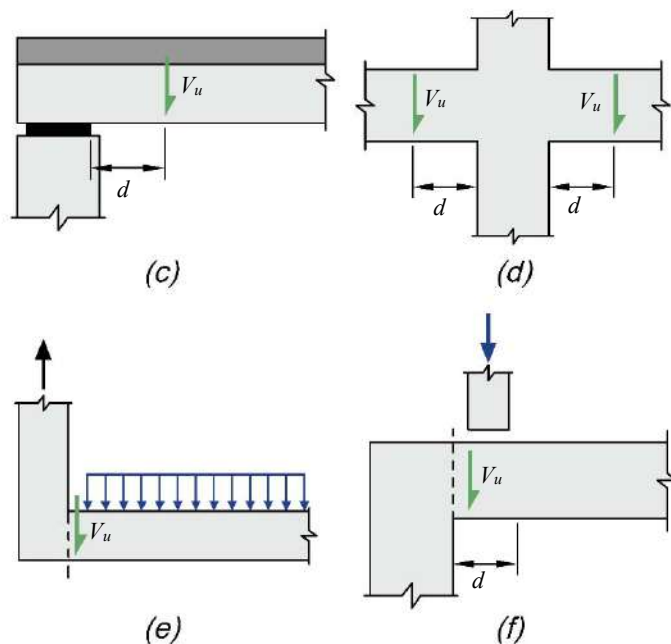
- (a) 梁構築入受拉支承構材者，如圖R9.4.3.2e所示。在接頭內之剪力亦宜檢討，且宜配置特別角隅鋼筋。
- (b) 載重非作用在梁頂面或接近梁頂面，如先前討論及如圖R9.4.3.2b所示。
- (c) 梁之承載狀況，使支承面與距支承面 d 間之剪力，與在 d 處之剪力全然不同。此常發生於托架及集中載重逼近支承面之情況，如圖R9.4.3.2f所示。



圖R9.4.3.2a 梁端自由體圖



圖R9.4.3.2b 梁載重近底面之剪力臨界斷面位置

圖R9.4.3.2c~f 因數化剪力 V_u 在一般支撐條件下之位置

9.4.4 因數化扭力

9.4.4.1 除非進行詳細之分析，由板傳來之扭力載重可視為沿著梁均勻分布。

9.4.4.2 梁與支承構成一體者，支承處 T_u 得由支承面計算。

9.4.4.3 支承面與臨界斷面間之斷面，除非其間有集中扭矩作用，得用臨界斷面處之 T_u 設計，臨界斷面位於非預力梁距支承面 d 或預力梁距支承面 $h/2$ 處。其間有集中扭矩作用時，臨界斷面應取為支承面。

解說：

小梁在靠近大梁支承處構築入大梁一側，並非罕見，此情況，會導致集中剪力與扭矩施加在大梁上。

9.4.4.4 T_u 得依照第22.7.3節之規定折減。

9.5 設計強度

9.5.1 通則

9.5.1.1 任一適用之因數化載重組合下，所有斷面之設計強度應符合 $\phi S_n \geq U$ ，包括下列(a)至(d)項，且應考量載重效應間之交互影響。

(a) $\phi M_n \geq M_u$

(b) $\phi V_n \geq V_u$

(c) $\phi T_n \geq T_u$

(d) $\phi P_n \geq P_u$

解說：

第9.5.1.1節(a)至(d)項設計條件列出需要考慮之代表性力與彎矩，但一般情況 $\phi S_n \geq U$ 表示與結構相關之所有力與彎矩均需考慮。

9.5.1.2 ϕ 值應依第21.2節規定決定之。

9.5.2 彎矩

9.5.2.1 若 $P_u < 0.10 f'_c A_g$ ， M_n 應依照第22.3節之規定計算。

9.5.2.2 若 $P_u \geq 0.10 f'_c A_g$ ， M_n 應依照第22.4節之規定計算。

解說：

梁承受顯著軸力時，需要考慮軸力與彎矩之綜合影響，此梁不需符合第十章之規定，但需要滿足表22.4.2.1中箍筋或螺箍筋之額外要求。對於細長梁承受顯著軸力，宜考慮第6.2.5節對柱之長細效應的要求。

9.5.2.3 計算預力梁之標稱彎矩強度時，除外置預力鋼腱全長與混凝土斷面有效握裹外，外置預力鋼腱應視為無握裹鋼腱。

9.5.3 剪力

9.5.3.1 V_n 應依照第22.5節之規定計算。

9.5.3.2 合成混凝土梁之水平標稱剪力強度 V_{nh} 應依第16.4節規定計算之。

9.5.4 扭力

9.5.4.1 若 $T_u < \phi T_{th}$ ，得不計扭力之影響，其中 T_{th} 於第22.7節規定，第9.6.4節最少鋼筋需求及第9.7.5節與第9.7.6.3節鋼筋細節無需滿足。

9.5.4.2 T_n 應依照第22.7節之規定計算。

9.5.4.3 扭力所需之縱向及橫向鋼筋，應加至與扭矩一起作用之 V_u 、 M_u 及 P_u 所需鋼筋合併配置。

解說：

扭力及剪力所需之鋼筋相加，而配置的肋筋至少為所需的總和量。因剪力所需之鋼筋面積 A_v 訂為肋筋各肢之和，而扭力所需鋼筋面積 A_t 僅為單肢面積，故橫向鋼筋相加如下：

$$\text{總和} \left(\frac{A_{v+t}}{s} \right) = \frac{A_v}{s} + 2 \frac{A_t}{s} \quad (\text{R9.5.4.3})$$

若剪力所需之肋筋組超過二肢，則僅有靠近梁兩側之二肢可包含於上述加法中，因內部各肢對扭力無效。

各斷面扭力所需之縱向鋼筋與同時作用之彎矩鋼筋相加，縱向鋼筋就選用此面積和，但若某斷面之最大彎矩超過彎矩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鋼筋量。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受撓鋼筋與最大扭矩鋼筋之和，此時所需縱向鋼筋量需選幾處斷面計算評估。

9.5.4.4 預力梁各斷面之全部縱向鋼筋 A_s 及 A_{ps} 應設計可承受該斷面之 M_u 加上同斷面依據 T_u 產生額外之同心縱向拉力 $A_t f_y$ 。

解說：

扭力造成縱向鋼筋之軸拉力與混凝土斜壓力桿力平衡。非預力梁中，此軸拉力需由縱向鋼筋軸拉力強度 $A_t f_y$ 承擔。為使合力 $A_t f_y$ 沿構材軸向作用，此鋼筋與受撓所需鋼筋相加且均勻分布於橫向鋼筋圍繞之周界內。

預力梁可依循前述方法（配置具 $A_t f_y$ 強度之增額鋼筋），或可用預力鋼筋之多出強度以承擔部分軸力 $A_t f_y$ 。在標稱強度時預力鋼筋應力將介於 f_{se} 及 f_{ps} 間。一部分 $A_t f_y$ 力可由預力鋼筋之 $A_{ps} \Delta f_{pt}$ 力所承擔。此承

受撓曲彎矩時所需應力可用 $M_u/(\phi 0.9d_p A_{ps})$ 計算。對於先拉預力鋼絞線，鋼絞線接近自由端之應力，可用圖R25.4.8.3中說明之步驟計算。

9.5.4.5 受撓壓力區之縱向扭力鋼筋面積得減少 $M_u/(0.9df_y)$ ，式中 M_u 在該斷面上與 T_u 同時作用；惟該縱向鋼筋仍不得小於第9.6.4節規定之最低需求。

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所需之縱向扭力鋼筋。

9.5.4.6 深寬比 $h/b_f \geq 3$ 之實心斷面，經分析及綜合試驗結果證實其設計程序適當時，得採用替代設計法，此時，第9.6.4節最少鋼筋需求無需滿足，但適用第9.7.5節及第9.7.6.3節細節要求。

解說：

一個滿足此規定之替代設計案例可在Zia與Hsu (2004) 中找到，其方法業經廣泛及成功的使用於 $h/b_f \geq 3$ 及閉合肋筋之預鑄預力混凝土邊梁之設計。在PCI設計手冊 (PCI MNL-120) 第七版敘述Zia及Hsu (2004) 之程序。此程序曾經試驗證明於Klein (1986)。

9.5.4.7 深寬比 $h/b_f \geq 4.5$ 之實心預鑄斷面，經分析及綜合試驗結果證實其設計程序及鋼筋適當時，得採用替代設計法及非閉合腹板鋼筋，此時，第9.6.4節最小鋼筋需求及第9.7.5節與第9.7.6.3節細節要求無需滿足。

解說：

Lucier 等人 (2011a) 描述之實驗結果，顯示合理設計之開放腹板鋼筋替代傳統閉合肋筋，於 $h/b_f \geq 4.5$ 之預鑄混凝土邊梁是安全且有效的。Lucier等人 (2011b) 介紹可滿足此規定的細長邊梁之設計程序，並敘述此程序之限制條件。

9.6 鋼筋限制

9.6.1 非預力梁之最少受撓鋼筋

9.6.1.1 經分析需設置受拉鋼筋之所有斷面，應配置最少面積 $A_{s,min}$ 之受撓鋼筋。

解說：

此規定係為使撓曲強度超過開裂強度特定幅度，其目的是撓曲開裂發生後，梁仍可承受載重，伴隨產生之可見開裂及撓度，藉以警告可能已超載。鋼筋量較少之梁可能遭受因撓曲開裂發生而引致之突發性破壞。

在實務上，此規定僅控制因建築或其他原因使斷面大於強度所需之鋼筋設計。強度所需受拉鋼筋量甚少時，鋼筋混凝土開裂斷面之彎矩計算強度變得比同斷面無筋混凝土按開裂模數計算所得者為低，破壞可能會發生在無警示之第一次開裂，為防止此類型破壞，正彎矩及負彎矩區皆需有最少量受拉鋼筋。

9.6.1.2 除第9.6.1.3節另有規定者外， $A_{s,min}$ 應為下列(a)及(b)之大者。對於翼板受拉之靜定梁， b_w 應為 b_f 及 $2b_w$ 之小者，其 f_y 值應不大於 $5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa]。

$$(a) \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad \left[\frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \right]$$

$$(b) \frac{14}{f_y} b_w d \quad \left[\frac{1.4}{f_y} b_w d \right]$$

解說：

若一斷面之翼板受拉，受拉鋼筋量需使有鋼筋之斷面強度約達無筋矩形斷面強度2倍，或為翼板受壓斷面強度。懸臂或其他靜定梁，其彎矩無法重分配者，特別需要較多的最少鋼筋量。

9.6.1.3 若所有斷面配置之 A_s 大於分析所需 A_s 至少1/3，第9.6.1.1節及第9.6.1.2節無需滿足。

9.6.2 預力梁之最少受撓鋼筋

9.6.2.1 具握裹預力鋼筋之梁，其 A_s 及 A_{ps} 之總量應足夠使其能承受開裂載重1.2倍以上之因數化載重，其中開裂載重依第19.2.3節規定之 f_r 值計算。

解說：

需要最少受撓鋼筋之原因與第9.6.1.1節解說討論之非預力梁類似。

當預力鋼筋為無握裹者，開裂後不會立即發生突發性撓曲破壞 (ACI 423.3R)，因此，這項要求並不適用於無握裹鋼腱之構材。

9.6.2.2 梁之撓曲及剪力設計強度均至少為需求強度之2倍時，可不受第9.6.2.1節限制。

9.6.2.3 具無握裹預力鋼筋之梁，須配置最小握裹竹節縱向鋼筋面積 $A_{s,min}$ 應為：

$$A_{s,min} = 0.004A_{ct} \quad (9.6.2.3)$$

其中 A_{ct} 為在撓曲受拉面至總斷面形心間之斷面積。

解說：

具無握裹鋼腱之預力梁，本規範要求配置最少握裹鋼筋，以確保梁在極限強度之撓曲行為，而非繫拱行為，且在使用載重下，當混凝土拉應力超過開裂模數時，可限制梁之裂縫寬度與間距。規定最少握裹鋼筋，有助於確保在所有載重階段的行為可接受。最小握裹鋼筋量係基於比較握裹和無握裹後拉預力梁的行為研究 (Mattock 等人 1971)。式(9.6.2.3)所需之最小握裹鋼筋面積與鋼筋 f_y 無關。

9.6.3 最少剪力鋼筋

9.6.3.1 除表9.6.3.1情況外，非預力梁所有 $V_u > \phi \lambda 0.265 \sqrt{f'_c} b_w d$ 區域至少應配置最少剪力鋼筋面積 $A_{v,min}$ 。對於表9.6.3.1中情況，在 $V_u > \phi V_c$ 時仍應配置至少 $A_{v,min}$ 。

表 9.6.3.1 若 $V_u \leq \phi V_c$ 則無需配置 $A_{v,min}$ 之情況

梁類型	條件
梁深較淺	$h \leq 25 \text{ cm}$
與板構成一體	$h \leq 2.5t_f$ 或 $0.5b_w$ 之大者 且 $h \leq 60 \text{ cm}$
鋼纖常重混凝土構築，符合第26.4.1.6.1(a)節、第26.4.2.2(i)節、第26.12.7.1(a)節規定且其 $f'_c \leq 420 \text{ kgf/cm}^2$ [42 MPa]	$h \leq 60 \text{ cm}$ 且 $V_u \leq \phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$ [$V_u \leq \phi 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d$]
單向格柵小梁系統	依照第9.8節規定

解說：

剪力鋼筋抑制斜拉開裂之發展，故改善梁之韌性，並提供破壞之預警。在無配筋之腹板中，斜拉開裂形成，可能直接導致無預警之破壞。若梁承受非預期之拉力或超載時，此鋼筋極為重要。

對於縱向受撓鋼筋使用鋼纖混凝土構築之梁，使用如第22.5.8.5節定義之剪力鋼筋做為替代設計方式時，其 V_u 不超過 $\phi 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$ [$\phi 0.17 \sqrt{f'_c} b_w d$]。第26章規定當鋼纖混凝土用於此目的時，設計資訊及合格要求需要併入施工圖說中。依26.4.2.2(i)所需彎折鋼纖維用量之纖維加強混凝土梁，已通過實驗室測試顯示出剪力強度大於 $0.93 \sqrt{f'_c} b_w d$ [$0.3 \sqrt{f'_c} b_w d$] (Parra-Montesinos 2006)。由於鋼纖作為混凝土深之剪力鋼筋，缺乏暴露於來自除冰劑、鹽、鹽水、微鹼水、海水或此類噴霧的氯化物環境之資料，鋼纖於腐蝕環境中作為剪力鋼筋時，需考慮防蝕保護。

格柵小梁之最少剪力鋼筋需求排除，係因在弱區及強區間之載重分擔有其可能性。

即使當 V_u 小於 $\phi \lambda 0.265 \sqrt{f'_c} b_w d$ [$\phi \lambda 0.08 \sqrt{f'_c} b_w d$] 時，對所有薄腹板之後拉法構材，如：格柵小梁、雙向肋板、梁及T形梁，為加強因局部偏離設計鋼腱線形造成之腹板拉力，並提供施工中支承鋼腱維持設計線形，仍建議使用一些腹板鋼筋。若未設置足夠之支撐，在混凝土澆置中可能造成側向搖晃及局部偏離預力鋼腱於設計假定之平順拋物線形，在此情況下，鋼腱之局部偏離在鋼腱施預力時有變直之趨勢。這種工序若未配置腹板鋼筋，可能會在腹板中造成大的拉應力及嚴重的開裂。可將鋼腱牢固地綁紮於鋼筋籠中被其他構件固定之肋筋上，使得鋼腱未如預計之曲率，及其導致之腹板拉應力降至最低。為達此目的所採用肋筋之最大間距是 $1.5h$ 或 120 cm 之小者。若剪力鋼筋適用9.6.3及9.7.6.2.2，將需要更緊密的肋筋間距。

梁承受重覆載重時，可能形成斜拉裂縫之應力明顯小於承受靜力載重時，宜於設計中列入考慮。在此狀況，即使試驗或根據靜力載重計算顯示無需配置剪力鋼筋，仍建議採用第9.6.3.4節之最少剪力鋼筋。

9.6.3.2 除表9.6.3.1情況外，預力梁所有 $V_u > 0.5\phi V_c$ 區域應配置最少剪力鋼筋面積 $A_{v,min}$ 。對於表9.6.3.1中情況，在 $V_u > \phi V_c$ 時仍應配置至少 $A_{v,min}$ 。

9.6.3.3 若經試驗證明可達到所需 M_n 及 V_n ，則第9.6.3.1節及第9.6.3.2節無需滿足。該試驗應基於實際評估，模擬使用狀況發生不均勻沈陷、潛變、收縮及溫度變化之影響。

解說：

當梁經試驗證明剪力及撓曲強度足夠時，梁之實際尺度及材料強度為已知，因此，該試驗強度即視為標稱強度 V_n 及 M_n 。考量此強度為標稱值，可確保若現場實際材料強度小於規定值或構材尺度之誤差等導致之構材強度降低時，由於強度折減因數 ϕ ，將可保有一個滿意的安全餘裕。

9.6.3.4 若需剪力鋼筋，且依照第9.5.4.1節規定可忽略扭力影響時，則 $A_{v,min}$ 應符合表9.6.3.4之規定。

表 9.6.3.4 需求 $A_{v,min}$

梁類型	$A_{v,min}/s$		
非預力及預力， 其 $A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	較大者：	$0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ [$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$]	(a)
		$3.5 \frac{b_w}{f_{yt}}$ [$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$]	(b)
預力，其 $A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$	較小者：	$0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$ [$0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}$]	(c)
		$3.5 \frac{b_w}{f_{yt}}$ [$0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}$]	(d)
		$\frac{A_{ps}f_{pu}}{80f_{yt}d} \sqrt{\frac{d}{b_w}}$	(e)

解說：

試驗 (Roller與Russell 1990) 指出，當混凝土強度提高時，最少剪力鋼筋量亦需增加，以避免斜拉開裂時之突然剪力破壞。因此，表9.6.3.3中(a)式及(c)式提供混凝土強度增加時，漸增之最少橫向鋼筋量。表9.6.3.3中(b)式及(d)式提供不依混凝土強度變化之最少橫向鋼筋量，適用於強度小於308 kgf/cm²(30.8 MPa)之混凝土。

基於9.6.3.3配置最少腹板鋼筋量之預力梁試驗(Olesen等人 1967) 指出，(c)式及(e)式之較小值 $A_{v,min}$ 已足以產生韌性行為。(e)式曾被Olesen 等人 (1967) 討論。

9.6.4 最少扭力鋼筋

9.6.4.1 所有 $T_u \geq \phi T_{th}$ 區域應配置依照第22.7節規定之最少扭力鋼筋量。

9.6.4.2 若需扭力鋼筋時，最少橫向鋼筋 $(A_v + 2A_t)_{\min}/s$ 應為(a)及(b)之大者：

$$(a) \quad 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}} \quad [0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w}{f_{yt}}]$$

$$(b) \quad 3.5 \frac{b_w}{f_{yt}} \quad [0.35 \frac{b_w}{f_{yt}}]$$

解說：

A_v 與 A_t 符號定義不同，宜予注意： A_v 為閉合肋筋二肢之面積，而 A_t 僅為閉合肋筋單肢之面積。若剪力所需之肋筋組超過二肢，則僅可考慮靠近梁側之二肢，如第9.5.4.3節解說之討論。

高強度鋼筋混凝土梁之試驗 (Roller與Russell 1990)指出，為避免斜拉開裂之剪力失敗，需增加最少剪力鋼筋量。雖然高強度混凝土梁之受扭力試驗數量仍有限，但所用最少橫向閉合肋筋量之公式與計算所需最少剪力鋼筋量一致。

9.6.4.3 若需扭力鋼筋，最少縱向鋼筋 $A_{t,\min}$ 應為(a)及(b)之小者：

$$(a) \quad \frac{1.33\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad \left[\frac{0.42\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \right]$$

$$(b) \quad \frac{1.33\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{1.75b_w}{f_{yt}}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \quad \left[\frac{0.42\sqrt{f'_c} A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{0.175b_w}{f_{yt}}\right) p_h \frac{f_{yt}}{f_y} \right]$$

解說：

在合併剪力及扭力下，扭力開裂彎矩隨施加剪力而降低，此導致開裂後防止立即脆性破壞所需的扭力鋼筋的降低。配置體積比1%以下扭力鋼筋之鋼筋混凝土梁試體，當純扭力作用時，曾因扭力開裂而破壞(MacGregor與Ghoneim 1995)。式9.6.4.3(a)係基於扭力應力與剪力應力比為2:1，其所得之扭力體積比約為0.5% (Hsu 1968)。預力混凝土梁的試驗顯示，需要相似數量之縱向鋼筋。

9.7 鋼筋細則

9.7.1 通則

9.7.1.1 鋼筋之混凝土保護層應依第20.5.1節規定。

9.7.1.2 竹節及預力鋼筋之伸展長度應依第25.4節規定。

9.7.1.3 竹節鋼筋之續接應依照第25.5節規定。

9.7.1.4 於鋼筋伸展及搭接長度範圍內，當鋼筋 $f_y \geq 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa]時，其 K_{tr} 應不小於 $0.5d_b$ 。

9.7.1.5 束筋應依第25.6節規定。

9.7.2 鋼筋間距

9.7.2.1 鋼筋最小間距 s 應依第25.2節規定。

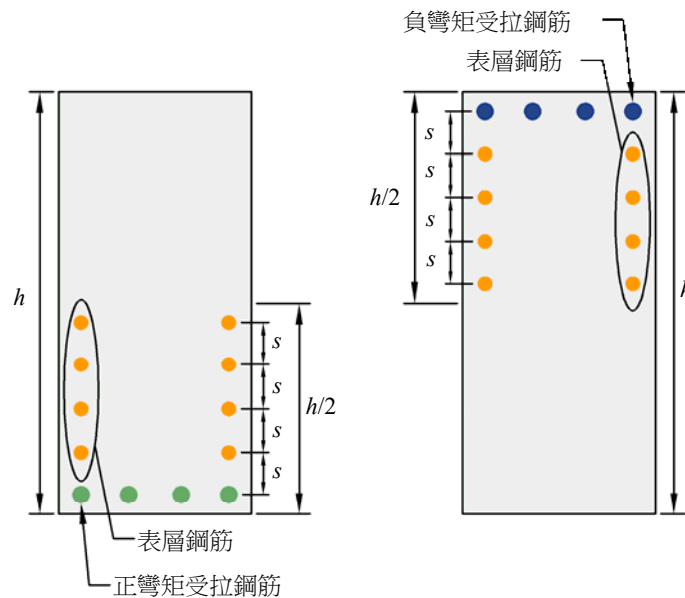
9.7.2.2 非預力及C類型預力梁，最接近受拉面之縱向握裹鋼筋間距不得超過第24.3節規定。

9.7.2.3 對於 h 超過90 cm之非預力及C類型預力梁，在距受拉面 $h/2$ 範圍內梁之兩側面應均勻配置縱向表層鋼筋，表層鋼筋之間距不得超過第24.3.2節規定之 s ，其中 c_c 為表層鋼筋至側面之淨保護層厚度。若由應變一致性分析求得，表層鋼筋得併入強度計算。

解說：

對深度較大之梁，一些鋼筋宜置於腹板近拉力區之垂直面，以控制梁腹開裂 (Frantz及Breen 1980；Frosch 2002)，如圖R9.7.2.3所示。若無此輔助鋼筋，則梁腹內之裂縫寬度可能超過受撓拉力鋼筋處之裂縫寬度。

表層鋼筋尺度未予限制，研究顯示，相較於鋼筋之尺寸，鋼筋間距更為重要 (Frosch 2002)。表層鋼筋可使用D10至D16鋼筋或沿梁深每公尺至少配置鋼線網斷面積 2.12 cm^2 。



圖R9.7.2.3 $h > 90 \text{ cm}$ 梁及小梁之表層鋼筋

9.7.3 非預力梁之受撓鋼筋

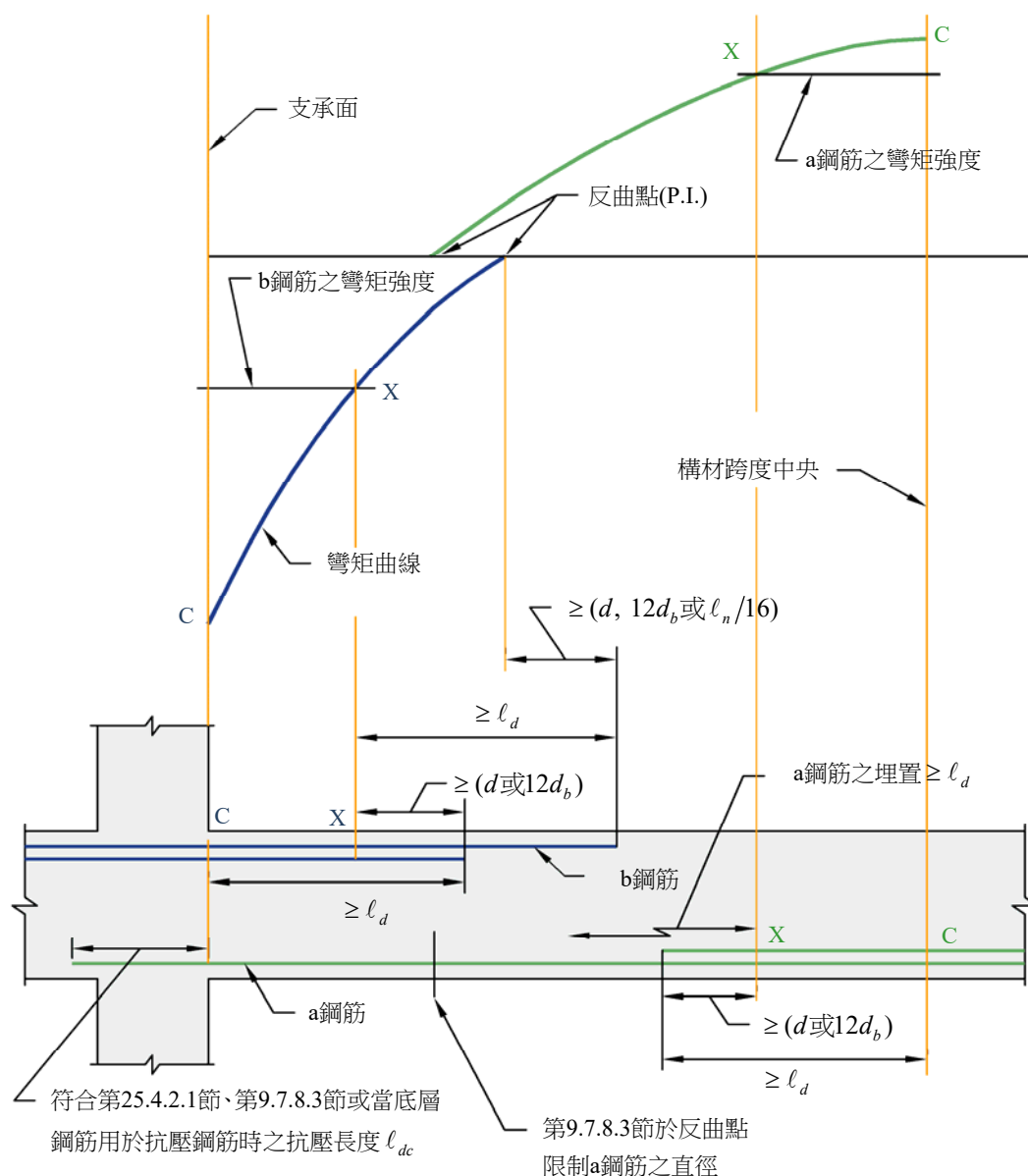
9.7.3.1 構材任一斷面之鋼筋，須在鋼筋所在斷面兩側發展出足夠之計算拉力或壓力。

9.7.3.2 鋼筋伸展之臨界位置係在最大應力處，及沿跨度之截斷或彎折拉力鋼筋不須承受撓曲處。

解說：

在ACI 2014以前規範，臨界斷面之一定義為相鄰鋼筋終止或彎起處。在ACI 2014規範，臨界斷面重新定義為“位於受拉鋼筋因不再需承受撓曲而終止或彎起處”。

一典型連續梁之臨界斷面標示“C”為最大應力處，或“X”為受拉鋼筋因不再需承受撓曲而終止或彎起處(圖R9.7.3.2)。對於均布載重，正彎矩鋼筋延伸進入支承的長度較可能是受第9.7.3.8.1節或第9.7.3.8.3節控制，而非由最大彎矩處或鋼筋切斷點起算之伸展長度控制。



圖R9.7.3.2 一般連續梁受撓鋼筋之伸展

9.7.3.3 除簡支梁支承處及懸臂梁自由端外，鋼筋應自不再需承受撓曲處，延伸至少 d 且不小於 $12d_b$ 之距離。

解說：

設計所慣用之彎矩圖僅是近似值，最大彎矩之位置會隨著載重變化、支承沈陷、側向力或其他原因而改變。無肋筋受撓構材之斜拉裂縫會從計算拉力位置向零彎矩點平移約 d 之距離。若設置肋筋，雖仍有某種程度之影響，但較不嚴重。

對最大彎矩位置之移動，本規範要求除另有註明者外，鋼筋於計算不再需承受撓曲處向外延伸 d 或 $12d_b$ 之距離，滿足此一要求之鋼筋切斷說明如圖R9.7.3.2。若配置不同尺寸之鋼筋，則延伸量宜依據該終

止鋼筋之直徑。

9.7.3.4 連續撓曲拉力鋼筋須在截斷或彎折拉力鋼筋不須承受撓曲處，延伸至少 l_d 之埋設長度。

解說：

在受拉區，相鄰鋼筋截斷處，剩餘鋼筋存在局部尖峰應力。圖R9.7.3.2中“x”用於顯示不再需要承受撓曲之受拉鋼筋終止點。若鋼筋在此位置即行截斷(截斷位置須依照第9.7.3.3節之規定向外延伸)，則連續鋼筋在“x”之尖峰應力就會達到 f_y ，因此，這些連續鋼筋需繼續延伸一整個 l_d 之長度。

9.7.3.5 除符合下列(a)、(b)或(c)之規定外，撓曲拉力鋼筋不得在拉力區終止：

(a) 截斷點之 $V_u \leq (2/3)\phi V_n$ 。

(b) 鋼筋為D36或較小者，在截斷點之連續鋼筋面積不小於受撓所需面積之二倍，且 $V_u \leq (3/4)\phi V_n$ 。

(c) 沿受拉鋼筋或鋼線在截斷點之 $3/4d$ 內須設置額外肋筋或閉合箍筋。額外肋筋或閉合箍筋斷面積不得小於 $4.2b_w s / f_{yt} [0.42b_w s / f_{yt}]$ ，間距 s 應不超過 $d / (8\beta_b)$ 。

解說：

如圖R9.7.3.2，已有報告顯示，鋼筋在拉力區截斷會造成構材之剪力強度降低及韌性損失。除非滿足附加條件，本規範不允許受撓鋼筋於拉力區終止。任何鋼筋於受拉區終止，在低載重水平時撓曲裂縫即有開裂之傾向，若連續鋼筋之應力及斷面之剪力強度分別接近其極限值時，則斜張開裂就會從撓曲裂縫上過早衍生。剪力較小(9.7.3.5(a))或受撓鋼筋應力較低(9.7.3.5(b))的地方，斜張裂縫產生之可能性較小；緊密排置之肋筋可約束斜張裂縫(9.7.3.5(c))；這些要求不適用於第25.5節所涵蓋之受拉續接。

9.7.3.6 對於鋼筋之應力與彎矩並非直接成正比之狀況，例如：傾斜、階梯式或斷面漸變之梁，或拉力鋼筋與混凝土受壓面不平行時，其拉力鋼筋應有充分錨定。

9.7.3.7 彎過腹板受拉鋼筋之伸展，得採錨定或繼續延伸至梁對側。

解說：

當鋼筋彎至梁之對側面並連續，於檢視符合第9.7.3.3節時，鋼筋在通過構材一半深度處，可視為有效。

9.7.3.8 鋼筋之終止

9.7.3.8.1 在簡支承處，最大正彎矩鋼筋至少須有 1/3 沿梁底部延伸入支承至少 15 cm，但預鑄梁該等鋼筋應至少延伸至承壓長度中心。

解說：

正彎矩鋼筋延伸入支承，以因應一些彎矩由於載重變化、支承沈陷、側向力作用而移動，其亦提高結構之完整性。

對於預鑄梁，宜考慮許可差及鋼筋保護層，以避免支承在鋼筋不連續之純混凝土處。

9.7.3.8.2 在其他支承處，最大正彎矩鋼筋至少須有 1/4 沿梁底部延伸入支承至少 15 cm，且若梁為主要側向力抵抗系統之一部分，則該等鋼筋應錨定使其在支承面發展

達 f_y 。

解說：

梁為主要側向力抵抗系統之一部分時，為提供發生反向彎矩時之韌性，正彎矩鋼筋需於支承處伸展。

9.7.3.8.3 在簡支承處及反曲點，正彎矩拉力鋼筋直徑 d_b 之選用，須使該筋計算之 ℓ_d 值符合下列式(a)或(b)之規定。但若鋼筋在超過支承中心線外之端部錨定為標準彎鉤或相當標準彎鉤之機械式錨定者，可不受下列式(a)或(b)之限制。

(a) $\ell_d \leq (1.3M_n/V_u + \ell_a)$ ，若鋼筋終端束制於受壓反力區內

(b) $\ell_d \leq (M_n/V_u + \ell_a)$ ，若鋼筋終端非束制於受壓反力區內

其中 M_n 係假設該斷面所有鋼筋均達 f_y 而求得，且 V_u 則依該斷面處作計算。於支承處， ℓ_a 為支承中心外之埋設長度。

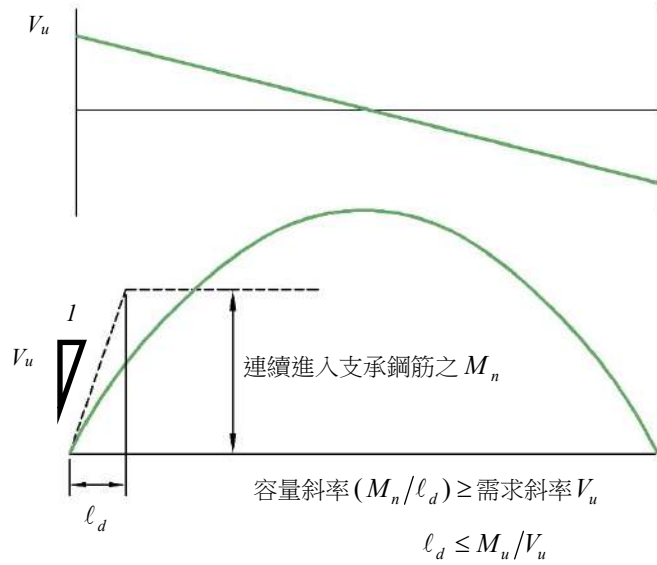
於反曲點處， ℓ_a 為反曲點外之埋設長度，其長度不可超過 d 與 $12d_b$ 之較大值。

解說：

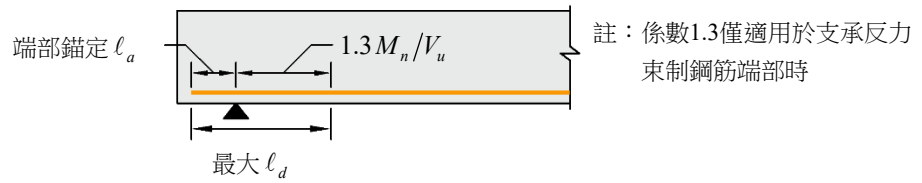
限制正彎矩受拉鋼筋之直徑，係為確保鋼筋伸展長度足夠，使全梁之彎矩容量大於施加之彎矩。如圖R9.7.3.8.3(a)所示彎矩圖，彎矩圖的斜率是 V_u ，而彎矩發展斜率是 M_n/ℓ_d ，其中 M_n 是斷面之標稱受撓強度。經由決定鋼筋尺寸使得容量斜率 M_n/ℓ_d 等於或超過需求斜率 V_u ，得到足夠之伸展長度。因此， M_n/V_u 代表可用之伸展長度。在有利之支撐條件下，當鋼筋終端有壓力作用時，允許 M_n/V_u 增加30%。

此規定之應用，簡支承說明於圖 R9.7.3.8.3(b)，反曲點說明於圖 R9.7.3.8.3(c)。例如，在簡支承處之鋼筋尺度，其依照第25.4.2節規定計算之 ℓ_d 不超過 $1.3M_n/V_u + \ell_a$ 時，才符合要求。

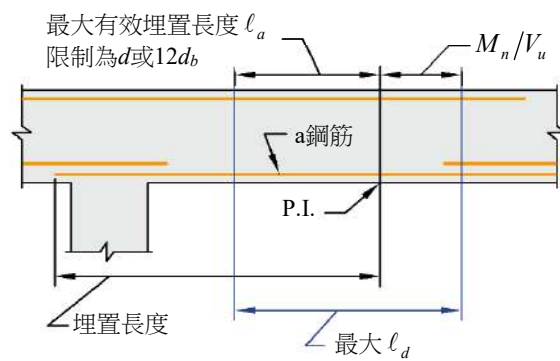
在反曲點所用的 ℓ_a 受限於構件有效深度 d 或12倍鋼筋直徑 ($12d_b$) 之大值。限制 ℓ_a 之規定，係因當反曲點與最大應力點間之距離較短，鋼筋埋設長度超過反曲點 ℓ_a 時，缺乏試驗數據證明，端錨定超出 ℓ_a 部分可完全有效地發展。



(a) 正 M_u 圖



(b) 簡支之最大 ℓ_d



(c) a鋼筋在反曲點之最大 ℓ_d

圖R9.7.3.8.3 依第9.7.3.8.3節規定決定最大鋼筋尺度

9.7.3.8.4 於支承處，負彎矩鋼筋至少須有 1/3 應延伸至反曲點以外不少於 d 、 $12d_b$ 及 $l_n/16$ 之最大值之埋設長度。

9.7.4 預力梁之受撓鋼筋

9.7.4.1 外置預力鋼腱應附著於構材上，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：

外置鋼腱除錨定處外，亦常在不同位置附著於混凝土梁上，如跨度中央、四分之一處、或三分之一處，以便達到預期之載重平衡效果、鋼腱線形配置、或克服鋼腱振動。構材因後拉預力及加載作用變形時，宜考慮鋼腱位置相對於混凝土形心偏移效應之影響。

9.7.4.2 若須配置非預力鋼筋以滿足受撓強度，則鋼筋細節應符合第9.7.3節之規定。

解說：

非預力鋼筋宜予發展達因數化載重之力。第9.7.3節規定，因數化載重下撓曲強度所需握裹鋼筋需可發展達到拉力或壓力強度。

9.7.4.3 預力鋼筋之終止

9.7.4.3.1 後拉預力錨定區之設計及細則應依第 25.9 節規定。

9.7.4.3.2 後拉預力錨定器及續接器之設計及細則應依第 25.8 節規定。

9.7.4.4 於含無握裹鋼腱之梁中竹節鋼筋之終止

9.7.4.4.1 依第 9.6.2.3 節規定配置之竹節鋼筋長度應符合下列(a)及(b)之規定：

(a) 於正彎矩區內，長度至少 $l_n/3$ 且置於該區中央。

(b) 於負彎矩區內，應自支承面兩側各延伸至少 $l_n/6$ 。

解說：

第9.6.2.3節要求握裹鋼筋最小長度，對於連續跨度之研究 (Odello與Mehta 1967) 顯示，此最小長度在使用載重與因數化載重下具滿意行為。

9.7.5 縱向扭力鋼筋

9.7.5.1 若需扭力鋼筋時，縱向扭力鋼筋應分布於符合第25.7.1.6節之閉合肋筋，或閉合箍筋之四周，其間距不得大於30 cm。縱向鋼筋應置於肋筋或閉合箍筋內，且至少一根縱向鋼筋或鋼腱應置於各角隅。

解說：

縱向鋼筋需承受因扭力產生的縱向拉力之和。因為此力沿斷面的中心軸作用，故因扭力所增設的縱向鋼筋中心宜大略與斷面中心一致。本規範為此要求縱向扭力鋼筋分布於閉合肋筋四周。肋筋各角需置有縱向鋼筋或鋼腱，以提供肋筋各肢之錨定。各角隅鋼筋對發揮抗扭強度及控制開裂亦有效。

9.7.5.2 縱向扭力鋼筋之直徑應不小於橫向鋼筋間距乘以0.042，且不小於0.95 cm。

9.7.5.3 縱向扭力鋼筋應延伸超過分析所需點外至少 $(b_t + d)$ 之距離。

解說：

在此縱向扭力鋼筋應延伸超過計算所需點外 $(b_t + d)$ 距離，大於剪力及受撓鋼筋所採用者，因扭力斜拉裂縫之伸展為螺旋線形，與第9.7.6.3.2節橫向扭力鋼筋所需距離相同。

9.7.5.4 縱向扭力鋼筋在梁兩端支承面應有足夠之伸展。

解說：

支承處所需之縱向扭力鋼筋宜適當錨定至支承。在支承面的外側，宜有足夠之埋設長度來發展鋼筋或鋼腱所需的拉力。對於鋼筋，可能需要彎鉤，或以水平U形鋼筋與縱向扭力鋼筋搭接。

9.7.6 橫向鋼筋

9.7.6.1 通則

9.7.6.1.1 橫向鋼筋應依照本節之規定，並應適用最嚴格之要求。

9.7.6.1.2 橫向鋼筋細節應依照第 25.7 節之規定。

9.7.6.2 剪力

9.7.6.2.1 若有需要，剪力鋼筋應使用肋筋、閉合箍筋或縱向彎起鋼筋。

解說：

鋼筋混凝土梁一端或兩端跨坐於其支承之鋼筋混凝土梁，且兩梁之混凝土係一體澆置完成時。依據 1992 年 Maccotk 及 Shen 之研究，若支承之鋼筋混凝土梁未配置加強之橫向鋼筋，則其梁腹混凝土可能產生破壞，此加強之橫向鋼筋稱為承吊鋼筋(hanger reinforcement)。承吊鋼筋(詳見圖 R9.7.6.2.1)係在原設計橫向鋼筋需求量外增設之加強橫向鋼筋，目的在分擔跨坐鋼筋混凝土梁端傳來之剪力。研究報告顯示，若跨坐鋼筋混凝土梁之梁底高於支承之鋼筋混凝土梁全梁深之半；或跨坐鋼筋混凝土梁端傳來之設計剪力小於 $0.8 \sqrt{f'_c} b_w d [0.25 \sqrt{f'_c} b_w d]$ ，則無需設置承吊鋼筋。

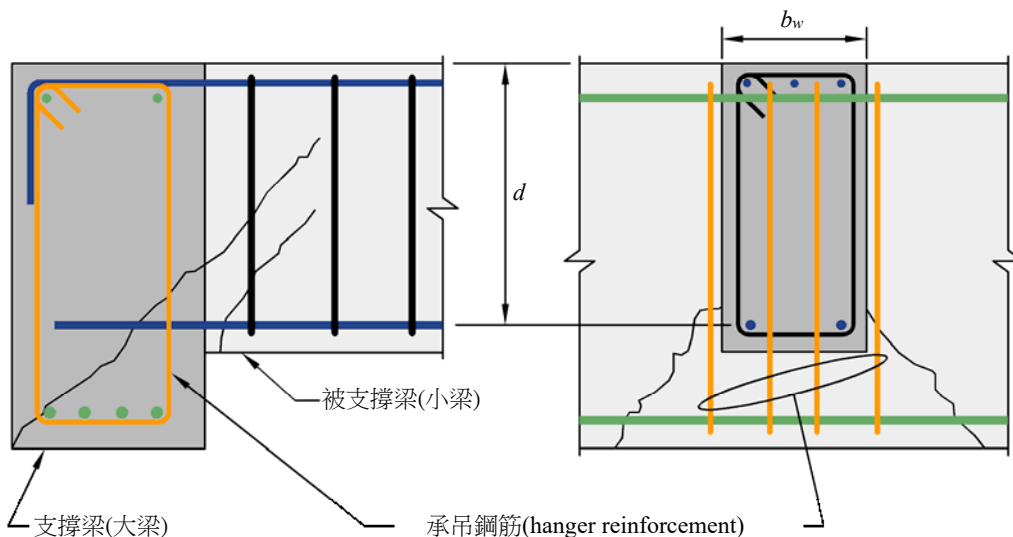


圖 R9.7.6.2.1 承吊鋼筋(剪力轉移需求)

9.7.6.2.2 剪力鋼筋各肢之配置應依其梁寬並沿著梁長方向配置，其最大間距應依照表 9.7.6.2.2 之規定。

表 9.7.6.2.2 剪力鋼筋之最大間距

V_s	最大間距s, cm				
		非預力梁		預力梁	
		沿長度	沿寬度	沿長度	沿寬度
$\leq 1.06\sqrt{f'_c}b_wd$ $[\leq 0.33\sqrt{f'_c}b_wd]$	較小者：	$d/2$	d	$3h/4$	$3h/2$
		60			
$> 1.06\sqrt{f'_c}b_wd$ $[> 0.33\sqrt{f'_c}b_wd]$	較小者：	$d/4$	$d/2$	$3h/8$	$3h/4$
		30			

解說：

梁寬度方向之剪力肋筋組各肢間距越小，越有利於梁腹對角壓力之均勻傳遞，進而提高梁之剪力強度。Leonhardt and Walther (1964)；Anderson and Ramirez (1989)；Lubell (2009)等人針對剪力肋筋組各肢間距較大之寬梁所做之試驗顯示，此類寬梁之標稱剪力強度通常不足。本規範建議寬梁沿梁寬度方向或需要剪力肋筋之單向板沿短跨方向，設置足夠肢數之剪力肋筋組。

9.7.6.2.3 斜向肋筋或縱向彎起鋼筋作為剪力鋼筋時，其間距得使構材深度中線與縱向受拉鋼筋間，向支承延伸 $d/2$ 深度之每一 45° 線，至少與一組剪力鋼筋相交。

9.7.6.2.4 彎起縱向鋼筋作為剪力鋼筋，若伸入受拉區內應與縱向鋼筋連續，若伸入受壓區內應於超過構材深度中線 $d/2$ 之後錨定。

9.7.6.3 扭力

9.7.6.3.1 如果需要，橫向扭力鋼筋應為符合第 25.7.1.6 節之閉合肋筋或閉合箍筋。

解說：

肋筋需為閉合，因扭力產生的斜向開裂可能發生於構材之所有表面。

在主要承受扭力斷面之情況，肋筋外之混凝土側邊保護層在高扭矩下剝落 (Mitchell與Collins 1976)，將致使搭接續接之肋筋無效，導致過早的扭力失敗 (Behera 與Rajagopalan 1969)；因此，閉合肋筋不得由成對的U形肋筋互相搭接組成。

9.7.6.3.2 橫向扭力鋼筋應延伸至少超過分析所需點外 $(b_t + d)$ 之距離。

解說：

在此橫向扭力鋼筋應延伸超過計算所需點外 $(b_t + d)$ 距離，大於剪力及受撓鋼筋所採用者，係因扭力斜拉裂縫之伸展為螺旋線形，與第9.7.5.3節縱向扭力鋼筋所需距離相同。

9.7.6.3.3 橫向扭力鋼筋之間距不得超過 $p_h/8$ 或 30 cm 之小者。

解說：

橫向扭力鋼筋間距之限制為確保梁極限抗扭強度之發展，防止開裂後扭力勁度之過度損失，並控制裂縫寬度。對於方形斷面， $p_h/8$ 之限制，需要閉合肋筋之間距約為 $d/2$ ，其與第9.7.6.2節相當。

9.7.6.3.4 對於空心斷面，其橫向扭力鋼筋中心線至空心斷面內壁面之距離應至少為 $0.5A_{oh}/p_h$ 。

解說：

空心斷面之橫向扭力鋼筋宜置於對扭力有效壁厚之外半部，該壁厚可視為 A_{oh}/p_h 。

9.7.6.4 受壓鋼筋之側向支撐

9.7.6.4.1 橫向鋼筋應設置於整個需要縱向受壓鋼筋之範圍，縱向受壓鋼筋之側向支撐應依照第 9.7.6.4.2 節至第 9.7.6.4.4 節之規定設置閉合肋筋或閉合箍筋。

解說：

梁中受壓鋼筋宜以橫向鋼筋圍繞，以防止挫屈。

9.7.6.4.2 橫向鋼筋之尺度應至少為(a)或(b)，得使用相等面積之麻面鋼線或銲接鋼線網。

(a) 對於縱向鋼筋為 D32 及較小者：D10。

(b) 對於縱向鋼筋為 D36 及較大者與縱向成束鋼筋：D13。

9.7.6.4.3 橫向鋼筋之間距不得超過(a)至(c)之最小者：

(a) 縱向鋼筋直徑之 16 倍(16 d_b)；

(b) 橫向鋼筋直徑之 48 倍(48 d_b)；

(c) 梁之最小尺度。

9.7.6.4.4 縱向受壓鋼筋之配置，應使得每一角隅鋼筋及每隔一根受壓鋼筋，由夾角不大於 135° 之橫向鋼筋圍繞。且沿著橫向鋼筋每邊，任何未受圍繞之縱向鋼筋與受圍繞縱向鋼筋之淨距不得超過 15 cm。

解說：

經驗顯示，對鋼筋及接頭細節之些微改變，可顯著提高結構全面之整體性。本規範本節之目的係為增進結構體之贅餘度及韌性，所以當主要支承構件發生損傷或不正常載重事件時，其損傷可能被侷限且結構體將有較高可能性維持整體穩定。

支承損傷時，頂面鋼筋雖連續跨過支承，但無箍筋圍束，則鋼筋將脫出混凝土外，將無法產生需要的懸吊作用以連繫損傷之支承。但若使部分底層鋼筋連續則可提供懸吊作用。

若連續梁深度在支承處改變時，較深構材之底層鋼筋宜伸入支承，並以標準彎鉤或擴頭鋼筋終止之。較淺構材之底層鋼筋宜伸入較深構材，並充分伸展。

9.7.7 現場澆置梁之結構整體性鋼筋

9.7.7.1 對於結構體沿周界各梁，結構整體性鋼筋應依照(a)至(c)之規定：

(a) 至少四分之一之最大正彎矩鋼筋應為連續，且不得少於兩根鋼筋或鋼絞線。

(b) 至少六分之一之負彎矩鋼筋應為連續，且不得少於兩根鋼筋或鋼絞線。

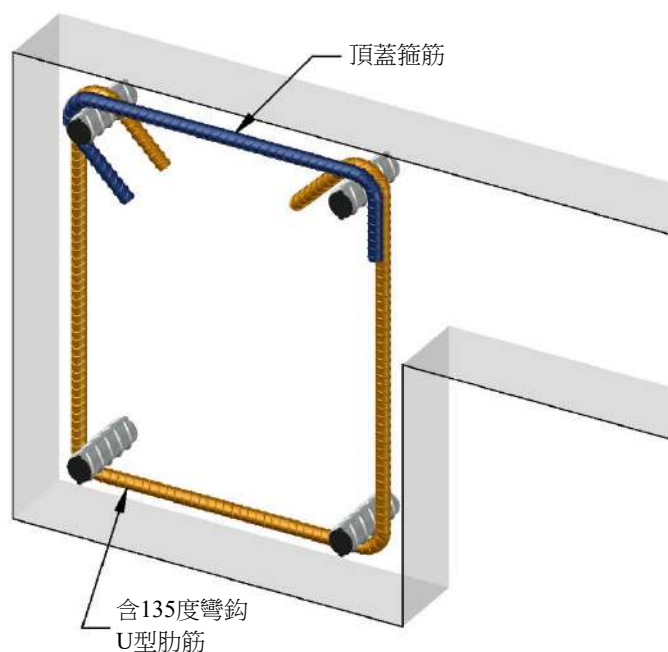
(c) 沿梁之淨跨度，縱向結構整體性鋼筋應以閉合箍筋或依照第25.7.1.6節之閉合肋筋圍繞。

解說：

要求圍繞結構周界梁或拱肩之上層與下層鋼筋連續，係為提供連續性拉桿環繞結構。此用意不是要求沿結構周界需以相同尺度之連續鋼筋拉桿，而是要求上層撓曲鋼筋之半數依第9.7.3.8.4節規定延伸超過反曲點，並繼續延伸至跨度中央附近按第9.7.7.5節規定搭接；同樣地，要求依第9.7.3.8.2節規定伸入支承之下層鋼筋宜延續至鄰跨或與鄰跨之下層鋼筋搭接。於非連續支承處，縱向鋼筋依第9.7.7.4節要求予以錨定。

圖R9.7.7.1顯示符合第9.7.7.1(c)節及第9.7.7.2(b)節規定之兩件式肋筋例。帽箍之90度彎鉤位於樓板側

圍束較好。如第25.7.1.7節所述交互搭接之成對U型肋筋不允許使用於周界梁或邊梁，在側邊混凝土保護層發生損壞時，上層縱向鋼筋可能有脫出混凝土外之趨向，將無法經由暴露搭接之肋筋，得到充分束制。因此，上層縱向鋼筋將無法提供以連繫受損區域所需之懸吊作用。此外，搭接之U型肋筋在高扭力時無效，如第9.7.6.3.1節說明討論。



圖R9.7.7.1 符合第9.7.7.1(c)節及第9.7.7.2(b)節規定之兩件式肋筋範例

9.7.7.2 對於其他非周界梁，結構整體性鋼筋應依照(a)或(b)之規定：

- (a) 至少四分之一之最大正彎矩鋼筋應為連續，且不得少於兩根鋼筋或鋼絞線。
- (b) 沿梁之淨跨度，縱向鋼筋應以依照第25.7.1.6節之閉合肋筋或閉合箍筋圍束。

解說：

於非連續支承處，縱向鋼筋依第9.7.7.4節要求予以錨定，第9.7.7.1節解說提供一組符合第9.7.7.2(b)節規定之兩件式肋筋例。

9.7.7.3 縱向結構整體性鋼筋應通過柱縱向鋼筋圍繞之區域。

解說：

若以牆提供垂直支撐時，縱向鋼筋宜通過或錨定於牆。

9.7.7.4 非連續支承處之縱向結構整體性鋼筋應錨定使其於支承面能發展出 f_y 。

9.7.7.5 連續結構整體性鋼筋若需續接時，鋼筋應依照(a)及(b)之規定續接：

- (a) 正彎矩鋼筋應在支承處或其附近續接。
- (b) 負彎矩鋼筋應在跨度中央或其附近續接。

9.7.7.6 續接使用乙級拉力搭接應依第25.5.2節規定，使用機械或銲接續接應依第25.5.7節規定。

9.8 非預力單向格柵小梁系統

9.8.1 通則

9.8.1.1 非預力單向格柵小梁構造，係由設計為單向規則排列之肋梁及上覆板整體組合而成。

9.8.1.2 肋梁沿深度任何位置之寬度應至少為10 cm。

解說：

對於非預力鋼筋混凝土格柵小梁樓板之經驗限制，係基於格柵小梁構造使用標準模板系統過去之成功表現所訂定。對於預力格柵小梁構造，本節可作為指引。

9.8.1.3 肋梁全深應不超過最小寬度之3.5倍。

9.8.1.4 肋梁間淨距應不超過75 cm。

解說：

由於對此類相對較小尺度、重複排列之構材，允許較高的剪力強度及較小的鋼筋保護層，肋梁最大間距限制是有需要的。

9.8.1.5 V_c 得採第22.5節計算值之1.1倍。

解說：

此剪力強度增加係基於：(1) 依先前規範規定允許類似的剪應力，於格柵小梁構造設計計算出相對較高剪力強度，有令人滿意的表現；及 (2) 局部過載可能再分配到鄰近的小梁。

9.8.1.6 為結構整體性，每一格柵小梁至少有一根下層鋼筋應為連續並應錨定以使其於支承面發展達 f_y 。

9.8.1.7 考慮載重集中產生撓曲所需，在板內垂直於肋梁方向應設置鋼筋，且應至少為依照第24.4節收縮與溫度所需。

9.8.1.8 未符合第9.8.1.1節至第9.8.1.4節限制之單向格柵小梁構造，應依板及梁設計之。

9.8.2 具結構填料之格柵小梁系統

9.8.2.1 若燒結粘土或混凝土磚永久填置材料之單位抗壓強度至少等於格柵小梁之 f'_c ，則應適用第9.8.2.1.1節及第9.8.2.1.2節。

9.8.2.1.1 填料之上覆板厚應至少為肋梁間淨距之 1/12 及 4 cm 之大者。

9.8.2.1.2 對於剪力及負彎矩強度計算，得包含與肋梁緊接之填料垂直向壁殼。填料之其他部分應不計入強度計算。

9.8.3 具其他填料之格柵小梁系統

9.8.3.1 若填料不符合第9.8.2.1節規定或使用可移動模板，則板厚應至少為肋梁間淨距之1/12及5 cm之大者。

9.9 深梁

9.9.1 通則

9.9.1.1 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(a)或(b)：

- (a) 淨跨不超過構材總深 h 之4倍；
- (b) 集中載重作用在距支承面 $2h$ 內。

解說：

深梁行為討論於Schlaich等人 (1987)、Rogowsky與MacGregor (1986)、Marti (1985) 與Crist (1966)，深梁承受重力載重時，本條文適用於載重作用於梁頂面並支承於底面之情況。若載重作用經由該構材之側面或底面，宜使用第二十三章中定義之壓拉桿方法設計鋼筋，將載重由內部傳遞到頂部，並分布到相鄰支承。

9.9.1.2 深梁設計應考慮在梁全深度內縱向應變之非線性分布。

解說：

除非線性應變分布需予考慮外，本規範對深梁彎矩設計不要求包含細節要求。Chow等人 (1953)、Portland Cement Association (1946) 及Park與Paulay (1975) 提供深梁撓曲設計指引。

9.9.1.3 依照第二十三章規定之壓拉桿方法，視為符合第9.9.1.2節之規定。

9.9.2 尺度限制

9.9.2.1 深梁之尺度除了第23.4.4節之規定外，其尺度應滿足下列之規定：

$$V_u \leq \phi 2.65 \sqrt{f'_c} b_w d \quad [V_u \leq \phi 0.83 \sqrt{f'_c} b_w d] \quad (9.9.2.1)$$

解說：

此規定加入尺度限制，藉以控制使用載重時之開裂和防止深梁之斜壓力破壞。

9.9.3 鋼筋限制

9.9.3.1 沿深梁側面之分布鋼筋應至少為(a)及(b)所需：

- (a) 垂直梁縱向軸之分布鋼筋斷面積 A_v 應至少為 $0.0025b_w s$ ，其中 s 為橫向分布鋼筋之間距。
- (b) 平行梁縱向軸之分布鋼筋斷面積 A_{vh} 應至少為 $0.0025b_w s_2$ ，其中 s_2 為縱向分布鋼筋之間距。

解說：

不管採用何種設計方法，本節之最小鋼筋規定，係用於控制斜向裂縫之寬度及延伸。試驗(Rogowsky 與 MacGregor 1986；Marti 1985；Crist 1966) 顯示在深梁中，垂直於構材縱向軸之垂直剪力鋼筋對於構材剪力強度，較平行於構材縱向軸之水平剪力鋼筋有效，然仍規定兩方向相同之最小剪力鋼筋，以控制裂縫之成長及寬度。

9.9.3.2 最少撓曲受拉鋼筋斷面積 $A_{s,min}$ 應依照第9.6.1節決定。

9.9.4 鋼筋細則

- 9.9.4.1 鋼筋之混凝土保護層應依第20.5.1節規定。
- 9.9.4.2 縱向鋼筋最小間距 s 應依第25.2節規定。
- 9.9.4.3 9.9.3.1所需分布鋼筋之間距應不超過 $d/5$ 及30 cm 之小者。
- 9.9.4.4 受拉鋼筋之伸展應考慮鋼筋之應力分布，該應力不直接與彎矩成正比。

解說：

在深梁中，縱向鋼筋應力在沿長度之分布，比一般梁或非深梁區域更均勻。高鋼筋應力在一般的梁通常限於中心區，但在深梁則可能延伸到支承處。因此，在支承處縱向鋼筋之端部可能需要標準彎鉤、擴頭鋼筋或其他機械式錨定形式之確實錨定。

9.9.4.5 在簡支承處，正彎矩受拉鋼筋應予錨定，使其應力在支承面能發展至 f_y 。若深梁採用第二十三章設計，正彎矩受拉鋼筋應依照第23.8.2節及第23.8.3節之規定錨定。

解說：

深梁採壓拉桿模式方法設計顯示，底層拉桿鋼筋之拉力需在支承面錨定。由此考慮，拉桿鋼筋宜在支承面連續或錨定 (Rogowsky與MacGregor 1986)。

9.9.4.6 在內支承處應符合(a)及(b)：

- (a) 負彎矩受拉鋼筋應與鄰跨連續；
- (b) 正彎矩受拉鋼筋應與鄰跨連續或續接。

第十章 柱

10.1 範圍

10.1.1 本章適用於設計非預力及預力柱，包括鋼筋混凝土柱墩。

解說：

本章不包含合成結構鋼混凝土柱。合成柱包括混凝土圍繞結構鋼斷面及混凝土填充中空結構鋼斷面，此類合成柱參酌我國對應之鋼結構規範或SRC規範。

10.1.2 純混凝土柱墩設計應依照第十四章之規定。

10.2 通則

10.2.1 材料

10.2.1.1 混凝土之設計性質應依第十九章規定。

10.2.1.2 鋼筋之設計性質應依第二十章規定。

10.2.1.3 混凝土中埋設物之材料、設計與細部配置要求應依第20.6節規定。

10.2.2 與其他構材之接合

10.2.2.1 場鑄構造之梁柱及板柱接頭應依第十五章規定。

10.2.2.2 預鑄構造之接合部應符合第16.2節之力傳遞要求。

10.2.2.3 柱與基礎之接頭應依照第16.3節。

10.3 設計限制

10.3.1 尺度限制

10.3.1.1 正方形、八邊形或其他形狀之柱，其總斷面積考量、需求鋼筋及設計強度得按圓形斷面計算，其直徑採用實際形狀之最小尺度。

解說：

輕載重結構，例如低樓層住宅及輕量辦公室建物，允許使用鋼筋混凝土柱之最小尺度並無明確規定。若使用小斷面時，需注意施工技術需求，以及收縮應力顯著增加的現象。

耐震結構物之尺度限制詳見第18.4.2節。

10.3.1.2 柱之斷面較承受設計載重所需者為大時，其總斷面積考量、需求鋼筋及設計強度得按折減後之有效斷面積計算，並不得小於原總斷面積之半。但本節規定不適用於需依第十八章設計特殊抗彎矩構架之柱或非地震力抵抗系統之柱。

解說：

對於「柱之總斷面積超過承受設計載重所需」狀況，其最少鋼筋比可依需求面積計算，而非所提供之面積，但鋼筋面積不可少於千分之五的實際總斷面積。

- 10.3.1.3 柱與混凝土牆構成一體者，柱有效斷面之上限為橫向鋼筋外緣加4 cm。
- 10.3.1.4 柱使用二組或二組以上連鎖螺箍筋者，有效斷面之上限為螺箍筋外緣加最小保護層厚度。
- 10.3.1.5 若折減後之有效斷面積係依照第10.3.1.1節至第10.3.1.4節之規定考量，則與柱交接之結構體的其他部位，應基於實際的斷面進行結構分析與設計。

10.4 需求強度

10.4.1 通則

10.4.1.1 需求強度應依第五章規定之因數化載重組合計算。

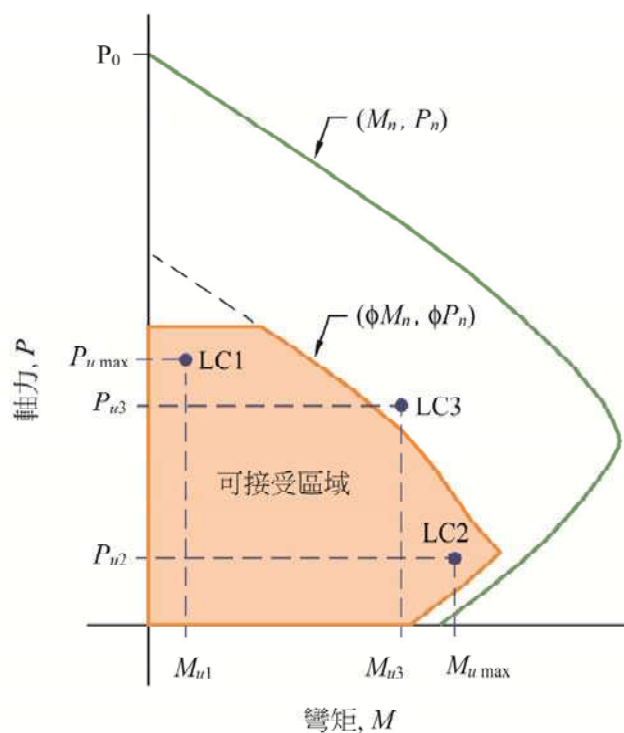
10.4.1.2 需求強度應依第六章規定之分析程序計算。

10.4.2 因數化軸力與彎矩

10.4.2.1 P_u 與 M_u 同時發生的情況，在每一種適用的因數化載重組合中都應被考慮。

解說：

若未經有條理的檢核每一組載重組合，臨界載重組合可能不易分辨。如圖 R10.4.2.1所示，只考慮最大軸向力 (LC1) 及最大彎矩 (LC2) 的因數化載重組合，並不能確認其他載重組合如LC3也依照規範設計要求。



圖R10.4.2.1 柱臨界載重組合

10.5 設計強度

10.5.1 通則

10.5.1.1 任一適用之因數化載重組合下，所有斷面之設計強度應符合 $\phi S_n \geq U$ ，包括下列(a)至(d)項，且應考量載重效應間之交互影響。

(a) $\phi P_n \geq P_u$

(b) $\phi M_n \geq M_u$

(c) $\phi V_n \geq V_u$

(d) $\phi T_n \geq T_u$

解說：

參考第9.5.1.1節解說。

10.5.1.2 ϕ 值應依第21.2節規定決定之。

10.5.2 軸力與彎矩

10.5.2.1 P_n 與 M_n 應依據第22.4節之規定計算。

10.5.3 剪力

10.5.3.1 V_n 應依據第22.5節之規定計算。

10.5.4 扭力

10.5.4.1 若 $T_u \geq \phi T_{th}$ ，其中 T_{th} 於第22.7節規定，扭力應依照第九章規定。

解說：

建築物柱之扭力一般多忽略不計，且很少為柱設計時的主控因素。

10.6 鋼筋限制

10.6.1 最少及最大縱向鋼筋

10.6.1.1 對於非預力柱及平均 $f_{pe} < 16 \text{ kgf/cm}^2$ [1.6 MPa] 之預力柱，縱向鋼筋面積應至少為 **0.01A_g**，但不應超過**0.08A_g**。

解說：

對最少及最大縱向鋼筋比提供限制。

最少鋼筋：

縱向鋼筋乃為提供抵抗彎矩之需求，此可能無關於分析結果，其在混凝土持續受壓時可減少乾縮與潛變之效應。潛變與收縮致使混凝土傳遞載重至鋼筋，其鋼筋應力之增加隨著鋼筋比遞減而遞增。因此，限制最少鋼筋比乃為避免鋼筋在持續使用載重下降伏(Richart 1933)。

最大鋼筋：

限制縱向鋼筋量係確保混凝土能有效地固結於鋼筋四周，且確保按規範所設計的柱，能與依照規範所檢驗的測試試體相似。0.08的限制適用於所有斷面，包括續接區域，就經濟與澆置需求而言，亦可視為實務上縱向鋼筋之上限。需搭接之柱縱向鋼筋，其鋼筋比一般不宜超過4%，因為若所有搭接皆在相同位置時，搭接區域將有兩倍鋼筋量。

10.6.2 最少剪力鋼筋

10.6.2.1 所有 $V_u > \phi 0.265 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$ [$V_u > \phi 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} b_w d$] 區域應配置最少剪力鋼筋面積 $A_{v,\min}$ 。

解說：

柱與梁之最少剪力鋼筋準則相同，更多資訊可參考第9.6.3節解說。

10.6.2.2 若需要剪力鋼筋， $A_{v,min}$ 須為(a)或(b)項之較大值：

$$(a) \quad A_{v,min} = 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad [A_{v,min} = 0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_{yt}}]$$

$$(b) \quad 3.5 \frac{b_w s}{f_{yt}} \quad [0.35 \frac{b_w s}{f_{yt}}]$$

10.7 鋼筋細則

10.7.1 通則

10.7.1.1 鋼筋之混凝土保護層應依第20.5.1節規定。

10.7.1.2 竹節及預力鋼筋之伸展長度應依第25.4節規定。

10.7.1.3 縱向鋼筋之 $f_y \geq 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa]時，計算伸展長度及搭接長度時之 K_{tr} 不應小於 $0.5d_b$ 。

10.7.1.4 束筋應依第25.6節規定。

10.7.2 鋼筋間距

10.7.2.1 鋼筋最小間距 s 應依第25.2節規定。

10.7.3 縱向鋼筋

10.7.3.1 對於非預力柱及平均 $f_{pe} < 16 \text{ kgf/cm}^2$ [1.6 MPa]的預力柱，縱向鋼筋最少根數須為(a)、(b)、(c)或(d)項：

(a) 三角形箍筋：三根

(b) 矩形或圓形箍筋：四根

(c) 螺箍筋或特殊抗彎矩構架柱之圓形閉合箍筋：六根

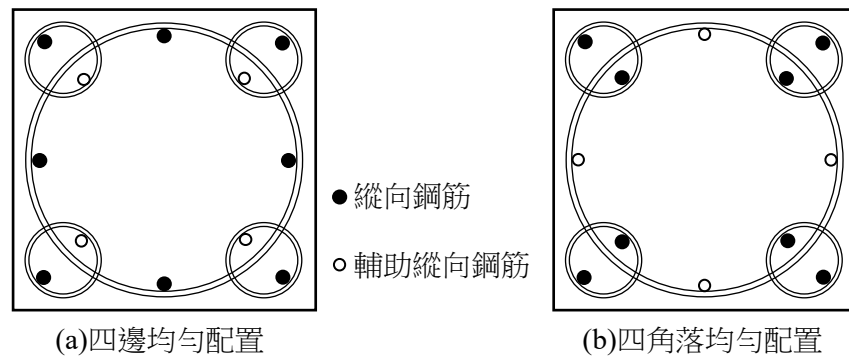
(d) 多螺箍筋：八根

解說：

矩形或圓形箍筋柱最少需四根縱向鋼筋；其他形狀之箍筋，每一頂點或角落宜提供一根鋼筋，並配以適當之橫向鋼筋。例如，三角形柱需配置至少三根縱向鋼筋，並置於三角箍筋之每一個頂點。螺箍筋柱最少需六根鋼筋。

當鋼筋排列成圓形，其根數若少於八根，鋼筋之方向可能會顯著影響偏心載重柱之彎矩強度，於設計時宜加以考量。

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R10.7.3.1)，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35 cm，且該輔助縱向鋼筋直徑不得小於箍筋線徑。



圖R 10.7.3.1 多螺箍筋柱主筋配置示意圖

10.7.4 縱向鋼筋之偏折

10.7.4.1 偏折鋼筋對柱軸偏斜部位之斜率不得大於 $1/6$ ，偏斜部位上下之鋼筋須與柱軸平行。

10.7.4.2 柱面偏移 7.5 cm 以上時，縱向鋼筋不得偏折，且須設置插接筋與鄰近偏移柱面之縱向鋼筋搭接。

10.7.5 縱向鋼筋之續接

10.7.5.1 通則

10.7.5.1.1 搭接、機械續接、鉚接續接及端承續接得使用。

10.7.5.1.2 續接應滿足所有因數化載重組合之要求。

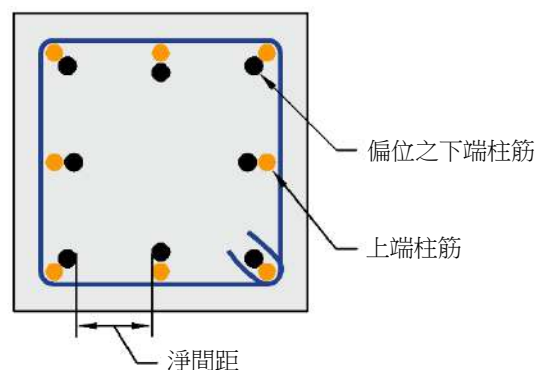
解說：

柱設計多半由基本的重力載重組合所控制，但某些柱鋼筋仍需抵抗含風力或地震力之載重組合所引發的較大拉力，每根鋼筋之續接宜以最大計算拉力設計。

10.7.5.1.3 竹節鋼筋之續接應依第 25.5 節規定，所應用之搭接應符合第 10.7.5.2 節規定，或端承續接應符合第 10.7.5.3 節規定。

解說：

柱鋼筋之抗拉搭接若使用偏折處理時，對 l_a 之計算，其鋼筋淨間距如圖R10.7.5.1.3所示。



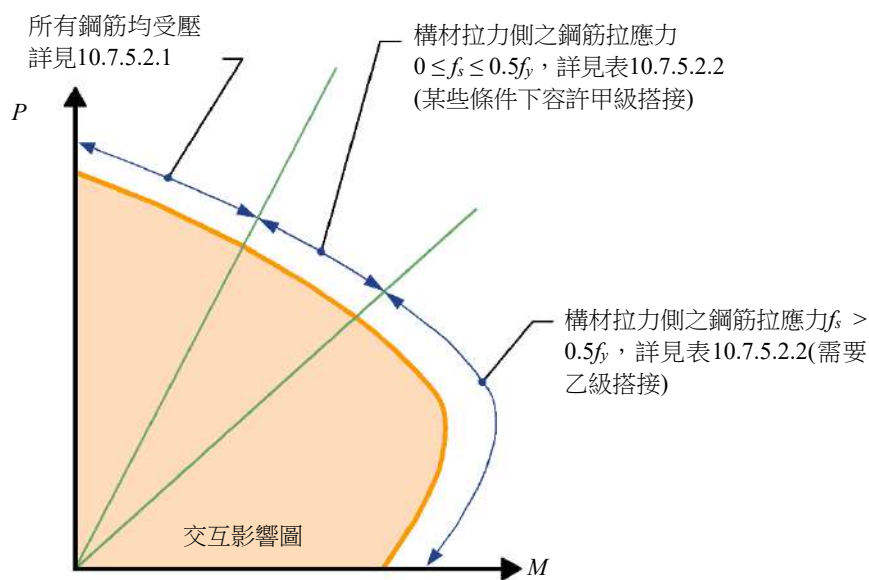
圖R10.7.5.1.3 柱筋偏位

10.7.5.2 搭接

解說：

當柱同時承受軸力及彎矩作用，在中度及大偏心時，柱之一側就會出現拉應力，如圖R10.7.5.2所示。若出現此類應力，宜依據第10.7.5.2.2節要求作受拉續接。

續接需求乃基於壓力搭接至少有 $0.25f_y$ 之拉力強度的基礎下計算。因此，即使柱鋼筋依據第10.7.5.2.1節作壓力設計，仍可提供適度拉力強度。



圖R10.7.5.2 柱筋搭接之規定

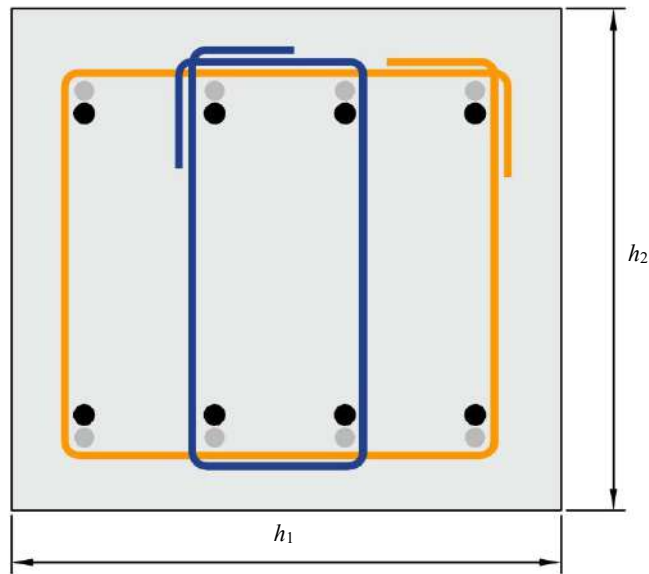
10.7.5.2.1 若柱鋼筋在因數化載重作用下承受壓力，受壓搭接得使用。依照(a)或(b)項規定可縮短受壓搭接之長度，但最少為 30 cm：

- (a) 箍筋柱之柱筋在搭接長度內斷面雙向皆有有效面積不小於 $0.0015 h_s$ 之箍筋，其搭接長度可乘以 0.83。其中有效面積是指垂直於斷面尺寸 h 方向之箍筋面積和。
- (b) 螺箍柱之柱筋在搭接長度內螺箍筋滿足第 25.7.3 節規定，則其搭接長度可乘以 0.75。

解說：

若搭接長度內鋼筋被足夠之箍筋所圍束，則其搭接長度可予以折減。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R10.7.5.2.1所示之柱為例，若柱之彎曲軸為水平軸（方向1）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尺度，另方向2為2肢。

若受壓搭接全長內被螺箍筋所圍束，可增加抵抗劈裂，則受壓搭接長度可予以折減。



方向1： $4A_b \geq 0.0015 h_1 s$
 方向2： $2A_b \geq 0.0015 h_2 s$
 式中 A_b 為箍筋斷面積

圖R10.7.5.2.1 第10.7.5.2.1(a)節之應用例

10.7.5.2.2 在因數化載重作用下柱筋承受拉力時，受拉搭接應依照表 10.7.5.2.2 之規定。

表 10.7.5.2.2 受拉搭接分類

受拉鋼筋應力	搭接細節	搭接型式
$\leq 0.5f_y$	任一斷面之鋼筋搭接 $\leq 50\%$ ； 搭接位置至少錯開 $\psi_g l_d$	甲級
	其他	乙級
$> 0.5f_y$	所有案例	乙級

10.7.5.3 柱筋之端承續接

10.7.5.3.1 在因數化載重作用下柱筋承受壓力時，端承續接得錯開續接或在續接處增加柱筋，每側至少須保有該側垂直鋼筋面積乘以 $0.25f_y$ 之拉力強度。

解說：

第25.5.6節規定端承續接的細節。

10.7.6 橫向鋼筋

10.7.6.1 通則

10.7.6.1.1 橫向鋼筋應適用鋼筋間距最嚴格的要求。

10.7.6.1.2 橫向鋼筋細節應依照第 25.7.2 節箍筋、第 25.7.3 節螺箍筋或第 25.7.4 節閉合箍筋之規定。

10.7.6.1.3 平均 $f_{pe} \geq 16 \text{ kgf/cm}^2$ [1.6 MPa]的預力柱，其橫向箍筋或閉合箍筋不須依照第 25.7.2.1 節間距 $16d_b$ 之規定。

10.7.6.1.4 除非經試驗及結構分析證實具足夠強度及易於施作，縱向鋼筋須以依照第 10.7.6.2 節規定之箍筋或閉合箍筋、或第 10.7.6.3 節規定之螺箍筋提供側向支撐。

解說：

所有受壓縱向鋼筋需用橫向鋼筋圍箍之。當鋼筋排列成圓形形式時，每一規定間距僅需用一圓形箍筋即可。可以採用連續螺箍筋以滿足上述要求，其最大螺距為箍筋之要求間距。

宜謹慎配置一組箍筋在鋼筋搭接的每一個端點、端承續接處上下及緊靠鋼筋偏折區域外圍最小間距處。保護層少於 4 cm 之預鑄柱、無縱向鋼筋之預力柱、使用小粗粒料之混凝土柱、壁柱及其他特殊柱可能需特別設計其橫向鋼筋。

10.7.6.1.5 若錨栓置於柱或柱墩之頂面，應以橫向鋼筋圍封，且以至少 4 根縱向鋼筋圍繞。橫向鋼筋須配置在柱或柱墩之頂面下緣 12.5 cm 內，且至少有 2 箍 D13 或 3 箍 D10 箍筋或閉合箍筋。

10.7.6.1.6 預鑄構件中，若接合用之續接器或預留鋼筋置於柱或柱墩之端部，續接器或預留鋼筋應以橫向鋼筋圍封，橫向鋼筋須配置在柱或柱墩之端部下緣 12.5 cm 內，且至少有 2 箍 D13 或 3 箍 D10 箍筋或閉合箍筋。

解說：

錨栓和續接器附近混凝土之可能裂縫，可藉由圍束改善以提昇錨栓和續接器至柱或柱墩間的載重傳遞。此開裂由溫度、受限的收縮、施工中意外碰撞及類似效果導致未預期力量所造成。

10.7.6.2 縱向鋼筋以箍筋或閉合箍筋為側向支撐

10.7.6.2.1 任何樓層之底層箍筋或閉合箍筋須配置於基腳或樓板頂面上，其距離不得大於箍筋或閉合箍筋間距的一半。

10.7.6.2.2 任何樓層之頂層箍筋或閉合箍筋須配置於樓板、柱頭板或剪力帽蓋之最底層水平鋼筋下，其距離不得大於箍筋或閉合箍筋間距的一半。柱之四周均有梁或托架時，頂層箍筋或閉合箍筋須配置於最淺之梁或托架之最底層水平鋼筋下，其距離不得大於 7.5 cm。

解說：

矩形柱之梁或托架四邊構入時，可視為以最淺梁或托架之交接深度為束制。其他形狀的柱，若有四根梁從兩個垂直方向構入可視為有相當的束制。

10.7.6.3 縱向鋼筋以螺箍筋為側向支撐

10.7.6.3.1 螺箍筋之配置應自基腳面或各層樓板面起。

10.7.6.3.2 各層樓螺箍筋頂面之配置應依照表 10.7.6.3.2 之規定。

表 10.7.6.3.2 柱頂螺箍筋延伸規定

柱邊構入狀況	延伸規定
梁或托架構入柱所有邊時	延伸至所支承構材之最底層水平鋼筋位置。
梁或托架未構入柱所有邊時	延伸至所支承構材之最底層水平鋼筋位置。 增加柱箍筋須自螺箍筋終止處向上延伸配置至板、柱頭板或剪力帽蓋之底部
柱頂有柱冠者	延伸入柱冠直徑或寬度內等於二倍柱寬 (或直徑) 之處

解說：

參考第10.7.6.2.2節解說。

10.7.6.4 偏折縱向鋼筋之側向支撐

10.7.6.4.1 縱向鋼筋偏折時，須有箍筋、閉合箍筋、螺箍筋或局部樓板構造作水平支撐，且須能承受鋼筋偏折部分水平分力 1.5 倍之推力。

10.7.6.4.2 若用橫向鋼筋做抗力，箍筋、閉合箍筋或螺箍筋須配置於偏折點 15 cm 以內。

10.7.6.5 剪力

10.7.6.5.1 若有需要，剪力鋼筋應使用箍筋、閉合箍筋或螺箍筋。

10.7.6.5.2 剪力鋼筋之最大間距應依照表 10.7.6.5.2 之規定。

表 10.7.6.5.2 剪力鋼筋之最大間距

V_s	最大s, cm	
	非預力柱	預力柱
$\leq 1.06 \sqrt{f'_c} b_w d$	$d/2$	$3h/4$
$[\leq 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d]$	60	
$> 1.06 \sqrt{f'_c} b_w d$	$d/4$	$3h/8$
$[> 0.33 \sqrt{f'_c} b_w d]$	30	

第十一章 牆

11.1 範圍

11.1.1 本章適用於下列(a)到(c)之非預力與預力牆的設計：

- (a) 場鑄
- (b) 工廠預鑄
- (c) 包含預鑄扶立牆之現場預鑄

解說：

本章一般適用於作為豎向及側向力抵抗構材的牆。相對於符合第18.7節之特殊結構牆，本章包含一般結構牆面內剪力之規定。

11.1.2 特殊結構牆設計應符合第十八章規定。

解說：

特殊結構牆之細部規定於第18.7節。本規範使用同義於“剪力牆”之用語“結構牆”。“剪力牆”雖未於本規範定義，然而結構牆於第二章定義時說明“剪力牆屬於一種結構牆”。

ASCE 7定義一結構牆為符合承重牆或剪力牆定義之牆體。承重牆定義為一牆體可承受一明確界限值以上的垂直載重。剪力牆定義為一設計用以抵抗作用於面內側向力之牆體，包含承重牆或非承重牆。ASCE 7之定義已廣泛地被接受。

11.1.3 純混凝土牆設計應符合第十四章規定。

11.1.4 懸臂式擋土牆設計應符合第十三章規定。

11.1.5 牆作為地梁設計時應符合第13.3.5節規定。

11.1.6 本規範允許使用具隔熱形式場鑄牆於一或二層樓之建築物。

解說：

對於採用隔熱混凝土形式建造之場鑄牆，本規範不提供其明確的設計要求。具隔熱混凝土形式建造之場鑄牆的設計指引可以參考PCA 100及ACI 560R。

11.2 通則

11.2.1 材料

11.2.1.1 混凝土之設計性質應依第十九章規定。

11.2.1.2 鋼筋之設計性質應依第二十章規定。

11.2.1.3 混凝土中埋設物之材料、設計與細部配置要求應依第20.6節規定。

11.2.2 與其他構材之接合

11.2.2.1 預鑄牆之接合部設計應依第16.2節規定。

11.2.2.2 牆與基礎之結合部應符合第16.3節規定。

11.2.3 載重分布

11.2.3.1 除經分析顯示外，牆用於抵抗每一集中載重之水平有效長度應不超過集中載重間之

較小中心距，亦不得大於支承面寬度加4倍之牆厚。除非設計時已考量力量可經過接縫傳遞，承載之有效水平長度應不延伸至牆垂直接縫外。

11.2.4 相接構件

11.2.4.1 牆應錨定於與其相接之構件例如樓板、屋頂、柱、壁柱、撐牆、相接牆或基腳。

11.2.4.2 對於 $P_u > 0.2f'_c A_g$ 之場鑄牆，其於樓板系統厚度內之牆體部分的規定抗壓強度應不小於牆體 f'_c 的0.8倍。

解說：

未依賴相接構件支撐的牆，不須與相接構件進行連結。為容納變形之差異，將巨型擋土牆與相接牆分離並非不尋常的作法。

係數0.8反應於重力載重下，樓板與牆接頭較樓板與柱接頭之圍束減少的影響。

11.3 設計限制

11.3.1 最小牆厚

11.3.1.1 最小牆厚應符合表11.3.1.1規定。若經結構分析其具有合適之強度與穩定性時，則可採用厚度較薄的牆。

表11.3.1.1 最小牆厚 h

牆型式	最小牆厚 h		
承重牆 ^[1]	取 大 值	10 cm	(a)
		未支撐長度與未支撐高度之較小者的1/25	(b)
非承重牆	取 大 值	10 cm	(c)
		未支撐長度與未支撐高度之較小者的1/30	(d)
地下室外牆與基礎外牆 ^[1]		20 cm	(e)

^[1] 僅用於依第11.5.3節簡易設計法所設計的牆

解說：

最小厚度需求可不用於依第11.5.2節設計或第11.8節分析之承重牆、地下室外牆及基礎外牆。

11.4 需求強度

11.4.1 通則

11.4.1.1 需求強度應依第五章規定之因數化載重組合計算。

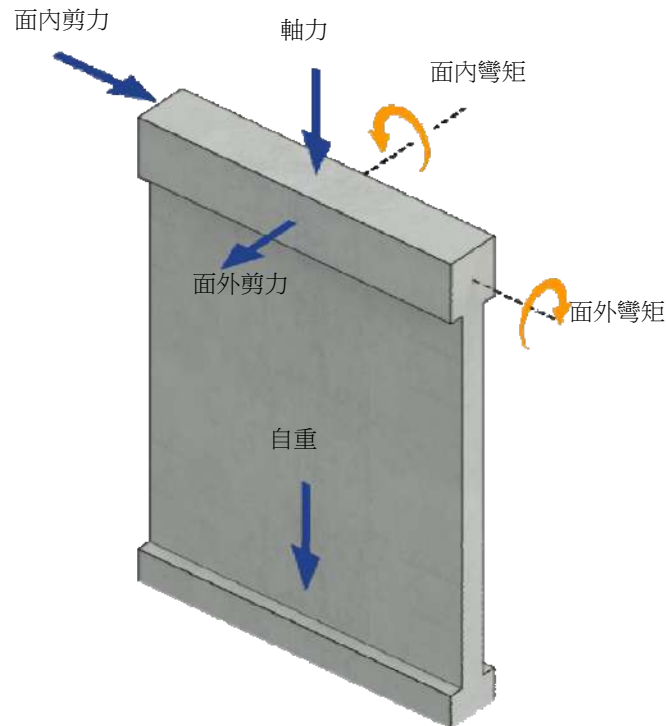
11.4.1.2 需求強度應依第六章規定之分析程序計算。

11.4.1.3 長細效應計算應符合第6.6.4節、第6.7節及第6.8節之規定。或者對符合第11.8節要求

之牆，得採用該節之面外長細分析。

解說：

一般作用於牆上之力量於圖R11.4.1.3說明。



圖R11.4.1.3 面內與面外力量

11.4.1.4 牆之設計應考慮軸向載重之偏心及側向或其他載重之作用。

11.4.2 因數化軸力與彎矩

11.4.2.1 牆應按每一適用載重組合下伴隨因數化軸力之最大因數化彎矩 M_u 設計。偏心下之因數化軸力 P_u 應不超過 $\phi P_{n,max}$ ，其中 $P_{n,max}$ 須依第22.4.2.1節之規定，且強度折減因子 ϕ 須依第21.2.2節之壓力控制斷面決定。最大因數化彎矩 M_u 應依第6.6.4節，第6.7節或第6.8節之長細效應進行放大。

11.4.3 因數化剪力

11.4.3.1 牆應依最大面內與面外 V_u 設計。

11.5 設計強度

11.5.1 通則

11.5.1.1 任一適用之因數化載重組合下，所有斷面之設計強度應符合 $\phi S_n \geq U$ ，包含下列(a)至(c)項，且應考量軸向載重與彎矩之交互影響。

- (a) $\phi P_n \geq P_u$
- (b) $\phi M_n \geq M_u$
- (c) $\phi V_n \geq V_u$

11.5.1.2 ϕ 值應依第21.2節規定決定之。

11.5.2 軸向載重與面內或面外撓曲

11.5.2.1 就承重牆而言， P_n 與 M_n (面內或面外) 之計算應符合第22.4節規定。或者軸向載重與面外撓曲得依第11.5.3節加以考慮。

11.5.2.2 就非承重牆而言， M_n 之計算應符合第22.3節規定。

解說：

就定義而言，非承重牆不承受任何顯著之軸力；因此，撓曲強度不為軸力之函數。

11.5.3 軸向載重與面外撓曲—簡易設計法

11.5.3.1 若矩形斷面實心牆之所有因數化載重合力落在牆厚之中間1/3部分時， P_n 得按下式計算：

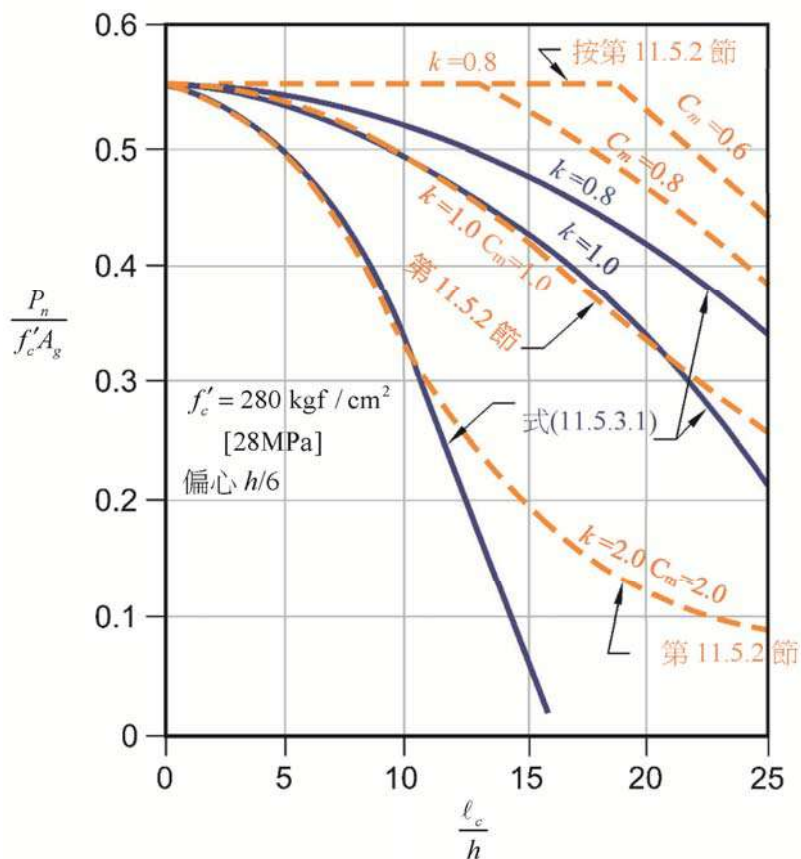
$$P_n = 0.55 f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k \ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (11.5.3.1)$$

解說：

簡易設計法只能適用於矩形斷面實心牆；其他形狀之設計宜符合第11.5.2節規定。

面外力量所造成之偏心軸向載重與面外彎矩，係用於決定因數化軸力 P_u 的最大總偏心量。沿高度方向上之各斷面，其所有適用載重組合之軸向合力落於牆變形前之牆厚中心1/3內 (偏心不大於 $h/6$)，則牆內不產生拉力，可採用簡易設計法，設計時可考慮 P_u 為無偏心軸力。因數化軸力 P_u 宜小於或等於依式(11.5.3.1)計算之設計軸向強度 ϕP_n 。

就不同支撐與束制端條件且載重作用於牆厚中心1/3內之構材，依式(11.5.3.1)所得強度與按第11.5.2節所得者類似，參照圖R11.5.3.1。



圖R11.5.3.1 牆的簡易設計法，式(11.5.3.1)與第11.5.2節之比較

11.5.3.2 式(11.5.3.1)中使用之有效長度因子 k 應符合表11.5.3.2。

表11.5.3.2 牆之有效長度因子 k

邊界條件	k
牆上下端有側撐均能抵抗側向移動，且：	
(a) 至少一端或兩端有束制能抵抗轉動（上端、下端或上下二端）	0.8
(b) 兩端均無束制不能抵抗轉動	1.0
牆無側撐抵抗側向移動	2.0

11.5.3.3 由式(11.5.3.1)所得之 P_n 應依第21.2.2節壓力控制斷面之 ϕ 折減。

11.5.3.4 牆鋼筋應至少符合第11.6節之規定。

11.5.4 面內剪力

11.5.4.1 V_n 之計算應符合第11.5.4.2節至第11.5.4.4節規定。或者對 $h_w / \ell_w < 2$ 之牆，其面內剪力之設計得採用第二十三章之壓拉桿方法。就所有情形，鋼筋應符合第11.6節，第11.7.2節及第11.7.3節規定。

解說：

就高度對長度之比值較小的結構牆而言，其面內剪力是非常重要的。就較高之牆體而言，特別是鋼筋均勻分布的牆，其設計可能主要受撓曲因素控制；例外情況可能發生在承受強烈地震作用之高結構牆上。

11.5.4.2 任一水平斷面的 V_n 應不超過 $2.12\sqrt{f'_c}A_{cv}$ [$0.66\sqrt{f'_c}A_{cv}$]。

11.5.4.3 V_n 應按下式計算：

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \quad (11.5.4.3)$$

對 $h_w/\ell_w \leq 1.5$ 者，係數 α_c 之值取 0.8 [0.25]；對 $h_w/\ell_w \geq 2.0$ 者，係數 α_c 之值取 0.53 [0.17]

；若 h_w/ℓ_w 介於 1.5 與 2.0 之間，則係數 α_c 在 0.8 [0.25] 與 0.53 [0.17] 之間作線性變化。

11.5.4.4 若牆承受一淨軸拉時，式(11.5.4.3)中之 α_c 應按下式計算：

$$\alpha_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35A_g} \right) \geq 0 \quad [\alpha_c = 0.17 \left(1 + \frac{0.29N_u}{A_g} \right) \geq 0] \quad (11.5.4.4)$$

其中 N_u 為拉力時取負。

解說：

此限制為避免剪力牆斜壓破壞。第11.5.4.2節公式之係數由 2.65 [0.83] 減為 2.12 [0.66]，其原因為有效剪力面積已由前版規範之 hd 增加為 $h\ell_w$ 。

為改善規範之一致性，第11.5.4.3節之標稱面內剪力強度公式，其形式現在已與第18.7.4.1節之抵抗地震載重結構牆的剪力強度公式相同。根據Orakcal等人(2009)的研究成果顯示，採用公式(11.5.4.3)計算所得之標稱強度值相似於前版規範公式所得之值，因此，兩者可提供一相當的安全等級。若結構牆之淨軸拉力由全部牆斷面計算而得時，則由混凝土提供之剪力強度貢獻會被降低且可予以忽略。就這些構材而言，牆之橫向鋼筋必須設計能抵抗幾乎大部分之因數化剪力。

11.5.5 面外剪力

11.5.5.1 V_n 應依第22.5節規定計算。

11.6 鋼筋限制

11.6.1 若面內 $V_u \leq 0.5\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ， ρ_e 及 ρ_t 之最小值應符合表11.6.1。牆經結構分析證明有足夠之強度及穩定性時，上述限制可不須符合。

表11.6.1 牆面內 $V_u \leq 0.5\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ 之最少鋼筋量

牆形式	非預力 鋼筋型式	鋼筋／鋼線尺寸	規定降伏強度 f_y ， kgf/cm ² [MPa]	最少縱向鋼筋比 ^[1] , ρ_e	最少橫向鋼筋比， ρ_t
場鑄	竹節鋼筋	≤ D16	≥ 4200 [420]	0.0012	0.0020
			< 4200 [420]	0.0015	0.0025
		> D16	任一	0.0015	0.0025
	焊接	鋼線標稱線徑	任一	0.0012	0.0020

	鋼線網	≤ 16 mm			
預鑄 ^[2]	竹節鋼筋或銲接鋼線網	任一	任一	0.0010	0.0010

[1] 平均有效壓應力至少 16 kgf/cm² [1.6 MPa] 之預力牆，不必符合最少縱向鋼筋比 ρ_t 之要求。

[2] 就單向預鑄預力牆，若其寬度不大於 3.6 m 且未使用機械式接合而造成橫向束制時，與撓曲鋼筋垂直方向之最少鋼筋需求可不必符合。

解說：

所有牆皆需要水平與垂直鋼筋。分布鋼筋之方向即為平行於牆之縱軸或橫軸方向。因此，對垂直牆段而言，水平分布鋼筋比之符號為 ρ_t ，垂直分布鋼筋比之符號為 ρ_ℓ 。

寬度小於或等於 3.6 m 之預鑄預力牆可不配置橫向鋼筋，因為該寬度小於收縮與溫度應力達到須配置橫向鋼筋之值的寬度；此外，多數收縮發生於預鑄構材接合至主結構體以前。於結構組裝完成時，構材間橫向接合之剛性不易達到如同一體澆置混凝土者；因此，由於收縮與溫度變化所造成之橫向束制應力將顯著減少。

預鑄牆之牆鋼筋最小面積已使用多年，其由預鑄／預力混凝土協會 (PCI MNL-120) 及加拿大混凝土設計標準 (2016) 所建議。第 11.7.2.2 節允許減少最少鋼筋量與較大之間距，係基於預鑄牆板在早期養護階段，其邊緣幾乎沒有束制，所產生之收縮應力比類似之場鑄牆少。

11.6.2 若面內 $V_u \geq 0.5\phi\alpha_c\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ 時，應符合(a)與(b)二者之規定：

(a) ρ_ℓ 應至少為式(11.6.2)及 0.0025 二者之大值，但不必超過第 11.5.4.3 節要求之 ρ_t 。

$$\rho_\ell \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - h_w/\ell_w)(\rho_t - 0.0025) \quad (11.6.2)$$

(b) ρ_t 應至少為 0.0025。

解說：

就受單向載重具高度對長度比值低的牆而言，試驗資料 (Barda 等人 1977) 顯示水平剪力鋼筋抵抗剪力之效果不如垂直鋼筋。此種水平鋼筋對垂直鋼筋效果之改變，可由式(11.6.2)顯示出來。當 h_w/ℓ_w 小於 0.5 時，垂直鋼筋量與水平鋼筋量相等；當 h_w/ℓ_w 大於 2.5 時，則僅須提供最少量垂直鋼筋 ($0.0025sh$)。

11.7 鋼筋細則

11.7.1 通則

11.7.1.1 鋼筋之混凝土保護層應依第 20.5.1 節規定。

11.7.1.2 竹節及預力鋼筋之伸展長度應依第 25.4 節規定。

11.7.1.3 竹節鋼筋之續接應依第 25.5 節規定。

11.7.2 縱向鋼筋間距

11.7.2.1 場鑄牆的縱向鋼筋間距 s 應不超過 $3h$ 及 45 cm 二者之較小值。若面內強度需要剪力鋼筋時，縱向鋼筋間距應不超過 $\ell_w/3$ 。

11.7.2.2 預鑄牆的縱向鋼筋間距 s 應不超過(a)與(b)二者之較小值：

(a) $5h$

(b) 外牆為 45 cm；內牆為 75 cm。

若面內強度須配置剪力鋼筋時， s 應不超過 $3h$ 、45 cm 及 $\ell_w/3$ 等三者之最小值。

11.7.2.3 若牆厚大於25 cm，除單層樓地下室牆與懸臂擋土牆外，每一方向分布鋼筋須至少配置兩層且每層須鄰近各牆面。

11.7.2.4 撓曲拉力鋼筋應分布良好且儘可能地設置接近拉力面。

11.7.3 橫向鋼筋間距

11.7.3.1 場鑄牆之橫向鋼筋間距 s 應不超過 $3h$ 及45 cm之二者較小值。若面內強度需剪力筋時， s 應不超過 $l_w/5$ 。

11.7.3.2 預鑄牆之橫向鋼筋間距 s 應不超過(a)與(b)二者之較小值：

(a) $5h$

(b) 外牆為45 cm；內牆為75 cm。

若面內強度需設剪力筋時， s 應不超過 $3h$ 、45 cm [450 mm]及 $l_w/5$ 等三者之最小值。

11.7.4 縱向鋼筋之側向支撐

11.7.4.1 若牆需縱向鋼筋抵抗壓力且 A_{sr} 超過 $0.01A_g$ 時，縱向鋼筋應受橫向箍筋支撐。

11.7.5 開孔周圍鋼筋

11.7.5.1 於牆內若有窗、門及類似尺寸之開孔者，除上述第11.6節之最少鋼筋量規定外，於雙層鋼筋之牆內開孔四周雙向須加至少2根 D16之鋼筋，而於單層鋼筋之牆內開孔四周雙向須加至少單根 D16之鋼筋；且其錨定長度須足以使鋼筋於開孔角隅處受拉時發揮 f_y 。

11.8 面外長細牆分析替代方法

11.8.1 通則

11.8.1.1 符合(a)至(c)規定的牆，得依本節方法分析其面外長細效應：

(a) 整片牆之斷面不因高度而改變。

(b) 於面外彎矩影響下牆為拉力控制。

(c) ϕM_n 至少為 M_{cr} ，而 M_{cr} 可由第19.2.3節之 f_r 計算。

(d) 牆半高斷面處之 P_u 不超過 $0.06f'_c A_g$ 。

(e) 使用載重下包含 $P\Delta$ 效應的面外計算撓度 Δ_s 不超過 $l_c/150$ 。

11.8.2 模擬

11.8.2.1 牆應以受面外均布側向載重、具簡支承之軸向載重構材加以分析，其最大彎矩及撓度發生在牆半高處。

11.8.2.2 作用在牆任意截斷面上方之集中重力載重，得假設分布於支承寬度加上各邊以斜度為垂直2水平1之範圍，但不可超過(a)或(b)：

(a) 集中載重之間距。

(b) 牆板之外緣。

解說：

本節流程為第11.5.2.1節規定之替代設計方法，適用頂部旋轉已被束制之長細牆板的面外設計。

具窗或其他較大開孔之牆板，於其全高度上不可視為具固定斷面的牆板，此類牆之設計時宜計入開孔之影響。

有關預鑄扶立牆與其建築物設計之許多觀點於ACI 551.2R及Carter等人 (1993) 中討論。

11.8.3 因數化彎矩

11.8.3.1 承受撓曲與軸力共同作用之牆，其半高處之 M_u 應包含符合(a)或(b)之牆撓度效應；

(a) 採用下式進行迭代計算

$$M_u = M_{ua} + P_u \Delta_u \quad (11.8.3.1a)$$

其中， M_{ua} 為因側向力及偏心垂直載重於不考慮 $P\Delta$ 效應下，牆半高處之最大因數化彎矩。

Δ_u 應依下式計算：

$$\Delta_u = \frac{5M_u \ell_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}} \quad (11.8.3.1b)$$

其中， I_{cr} 應依下式計算：

$$I_{cr} = \frac{E_s}{E_c} \left(A_s + \frac{P_u}{f_y} \frac{h}{2d} \right) (d-c)^2 + \frac{\ell_w c^3}{3} \quad (11.8.3.1c)$$

且 E_s/E_c 值應至少為6。

(b) 採用下式直接計算

$$M_u = \frac{M_{ua}}{\left(1 - \frac{5P_u \ell_c^2}{(0.75)48E_c I_{cr}} \right)} \quad (11.8.3.1d)$$

解說：

式(11.8.3.1c)之中性軸深度 c 相應於下列之縱向鋼筋有效面積。

$$A_{se,w} = A_s + \frac{P_u}{f_y} \left(\frac{h/2}{d} \right)$$

11.8.4 使用載重下之面外撓度

11.8.4.1 因使用載重所造成之面外撓度 Δ_s 應依表11.8.4.1計算，其中 M_a 由第11.8.4.2節計算而得。

表11.8.4.1 Δ_s 的計算

M_a	Δ_s	
$\leq (2/3)M_{cr}$	$\Delta_s = \left(\frac{M_a}{M_{cr}} \right) \Delta_{cr}$	(a)
$> (2/3)M_{cr}$	$\Delta_s = (2/3)\Delta_{cr} + \frac{(M_a - (2/3)M_{cr})}{(M_n - (2/3)M_{cr})} (\Delta_n - (2/3)\Delta_{cr})$	(b)

11.8.4.2 承受使用載重之側向及偏心垂直載重且包含 $P_s\Delta_s$ 效應之牆，其半高處之最大彎矩 M_a 應依式(11.8.4.2)採撓度迭代計算而得。

$$M_a = M_{sa} + P_s \Delta_s \quad (11.8.4.2)$$

11.8.4.3 Δ_{cr} 與 Δ_n 應使用(a)與(b)計算：

$$(a) \Delta_{cr} = \frac{5M_{cr}\ell_c^2}{48E_c I_g} \quad (11.8.4.3a)$$

$$(b) \Delta_n = \frac{5M_n\ell_c^2}{48E_c I_{cr}} \quad (11.8.4.3b)$$

11.8.4.4 I_{cr} 應依式(11.8.3.1c)計算。

解說：

試驗結果 (Athey 1982) 顯示，當工作載重之彎矩大於 $2/3M_{cr}$ 時，其面外撓度會急速增加。當 $M_a > 2/3M_{cr}$ 時，則於 Δ_{cr} 及 Δ_n 間採用線性內差方式決定 Δ_s 。

工作載重之載重組合並沒有於第五章中定義，但於ASCE/SEI 7附錄C中有所討論。ASCE/SEI 7的附錄並非該標準之強制部分，對於工作載重下之結構側向撓度計算，則可依ASCE/SEI 7附錄C之建議，使用的載重組合為：

$$D + 0.5L + W_a$$

其中， W_a 為基於ASCE/SEI 7附錄C解說所提供之工作載重風速所得風載重。若此長細牆主要用於抵抗地震效應 E ，且 E 為考慮強度載重之地震效應，則下列載重組合適合用於評估工作載重下之側向變位。

$$D + 0.5L + 0.7E$$

第十二章 橫隔板

12.1 範圍

12.1.1 本章適用於下列(a)至(d)之非預力與預力橫隔板之設計：

- (a) 場鑄樓板之橫隔板。
- (b) 預鑄構件與場鑄上覆板所構成之橫隔板。
- (c) 由預鑄構件形成之橫隔板，其邊條由場鑄上覆板或邊梁形成。
- (d) 由不具現場澆注上覆層之預鑄構件互相連結構成之橫隔板。

解說：

橫隔板常為水平或近乎水平的平面構件，用以傳遞側向力至側向力抵抗系統之豎向構件（圖R12.1.1）。橫隔板也將建築構件連結在一起，以形成完整的三維系統，並連結建築構件與側向力抵抗系統以提供建築構件之側向支撐。一般而言，橫隔板也為樓板、屋頂板，或停車場結構的車道板以支撐重力載重。一般而言，橫隔板可能包含弦梁與集力構件。

當側向力作用時，例如作用於屋頂橫隔板的面內慣性力，如圖R12.1.1所示，本質上橫隔板行為如同水平橫跨於側向力抵抗系統之豎向構件間的梁，發展其面內彎矩、剪力及其他可能的作用力。在側向力抵抗系統之豎向構件不沿著橫隔板全深度配置之處，可能須配置集力構件將橫隔板的剪力傳遞到該豎向構件上；將作用力從側向力抵抗系統之豎向構件傳遞到橫隔板上的集力構件，亦可稱之為傳力構件。本章規定橫隔板和集力構件之設計與細節最低要求，包括配置，分析模型，材料與強度等。

本章僅涵蓋本節規定之橫隔板型式，其他橫隔板型式，如已成功使用在建築結構的水平桁架，則不在本章規定的範圍內。

12.1.2 耐震結構物之橫隔板設計亦應依第18.9節規定。

12.2 通則

12.2.1 橫隔板設計須考慮(a)至(e)之作用力：

- (a) 建築物受側向力作用，於橫隔板上所產生之面內作用力。
- (b) 由橫隔板傳遞之作用力。
- (c) 橫隔板與豎向構架或與非結構構件間之接合部作用力。
- (d) 來自支撐豎向或斜向建築構件之作用力。
- (e) 由重力與其他作用在橫隔板上載重所產生之橫隔板面外作用力。

解說：

如圖R12.1.1所部分顯示，橫隔板可抵抗數種作用所產生之力量 (Mochle等人 2010)。

(a) 橫隔板面內作用力

由於橫隔板橫跨側向力抵抗系統之豎向構件間，包含風力、地震力、水壓力或土壓力之各載重組合所產生側向力會造成橫隔板產生面內剪力、軸力與彎矩。以風載重而言，側向力係由作用在建築物帷幕牆表面的風壓力所產生，並藉由橫隔板傳遞至豎向構件。以地震載重而言，慣性力係由橫隔板、附屬牆段、柱與其他構件所產生，並藉由橫隔板傳遞至豎向構件。具有地下樓層之建築物，側向力係由地下室

外牆承載之土壓力所產生；在一個典型的系統內，垂直跨於上下樓板間之地下室外牆也可視為橫隔板，其可將側向土壤作用力接續分配至其他作用力抵抗構件。

(b) 由橫隔板傳遞的作用力

側向力抵抗系統之豎向構件於其全高範圍內可能擁有不同的性質，或其抵抗平面可能在不同樓層間改變，造成作用力在豎向構件間互相傳遞。常見抵抗平面發生改變的地方，係位於具外擴地下室建築物的地面層，從較窄塔樓傳遞下來的作用力，透過基面橫隔板傳遞到地下室外牆（參見圖R12.1.1）。

(c) 接合部作用力

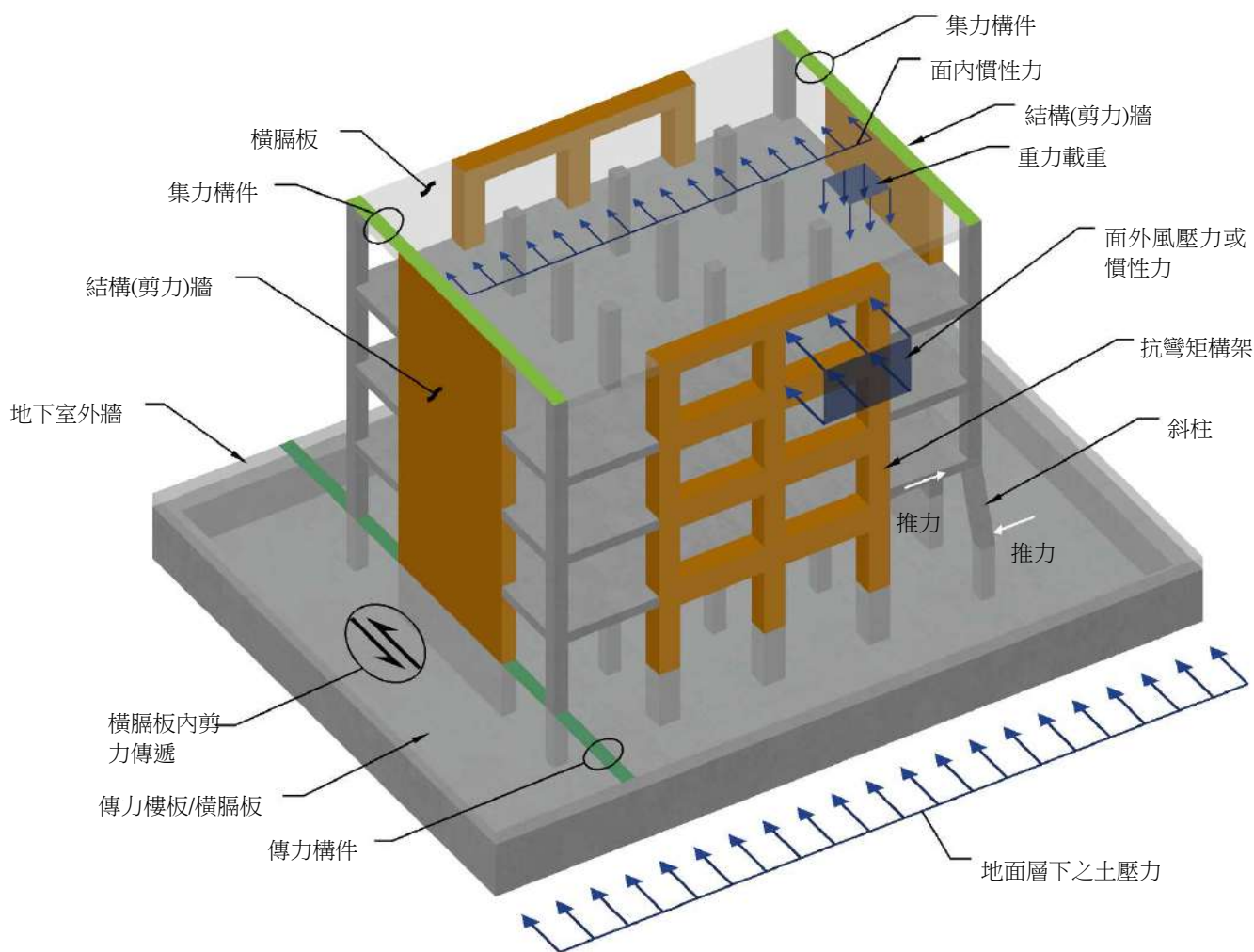
風壓力作用在建築物外露牆面時，將對該外牆產生面外作用力；同樣地，地震震動會對豎向構架與非結構構件（如帷幕牆）產生慣性力。這些作用力將從其發生之構件透過接合部傳遞至橫隔板。

(d) 斜柱支撐力

有時建築需配置斜柱，由於重力與傾覆作用，該斜柱會在橫隔板平面內產生大量的水平推力。推力的作用方向，與斜柱的方向以及受拉或受壓有關。當這些推力並未被斜柱附近之構件所平衡時，該未平衡力須被傳遞至橫隔板並分配給其他合適之側向力抵抗系統構件。針對不與鄰近構架整體澆注且受到偏心加載之預鑄混凝土柱而言，上述之未平衡力普遍存在且可能顯著。對於設計為非側向力抵抗系統之一的柱構件而言，橫隔板將其與結構體內能提供側向穩定之構件連接，以提供該柱構件側向支撐。

(e) 橫隔板面外作用力

多數橫隔板是樓板及屋頂板構架的一部分，因此能支撐重力載重。「建築技術規則」可能也要求考慮因地震垂直加速度所引起之面外作用力，與因風上舉壓力所引起屋頂板之面外作用力。



圖R12.1.1 一般橫隔板之作用力

12.2.2 橫隔板設計應考慮樓板開孔及樓板中空之影響

解說：

參考第7.2.1節解說。

12.2.3 材料

12.2.3.1 混凝土之設計性質應依第十九章規定。

12.2.3.2 鋼筋之設計性質應依第二十章規定。

12.3 設計限制

12.3.1 橫隔板之最小厚度

12.3.1.1 在因數化載重組合作用下，橫隔板厚度應符合穩定性、強度與勁度等需求。

12.3.1.2 樓板與屋頂板之橫隔板厚度不應小於本規範其他章節之樓板與屋頂板構件規定。

解說：

橫隔板可能需抵抗面內彎矩、剪力與軸力。對於完全場鑄橫隔板，或與預鑄構材合成之上覆橫隔板而言，其總厚度必須足以抵抗前述之作用力；對於非合成上覆板而言，其場鑄上覆板的厚度須足以抵抗前述所有作用力。

做為樓板或屋頂板構造一部分的橫隔板，除須符合抵抗面內作用力之規定外，應再符合適用之樓板或翼板板厚規定。

12.4 需求強度

12.4.1 通則

12.4.1.1 橫隔板、集力構件、及其接合部之需求強度，應依第五章規定之因數化載重組合計算。

12.4.1.2 做為樓板或屋頂板構造一部分之橫隔板，其需求強度計算應包含面外載重與其他適用載重同時作用之影響。

解說：

橫隔板設計所採用的因數化載重組合應考慮面外載重與同時發生之面內作用力；例如，同時扮演集力構件的樓板梁應符合規定，此時該梁須設計為抵抗軸力之集力構件，以及抵抗重力載重所引致彎矩之樓板梁。

12.4.2 橫隔板的模擬與分析

12.4.2.1 橫隔板模擬與分析應符合「建築技術規則」適用之規定，否則橫隔板模擬與分析應依第12.4.2.2節至第12.4.2.4節規定。

解說：

若「建築技術規則」包含一些設計條件下之橫隔板模擬要求，例如抵抗風載重和地震載重，則其要求優先於本規範之規定。

12.4.2.2 橫隔板模擬與分析應依第六章規定

解說：

第六章包括適用於橫隔板分析的一般規定。當因數化載重組合作用於橫隔板平面時，橫隔板一般設計為保持彈性或接近彈性。因此，符合彈性分析理論的分析方法通常可被接受，彈性分析之規定參見第6.6.1節至第6.6.3節。

橫隔板的面內勁度不僅影響橫隔板內受力的分布，也會影響豎向構件間的位移與受力的分布；因此，橫隔板勁度的模擬宜與建築物特性一致。當橫隔板勁度遠大於豎向構件的勁度時，例如低跨深比且由彎矩構架支撐之場鑄橫隔板，可以模擬為完全剛性構件。當橫隔板比豎向構件較具柔性時，例如由結構牆支撐之接合式預鑄系統，可以模擬為橫跨於剛性支撐之柔性梁構件。在其他情況下，建議可以採更詳細的解析模型以考量橫隔板的柔性效應對於位移和力量分配的影響；例子包括：建築物中橫隔板與豎向構件的勁度接近、建築物需要傳遞較大的力量，以及停車場結構中，與上下樓板連接的車道板，其為建築物內的斜撐構件。

對於混凝土板構成之橫隔板，當其跨深比落在規定限值內（限值會因風載重與地震載重而不相同），且結構無平面不規則時，ASCE/SEI 7允許假設其為剛性橫隔板；在其他條件下，如果剛性橫隔板之假

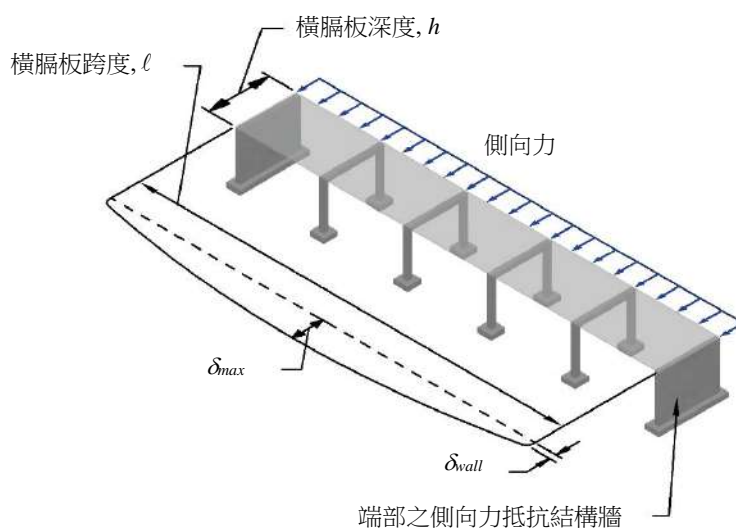
設與預期行為合理地一致時，ASCE/SEI 7並未禁止剛性橫隔板的假設。即使落在ASCE/SEI 7規限值之外，場鑄混凝土橫隔板按剛性橫隔板的假設進行設計已有長期且令人滿意的表現。

12.4.2.3 橫隔板勁度之所有合理且一致性假設得被允許。

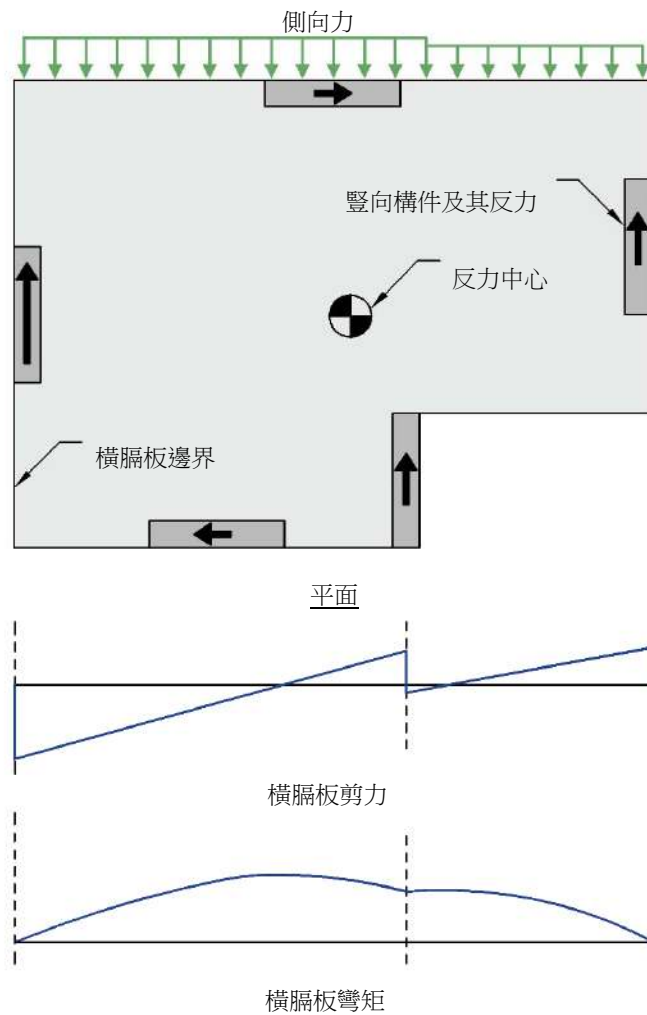
解說：

就低跨深比之完全場鑄橫隔板或預鑄構件與場鑄上覆板形成之橫隔板，通常將其模擬為受柔性豎向構件支承之剛性構件。然而，當橫隔板的柔性效應會實質地影響計算的設計作用力時，橫隔板的柔性效應宜被考慮。當橫隔板採用預鑄構件時，不論有沒有場鑄上覆板，都要考慮柔性效應。當傳遞力量大時，如第12.2.1(b)節解說所述，藉由模擬橫隔板的面內勁度可以得到更真實的設計力。長跨度、大面積開孔，或其他不規則的橫隔板，設計上宜考慮可能發展的面內變形(參考圖R12.4.2.3a)。

面內為剛性與半剛性的橫隔板，其內力的分布，可藉由模擬橫隔板為水平剛性梁並支撐於等同豎向構件側向勁度彈簧上之方式取得(參考圖R12.4.2.3b)。分析時宜考慮因建築物豎向構件抵抗中心與作用力中心偏心所造成建築物整體扭轉之作用力。垂直作用力方向上的側向力抵抗系統構件可參與抵抗橫隔板之平面旋轉(Moehle等人 2010)。



圖R12.4.2.3a 面內可視為非剛體之橫隔板案例



圖R12.4.2.3b 藉由模擬橫隔板為座落在柔性支承上之水平剛性梁，以取得橫隔板之面內作用力

12.4.2.4 橫隔板面內設計彎矩、剪力與軸力之計算，應符合力平衡之要求，並符合設計邊界條件。設計彎矩、剪力及軸力得依(a)至(e)擇一計算之：

- (a) 若橫隔板可理想化為剛性時，得使用剛性橫隔板模型。
- (b) 若橫隔板可理想化為柔性時，得使用柔性橫隔板模型。
- (c) 界限分析所得之設計值，其為依橫隔板面內勁度之上、下限取兩組或兩組以上各別進行分析所得之包絡值。
- (d) 得考慮橫隔板柔性之有限元素模型。
- (e) 依第23.2節規定之壓拉桿模型。

解說：

當長跨度、大跨深比、或不規則橫隔板並未造成柔性條件時，剛性橫隔板的模型已被廣泛使用在場鑄橫隔板與預鑄構件及場鑄上覆板形成之橫隔板。

針對較具柔性之橫隔板，有時可採用界限分析法，將橫隔板模擬為座落於柔性支承上之剛性構件，與座落在剛性支承上的柔性橫隔板，並取兩種分析的包絡值作為設計值。

有限元素模型適合所有類型的橫隔板，而且對於形狀不規則與需要抵抗大量傳遞作用力之橫隔板時

特別有用。勁度的調整宜考慮到設計載重下混凝土預期的開裂效應。對於仰賴機械式續接器之接合式預鑄混凝土橫隔板而言，其有限元素分析模型可能宜考慮接縫與續接器。

壓拉桿模型可以用來設計橫隔板。在設計載重組合下，壓拉桿模型宜考慮作用力的反復特性。

12.5 設計強度

12.5.1 通則

12.5.1.1 任一適用之因數化載重組合下，橫隔板與接合部之設計強度應符合 $\phi S_n \geq U$ ，且應考量不同載重效應間之交互影響。

解說：

橫隔板的設計作用力，一般包括有或無軸力下之面內彎矩，面內剪力，集力構件與其他壓或拉桿構件之軸壓力與軸拉力。有些橫隔板的配置可能造成其他型式的設計作用力，例如，具有垂直段差的橫隔板可能產生面外彎矩、扭力或彎矩與扭力的聯合作用力，橫隔板應針對其載重路徑所屬構件發生的上述作用力進行設計。

可理想化為梁或抵抗面內彎矩、軸力和剪力之實體元素的橫隔板，其標稱強度的計算在第二十二章規定。可理想化為壓拉桿系統之橫隔板或橫隔板段，在第二十三章規定。集力構件與開孔週邊的壓桿，可按第10.5.2節規定之軸力作用下的受壓構件設計，其強度折減因子按第21.2.2節壓力控制構材之規定；若此類構材受軸拉力時，其標稱拉力強度為 $A_s f_y$ ，強度折減因數按第21.2.2節之拉力控制構材取0.9。

橫隔板依第5.3節之載重組合設計。受到多重載重效應作用之橫隔板或部分橫隔板，宜考慮載重效應間之相互影響。常見的範例為集力構件設置於抵抗重力載重的梁或板內時，宜考慮彎矩與軸力進行設計。另一個範例為同時受到拉力與剪力作用的接合部。

12.5.1.2 ϕ 值應依第21.2節規定決定之。

12.5.1.3 設計強度應依(a), (b), (c)或(d)之規定：

- (a) 對於橫隔板理想化為一深度等於橫隔板全深之梁構件，且其彎矩由集中於橫隔板邊緣之邊界鋼筋所抵抗時，該橫隔板之設計強度應依第12.5.2節至第12.5.4節規定。
- (b) 對於模擬為壓拉桿系統之橫隔板或橫隔板段，其設計強度應依第23.3節規定。
- (c) 對於使用有限元素法模擬之橫隔板，其設計強度應依第二十二章規定。設計剪力應考慮非均勻剪力分布情況，且集力構件應將橫隔板剪力傳遞到側向力抵抗系統之豎向構件。
- (d) 對於採替代方法設計之橫隔板，應符合平衡條件，且位於載重路徑上之所有構件，其設計強度不得小於需求強度。

解說：

不同設計強度規定的選用，取決於橫隔板的載重路徑如何被理想化地模擬。

第12.5.1.3節(a)之規定係針對一般橫隔板被理想化為一橫跨於支承間且用於抵抗平面作用力的梁，並配置弦材鋼筋以抵抗面內彎矩和軸力，根據此種模型設計之橫隔板，可以假設剪力流均勻分布在橫隔板的深度上，橫隔板深度係指在橫隔板平面內沿著側向力作用方向上所量測到的尺寸（參考圖R12.4.2.3(a)）。當側向力抵抗系統之豎向構件沒有延伸到橫隔板的整個深度時，集力構件必須沿著橫隔板深度的剩餘

部分將作用剪力傳遞到豎向構件。第12.5.2節到第12.5.4節之規定係基於此種模型，即使部分彎矩由第12.5.1.4節規定之預壓力所抵抗，這個設計方法仍可接受。

橫隔板可以採用第12.5.1.3節(b)至(d)替代方法設計，當橫隔板透過分布弦材抵抗彎矩時，或按有限元素分析法所得到之應力場設計時，宜考慮到非均勻剪力流影響。

12.5.1.4 預力鋼筋之預壓力得用來抵抗橫隔板上之作用力。

解說：

典型預力樓板所施之預力最少需抵抗因數化載重組合 $1.2D + 1.6L$ ，式中 L 可按「建築技術規則」允許的方式折減；針對風力或地震力的設計，因為主控的設計載重組合為 $1.2D + f_1L + (W \text{ or } E)$ ，由預力抵抗的重力載重會減少，式中 f_1 的值依 L 的性質不同分別取1.0或0.5。因此，僅部分的有效預力抵抗折減過的重力載重，剩餘之有效預力可用以抵抗橫隔板面內彎矩，再有其它額外彎矩時，就由額外配置的鋼筋抵抗。

12.5.1.5 當設計採用未受預力之握裹預力鋼筋，以抵抗集力構件作用力、橫隔板剪力、或面內彎矩所引起之拉力時，用以計算抵抗力之鋼材應力值不得超過規定降伏強度與 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]之較小者。

解說：

未受預力之握裹預力鋼筋，如鋼絞線或鋼棒，有時用來抵抗橫隔板設計作用力。針對假定降伏強度予以設限，是為了控制裂縫寬度和避免接縫張開。本規範不包括未受預力之握裹預力鋼筋的伸展規定。其他種類鋼筋的應力限值在第二十章規定。

12.5.2 彎矩與軸力

12.5.2.1 設計以抵抗面內彎矩與軸力之橫隔板，得依第22.3節與第22.4節規定。

解說：

本節允許依據第22.3節與第22.4節之一般性假設進行彎矩與軸力的設計，包括沿著橫隔板深度方向上的應變呈線性分布的假設。大部分情況下，採用近似拉力-壓力之力偶搭配強度折減係數0.9的方式設計彎矩與軸力，可得到合適結果。

12.5.2.2 抵抗彎矩所引起之拉力，得採用(a), (b), (c),或(d)等做法或其組合：

- (a) 依第20.2.1節之竹節鋼筋。
- (b) 依第20.3.1節之預力或非預力之鋼絞線或鋼棒。
- (c) 跨越預鑄構件間接縫之機械式續接器。
- (d) 預力鋼筋之預壓力。

解說：

抵抗面內彎矩與軸力之握裹式預力鋼筋，可以施加預力或不施加預力。跨越預鑄混凝土構件間接縫的機械式續接器，是為了提供預埋在預鑄構件內的鋼筋一連續的載重路徑。有關預力鋼筋之預壓力使用，在第12.5.1.4節解說討論。

12.5.2.3 抵抗彎矩所引致拉力之非預力鋼筋與機械式續接器，應位於橫隔板受拉側邊緣 $h/4$ 範圍內， h 為該範圍之橫隔板平面內量測之深度。當橫隔板深度沿跨度方向上有變化

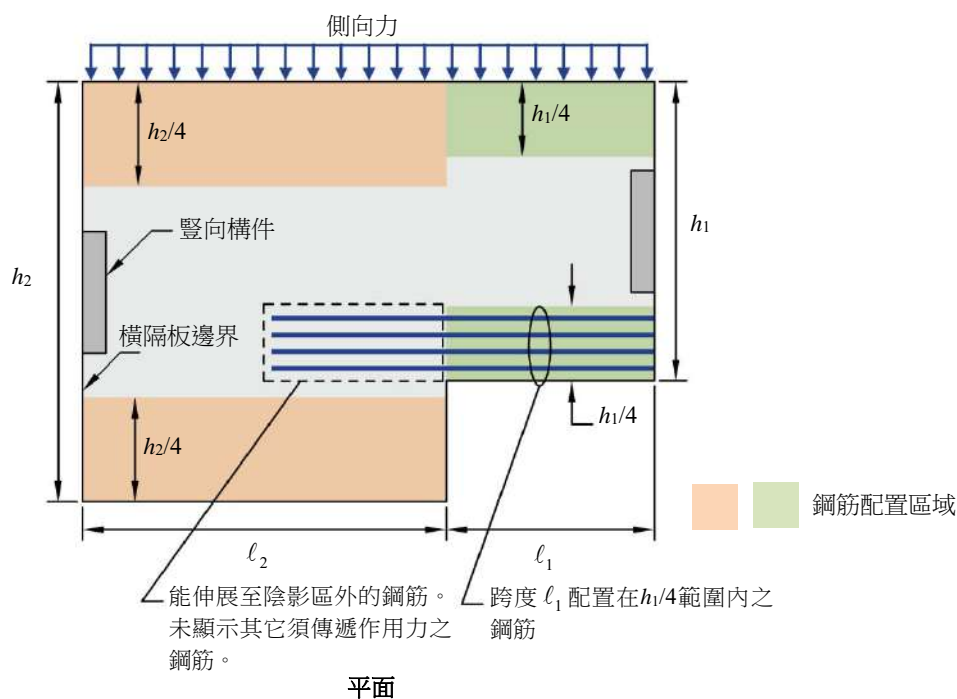
時，鋼筋得伸展至鄰近橫隔板 $h/4$ 範圍外。

解說：

說明抵抗彎矩和軸力所產生拉力之非預力鋼筋擺放的位置；當沿跨度方向上橫隔板深度有變化時，允許拉力鋼筋伸展超出鄰跨橫隔板 $h/4$ 限制範圍外；此時，壓拉桿方法或彈性平面應力分析都可以用來決定鋼筋的延伸和其他鋼筋需求以提供斷面變化處連續性要求。當鋼筋或機械式續接器分布在整個橫隔板深度範圍內時，於橫隔板邊緣處可能產生裂縫以及過大的接縫開裂，限制非預應力鋼筋和機械式續接器的位置，是為了避免上述情形之發生。撓曲拉力鋼筋集中在橫隔板的邊緣，也有助於剪力流更均勻地分布在整個橫隔板的深度內。

透過預壓力以抵抗彎矩的預力鋼筋，其擺放的位置並沒有限制。實際上，預壓力決定預力鋼筋可以抵抗的彎矩值，剩下的彎矩值由鋼筋或符合第12.5.2.3節規定放置的機械式續接器所抵抗。

抵抗撓曲壓力的橫隔板邊界構件，本規範並未要求使用柱之設計細節。然而，當邊界構件承受之軸力非常接近軸向強度，或設計成緊臨邊緣或開口的壓桿時，宜考慮配置相似於柱閉合箍筋的橫向鋼筋。



圖R12.5.2.3 符合第12.5.2.3節抵抗彎矩與軸力所引致拉力之非預力鋼筋位置

12.5.2.4 橫跨預鑄構件間接縫之機械式續接器，應設計以抵抗接縫處發生預期張開所產生之拉力。

解說：

在抵抗面內作用力和處於線性反應範圍內的無上覆板之預鑄橫隔板內，應可預期接縫張開（不大於2.5 mm）；當地震活動超過設計水準時，接縫可能發生更大的空隙；當預期的接縫張開發生時，機械式續接器宜能維持設計的強度。

12.5.3 剪力

12.5.3.1 本節適用於橫隔板面內剪力強度之計算。

解說：

本節所有規定皆假設橫隔板深度範圍內的剪力流大致呈均勻分布，如同按第12.5.1.3節(a)設計的情況一樣。當採用替代設計方法時，宜考慮面內剪力在橫隔板深度範圍內的局部變化。

12.5.3.2 除第21.2.4節規定之較小值外，強度折減因數 ϕ 值應取0.75。

解說：

在耐震建築物，或採用特殊耐震系統時，可能需使用較低的強度折減係數。

12.5.3.3 完全場鑄橫隔板之設計剪力強度 V_n 應依式(12.5.3.3) 計算

$$V_n = A_{cv} (0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (12.5.3.3)$$

$$\left[V_n = A_{cv} (0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \right]$$

式中 A_{cv} 為橫隔板板厚度與深度所圍面積扣除開口面積之混凝土全面積；用來計算 V_n 之 $\sqrt{f'_c}$ 值應不超過 26.5 kgf/cm^2 [8.3 MPa]； ρ_t 為平行面內剪力方向之分布鋼筋量。

解說：

本規定引用第18.9.9節之耐震設計規定，符號 A_{cv} 係指橫隔板視為有效深梁的截面積。

12.5.3.4 完全場鑄橫隔板選用之斷面尺寸應依式(12.5.3.4)

$$V_u \leq \phi 2.12 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (12.5.3.4)$$

$$\left[V_u \leq \phi 0.66 A_{cv} \sqrt{f'_c} \right]$$

式中用來計算 V_n 之 $\sqrt{f'_c}$ 值應不超過 26.5 kgf/cm^2 [8.3 MPa]。

12.5.3.5 預鑄構件與場鑄上覆板形成之橫隔板應依(a)與(b)之規定：

- (a) V_n 應依式(12.5.3.3)計算，且選用之斷面尺寸應依式(12.5.3.4)。計算 A_{cv} 時，對於非合成上覆橫隔板應採用上覆板之厚度；對於合成上覆板應採用預鑄構件與上覆板之總厚度；對於合成上覆橫隔板而言，式(12.5.3.3)與式(12.5.3.4)之 f'_c 值應不大於預鑄構材與上覆板二者 f'_c 值之較小者。
- (b) V_n 之計算值應不大於依本規範第22.9節剪力摩擦強度，其中剪力摩擦強度之計算考慮合成或非合成上覆橫隔板內預鑄構材間接縫上方之上覆板厚度，及跨越預鑄構材間接縫之鋼筋。

解說：

對於預鑄構件與場鑄上覆板形成之橫隔板而言，當上覆板不與預鑄構件構成合成斷面時，第12.5.3.5節(a)規定之有效厚度宜取上覆板的厚度。上覆板傾向於沿著預鑄構件間之接縫上方產生裂紋，因此，第12.5.3.5節(b)限制橫隔板的剪力強度不能超過預鑄構件間之接縫上方上覆板的剪力摩擦強度。

12.5.3.6 由交互連結預鑄構件且無上覆板形成之橫隔板與由預鑄構件且其邊條由場鑄上覆板或邊梁形成之橫隔板之剪力設計得依(a)或(b)之規定：

- (a) 灌漿接縫之標稱強度應不大於 5.6 kgf/cm^2 [0.55 MPa]，抵抗剪力之鋼筋應依第22.9節剪力摩擦之規定設計，該剪力摩擦筋不應與抵抗彎矩或軸力之拉力鋼筋共

- 用。
- (b) 橫跨預鑄構件間接縫之機械式續接器，應設計足以抵抗當接縫產生預期張開時之剪力。

解說：

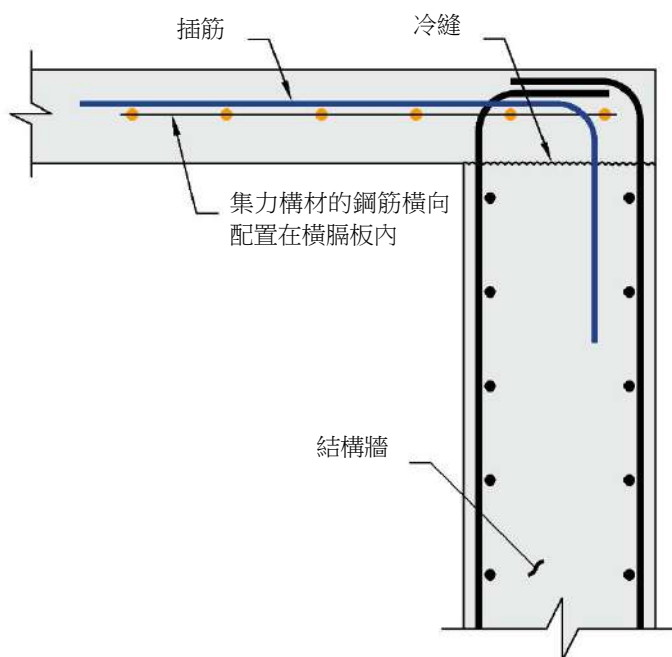
本規範並不包括位於耐震建築物內無上覆板之橫隔板。無上覆板之橫隔板的剪力可藉由灌漿接縫的剪力摩擦筋來抵抗。需要的剪力摩擦筋量，不得用來抵抗橫隔板內其他的拉力，例如抵抗橫隔板內之彎矩與軸力的鋼筋，或抵抗集力構件拉力的鋼筋。主要目的在透過剪力摩擦作用抵抗剪力的同時，也要減少接縫張開。此外，機械式續接器也可以用來傳遞跨越預鑄構件間接縫剪力，在此狀況下，接縫之張開是可預期的。當接縫發生預期的張開時，機械式續接器宜能維持設計的強度。

12.5.3.7 當設計剪力從橫隔板傳遞到集力構件，或從橫隔板或集力構件傳遞到側向力抵抗系統之豎向構件時，應依(a)或(b)之規定：

- (a) 當透過混凝土傳遞剪力時，應依第22.9節剪力摩擦規定。
- (b) 當透過機械式續接器或插筋傳遞剪力時，應考慮側向力抵抗系統之豎向構件之上舉效應與旋轉效應。

解說：

除了保有足夠的面內剪力強度外，橫隔板宜採用剪力摩擦或機械式續接器等方式加強，以傳遞剪力到集力構件與側向力抵抗系統之豎向構件。在完全場鑄橫隔板內做為其他用途的鋼筋，通常可適當地透過剪力摩擦的方式將作用力從橫隔板傳遞到集力構件上。然而，可能會需要配置額外的鋼筋並透過剪力摩擦方式將剪力從橫隔板或集力構件傳遞到側向力抵抗系統之豎向構件上。圖R12.5.3.7說明為此目的所提供之插筋一般細節。



圖R12.5.3.7 透過剪力摩擦方式將剪力傳遞到結構牆內之插筋一般細節

12.5.4 集力構件

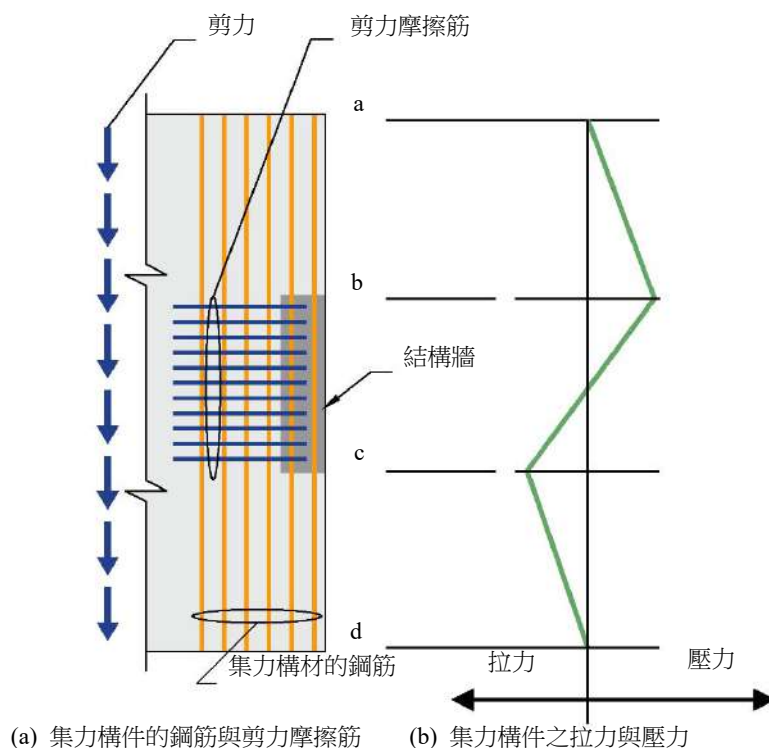
解說：

集力構件是橫隔板上的一個區域，用來在橫隔板與側向力抵抗系統之豎向構件間傳遞力量。集力構件可以橫向擴展入橫隔板內，以降低標稱應力與防止鋼筋配置過於擁擠，如圖R12.5.3.7所示，惟此時集力構件的合力重心將不與豎向構件的反力重心重疊，此偏心將造成額外作用於橫隔板的彎矩及豎向構件側面之剪力，設計上需加以考慮 (Seismology Committee of SEAOC 2005)。當集力構件寬度擴展至樓板內時，其寬度於豎向構件各側不宜超過集力構件與豎向構件接觸長度的二分之一左右。

12.5.4.1 當集力構件需將剪力由橫隔板傳遞至豎向構件時，集力構件應從側向力抵抗系統之豎向構件延伸出來並穿過橫隔板全部或部分之深度。沿側向力抵抗系統之豎向構件之長度方向上，不需傳遞集力構件設計力之處，該集力構件得終止。

解說：

第12.5.1.3節(a)規定的設計流程，係將橫隔板模擬為具有均勻剪力流的全深梁。當側向力抵抗系統之豎向構件沒有擴展到橫隔板的全部深度時，集力構件需傳遞沿橫隔板深度剩餘部分作用的剪力到豎向構件上，如圖R12.5.4.1所示。雖然允許部分深度的集力構件，但仍須設計完整的傳力路徑，以傳遞橫隔板上所有作用力到集力構件並進入豎向構件。更詳細的設計說明可見Moehle等人 (2010) 之報告。



圖R12.5.4.1 用來傳遞集力構件作用力至結構牆之集力構件全深度鋼筋與剪力摩擦筋

12.5.4.2 集力構件應依第22.4節規定，設計為受拉構材、受壓構材或二者兼具。

解說：

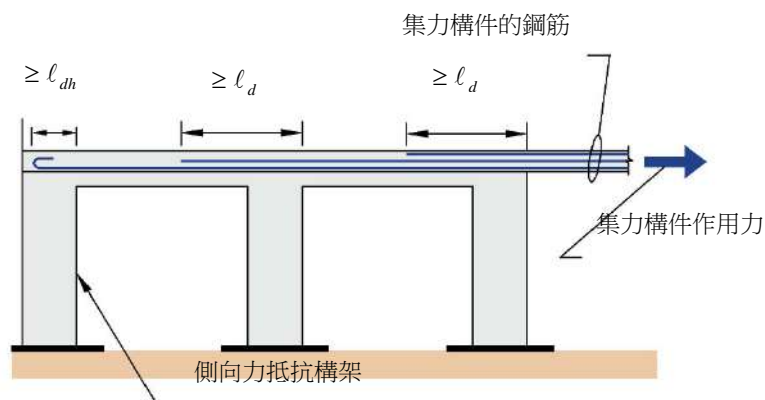
集力構件內的拉力和壓力係根據集力構件從橫隔板傳遞到側向力抵抗系統之豎向構件的剪力值決定 (參照圖R12.5.4.1)。除了第18.9.7.6節之規定外，本規範並不要求集力構件抵抗設計軸壓力時符合柱的設計細節。然而，結構中當集力構件抵抗相比於軸向強度之較大軸壓力時，或設計為鄰接邊緣或開口的壓桿時，其設計細節宜考慮配置類似柱之閉合箍筋。屬於耐震建築物內之某些橫隔板設計，宜按第18.9.7.6節之規定配置上述設計細節。

12.5.4.3 當集力構件設計用以傳遞作用力到豎向構件時，集力構件之鋼筋應沿著豎向構件擴展至少(a)與(b)之大者：

- (a) 鋼筋受拉之伸展長度
- (b) 依第22.9節規定之剪力摩擦筋，機械式續接器，或其他力量傳遞機制，將設計作用力傳遞至豎向構件所需之長度。

解說：

除了有充分的伸展長度外，集力構件的鋼筋宜視需要予以延長，將全部的作用力傳遞到側向力抵抗系統之豎向構件。一般的做法將部分集力構件的鋼筋延伸達豎向構件的全長度，使得集力構件的作用力可以藉由剪力摩擦的作用均勻地傳遞 (參照圖R12.5.4.1)。圖R12.5.4.3顯示出需要傳遞作用力到3支構架柱之集力構材，其鋼筋延伸的情況。



註：集力構件的鋼筋應視須傳遞至豎向構件的作用力大小予以延伸，並於臨界面處錨定

圖R12.5.4.3 將圖示作用力從集力構件傳遞至側向力抵抗系統豎向構件

12.6 鋼筋規定

12.6.1 用以抵抗收縮與溫度應力之鋼筋應依第24.4節規定。

12.6.2 除了地面板以外，作為樓板或屋頂板構造一部分之橫隔板，依適用條件之不同，其鋼筋限

制應依第7.6節單向板，或第8.6節雙向板規定。

12.6.3 設計用以抵抗橫隔板面內作用力之鋼筋，應與設計用以抵抗其他載重效應之鋼筋不同；設計用以抵抗收縮與溫度載重效應之鋼筋亦得用於抵抗橫隔板面內作用力。

12.7 鋼筋細則

12.7.1 通則

12.7.1.1 鋼筋之混凝土保護層應依第20.5.1節規定

解說：

對於耐震結構，混凝土保護層可由第18.9.7.7節之耐震設計需求決定。

12.7.1.2 除依第十八章規定提供較長之長度外，竹節及預力鋼筋之伸展長度應依第25.4節規定。

12.7.1.3 竹節鋼筋之續接應依第25.5節規定

12.7.1.4 束筋應依第25.6節規定

12.7.2 鋼筋間距

12.7.2.1 鋼筋最小間距 s 應依第25.2節規定

解說：

對於耐震結構，集力構件中圍束鋼筋之最小間距可由第18.9.7.6節之耐震設計需求決定。

12.7.2.2 竹節鋼筋的最大間距 s 應取5倍橫隔板厚度與45 cm 之較小者。

12.7.3 橫隔板與集力構件之鋼筋

12.7.3.1 除了地面板以外，作為樓板或頂板構造一部分之橫隔板，依適用條件之不同，其鋼筋細則應依第7.7節單向板，或第8.7節雙向板規定。

12.7.3.2 構材任一斷面之鋼筋，須在鋼筋所在斷面兩側發展出足夠之計算拉力或壓力。

解說：

鋼筋伸展的臨界斷面通常位於最大應力處、不再需要抵抗設計力的鋼筋截斷點，以及橫隔板內其他不連續點。

12.7.3.3 除橫隔板邊緣與伸縮縫以外，用以抵抗拉力之鋼筋應超過該筋不需承受拉力處向外延伸至少 l_d 之距離。

解說：

本規範規定梁的撓曲鋼筋應超過該筋不須承受撓曲處向外延伸 d 和 $12d_b$ 之較大值。這些延伸的長度，可以保護梁因計算拉應力位置的不準確所引致之伸展或剪力的破壞。橫隔板並未發現有類似的破壞。為了簡化設計與避免將梁之規定引用到橫隔板時造成過長的鋼筋伸展，本規定只要求受拉鋼筋應於該筋不需承受拉力處向外延伸 l_d 的距離。

第十三章 基礎

13.1 範圍

解說：

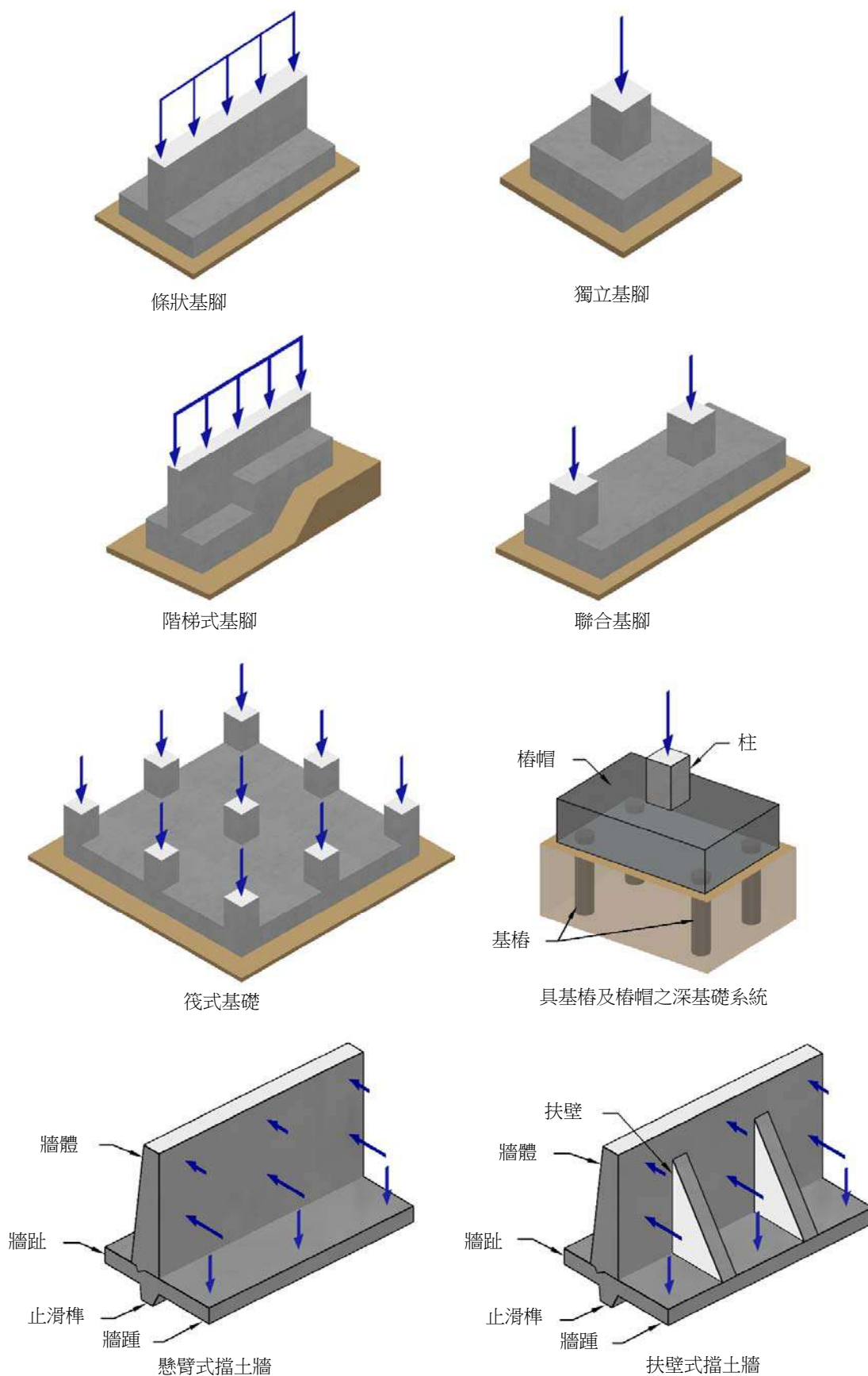
本章內容適用於基礎設計，其大部分之要求亦同時列於規範之其他章節中，這些章節亦標示於本章引用索引。然而出現在其他章節中之規定，其條款之適用性非僅限於基礎。

13.1.1 本章適用於非預力及預力基礎設計，包括(a)~(e)淺基礎、(f)~(i)深基礎及(j)~(k)擋土牆：

- (a) 條狀基腳
- (b) 獨立基腳
- (c) 聯合基腳
- (d) 筏式基礎
- (e) 地梁
- (f) 樁帽
- (g) 基樁
- (h) 鑽掘墩柱
- (i) 沉箱
- (j) 懸臂式擋土牆
- (k) 扶壁式擋土牆

解說：

本章介紹之基礎型式範例詳圖R13.1.1，階梯式或傾斜式基腳為其他型式基腳之次分類。ACI318-19中有深基礎設計規範，這些內容一部分取自於ASCE-7與IBC。



圖R13.1.1 基礎型式

13.1.2 本章不包含第1.5.6節所排除之基礎類型。

13.2 通則

13.2.1 材料

13.2.1.1 混凝土之設計性質應依第十九章規定。

13.2.1.2 鋼筋之設計性質應依第二十章規定。

13.2.1.3 混凝土中埋設物之材料、設計與細部配置要求應依第20.6節規定。

13.2.2 與其他構材之接合

13.2.2.1 場鑄或預鑄之柱、柱墩、牆與基礎連接之設計與細節應依照第16.3節規定。

13.2.3 地震效應

13.2.3.1 向下延伸過結構基面之構材，當需要將地震引致之力量傳遞至基礎時，其構材設計應依照第18.2.2.3節規定。

解說：

材料分析時所定義之結構基面，不必然等同於基礎面或地表面，或者在一般建築規範中規劃時所定義之建築物基面（例如，對於高度限制或防火要求時）。對於那些延伸到結構物基面下基礎之柱及牆，其設計細節需與結構基面以上一致。基礎地震效應之額外討論，可參閱第十八章。

13.2.3.2 耐震結構在設計基礎以抵抗地震力，或將地震力由結構傳遞至地表時，應依照第18.10節規定。

13.2.4 地面板

13.2.4.1 傳遞來自其他結構構材之垂直載重或側向力至地面之地面板，其設計與細節應依照本規範中之適用條文規定。

13.2.4.2 地面板作為地震力抵抗系統之一部分來傳遞側向力時，其設計應依照第18.10節規定。

解說：

地面板（slab-on-ground）通常其作用如同橫隔板，可將建築物固定於地面，並減少建物於全生命週期中發生與地表運動不同步之反應，此狀況下之地面板宜適當地配置鋼筋及細部設計。如第二十六章規定，施工圖說宜明確註記，此地面板為結構構材，不可將其鋸斷。

13.2.5 純混凝土

13.2.5.1 純混凝土基礎設計應依照第十四章之規定。

13.2.6 設計準則

13.2.6.1 基礎設計須按照相關設計規範，考量所承受之載重效應、抵抗傾倒與基礎與土壤間滑動之穩定。

解說：

容許土壓力或容許深基礎承载力係依照土壤力學原理計算而得，並符合一般建築規範要求。與土壤接觸之基腳底面大小或深基礎數量及配置，依照容許土壤強度與使用載重組合，或依照強度折減因數和因數化載重組合之標稱土壤強度而決定。

僅柱底與基座底部之計算彎矩須轉移到基腳。依第6.6.4.5節因細長考量之最小彎矩不需傳遞力與彎矩至基腳。

13.2.6.2 對於歸類為(a)或(b)之構材，可以忽略第22.5節規定中單向剪力強度和第22.6節雙向剪力強度之尺寸效應修正係數，亦即 $\lambda_s = 1$ 。

(a) 透過直接承壓受土壤連續支撐之淺基礎。

(b) 抵抗側向土壓力之擋土牆。

13.2.6.3 基礎構材應設計以抵抗因數化載重與所引致之反力。

解說：

為了設計基腳與樁帽之強度，應確認施加在基礎之因數化載重引起之反力。對於無偏心加載之獨立擴展基腳，由因數化載重引致之土壤壓力為因數化載重除以擴展基腳面積。對於具有偏心載重之基樁或基礎底板之情況，可使用因數化載重決定土壤壓力。對於由深基礎支撐之樁帽或基礎底板，可使用因數化載重決定構件反力。然而，所得之壓力或反力可能與大地設計結果不一致，造成不可接受之基礎反力或不穩定性（Rogowsky等人，2010）。在這種情況下，應與大地工程師協調設計。

用於發展尺寸效應的試驗，多數針對受單一或數個集中載重、具分散支承的梁與單向板（見第R22.5.5.1節與第R22.6.5.2節之說明），且多數構材不具常見於基礎構材的較大寬深比。相比而言，連續支承於土壤（例如條狀或擴展基腳）或受到均佈側向土壓（例如懸臂擋土牆）之較大結構構材之試驗較為缺乏。

尺寸效應常被歸類於構材的組成性質，因此被假設與載重情況與支承條件無關。雖然如此，經驗已顯示，若將尺寸效應用於被土壤支承或擋土之較大構材，搭配傳統估計土壤載重與反力的方法，合併考量鋼筋比的效應，可能導致過於保守的設計。

這明顯的不一致，可能與土壤結構互制以及實際與假設土壤壓力分佈之不一致有關。與支承分散與載重分散的構材相比，支承或支承於土壤的構材能受益於因支承之連續所帶來的力量重分配。

若設計已考慮土壤與結構互制的有利影響，則設計者應特別注意與考量納入尺寸效應之影響。

13.2.6.4 基礎系統之設計可允許使用滿足平衡與變位一致條件之任何合理方式進行。

解說：

基礎設計需依照結構力學基本原理，滿足其強度與使用條件需求。基礎設計可以採傳統線彈性連體分析，或離散元素之數值分析，或降伏線分析。所有案例中，宜包含載重作用處應力狀態之分析及評估，或與剪力、扭力及撓曲相關之樁反力。

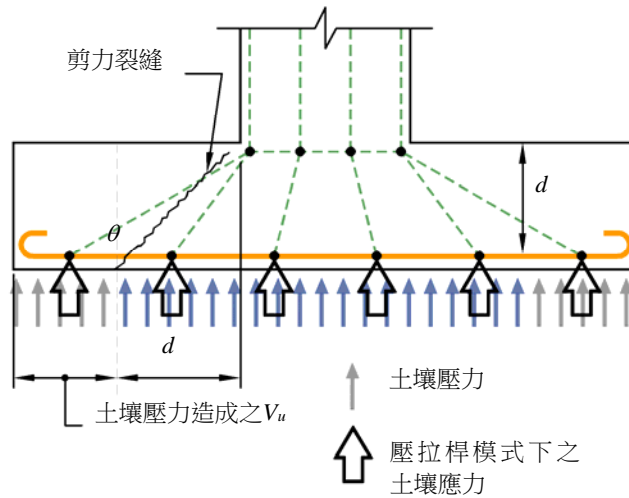
13.2.6.5 基礎設計得採用第二十三章之壓拉桿方法。

解說：

此要點其中一個應用範例為樁帽，如圖R13.1.1所示，樁帽可使用第二十三章之三維壓拉桿模型進行設計（Adebar等人1990），並符合第23.4.4節之剪力限制。

圖R13.2.6.5說明了依第23.4.4節剪力限制規定和第13.2.7.2節使用壓拉桿方法設計擴展基腳之單向剪

力。柱或牆表面起 d 之距離內之土壤壓力不會引致剪力通過主要裂縫（Uzel等人，2011），但此土壤壓力會造成柱或牆表面之額外彎矩。



圖R13.2.6.5 依壓拉桿模式設計之擴展基礎單向剪力

13.2.6.6 條狀基腳、獨立基腳或樁帽任一斷面之外加彎矩，應以通過構材之垂直面，及該垂直面單側上作用於構材總斷面積之力量產生之彎矩計算。

13.2.7 淺基礎及樁帽之臨界斷面

13.2.7.1 支撐構材之 M_u 得依照表13.2.7.1所規定之臨界斷面位置予以計算。

表 13.2.7.1 M_u 臨界斷面位置

支撐構材	臨界斷面位置
柱或柱墩	柱面或柱墩面
具鋼底板之柱	柱面至鋼板基座外緣中點處
混凝土牆	牆面
磚牆	牆中心線與牆面中點處

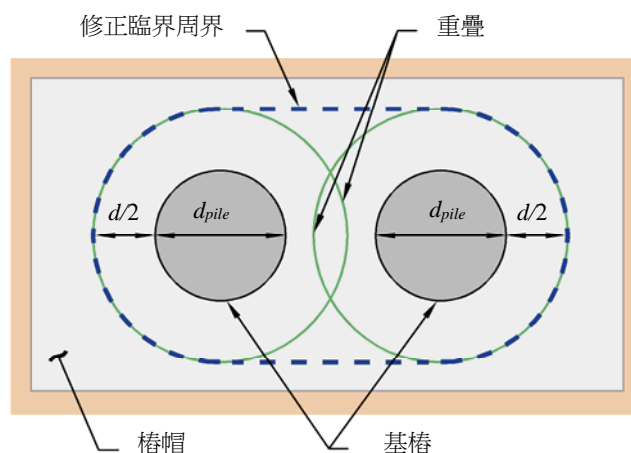
13.2.7.2 依第7.4.3節及第8.4.3節單向剪力或第8.4.4.1節雙向剪力規定之因數化剪力臨界斷面位置，應依照第13.2.7.1節中 M_u 臨界斷面位置訂定之。

解說：

基腳剪力強度係依第8.5.3.1.1節及第8.5.3.1.2節中較嚴重情況予以計算。剪力臨界斷面由支承構件（柱、柱墩或牆）表面量起，但磚牆及以鋼底板支撐構材除外。

剪力計算規定土壤反力由因數化載重求得，而設計強度則依照第二十二章規定。

如有需要，單樁周遭剪力檢核可依照第8.5.3.1.2節規定。如果剪力影響圓周之範圍有重疊，可採用修正臨界周界 b_o 作為單一剪力周界之最小包絡線，此即考量群樁實際抵抗之臨界剪力，如圖R13.2.7.2所示。



圖R13.2.7.2 臨界周界重疊時之修正剪力臨界周界

13.2.7.3 圓形或規則多邊形混凝土柱或柱墩之臨界斷面處彎矩、剪力及鋼筋伸展，得以等值面積之方形構材來替代。

13.2.8 淺基礎及樁帽之鋼筋伸展

13.2.8.1 鋼筋伸展應依照第二十五章規定。

13.2.8.2 任一斷面鋼筋之計算拉力或壓力，應在該斷面兩側均可發展出該強度。

13.2.8.3 鋼筋伸展之臨界斷面須假設如第13.2.7.1節所示，即與最大因數化彎矩處為同一斷面，且位於所有斷面或鋼筋變化處之其他垂直面。

13.2.8.4 對於鋼筋之應力與彎矩並非直接成正比之狀況，例如：傾斜、階梯式或斷面漸變之基礎，或拉力鋼筋與混凝土受壓面不平行時，其拉力鋼筋應有充分錨定。

13.3 淺基礎

13.3.1 通則

13.3.1.1 最小基礎底面積應設計使其在外力與彎矩作用下所引致之地反力不超過容許承壓力。容許承壓力應依土壤或岩石力學原理及相關設計規範決定之。

解說：

淺基礎尺度之一般討論，詳第13.2.6.1節解說。

13.3.1.2 基礎總厚度應使得底層鋼筋之有效深度至少為15 cm。

13.3.1.3 對於傾斜、階梯式或板厚漸變基礎，其厚度、階梯位置或傾斜角度之決定，皆須使基礎所有斷面滿足設計需求。

解說：

傾斜、階梯式或板厚漸變基礎之鋼筋錨定詳第13.2.8.4節之說明。

13.3.2 單向淺基礎

13.3.2.1 條狀基腳、聯合基腳及地梁等單向淺基礎之設計及細節，應依照本節與第七章及第九章之適用條文規定。

13.3.2.2 單向基腳鋼筋應均勻分布於基礎全寬內。

13.3.3 雙向獨立基腳

13.3.3.1 雙向獨立基腳之設計與細節應依照本節與第七章及第八章之適用條文規定。

13.3.3.2 雙向方形基腳鋼筋應均勻分布於基腳兩方向之全寬內。

13.3.3.3 矩形基腳鋼筋分布應依照下列(a)及(b)規定：

(a) 長向鋼筋應均勻分布於基腳全寬。

(b) 短向鋼筋，其中部分鋼筋量 $\gamma_s A_s$ 應均勻分布於以柱或柱墩中央為中心，寬度為與基腳短邊等寬之帶狀區域內。其餘鋼筋量 $(1-\gamma_s)A_s$ 則應均勻分布於中央帶狀區域兩側， γ_s 計算如下式：

$$\gamma_s = \frac{2}{(\beta+1)} \quad (13.3.3.3)$$

式中， β 為基腳長邊與短邊之長度比。

解說：

為降低可能發生之鋼筋組立施工誤差，一般實務上將短向鋼筋量增加 $2\beta/(\beta+1)$ ，並將其沿基腳長向均勻配置 (CRSI手冊 (CRSI Handbook) 1984; Fling 1987)。

13.3.4 雙向聯合基腳及筏式基礎

13.3.4.1 聯合基腳及筏式基礎之設計及細節應依照本節與第八章之適用條文。

解說：

聯合基腳及筏式基礎之細部設計建議，參見ACI 336.2R，及Kramrisch與Rogers之研究 (1961)。

13.3.4.2 直接設計法不得使用於設計聯合基腳及筏式基礎。

解說：

直接設計法為可用於雙向板設計之方法，參見R6.2.4.1。

13.3.4.3 聯合基腳及筏式基礎之承載壓力分布應與土壤或岩石及結構性質一致，並符合土壤或岩石力學原理。

解說：

採用因數化載重及強度折減係數 ϕ 之設計方法可適用於聯合基腳或筏式基礎，與承載壓力分布無關。

13.3.4.4 非預力筏式基礎之最小鋼筋量應依照第8.6.1.1節規定。

解說：

利用拉力鋼筋來改善溫度梯度所產生之裂縫及防止穿孔剪力裂縫，並宜考量於筏式基礎頂、底兩面設計連續雙向鋼筋。

13.3.5 作為地梁之牆

13.3.5.1 作為地梁之牆之設計應依照第九章之適用規定。

13.3.5.2 作為地梁之牆，若依照第9.9.1.1節規定視為深梁，其設計應滿足第9.9節之規定。

13.3.5.3 作為地梁之牆應滿足第11.6節之最小鋼筋量規定。

13.3.6 懸臂式擋土牆之牆體構材

13.3.6.1 懸臂式擋土牆牆體之設計應依照第七章單向板之相關規定。

13.3.6.1.1 除按第22.5.5.1節之規定外，對於寬厚比至少為2.5的懸臂擋土牆，其牆體的剪力設計得以下式計算 V_c ：

$$V_c = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (13.3.6.1)$$

$$[V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd]$$

13.3.6.2 扶壁式擋土牆牆體之設計應依照第八章雙向板之相關規定。

解說：

扶壁式擋土牆之雙向作用通常比單向作用更應注意雙向裂縫控制。

這項條款係根據梁以及單向板的剪力試驗證據(Kuchma et al 2019)，允許已成功使用於懸臂擋土牆的設計剪力數值之使用，該數值最早出現於ACI 318-63，使用上搭配Rankine以及Coulomb土壤壓力理論。本條款考慮寬單向構材抵抗均佈載重時，混凝土抗剪強度的增加，以及土壤與結構互制的有利影響。對於具寬深比小於2.5之非常窄的牆斷面而言，在剪力行為方面已接近梁，因此第22.5.5.1節之規定應加以考慮。

13.3.6.3 對於厚度均勻之牆體，剪力和彎矩之臨界面應位於牆體和基礎間之界面處。對於具有不同厚度之牆體，應沿牆高各處評估剪力和彎矩。扶壁之影響應加以考慮。

解說：

一般而言，牆體和基腳交接處在側向力載重下會出現開裂，因此，臨界面應位於交接面。如果牆體撓曲鋼筋需要彎鉤錨定，彎鉤應位於基腳底部附近，鋼筋之自由端朝向牆體之對面側(Nilsson和Losberg 1976)。

13.4 深基礎

13.4.1 通則

13.4.1.1 深基礎構材數量與布設之決定，須使得作用於基礎之外力與彎矩不超過基礎之設計強度。深基礎之設計強度應依土壤與岩石力學原理及相關設計規範決定之。

13.4.1.2 深基礎構材之設計應符合第13.4.2節或第13.4.3節之規定。

解說：

基樁、鑽掘墩柱與沉箱數量及布設之一般討論，詳第13.2.1節解說。

13.4.2 容許軸向強度

13.4.2.1 深基礎構材之設計可根據容許應力設計法之載重組合，及滿足下列(a)和(b)條件下之表13.4.2.1中之容許強度。

- (a) 深基礎構件沿全高均有側向支撐。
- (b) 外力引致之彎矩對深基礎構材產生之偏心距，小於因基樁或基樁群直徑或寬度之5%。

表 13.4.2.1 深基礎構材最大容許壓力強度

深基礎類型	最大容許壓力強度 ^[1]	
鑽掘式或螺旋式無套管場鑄混凝土基樁	$P_a = 0.3f'_c A_g + 0.4f_y A_s$	(a)
不滿足第13.4.2.3節規定之場鑄混凝土管樁或其他永久性套管	$P_a = 0.33f'_c A_g + 0.4f_y A_s$ ^[2]	(b)
金屬套管混凝土基樁(須依第13.4.2.3節之圍束規定)	$P_a = 0.4f'_c A_g$	(c)
預鑄非預力混凝土基樁	$P_a = 0.33f'_c A_g + 0.4f_y A_s$	(d)
預鑄預力混凝土基樁	$P_a = (0.33f'_c - 0.27f_{pc}) A_g$	(e)

[1] A_g 為基樁總斷面面積，如使用暫時或永久性套管，從套管內表面開始計算。

[2] A_s 不包含鋼套管與鋼管。

解說：

容許應力設計法之相關規定可參考土木401-108。

應考量液化，挖掘或其他原因可能造成深基礎側向支撐之影響。表13.4.2.1之數值代表已知土壤條件與良好施工品質條件下之上限值。根據土壤條件、施工品質與流程控制，最大容許壓力強度可使用較低之數值。對於螺旋式基樁，藉由空心螺旋鑽桿灌漿方式之0.3強度係數乃基於0.6之強度折減係數。設計者應考慮土壤條件和施工品質，仔細評估漿體強度之可靠性，漿體強度測試方法和基樁之最小橫截面積。其它資訊可參閱ACI 543R。

13.4.2.2 如不滿足第13.4.2.1節之(a)和(b)條件時，深基礎構材設計應採用第13.4.3節之強度設計。

13.4.2.3 金屬套管場鑄混凝土之深基礎構材，如滿足下列(a)至(f)，則考量具有圍束：

- (a) 於設計中套管不提供軸向抵抗力。
- (b) 套管端處應密封且由軸心驅動。
- (c) 套管厚度不得低於1.8 mm。
- (d) 套管應為無縫，或具有與母材強度相同之接縫，且可提供場鑄混凝土圍束。

- (e) 鋼套管降伏強度與混凝土強度(f'_c)之比值應至少為6，降伏強度應至少為2,100 kgf/cm² [210 MPa]。
- (f) 構材之標稱直徑應不大於40 cm。

解說：

此容許強度為基於透過鋼套管之圍束作用提供給混凝土之額外強度。鋼套管僅承受環向張應力，並不包含軸向壓力。在基樁之設計中不考慮鋼套管於軸向承載之貢獻。金屬套管外側之可能腐蝕應予考慮。上述規定適用於非腐蝕性環境。

13.4.2.4 如符合第1.11節並通過載重試驗，經主管機關核可後，可採用大於表13.4.2.1規定之容許強度。

解說：

深基礎構件之載重試驗要求可參閱相關規範。

13.4.3 強度設計

13.4.3.1 本章節之強度設計得以使用於所有深基礎構件。

13.4.3.2 深基礎構材之強度設計應依第10.5節，使用表13.4.3.2內無彎矩軸向載重之強度折減因子，及表21.2.1中拉力、剪力及組合軸力和彎矩之強度折減因子。第22.4.2.4節和第22.4.2.5節之規定不適用於深基礎。

表 13.4.3.2 深基礎構材之壓力強度折減因子 ϕ

深基礎類型	壓力強度折減係數 ϕ	
鑽掘式或螺旋式無套管場鑄混凝土基樁 ^[1]	0.55	(a)
不滿足第13.4.2.3節規定之場鑄混凝土管樁 ^[2] 或其他永久性套管	0.60	(b)
場鑄混凝土鋼管樁 ^[3]	0.70	(c)
金屬套管混凝土樁(須依第13.4.2.3節之圍束規定)	0.65	(d)
預鑄非預力混凝土樁	0.65	(e)
預鑄預力混凝土樁	0.65	(f)

[1] 0.55之因子代表已知土壤條件與良好施工品質之上限值。根據土壤條件、施工品質與流程之差異，採用較低折減因子可能較適當。

[2] 鋼管之壁厚小於6.4 mm

[3] 鋼管之壁厚應至少6.4 mm

解說：

ACI 543R “混凝土基樁之設計，製造和安裝指南” 詳細討論了深基礎構件之強度設計。如場鑄混凝土鑽掘或螺旋基樁受到彎矩、剪力或拉伸載重時，應評估土壤條件，並根據施工品質與流程，及當地經驗，調整強度折減因子。ACI 543R中提供因子調整之指南。

13.4.4 場鑄深基礎

- 13.4.4.1 當場鑄深基礎受到拉拔力或 M_u 大於 $0.4 M_{cr}$ 時，除非填充於鋼套管內，否則應配置鋼筋加強。
- 13.4.4.2 深基礎構材於空氣中、水中或土中，無法沿構材長度方向提供側向束制避免挫屈之部分，應依照第十章之適用條文，視為柱設計之。

13.4.5 預鑄混凝土基樁

- 13.4.5.1 不考慮地震效應時，支撐建築物之預鑄混凝土基樁應滿足第13.4.5.2節至第13.4.5.6節之要求。
- 13.4.5.2 縱向鋼筋應以對稱之方式排列。
- 13.4.5.3 預鑄非預力基樁，使用縱向鋼筋應依(a)和(b)之規定：
- (a) 最少四支鋼筋
- (b) 最小面積為 $0.008A_g$
- 13.4.5.4 預鑄預力基樁之有效預應力應根據表13.4.5.4提供混凝土最小平均壓應力。

表 13.4.5.4 預鑄預力基樁之最小壓應力

基樁長度(cm)	最小壓應力(kgf/cm ²)
長度 ≤ 900	28
900 < 長度 ≤ 1500	38.5
長度 > 1500	49

- 13.4.5.5 計算預鑄預力基樁內有效預應力時，應假設預力鋼筋中預力總損失為 $2,100 \text{ kgf/cm}^2$ [210 MPa]。
- 13.4.5.6 縱向鋼筋應使用符合表13.4.5.6(a)之橫向鋼線尺寸加以圍束，並依表13.4.5.6(b)設置圍束間距：

表 13.4.5.6(a) 最小橫向鋼線尺寸

基樁最小水平尺寸-h (cm)	最小橫向鋼線尺寸 ^[1]
$h \leq 40$	6 mm
$40 < h \leq 50$	6.5 mm
$h \geq 50$	7 mm

[1] 如使用鋼筋，最小之#3鋼筋即可適用於所有基樁水平尺寸(h)

表 13.4.5.6(b) 最大橫向鋼線間距

鋼線加固位置	最大心至心間距(cm)
基樁兩端起5個橫箍圍束	2.5
距基樁兩端60 cm處	10
基樁其餘位置	15

解說：

本節所要求之最少橫向鋼筋通常足以抵抗應力，若額外考量地震力效應時，預鑄混凝土基樁之鋼筋設計應滿足第18.10.5.10節之要求。

13.4.6 樁帽

13.4.6.1 樁帽總厚度應使得底層鋼筋有效深度至少為30 cm。

13.4.6.2 樁帽之因數化彎矩與剪力得由樁總反力求之，其中任一樁之反力可假設集中作用於該樁形心處。

13.4.6.3 除依第13.2.6.3節設計之樁帽外，單向基礎之樁帽設計應依條件(a)，雙向基礎之樁帽設計應依條件(b)。

(a) $\phi V_n \geq V_u$ ，式中 V_n 應依第22.5節單向板剪力計算， V_u 應依第13.4.6.5節計算， ϕ 應依第21.2節之規定。

(b) $\phi v_n \geq v_u$ ，式中 v_n 應依第22.6節雙向板剪力計算， v_u 應依第13.4.6.5節計算， ϕ 應依第21.2節之規定。

13.4.6.4 樁帽設計如依第13.2.6.3節之壓拉桿方法時，壓桿中有效混凝土抗壓強度 f_{ce} 應依第23.4.3節計算之。

解說：

因為樁帽一般無法依照第23.5節圍束鋼筋之要求，因此混凝土有效抗壓強度需依照表23.4.3(a)中(d)或(f)之規定。

13.4.6.5 樁帽任一斷面因數化剪力之計算應依照下列(a)至(c)規定：

(a) 基樁中心距離斷面外側 $d_{pile}/2$ 或以上時，須考量該樁全反力對該斷面產生之剪力。

(b) 基樁中心距離斷面內側 $d_{pile}/2$ 或以上時，不須考量該樁反力所產生於該斷面之剪力。

(c) 基樁中心距離斷面內外兩側 $d_{pile}/2$ 以內時，應考量部分樁反力所產生之剪力，以斷面外側 $d_{pile}/2$ 處為樁全反力、斷面內側 $d_{pile}/2$ 處樁反力為零，中間部分則以線性內插方式計算。

解說：

斷面內側指與柱位於同一側，反之則為外側。

如基樁位於距離柱面 d (單向剪力) 或 $d/2$ (雙向剪力) 之臨界斷面範圍內，宜考量緊鄰柱面之斷面剪力強度上限值。CRSI手冊 (CRSI Handbook 1984) 提供在此情況下之規定。

第十四章 純混凝土

14.1 範圍

14.1.1 本章適用於純混凝土構材之設計，包括下列(a)、(b)：

- (a) 建築結構之構材。
- (b) 非建築結構之構材，如拱、地下結構設施、重力牆及屏蔽牆。

14.1.2 本章內容不包括場鑄混凝土基樁及埋在地下墩柱之設計。

解說：

純混凝土為混凝土結構中鋼筋量少於鋼筋混凝土之規定最低值或無鋼筋者。場鑄純混凝土基樁及埋在地下之墩柱，或其他具有足夠剛性的材料，且可提供充分側向支撐以防止挫屈之結構構件，並不包括在本規範中，前述構件規定於內政部頒布之建築技術規則或權責機關頒布之規範中。

14.1.3 純混凝土僅適用下列(a)至(d)之情況：

- (a) 由土壤提供連續支撐或由能提供連續垂直支撐之其他結構構材所支撐之構材。
- (b) 所有載重狀態下，由拱作用承受壓力之構材。
- (c) 牆。
- (d) 柱墩。

解說：

因為純混凝土結構構材之強度及結構完整性完全基於構材尺度、混凝土強度及其他混凝土性質，因此，使用純混凝土結構宜限於下列構材：

- (a) 主要處於壓力狀態；
- (b) 能夠容許不規則裂縫而不損害其結構完整性；
- (c) 韌性並非設計之基本需求。

純混凝土結構構材的設計中，可使用混凝土的抗拉強度。因潛變、收縮或溫度效應引致的拉應力需予以考量，以避免未受控制的裂縫或結構損壞。

14.1.4 僅在下列(a)、(b)條件下，耐震結構可使用純混凝土。

- (a) 作為場鑄鋼筋混凝土或有筋砌作牆之基腳，其長向配筋至少應有兩支D13連續鋼筋，鋼筋量應至少為基腳斷面積之0.002倍，另基腳角隅及交點處應配置連續鋼筋。
- (b) 三層樓以下之獨戶或雙拼住宅，設有牆基以承載牆重時，滿足下列(i)至(iii)之基礎構件：
 - (i) 支撐牆之基腳；
 - (ii) 支撐柱或柱墩之獨立基腳；
 - (iii) 基礎或厚度不小於20 cm，且兩側不平衡回填不超過1.2 m之地下室外牆。

14.1.5 純混凝土不可用於柱或樁帽。

解說：

由於純混凝土缺乏柱所需具備的必要韌性，且不規則裂紋發生在無筋柱時，將極有可能危及其結構的完整性，故本規範不允許使用純混凝土柱。惟允許可使用於無支承高度與最小橫向尺度比小於等於3之柱墩（參照第14.1.3節(d)及第14.3.3節）。

14.2 通則

14.2.1 材料

14.2.1.1 混凝土之設計性質應依第十九章規定。

14.2.1.2 如有需要，鋼筋之選擇應依第二十章。

14.2.1.3 混凝土中埋設物之材料、設計與細部配置要求應依第20.6節規定。

14.2.2 與其他構材之接合

14.2.2.1 純混凝土個別構件之外緣、施工縫、收縮縫、隔離縫，不可傳遞拉力。

14.2.2.2 牆應有側向位移支撐。

解說：

本規範純混凝土牆的規定僅適用於具有側向支撐之牆，即禁止個別牆構件上下端產生相對側向位移。本規範不適用於未設置水平支撐，來抑制牆構件上下端產生相對側向位移的牆。此類無側向支撐的牆，宜依照本規範以鋼筋混凝土構材設計之。

14.2.3 預鑄

解說：

預鑄純混凝土結構構材宜遵守本章中場鑄混凝土所有的限制及規定。

因預鑄構材的收縮主要發生在安裝前，故其收縮縫與隔離縫之設計將與場鑄混凝土略有不同。預鑄構材宜與其他構材接合以確保其穩定性，但接合處不傳遞任何拉力。

14.2.3.1 預鑄構材設計應考量從初始製造安裝到完成過程中所有載重狀況，包括拆模、儲存、搬運及安裝等。

14.2.3.2 預鑄構材應予適當接合，以傳遞側向力至可負荷該力之結構系統。

14.3 設計限制

14.3.1 承重牆

14.3.1.1 承重牆最小厚度應依照表14.3.1.1。

表 14.3.1.1 承重牆最小厚度

牆種類	最小厚度	
一般承重牆	兩者取大值：	15 cm
		未支撐高度或長度之 1/24之小值
地下室外牆	20 cm	
基礎牆	20 cm	

解說：

多層建築及主要結構，在承受差異沉陷、風載重、地震或其他不可預見的載重狀況下，需要牆體具

有一定的韌性與能力，以於開裂時維持結構的完整性，對此情況，建議牆體依照第十一章設計。

14.3.2 基腳

14.3.2.1 基腳厚度應至少為 20 cm。

解說：

一般比例之純混凝土基腳厚度，通常會受混凝土撓曲強度控制（最外混凝土纖維拉應力不大於 $\phi 1.33\lambda\sqrt{f'_c}$ [$\phi 0.42\lambda\sqrt{f'_c}$]），而非剪力強度控制（參照第14.5.5.1節解說）。直接在土壤上澆置的基腳，強度計算所使用的總厚度 h 規定於第14.5.1.7節。

14.3.2.2 基腳底部面積應由基腳傳遞至土壤之無因數化力量與彎矩，及依土壤力學理論求得土壤容許承载力決定之。

14.3.3 柱墩

14.3.3.1 無支撐高度與平均最小橫向尺度之比值不得超過3。

解說：

純混凝土柱墩的高度－厚度限制，不適用於埋在能提供側向束制土中之柱墩部分。

14.3.4 收縮縫與隔離縫

14.3.4.1 純混凝土構材須以收縮縫或隔離縫分割為撓曲不連續構件。每一構件尺度之決定，應能限制因束制潛變、收縮與溫度效應之位移所引致之應力。

解說：

接縫為純混凝土構造之重要設計考量。在鋼筋混凝土中，鋼筋可抵抗因束制潛變、收縮及溫度效應所產生的應力。在純混凝土中，接縫是唯一可控制並減輕該拉應力累積之方法。因此，純混凝土構材宜夠小，或藉由接縫分割為較小的構件，以控制內應力的累積，這些接縫可以是收縮縫或隔離縫。通常構件厚度減少25 %以上，即可使收縮縫發揮效果。構件開裂後，不產生跨越接縫之軸拉力或撓曲拉力，此一條件稱為撓曲不連續。當潛變、收縮及溫度效應導致之不規則開裂，將不影響結構的完整性，並且是可接受的（如在連續牆基腳的橫向裂縫），橫向收縮縫或隔離縫則無設置必要。

14.3.4.2 收縮縫或隔離縫之數量與位置應考量下列(a)至(f)因素：

- (a) 氣候狀況之影響；
- (b) 材料選用及配比；
- (c) 混凝土拌和、澆置及養護；
- (d) 位移束制程度；
- (e) 構件承受載重下之應力；
- (f) 施工技術。

14.4 需求強度

14.4.1 通則

14.4.1.1 需求強度應依第五章規定之因數化載重組合計算。

解說：

採用因數化載重及力量時，純混凝土構件宜設計足夠的強度。當超過設計強度時，宜增加斷面積或規定混凝土強度，或兩者同時增加，或依規範將構材設計成鋼筋混凝土構材。混凝土斷面的增加，也可能產生不利的影響，雖然由載重產生的應力會減少，但因潛變、收縮及溫度效應產生的應力可能會增加。

14.4.1.2 需求強度應依第六章規定之分析程序計算。

14.4.1.3 純混凝土構件交界面間不得假設為拉力撓曲連續。

14.4.2 牆

14.4.2.1 牆之偏心距應依最大彎矩及其軸力計算之，但不得小於 $0.10h$ ，其中 h 為牆厚。

14.4.3 基腳

14.4.3.1 通則

14.4.3.1.1 圓形或規則多邊形混凝土柱或柱墩之基腳，得假設為等值方形斷面決定其臨界面。

14.4.3.2 因數化彎矩

14.4.3.2.1 M_u 之臨界面位置應依照表 14.4.3.2.1 決定。

表 14.4.3.2.1 M_u 臨界面位置

支撐構材	臨界面位置
柱或柱墩	柱面或柱墩面
鋼底板柱	柱面至鋼底板外緣中點處
混凝土牆	牆面
磚牆	牆中心線與牆面中點處

14.4.3.3 因數化單向剪力

14.4.3.3.1 單向剪力臨界面應位於距離下列(a)及(b)之 h 處， h 為基腳厚度。

(a) 如表 14.4.3.2.1 定義之位置；

(b) 集中載重或反力區界面。

14.4.3.3.2 第 14.4.3.3.1 節之(a)或(b)所示斷面與剪力臨界面之間斷面，得採臨界面之 V_u 進行剪力設計。

14.4.3.4 因數化雙向剪力

14.4.3.4.1 雙向剪力臨界面應使周界 b_o 最小化，但與下列(a)至(c)之距離，無需小於 $h/2$ ：

(a) 如表 14.4.3.2.1 所示位置；

(b) 集中載重或反力區界面；

(c) 基腳厚度改變處。

解說：

本節定義的臨界面類似於第22.6.4.1節之鋼筋混凝土構件的定義，但純混凝土之臨界面係根據 h 而非 d 。

14.4.3.4.2 對於方形或矩形柱，其集中載重或反力區之雙向剪力臨界斷面，計算時得假設為直線邊。

14.5 設計強度

14.5.1 通則

14.5.1.1 任一適用之因數化載重組合下，所有斷面之設計強度應符合 $\phi S_n \geq U$ ，包括下列(a)至(d)項，且應考量載重效應間之交互影響。

- (a) $\phi M_n \geq M_u$ 。
- (b) $\phi P_n \geq P_u$ 。
- (c) $\phi V_n \geq V_u$ 。
- (d) $\phi B_n \geq B_u$ 。

解說：

參考第9.5.1.1節解說。

14.5.1.2 ϕ 值應依第21.2節規定決定之。

解說：

純混凝土設計的強度折減因數 ϕ ，在所有的強度條件下均相同，因為純混凝土的撓曲抗拉強度及抗剪強度同樣取決於混凝土的抗拉強度特性。因為沒有鋼筋，就沒有多餘的強度或韌性，故選用相同的彎曲及剪力折減因數是適當的。

14.5.1.3 設計時可考量混凝土抗拉強度。

解說：

在純混凝土構材的設計中可考量以撓曲拉力來承受載重，只要計算應力不超過容許應力，並且已設置施工縫、收縮縫或隔離縫，以減輕由於潛變、收縮及溫度效應束制所產生的拉應力。

14.5.1.4 撓曲強度與軸力強度應根據包含拉應力與壓應力之線性應力-應變曲線計算之。

14.5.1.5 輕質混凝土之 λ 應依照第19.2.4節規定。

14.5.1.6 不得設定鋼筋強度。

14.5.1.7 當計算構材之撓曲強度、組合撓曲及軸向載重強度，或抗剪強度時，應以全斷面進行設計，但當混凝土直接澆置於土壤上時，其總厚度 h 應取為規定之厚度再扣除5 cm。

解說：

減少混凝土直接澆置於土壤時之總厚度 h ，係考慮開挖面的不平整及緊貼土壤的混凝土受到污染。

14.5.1.8 除非經由分析證明，否則承載每個垂直集中載重之牆有效水平長度，不得超過各載重中心到中心之距離，或承載寬幅加4倍之牆厚。

14.5.2 撓曲

14.5.2.1 M_n 應依在拉力面之式(14.5.2.1a)與在壓力面之式(14.5.2.1b)之計算值中，兩者取小值：

$$M_n = 1.33\lambda\sqrt{f'_c}S_m \quad [M_n = 0.42\lambda\sqrt{f'_c}S_m] \quad (14.5.2.1a)$$

$$M_n = 0.85 f'_c S_m \quad (14.5.2.1b)$$

式中： S_m 為所對應之彈性斷面模數。

解說：

非對稱斷面時，式(14.5.2.1b)可能會控制。

14.5.3 軸壓力

14.5.3.1 P_n 應依下列公式計算之：

$$P_n = 0.60f'_cA_g \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (14.5.3.1)$$

解說：

式(14.5.3.1)反映純混凝土構件有支撐及端部束制情況的一般區域。有效長度因數省略為支承間垂直距離 ℓ_c 的修正係數，因為依照第14.2.2.2節規定，純混凝土牆需設置支撐以抵抗側向變位下，假設牆為鉸支承是比較保守的。

14.5.4 撓曲與軸壓力

14.5.4.1 除第14.5.4.2節所允許情況外，構材尺度應依照表14.5.4.1設計，其中 M_n 依照第14.5.2.1(b)節計算、 P_n 依第14.5.3.1節計算。

表 14.5.4.1 撓曲與軸壓力組合

位置	互制公式	
拉力面	$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 1.33\lambda\sqrt{f'_c}$ [$\frac{M_u}{S_m} - \frac{P_u}{A_g} \leq \phi 0.42\lambda\sqrt{f'_c}$]	(a)
壓力面	$\frac{M_u}{\phi M_n} + \frac{P_u}{\phi P_n} \leq 1.0$	(b)

14.5.4.2 於實心矩形斷面之牆，當 $M_u \leq P_u(h/6)$ ， M_u 於設計時可不考慮； $\phi P_n \geq P_u$ ， P_n 依下式計算之：

$$P_n = 0.45f'_cA_g \left[1 - \left(\frac{\ell_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (14.5.4.2)$$

解說：

如果合力作用在牆中間三分之一的厚度內，純混凝土牆可使用簡化公式(14.5.4.2)來設計。偏心載重及側向力係用來決定因數化軸向力 P_u 的總偏心量。式(14.5.4.2)反映牆設計時，支撐及端部束制情況的區域。不論採第14.5.4.1節或第14.5.4.2節來設計牆，第14.2.2.2節、第14.3.1.1節及第14.5.1.8節的限制仍適

用。

14.5.5 剪力

14.5.5.1 V_n 應依照表14.5.5.1計算之。

表 14.5.5.1 標稱剪力強度

剪力作用	標稱剪力強度 V_n		
單向	$V_n = 0.35\lambda\sqrt{f'_c}b_w h$ $[V_n = 0.11\lambda\sqrt{f'_c}b_w h]$		(a)
雙向	取小值：	$V_n = 0.35\left[1 + \frac{2}{\beta}\right]\lambda\sqrt{f'_c}b_o h^{(1)}$ $V_n = 0.11\left[1 + \frac{2}{\beta}\right]\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$	(b)
		$V_n = 0.71\lambda\sqrt{f'_c}b_o h$ $[V_n = 0.22\lambda\sqrt{f'_c}b_o h]$	(c)

⁽¹⁾ β 為集中載重或反力區長邊與短邊之比值

解說：

純混凝土構材的比例通常是由抗拉強度控制，而非抗剪強度，剪應力（以替代主拉應力）很少會控制。然而，因為很難預測所有可能的情况以進行剪力檢核，如剪力樺，所以ACI 318委員會仍維持基本應力條件下的檢核。

純混凝土的剪力需求，係根據未開裂斷面的假設。當鄰近形心軸的主拉應力達到混凝土的抗拉強度，純混凝土剪力破壞將為對角拉力破壞。因為主拉應力主要部分由剪力產生，本規範為確保避免拉力破壞，限制均質材料斷面在形心軸的容許剪力，由下列公式計算之：

$$v = VQ/Ib$$

式中： v 及 V 分別為所考慮斷面之剪應力及剪力； Q 是全斷面形心軸以上或以下之面積，對形心軸的面積靜力矩； I 是全斷面慣性矩； b 是計算剪應力處的斷面寬度。

14.5.6 承载力

14.5.6.1 B_n 應依照表14.5.6.1計算之。

表 14.5.6.1 標稱承载強度

相對幾何條件	B_n		
承载面各邊皆 大於載重面	取小值：	$\sqrt{A_2/A_1}(0.85f'_cA_1)$	(a)
		$2(0.85f'_cA_1)$	(b)
其他	$0.85f'_cA_1$		(c)

14.6 鋼筋細則

14.6.1 在門、窗或類似尺寸之開孔四周應至少配置2支D16鋼筋，該等鋼筋應延伸超過開孔角隅至少60 cm; 或鋼筋端應設置錨定，使鋼筋能在開孔角隅處發展出 f_y 之拉力。

解說：

鋼筋端設置錨定係依第二十五章設計，使鋼筋得以發展其規定降伏強度。

第十五章 梁柱與板柱接頭

15.1 範圍

15.1.1 本章適用於場鑄梁柱與板柱接頭設計與細部設計。

解說：

接頭係指桿件相交的共同部分，接合部係包含接頭與部分連接之桿件，第十五章設計要求係針對梁柱接頭與板柱接頭。

設定為地震力抵抗系統一部分之結構，其接頭可能需要承受數次往復載重，接頭除符合第十五章基本要求外、亦要符合第十八章耐震設計之相關規定。

15.2 通則

15.2.1 梁柱接頭應符合第15.3節細部規定與第15.4節強度要求。

15.2.2 梁柱與板柱接頭須符合第15.5節樓板傳遞柱軸力之規定。

15.2.3 如果梁柱接頭在重力、風力、地震力或其他側向力作用下需要傳遞彎矩，接頭設計須考慮彎矩傳遞所引致的剪力。

15.2.4 兩桿件相交之角隅接頭應考慮接頭內之閉合與張開彎矩效應。

15.2.5 若連結接頭且產生接頭剪力之梁其深度超過兩倍柱深，接頭應根據第二十三章規定以壓拉桿方法進行分析與設計，且應符合(a)與(b)：

(a) 根據第二十三章計算所得之設計接頭剪力強度應不超過第15.4.2節規定之 ϕV_n 。

(b) 應符合第15.3節細部規定。

15.2.6 若於接頭剪力設計方向柱延伸段假設可提供梁柱接頭連續條件，該柱延伸段應符合(a)與(b)：

(a) 柱應延伸超過接頭上方至少一倍柱深 h ，此柱深量測方向與接頭剪力設計方向一致。

(b) 位於接頭下方柱內之縱向鋼筋與橫向鋼筋應連續配置於柱延伸段內。

15.2.7 若於接頭剪力設計方向梁延伸段假設可提供梁柱接頭連續條件，該梁延伸段應符合(a)與(b)：

(a) 梁應延伸超過接頭面至少一倍梁深 h 。

(b) 位於接頭另一側之梁縱向鋼筋與橫向鋼筋應連續配置於梁延伸段內。

15.2.8 於剪力設計方向，被圍束之梁柱接頭應於兩側提供符合(a)至(c)之橫向梁：

(a) 任一側之橫向梁寬至少應為該橫向梁接合柱面之四分之三柱寬。

(b) 橫向梁應延伸距接頭面至少一倍梁深 h 。

(c) 橫向梁上下層配置符合第9.6.1.2節要求之至少兩支連續縱向鋼筋，以及符合第9.6.3.4節與第9.7.6.2.2節要求之三號或較大號橫向肋筋。

15.2.9 對於傳遞彎矩之板柱接合部而言，強度與細部要求應符合第八章、第15.3.2節、與第22.6節相關規定。

解說：

測試結果顯示若梁延伸段長度至少與其深度相同時，所得接頭剪力強度與連續梁之接頭剪力強度相似，實驗結果指出梁或柱延伸段在適當配筋與尺寸設計下可以提供接頭面有效圍束(Meinheit與Jirsa 1981)，提供接頭連續條件之柱或梁延伸段若不受外力作用並不會增加接頭剪力。

相較於沒有梁提供側向支撐之梁柱接頭，測試結果(Hanson與Conner 1967)顯示梁柱接頭若四面均有

深度相似之梁提供側向支撐，可以得到非常理想的反復載重行為。

屋頂之外部接頭是兩桿件相交形成角隅接頭的一種案例，此接頭又稱膝式接頭，即便接頭面上撓曲強度足夠，在承受閉合或張開彎矩時，角隅接頭還是很容易發生撓曲破壞，對於連接懸臂桿件之角隅接頭因為彎矩在接頭沒有辦法重分配，考量彎矩透過接頭對角截面傳遞是很重要的。

第二十三章以壓拉桿方法提供角隅接頭設計與細部要求，Klein(2008)提供以壓拉桿法設計構架角隅的更多說明，第15.3節規定角隅接頭之橫向鋼筋要求，ACI 352R對於接頭細部提供更多說明。

若接頭處梁深比柱深大很多時，接頭角落間之對角壓桿可能並不有效，因此，規範要求接頭其梁深超過柱深兩倍時應依第二十三章壓拉桿方法設計。

第八章提供樓板與角柱或邊柱傳遞彎矩之相關規定。

本版規範將連接至接頭面之梁與柱桿件重新區分，分為會產生接頭剪力桿件、與不產生接頭剪力但有可能提供接頭圍束之桿件，對某一接頭剪力設計方向而言，橫向梁提供側向圍束，而產生接頭剪力之梁寬則反應在第15.4.2.4節規定之接頭有效寬度內，有這些分類方能建立表15.4.2.3與表18.5.4.3接頭剪力強度。對於圓柱之梁柱接頭，柱寬與柱深可取自等面積方形斷面之寬與深。

15.3 接頭細部設計

15.3.1 梁柱接頭橫向鋼筋

15.3.1.1 接頭橫向鋼筋應為箍筋、螺箍筋、與閉合箍筋，其中箍筋應符合第25.7.2節要求，螺箍筋應符合第25.7.3節要求，閉合箍筋應符合第25.7.4節要求。

15.3.1.2 在梁柱接頭區最淺梁深內須提供至少兩層橫向箍筋。

15.3.1.3 在梁柱接頭區最深梁深內，橫向鋼筋間距應不超過(a)至(d)之最小值：

(a) $f_y=4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]縱向鋼筋直徑之8倍與20 cm較小值。

(b) $f_y=5,000 \text{ kgf/cm}^2$ [490 MPa]縱向鋼筋直徑之7倍與17 cm較小值。

(c) $f_y=5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa]縱向鋼筋直徑之6倍與15 cm較小值。

(d) 柱最小尺度之1/2。

15.3.1.4 當梁負彎矩鋼筋係由終止於接頭之擴頭竹節鋼筋所提供，該接頭之柱應向接頭之上延伸至少一個接頭深度 h 之距離。或者，應以額外接頭垂直鋼筋圍住梁鋼筋以提供接頭上面等效之圍束。

解說：

本條文係指利用擴頭竹節鋼筋將梁鋼筋終止於屋頂層接頭。這種接頭需要於接頭上面圍束擴頭梁筋。此圍束能由以下任一方法提供(a)柱於接頭上方延伸段或(b)除柱縱向鋼筋外，以額外之豎向鋼筋圍繞梁頂層鋼筋並向下延伸入接頭。接頭額外豎向鋼筋之細部配置準則與設計建議可參見ACI 352R。

15.3.2 板柱接頭橫向鋼筋

15.3.2.1 除非樓板於四面均提供側向支撐，柱內橫向鋼筋應在板柱接頭內連續，包含剪力帽蓋、柱頭板與柱冠，其中箍筋應符合第25.7.2節要求，螺箍筋應符合第25.7.3節要求，閉合箍筋應符合第25.7.4節要求。

15.3.3 縱向鋼筋

15.3.3.1 縱向鋼筋於接頭內、柱延伸段如第15.2.6(a)節規定、或梁延伸段如第15.2.7(a)節規定內終止，其發展長度應依第25.4節規定。

15.3.3.2 縱向鋼筋以標準彎鉤終止於接頭內，其彎鉤應延伸至柱圍束核心区之另一面，且彎轉入接頭內。

解說：

若鋼筋連續至接頭另一側至無外力作用下之延伸段內，則延伸段內之鋼筋長度可以視作發展長度的一部分。

15.4 梁柱接頭強度要求

15.4.1 需求剪力強度

15.4.1.1 接頭剪力 V_u 應於接頭半高處之面上計算，由梁撓曲之拉力與壓力、以及柱剪力計算，其計算方式應與計算梁標稱彎矩強度 M_n 一致。

15.4.2 設計剪力強度

15.4.2.1 場鑄梁柱接頭設計剪力強度應符合：

$$\phi V_n \geq V_u$$

15.4.2.2 ϕ 應根據第21.2.1節剪力折減係數

15.4.2.3 接頭剪力設計強度 V_n 應根據表15.4.2.3計算

表15.4.2.3 接頭剪力標稱強度 V_n

柱	V_u 設計方向之梁	依第15.2.8節規定之橫向梁圍束	V_n , kgf [N] [‡]
連續或符合第15.2.6節規定	連續或符合第15.2.7節規定	圍束	$5.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j[1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$
		非圍束	$3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j[1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$
	其他	圍束	$3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j[1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$
		非圍束	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j[1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$
其他	連續或符合第15.2.7節規定	圍束	$3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j[1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$
		非圍束	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j[1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$
	其他	圍束	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j[1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$
		非圍束	$2.1\lambda\sqrt{f'_c}A_j[0.66\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$

[‡]若混凝土使用輕質粒料， λ 應為0.75；若混凝土使用常重粒料， λ 應為1.0。

15.4.2.4 接頭內有效斷面積 A_j ，應為接頭深度乘以有效接頭寬度。接頭深度應為設計作用力方向之柱全深 h 。有效接頭寬度應為柱全寬，但柱寬大於梁寬時，其值應不超過梁腹寬度 b_w 兩側各加(a)與(b)之較小值：

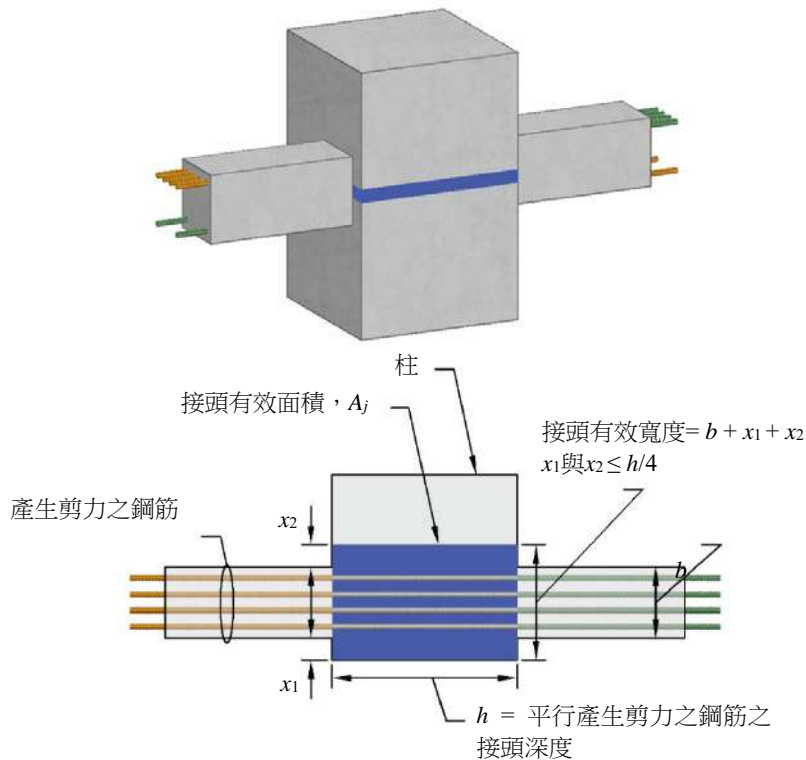
(a) 接頭深度之1/4。

(b) 梁腹側面至柱邊之距離。

解說：

接頭剪力強度應依第15.4節規定就每一主軸方向分別評估。

接頭有效面積 A_j 如圖R15.4.2所示， A_j 在任何情況均不應大於柱斷面大小，圓柱可以相同面積之方柱來設計，第15.4.2.3節規定之不同剪力強度係根據ACI 352R之建議，由梁柱接頭試驗資料檢討建議之有效接頭寬度，對於寬柱-窄梁接頭及偏心梁柱接頭可以獲致較合理的剪力計算強度(黃世建等人 2014)。



註：接頭有效面積要就構架每一方向個別討論。

圖R15.4.2 接頭有效面積

15.5 傳遞柱軸力通過樓板系統

15.5.1 如果樓板 f'_c 小於0.7倍柱 f'_c ，樓板傳遞柱軸力須符合(a)、(b)或(c)之規定：

- (a) 在柱區域內以及從柱面向外延伸至少60 cm範圍內之樓板，樓板全厚度均須使用與柱設計強度相同之混凝土，並與樓板混凝土結合。
- (b) 柱通過樓板的設計強度須使用較低混凝土強度計算，視需要提供垂直插筋或橫向鋼筋來達到設計強度。
- (c) 若四面均有深度大致相同且符合第15.2.7節與15.2.8(a)規定之梁柱接頭，或四面均有深度大致相同的樓板束制之板柱接頭，其柱的設計強度得根據接頭混凝土強度計算；接頭混凝土強度假設等於75%的柱混凝土強度加上35%的樓板混凝土強度，其中柱的混凝土強度應不超過樓板混凝土強度的2.5倍。

解說：

本節考慮樓板混凝土強度對柱軸力強度造成的影響 (Bianchini等人 1960)，如果樓板混凝土強度小於70%柱混凝土強度，第15.5.1節(a)或(b)可適用於角柱或邊柱，而第15.5.1節(a)、(b)或(c)則適用於內柱，第15.5.1(a)節要求同時澆置兩種不同混凝土材料於樓板上，規範要求柱混凝土要澆置樓板系統全厚度且維持塑性以其與樓板混凝土在震動下順利結合。如第二十六章的規定，較高強度與較低強度混凝土的澆置位置宜由設計者在設計圖說中明確指出。

研究指出 (Ospina與Alexander 1998)，若柱混凝土強度超過樓板混凝土強度約2.5倍，在高載重下之樓板無法提供與低載重樓板相同的圍束效果，因此第15.5.1節(c)規定混凝土強度比例上限值。

除了第15.5.1(a)與第15.5.1(c)規定外，第15.5.1(b)允許使用插筋與圍束鋼筋來增加核心混凝土有效壓力 (Paultre 與 Légeron 2008; Richart 等人 1929)。

第十六章 構材間之接合部

16.1 範圍

16.1.1 本章適用於混凝土構材相交之接頭及接合部設計與在接頭介面之力量傳遞，包括(a)至(d)：

- (a) 預鑄混凝土構材接合部；
- (b) 場鑄或預鑄混凝土構材與基腳接合部；
- (c) 合成混凝土撓曲構材之水平剪力；
- (d) 托架及梁托。

16.2 預鑄混凝土構材接合部

16.2.1 通則

解說：

接合部細部設計宜將因束制潛變、收縮與溫度變化產生裂縫的可能性降至最低，美國預鑄預力混凝土學會 (MNL 123) 提供預鑄混凝土結構物接合部細部設計建議，台灣混凝土學會亦提供相關設計建議 (台灣混凝土學會 2016b)。

16.2.1.1 構材間力之傳遞得利用灌漿接頭、剪力樺、支承、錨栓、機械式連接器、鋼筋連接、配有鋼筋之上覆板或以上之組合。

解說：

同時使用二種或二種以上接合方式時，宜考慮個別接合方式的力量-變形特性，以確認所有接合方式能一同作用以發揮預期機制。

16.2.1.2 傳遞作用力之接合部應以試驗或分析方法證明其適用性。

16.2.1.3 僅利用重力而產生摩擦力之接合部細部應不得使用。

16.2.1.4 接合部與鄰接接合部之構材區域之設計應承受預鑄結構系統中所有外力效應下產生之力與變形。

解說：

預鑄構材與類似之場鑄構材的結構行為可能有很大的差異，對於預鑄構材而言，接合部之設計宜特別考慮以減少或傳遞因收縮、潛變、溫度改變、彈性變形、差異沉陷、風及地震所產生之作用力。

16.2.1.5 接合部細部設計應依第5.3.5節規定考量因為束制體積改變對結構行為之影響。

解說：

構材尺寸不合、收縮、潛變、溫度、或其他環境因素導致體積改變所產生的變位或作用力，均宜考慮在接合部設計中。在上述作用力下，接合部宜具有承受設計載重的能力。束制效應的假設在所有連結構材內宜一致。上述力量有可能作用在某一方向上，卻影響接合部其他方向的承載能力，例如收縮造成預鑄梁軸向拉力，有可能影響支承該梁之梁托垂直方向剪力強度。

16.2.1.6 接合部設計應考量預鑄構材在製作與組立時所規定之許可差。

解說：

參閱第26.9.1節解說(a)。

16.2.1.7 同時使用多種元件作接合部設計時，應考慮元件間之勁度、強度與延展性之差異。

16.2.1.8 整體性連接筋應依第16.2.4節或第16.2.5節規定配置在垂直方向、縱向、橫向以及圍繞結構周邊。

解說：

美國PCI設計手冊(MNL 120)附篇B 提供預鑄混凝土承重牆結構整體性與最少整體性連接筋量建議。

16.2.1.9 預鑄構材之輔助鋼筋，除用以併入強度計算之鋼筋外，得不必延伸入支承內錨定。

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，可以不必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。

16.2.2 需求強度

16.2.2.1 接合部與鄰近接合部附近之構材區域之需求強度，應依第五章規定之因數化載重組合計算。

16.2.2.2 接合部與鄰近接合部附近之構材區域之需求強度，應依第六章規定之分析程序計算。

16.2.2.3 支承接合部 N_{uc} 之計算應依(a)或(b)，但不需超過 $N_{uc,max}$ ，其中 $N_{uc,max}$ ，指經支承接合部之載重路徑傳遞之最大束制作用力乘上活載重之載重因數，再考量與其它因數化載重效應組合。

(a) 不具支承墊之連接部， N_{uc} 應與依第5.3.5節因數化載重組合之 V_u 同時計算。該束制作用力應視為活載重。

(b) 具有支承墊的連接部， N_{uc} 應取持續且無因數化豎向反力乘以載重因數1.6之百分之20。

解說：

受到持續載重作用的支承接合部將因潛變、收縮與溫度變化的影響而經歷體積變化束制力。持續載重是靜載重與任何其它永久載重，例如，土壤載重或可能內含於活載重之設備載重。第5.3.5節規定了限制體積變化及差異沈陷與其它載重結合的一般性考量，但沒有明確定義預鑄混凝土支承條件的載重因數。第16.2.2.3節的規定提供載重因數值。 $N_{uc,max}$ 提供容量設計上限值。

對於機械式連接，鋼對鋼接觸，或其它高摩擦支承，水平力通常是因為體積變化受到束制所導致。因潛變、收縮及溫度變化的影響，這些支承接合部將經歷體積變化束制力。由於作用在支承接合部上的體積變化束制力的大小，通常不能得到高精度確定值，因此在第16.2.2.3(a)節的規定中，當採用第5.3.5節的因數化載重組合時，需將束制力 N_{uc} 視為活載重，另在第16.2.2.3(b)節的規定中，則乘以1.6的係數。

常見預鑄混凝土支承接合部採用彈性墊或其它結構支承介質，藉由支承墊的變形或滑動以限制傳遞作用力。此種接合部作用力的上限值可取無因數持續載重反力的20%，如第16.2.2.3(b)節所認可。

16.2.2.4 當支承材料之摩擦係數由試驗取得時， $N_{uc,max}$ 得按持續且無因數化豎向反力乘以該摩擦係數與載重因數1.6計算。

解說：

明確設計為低摩擦力的支承，例如聚四氟乙烯（PTFE）塗層滑動支承，可以減少體積變化束制力。如果支承材料的摩擦係數已考慮到諸如溫度，齡期和暴露的使用條件，而可被可靠地確定時，則該摩擦係數可用於計算最大束制力。

16.2.3 設計強度

16.2.3.1 任一適用之載重組合下，預鑄構材接合部之設計強度應符合

$$\phi S_n \geq U \quad (16.2.3.1)$$

16.2.3.2 ϕ 值應依第21.2節規定決定之。

16.2.3.3 混凝土在支承與被支承構材或其與中間支承構件間之接觸面標稱承壓強度 (B_n) 應依第22.8節規定計算之。 B_n 是支承或被支承構材接觸面積中較小標稱混凝土承壓強度，當使用中間支承元件，該承壓強度應不超過中間支承構件之承壓強度。

16.2.3.4 如果剪力是外加载重所造成之主要內力，且透過一平面傳遞， V_n 得依第22.9節規定之剪力摩擦計算。

16.2.4 最小接合部強度與最少整體性連接筋要求

16.2.4.1 除第16.2.5節另有規定外，縱向與橫向整體性連接筋須將預鑄構材連結到抵抗側向力之結構系統。豎向整體性連接筋應依第16.2.4.3節規定接合鄰接之樓板與屋頂板。

解說：

本節之最小需求並非取代規範其他預鑄混凝土結構之適用設計規定。

結構之整體性可藉由微幅改變構材鋼筋數量、位置及細部設計與接頭組件之細部配置而大幅加強。整體性連接筋宜構成完整的力量傳遞途徑，而力量宜儘量透過該途徑直接傳遞。傳遞途徑宜將偏心降至最低，特別是在接合部。

16.2.4.2 預鑄構材組成樓板或屋頂橫隔板時，橫隔板與受橫隔板側向支撐構材間之接合部標稱拉力強度應不少於450 kgf/m [4.4 kN/m]。

解說：

橫隔板與受橫隔板側向支撐構材可以直接或間接接合，例如柱可以直接接合到橫隔板，或連接到邊梁再由邊梁接合到橫隔板上。

16.2.4.3 除了覆面外牆，所有豎向預鑄結構構材應在水平接頭提供豎向整體性連接筋，並依(a)或(b)之規定：

(a) 預鑄柱間之接合部應配置豎向整體性連接筋，其標稱拉力強度不小於 $14A_g$ kgf [$1.4A_g$ N]， A_g 是柱總斷面積。當柱斷面大於基於載重考量所需之斷面，得使用依載重需求之折減後有效面積，但應不小於原柱斷面積之一半。

(b) 預鑄牆板間之接合部應至少有2根豎向整體性連接筋，其每根連接筋標稱拉力強度不小於4,540 kgf [44 kN]。

解說：

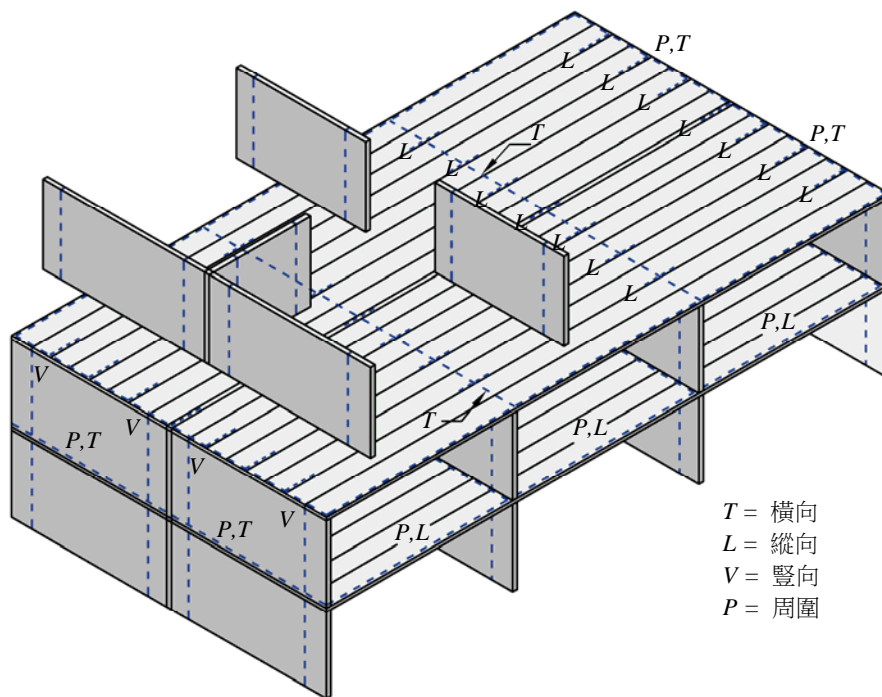
預鑄混凝土柱、牆板、結構牆，在與基礎及水平接頭處之接合設計，宜傳遞所有設計作用力與彎矩。本節之最少整體性連接筋規定並非外加於上述設計需求。如果可行，一般實務上通常將牆板整體性連接筋對稱於垂直向中心線配置，分布於外側1/4牆寬內。

16.2.5 超過3層以上預鑄混凝土承重牆結構物之整體性連接筋規定

解說：

第16.2.4節整體性連接筋之規定適用於所有預鑄混凝土結構，本節規定特別針對超過三層以上預鑄混凝土承重牆，又稱為大型板結構，若與第16.2.4節牴觸，以本節規定為主。

大型板結構之最少整體性連接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，提供替代之載重路徑 (Portland Cement Association 1980)。連接筋量根據其他載重計算得到的結果可能超過本節最少連接筋量規定，最少整體性連接筋量的規定如圖R16.2.5所示，主要根據美國PCI預鑄混凝土承重牆建築設計建議 (PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings 1976)，整體性連接筋強度可用鋼筋降伏強度計算，美國PCI設計手冊(MNL 120)附篇B 提供預鑄混凝土承重牆結構之結構整體性與最少整體性連接筋量設計建議。



圖R16.2.5 一般大型板結構物之整體性連接筋配置圖

16.2.5.1 樓板與屋頂系統整體性連接筋量應依下列(a)到(f)之規定：

- (a) 樓板與屋頂系統之縱向與橫向整體性連接筋應提供標稱拉力強度，每單位寬度或長度內至少2,250 kgf/m [22 kN/m]。

解說：

- (a) 縱向整體性連接筋可於板內利用搭接、銲接、機械式續接或埋入灌漿接頭內，並有足夠的長度與保護層以發展其需要強度。非受預拉預力鋼筋宜有足夠的握裹長度以發展其降伏強度 (Salmons與 McCrate 1977, PCA 1980)。

- (b) 縱向與橫向整體性連接筋應涵蓋內牆支承，以及樓板或屋頂系統與外牆間。
(c) 縱向與橫向整體性連接筋應配置於樓板或屋頂系統平面上下60 cm以內。

解說：

- (c) 將整體性連接筋置於與接近板或屋頂系統平面之牆內是普遍的作法。

- (d) 縱向整體性連接筋應平行於樓板或屋頂板之跨距，其中心間距應不大於300 cm，在開口處應注意力量傳遞。
(e) 橫向整體性連接筋應垂直於樓板或屋頂板之跨距，其間距應不大於結構牆間距。
(f) 每一樓層之樓板與屋頂周圍沿邊緣1.2 m內應配置標稱拉力強度至少7,300 kgf [71.6 kN] 之整體性連接筋。

解說：

- (e) 橫向整體性連接筋可埋入板內或置於場鑄上覆板內均勻分布之，或集中於橫向承重牆之處。
(f) 周圍整體性連接筋量可不必外加於縱向及橫向整體性連接筋要求。

16.2.5.2 垂直整體性連接筋應依下列(a)至(c)之規定：

- (a) 垂直整體性連接筋應配置於所有牆內且在房屋高度內應連續。
(b) 牆整體性垂直連接筋應提供沿水平方向至少4,500 kgf/m [44 kN/m]之標稱拉力強度。
(c) 每片預鑄牆內至少應提供兩根垂直整體性連接筋。

16.2.6 最小支承接合部尺寸

16.2.6.1 預鑄構材之最小支承接合部尺寸應依照下列構材之結構型式考慮：

- (a) 簡支預鑄構材。
(b) 合成預鑄構材。

其中，簡支預鑄構材是指預鑄構材上方無場鑄構造部分，或其場鑄構造部分無法符合構成合成構材者。

16.2.6.2 各種預鑄構材之支承接合部尺寸應依第16.2.6.3節至第16.2.6.6節規定，除非經過分析或試驗證明較小之支承尺寸無損其性能。包括得採用剪力接合器支承方式。

解說：

由於預鑄構材支承之接合部尺寸是與構材設計之結構型式較有關，故本規範改依結構型式來訂定支承接合部尺寸。例如簡支預鑄構材，因預鑄構材中無場鑄部分可與其他構材連接，構材端部的力量都得經過支承方式傳遞，因此，其支承接合部之最小尺寸規定較嚴格；若預鑄構材能與場鑄部分組合成為合成預鑄構材，則因構材之受力可利用合成斷面來傳遞，其支承接合部之尺寸限制可較簡支預鑄構材為小。故有關預鑄構材支承接合部之最小尺寸限制，將根據結構型式分為簡支預鑄構材及合成預鑄構材兩種。

本項最小支承接合部尺寸之規定，如第1.1節說明是依建築技術規則構造編訂定，適用該「建築構造編」所規定之構造。至於其他如橋梁等結構，因其載重特性非屬「建築構造編」所考量，或是其支承接合部尚需符合橋梁耐震防落長度之其他特別規定者，其最小支承接合部尺寸不屬本節所規定之範圍。

16.2.6.3 對於簡支預鑄樓板、梁或有腹板構材，其支承構材邊緣至預鑄構材邊緣在預鑄構材跨徑方向之最小設計尺寸，考慮施工許可誤差後，應依表16.2.6.3規定。

表 16.2.6.3 簡支預鑄構材，其支承構材邊緣至預鑄構材邊緣最小設計尺寸規定

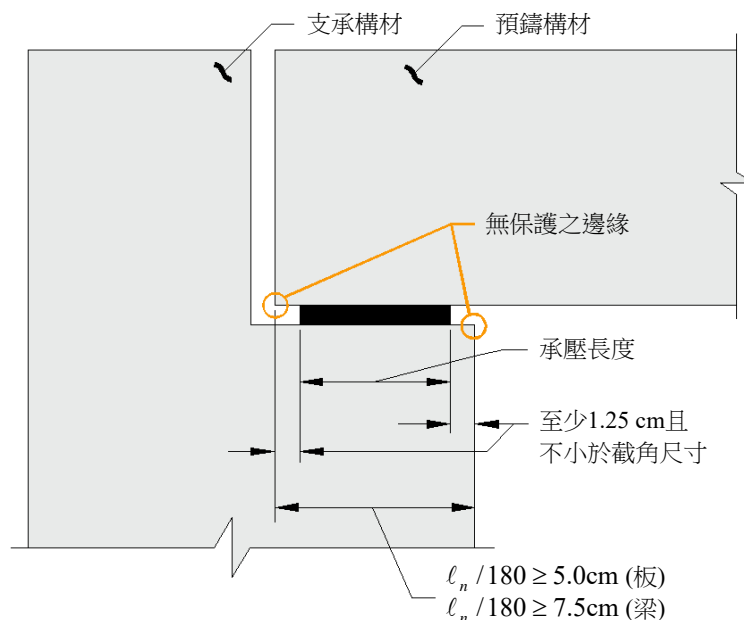
構材型式	最小距離, cm	
實心或中空樓板	二者取大	$\ell_n/180$
		5.0
梁或有腹板構材	二者取大	$\ell_n/180$
		7.5

16.2.6.4 若支承構材與被支承構材之邊緣沒有保護裝置，支承墊應自前述邊緣內移至少1.25 cm，或自構材截角邊緣內縮一截角尺寸。

解說：

本節區分承壓長度及預鑄構材之支承長度(即支承構材邊緣至預鑄構材邊緣之長度)，如圖R16.2.6.4所示。

支承墊將集中載重及反力分布於承壓面積上，且允許有限的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，支承墊不可延伸至支承構材邊緣。保護之裝置可為錨定之鐵板或角鋼。第16.5節提供托架或梁托(brackets or corbels)之支承規定。



圖R16.2.6.4 簡支預鑄構材，其支承上之承壓長度

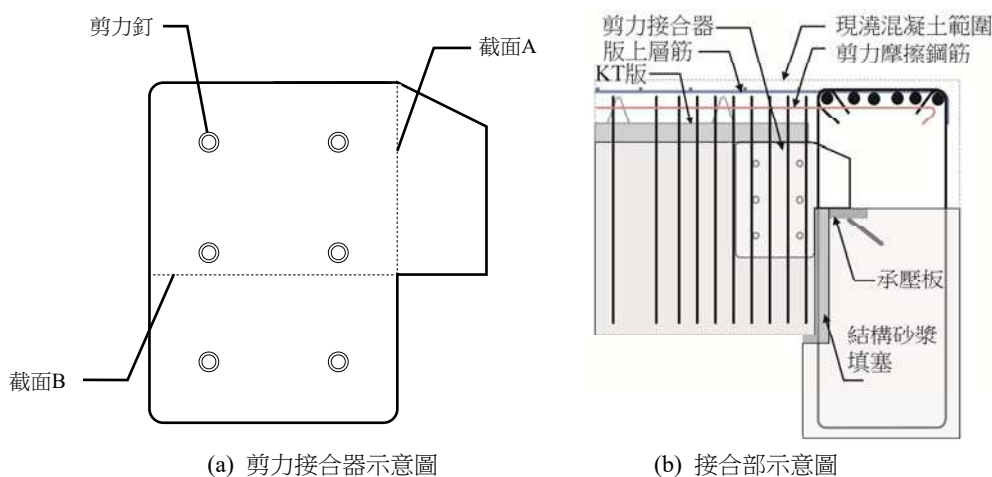
16.2.6.5 合成預鑄構材之設計應依本規範相關章節之規定。當接合部採用剪力接合器支承方式，剪力接合器至少應能承擔預鑄構材自重、面層混凝土自重與施工活載重等荷重。符合本節規定之合成預鑄構材，應不依第16.2.6.3節與第9.7.3.8.1節之規定。

16.2.6.6 合成預鑄構材之接合部，於施工時無使用第16.2.6.5節規定之剪力接合器或無法完全

利用剪力接合器支承時，於構材構成合成作用前，除依第16.2.6.2節之規定外，應設置臨時支撐。

解說：

本規範考量合成構材接合部之技術發展，與實務經驗之回饋，修訂前版規範之部分剛性接合部，新增以剪力接合器連接方式傳遞合成預鑄構材之載重。剪力接合器設計宜檢核圖R16.2.6.5所示截面A之彎矩與剪力強度、截面B之彎矩強度、及剪力釘之剪力強度，剪力接合器之鋼板厚度、剪力釘之分布與設計，可參照「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」之相關規定。



圖R16.2.6.5 剪力接合器與接合部

合成預鑄構材之組合方式除符合合成斷面之各項設計需求外，若合成預鑄構材之場鑄部分設計為可傳遞剪力至支承構材，則該場鑄部分在預鑄構材端點處，宜依第22.9節考慮界面處之剪力摩擦需要進行設計，且剪力摩擦鋼筋除依第25.4節規定錨定於支承構材內，距預鑄小梁端部1倍梁深的範圍內，宜配置閉合箍筋圍繞剪力摩擦鋼筋，以確保當保護層剝落後之剪力摩擦機制。若合成預鑄構材採剪力接合器與剪力摩擦傳遞構材剪力至支承構材，且剪力接合器能符合本節之規定，其支承接合部尺寸自可較完全需利用支承接合部傳遞所有構材剪力之簡支預鑄構材為小，且不適用第9.7.3.8.1節關於預鑄小梁至少三分之一正彎矩鋼筋宜延伸入支承承壓長度中心之規定。

合成預鑄構材於施工階段，通常需利用接合部之支承、臨時支撐或角鋼、剪力接合器、或其混合方式等方法承擔構材重量與各種施工載重，並防範施工時之可能變位。支承長度與其所傳遞之載重大小有關，宜依各案施工條件計算並符合承壓強度之規定。臨時支撐構造之設置宜注意其穩定性與施工順序之安排；合成預鑄構材接合部若採用剪力接合器時，宜注意其產生之局部應力於預鑄構材內之傳遞，並配置適當之輔助鋼筋。預鑄構材若採用臨時支撐時，當臨時支撐構造拆除，其所支撐之載重需移轉給合成預鑄構材承擔。

合成預鑄構材包括半預鑄樓板以及梁或有腹板構材，半預鑄樓板包括KT (Kaiser Truss) 板及部分在現場澆置之樓板。

16.3 基礎接合部

16.3.1 通則

16.3.1.1 柱、牆或墩柱底部之因數化力與彎矩，應經由混凝土之承壓以及鋼筋、插接筋、錨

栓及機械式連接器傳遞至基礎。

解說：

第16.3.1節至第16.3.3節之規定適用於預鑄及場鑄構造，第16.3.4節與第16.3.5節為場鑄構造之補充規定，第16.3.6節為預鑄構造之補充規定。

16.3.1.2 基礎與被支承構材間應使用鋼筋、插接筋及機械式連接器等方式，以傳遞下列(a)與(b)規定之力：

- (a) 超過基礎或被支承構材依第22.8節所得之混凝土承壓強度中較小者之壓力。
- (b) 任何界面上之計算拉力。

16.3.1.3 鋼骨鋼筋混凝土合成柱之底部應依(a)或(b)之規定：

- (a) 鋼骨底部斷面設計需傳遞所有合成構材承受之因數化力至基礎。
- (b) 鋼骨底部斷面設計僅需傳遞鋼骨承受之因數化力至基礎，剩餘之因數化力需由混凝土受壓與鋼筋傳遞。

16.3.2 需求強度

16.3.2.1 傳遞至基礎之因數化力與彎矩，應依第五章規定之因數化載重組合與第六章規定之分析步驟計算。

16.3.3 設計強度

16.3.3.1 任一適用之載重組合下，柱、牆或墩柱與基礎接合部之設計強度應符合式(16.3.3.1)之規定。預鑄構材與基礎接合部，應依第16.2.4.3節或第16.2.5.2節垂直整體性連接筋之規定。

$$\phi S_n \geq U \quad (16.3.3.1)$$

其中 S_n 是接合部標稱撓曲、剪力、軸力、扭力、或承壓強度。

16.3.3.2 ϕ 值應依第21.2節規定決定之。

16.3.3.3 接合部彎矩和軸力共同作用強度應依第22.4節計算之。

16.3.3.4 混凝土在被支承構材與基礎間或與其中間支承構件間之接觸面承壓標稱強度 (B_n) 應依第22.8節計算。 B_n 是被支承構材或基礎接觸面積中較小之標稱混凝土承壓強度，當使用中間支承構件，該承壓強度應不超過中間支承構件之承壓強度。

解說：

一般基腳尺寸均大於柱，承壓強度在柱底及基腳頂面均宜檢核。如果沒有插接筋或柱主筋沒有延伸至基礎內，柱底強度僅能考慮混凝土之強度。

16.3.3.5 在被支承構材與基礎之接觸面上， V_n 應依第22.9節規定之剪力摩擦或其他適當方式求得。

解說：

剪力摩擦可用來檢核傳遞到墩柱或基腳之側力。側力之傳遞亦可用剪力樺，但穿越接頭之鋼筋對場鑄構造宜符合第16.3.4.1節規定、對預鑄構造宜符合第16.3.6.1節規定。在預鑄構造中，側力之抵抗可藉由機械式或銲接之接合部達成。

16.3.3.6 預鑄柱、墩柱、或牆等之底部若使用錨栓或錨釘作機械式接合部，應依第十七章之規定，且應考慮因組立造成之外力。

解說：

在第十七章中說明錨定設計及其耐震設計相關規定。宜考慮預鑄混凝土構造組立時產生的外力，因其可能主控底部接合設計。

16.3.3.7 機械式連接器在預鑄柱、墩柱、或牆等底部之設計，應在錨定破壞或周圍混凝土破壞前達到設計強度。

16.3.4 場鑄構材與基礎間接合部最少鋼筋量

解說：

規範規定所有被支承與支承構材間最少鋼筋量以確保結構韌性，這些鋼筋有助於在施工階段及往後使用中維持結構之整體性。

16.3.4.1 場鑄柱或墩柱與基礎間之接合部，穿過交界面之 A_s 應不小於 $0.005A_g$ ，其中 A_g 是被支承構材總斷面積。

解說：

柱底接合面最少鋼筋量可由延伸柱主筋進入基腳並予以錨定提供，或由適當錨定之插接筋提供。

16.3.4.2 場鑄牆與基礎間之接合部，穿過交界面之垂直鋼筋面積應依第11.6.1節規定。

16.3.5 場鑄構材與基礎間接合部細部設計

16.3.5.1 場鑄柱、墩柱或牆之底部鋼筋，應依第16.3.3節與第16.3.4節規定，以縱向鋼筋延伸進入支承基礎，或插接筋兩種方式之一設計。

16.3.5.2 當縱向鋼筋或插接筋規定需連續時，其續接與機械式連接器應依第10.7.5節，及第18.10.2.1節規定。

16.3.5.3 若場鑄柱或墩柱底部採用鉸接或搖軸接合部，該柱或墩柱與基礎相連之接合部應依第16.3.3節規定。

16.3.5.4 於基腳處，得允許所有因數化載重組合下皆受壓力之D43與D57鋼筋之壓力搭接，該搭接應依第25.5.5.3節規定。

解說：

每一支受壓力之D43或D57鋼筋在第16.3.3.1節的規定下可能需要數支不大於D36插接筋接續。文中所指搖軸接合部係為rocker connection。

16.3.6 預鑄構材與基礎間接合部細部設計

- 16.3.6.1 預鑄柱、墩柱、或牆之底部，其與基礎接合部設計應依第16.2.4.3節或第16.2.5.2節規定。
- 16.3.6.2 當依第16.3.3節得到之適用載重組合在預鑄牆底不會產生任何拉力，則第16.2.4.3節(b)要求之垂直整體性連接筋得在配置適當鋼筋之觸地板內發展其拉力強度。

16.4 合成混凝土撓曲構材水平剪力傳遞

16.4.1 通則

- 16.4.1.1 合成混凝土撓曲構材中，在連結構件之接觸界面間應能傳遞全部之水平剪力

解說：

合成構材界面間可利用接觸面上界面剪力所提供的水平剪力強度或適當錨定之連接筋，或兩者，以確保各部位界面間水平剪力之傳遞。

- 16.4.1.2 相互連結之混凝土構件接觸界面間有拉力存在時，應設置依第16.4.6節與第16.4.7節規定之橫向鋼筋，方可允許藉由接觸傳遞水平剪力。
- 16.4.1.3 設計所假設之表面處理條件應在施工圖說中註明。

解說：

第26.5.6節要求建築師及專業技師在施工圖說中註明表面處理條件。

16.4.2 需求強度

- 16.4.2.1 沿合成混凝土撓曲構材接觸面上傳遞之因數化力量，應依第五章規定之因數化載重組合計算。
- 16.4.2.2 需求強度應依第六章規定之分析程序計算。

16.4.3 設計強度

- 16.4.3.1 除按第16.4.5節計算外，合成混凝土撓曲構材之水平剪力傳遞之設計強度，在接觸面上任何位置皆應依式(16.4.3.1)之規定：

$$\phi V_{nh} \geq V_u \quad (16.4.3.1)$$

其中標稱水平剪力強度 V_{nh} 係依第16.4.4節規定計算。

- 16.4.3.2 ϕ 值應依第21.2節規定決定之。

16.4.4 標稱水平剪力強度

- 16.4.4.1 若 $V_u > \phi(35b_v d) [\phi(3.5b_v d)]$ ， V_{nh} 應依第22.9節規定計算之 V_n 值，其中 b_v 是接觸面寬度， d 值依第16.4.4.3節決定。
- 16.4.4.2 若 $V_u \leq \phi(35b_v d) [\phi(3.5b_v d)]$ ， V_{nh} 應依表16.4.4.2節計算，其中 $A_{v,min}$ 依第16.4.6節決定， b_v 是接觸面寬度， d 值依第16.4.4.3節決定。

解說：

規範允許的水平剪力強度與 0.6 cm加工粗糙度之要求係根據過去試驗結果，相關文獻可參考Kaar等人 (1960)、Saemann與Washa (1964)、與Hanson (1960)。

表16.4.4.2 標稱水平剪力強度

剪力傳遞 鋼筋量	接觸面處理 ^[1]	V_{nh}		
$A_v \geq A_{v,min}$	混凝土澆置在硬固混凝土上， 表面加工使其粗糙度高低差達 約 0.6 cm	值小者：	$\lambda \left(18.2 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right) b_v d$	(a)
			$[\lambda \left(1.8 + 0.6 \frac{A_v f_{yt}}{b_v s} \right) b_v d]$	
			$35b_v d$ [$3.5b_v d$]	(b)
	混凝土澆置在硬固混凝土上， 表面未經加工粗糙處理		$5.6b_v d$ [$0.55b_v d$]	(c)
其他	混凝土澆置在硬固混凝土上， 表面加工使其粗糙		$5.6b_v d$ [$0.55b_v d$]	(d)

[1] 混凝土接觸面應保持潔淨且無水泥乳皮

16.4.4.3 在表16.4.4.2內， d 值應取全合成斷面最外緣受壓纖維至預力與非預力縱向受拉鋼筋形心之距離，但在預力混凝土構材中不必小於**0.80h**。

解說：

在合成預力混凝土構材內，拉力鋼筋的深度 d 值可能沿構材縱向而改變。第二十二章計算垂直剪力強度所用 d 值之定義亦可適用於計算水平剪力強度。

16.4.4.4 已澆置完成構材之橫向鋼筋延伸至場鑄混凝土內，在界面兩端均提供適當錨定時， V_{nh} 得加上此橫向鋼筋量之貢獻。

16.4.5 計算設計水平剪力強度之替代方法

16.4.5.1 作為第16.4.3.1節之替代方法，因數化水平剪力 V_{uh} 應根據合成混凝土構材中任一段之撓曲作用產生之拉力或壓力變化決定，接觸面上任一位置皆應依式(16.4.5.1)

$$\phi V_{nh} \geq V_{uh} \quad (16.4.5.1)$$

標稱水平剪力強度， V_{nh} ，應依第16.4.4.1節或第16.4.4.2節計算，其中應以接觸表面積取代 $b_v d$ ，以 V_{uh} 取代 V_u ，應規定壓力或拉力之變化量即為通過界面之水平剪力大小。

16.4.5.2 當依式(16.4.5.1)之規定設計抵抗水平剪力之剪力傳遞鋼筋，其沿構材縱向上之鋼筋面積對間距比值應能大致反映合成混凝土撓曲構材界面剪力之分布。

解說：

沿合成構材接觸面上水平剪應力之分布反映沿構材縱向剪力分布。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強度時之滑動量很

小，致使在縱向抵抗水平剪力再分配極為有限，因此接觸面上鋼筋所提供之水平剪力強度分布宜與剪應力分布相當。

16.4.5.3 已澆置完成構材之橫向鋼筋延伸至場鑄構材內，在界面兩端均提供適當錨定時， V_{nh} 得加上此橫向鋼筋量之貢獻。

16.4.6 傳遞水平剪力之最少鋼筋量

16.4.6.1 以剪力傳遞鋼筋抵抗水平剪力時， $A_{v,min}$ 應為(a)與(b)兩者之大值。

$$(a) \quad 0.2\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \quad [0.062\sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y}]$$

$$(b) \quad 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad [0.35 \frac{b_w s}{f_y}]$$

解說：

最少剪力傳遞鋼筋量的規定係根據過去試驗結果，相關文獻可參考Kaar等人 (1960)、Saemann與Washa (1964)、Hanson (1960)、Grossfield與Birnstiel (1962) 與Mast (1968)。

16.4.7 水平剪力傳遞鋼筋細部設計

16.4.7.1 水平剪力傳遞鋼筋可用單支鋼筋或鋼線、多肢肋筋或銲接鋼線網之垂直鋼線。

16.4.7.2 用以抵抗水平剪力之剪力傳遞鋼筋，其縱向間距應不大於被支承構件最小尺寸之4倍，亦不大於 60 cm。

16.4.7.3 剪力傳遞鋼筋應依第25.7.1節規定錨定於相連各構件內。

解說：

剪力傳遞鋼筋須有適當的錨定以確保界面保持接觸。

16.5 托架及梁托

16.5.1 通則

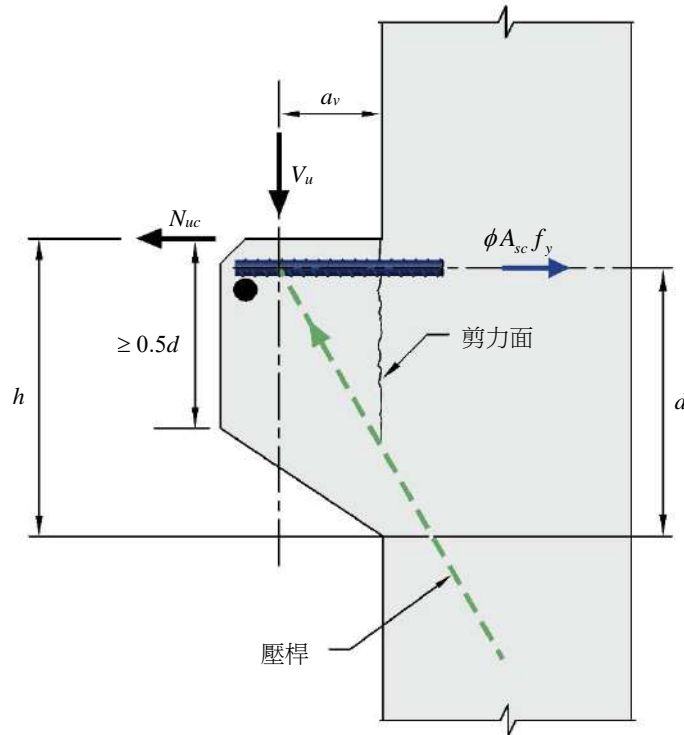
解說：

托架及梁托是短懸臂梁，其作用不像依第22.5節剪力設計之梁，而更像簡單桁架或深梁。過去文獻(Elzanaty等人1986) 指出如圖R16.5.1a與圖R16.5.1b所示之托架，可能破壞模式包含托架及柱界面間之剪力破壞、拉力筋降伏、壓桿混凝土壓碎或劈裂、或承壓板下之局部支承或剪力破壞。過去試驗結果對於本節之設計方法僅限於 $a_v / d \leq 1.0$ ，此外，本節規定 N_{uc} 上限值，因為過去試驗結果僅對本節方法於 $N_{uc} \leq V_u$ 加以證實。

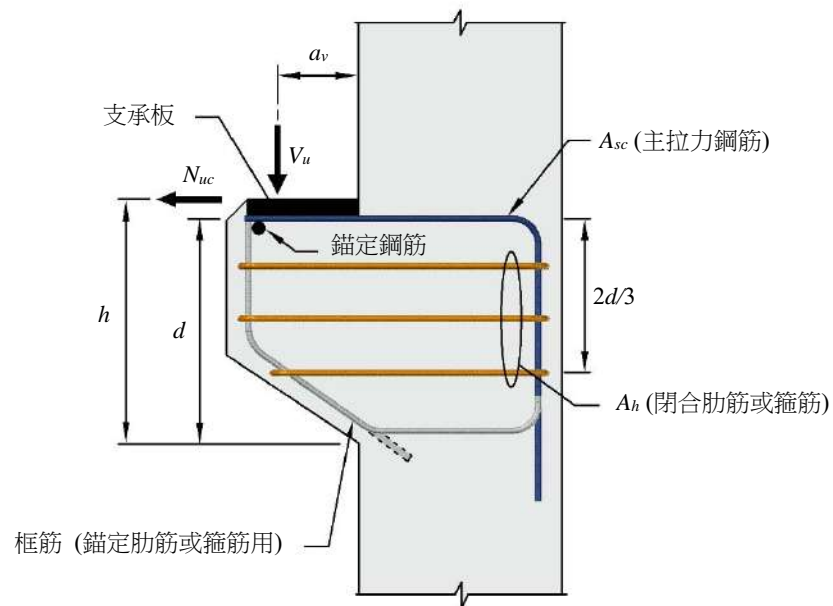
16.5.1.1 剪力跨度與深度比 $a_v / d \leq 1.0$ ，且因數化束制作用力 $N_{uc} \leq V_u$ 之托架及梁托，得依第16.5節設計。

解說：

無論剪力跨距為何，托架與梁托設計可允許使用第二十三章之規定。



圖R16.5.1a 托架之結構力學作用



圖R16.5.1b 第16.5節採用之符號

16.5.2 尺寸限制

16.5.2.1 托架或梁托之有效深度 d 應於支承交界面處計算。

16.5.2.2 托架或梁托在承壓面外緣處之全深應不小於 $0.5d$ 。

解說：

承壓面外緣處最小深度之規定，如圖R16.5.1a與圖R16.5.1b所示，係為避免因主裂縫從承壓面下延伸至梁托或托架外緣斜面而早發破壞。此類型之破壞曾於承壓面外緣深度小於第16.5.2.2節規定之梁托中觀察到 (Kriz與Raths 1965)。

16.5.2.3 托架或梁托頂部之承壓面應不突出(a)或(b)：

- (a) 主拉力鋼筋直線部分之端部。
- (b) 若有橫向錨定鋼筋時，該鋼筋之內側面。

解說：

承壓面位置之限制是為確保靠近載重處主拉力鋼筋能發展其降伏強度。

若梁托設計承受束制力 N_{uc} 時，則宜提供支承板，且該板應完全錨定於主拉力鋼筋上，如圖R16.5.1b所示。

16.5.2.4 常重混凝土托架或梁托尺寸之選擇， V_u/ϕ 應不超過(a)至(c)之最小值：

- (a) $0.2f'_c b_w d$
- (b) $(33.6 + 0.08f'_c) b_w d$ [$(3.3 + 0.08f'_c) b_w d$]
- (c) $112b_w d$ [$11b_w d$]

解說：

限制托架或梁托尺寸，以符合位於支承面處之臨界斷面所容許最大剪力摩擦強度。

16.5.2.5 全輕質或常重砂輕質混凝土托架或梁托尺寸之選擇， V_u/ϕ 應不超過(a)與(b)兩者之小值：

- (a) $\left(0.2 - 0.07 \frac{a_v}{d}\right) f'_c b_w d$
- (b) $\left(56 - 20 \frac{a_v}{d}\right) b_w d$ [$\left(5.5 - 1.9 \frac{a_v}{d}\right) b_w d$]

解說：

過去試驗證實 (Mattock 等人1976a) 輕質混凝土托架及梁托之最大剪力摩擦強度為 f'_c 及 a_v/d 兩者之函數。針對常重砂輕質混凝土建造之梁托或托架，並無可用之試驗資料，因此對於全輕質混凝土及常重砂輕質混凝土托架及梁托皆採用相同的限制。

16.5.3 需求強度

16.5.3.1 支承面處之斷面設計應同時承受因數化剪力(V_u)、因數化束制力 (N_{uc})、及因數化彎矩 (M_u)。

16.5.3.2 因數化束制力 (N_{uc}) 與剪力 (V_u) 應依第五章規定之因數化載重組合計得之最大值。 N_{uc} 得視情況依第16.2.2.3節或第16.2.2.4節計算之。

16.5.3.3 需求強度應依第六章規定之分析程序與本節要求計算。

解說：

圖R16.5.1b顯示施加在梁托上的作用力。 M_u 可按 $[V_u a_v + N_{uc}(h-d)]$ 計算。

在本規範以前，在支承接合部束制力之規定僅針對梁托或托架。本規範加入第16.2.2.3節、第16.2.2.4節以納入考量所有支承接合部之束制力。所以，僅適用於梁托或托架之規定被刪除，且於第16.5.3.2節中引用第16.2.2.3節、第16.2.2.4節之規定。

16.5.4 設計強度

16.5.4.1 所有斷面之設計強度應符合 $\phi S_n \geq U$ ，包括下列(a)至(c)項，且應考量載重效應間之交互影響。

(a) $\phi N_n \geq N_{uc}$

(b) $\phi V_n \geq V_u$

(c) $\phi M_n \geq M_u$

16.5.4.2 ϕ 值應依第21.2節規定決定之。

16.5.4.3 由 A_n 提供的標稱拉力強度 (N_n) 之計算如下

$$N_n = A_n f_y \quad (16.5.4.2)$$

16.5.4.4 由 A_{vf} 提供的標稱剪力強度 (V_n) 應依第22.9節剪力摩擦規定計算之，其中 A_{vf} 是通過假設剪切面之鋼筋面積。

16.5.4.5 由 A_f 提供的標稱彎矩強度 (M_n) 應依第22.2節設計假設計算之。

16.5.5 鋼筋量限制

16.5.5.1 主拉力鋼筋面積 A_{sc} 應不小於(a)至(c)之最大值：

(a) $A_f + A_n$

(b) $(2/3) A_{vf} + A_n$

(c) $0.04 (f'_c / f_y) (b_w d)$

解說：

過去試驗結果 (Mattock等人 1976a) 指出通過支承面的主拉力鋼筋量可取(a)至(c)最大值：

- (a) 抵抗撓曲需求之鋼筋量 (A_f) 與根據第16.5.4.3節得到抵抗軸力需求之鋼筋量 (A_n) 總和。
- (b) 由第16.5.4.4節中總需求之剪力摩擦鋼筋量 (A_{vf}) 的2/3倍加上第16.5.4.3節抵抗軸力需求之鋼筋量 (A_n) 之總和。剩下 $A_{vf} / 3$ 得根據第16.5.5.2節規定以平行 A_{sc} 之閉合肋筋配置。
- (c) 乘以混凝土對鋼筋強度的比值所得之最少鋼筋量，是為防止托架或梁托因撓曲與向外拉力作用造成混凝土開裂，導致突然破壞之可能性。

16.5.5.2 平行於主拉力鋼筋之閉合肋筋或箍筋，其總面積 A_h 應不小於：

$$A_h = 0.5(A_{sc} - A_n) \quad (16.5.5.2)$$

解說：

有必要配置平行主拉力鋼筋之閉合肋筋以避免梁托或托架早發斜拉破壞。 A_h 配置須根據第16.5.6.6節規定。通過支承面的總鋼筋量，是 A_{sc} 與 A_h 總和，如圖R16.5.1b所示。

16.5.6 鋼筋細部設計

16.5.6.1 混凝土保護層應依第20.5.1.3節規定。

16.5.6.2 竹節鋼筋最小間距 s 應依第25.2節規定。

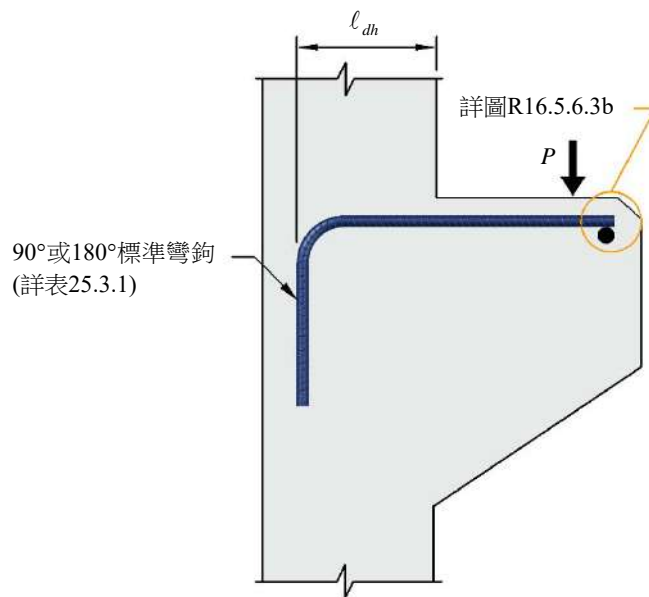
16.5.6.3 在托架或梁托前端之主拉力鋼筋應以下列方法之一錨定之：

- (a) 銲接於至少同尺寸之橫向鋼筋，該銲接應能使主拉力鋼筋發展達 f_y 。
- (b) 向後彎曲主拉力鋼筋成一水平環。
- (c) 以其他錨定方法使主拉力鋼筋發展達 f_y 。

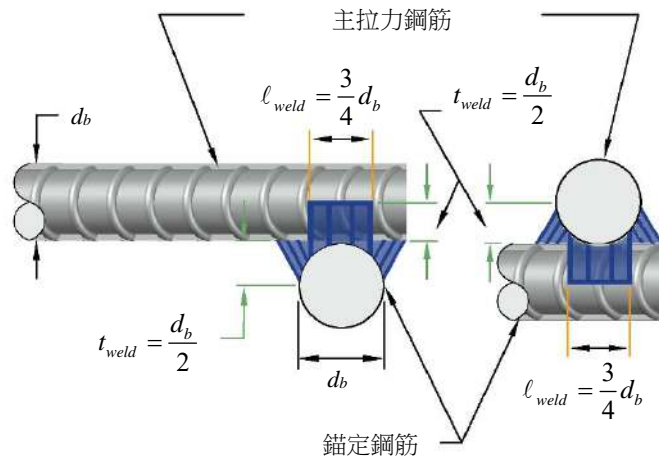
解說：

對有深度變化的托架或梁托而言 (參考圖R16.5.1a)，主拉力鋼筋在極限載重作用下，從支承面到受力點均約達降伏狀態；主要原因是混凝土斜壓桿的水平分量於垂直載重點傳遞至主拉力鋼筋，因此主拉力鋼筋前端 (第16.5.6.3節) 與在支承柱內 (第16.5.6.4節) 均宜提供足夠錨定，俾能從支承面至垂直載重點皆發展其降伏強度 (如圖R16.5.6.3a所示)。托架前端之足夠錨定可如第16.5.6.3節(b)規定將主拉力鋼筋彎曲成水平環、或將鋼筋端點銲接於同直徑的橫向鋼筋或合適尺寸之橫向角鋼上。Mattock等人 (1976a) 建議成功的銲接方式如圖R16.5.6.3b所示，可參考 ACI Committee 408 (1966)。

符合最小彎轉半徑的彎鉤在垂直面方向無法提供完全有效的錨定，因為若載重作用靠近托架或梁托前端，則載重點下方將存在無鋼筋之混凝土區域。對於寬托架而言 (與圖示平面垂直方向)，若受力點未靠近前端，水平面上的U型鋼筋可視作有效的錨定彎鉤。



圖R16.5.6.3a 主要藉支承與端部錨定之構材



圖R16.5.6.3b Mattock等人 (1976a) 試驗中使用之銲接詳圖

16.5.6.4 主拉力鋼筋應在支承面上發展其降伏強度

16.5.6.5 拉力鋼筋的發展應考慮鋼筋內拉應力之分布情形，該拉應力之分布並非與撓曲彎矩大小成等比例關係。

解說：

對托架、梁托及有斷面深度變化的構材而言，拉力鋼筋在服務載重下的應力不隨彎矩之遞減而呈線性遞減，因此在計算撓曲鋼筋發展長度時需要額外考量。

16.5.6.6 閉合肋筋或箍筋 A_h 應均勻分布於由主拉力鋼筋起算之 $(2/3)d$ 範圍內。

解說：

參考第16.5.5.2節解說。

第十七章 混凝土結構用錨栓

17.1 範圍

17.1.1 本章提供混凝土中錨栓之設計要求，該錨栓介於(a)兩相互連結結構構件；或(b)安全有關的附掛物和結構構件之間，透過拉力、剪力、或拉力和剪力聯合作用以傳遞結構性載重。本章規定之安全度係針對結構之使用狀態，而非短期吊掛和施工之情況。

解說：

本章限用於結構性錨栓，其傳遞之結構載重係和強度、穩定性或生命安全有關。錨栓連結包括兩種類型；第一類：兩結構構件間之接合部，當單根錨栓或錨栓群破壞時，將喪失結構某部分之力平衡或穩定性；第二類：結構構件與非屬結構但與安全有關之附掛物之結合，例如消防灑水系統、重型懸吊管、或安全欄杆等。本規範之因數化載重組合與強度折減因數 ϕ 所定義之安全等級適用於結構應用場合，在臨時使用條件下，其他標準可能有更嚴格之安全等級。

17.1.2 本章規定包含下列型式之錨栓：

- (a) 具有特定幾何特性之擴頭錨釘和擴頭螺栓，其已被證實在未開裂混凝土之拔出強度等於或大於 $1.4N_P$ ，其中 N_P 依式(17.6.3.2.2a)計算；
- (b) 具有特定幾何特性之彎鉤螺栓，其已被證實在未開裂混凝土中不具摩擦效應下，其拔出強度等於或大於 $1.4N_P$ ，其中 N_P 依式(17.6.3.2.2b)計算；
- (c) 符合機械式錨栓評估準則之後置式膨脹錨栓(扭力控制和位移控制)；
- (d) 符合機械式錨栓評估準則之後置式擴底錨栓；
- (e) 符合黏結式錨栓評估準則之後置式黏結式錨栓；
- (f) 符合機械式錨栓評估準則之後置式螺紋錨栓；
- (g) 具剪力樺之基板。

解說：

擴頭幾何外型符合ASME B1.1，B18.2.1和B18.2.6之標準型預埋式擴頭螺栓和擴頭錨釘，已有試驗證明其行為是可預測的，因此其計算之拔出強度是可被接受的。

囿於國內CNS或相關學會尚無類似機械式錨栓評估準則和黏結式錨栓評估準則，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，和ACI 355.4 (Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete and Commentary) 規定有關混凝土後置黏結式錨栓品質管理之評估準則相關規定。另，歐洲技術評估組織 (European Organisation for Technical Assessment, EOTA) 之 (European Assessment Document, EAD) 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，和EAD-330499-00-0601 (Bonded fasteners for use in concrete) 規定有關混凝土後置黏結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，建議評核其合格標準與ACI發表之評估準則具有等值性。

後置式膨脹錨栓、螺紋錨栓和擴底錨栓沒有可預測之拔出強度，因此需要依據機械式錨栓評估準則試驗結果建立拔出強度。適用本章節要求之後置式膨脹錨栓、螺紋錨栓和擴底錨栓，依機械式錨栓評估準則試驗結果必須顯示其拔出破壞模式之載重－位移特性係屬可接受，或其他之破壞模式將拔出破壞排除。

黏結式錨栓之握裹應力特性和結構應用之適用性，應依據黏結式錨栓評估準則之測試建立。黏結式錨栓對某些因素十分敏感，其包括安裝方向和載重種類。當黏結式錨栓承受持續性拉力，對於水平或向上傾斜安裝之黏結式錨栓其測試需求規定於第17.2.3節，持續性拉力之設計需求依據第17.5.2.2節，認證需求依據第26.7節，監造需求依據第26.13節。根據黏結式錨栓評估準則之黏結式錨栓檢定，試驗混凝土抗壓強度分為兩類群：175 ~ 280 kgf/cm² [17 ~ 28 MPa]和455 ~ 600 kgf/cm² [45 ~ 60 MPa]。一般而言，握裹強度受到混凝土抗壓強度之影響不會太敏感。

17.1.3 禁止重複使用拆除後之後置式機械錨栓。

解說：

依機械式錨栓評估準則禁止重複使用拆除後之後置式機械錨栓。

17.1.4 高周次疲勞或衝擊性載重為主控載重時，本章不適用。

解說：

本章之載重不包括高周次疲勞或衝擊性載重（例如爆炸或衝擊波），但包括地震力。錨栓之耐震設計需求詳見第17.10節。

17.1.5 本章不適用於特製預埋件、貫通螺栓、多根錨栓端部連接於單一埋設鋼板、灌漿錨栓、以及直接式錨栓，例如以火藥或空氣擊置等方式施作之錨釘或錨栓。

解說：

特製預埋件之形狀和配置方式，變異性甚大，無法發展通用之試驗和設計公式。

17.1.6 鋼筋為埋設組件之一部分時，其伸展長度應依本規範相關章節規定設計。若鋼筋用於錨定，必須考量混凝土之拉破與剪破，或者應配置符合第17.5.2.1節之錨栓錨定鋼筋。

解說：

若鋼筋群用於錨定應考慮混凝土拉破與剪破強度。就算鋼筋依據第二十五章之規定充分伸展，混凝土拉破或剪破行為還是可能會發生。直線鋼筋群之拉破與剪破行為為類似黏結式錨栓之拉破與剪破行為，其中 h_{ef} 等於或小於鋼筋埋置長度。同樣的，彎鉤和擴頭鋼筋群之拉破與剪破行為如同擴頭錨栓拉破與剪破行為。應考慮將鋼筋延伸超過伸展長度。

除了明確決定鋼筋群之混凝土之拉破與剪破強度外，亦可使用依第17.5.2.1節配置之錨栓錨定鋼筋，或鋼筋應予延伸。

17.2 一般需求

17.2.1 錨栓和錨栓群之設計應依據因數化載重下彈性分析所得之臨界效應。若標稱強度係依韌性錨栓鋼材而定，可採用塑性分析方法，分析時應考慮變形一致性。

17.2.1.1 經由共同結構構件加載之兩根或多根錨栓，當錨栓間距小於不折減拉破或剪破強度之間距要求時，應考量錨栓群效應；若相鄰錨栓由不同結構構件加載時，錨栓群效應需考量相鄰錨栓同時承受最大載重。

解說：

當錨栓群之強度由混凝土拉破或剪破所控制，其行為是脆性的，故對高應力與低應力錨栓間之應力再分配相當有限。在此情況應使用彈性理論分析，假設分布載重至錨栓之連結元件具有足夠勁度。錨栓受力大小正比於外載以及外載與錨栓群中性軸之距離。

當錨栓強度由錨栓鋼材韌性降伏所控制，錨栓間受力可有顯著的力量再分配，對此以彈性理論分析是保守的。Cook與Klingner (1992a,b) 和Lotze等人 (2001) 討論非線性分析，使用塑性理論決定韌性錨栓群之強度。

17.2.2 黏結式錨栓在安裝時，其混凝土齡期應最少為21天。

解說：

即使規定安裝時混凝土抗壓強度之最小值，若黏結式錨栓於早期混凝土中安裝，其成效無法確認。因此，黏結式錨栓需安裝於齡期至少21天之混凝土中。

17.2.3 安裝於水平或向上傾斜之黏結式錨栓之品質，應符合黏結式錨栓評估準則關於安裝方向敏感度之規定。

解說：

黏結式錨栓評估準則包含測試方法以確認黏結式錨栓於水平和向上傾斜埋設之妥適性。

17.2.4 輕質混凝土修正係數 λ_a

17.2.4.1 輕質混凝土修正係數 λ_a 按表17.2.4.1。當使用機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則之實驗評估，得採用試驗結果以替代係數 λ_a 。

表 17.2.4.1 輕質混凝土修正係數 λ_a

破壞條件	λ_a [1]
預埋和擴底錨栓之混凝土破壞	1.0 λ
膨脹、螺紋和黏結式錨栓之混凝土破壞	0.8 λ
黏結式錨栓按公式(17.6.5.2.1)之握裹破壞	0.6 λ

[1] λ 按第19.2.4節規定決定

17.2.5 錨栓之安裝與監造應符合第26.7節和第26.13節之規定。

解說：

關於輕質混凝土錨栓強度之可用實驗數量十分有限。輕質混凝土預埋擴頭錨釘之試驗顯示，折減係數 λ 可以適當地反映輕質混凝土之影響 (Shaikh 與Yi 1985; Anderson 與Meinheit 2005)。錨栓製造商對於後置膨脹錨栓、螺紋錨栓和黏結式錨栓之評估報告顯示，對係數 λ 再作折減以提供相關設計強度所必須之安全係數是需要的。藉由假設輕質混凝土類似於基準試驗材料，機械式錨栓評估準則及黏結式錨栓評估準則提供了透過試驗以獲得特定 λ_a 數值之程序。

17.3 設計限制

17.3.1 本章用於計算之 f'_c 值，在預埋錨栓應不大於 700 kgf/cm^2 [70 MPa]，在後置錨栓應不大於 560 kgf/cm^2 [55 MPa]。當後置錨栓用於 f'_c 大於 560 kgf/cm^2 [55 MPa] 之混凝土時應進行試驗，以驗證錨栓具可接受之性能。

解說：

有少數在高強度混凝土之預埋式錨栓和後置式錨栓之試驗(Primavera等人 1997)結果顯示，本章之設計步驟當混凝土強度增加時並不保守，特別是 f'_c 在 770 至 840 kgf/cm^2 [75 至 85 MPa] 範圍之高強度混凝土之預埋錨栓。除非有更多試驗值佐證，預埋錨栓設計之 f'_c 上限值為 700 kgf/cm^2 [70 MPa]。此混凝土強度之限制同樣用於本規範剪力強度、扭力強度和鋼筋伸展長度設計(第22.5.3.1節，第22.6.3.1節，第22.7.2.1節和第25.4.1.4節)。超高強度混凝土之使用對某些後置式錨栓之承載能力可能有負面之影響。這些負面影響包括：膨脹錨栓無法完全膨脹、不易銑孔、螺紋錨栓在鑽孔側壁產生螺紋有困難，以及黏結式錨栓之握裹強度降低。後置式錨栓 f'_c 不大於 560 kgf/cm^2 [55 MPa] 之限制係反映機械式錨栓評估準則和黏結式錨栓評估準則中試驗之混凝土強度範圍，若經試驗證實，設計後置錨栓 f'_c 可不受限於 560 kgf/cm^2 [55 MPa]。

17.3.2 錨栓直徑 $d_a \leq 10 \text{ cm}$ ，混凝土拉破與剪破強度應符合第17.6.2節和第17.7.2節之設計步驟。

解說：

錨栓直徑之限制係基於現有實驗數據範圍。在2002年至2008年版本之規範，計算混凝土破裂強度時限制錨栓直徑和埋設長度。這些限制之必要性係基於直徑超過 5 cm 和埋設長度超過 60 cm 之錨栓缺乏試驗結果。在2011年版本，錨栓直徑和埋設長度修改為限制直徑不超過 10 cm ，此修改係基於較大埋設深度之大直徑錨栓拉力和剪力試驗結果 (Lee等人 2007, 2010)。這些試驗包括錨栓直徑 11 cm 和埋設長度 115 cm 之拉力試驗和錨栓直徑 7.5 cm 之剪力試驗。限制直徑 10 cm 係因為ASTM F1554規定之最大錨栓直徑為 10 cm ；雖然尚有其他ASTM規範容許錨栓直徑到 20 cm ，但是缺乏試驗結果以驗證第17.6.2節與第17.7.2節之混凝土拉、剪破條款之適用性。

17.3.3 當黏結式錨栓之埋設深度介於 $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$ 時，應按第17.6.5節設計步驟計算握裹強度。

解說：

黏結式錨栓評估準則限制黏結式錨栓之埋設深度介於 $4d_a \leq h_{ef} \leq 20d_a$ ，係反應握裹模型之理論限制 (Eligehausen等人 2006a)。

17.3.4 當螺紋錨栓之埋設深度介於 $5d_a \leq h_{ef} \leq 10d_a$ 和 $h_{ef} \geq 4 \text{ cm}$ 時，應按第17.6.2節和第17.7.2節之設計步驟計算混凝土拉破與剪破強度。

解說：

Olsen、Pregartner和Lamanna (2012) 之螺紋錨栓研究係基於對應標稱鑽頭尺寸之標稱螺紋錨栓直徑 (例如，直徑 $5/8$ 英吋螺紋錨栓埋置於 $5/8$ 英吋ANSI鑽頭之鑽孔)，此處螺紋錨栓尺寸之定義近似於螺紋區桿身或核心之直徑而非螺紋最大外徑。這定義不同於ASME B1.1 螺紋之標準錨栓直徑，該標準錨栓有

較小之軸桿面積及有效面積。如同其他後置式機械錨栓，螺紋錨栓有效面積須由製造商提供。

Olsen、Pregartner和Lamanna (2012) 之經驗設計模式源自歐洲實驗數據，於開裂和未開裂混凝土之公制尺寸螺紋錨栓，及根據獨立實驗室按ICC-ES AC193方法測試之英制尺寸錨栓。

混凝土用螺紋錨栓有效埋置深度 h_{ef} ，係按螺紋幾何特性，由標稱埋置深度折減而得。有效埋置深度應根據機械式錨栓評估準則進行性能驗證，並由製造商提供以為設計使用。使用折減後之有效埋置深度與混凝土容量設計法 (CCD)，可適當地顯示現今混凝土螺紋錨栓數據庫之混凝土錨栓行為，且證實某些相關參數之影響和限制，例如有效的埋置深度及錨栓間距。

17.3.5 錨栓應符合要求之邊距、間距和厚度，如第17.9節之規定，以避免混凝土劈裂破壞。

17.4 需求強度

17.4.1 需求強度應依第五章規定之因數化載重組合計算。

17.4.2 耐震結構物之錨栓設計應額外符合第17.10節之要求

17.5 設計強度

17.5.1 任一適用之因數化載重組合下，單根錨栓或錨栓群之設計強度應符合 $\phi S_n \geq U$ 。載重效應間之交互影響依據第17.8.1節加以考量。

17.5.1.1 強度折減係數 ϕ 依據第17.5.3節決定。

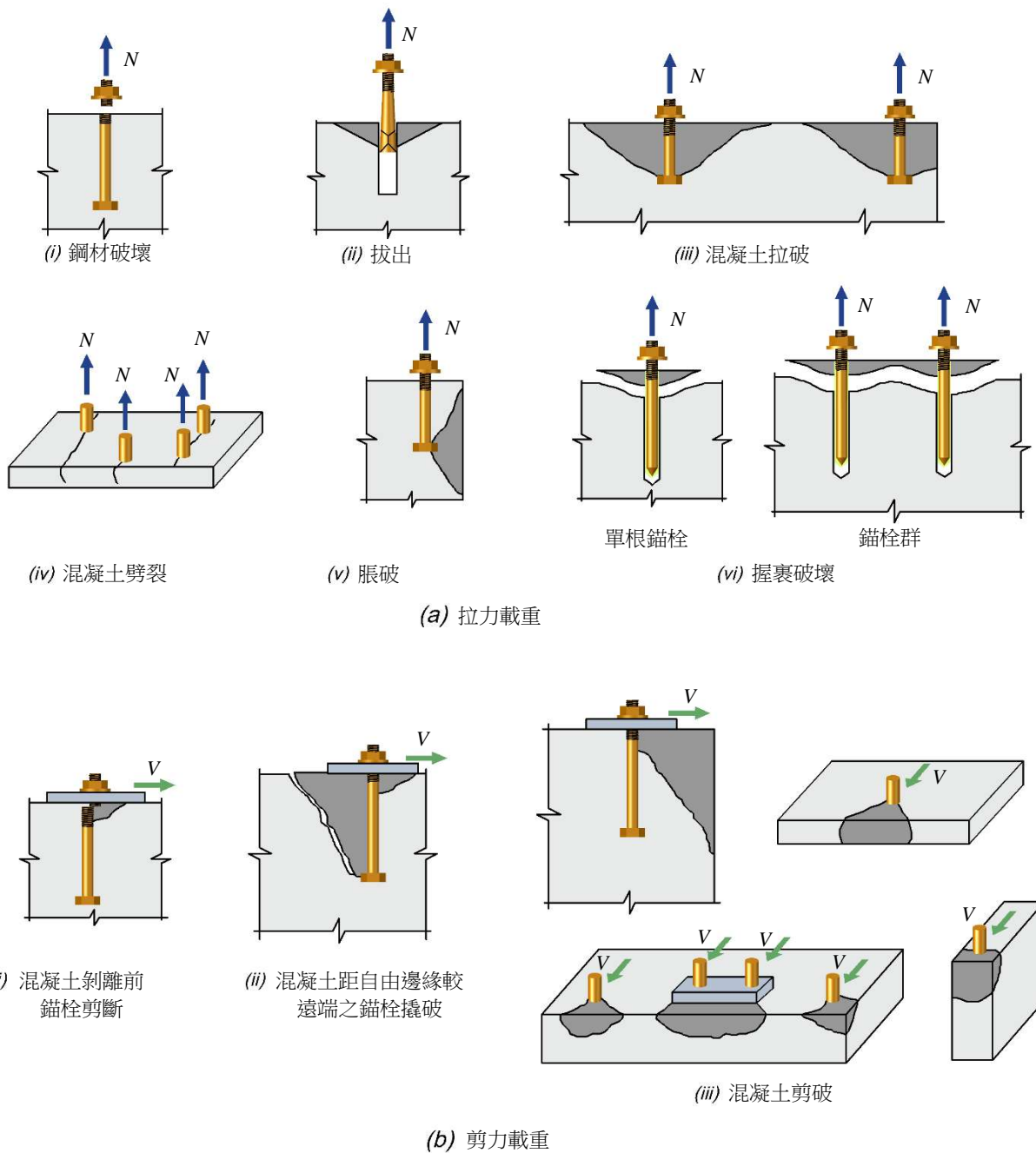
17.5.1.2 單根錨栓或錨栓群之標稱強度應基於設計模式所預測的強度且能充分符合大量的試驗結果。試驗用材料和結構用材料應一致。標稱強度應依據單根錨栓基本強度的5%分位數，並考量混凝土強度、尺度效應修正、錨栓數量、錨栓緊密間距之效應、邊距、混凝土構材深度、錨栓群之偏心載重、及混凝土開裂。設計模式中有關邊距和錨栓間距之限制，應與用以驗證該模式之試驗相符合。

下列錨栓之設計強度，應基於符合第17.5.1.2節之設計模式：

- (a) 錨栓之鋼材拉力強度。
- (b) 錨栓之混凝土拉破強度。
- (c) 單根預埋和單根後置膨脹、螺紋、和擴底錨栓之拔出強度。
- (d) 擴頭錨栓抗拉之混凝土邊緣脹破強度。
- (e) 黏結式錨栓抗拉之握裹強度。
- (f) 錨栓抗剪之鋼材強度。
- (g) 錨栓之混凝土剪破強度。
- (h) 錨栓之混凝土剪力撬破強度。

解說：

本節提供建立混凝土中錨栓強度之需求。錨栓之各種鋼材和混凝土之破壞模式，如圖R17.5.1.2(a)和R17.5.1.2(b)所示。深入討論錨栓破壞模式之文獻，包括Design of Fastenings in Concrete (1997)；Fuchs等人 (1995)；Eligehausen與Balogh (1995)；Cook等人 (1998)。與混凝土有關之拉力破壞模式包括：混凝土拉破模式(適用於所有錨栓形式)，拔出破壞 (適用於預埋錨栓、後置膨脹、螺紋與擴底錨栓)，邊緣脹破破壞 (適用於擴頭錨栓)，握裹破壞 (使用於黏結式錨栓)；與混凝土有關之剪力破壞模式包括：混凝土剪破破壞和混凝土撬破破壞 (適用於所有型式的錨栓)。這些破壞模式敘述為應該遵守章節第17.6.2節、第17.6.3節、第17.6.4節、第17.6.5節、第17.7.2節，與第17.7.3節。



圖R17.5.1.2 錨栓之破壞模式

符合第17.5.1.3節和第17.5.2.3節之任何模式可用於建立與混凝土有關的強度。另外，錨栓之拉力和剪力強度受第17.9節規定之最小間距和最小邊距所限制，以避免劈裂破壞。後置式錨栓之設計，其錨栓強度與是否能妥善安裝息息相關；安裝要求詳述於第二十六章。而有些後置式錨栓對於安裝誤差和公差並不敏感。這些變異性反應於第17.5.3節之各種因數 ϕ ，該因數係基於機械式錨栓評估準則和黏結式錨栓評估準則之評定準則。未配置鋼筋之接合處，其拉破強度可視為將發生嚴重開裂之強度指標。該開裂假如沒有控制，會呈現使用性問題（參考第17.7.2.1節解說）。

17.5.1.3 第17.5.1.2節(a)至(e)之錨栓強度應符合第17.6節，第17.5.1.2節(f)至(h)之錨栓強度則應符合第17.7節之規定。當黏結式錨栓承受持續拉力載重時，須符合第17.5.2.2節需求。

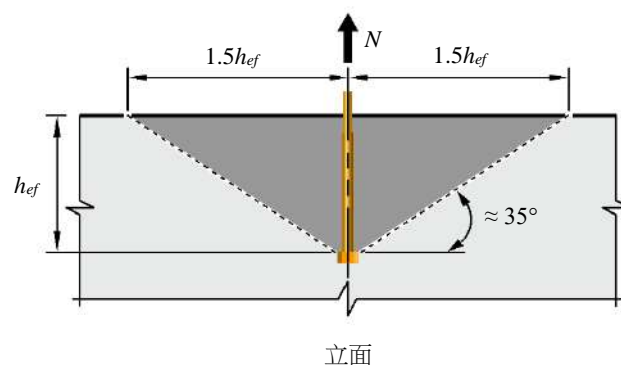
17.5.1.3.1 當兩根或多根錨栓之間距小於表 17.5.1.3.1 之臨界間距時，須考量錨栓群效應。受檢視之錨栓，只有易受到特定破壞模式影響者需納入錨栓群中。

表 17.5.1.3.1 臨界間距

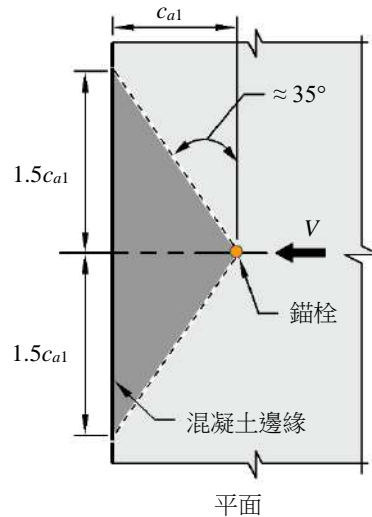
考量之破壞模式	臨界間距
混凝土拉破	$3h_{ef}$
拉力握裹強度	$2c_{Na}$
混凝土剪破	$3c_{a1}$

解說：

符合第17.5.1.2節要求之混凝土拉破設計方法，係發展自混凝土容量設計 (Concrete Capacity Design ; CCD) 方法 (Fuchs等人 1995 ; Eligehausen與Balogh 1995)，經Kappa方法 (Eligehausen和Fuchs 1988 ; Eligehausen等人 2006a) 所採用，搭配約 35° 之拉破角度 (參見圖R17.5.13a和b)。其法被認定為高度正確、相對容易使用、且適合非規則佈置。CCD方法預測單根錨栓或錨栓群之強度，係採用單根錨栓在開裂混凝土中之基本拉力公式，再乘以錨栓根數、邊距、間距、偏心、和混凝土未開裂等因數。針對剪力強度亦採用相似作法。實驗和數值研究已證實，CCD方法亦可適用於黏結式錨栓 (Eligehausen等人 2006a)。



圖R17.5.1.3a 拉破錐體



圖R17.5.1.3b 剪破錐體

17.5.1.4 錨栓強度應被允許採用第17.5.1.2節(a)至(h)試驗評估結果之5%分位數。

解說：

第17.5.1.2節和第17.5.2.3節建立驗證錨栓設計模式所須之性能因數。許多可用的設計方法已存在，但使用者准於依照第17.5.1.4節之規定根據試驗結果進行設計，只要具備足夠可用之試驗結果驗證該模式。試驗步驟用於決定單根錨栓之拉破和剪破強度。然而試驗結果之評估，應基於統計上符合第17.5.1.2節混凝土拉破方法之規定來選擇試驗數值。試驗次數應足具統計效度，考慮5%分位數加以判定。

17.5.2 每一合用之因數化載重組合，錨栓之設計強度須符合表17.5.2要求。

表 17.5.2 錨栓需求強度

破壞模式	單根錨栓	錨栓群 ^[1]	
		錨栓群之任一錨栓	多根錨栓視為一個錨栓群
鋼材拉力強度(第17.6.1節) ^[2]	$\phi N_{sa} \geq N_{ua}$	$\phi N_{sa} \geq N_{ua,i}$	-
混凝土拉破強度 ^[3] (第17.6.2節)	$\phi N_{cb} \geq N_{ua}$	-	$\phi N_{cbg} \geq N_{ua,g}$
拔出強度(第17.6.3節)	$\phi N_{pn} \geq N_{ua}$	$\phi N_{pn} \geq N_{ua,i}$	-
混凝土邊緣脹破強度 (第17.6.4節)	$\phi N_{sb} \geq N_{ua}$	-	$\phi N_{sbg} \geq N_{ua,g}$
黏結式錨栓抗拉之握裹強度 (第17.6.5節)	$\phi N_a \geq N_{ua}$	-	$\phi N_{ag} \geq N_{ua,g}$
錨栓抗剪之鋼材強度 (第17.7.1節)	$\phi V_{sa} \geq V_{ua}$	$\phi V_{sa} \geq V_{ua,i}$	-
錨栓混凝土 剪破強度 ^[3] (第17.7.2節)	$\phi V_{cb} \geq V_{ua}$	-	$\phi V_{cbg} \geq V_{ua,g}$
錨栓混凝土剪力撬破強度 (第17.7.3節)	$\phi V_{cp} \geq V_{ua}$	-	$\phi V_{cpg} \geq V_{ua,g}$

[1] 錨栓群中受最大應力之錨栓，應計算其鋼材和拉破破壞模式之設計強度。

[2] 括號內參考章節，係指可被用於評估標稱強度之模式。

[3] 假如依據第17.5.2.1節設置錨栓錨定鋼筋，其設計強度得取代混凝土剪破強度。

解說：

拉力和彎矩聯合作用下，錨栓群中之任一錨栓承受不同大小的拉力。相同地，剪力和扭矩聯合作用下，錨栓群中之任一錨栓承受不同大小的剪力。表17.5.2包含之規定，係確保單根錨栓或錨栓群之任一錨栓之設計，得以抵抗所有可能破壞模式。針對鋼材和拔出之破壞模式，宜檢核錨栓群中最大應力之錨栓以確認其具有足夠強度承擔需求載重。然而針對混凝土拉破，宜以錨栓群檢核錨栓強度。第17.2.1節所述之韌性錨栓之彈性分析或塑性分析可能被採用於決定個別錨栓之承擔載重。

載重作用方向額外配置鋼筋可避免混凝土拉、剪破，大幅提高錨栓接合之強度和變形能力，此增強方法對預埋錨栓而言為實務可行，預鑄斷面之預埋錨栓即為一例。Klingner等人 (1982)、ACI 349(2013)和Eligehausen等人 (2006b) 提供鋼筋對於錨栓行為影響之相關資料。鋼筋的效應不包括於機械式錨栓評估準則和黏結式錨栓評估準則錨栓認可試驗或第17.6.2節和第17.7.2節中混凝土拉、剪破計算方法。錨栓錨定鋼筋可依第17.5.2.1節配置並依第二十五章伸展，取代混凝土拉破之計算。

17.5.2.1 錨栓錨定鋼筋如滿足(a)或(b)的情況，其設計強度得取代混凝土拉破或剪破強度。

(a) 受拉力，假如錨栓錨定鋼筋依據第二十五章，於混凝土兩側之拉破面伸展。

(b) 受剪力，假如錨栓錨定鋼筋依據第二十五章，於混凝土兩側之剪破面或沿錨栓周圍之剪破面伸展。

17.5.2.1.1 錨栓錨定鋼筋之強度折減因數 ϕ ，應依據第17.5.3節。

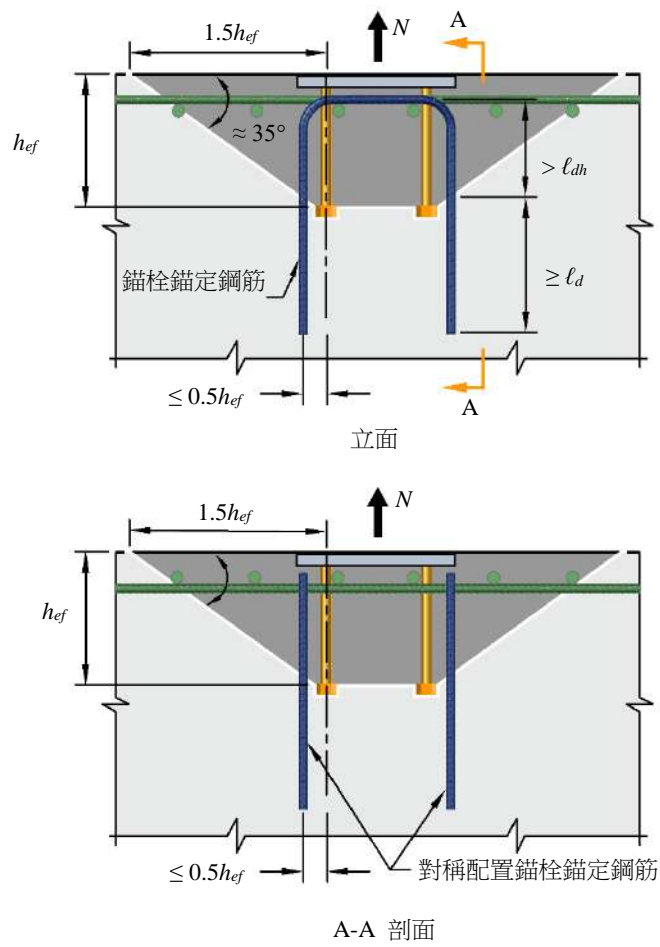
解說：

當因數化拉力或剪力大於錨栓（群）之混凝土拉破或剪破強度，或者混凝土拉破或剪破強度並未予評估時，適當錨定之錨栓錨定鋼筋之標稱強度，拉力可按圖R17.5.2.1(a)，剪力可按圖R17.5.2.1(b)(i)和圖R17.5.2.1(b)(ii)評估。因為錨栓錨定鋼筋係配置於剪力作用位置之下方（參見圖R17.5.2.1(b)），錨栓錨定鋼筋受力將大於作用之剪力。錨栓錨定鋼筋不同於不承受錨定載重和避免產生混凝土拉破之輔助鋼筋，壓拉桿模式可用於錨栓錨定鋼筋之設計。實務上，錨栓錨定鋼筋一般限用於預埋式錨栓。

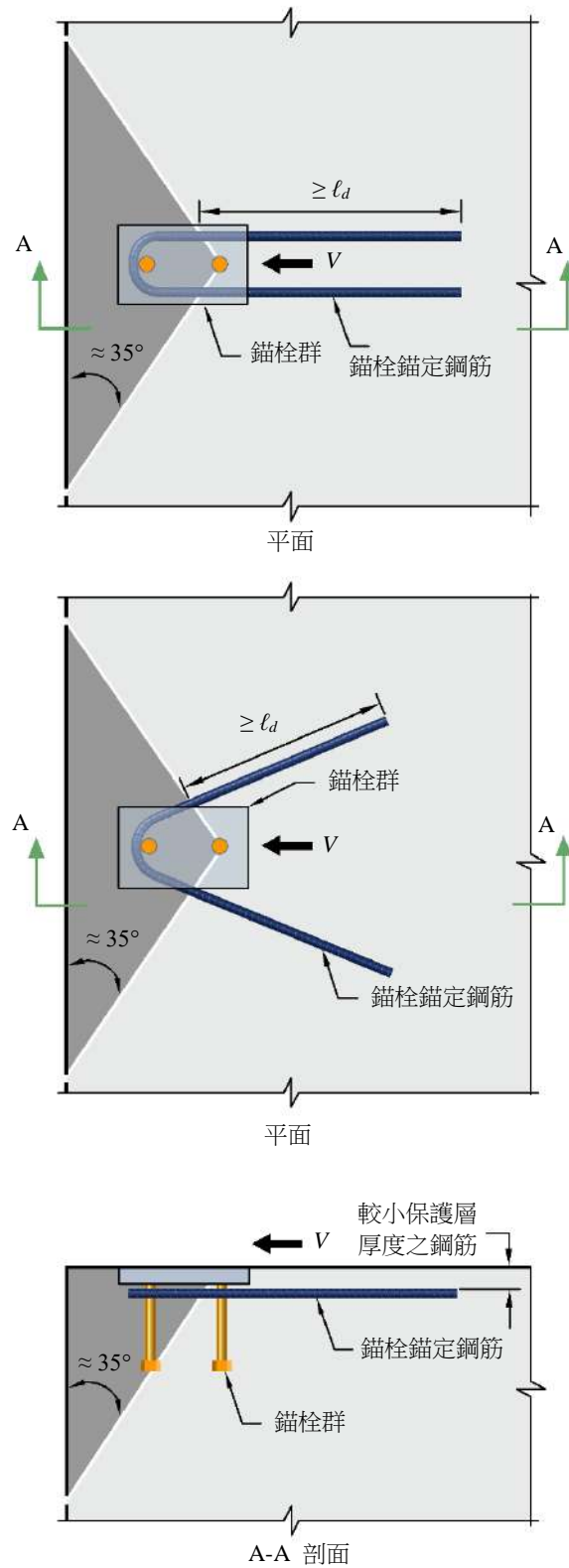
(a) 錨栓錨定鋼筋之選擇和定位宜謹慎。理想上，錨栓錨定鋼筋宜包含肋筋、箍筋或髮夾筋，盡量配置靠近錨栓。當錨栓錨定鋼筋圍束表層鋼筋會有較好效果。由錨栓中心至錨栓錨定鋼筋之間距小於 $0.5h_{ef}$ 視為有效。該規定之研究 (Eligehausen等人 2006b) 基於限制錨栓錨定鋼筋之最大直徑近似D16。

(b) 為確保發展錨栓錨定鋼筋之剪力，嵌入剪破錐之錨栓錨定鋼筋，其盡可能地接觸到錨栓，如圖R17.5.2.1(b)(i)所示。研究 (Eligehausen等人 2006b)，限於錨栓錨定鋼筋最大直徑為D16。大號數鋼筋需要較大的彎曲曲率，可能明顯地減小錨栓錨定鋼筋效能，因此大於D19的錨栓錨定鋼筋不建議使用。

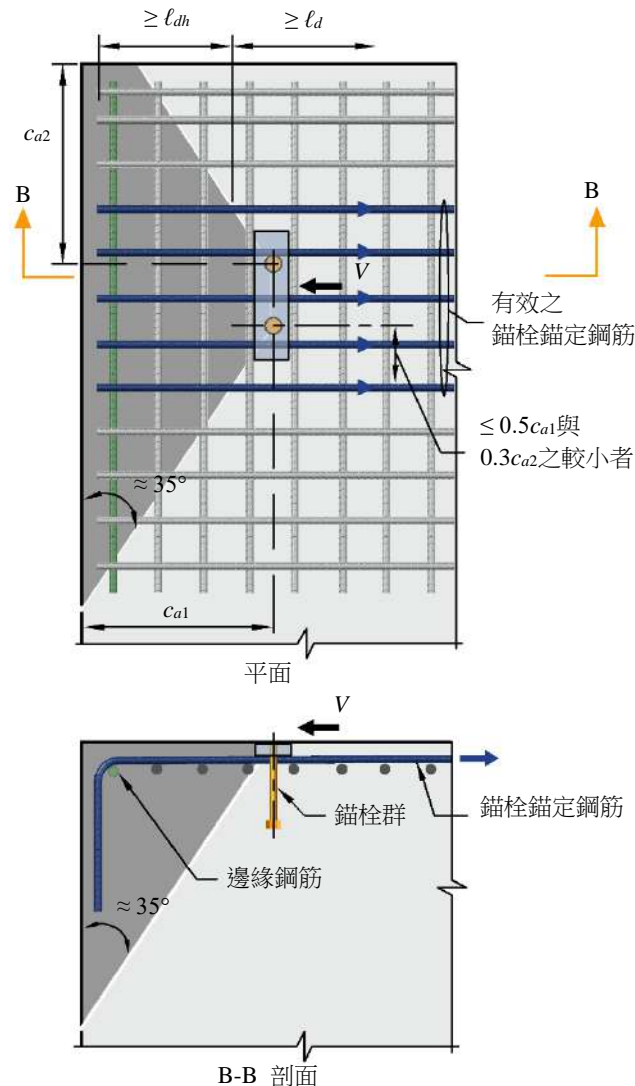
剪力之錨栓錨定鋼筋亦可由肋筋、繫筋、箍筋、或髮夾筋組成，圍繞嵌入剪破錐內之邊緣鋼筋，其盡可能地接觸到錨栓，(參見圖R17.5.2.1(b)(ii))。一般當錨栓中心線到鋼筋之間距小於 $0.5c_{a1}$ 和 $0.3c_{a2}$ 兩者之較小值時，得視為錨栓錨定鋼筋。這種情況下，錨栓錨定鋼筋宜配置於拉破面兩側。基於力平衡之理由，邊緣鋼筋亦宜配置。這些相關規範條文之研究，限於最大直徑近似D19之錨栓錨定鋼筋。



圖R17.5.2.1(a) 錨栓錨定鋼筋之張力



圖R17.5.2.1(b)(i) 錨栓之髮夾式剪力鋼筋



圖R17.5.2.1(b)(ii) 邊緣鋼筋與錨栓錨定鋼筋之剪力

17.5.2.2 當黏結式錨栓承受持續拉力載重時，其設計應符合式(17.5.2.2)之規定：

$$0.55\phi N_{ba} \geq N_{ua,s} \quad (17.5.2.2)$$

其中 N_{ba} 為單根黏結式錨栓受拉之基本握裹強度， $N_{ua,s}$ 為因數化持續拉力載重。

解說：

對於承受長期拉力載重之黏結式錨栓，須額外計算因數化載重中長期作用之比例以評估握裹抗力之折減，此係長期載重作用下可能造成握裹強度損失。承受長期拉力載重之黏結式錨栓抗力，特別深受安裝正確性之影響，其包括鑽孔乾淨程度、黏結劑之劑量和混和度、防止孔隙發生於黏結握裹界面（環形間隙）等。再者，謹慎選擇適合工地條件的正確黏結劑和握裹強度，其包括錨栓安裝時的混凝土條件（乾或飽和溼、寒或熱），鑽孔方法（旋錐鑽，岩鑽或空心鑽），混凝土在使用期間之溫度變化。

係數0.55使用於長期載重之額外計算係根據黏結式錨栓評估準則之試驗需求，並提供符合黏結式錨栓評估準則所要求黏結式錨栓在承受長期拉力載重之良好表現。依據黏結式錨栓評估準則所進行之產品評估係基於最少50年在溫度21 °C和最少10年在溫度43 °C之長期拉力載重的結果。當較長使用期間（例如大於50年）或較高溫度時，應考量較小的係數。黏結式錨栓使用於前述條件時，黏結式錨栓應諮詢製造商提供額外資料。

黏結式錨栓對於植筋方向和載重種類十分敏感，安裝於頭頂、承受持續性拉力之黏結式錨栓曾引至失敗 (National Transportation Safety Board 2007)，其他錨栓種類可能更適宜該狀況。對於水平或向上傾斜安裝之黏結式錨栓持續性拉力之設計需求，應依據黏結式錨栓評估準則注意其安裝方向，且需由經認證者進行安裝，並經特別監造。安裝和監造需求規範於第二十六章。

17.5.2.2.1 當黏結式錨栓群承受持續拉力時，式(17.5.2.2)應適用於抵抗最大持續拉力之錨栓。

解說：

檢核錨栓群取錨栓群中最大載重之錨栓，類似拔出之設計。

17.5.2.3 假如 N_{na} 和 V_{na} 同時作用，其互制效應需經由充分符合大量試驗結果之互制公式，計算所得的強度來加以考慮，相關要求應滿足第17.8節規定。

17.5.2.4 錨栓應符合第17.9節有關邊距、間距及厚度之規定，以避免劈裂。

17.5.2.5 用於耐震結構物之錨栓，應符合第17.10節規定。

17.5.2.6 具剪力樺之基板須傳遞結構載重時，應符合第17.11節規定。

17.5.3 除了錨栓錨定鋼筋強度折減因數為0.75外，其他種類混凝土內錨栓之強度折減因數 ϕ ，應依據表17.5.3a，17.5.3b，和17.5.3c。

表 17.5.3a 錨栓強度由鋼材控制時

鋼材種類	強度折減因數 ϕ	
	拉力載重 (鋼材)	剪力載重 (鋼材)
韌性	0.75	0.65
脆性	0.65	0.60

表 17.5.3b 錨栓由混凝土之拉破、握裹或邊緣脹破等強度控制時

輔助鋼筋	錨栓安裝種類	錨栓分類[1] 依據機械式錨栓評估 準則或黏結式錨栓評 估準則	強度折減因數 ϕ	
			拉力載重 (混凝土之拉破、握裹 、邊緣脹破)	剪力載重 (混凝土之剪破)
有設置輔助鋼筋	預埋式錨栓	不適用	0.75	0.75
	後置式錨栓	1	0.75	
		2	0.65	
		3	0.55	
未設置輔助鋼筋	預埋式錨栓	不適用	0.70	0.70
	後置式錨栓	1	0.65	
		2	0.55	
		3	0.45	

表 17.5.3c 錨栓由混凝土之拔出或撬破等強度控制時

錨栓安裝種類	錨栓分類 [1] 依據機械式錨栓評估準則或 黏結式錨栓評估準則	強度折減因數 ϕ	
		拉力載重 (混凝土之拔出)	剪力載重 (混凝土之撬破)
預埋式錨栓	不適用	0.70	0.70
後置式錨栓	1	0.65	
	2	0.55	
	3	0.45	

[1] 錨栓分類：分類1. (安裝方式為低敏感度，高可靠度)，分類2. (安裝方式為中敏感度，中可靠度)，分類3. (安裝方式為高敏感度，低可靠度)

解說：

表17.5.3a之鋼材強度之強度折減因數 ϕ 值以 f_{uta} 決定錨栓標稱強度 (參見第17.6.1節和第17.7.1節)，不是以鋼筋混凝土構材設計之 f_{ya} 。雖然 f_{uta} 使用之因數 ϕ 值較小，其結果和使用 f_{ya} 之較大因數 ϕ 具有相同安全等級。剪力之 ϕ 值比拉力者為小，非反應材料之差異性，而係反應接合部錨栓群之剪力分布不均勻性。

表17.5.3b之錨栓強度受控於混凝土拉破、握裹、邊緣脹破，分為有輔助鋼筋和無輔助鋼筋兩大群。具有輔助鋼筋可以提供較大變形能力，因數 ϕ 可以增大。錨栓相關受力對於輔助鋼筋之詳盡設計並不需要。然而，輔助鋼筋的配置一般宜符合圖R17.5.2.1(a)、圖R17.5.2.1(b)(i)及圖R17.5.2.1(b)(ii)所示之錨栓錨定鋼筋的配置。不必如錨栓錨定鋼筋，輔助鋼筋並不需要有完全之伸展長度。

所有形式之錨栓在混凝土剪破和預埋式錨栓混凝土脆性破壞模式，混凝土之脆性破壞基本因數 ($\phi = 0.7$) 的選擇係基於或然率研究結果，該因數大於純混凝土結構之強度折減因數 ($\phi = 0.6$)，本章和試驗需求的標稱抗力表達式是基於試驗結果5% 分位數， $\phi = 0.6$ 過於保守。比較其他設計步驟和或然率研究結果 (Farrow與Klingner 1995) 顯示選擇 $\phi = 0.7$ 較為適當。設置輔助鋼筋 (表17.5.3a) 提供較多變形能力，容許增加因數 ϕ 值。 $\phi = 0.75$ 等同混凝土梁剪力破壞之安全等級，如PCI Design Handbook (MNL 120) 和ACI 349(2013)所建議。

機械式錨栓評估準則和黏結式錨栓評估準則之試驗可用以評定安裝步驟之敏感度，並決定錨栓分類，如表17.5.3b，包括後置式膨脹錨栓、螺紋錨栓、擴底錨栓和黏結式錨栓。機械式錨栓評估準則試驗對於安裝靈敏度評定包括：錨栓安裝之扭力變異性、鑽孔尺寸之精度、錨栓安裝設備能量等級；黏結式錨栓評估準則試驗對於安裝靈敏度評定包括：黏結劑混合之影響，鑽孔乾淨程度之乾燥、飽和和填滿水/在水中之影響。

17.6 拉力強度

17.6.1 錨栓之鋼材拉力強度 N_{sa}

17.6.1.1 由鋼材控制之錨栓鋼材標稱拉力強度 N_{sa} 應根據錨栓材料性質與錨栓實際尺寸決定。

17.6.1.2 單根錨栓鋼材之標稱拉力強度 N_{sa} 應由下式計算：

$$N_{sa} = A_{se,N} f_{uta} \quad (17.6.1.2)$$

其中 $A_{se,N}$ 為受拉錨栓之有效斷面積 cm^2 ， f_{uta} 應不超過 $1.9f_{ya}$ 與 $8,750 \text{ kgf/cm}^2$ [860 MPa]之較小值。

解說：

錨栓鋼材之標稱拉力強度最好以 f_{uta} 替代 f_{ya} 來計算，因為大多數錨栓鋼材沒有明確降伏點。AISC自1986版規範後即以 $A_{se,N}f_{uta}$ 計算錨栓鋼材拉力強度。使用5.3之載重因數和第17.5.3節之 ϕ 值，式(17.6.1.2)所得設計強度與AISC 360結果一致。

f_{uta} 上限為 $1.9f_{ya}$ 係為確保在使用載重情況下，錨栓不會超過 f_{ya} 。雖然一般鋼結構錨栓無此顧慮(ASTM A307之 f_{u}/f_{y} 最大值為1.6)，此限制適用於某些不銹鋼材。 f_{uta} 上限 $1.9f_{ya}$ 係由LRFD設計法換算成對應之使用等級狀況下決定，第5.3節規定之平均載重因數1.4(源自 $1.2D + 1.6L$)除以 ϕ 最大值(拉力0.75)可得 f_{u}/f_{y} 上限值**1.87**(= $1.4/0.75$)

對於後置式錨栓沿其長度方向之任一位置有斷面縮減時，如楔式錨栓，其有效斷面積宜由製造商提供。對於螺桿與擴頭式螺栓，ANSI/ASME B1.1 (2003) 定義 $A_{se,N}$ 為

$$A_{se,N} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2, \text{ 其中 } n_t \text{ 是每公分之螺牙數目。}$$

17.6.2 錨栓之混凝土拉破強度， N_{cb}

17.6.2.1 混凝土標稱拉破強度，就單根錨栓而言 N_{cb} ，或滿足第17.5.1.3.1節之錨栓群而言 N_{cbg} ，應分別依式(a)或(b)計算：

(a) 單根錨栓；

$$N_{cb} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad (17.6.2.1a)$$

(b) 錨栓群；

$$N_{cbg} = \frac{A_{Nc}}{A_{Nco}} \Psi_{ec,N} \Psi_{ed,N} \Psi_{c,N} \Psi_{cp,N} N_b \quad (17.6.2.1b)$$

其中 $\Psi_{ec,N}$ 、 $\Psi_{ed,N}$ 、 $\Psi_{c,N}$ 、 $\Psi_{cp,N}$ 分別定義於第17.6.2.3節、第17.6.2.4節、第17.6.2.5節和第17.6.2.6節。

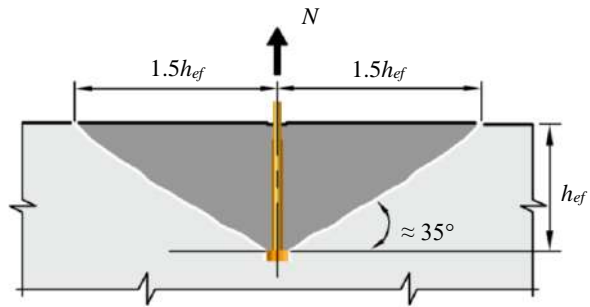
17.6.2.1.1 A_{Nc} 係單根錨栓或錨栓群混凝土破壞面之投影面積，該面積幾何形狀以線形投影底面近似，由單根錨栓之中心或錨栓群中一整列相鄰錨栓之中心線向外 $1.5h_{ef}$ 所形成。 A_{Nc} 應不大於 nA_{Nco} ，其中 n 是錨栓群之受拉錨栓支數。

解說：

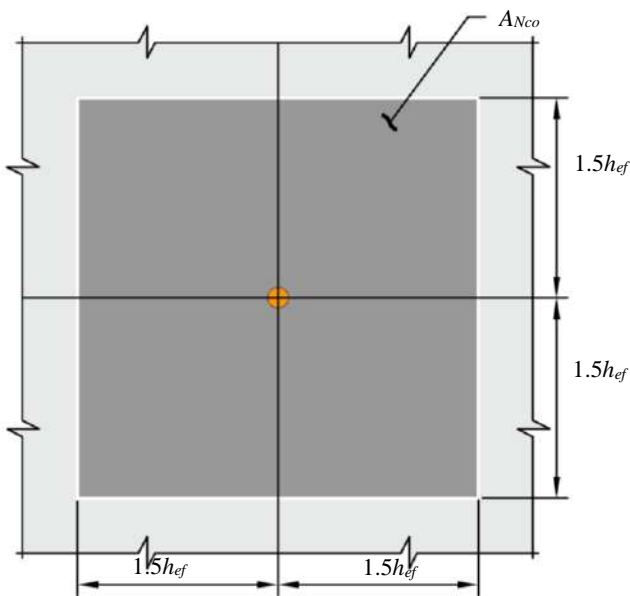
錨栓群、錨栓間距、邊距對於混凝土拉破標稱強度之影響，已納入式(17.6.2.1a)和式(17.6.2.1b)中修正係數 A_{Nc}/A_{Nco} 和 $\Psi_{ed,N}$ 。

A_{Nco} 之說明和式(17.6.2.1.4)之推導可參見圖R17.6.2.1(a)。 A_{Nco} 是單根錨栓之最大投影面積。圖R17.6.2.1(b)說明不同配置下單根錨栓和錨栓群之投影面積。因為 A_{Nc} 是錨栓群之投影總面積， A_{Nco} 是單根錨栓之投影面積，在式(17.6.2.1b)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} 值宜予以折減。

擴頭錨釘、擴頭螺栓、膨脹錨栓、擴底式錨栓及螺紋錨栓的臨界邊距為 $1.5h_{ef}$

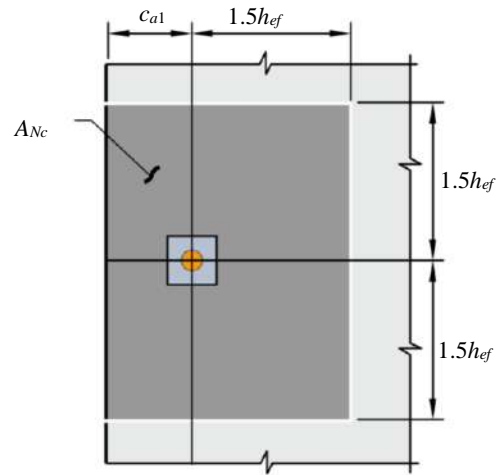


破壞錐剖面圖



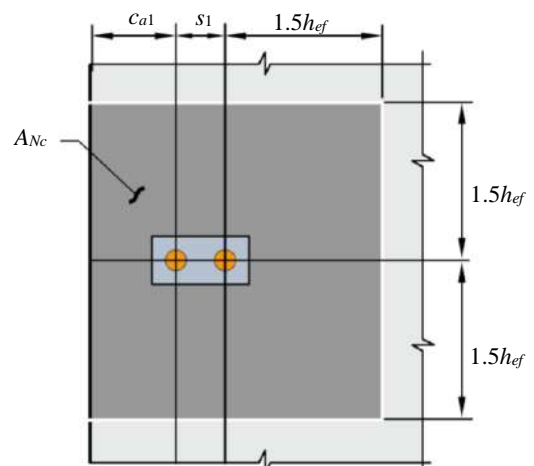
平面

$$A_{Nco} = (2 \times 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef}) = 9 h_{ef}^2$$



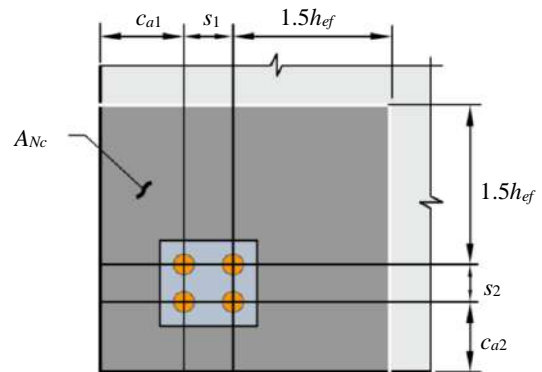
如果 $c_{a1} < 1.5h_{ef}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef})$$



如果 $c_{a1} < 1.5h_{ef}$ 且 $s_1 < 3h_{ef}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef}) \times (2 \times 1.5h_{ef})$$



如果 c_{a1} 與 $c_{a2} < 1.5h_{ef}$ 且 s_1 與 $s_2 < 3h_{ef}$

$$A_{Nc} = (c_{a1} + s_1 + 1.5h_{ef}) \times (c_{a2} + s_2 + 1.5h_{ef})$$

(a)

(b)

圖R17.6.2.1 (a) A_{Nco} 之計算及 (b) 單根錨栓及錨栓群 A_{Nc} 之計算

17.6.2.1.2 若錨栓群有三邊或更多邊之邊距小於 $1.5h_{ef}$ ，依據第 17.6.2.1.1 節及第 17.6.2.1 節至第 17.6.2.4 節之公式計算 A_{Nc} 時， h_{ef} 邊距應取(a)和(b)之大值：

(a) $c_{a,max} / 1.5$

(b) $s / 3$ ，

其中 s 為錨栓群之錨栓最大間距

17.6.2.1.3 當錨栓頭配置額外鋼板或墊圈時，計算破壞面之投影面積得自鋼板或墊圈之有效周圍以外 $1.5h_{ef}$ 計算。有效周圍應不超過錨栓頭外週邊加上墊圈或鋼板厚度之投影斷面外緣。

17.6.2.1.4 A_{Nco} 為單根錨栓其邊距大於或等於 $1.5h_{ef}$ 所形成之混凝土破壞投影面積，應依式(17.6.2.1.4)計算。

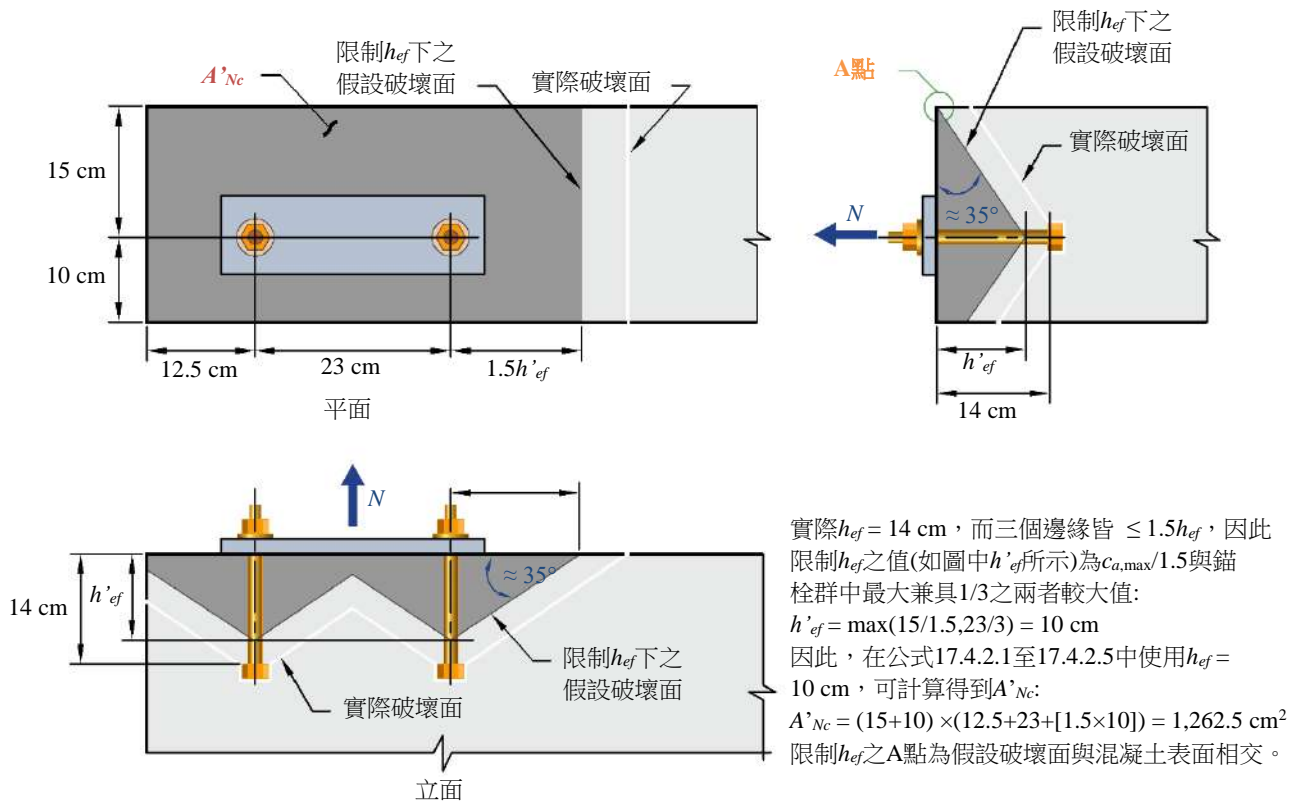
$$A_{Nco} = 9h_{ef}^2 \quad (17.6.2.1.4)$$

解說：

當錨栓群有三邊或更多邊之邊距均小於 $1.5h_{ef}$ 時，根據 CCD 方法 (參考 17.5.1.3 解說) 所得第 17.6.2.1 節至第 17.6.2.4 節之公式來計算拉破強度結果過於保守 (Lutz 1995)，這是因為一般性定義 A_{Nc} / A_{Nco} 並未正確反映邊距效應。這問題可藉由限制第 17.6.2.1 節至第 17.6.2.4 節公式內之 h_{ef} 值不超過 $c_{a,max} / 1.5$ 來修正，其中 $c_{a,max}$ 是受影響之邊距最大值，該值不宜超過實際 $1.5h_{ef}$ 。在任何情況下 $c_{a,max} / 1.5$ 不宜小於錨栓群中錨栓最大間距之 1/3。限制 h_{ef} 是錨栓群中錨栓最大間距之 1/3 係為了防止設計時採用單根錨栓之錐形拉破強度計算錨栓群強度。

此方法可由圖 R17.6.2.1.2 說明，案例中之 h_{ef} 係根據建議上限 $h_{ef} = c_{a,max} / 1.5$ 得到 $h_{ef} = h'_{ef} = 10 \text{ cm}$ 。雖然實際埋設深度較深，以此案例所得 h_{ef} 來計算強度較為適當。

第 17.6.2.1.2 節的規定可想像為將實際混凝土拉破面從實際 h_{ef} 位置，平行拉力載重作用方向移動到混凝土表面。使用於第 17.6.2.1 節至第 17.6.2.4 節內公式之 h_{ef} 值可由下列情況下決定：(a) 當破壞面之外緣與自由邊緣首次相交時；或 (b) 當錨栓群中兩錨栓之混凝土拉破面交界與混凝土表面首次相交時。圖 R17.6.2.1.2 中限制 h_{ef} 之 “A” 點即為假設破壞面於混凝土表面相交之情況。



圖R17.6.2.1.2 配置在薄構材之錨栓群受拉範例

17.6.2.2 單根錨栓基本拉破強度， N_b

17.6.2.2.1 在混凝土開裂區，單根錨栓之基本混凝土拉破強度 N_b 應依據式(17.6.2.2.1)計算，惟第 17.6.2.2.3 節例外：

$$N_b = k_c \lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{1.5} \quad (17.6.2.2.1)$$

其中

$k_c = 10$ ，預埋式錨栓

$k_c = 7$ ，後置式錨栓

17.6.2.2.2 後置式錨栓得根據機械式錨栓評估準則、或黏結式錨栓評估準則所指定之測試方法，採用較大 k_c 值但應不超過 10。

解說：

基本混凝土拉破強度公式之推導 (Fuchs等人 1995；Eligehausen與Balogh 1995；Eligehausen與Fuchs 1988；fib 2011)，係考慮破壞力學觀念，假設混凝土拉破之破壞錐角度約為 35° 。

式(17.6.2.2.1)中 k_c 值係由大量未開裂混凝土試驗數據 (Fuchs等人 1995) 以5%分位數定義所決定，經由修正以得到開裂混凝土對應之 k_c 值 (Eligehausen與Balogh 1995；Goto 1971)。試驗顯示應用於黏結式錨栓之 k_c 值約與膨脹錨栓相同 (Eligehausen等人 2006a；Zhang等人 2001)。

17.6.2.2.3 單根預埋式擴頭錨釘和擴頭螺栓，其 $28\text{ cm} \leq h_{ef} \leq 63.5\text{ cm}$ 者， N_b 應依下式計算：

$$N_b = 5.8\lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \quad (17.6.2.2.3)$$

$$\left[N_b = 3.9\lambda_a \sqrt{f'_c} h_{ef}^{5/3} \right]$$

解說：

對於埋設較深之錨栓 ($h_{ef} > 28\text{ cm}$) 時，試驗結果顯示在某些情況下使用 $h_{ef}^{1.5}$ 過份保守，因此對於預埋擴頭式螺栓和擴頭式錨釘其 $28\text{ cm} \leq h_{ef} \leq 63.5\text{ cm}$ ，建議以式(17.6.2.2.3)使用 $h_{ef}^{5/3}$ 來評估，該公式亦可用於某些擴底後置式錨栓。然而，擴底後置式錨栓採用式(17.6.2.2.3)時，宜依第17.5.1.4節之方法驗證。試驗和數值分析顯示，若錨栓頭之承壓應力等於或接近式(17.6.3.2.2a)容許上限值 (Ožbolt等人 2007)，在 $h_{ef} > 63.5\text{ cm}$ 情況下，使用式(17.6.2.2.3)可能不保守。

17.6.2.3 拉破之偏心載重修正因數， $\Psi_{ec,N}$

17.6.2.3.1 受拉力時錨栓群之偏心載重修正因數 $\Psi_{ec,N}$ 應依式(17.6.2.3.1)計算：

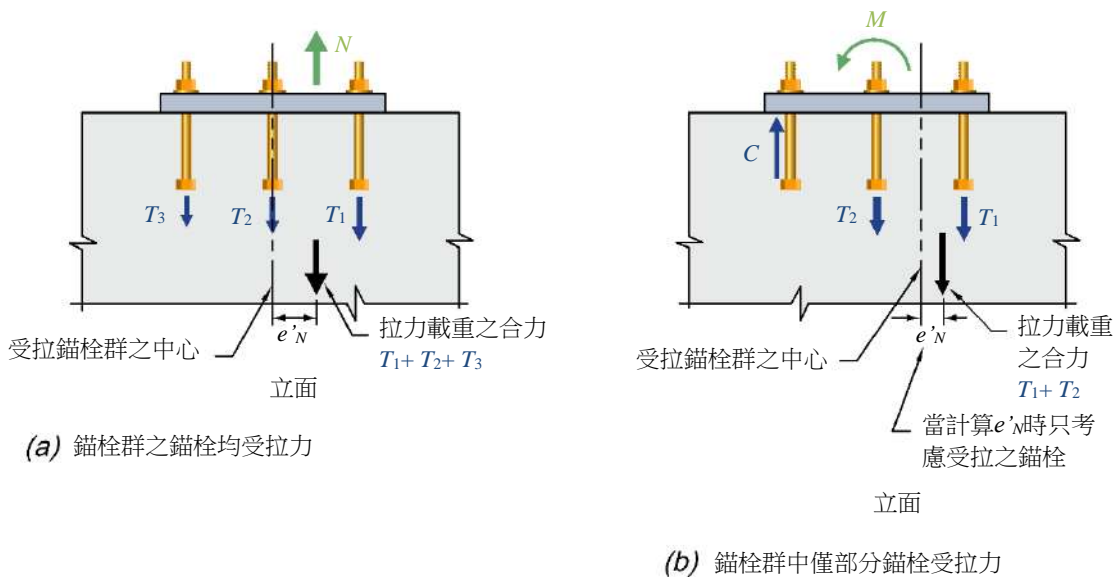
$$\Psi_{ec,N} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{1.5h_{ef}}\right)} \leq 1.0 \quad (17.6.2.3.1)$$

17.6.2.3.2 若錨栓群中僅有部分錨栓受拉力載重時，式(17.6.2.3.1)之偏心值 e'_N 和式(17.6.2.1b)之 N_{cbg} ，應僅考量受拉力之錨栓。

17.6.2.3.3 若兩正交軸皆有偏心載重之情況下，式(17.6.2.1b)修正因數 $\Psi_{ec,N}$ 應依各軸向分別計算後相乘而得。

解說：

圖R17.6.2.3.1(a)顯示錨栓群所有錨栓皆受拉力，但是其合力對於錨栓群中心而言有一偏心距，錨栓群之錨栓亦可能僅有部分錨栓承受拉力如圖R17.6.2.3.1(b)，此時，僅受拉錨栓才列入 e'_N 之計算中。受拉錨栓合力偏心值 e'_N 宜相對於受拉錨栓群之重心位置決定。



圖R17.6.2.3.1 錨栓群 e'_N 值之定義

17.6.2.4 拉破之邊距效應修正因數， $\psi_{ed,N}$

17.6.2.4.1 承受拉力之單根錨栓或錨栓群，邊距效應修正因數 $\psi_{ed,N}$ 應按下式(a)或(b)計算：

$$(a) \text{ 當 } c_{a,\min} \geq 1.5h_{ef}, \psi_{ed,N} = 1.0 \quad (17.6.2.4.1a)$$

$$(b) \text{ 當 } c_{a,\min} < 1.5h_{ef}, \psi_{ed,N} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,\min}}{1.5h_{ef}} \quad (17.6.2.4.1b)$$

解說：

若錨栓群靠近邊緣，以至於沒有足夠空間發展完整拉破錐，錨栓之強度將遠小於 A_{Nc}/A_{Nco} 所反映之值。若最小的邊距大於或等於 $1.5h_{ef}$ ，完整拉破錐可以形成，因此不必折減 ($\psi_{ed,N} = 1$)。若邊距小於 $1.5h_{ef}$ 時， $\psi_{ed,N}$ 因數宜做邊距效應修正 (Fuchs等人 1995)。

17.6.2.5 拉破之開裂修正因數， $\psi_{c,N}$

17.6.2.5.1 使用載重等級下，錨栓區域受開裂影響之修正因數 $\psi_{c,N}$ 應依(a)或(b)決定：

(a) 經分析顯示在使用載重等級下，設置錨栓之混凝土構材區域未產生開裂時， $\psi_{c,N}$ 應依下式：

預埋式錨栓群： $\psi_{c,N} = 1.25$ 。

後置式錨栓群： $\psi_{c,N} = 1.4$ ，且式(17.6.2.2)之 k_c 值為7。

若式(17.6.2.2)之 k_c 值取自機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則之後置式錨栓之產品評估報告時：

(i) 經認可同時適用於開裂與未開裂混凝土之錨栓，其 $\psi_{c,N}$ 之值應基於機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則之產品評估報告。

(ii) 經認可適用於未開裂混凝土之錨栓， $\psi_{c,N}$ 應取1.0。

(b) 經分析顯示在使用載重等級下，設置錨栓之混凝土構材區域會產生開裂時，預埋式錨栓和後置式錨栓之 $\psi_{c,N}$ 應取1.0，並應滿足第17.6.2.6節規定。

17.6.2.5.2 用於開裂混凝土之後置式錨栓，應符合機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則認可。混凝土開裂應由符合第24.3.2節配置之撓曲鋼筋加以控制，或者應配置圍束鋼筋以提供等值的裂縫控制效果。

解說：

後置式錨栓未符合機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則在開裂混凝土之使用要求時，宜使用於未開裂混凝土之範圍。決定開裂形成之分析宜包含束制收縮之效應 (參見第24.4.2節)。機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則檢核錨栓適用性係要求錨栓在開裂混凝土區當裂縫寬度為0.03 cm時仍表現良好。當混凝土開裂比預期較大時，宜提供圍束鋼筋以控制裂縫寬度約為0.03 cm。更多的資料可參考ACI 224R。

式(17.6.2.2.1)和式(17.6.2.2.3)之混凝土拉破強度係假設開裂混凝土 ($\psi_{c,N} = 1.0$)下預埋式錨栓 $\psi_{c,N}k_c = 10$ ；後置式錨栓 $\psi_{c,N}k_c = 7$ 。當採用未開裂混凝土之 $\psi_{c,N}$ 因數時(預埋式錨栓 $\psi_{c,N} = 1.25$ ，後置式錨栓 $\psi_{c,N} = 1.4$)，預埋式錨栓之 $\psi_{c,N}k_c$ 為12.5，後置式錨栓為10。於開裂和未開裂之混凝土，預埋式錨栓強度超過後置式錨栓強度，此與現場觀察和試驗結果一致。

17.6.2.6 拉破之劈裂修正因數， $\psi_{cp,N}$

17.6.2.6.1 後置式錨栓依據第 17.6.2.5 節設計用於未開裂混凝土，且未配置輔助鋼筋加以控制劈裂時，修正係數 $\psi_{cp,N}$ 應依下式(a)或(b)計算，其中 c_{ac} 定義如第 17.9.5 節：

$$(a) \text{ 當 } c_{a,\min} \geq c_{ac}, \psi_{cp,N} = 1.0 \quad (17.6.2.6.1a)$$

$$(b) \text{ 當 } c_{a,\min} < c_{ac}, \psi_{cp,N} = \frac{c_{a,\min}}{c_{ac}} \geq \frac{1.5h_{ef}}{c_{ac}} \quad (17.6.2.6.1b)$$

解說：

第17.6節之設計規定係根據以下假設：當最小邊距 $c_{a,\min}$ 等於 $1.5h_{ef}$ 時，可達基本混凝土拉破強度。然而，試驗結果 (Asmus 1999) 指出，許多扭力控制和位移控制之膨脹式錨栓和某些擴底式錨栓，在未開裂混凝土且無輔助鋼筋控制劈裂時進行試驗，需要邊距超過 $1.5h_{ef}$ ，以發展基本混凝土拉破強度。當拉力載重作用時，錨栓埋設端部產生之拉應力加上錨栓埋設時引致之拉應力，劈裂破壞可能在第17.6.2.1節定義之混凝土拉破強度之前就發生。考慮前述之可能劈裂破壞模式，當 $c_{a,\min}$ 小於臨界邊距 c_{ac} ，基本混凝土拉破強度宜以 $\psi_{cp,N}$ 折減。

17.6.2.6.2 其他形式錨栓，包括預埋式錨栓， $\psi_{cp,N}$ 應取 1.0。

解說：

若提供控制劈裂之輔助鋼筋、或者經分析顯示混凝土在使用載重作用下開裂時， $\psi_{cp,N}$ 折減因數取1.0。

17.6.3 單根預埋式錨栓、單根後置式膨脹、螺紋和擴底錨栓之拔出強度， N_{pn}

17.6.3.1 單根預埋式、單根後置式膨脹、螺紋或擴底錨栓之標稱拔出強度 N_{pn} 應依下式計算：

$$N_{pn} = \psi_{c,P} N_p \quad (17.6.3.1)$$

其中 $\psi_{c,P}$ 定義於第17.6.3.3節。

解說：

拔出之設計要求適用於預埋式錨栓、後置式膨脹、螺紋和擴底錨栓；不適用於黏結式錨栓，黏結式錨栓握裹破壞係依據第17.6.5節。

17.6.3.2 單根錨栓基本拔出強度， N_p

17.6.3.2.1 後置式膨脹、螺紋和擴底式錨栓， N_p 值應根據機械式錨栓評估準則所規定之試驗方法，以試驗結果 5 %分位數來決定。前述錨栓之拔出強度不允許以計算方式求得。

17.6.3.2.2 單根錨栓之拔出強度 N_p 應按(a)或(b)以供式(17.6.3.1)使用。此外， N_p 值得根據機械式錨栓評估準則所規定之試驗方法，在不考慮摩擦效應下，以試驗結果 5%分位數來決定。

(a) 預埋擴頭錨釘或擴頭螺栓之 N_p

$$N_p = 8A_{brg} f'_c \quad (17.6.3.2.2a)$$

(b) 單根 J 或 L 螺栓之 N_p

$$N_p = 0.9f'_c e_h d_a \quad (17.6.3.2.2b)$$

其中 $3d_a \leq e_h \leq 4.5d_a$

解說：

於第17.6.3.2.2(a)和(b)節之拔出強度計算公式僅適用於預埋式擴頭和彎鉤錨栓 (Kuhn與Shaikh 1996；fib 2011)；除非拔出強度公式之有效性已由試驗證實，上述計算公式不適用於各種不同端部錨定機制之後置式膨脹、螺紋和擴底式錨栓。

式(17.6.3.2.2a)計算值係錨栓頭部因承壓而發生混凝土壓碎時之載重 (fib 2011；ACI 349(2013))，不是將錨栓完全拔出混凝土之載重，因此公式中沒有與埋設深度相關之參數。局部混凝土壓碎時，會大幅降低接合部之勁度，一般亦是拔出破壞之開始。錨栓端部區域配置鋼筋如緊密間距之螺箍筋可提高擴頭錨釘或擴頭螺絲之拔出強度，在具有證照設計技師之要求下，此增量可根據使用需求由試驗求得。

用於彎鉤螺絲之式(17.6.3.2.2b)，係由Lutz基於Kuhn與Shaikh (1996)之結論推導而來。只取可信賴之承壓部分，忽略任何摩擦部分，因為彎鉤內側之混凝土壓碎時，會大幅降低接合部之勁度，一般亦是拔出破壞的開始。 e_h 之限制係基於Kuhn與Shaikh (1996)三個試驗計畫所採用之變數範圍。

17.6.3.3 拔出之開裂修正因素

17.6.3.3.1 使用載重等級下，考慮錨栓區開裂影響下之修正因子 $\psi_{c,P}$ 應依下列(a)或(b)決定：

- (a) 經分析顯示在使用載重等級下，設置錨栓之混凝土構材區域未產生開裂時， $\psi_{c,P}$ 得使用 1.4。
- (b) 經分析顯示在使用載重等級下，設置錨栓之混凝土構材區域會產生開裂時， $\psi_{c,P}$ 得使用 1.0。

17.6.4 受拉擴頭錨栓之混凝土邊緣脹破強度， N_{sb}

17.6.4.1 單根擴頭錨栓具較深埋設長度且靠近邊緣 ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$) 時，其標稱邊緣脹破強度 N_{sb} 應依下式計算：

$$N_{sb} = 42.44 c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c} \quad (17.6.4.1)$$

$$N_{sb} = 13 c_{a1} \sqrt{A_{brg}} \lambda_a \sqrt{f'_c}$$

17.6.4.1.1 當單根擴頭錨栓之 c_{a2} 小於 $3c_{a1}$ 時， N_{sb} 值須乘以因數 $(1 + c_{a2}/c_{a1})/4$ ，其中 $1.0 \leq c_{a2}/c_{a1} \leq 3.0$ 。

解說：

混凝土邊緣脹破設計要求係基於Furche與Eligehausen (1991)之建議，這些要求通常適用於預埋式擴頭錨栓。對後置式錨栓而言，控制因素通常為安裝時之劈裂而非邊緣脹破，宜以機械式錨栓評估準則之要求加以評估。

17.6.4.2 多根擴頭錨栓具較深埋設長度、靠近邊緣 ($h_{ef} > 2.5c_{a1}$) 且錨栓間距小於 $6c_{a1}$ 時，其受邊緣脹破影響之錨栓群之標稱強度 N_{sbg} 應依下式計算：

$$N_{sbg} = \left(1 + \frac{s}{6c_{a1}} \right) N_{sb} \quad (17.6.4.2)$$

其中 s 為錨栓群中最外緣錨栓沿邊緣方向之間距； N_{sb} 依式(17.6.4.1)計算，且不必做垂直邊距之修正。

解說：

多根擴頭錨栓之標稱邊緣脹破強度之決定，僅當錨栓為拉力載重且靠近邊緣 ($c_{a1} < 0.4h_{ef}$) 時宜予考量。該強度以施加於這些錨栓之一部分拉力表示。

17.6.5 黏結式錨栓之拉力握裹強度， N_a 或 N_{ag}

17.6.5.1 標稱拉力握裹強度，就單根黏結式錨栓而言 N_a ，或符合第17.5.1.3.1節之黏結式錨栓群而言 N_{ag} ，應分別依式(a)或(b)計算：

(a) 單根黏結式錨栓；

$$N_a = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba} \quad (17.6.5.1a)$$

(b) 黏結式錨栓群；

$$N_{ag} = \frac{A_{Na}}{A_{Nao}} \Psi_{ec,Na} \Psi_{ed,Na} \Psi_{cp,Na} N_{ba} \quad (17.6.5.1b)$$

其中因數 $\Psi_{ec,Na}$ 、 $\Psi_{ed,Na}$ 和 $\Psi_{cp,Na}$ 分別定義於第17.6.5.3節、第17.6.5.4節和第17.6.5.5節。

17.6.5.1.1 A_{Na} 係單根黏結式錨栓或黏結式錨栓群之投影影響面積，該面積以線形面近似，由單根黏結式錨栓之中心或錨栓群中一整列相鄰錨栓之中心線向外一段距離 c_{Na} 所形成， A_{Na} 應不超過 nA_{Nao} ，式中 n 是黏結式錨栓群承受拉力載重之錨栓個數。

17.6.5.1.2 A_{Nao} 是單根黏結式錨栓其邊距大於或等於 c_{Na} 所形成之投影影響面積：

$$A_{Nao} = (2c_{Na})^2 \quad (17.6.5.1.2a)$$

其中

$$c_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{77}} \quad (17.6.5.1.2b)$$

$$[c_{Na} = 10d_a \sqrt{\frac{\tau_{uncr}}{7.6}}]$$

解說：

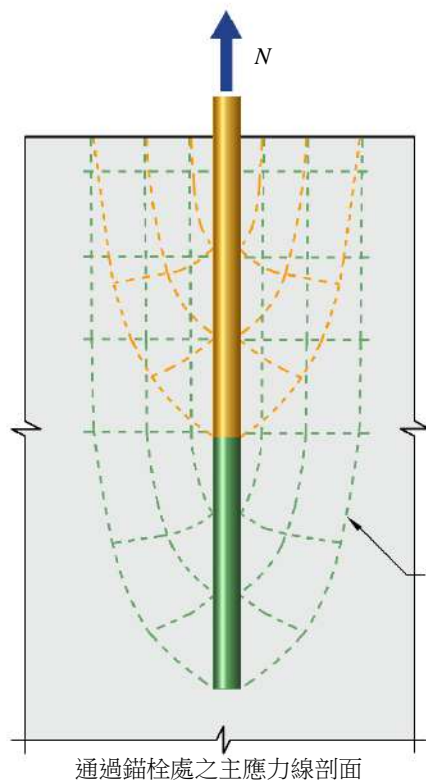
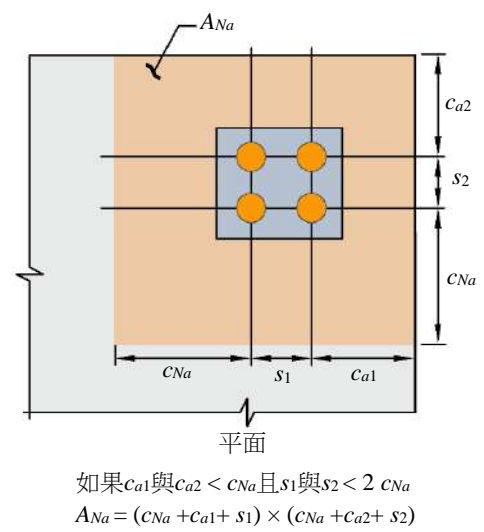
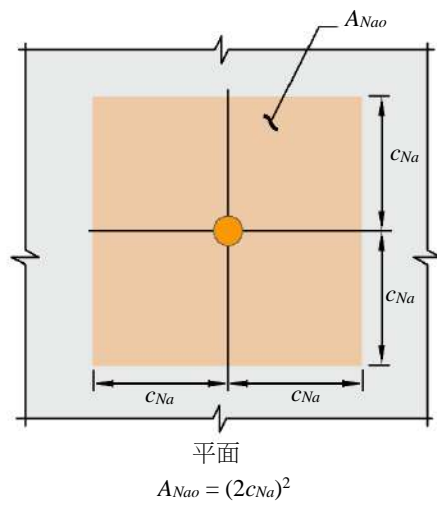
握裹強度之評估僅適用於黏結式錨栓。埋設較淺之單根錨栓承受拉力載重到破壞可能出現混凝土拉破破壞，而埋設較深則產生握裹破壞。當個別受力會產生握裹破壞之黏結式錨栓，處於錨栓群或鄰邊緣之條件下，可能會產生混凝土破壞。所有情況下，黏結式錨栓之拉力強度皆受限於由式(17.6.2.1a)和式(17.6.2.1b) (Eligehausen等人 2006a) 計算之混凝土拉破強度。

黏結式錨栓宜評估受錨栓間距和邊距之影響下之握裹強度和混凝土拉破強度。受拉黏結式錨栓其標稱握裹強度對於錨栓間距和邊距之影響已包含於式(17.6.5.1a)和式(17.6.5.1b)中修正因數 A_{Na}/A_{Nao} 和 $\Psi_{ed,Na}$ 。

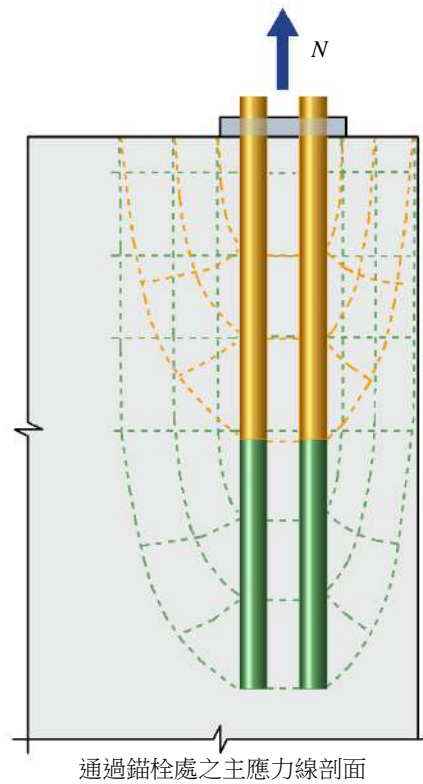
握裹強度受邊距和鄰近載重錨栓之影響，視單根黏結式錨栓可帶動之混凝土體積量體而定。對比於式(17.6.2.1a)和式(17.6.2.1b)以投影混凝土破壞面積概念計算黏結式錨栓之拉破強度，式(17.6.5.1a)和式(17.6.5.1b)中計算黏結式錨栓握裹強度之影響面積並不是埋設深度的函數，反而是錨栓直徑和特徵握裹應力的函數。

臨界距離 c_{Na} 不論有開裂或未開裂之混凝土皆假設是相同的；為了簡化起見，式(17.6.5.1.2b)中 c_{Na} 係使用未開裂混凝土之特徵握裹應力 τ_{uncr} ，這已經過試驗和數值研究所證實 (Eligehausen等人 2006a)。圖 R17.6.5.1(a)顯示 A_{Na0} 和式(17.6.5.1.2a)之推導。 A_{Na0} 是單根黏結式錨栓握裹強度之投影影響面積。圖 17.6.5.1(b)顯示錨栓群投影影響面積之範例。於該範例中 A_{Na} 是錨栓群之投影影響面積， A_{Na0} 是單根錨栓之投影影響面積，因此式(17.6.5.1b)不必包括錨栓支數 n 。假如錨栓群之錨栓配置位置使得個別錨栓之投影影響面積重疊時(如錨栓經由共同基板或附掛物加載)， A_{Na} 值小於 nA_{Na0} 。

具有較低握裹強度且間距較為緊密之黏結式錨栓群其拉力強度將顯著地超過式(17.6.5.1b)的計算值。文獻 (Eligehausen等人 2006a) 提供之修正係數係來說明此情形，為了簡化起見，本規範未包含該修正係數。



(a) 遠離邊緣與其他錨栓之單根黏結式錨栓



(b) 鄰近角隅配置之四根黏結式錨栓群

埋深增加，
應力分布亦
改變

圖R17.6.5.1 影響面積 A_{Na0} 和 A_{Na} 之計算

17.6.5.2 單根黏結式錨栓之基本握裹強度， N_{ba}

17.6.5.2.1 在混凝土開裂區，單根黏結式錨栓之基本拉力握裹強度 N_{ba} 應依式(17.6.5.2.1) 計算：

$$N_{ba} = \lambda_a \tau_{cr} \pi d_a h_{ef} \quad (17.6.5.2.1)$$

解說：

式(17.6.5.2.1)提供之黏結式錨栓基本握裹強度公式係以均布握裹應力模型呈現，根據數值研究以及不同模型於國際資料庫實驗結果之比較 (Cook等人 1998)，該模型提供黏結式錨栓握裹強度最佳預測結果。基本握裹強度對於發生在混凝土和黏結劑之間，以及在錨栓和黏結劑之間的握裹破壞均有效。

- 17.6.5.2.2 特徵握裹應力， τ_{cr} ，應根據黏結式錨栓評估準則試驗和評估，以 5 % 分位數來決定。
- 17.6.5.2.3 若分析顯示在使用載重等級下產生開裂現象，於開裂混凝土中使用黏結式錨栓應符合黏結式錨栓評估準則之規定。
- 17.6.5.2.4 若分析顯示在使用載重等級下，黏結式錨栓錨定範圍之混凝土構材不會開裂時，得以 τ_{uncr} 取代式(17.6.5.2.1)中 τ_{cr} ，且其值應依據黏結式錨栓評估準則試驗和評估，以 5 % 分位數來決定。

解說：

特徵握裹應力宜根據黏結式錨栓評估準則之試驗表現，且反應施工與使用期間內錨栓安裝與使用之各種情形。當設計階段沒有產品資料時，表17.6.5.2.5提供下限預設值。

17.6.5.2.5 符合下列(a)至(e)時，最小特徵握裹應力得使用表 17.6.5.2.5 之值。

- (a) 錨栓應符合黏結式錨栓評估準則之要求。
- (b) 錨栓應植置於旋錐鑽或岩鑽之鑽孔中。
- (c) 錨栓植置時，最小混凝土抗壓強度應為 175 kgf/cm² [17 MPa]。
- (d) 錨栓植置時，混凝土齡期最少應為 21 天。
- (e) 錨栓植置時，混凝土溫度應至少 10 °C。

表 17.6.5.2.5 最小特徵握裹應力^{[1][2]}

安裝和使用環境	錨栓植置時之 混凝土濕度	混凝土使用期間 最高溫度，°C	τ_c kgf/cm ² [MPa]	τ_{uncr} kgf/cm ² [MPa]
室外	乾燥至完全飽和	79	14 [1.4]	45 [4.5]
室內	乾燥	43	21 [2.1]	70 [7.0]

^[1] 當錨栓設計包括持續性拉力載重， τ_{cr} 和 τ_{uncr} 乘以0.4。

^[2] 當錨栓設計包括耐震設計結構物之地震力載重， τ_{cr} 乘以0.8和 τ_{uncr} 乘以0.4。

解說：

符合黏結式錨栓評估準則之黏結式錨栓系統，其特徵握裹應力最小值根據安裝與使用條件如表 17.6.5.2.5 所示。使用該數值僅限於表列特定條件之組合；該數值不宜推論至其他安裝或使用條件。當持續載重和地震載重同時存在時，表17.6.5.2.5註釋中適用之係數宜相乘計算。該表假設混凝土最小齡期為 21 天、混凝土最小抗壓強度 175 kgf/cm² [17 MPa]。

表17.6.5.2.5中“室內”和“室外”係反應安裝和使用之環境條件。室內環境條件表示於乾燥混凝土採用旋錐鑽或岩鑽之錨栓安裝方式，且於錨栓使用期間混凝土之溫度變化有限。室外環境條件假設錨栓安裝時，混凝土暴露於大氣中且可能處於潮濕狀況，另外亦假設混凝土之溫度變化較大，例如凍融或夏日烈陽直接曝曬之溫度。儘管“室內”和“室外”在許多種使用情況下適用，但有些情況很難分辨，例

如，錨栓安裝於建築物外牆完工前，可能於飽和潮濕混凝土中鑽孔，在此情況下，不論之後是“室內”或“室外”之使用環境，宜使用表17.6.5.2.5中“室外”環境條件下最小特徵握裹應力。

旋錐鑽和岩鑽產生較不均勻之孔洞幾何，這樣有益於握裹。黏結式錨栓採用空心鑽可能呈現明顯偏低之特徵握裹應力。因為這些效應與產品高度相關，採用空心鑽之錨栓特徵握裹應力設計宜根據黏結式錨栓評估準則試驗所建立之測試結果。

特定黏結式錨栓系統之特徵握裹應力取決於許多參數。因此，設計時宜小心考量與特徵握裹應力有關的參數。這些參數包括但不限於：

- (a) 載重型式和持續時間：持續拉力載重會減少握裹強度。
- (b) 混凝土開裂：未開裂混凝土有較高握裹強度。
- (c) 錨栓尺寸：握裹強度通常和錨栓直徑成反比。
- (d) 鑽孔方法：錨栓埋設於空心鑽之孔洞，其握裹強度可能較低。
- (e) 鑽孔和錨栓安裝時混凝土潮濕程度：混凝土潮濕可能減少握裹強度。
- (f) 錨栓安裝時混凝土溫度：錨栓於低溫環境安裝會妨礙黏結劑養護且減少握裹強度。
- (g) 錨栓安裝時混凝土齡期：錨栓安裝於早期齡期混凝土可能減少握裹強度（參見第17.2.2節解說）。
- (h) 錨栓使用期間之混凝土最高溫度：錨栓在特定情況(例如，錨栓埋設於直接暴露於陽光下之薄混凝土構材)，偏高的混凝土溫度會減少握裹強度。
- (i) 暴露於化學環境：使用於工業環境之錨栓可能增加汙染程度，其握裹強度會隨時間遞減。

依據黏結式錨栓評估準則進行試驗和評量之錨栓，可能無法適用於表17.6.5.2.5內所有安裝和使用環境，因此，設計時使用表17.6.5.2.5中建議值，宜根據26.7.1(i)、(j)、(k)與(l)之規定說明相關安裝和使用環境，僅宜說明符合黏結式錨栓評估準則檢定，在安裝與使用環境下對應表17.6.5.2.5內特徵握裹應力之錨栓。

檢定合格之黏結式錨栓系統在特定安裝和使用條件下，其特徵握裹應力可能顯著超過表17.6.5.2.5中所提供之最小值。例如，直徑13 mm 至19 mm 錨栓埋設於旋錐鑽鑽孔之乾燥混凝土中，根據前述限制使用於室內未開裂混凝土之特徵握裹應力 τ_{uncr} 介於140 ~ 175 kgf/cm² [14 ~ 17 MPa]。

17.6.5.3 握裹之之偏心修正因數， $\psi_{ec,Na}$

17.6.5.3.1 黏結式錨栓群承受偏心拉力之修正因數 $\psi_{ec,Na}$ 應依式(17.6.5.3.1)計算：

$$\psi_{ec,Na} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_N}{c_{Na}}\right)} \leq 1.0 \quad (17.6.5.3.1)$$

17.6.5.3.2 若黏結式錨栓群中僅有部分黏結式錨栓受拉力載重時，式(17.6.5.3.1)之偏心值 e'_N 與依式(17.6.5.1b)計算之 N_{ag} 應僅考量受拉力之黏結式錨栓。

17.6.5.3.3 若兩正交軸皆有偏心載重之情況下，式(17.6.5.1b)修正因數 $\psi_{ec,Na}$ 應依各軸向分別計算後相乘而得。

解說：

參考第17.6.2.3.1節解說。

17.6.5.4 握裹之邊距效應修正因數， $\Psi_{ed,Na}$

17.6.5.4.1 承受拉力之單根黏結式錨栓或黏結式錨栓群，邊距效應修正係數 $\Psi_{ed,Na}$ 應依下式(a)或(b)計算，其錨栓臨界邊距 c_{Na} 定義於如式(17.6.5.1.2b)：

$$(a) \text{ 當 } c_{a,\min} \geq c_{Na} ; \Psi_{ed,Na} = 1.0 \quad (17.6.5.4.1a)$$

$$(b) \text{ 當 } c_{a,\min} < c_{Na} ; \Psi_{ed,Na} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a,\min}}{c_{Na}} \quad (17.6.5.4.1b)$$

解說：

假如錨栓埋設靠近邊緣，其強度將進一步減少至超過 A_{Na}/A_{Na0} 所反映之值，修正係數 $\Psi_{ed,Na}$ 考量邊距效應 (Fuchs等人 1995；Eligehausen等人 2006a)。

17.6.5.5 握裹之劈裂修正因數， $\Psi_{cp,Na}$

17.6.5.5.1 黏結式錨栓依據第 17.6.5.1 節設計用於未開裂混凝土，且未配置輔助鋼筋加以控制劈裂時，修正係數 $\Psi_{cp,Na}$ 應依式(a)或(b)計算，其中 c_{Na} 定義如第 17.9.5 節：

$$(a) \text{ 當 } c_{a,\min} \geq c_{ac} ; \Psi_{cp,Na} = 1.0 \quad (17.6.5.5.1a)$$

$$(b) \text{ 當 } c_{a,\min} < c_{ac} ; \Psi_{cp,Na} = \frac{c_{a,\min}}{c_{ac}} \geq \frac{c_{Na}}{c_{ac}} \quad (17.6.5.5.1b)$$

17.6.5.5.2 其他情況， $\Psi_{cp,Na}$ 應取 1.0。

17.7 剪力強度

17.7.1 錨栓之鋼材剪力強度， V_{sa}

17.7.1.1 錨栓標稱剪力強度由鋼材控制時， V_{sa} 應依錨栓材料性質和錨栓實際尺寸決定。當混凝土剪破為可能之破壞模式時，鋼材之需求剪力強度須與假設剪破面有一致性。

解說：

錨栓群內任一根錨栓之受剪作用可能因混凝土剪破面和載重重新分配之假設而異 (參考第17.7.2.1節解說)。

17.7.1.2 單根錨栓之標稱剪力強度， V_{sa} ，應不超過下列式(a)至(c)：

(a) 預埋式擴頭錨釘

$$V_{sa} = A_{se,v} f_{uta} \quad (17.7.1.2a)$$

其中， $A_{se,v}$ 是單根錨栓抗剪之有效斷面積 (cm^2)， f_{uta} 之計算值應不超過 $1.9f_{ya}$ 及 $8,750 \text{ kgf/cm}^2$ [860 MPa] 之較小者。

(b) 預埋式擴頭螺栓、預埋式彎鉤螺栓及套筒未穿越剪力面之後置式錨栓

$$V_{sa} = 0.6 A_{se,v} f_{uta} \quad (17.7.1.2b)$$

其中， $A_{se,v}$ 是單根錨栓抗剪之有效斷面積 (cm^2)， f_{uta} 應不超過 $1.9f_{ya}$ 及 $8,750 \text{ kgf/cm}^2$ [860 MPa] 之較小者。

(c) 對於套筒穿越剪力面之後置式錨栓， V_{sa} 應基於依照機械式錨栓評估準則所執行之試驗與評估的5%分位數結果，或者採用式(17.7.1.2b)。

17.7.1.2.1 當錨栓採用注漿施工法，依第 17.7.1.2 節計算之標稱剪力強度 V_{sa} 須乘以 0.80。

解說：

因為絕大多數的錨栓材料不具有良好定義之降伏點，故錨栓標稱剪力強度之最佳表示為 f_{uta} 的函數而非 f_{ya} 的函數。因為錨釘和基板間銲接的牢固性，銲接錨釘比擴頭錨栓可發展較高之鋼材剪力強度。使用式(17.7.1.2a)及式(17.7.1.2b)配合5.3之載重係數和第17.5.3節之 ϕ 係數，可得到與AISC 360一致之設計強度。

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 $1.9f_{ya}$ 係轉換LRFD相關規範至相對應的使用載重情況，參見第17.6.1.2節解說。

後置式錨栓在錨栓長度上任何位置具斷面積折減，其有效斷面積宜依據製造廠商所標示。對於螺桿或擴頭螺栓，ASME B1.1定義 $A_{se,v}$ 為

$$A_{se,v} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0.9743}{n_t} \right)^2$$

其中 n_t 是每公分之螺牙數目。

17.7.2 錨栓之混凝土剪破強度， V_{cb}

17.7.2.1 標稱混凝土剪破強度於單根錨栓為 V_{cb} 或符合第17.5.1.3.1節之錨栓群為 V_{cbg} ，應依式(a)至(d)計算：

(a) 單根錨栓之受剪方向垂直於邊緣

$$V_{cb} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ed,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} V_b \quad (17.7.2.1a)$$

(b) 錨栓群之受剪方向垂直於邊緣

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \psi_{ec,v} \psi_{ed,v} \psi_{c,v} \psi_{h,v} V_b \quad (17.7.2.1b)$$

(c) 當剪力受力方向平行於邊緣， V_{cb} 或 V_{cbg} 得分別為式(17.7.2.1a)或式(17.7.2.1b)計算剪力值之二倍，並假設剪力受力方向垂直於邊緣且 $\psi_{ed,v}$ 等於1.0。

(d) 當錨栓位於角落時，其混凝土標稱剪破強度應對各邊距分別計算，並取最小值。因數 $\psi_{ec,v}$ ， $\psi_{ed,v}$ ， $\psi_{c,v}$ ，和 $\psi_{h,v}$ 分別定義於第17.7.2.3節、第17.7.2.4節、第17.7.2.5節和第17.7.2.6節。

17.7.2.1.1 A_{vc} 是單根錨栓或錨栓群在混凝土構材邊緣之破壞面投影面積。 A_{vc} 得取截頭半角錐投影於構材側面之底面積，半角錐之頂部選取於臨界錨栓列軸線上。 c_{a1} 值應為該軸至邊緣之距離。 A_{vc} 應不大於 nA_{vco} ，其中 n 是錨栓群之錨栓支數。

解說：

剪力強度公式採用CCD方法發展而來（參見第17.5.1.3節解說）。公式係假設其剪破錐角為 35° （參見圖R17.5.1.3b），而且考量破壞力學理論。錨栓群效應、錨栓間距、邊距、混凝土構材厚度對混凝土標稱剪破強度之影響，係由式(17.7.2.1a)和式(17.7.2.1b)之折減因數 A_{vc}/A_{vco} ，以及式(17.7.2.1b)之折減因數 $\psi_{ed,v}$ 加以考慮。如果錨栓遠離邊緣，一般不會由第17.7.2節控制，而由第17.7.1節和第17.7.3節控制。

圖R17.7.2.1a說明 A_{vco} 和式(17.7.2.1.3)之推導過程。 A_{vco} 係為單根錨栓之最大投影面積，該面積近似於不受邊距、間距或構材深度影響之完整剪破體或錐之表面積。圖R17.7.2.1b說明單根錨栓和錨栓群之各種投影面積。 A_{vc} 係近似某特定錨栓群配置下之剪破錐完整表面積。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，因此公式中不需要有錨栓個數。

如圖R17.7.2.1b受剪之兩根錨栓群例子所示，當使用式(17.7.2.1b)於錨栓間距 s 大於靠近邊緣錨栓之邊距 $c_{a1,1}$ 時，情況1和情況2所示之載重分布假設皆宜予考量。因為最靠近自由邊緣之錨栓可能會先破壞，或整體錨栓產生一體破壞，而該破壞面源自於距邊緣最遠之錨栓。

情況1：鋼材剪力強度由兩根錨栓同時提供。情況2：鋼材剪力強度完全由離邊緣最遠之錨栓提供，接近邊緣之錨栓不考量其貢獻。另外，宜檢核使用載重下最接近邊緣之錨栓之混凝土剪破，以排除使用情況下不理想之開裂。當錨栓間距 s 小於最靠邊緣錨栓之邊距，破壞面可能會合併 (Eligehausen等人 2006b)，則圖R17.7.2.1b之情況3可視為較保守之方法。

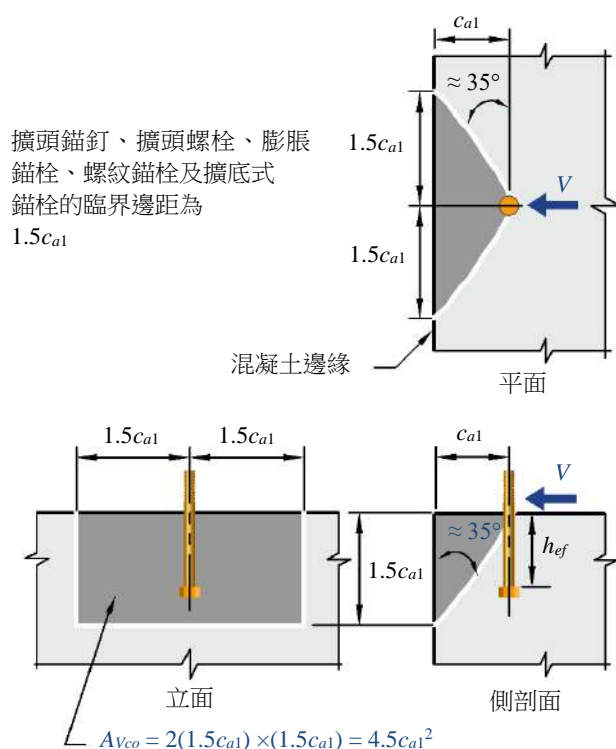
假如錨栓群皆鐸到一共同鐵板上，無論錨栓間距 s 為何，當最接近前緣之錨栓開始產生破壞錐時，剪力會傳遞到勁度較大和強度較大的後側錨栓。基於本理由，只有情況2需被考量，這與PCI設計手冊 (PCI MNL 120) 第6.5.5節具一致性。當決定鋼材剪力強度時，僅考量離邊緣最遠之錨栓較為保守。然而，當錨栓之 $s/c_{a1,1}$ 小於0.6時，前側和後側之錨栓可假設皆承受剪力 (Anderson與Meinheit 2007)。當錨栓之 $s/c_{a1,1}$ 大於1.0時，宜檢核最接近邊緣錨栓之混凝土剪破強度，以排除使用情況下不理想之開裂。

錨栓群設計之進一步討論詳Primavera等人 (1997)。

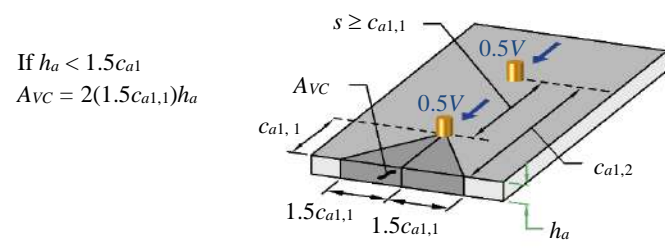
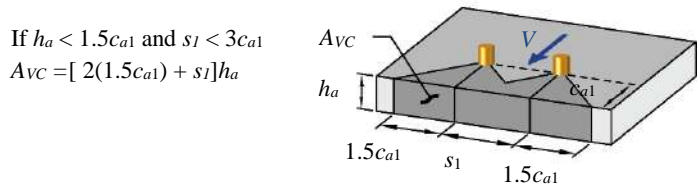
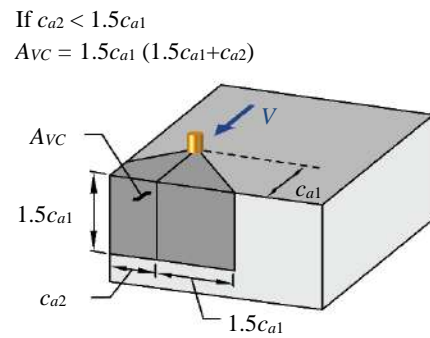
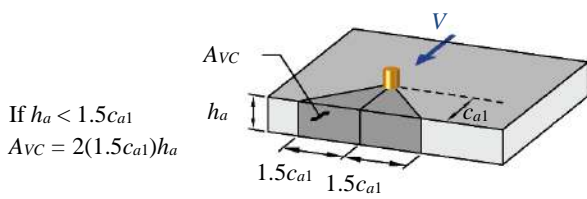
靠近角落之錨栓承受垂直各邊緣之剪力分量，一個合理作法是單獨檢核連結鋼板之剪力各分量。其他特殊情況，例如所有錨栓不具有相同邊距之錨栓群，其抗剪之處理方式可參考Eligehausen等人 (2006a)。

第17.7.2.1(a)節之細部規定可用於剪力作用方向朝向邊緣的情況。當剪力作用方向係背向於邊緣，其強度通常由第17.7.1節或第17.7.3節控制。

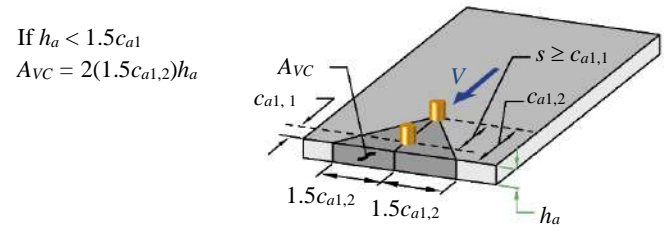
如圖R17.7.2.1c所示當剪力平行於邊緣作用時，平行邊緣作用之最大剪力 V_{\parallel} ，該值由混凝土剪破控制，是垂直邊緣作用之最大剪力 V_{\perp} 的二倍。如圖R17.7.2.1d單根抗剪錨栓靠近角落之範例，除檢核剪力作用於平行邊緣方向之規定外，剪力作用於垂直邊緣方向之規定亦宜加以檢核。



圖R17.7.2.1a A_{Vco} 之計算

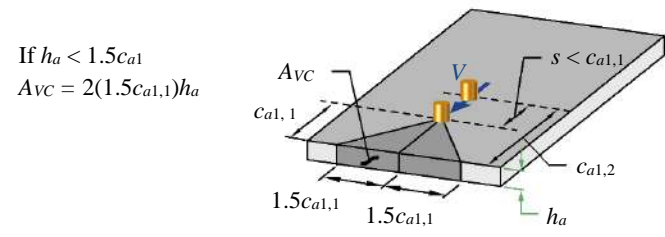


情況1：
 力之分布假設為一半之剪力係作用於前面臨界錨栓及其投影面積上，混凝土剪破計算之 c_{a1} 應以 $c_{a1,1}$ 取代。



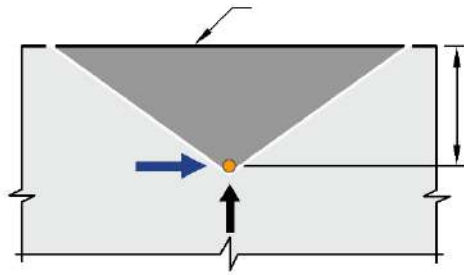
情況2：
 力分布之另一假設(僅適用錨栓剛性接合於連結鐵件)為全部之剪力作用於後面錨栓之臨界斷面及其投影面積上。當錨栓銲於同一鋼板時僅需考慮此假設。混凝土剪破計算之 c_{a1} 應以 $c_{a1,2}$ 取代。

註：當 $s \geq c_{a1,1}$ 時，宜評估情況1和情況2，決定何者控制設計，銲接於共用鋼板則除外。

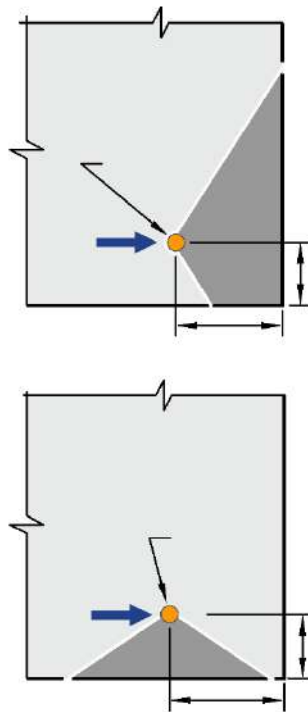


情況3：
 當 $s < c_{a1,1}$ 時，全部之剪力作用於前面錨栓。本情況並不適用於銲接於共用鋼板之錨栓。混凝土剪破計算之 c_{a1} 應以 $c_{a1,1}$ 取代。

圖R17.7.2.1b 單根錨栓及錨栓群 A_{vc} 之計算



圖R17.7.2.1c 平行邊緣之剪力



圖R17.7.2.1d 靠近角隅處之剪力

- 17.7.2.1.1 當錨栓群埋設於厚度受限之狹窄斷面，其邊距 c_{a2} 和厚度 h_a 皆小於 $1.5c_{a1}$ 時，按第 17.7.2.1.1 節計算 A_{vc} 之 c_{a1} 值及第 17.7.2.1 節至第 17.7.2.6 節公式中之 c_{a1} 值應不大於下列(a)至(c)最大值：
- (a) $c_{a2}/1.5$ ，其中 c_{a2} 為最大邊距；
 - (b) $h_a/1.5$ ；
 - (c) $s/3$ ，其中 s 為錨栓群中垂直剪力方向兩錨栓之最大錨栓間距。
- 17.7.2.1.2 A_{vco} 是埋設於深厚構件且距離垂直剪力方向邊緣大於或等於 $1.5c_{a1}$ 之單根錨栓之投影面積。式(17.7.2.1.3)得用以評估 A_{vco} ，其為平行邊緣之邊長為 $3c_{a1}$ 與深度為 $1.5c_{a1}$ 所構成之半角錐底面積：

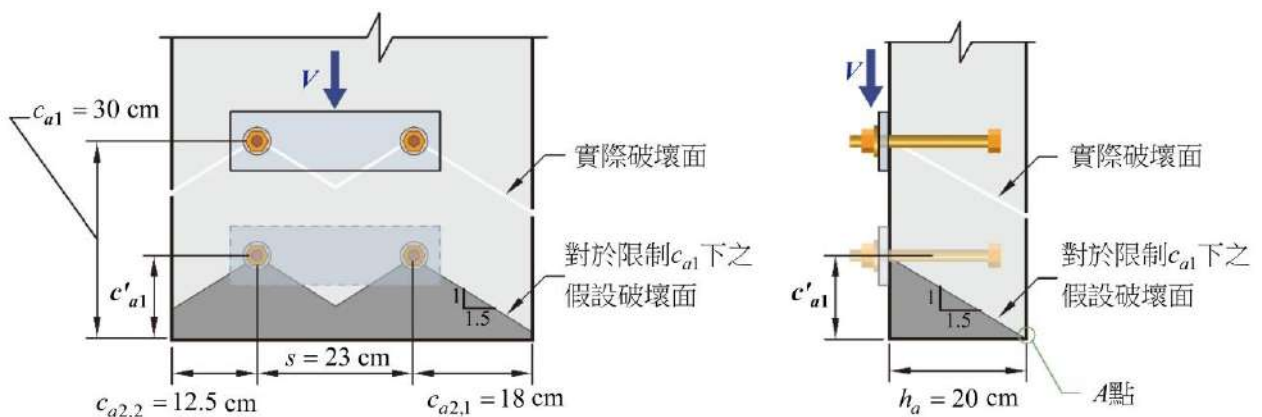
$$A_{Vco} = 4.5(c_{a1})^2 \quad (17.7.2.1.3)$$

17.7.2.1.3 若錨栓群邊距不等，而且錨栓群銲接於附掛物上，其受力可平均分布於各錨栓上，則評估錨栓強度時得基於離邊緣最遠錨栓列之距離，此時 c_{a1} 之值得基於邊緣到所選取之最遠臨界錨栓列軸線之距離，所有剪力應假設由此臨界錨栓列承受。

解說：

錨栓群位於厚度受限的窄斷面，垂直承受載重方向的邊距和構材厚度皆小於 $1.5c_{a1}$ ，根據基本CCD方法（參考第17.5.1.3節解說）計算剪破強度將過於保守。案例經由 κ 方法研究（Eligehausen與Fuchs 1988），並經Lutz指出上述問題 Lutz (1995)。類似情形亦出現在第17.6.2.1.2節混凝土拉破強度，使用於第17.7.2.1節至第17.7.2.6節公式之 c_{a1} 值及計算 A_{Vc} 之 c_{a1} 值，不可大於下列三者之最大值：(1) 垂直剪力方向之兩邊距較大值之2/3，(2) 構材厚度之2/3，(3) 錨栓群中兩錨栓垂直於剪力方向最大間距之1/3，使用上述限制之計算剪破強度將較為精準。限制 c_{a1} 至少為錨栓群中錨栓最大間距之1/3係為了防止基於個別剪破錐來計算錨栓群強度。

圖R17.7.2.1.2說明前述方法，圖例中 c_{a1} 之限制值標示為 c'_{a1} ，其用於計算 A_{Vc} 、 A_{Vco} 、 $\psi_{ed,V}$ 及 $\psi_{h,V}$ ，亦用於計算 V_b （圖未標示）。第17.7.2.1.2節之要求可想像為將源自於實際 c_{a1} 之實際混凝土之剪破面，沿剪力載重作用方向往混凝土邊緣移動，第17.7.2.1節至第17.7.2.6節之公式及計算 A_{Vc} 之 c_{a1} 值可由下列之一決定：(a) 當破壞面之外緣首次與混凝土邊緣接觸時；或(b) 當錨栓群中兩錨栓之剪破交接面首次接觸混凝土邊緣時。圖R17.7.2.1.2之範例中，“A” 點定義為用以限制 c_{a1} 值之假設破壞面與混凝土自由邊緣之交界面。



1. 實際 c_{a1} 為 30 cm
2. 兩個邊距 c_{a2} 與 h_a 皆小於 $1.5 c_{a1}$
3. 用於計算 A_{Vc} 且用於公式 17.5.2.1 至 17.5.2.8 之 c_{a1} 的限制值 (如圖中 c'_{a1} 所示)，按下列之最大值計算

$$(c_{a2,\max}) / 1.5 = (18) / 1.5 = 12 \text{ cm}$$

$$(h_a) / 1.5 = (20) / 1.5 = 13.33 \text{ cm (控制)}$$

$$s / 3 = 1 / 3(23) = 7.66 \text{ cm}$$

4. 此情況下， A_{Vc} 、 A_{Vco} 、 $\psi_{ed,V}$ 及 $\psi_{h,V}$ 計算如下：

$$A_{Vc} = (12.5 + 23 + 18)(1.5 \times 13.33) = 1,070 \text{ cm}^2$$

$$A_{Vco} = 4.5(13.33)^2 = 800 \text{ cm}^2$$

$$\psi_{ed,V} = 0.7 + 0.3(12.5)/13.33 = 0.98$$

因為 $c_{a1} = h_a / 1.5$ ，所以 $\psi_{h,V} = 1.0$ 。A 點為用以建立 c_{a1} 限制值之假設破壞面與混凝土表面之交界面。

圖R17.7.2.1.2 錨栓埋設於厚度受限之狹窄構材的剪力計算範例

17.7.2.2 單根錨栓之基本剪破強度， V_b

17.7.2.2.1 在混凝土開裂區內，單根錨栓之基本剪破強度， V_b ，應取(a)及(b)之較小者：

$$(a) V_b = \left[1.86 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right] \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (17.7.2.2.1a)$$

$$\left[V_b = \left(0.6 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right) \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \right]$$

其中， ℓ_e 為錨栓之剪力載重支承長度：

當錨栓在埋設段之全部長度具有相同勁度，例如在埋設深度全長內皆具有套筒之擴頭錨釘和後置式錨栓，則 $\ell_e = h_{ef}$ ；

當錨栓屬於扭力控制型膨脹錨栓且具有與膨脹套管分離之定距套筒，則 $\ell_e = 2d_a$ ；在所有情況下 $\ell_e \leq 8d_a$ 。

$$(b) V_b = 3.8 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (17.7.2.2.1b)$$

$$\left[V_b = 3.7 \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \right]$$

解說：

如同混凝土拉破強度，混凝土剪破強度不會隨破壞面積而增加，其中面積和 $(c_{a1})^2$ 成比例。由於尺寸效應，強度應隨著 $(c_{a1})^{1.5}$ 之比例而增加。剪力強度公式(17.7.2.2.1a)內之常數1.86[0.6]，係根據Fuchs等人(1995)所發表的試驗資料，考量在開裂混凝土中5%分位數而定。

錨栓剪破強度亦受錨栓勁度和錨栓直徑之影響 (Fuchs等人 1995；Eligehausen與Balogh 1995；Eligehausen等人 1987與2006b；Eligehausen與Fuchs 1998)，惟較大直徑錨栓受錨栓勁度和錨栓直徑之影響不顯著 (Lee等人 2010)，故式(17.7.2.2.1b)提供剪破強度的上限。

17.7.2.2.2 預埋擴頭錨釘、擴頭螺絲或彎鈎螺絲連續銲接至鋼附掛物，在符合下列(a)至(d)之情況下，混凝土開裂區內單根錨栓之基本混凝土剪破強度， V_b ，應取式(17.7.2.2.1b)和式(17.7.2.2.2)之較小值。

$$V_b = \left[2.12 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right] \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \quad (17.7.2.2.2)$$

$$\left[V_b = \left(0.66 \left(\frac{\ell_e}{d_a} \right)^{0.2} \sqrt{d_a} \right) \lambda_a \sqrt{f'_c} (c_{a1})^{1.5} \right]$$

其中， ℓ_e 定義於第 17.7.2.2.1 節

- (a) 鋼附掛物之厚度為 $0.5d_a$ 和 1 cm 取大者。
- (b) 錨栓之中心間距， s ，不小於 6.5 cm。
- (c) 當 $c_{a2} \leq 1.5h_{ef}$ 時，角落有配置鋼筋。
- (d) 錨栓群之強度由離邊緣最遠錨栓列之強度決定。

解說：

預埋擴頭螺栓連續銲接於附掛物時，試驗數據顯示 (Shaikh與Yi 1985) 存在有較大之剪力強度，可能是相較於存有錨栓間隙之附掛物，勁度較高之銲接結合能更有效地箝制錨栓，因而增加錨栓基本剪破強度，惟式(17.7.2.2.1b)是上限，因為尚未有試驗顯示銲接於鋼附掛物之較大直徑錨栓會具有大於式(17.7.2.2.1b)之強度值。輔助鋼筋之設計參見fib (2011)、Eligehausen等人 (1997與2006b) 及Eligehausen 和Fuchs (1988) 之討論。

17.7.2.3 剪破之偏心載重修正因數， $\psi_{ec,v}$

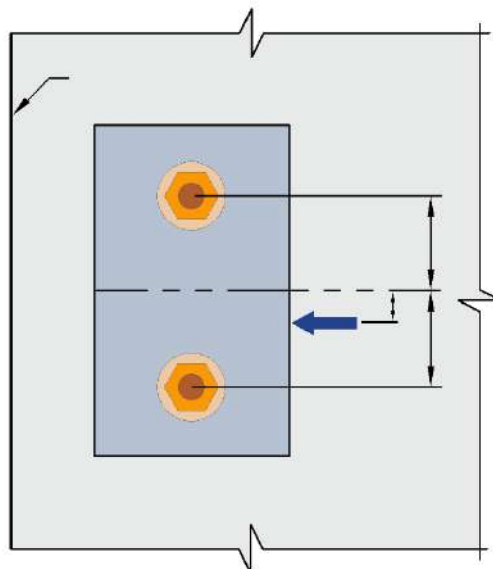
17.7.2.3.1 錨栓群受偏心剪力時之修正因數， $\psi_{ec,v}$ ，應依式(17.7.2.3.1)計算：

$$\psi_{ec,v} = \frac{1}{\left(1 + \frac{e'_v}{1.5c_{al}}\right)} \leq 1.0 \quad (17.7.2.3.1)$$

17.7.2.3.2 若錨栓群中僅有某些錨栓承受剪力，僅需考慮這些和剪力作用方向相同之錨栓，決定式(17.7.2.3.1)之偏心 e'_v 和式(17.7.2.1b)所計算 V_{cbg} 。

解說：

本節提供朝邊緣作用於錨栓群之偏心剪力之修正因數。如果剪力作用在混凝土表面上方處，剪力宜先分解為作用在混凝土表面之平面內剪力和彎矩，該彎矩可能引致錨栓拉力，視正向力大小而定。圖R17.7.2.3.1定義計算修正因數 $\psi_{ec,v}$ 之 e'_v 值，以考量錨栓群中某錨栓比其他錨栓承受更大剪力之情況，使接近邊緣之混凝土易發生劈裂。



圖R17.7.2.3.1 錨栓群 e'_v 值之定義

17.7.2.4 剪破之邊距效應修正因數， $\psi_{ed,v}$

17.7.2.4.1 單根錨栓或錨栓群在剪力載重下，邊距效應之修正因數 $\psi_{ed,v}$ ，應由下列(a)或(b)作決定。其中 c_{a2} 應取較小值：

(a) 當 $c_{a2} \geq 1.5c_{a1}$ ， $\psi_{ed,v} = 1.0$ (17.7.2.4.1a)

(b) 當 $c_{a2} < 1.5c_{a1}$ ， $\psi_{ed,v} = 0.7 + 0.3 \frac{c_{a2}}{1.5c_{a1}}$ (17.7.2.4.1b)

17.7.2.5 剪破之混凝土開裂修正因數， $\psi_{c,v}$

17.7.2.5.1 錨栓區域在使用載重等級下之開裂與有無輔助鋼筋之影響之修正因數 $\psi_{c,v}$ ，應依下列決定：

(a) 經分析顯示在使用載重等級下，設置錨栓之混凝土構材區域未產生開裂時， $\psi_{c,v}$ 為 1.4。

(b) 經分析顯示在使用載重等級下，設置錨栓之混凝土構材區域會產生開裂時，修正因數應符合表 17.7.2.5.1。

表 17.7.2.5.1 經分析顯示在使用載重等級下會產生開裂之修正因數

情況	$\psi_{c,v}$
錨栓無輔助鋼筋或角隅鋼筋小於D13。	1.0
錨栓與邊緣之間配置不小於D13之鋼筋。	1.2
錨栓與邊緣之間配置不小於D13之鋼筋，且圍繞鋼筋之箍筋間距不大於10 cm。	1.4

17.7.2.6 剪破之厚度修正因數， $\psi_{h,v}$

17.7.2.6.1 當錨栓埋設之混凝土構材 $h_a < 1.5c_{a1}$ 時，修正因數 $\psi_{h,v}$ 應依式(17.7.2.6.1)計算：

$$\psi_{h,v} = \sqrt{\frac{1.5c_{a1}}{h_a}} \geq 1.0 \quad (17.7.2.6.1)$$

解說：

當錨栓埋設之混凝土構材 $h_a < 1.5c_{a1}$ ，試驗 (Fib 2011；Eligehausen等人 2006b) 顯示，混凝土剪破強度不會與構材厚度 h_a 直接成比例，修正係數 $\psi_{h,v}$ 係為考量該效應。

17.7.3 錨栓之混凝土剪力撬破強度， V_{cp} 或 V_{cpg}

17.7.3.1 標稱剪力撬破強度，單根錨栓為 V_{cp} 或符合第17.5.1.3.1節之錨栓群為 V_{cpg} ，應不超過下式(a)或(b)：

(a) 單根錨栓

$$V_{cp} = k_{cp} N_{cp} \quad (17.7.3.1a)$$

(b) 錨栓群

$$V_{cpg} = k_{cp} N_{cpg} \quad (17.7.3.1b)$$

其中，當 $h_{ef} < 6.5$ cm時， $k_{cp} = 1.0$

當 $h_{ef} \geq 6.5$ cm時， $k_{cp} = 2.0$

17.7.3.1.1 預埋錨栓和後置式膨脹錨栓、螺紋和擴底錨栓， N_{cp} 應取式(17.6.2.1a)決定之 N_{cb} ；黏結式錨栓， N_{cp} 應取式(17.6.5.1a)決定之 N_a 和式(17.6.2.1a)決定之 N_{cb} 之較小者。

17.7.3.1.2 預埋錨栓和後置式膨脹錨栓、螺紋和擴底錨栓， N_{cpg} 應取式(17.6.2.1b)決定之 N_{cbg} ；黏結式錨栓， N_{cpg} 應取式(17.6.5.1b)決定之 N_{ag} 和式(17.6.2.1b)決定之 N_{cbg} 之較小者。

解說：

Fuchs 等人 (1995) 指出，錨栓之剪力撬破強度大約是拉力強度之1 ~ 2倍，較小值適用於當 h_{ef} 小於6.5 cm時。因為黏結式錨栓之握裹強度可能小於混凝土剪破強度，剪力撬破強度之計算應同時考量第17.6.2.1節和第17.6.5.1節。

17.8 拉力和剪力互制作用

17.8.1 承受剪力和拉力聯合作用之錨栓或錨栓群設計，除非依第17.5.2.3節之規定，否則應符合第17.8.2節至第17.8.3節之要求。 ϕN_n 和 ϕV_n 之值應依第17.5.2節或第17.10節之規定。

17.8.2 假如符合下式(a)或(b)，拉力和剪力互制作用得忽略不計。

$$(a) N_{ua} / (\phi N_n) \leq 0.2 \quad (17.8.2a)$$

$$(b) V_{ua} / (\phi V_n) \leq 0.2 \quad (17.8.2b)$$

17.8.3 當控制之拉力強度與剪力強度，若分別符合 $N_{ua} / (\phi N_n) > 0.2$ 及 $V_{ua} / (\phi V_n) > 0.2$ 時，則應符合式(17.8.3)

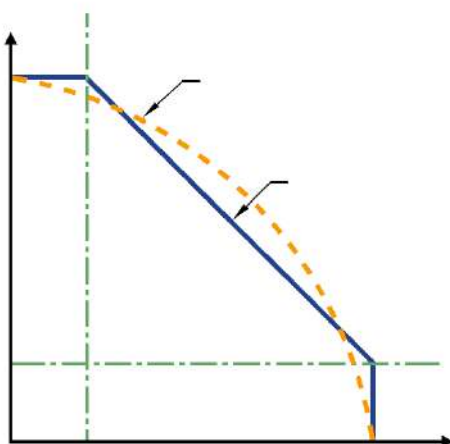
$$\frac{N_{ua}}{\phi N_n} + \frac{V_{ua}}{\phi V_n} \leq 1.2 \quad (17.8.3)$$

解說：

傳統上將拉力和剪力互制作用表達如下式

$$\left(\frac{N_{ua}}{N_n} \right)^\zeta + \left(\frac{V_{ua}}{V_n} \right)^\zeta \leq 1.0$$

其中 ζ 值介於1到2之間。本規範建議三線性表達方式，係對 $\zeta = 5/3$ 之表達式簡化 (參見圖R17.8)。當第二力量非常小時，則可免除互制效應之計算。然而，第17.5.2.3節規定所述，意指經試驗印證之其他互制作用亦可使用。



圖R17.8 剪力與拉力載重互制曲線

17.9 避免劈裂破壞之邊距、間距和厚度需求

17.9.1 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本節之要求。依據機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則進行特定產品試驗所取得之較小值得使用。

解說：

最小間距、邊距和厚度隨錨栓特性而異。後置式錨栓之安裝力和扭矩會使圍繞之混凝土產生劈裂，錨栓於懸掛連結元件時之扭轉作用力亦會產生混凝土劈裂，此包括預埋式錨栓。後置式錨栓之最小間距、邊距和厚度等數值主要來源宜為機械式錨栓評估準則和黏結式錨栓評估準則，乃針對特定產品之試驗準則。然而，在設計階段對特定產品之使用尚未得知時，可採用所提供之近似值作為設計用。

17.9.2 除非依據第17.9.3節之規定，錨栓最小間距應符合表17.9.2a

表 17.9.2a 錨栓最小間距和邊距之需求

間距參數	錨栓種類			
	預埋錨栓		後置錨栓	
	無受扭力	有受扭力	黏結式錨栓、膨脹錨栓和擴底錨栓	螺紋錨栓
最小錨栓間距	$4d_a$	$6d_a$	$6d_a$	大於 $0.6h_{ef}$ 和 $6d_a$
最小邊距	鋼筋依據第20.5.1節指定之保護層要求	$6d_a$	大於(a)，(b)和(c) (a) 鋼筋依據第20.5.1節指定之保護層要求 (b) 2倍最大粒料尺寸 (c) 當缺乏產品規格資料時，可依據機械式錨栓評估準則和黏結式錨栓評估準則之最小邊距需求，或表17.9.2b	

表 17.9.2b 當無機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則之產品規格測試資料時之最小邊距

後置錨栓型式	最小邊距
扭力控制型錨栓	$8d_a$
位移控制型錨栓	$10d_a$
螺紋錨栓	$6d_a$
擴底型錨栓	$6d_a$
黏結式錨栓	$6d_a$

解說：

由於靠近邊緣之深埋設錨栓之邊距保護層厚度顯著地影響第17.6.4節之邊緣脹破強度，因此增加邊距保護層之好處超過第20.5.1.3節所述，有利於增加邊緣脹破強度。

後置式錨栓之鑽孔會產生細微裂紋。最小邊距要求為粒料最大粒徑之二倍以將細微裂紋之影響降至最低。

17.9.3 非受扭力且安裝時不會產生劈裂之錨栓，如果邊距或間距小於第17.9.2節之規定者，計算時須採用符合第17.9.2節要求之較小 d'_a 值取代 d_a ，並應以錨栓之直徑為 d'_a 計算錨栓之作用力限值。

解說：

某些情況，需要使用較大直徑錨栓，超過第17.9.2節要求之容許值。在這種情況下，若錨栓之設計強度係由假設之較小錨栓直徑 d'_a 求得時，則容許使用較大直徑之錨栓。

17.9.4 除非依據機械式錨栓評估準則之試驗結果，否則膨脹型或擴底型後置式錨栓之 h_{ef} 值應不超過構材厚度 h_a 之 $2/3$ 及構材厚度減 10 cm 之較大者。

解說：

劈裂破壞係由錨栓和混凝土之間載重傳遞所造成。限制 h_{ef} 之值不適用於預埋式錨栓和黏結式錨栓，因為該錨栓型式之劈裂破壞力小於膨脹型、螺紋或擴底型錨栓。

所有後置式錨栓，對特定構材厚度時有最大埋設深度之限制，此係避免鑽孔和錨栓安置時使混凝土構材另一側產生背面脹破。此現象受到許多變數影響，包括：錨栓型式、鑽孔方法、鑽孔技術、鑽孔設備之型式和尺寸、鋼筋的使用及混凝土的強度和狀況。

17.9.5 臨界邊距 c_{ac} 除非依據機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則之拉力試驗結果決定，否則應依表17.9.5。

表 17.9.5 臨界邊距

錨栓型式	臨界邊距
扭力控制型膨脹錨栓	$4h_{ef}$
位移控制型膨脹錨栓	$4h_{ef}$
螺紋錨栓	$4h_{ef}$
擴底型錨栓	$2.5h_{ef}$
黏結式錨栓	$2h_{ef}$

解說：

有關臨界邊距 c_{ac} ，乃適用設計於沒有防劈裂輔助鋼筋與未開裂混凝土之後置式錨栓設計。當無法取得特定產品規格資料下仍允許設計這些錨栓型式時，可採用本節提供之保守預設 c_{ac} 值。或者，製造商定義之 c_{ac} 值係由機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則所決定。對於膨脹、擴底、螺紋和黏結式錨栓，因為錨栓安裝和載重引致之拉力和撓曲應力，可能導致提早劈裂破壞的緣故，故採用前述評估準則之角隅試驗可能無法符合 $c_{a,min} = 1.5h_{ef}$ 之要求。

17.10 錨栓耐震設計需求

17.10.1 耐震設計結構之錨栓設計應符合本節之要求。

解說：

除非採用第17.10.5.1節或第17.10.6.1節，不論控制之載重組合是否包含地震力，所有耐震設計結構物中的錨栓需要符合第17.10.2節至第17.10.7節的額外要求；另外，所有耐震設計結構物之所有的後置錨栓，若須抵抗地震載重時，其事前品質控制應符合機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則之要求。理想上，在拉力載重下，錨栓強度應該控制在錨栓韌性鋼材降伏。

如果錨栓無法符合第17.10.5.3節(a)韌性需求時，若連結元件是結構用或輕量性鋼材，應設計至降伏；若連結元件是木材，應設計至木材壓碎。如果錨栓符合第17.10.5.3節(a)韌性需求，任何使用於錨栓之連結元件宜設計為不降伏。按第17.10.5.3節(b)和第17.10.6.3節(a)規定，使用降伏機制設計錨栓之連結元件以提供足夠韌性時，其設計力之決定宜考量連結元件材料規定降伏強度與預期強度之比值。預期強度應同時考量材料超額強度和應變硬化效應。舉例而言，連結元件之材料可能達降伏，而其應變硬化之強度增加會導致次元件之次要破壞或增加螺絲額外之作用力或變形需求。結構性鋼材連結元件，如果僅知道鋼材規定降伏強度，預期強度宜取1.5倍規定降伏強度。如果知道鋼材實際降伏強度，預期強度宜取1.25倍實際降伏強度。

在地震力設計條件下，剪力之方向無法被預測。因此，宜考量全部的剪力作用於任何方向，以求安全之設計。

17.10.2 本章之規定不適用於地震力作用下，混凝土結構產生塑鉸區域範圍內之錨栓設計。

解說：

本章適用標稱混凝土主控之強度數值，其並不適用具有高度可能性開裂和剝落之塑鉸區範圍。塑鉸區一般考慮為柱面或梁面延伸2倍構材深度之範圍，並且包括側向位移致使牆、構架和樓板內鋼筋會產生降伏之任何斷面。

當錨栓必須設置於塑鉸區範圍，錨栓受力宜直接傳遞至錨定鋼筋，該錨定鋼筋可以傳遞錨栓力至錨定範圍外之構件。上述配置不可依靠使用混凝土拉力強度。

17.10.3 後置錨栓承受地震載重之品管，必須依照機械式錨栓評估準則或黏結式錨栓評估準則之規定。後置式膨脹、螺紋和擴底錨栓之拔出強度 N_p 和鋼材剪力強度 V_{sa} ，應基於機械式錨栓評估準則模擬地震試驗結果。黏結式錨栓，鋼材剪力強度 V_{sa} 和特徵握裹應力 τ_{uncr} 和 τ_{cr} ，應基於黏結式錨栓評估準則模擬地震試驗結果。

17.10.4 對耐震結構設計而言，結構物之錨栓錨定鋼筋須使用竹節鋼筋，且限制使用符合第20.2.2.節需求之CNS 560標準SD280W、SD420W、SD280或SD420鋼筋。

解說：

不適用於開裂混凝土之錨栓不可用於抵抗地震載重。使用於開裂混凝土之後置式錨栓之品質控制，是機械式錨栓評估準則和黏結式錨栓評估準則中，抵抗地震載重品質控制中不可或缺的一部分。機械式錨栓評估準則和黏結式錨栓評估準則中，由模擬地震試驗獲得之設計值可預期小於使用靜力載重之值。

17.10.5 拉力載重設計需求

17.10.5.1 當強度載重等級之地震力作用於單根錨栓或錨栓群，錨栓因地震力引致之拉力部分不大於同一載重組合中錨栓因數化拉力總和之20%，單根錨栓或錨栓群之設計允許依照第17.6節和表17.5.2拉力強度之設計需求。

解說：

當加載之地震拉力僅為總因數化拉力之小部分時，第17.10.5.3節之需求可以不必適用。

17.10.5.2 當強度載重等級之地震力作用於單根錨栓或錨栓群，錨栓因地震力引致之拉力部分超過同一載重組合中錨栓因數化拉力總和之20%，錨栓和附掛物之設計應依照第17.10.5.3節之規定，錨栓設計拉力強度應依照第17.10.5.4節決定。

解說：

假如韌性鋼材為ASTM A36或ASTM A307， f_u/f_y 代表值約為1.5，使得錨栓在螺紋處拉斷前會有相當的伸長量。其他種類鋼材，須計算以確認其具有相似性能，第17.6.1.2節解說提供錨栓鋼材之額外相關數據。端部為擴頭之螺桿，係將螺桿端部擴頭以補償螺牙所減少的面積，可確保不論錨栓的降伏強度和極限強度之比值為何，降伏皆發生在可伸長段。

17.10.5.3 錨栓與其附掛物應符合下列(a)至(d)之任一項目：

- (a) 對單根錨栓而言，混凝土之控制強度應大於錨栓鋼材強度。對錨栓群而言，最大應力錨栓之拉力載重與該根錨栓鋼材強度之比值應等於或大於拉力載重錨栓群之拉力載重與該錨栓群之混凝土之控制強度之比值。各種狀況為：
 - (1) 錨栓之鋼材強度採用其鋼材標稱強度之1.2倍。
 - (2) 混凝土之控制強度採用拔出、邊緣脹破、拉破和握裹強度之標稱強度。考量錨栓群之拔出，最大應力錨栓之比值應予計算。另外，下列條件亦應符合：

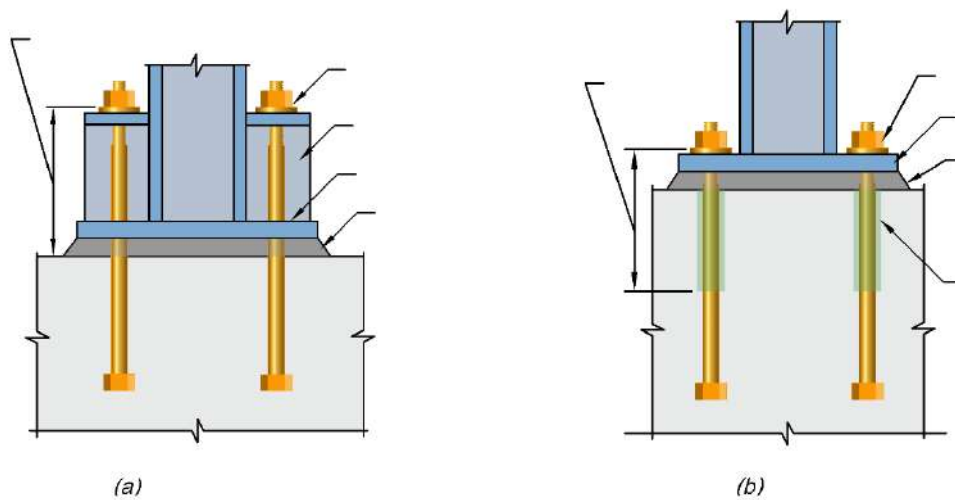
- (3) 錨栓應透過韌性鋼材構件傳遞拉力載重，其可伸長段之長度至少是錨栓直徑8倍，否則須另經分析決定。
- (4) 當錨栓承受反復載重，錨栓應有防止挫屈措施。
- (5) 當接合鐵件有螺紋，且韌性鋼材構件不是全長有螺紋時， f_{uta}/f_{ya} 之比值應不小於1.3，除非螺紋部分採擴頭，該擴頭部分之長度不應計入可伸長段長度。
- (6) 採用竹節鋼筋為韌性鋼材構件以抵抗地震效應時，限制使用符合第20.2.2節之CNS 560標準SD280W、SD420W、SD280或SD420規格之竹節鋼筋。
- (b) 單根錨栓或錨栓群之最大拉力設計值，應考量附掛物在拉力、撓曲、剪力或承壓，或合成作用時所發展之韌性降伏機制下所能傳遞之最大拉力，並應考量附掛物之材料超額強度和應變硬化效應，錨栓設計拉力強度應按第17.10.5.4節計算。
- (c) 單根錨栓或錨栓群以非降伏附掛物傳遞到錨栓之最大拉力設計之，錨栓設計拉力強度應按第17.10.5.4節計算。
- (d) 單根錨栓或錨栓群以包含 E_h 之設計載重組合最大拉力設計之，而 E_h 須經 Ω_o 放大，錨栓設計拉力強度應按第17.10.5.4節計算。

解說：

為避免非韌性拉力破壞，故提供四個選項以決定錨栓或附掛物之需求強度：

選項(a)，對錨栓韌性需求加以要求，錨栓需求強度由結構體承受強度等級之地震力決定。研究(Hoehler與Eligehausen 2008；Vintzeleou與Eligehausen 1992)顯示，假如錨栓鋼材降伏早於混凝土錨定破壞，則錨栓拉力強度就不需要因地震力作用而折減。錨栓鋼材韌性需要符合第二章韌性鋼材元件的定義。為了方便比較鋼材強度和混凝土強度，鋼材強度取用自最大應力之錨栓，混凝土強度取用於錨栓群之行為，設計時分別計算施加载重對於鋼材和混凝土強度之比值。

有些結構物在非線性反應之範圍內，錨栓為提供能量消散之最佳位置。圖R17.10.5.3中錨栓可伸長段長度影響結構側位移能力，因此其伸長長度應足夠以達到設計地震之位移需求 (FEMA P750)。由地震後觀察顯示，8倍錨栓直徑的可伸長段長度之規定可使結構具有良好表現。計算需求之可伸長段長度，連結構件之相對勁度應納入考量。當錨栓承受反復載重，錨栓在混凝土外有超過6倍錨栓直徑之降伏長度時，錨栓受壓容易挫屈。將錨栓置於鋼管內可以防止挫屈。然而，鋼管應小心地配置，不可使鋼管分擔作用於錨栓之拉力載重。當錨栓不是全長有螺牙時，宜確認在可伸長段長度內非螺牙範圍發生之降伏會早於螺牙範圍內所發生之破壞，這可藉由錨栓的規定降伏強度和極限強度間之足夠餘裕以達成。須注意的是，可使用的可伸長段長度可能因為施工技術而有不良之影響 (例如，額外的調平螺帽案例詳圖R17.10.5.3)。



圖R17.10.5.3 可伸長段長度示意圖

選項(b)，錨栓之設計拉力值係與附掛物之預期強度有關。錨栓設計必須小心地考量附掛物之規定降伏強度和預期強度可能的不同所引致之影響。以中等預鑄牆之接合部設計為例，其強度至少達 $1.5S_y$ 時不會發生降伏， S_y 是降伏元件在規定降伏強度時之標稱強度（參考第18.5.2.2節）。相同地，鋼結構設計手冊對地震力傳遞路徑中之鋼結構接合部，若被設計為不會發生降伏時，則其設計強度應超過標稱強度的一個倍數，該倍數之影響因素包括材料實際和規定之降伏強度之比值，以及材料應變硬化之額外強度。冷軋鋼材或木構造的附掛物，前述相同的設計理念宜應用於決定附掛物的預期強度以便於估計錨定之需求強度。

選項(a)至(d)的額外設計指引詳述於2009版 NEHRP新建建築物和其他結構物之耐震建議條款 (FEMA P750)。錨栓設計依據選項(a)，僅可應用於錨栓降伏行為可以明確定義，而且降伏錨栓和載重傳遞路徑之其他元件之互制性可以清楚描述者。錨栓設計依據選項(b)，其力量與鋼附掛物之降伏有關，例如使用角鋼、承載基板、或腹板者設計宜採用鋼材的預期強度而非規定降伏強度。選項(c)適用於一些特殊狀況，例如設計門栓錨釘，其錨釘可傳遞的力量受到木材脆裂所限制，或參考美國國家標準學會 / 美國鋼結構學會 (AISC)，鋼結構建築物耐震 (AISC 341)，其係基於構件強度來規定設計載重。

17.10.5.4 除非混凝土可證明無開裂外，一般假設混凝土有開裂，其抵抗地震力之錨栓設計拉力強度應為(a)至(e)，並依表17.5.2之破壞模式決定。

(a) ϕN_{sa} 為單根錨栓，或錨栓群中承受最大應力之個別錨栓。

(b) $0.75\phi N_{cb}$ 或 $0.75\phi N_{cbg}$ ，除非配置符合第17.5.2.1(a)節規定之錨栓錨定鋼筋，則 N_{cb} 或 N_{cbg} 不需要計算。

(c) $0.75\phi N_{pn}$ 為單根錨栓，或錨栓群中承受最大應力之個別錨栓。

(d) $0.75\phi N_{sb}$ 或 $0.75\phi N_{sbg}$ 。

(e) $0.75\phi N_a$ 或 $0.75\phi N_{ag}$ 。

式中 ϕ 依據第17.5.3節之規定。

解說：

錨栓標稱拉力強度之折減與混凝土破壞模式相關，其係考量在地震力作用下混凝土所增加之開裂和剝落。因為耐震設計係假設結構體全部或部分已受力降伏，故於決定錨栓強度時，一般將混凝土視為已全部開裂。當某區域之混凝土可顯示並未開裂，則可假設未開裂混凝土之破壞模式以決定錨栓之強度。

17.10.5.5 若根據第17.5.2.1(a)節提供錨栓錨定鋼筋，則設計拉力強度之折減值，不必超過第17.5.2.1節之規定。

解說：

當配置符合第17.5.2.1(a)節規定之錨栓錨定鋼筋時，且其性質符合第20.2.2.5節之要求，若錨栓錨定鋼筋之設計強度大於混凝土拉破強度，則不可能會產生拉破錐之破壞模式。

17.10.6 剪力設計需求

17.10.6.1 當單根錨栓或錨栓群承受設計地震引致之剪力時，其值等於或小於同一載重組合錨栓因數化剪力總和之20%時，應允許單根錨栓或錨栓群之設計符合第17.7節之規定和第17.5.2節剪力強度需求。

解說：

地震剪力僅為總因數化剪力之一小部分者，第17.10.6.3節之要求不必適用。

17.10.6.2 當單根錨栓或錨栓群承受設計地震引致之剪力時，其值超過同一載重組合錨栓因數化剪力總和之20%時，錨栓和連結元件之設計應根據第17.10.6.3節規定。抵抗地震力之錨栓設計剪力強度應根據第17.7節規定決定之。

17.10.6.3 錨栓和其附掛物之設計可使用(a)至(c)之任一選項：

- (a) 單根錨栓或錨栓群應以附掛物所能傳遞之最大剪力作設計，該設計剪力為附掛物於撓曲、剪力或承壓，或這些受力組合作用時，所發展之韌性降伏機制而得，其並應考量材料超額強度和應變硬化效應。
- (b) 單根錨栓或錨栓群應以由非降伏附掛物傳遞到錨栓之最大剪力設計。
- (c) 單根錨栓或錨栓群應以最大剪力設計，該設計剪力為包含 E 之設計載重組合而得，而 E 須經 Ω_o 放大。

解說：

當錨栓之地震作用剪力超過錨栓總剪力的20%時，有三種方法被認可使用以決定單根錨栓或錨栓群之剪力需求強度，以避免產生過早剪力破壞。第17.10.5.3節之選項(a)不能用於剪力，因為錨栓鋼材構件之斷面無法被配置，致使鋼材的剪力破壞無法提供任何有意義之韌性。

選項(b)係與力量限制機制有關之單根錨栓或錨栓群之強度設計，例如連結元件的孔內承壓強度或木材桿件之壓碎和承壓合成強度，可能特別有關聯。木構架剪力牆之典型錨栓接合部試驗 (Fennel等人2009) 記述，木桿件固定於具有最小邊距之混凝土時顯現了韌性行為。木材“降伏”(壓碎) 係屬第一個極限狀態，結果引致鐵釘產生剪力滑動。鐵釘滑動結合螺栓彎曲提供了剪力牆所需延展性和韌性，並限制了作用於螺栓之載重。AISI S100定義冷軋鋼接合部之承壓和剪力極限狀態之程序。AISI手冊 (AISI D100) 提供強度計算例題。在這些例題中，應考量是否超過承壓強度可能引致撕裂和無法接受之連接性損失。當錨栓遠離邊緣時，可能無法設計錨定鋼筋以控制錨栓強度。在這些情況下，應依據選項(c)設計錨栓之超額強度。

17.10.6.4 若根據第17.5.2.1b節提供錨栓錨定鋼筋，則設計剪力強度之折減值，不必超過第17.5.2.1節之規定。

解說：

當錨栓錨定鋼筋配置符合第17.5.2.1b節，且其性質符合第20.2.2.5節之要求，若錨栓錨定鋼筋之設計強度大於混凝土拉破強度，則不可能會產生拉破錐之破壞模式。

17.10.7 拉力和剪力互制作用

17.10.7.1 單根錨栓或錨栓群同時承受拉力和剪力時，應符合第17.8節之需求，及第17.10.5.4節錨栓設計拉力強度之計算。

17.11 具剪力樺之基板

17.11.1 通則

17.11.1.1 具剪力樺之基板可根據第17.11.1.1.1節至第17.11.1.1.9節進行設計；若經分析或試驗證實其具有足夠強度及載重傳遞，亦可採用替代方法進行設計。

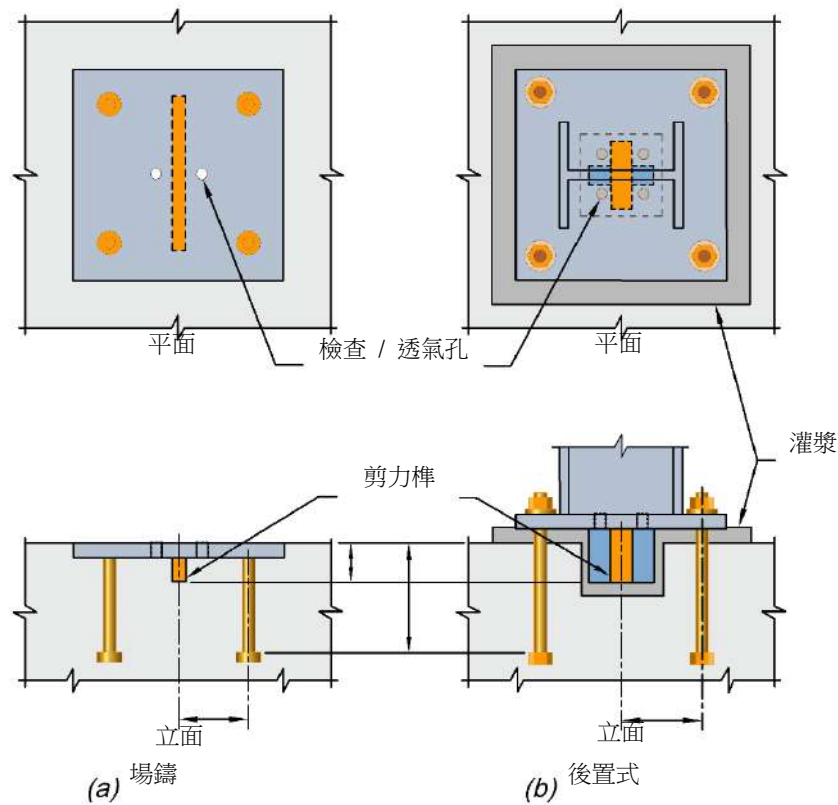
17.11.1.1.1 剪力樺應由矩形板或板狀構件組成的型鋼構成，並銲接於基板。

17.11.1.1.2 至少配置4支錨栓以符合第十七章規定，但排除第17.5.1.2節(f)、(g)和(h)，及表17.5.2有關錨栓受剪下鋼材強度、錨栓受剪下混凝土拉破強度及錨栓受剪下混凝土撬破強度之需求。

解說：

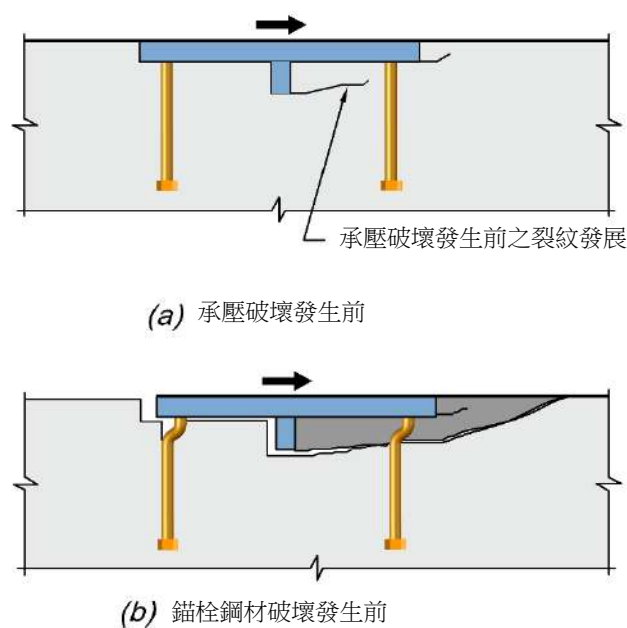
第17.11節包括具剪力樺基板之混凝土破壞模式。不包括基板或剪力樺之鋼材或銲接設計。

具剪力樺之基板可埋置於場鑄或預鑄混凝土，或採用可放入剪力樺之混凝土留設孔並填充流動、無收縮漿體之後置式方式，參見圖R17.11.1.1a。基板具有錨栓可以提供彎矩抵抗，以剪力樺避免撬起作用。基板具有埋置板但是沒有底板和錨栓，並利用基板之撬起作用抵抗彎矩者，則不包含於本章節內。



圖R17.11.1.1a 具剪力樺之基板範例

受剪下承壓強度依照剪力樺前側混凝土破碎前之強度。承壓破壞發生於很小之位移 (Cook 和 Michler 2007)。隨承壓破壞發生，將有明顯之強度減少和側向位移增加，最終造成錨栓鋼材破壞 (參見圖 R17.11.1b)，而其側向位移大於承壓破壞時位移之至少十倍以上。



圖R17.11.1.1b 具剪力樺之基板 (假如混凝土拉破不會發生) 產生承壓破壞和接續產生錨栓鋼材破壞

符合第17.11.1.1.1節至第17.11.1.1.9節之具剪力樺之基板，如圖R17.11.1.1a。剪力樺不同於第17.11.1.1.1節至第17.11.1.1.9節者，例如由鋼管組成剪力樺或板頂置於混凝土面下之具剪力樺之基板，若可提供經分析或試驗證實其具有足夠強度和載重傳遞，則可使用。

- 17.11.1.1.3 對於銲接在具剪力樺之基板之錨栓，第17.8節之拉力和剪力互制作用要求，應納入部分作用於錨栓之總剪力。
- 17.11.1.1.4 剪力作用下之承壓強度須符合 $\phi V_{brg,sl} \geq V_u$ ， $\phi = 0.65$ 。
- 17.11.1.1.5 剪力作用下之標稱承壓強度 $V_{brg,sl}$ 依第17.11.2節決定。
- 17.11.1.1.6 剪力樺之混凝土拉破強度須符合 $\phi V_{cb,sl} \geq V_u$ ， $\phi = 0.65$ 。
- 17.11.1.1.7 標稱混凝土拉破強度 $V_{cb,sl}$ 依第17.11.3節決定。

解說：

雖然不考慮第17.11.2節之承壓強度評估，因銲接錨栓和剪力樺具有相同位移，個別錨栓所承受之部分作用剪力 (V_u) 為 $V_{ua,i} = V_u \left(\frac{2d_a^2}{A_{ef,sl} + n2d_a^2} \right)$ 。單根錨栓之有效承壓面積假設為錨栓直徑乘以兩倍錨栓直徑之有效承壓長度 (Cook 和 Michler 2007)。錨栓之承壓反力不足以使錨栓於單獨剪力下破壞，但須考量在拉力及剪力互制作用之鋼材破壞 (參見第17.8節)。

17.11.1.1.8 具有錨栓基板承受拉力時，應符合(a)和(b)：

- (a) $h_{ef} / h_{sl} \geq 2.5$
- (b) $h_{ef} / c_{sl} \geq 2.5$

解說：

錨栓埋置深度與剪力樺埋置深度之比率下限，錨栓埋置深度與拉力錨栓中心線和剪力樺於剪力作用方向中心線之距離之比率下限，係基於可取得之試驗數據決定。比率下限係為降低受拉力之錨栓混凝土拉破和剪力樺受剪下承壓破壞間之互制可能性。

17.11.1.1.9 錨栓之拉力設計時，應考慮由剪力樺之承壓反力與剪力載重之力偶所引致的彎矩。

解說：

剪力樺承壓反力發生於混凝土並低於錨栓和埋置板承壓反力。因此，決定錨栓拉力時須考量承壓反力和剪力載重之力偶。

17.11.1.2 當具剪力樺之基板採水平設置時，沿剪力樺長邊方向應有最小直徑為2.5 cm的開孔。

解說：

必須使用基板開孔以確認適切的混凝土或漿體於剪力樺周圍填塞固結，和避免水平鋼板下方有空氣聚集。基板開孔應該盡量靠近剪力樺每一面。單根剪力樺靠近每一長邊中央至少有一個觀測孔。閉合式剪力樺，建議設置4個觀測孔，每一象限一個。其他形狀或長條剪力樺，由具證照設計技師指定觀測孔位置，確保可觀測和容許空氣排出。

17.11.2 具剪力樺之基板於剪力作用下之承壓強度， $V_{brg,sl}$

17.11.2.1 剪力樺受剪下之標稱承壓強度， $V_{brg,sl}$ 應依下式計算：

$$V_{brg,sl} = 1.7 f'_c A_{ef,sl} \Psi_{brg,sl} \quad (17.11.2.1)$$

其中， $\Psi_{brg,sl}$ 依第17.11.2.2節。

解說：

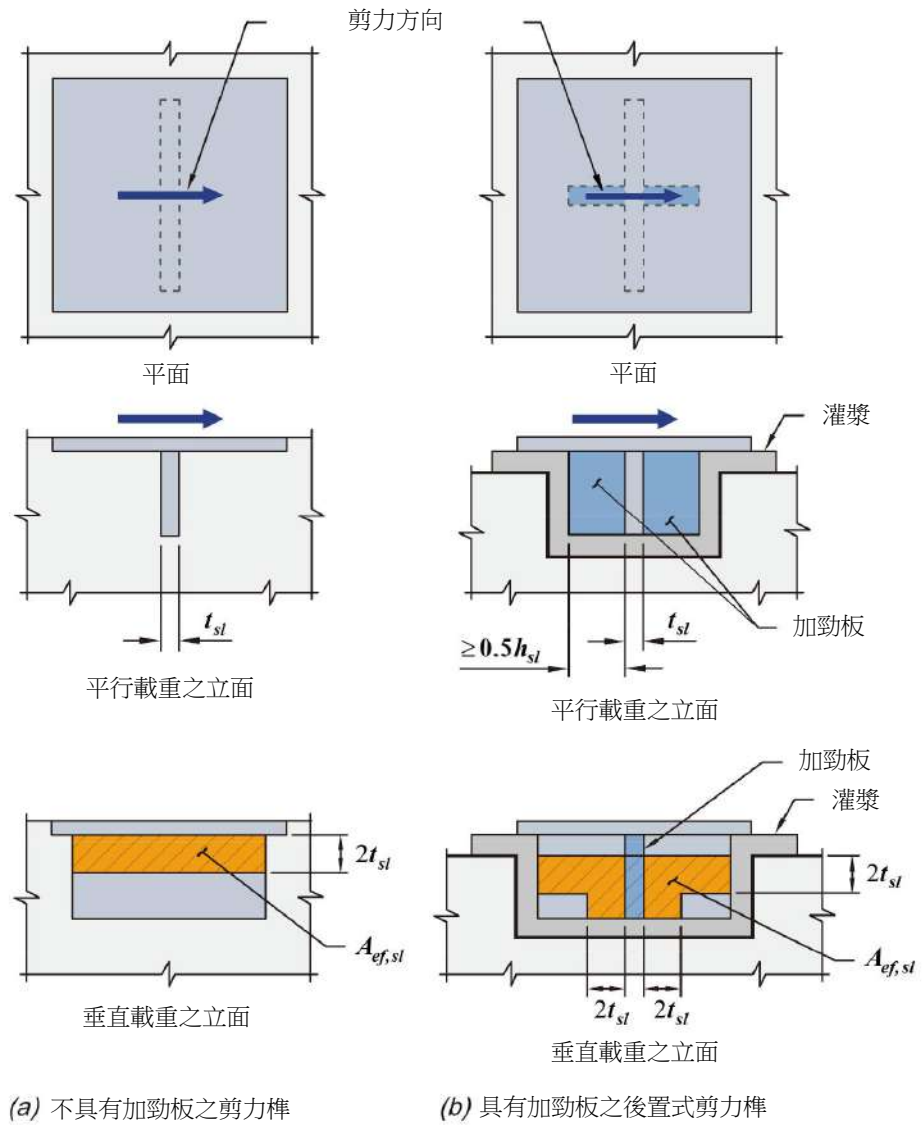
剪力樺之剪力作用下標稱承壓強度 $V_{brg,sl}$ ，如式(17.11.2.1)係基於均勻承壓應力 $1.7 f'_c$ 作用於剪力樺有效面積，詳Cook 和 Michler (2017)。具剪力樺之基板之剪力作用下承壓強度與剪力樺承壓、埋置板(如果有)、銲接錨栓 (如果有) 有關，第17.11.2節之方法僅包含剪力樺之貢獻。Cook 和 Michler (2017) 討論該方法的發展及包含埋置板與銲接錨栓承壓貢獻下之較不保守程序。

17.11.2.1.1 有效承壓面積 $A_{ef,sl}$ 為混凝土面下方，垂直於施加剪力，依下列(a)至(d)所組成之面積。

- (a) 假如基板之頂面或底面與混凝土面齊平時，剪力樺承壓面積為基板底面以下至 $2t_{sl}$ 之範圍。
- (b) 假如基板在混凝土面上方時，剪力樺承壓面積為混凝土表面以下至 $2t_{sl}$ 之範圍。
- (c) 剪力樺承壓面積為加勁板界面左右各 $2t_{sl}$ 之範圍。
- (d) 剪力樺承壓面積為混凝土面下方，加勁板前緣之面積。

解說：

圖R17.11.2.1.1顯示有效承壓面積。加勁剪力樺之有效承壓面積可適用於銲接板及板狀構件組成型鋼，其腹板為加勁構件。決定有效承壓面積之距離限制為 $2t_{sl}$ ，詳Cook和Michler (2017) 說明。



註：錨栓與檢查孔並未明示於圖中

圖R17.11.2.1.1 具剪力樁之基板的有效承壓面積範例

17.11.2.2 承壓係數， $\Psi_{brg,sl}$

17.11.2.2.1 軸力載重 P_u 對受剪承壓強度影響之修正係數， $\Psi_{brg,sl}$ 依下列(a)，(b)或(c)決定。

(a) 軸向拉力時：

$$\Psi_{brg,sl} = 1 + \frac{P_u}{nN_{sa}} \leq 1.0 \quad (17.11.2.2.1a)$$

其中， P_u 為拉力時取負值， n 為受拉錨栓的數目。

(b) 無軸向力時：

$$\Psi_{brg,sl} = 1.0 \quad (17.11.2.2.1b)$$

(c) 軸向壓力時：

$$\Psi_{brg,sl} = 1 + 4 \frac{P_u}{A_{bp} f'_c} \leq 2.0 \quad (17.11.2.2.1c)$$

其中， P_u 為壓力時取正值。

17.11.2.3 假如使用剪力樺加勁板，其沿剪力載重作用方向之長度應不小於 $0.5h_{sl}$ 。

17.11.2.4 基板在垂直剪力作用方向設置多支剪力樺時，各剪力樺之承壓強度可考慮由該剪力樺底面與相鄰剪力樺之間形成的混凝土剪力面上的剪應力計得，但剪應力不可大於 $0.2f'_c$ 。每單根剪力樺之標稱承壓強度，採用該剪力樺有效面積，以式(17.11.2.1)求得。

解說：

有效考量多支剪力樺之限制係基於表22.9.4.4剪力摩擦之最大值和Rotz 和 Reifschneider (1984) 的兩份報告。剪力面之面積是相鄰剪力樺在剪力作用方向之淨距離乘以垂直於剪力作用方向剪力樺寬度。

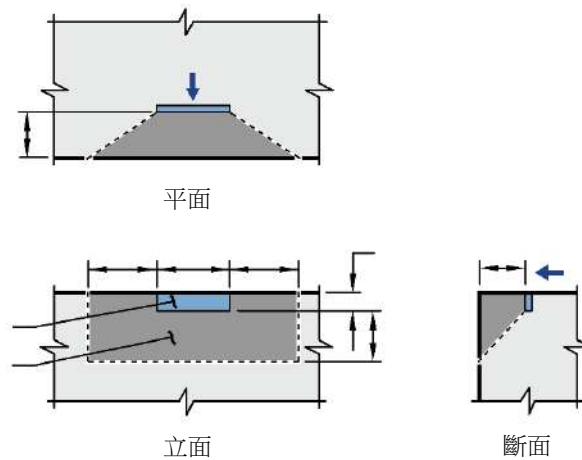
17.11.3 剪力樺之混凝土剪破強度， $V_{cb,sl}$

17.11.3.1 剪力垂直作用於混凝土邊緣時，剪力樺之標稱混凝土剪破強度 $V_{cb,sl}$ ，依第 17.7.2 節之式(17.7.2.1a)計算，其中 V_b 依式(17.7.2.2.1b)計算， c_{al} 是剪力樺承壓面到自由面之距離， A_{vc} 是破壞面於混凝土側面之投影面積。

17.11.3.1.1 A_{vc} 為於混凝土側面之混凝土破壞投影面積，約為距剪力樺邊緣 $1.5c_{al}$ 水平投影與距剪力樺有效深度 $h_{ef,sl}$ 邊緣 $1.5c_{al}$ 垂直投影所形成之矩形區域，不包含剪力樺有效面積 $A_{ef,sl}$ 。剪力樺有效埋置深度 $h_{ef,sl}$ 應為混凝土面到有效承壓面積 $A_{ef,sl}$ 底部之距離。

解說：

評量混凝土剪破強度的方法，其剪力是垂直於邊緣，如同第17.7.2節的錨栓，其差異性在於圖R17.11.3.1之 A_{vc} 的決定。該方法已經由剪力樺受非偏心剪力載重試驗確認 (Gomez *et al.* 2009; Cook 和 Michler, 2017)。剪力經由剪力樺、埋置板 (如果有)、和銲接錨栓 (如果有) 傳遞，任何作用剪力載重之增加變化，其承壓面積呈現相同量。該行為類似錨栓銲接於連接鋼板之接合，其混凝土邊緣破壞始於由距離邊緣最遠之錨栓。具剪力樺之錨定，混凝土拉破強度之有效貢獻由剪力樺承壓面積和埋置板 (如果有) 主導，大於較剪力樺遠離邊緣之錨栓有效承壓面積。因此，錨定的混凝土剪破強度應該根據始於剪力樺之混凝土剪破面決定 (圖R17.11.3.1)。

圖R17.11.3.1 剪力樺接近邊緣之 A_{vc} 範例

剪力樺標稱混凝土剪破強度係基於式(17.7.2.2.1b) V_b ，該式亦應用較大直徑錨栓之受剪下混凝土邊緣破壞。

17.11.3.2 剪力平行作用於混凝土邊緣時，剪力樺之標稱混凝土剪破強度依第17.7.2.1(c)節之式(17.7.2.1a)決定，其中 c_{al} 取剪力樺中心到邊緣之距離，且 $\Psi_{ec,V}$ 等於1.0。

解說：

載重平行邊緣之剪力樺混凝土剪破強度係基於第17.7.2.1(c)節，載重平行作用自由邊緣之混凝土破壞，假設剪力樺剪破行為如同單根錨栓。

17.11.3.3 設置於角落的剪力樺，混凝土剪破強度限制值依各側邊決定、並取最小值。

解說：

錨栓位於接近角落之剪力樺混凝土剪破強度係基於第17.7.2.1(d)節。

17.11.3.4 多支剪力樺情況，應取各潛在剪破面決定混凝土剪破強度。

解說：

當錨栓多根剪力樺混凝土剪破強度係基於第17.7.2.1節解說和圖R17.7.2.1b 之情況 1和情況 2。

第十八章 耐震結構物

18.1 範圍

18.1.1 本章適用於耐震非預力與預力混凝土結構物之設計，適用情況包括：

- (a) 設定為抵抗地震力系統一部分之結構系統，包括橫隔板、抗彎矩構架、結構牆、與基礎。
- (b) 非設定為抵抗地震力系統一部分之構材，但因地震效應產生變形時須承擔其他載重者。

18.1.2 按本章條文所設計之結構物，旨在藉由特定構材之韌性非彈性反應來抵抗地震振動。

解說：

第十八章包含適用能承受一系列非彈性反應之震盪，而不產生嚴重強度衰減之場鑄或預鑄混凝土結構物之最低要求條文。結構在非彈性反應時宜維持其整體性，此因「建築物耐震設計規範及解說」所定義之設計地震力小於在預期地震強度下線性反應之值。

第十八章之設計理念為場鑄混凝土結構物，在設計等級之地動下產生勁度下降、消能增加、但無嚴重強度衰減之非線性反應。除第18.6.2.3節與第18.8.2.5節允許替代降伏機制之預鑄構造外，按第十八章設計之預鑄混凝土結構物旨在仿效場鑄結構。相較於結構維持線彈性與低阻尼之反應，勁度下降與消能增加之合併效應，趨向於降低加速度反應與側向慣性力 (Gulkan 與 Sozen 1974)。因此抵抗地震力系統在反復位移作用下進入非彈性反應，須維持其大部分強度，方能使用如「建築物耐震設計規範及解說」之設計力來代表地震效應。

18.2 通則

18.2.1 結構系統

- 18.2.1.1 鋼筋混凝土結構物，應符合「建築技術規則」建築構造編之有關規定並按「建築物耐震設計規範及解說」計算設計地震力。
- 18.2.1.2 所有構材應符合第一章至第十七章與第十九章至第二十六章之規定。當第十八章與本規範其他章節抵觸時，第十八章應優先遵守。
- 18.2.1.3 耐震結構物應符合第18.2.2節至第18.2.8節與第18.9節至第18.11節之規定。
- 18.2.1.4 設定為抵抗地震力系統一部分之結構系統，須侷限於「建築物耐震設計規範及解說」所指定之系統。任何設定為抵抗地震力系統一部分之結構系統，應符合(a)至(d)之規定：
 - (a) 特殊抗彎矩構架應符合第18.2.3節至第18.2.8節與第18.3節至第18.5節之規定。
 - (b) 預鑄特殊抗彎矩構架應符合第18.2.3節至第18.2.8節與第18.6節之規定。
 - (c) 特殊結構牆應符合第18.2.3節至第18.2.8節與第18.7節之規定。
 - (d) 預鑄特殊結構牆應符合第18.2.3節至第18.2.8節與第18.8節之規定。
- 18.2.1.5 未符合本章規定之鋼筋混凝土結構系統，若有實驗證據與分析顯示，該結構系統具有等於或超過與其類比並符合本章規定之鋼筋混凝土結構物之強度與韌性，得允許

使用。

解說：

抵抗地震力系統應由特殊抗彎矩構架、特殊結構牆或兩者之組合來提供。除第18.2.2節至第18.2.8節之外，這些結構物亦須符合持續檢查 (第26.13.1節)、橫隔板與桁架 (第18.9節)、基礎 (第18.10節)、與非設定為抵抗地震力系統一部分之垂直力承載構件 (第18.11節) 之規定。這些條文能使結構具備足夠變形能力，以應付在這些耐震設計分類中所預期之嚴苛需求。

表R18.2概述各項構材設計時須符合之章節。

表R18.2 構材設計時須符合之章節^[1]

除另有註明， 結構中抵抗地震效應之部分	適用章節
分析與設計要求	第18.2.2節、第18.2.4節
材料	第18.2.5節至第18.2.8節
構架之構材	第18.3節至第18.6節
結構牆與連接梁	第18.7節
預鑄結構牆	第18.8節
橫隔板與桁架	第18.9節
基礎	第18.10節
非設定為抵抗地震力系統一部分之構架構材	第18.11節
錨栓	第18.2.3節

[1] 除非第十八章有另外規定外，尚需符合第一章至第十七章與第十九章至第二十六章之規定。第14.1.4節亦適用。

第十八章設計與細部配置之規定，主要基於對一體澆置鋼筋混凝土建築結構物，以及透過設計與細部配置使其行為類似一體澆置建築結構物之預鑄混凝土建築結構物之現地與實驗室經驗而得。延伸應用這些規定到其他種類之場鑄或預鑄混凝土結構物宜基於現地經驗、試驗或分析之證明。ACI 374.1抗彎矩構架之認可標準可搭配第十八章一起使用，以證明所提出構架系統之強度、消能能力、與變形能力，等於或超越類似之一體澆置混凝土系統。ACI ITG-5.1提供關於預鑄牆系統之資訊。

第18.2.1.5節韌性之規定係為在最大考量地震動所預期之側向位移作用下，維持整個抵抗地震力系統之結構整體性。取決於所使用結構系統之能量消散特性，該位移可能大於符合規範條文之一體澆置鋼筋混凝土結構物之位移。

18.2.2 結構構材之分析與設計

- 18.2.2.1 對結構在地震動時之線性與非線性反應有影響之所有結構與非結構構材之相互作用應於分析中加以考慮。
- 18.2.2.2 若於結構設計中，抵抗地震力系統反應已考慮剛性構材之影響，則應允許假設剛性構材不屬於抵抗地震力系統之一部分。不屬於抵抗地震力系統之結構與非結構構材破壞之影響亦應考慮。
- 18.2.2.3 延伸至結構基面下之結構構材，若須將地震造成之力量傳遞至基礎者，應與結構基面上之抵抗地震力系統一樣符合第十八章之要求。

解說：

抵抗地震力系統中不同元件之需求強度分配，乃假定在「建築技術規則」規定之因數化力作用下，以線彈性模型分析決定之。若使用非線性歷時反應分析，基面地震歷時之選取，得對工址條件與該區域之地震歷史進行詳細研究。

由於耐震設計之基本原則容許非線性反應，因此有必要調查在最大考量地震動之預期側向位移作用下，抵抗地震力系統之穩定性，以及該系統與其他結構與非結構構材之互制關係。對於側向位移之計算，相較於全部結構構材皆使用未開裂勁度，假設所有構材完全開裂，可得較佳之可能位移比估計。第6.6.3.1節所敘述之分析假設可用於估計鋼筋混凝土建築系統之側向變位。

第十八章主要目標為結構安全。第18.2.2.1節與第18.2.2.2節旨在提醒注意非結構構材對結構反應之影響以及注意掉落物之災害。

第18.2.2.3節係提醒分析時，結構基面不必然為基礎或地表面，基面係指地震輸入於建築物結構體之水平面，或可使其上方之結構體視為振動體之水平面。延伸至結構基面下基礎之柱與牆的設計細節，需與結構基面上者一致。

選取抵抗地震力結構物之構材尺寸時，宜特別考量是否發生鋼筋太密導致施工性問題。適宜之設計應讓所有配筋均可組裝放置於適當位置，且混凝土可適當地澆置與搗實。當使用允許鋼筋比之上限時，可能導致施工問題。

18.2.3 錨定於混凝土

- 18.2.3.1 耐震結構物中抵抗地震引致力之錨栓，其設計應符合第17.10節之規定。

18.2.4 強度折減因數

- 18.2.4.1 強度折減因數應按第二十一章之規定。

解說：

第二十一章包含抵抗地震力結構物之所有構材、接頭與接合部之強度折減因數規定，包括第21.2.4節中對使用特殊抗彎矩構架與特殊結構牆建築物之特定條文。

18.2.5 特殊抗彎矩構架與特殊結構牆之混凝土

18.2.5.1 特殊抗彎矩構架與特殊結構牆之規定混凝土抗壓強度應按表19.2.1.1中特殊耐震系統之規定。

解說：

本節說明抵抗地震引致力之構架與結構牆之混凝土品質要求。輕質混凝土使用於結構設計計算之最大規定抗壓強度不得超過 350 kgf/cm^2 [35 MPa]，主要因為輕質混凝土構材承受非線性反復位移行為之實驗與現地資料不多。如某一特定應用提出可信證據，則輕質混凝土之最大規定抗壓強度限制可依所提證據予以提高。

18.2.6 特殊抗彎矩構架與特殊結構牆之鋼筋

18.2.6.1 特殊抗彎矩構架與特殊結構牆之鋼筋應符合第20.2.2節中特殊耐震系統之規定。

解說：

耐震系統之非預力鋼筋須符合第20.2.2.4節與第20.2.2.5節之規定。自本規範開始，允許於特殊結構牆以及包含連接梁與牆墩之所有特殊結構牆元件中，使用 CNS 560中 $f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 之鋼筋抵抗彎矩、軸力與剪力。另允許於特殊抗彎矩構架中使用 CNS 560中 $f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 之鋼筋。測試與分析研究結果顯示 (NIST 2014 ; Sokoli與Ghannoum 2016)，若採韌性鋼筋配置，使用 $f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 鋼筋之特殊抗彎矩構架之梁與柱，與使用 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 鋼筋之構材有相似之強度與變形容量。

為允許 $f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 鋼筋之使用，本規範包含橫向鋼筋間距之限制，以能提供適當的縱向鋼筋側向支撐，以控制縱向鋼筋之挫屈。在特殊抗彎矩構架中， $f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 鋼筋之使用須增加接頭深度，以避免穿過梁柱接頭梁筋之過度滑移 (第18.5.2.3節)。

鋼筋抗拉強度須大於降伏強度之規定 (第20.2.2.5節) 係基於如下假設：結構構材發展非彈性旋轉容量之能力與沿構材軸向之降伏區域長度有關。實驗結果之觀察顯示，降伏區域長度與標稱彎矩對降伏彎矩之比例有關。根據此觀察，標稱對降伏彎矩之比例越大，降伏區域越長。對於CNS 560 SD420鋼筋而言，第二十章規定實際抗拉強度對實際降伏強度之比值至少應為1.25。

關於 f_{yr} 值之限制適用於所有型式之橫向鋼筋，包括螺箍筋、圓形閉合箍筋、直線型閉合箍筋與繫筋。研究結果 (Budek 等人 2002 ; Muguruma與Watanabe 1990 ; Sugano等人 1990) 顯示較高降伏強度鋼筋可有效地作為如第18.4.5.4節規定之圍束鋼筋使用。某些特殊耐震系統構材之剪力設計允許將應力增加至 $5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa]，係因過去之研究顯示構材能發展至對應之設計剪力強度 (Sokoli與Ghannoum 2016 ; Kabeyasawa與Hiraishi 1998 ; Aoyama, 2001 ; Budek等人 2002 ; Cheng等人 2016 ; Huq等人 2018)。按第20.2.2.4節之規定計算標稱剪力強度時，對 f_{yr} 值設定 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 之上限，係為限制使用載重下之裂縫寬度，對受設計等級地震力作用之抵抗地震力系統之構材而言，使用等級之裂縫寬度限制無須考慮。

18.2.7 特殊抗彎矩構架與特殊結構牆之機械式續接

解說：

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接近於抗拉強度。第二類機械式續接之要求，係為防止當鋼筋受到降伏區域預期之應力大小時產生續接破壞，第三類機械式續接之要求，則係為使鋼筋達韌性接合，可用於地震時鋼筋可能降伏並承受多次反復非彈性應變之位置。第一類機械式續

接以及第二類機械式續接可能無法抵抗降伏區域引致之應力與多次反復非彈性應變，因此這些機械式續接之位置受到限制。第一類機械式續接以及第二類機械式續接之限制條件適用於所有抵抗地震效應之鋼筋，包含橫向鋼筋。

細部配置之實務建議會排除在抵抗地震效應之構材可能降伏區域使用續接，若無法避免在可能降伏區域使用機械式續接，則得有文件說明被續接鋼筋之實際強度特性、續接後鋼筋之力與變形特性、以及所使用之第三類機械式續接符合規定性能要求之能力。

雖然第18.2.7節所定義之機械式續接不必採交錯配置，但仍鼓勵使用，且為考量施工性，採交錯配置可能是必要的，或在續接位置四周提供足夠之空間以利安裝或符合淨間距之規定。

18.2.7.1 機械式續接應分為(a)、(b)或(c)類：

- (a) 第一類—符合第25.5.7節及第26.6.5節規定之機械式續接。
- (b) 第二類—符合第25.5.7節及第26.6.5節規定且能使被續接鋼筋發展至規定抗拉強度之機械式續接。
- (c) 第三類—符合第25.5.7節及第26.6.5節規定且能使被續接鋼筋發展至規定抗拉強度並承受多次反復非彈性應變之機械式續接。

解說：

ACI 318規範1995年版只規定第一類機械式續接須能發展 $1.25f_y$ 之抗拉或抗壓強度，惟相鄰鋼筋機械式續接位置要交錯 60 cm 以上。1999年後增加第二類機械式續接可使用於任何位置，但額外要求第二類機械式續接須能使被續接鋼筋發展至規定抗拉強度 f_u 。依第26.6.5節之額外規定，本規範新增第三類機械式續接，係為使機械式續接可用於地震時鋼筋可能降伏並承受多次反復非彈性應變之位置。

我國2015年方訂定 CNS 15560 鋼筋機械式續接試驗法，惟鋼筋機械式續接之檢驗頻率及合格標準則應由各主管機關另訂規範之。2015年以前鋼筋機械式續接並無國家標準，業界多半參考其他續接器規範（中國土木工程學會1998-混凝土工程設計規範與解說（土木401-86）附錄乙；內政部營建署及內政部建築研究所1999；中華民國結構工程學會2007）。土木401-86附錄乙（1998）續接器依機械性能分成SA級、FA級、A級與B級，其中FA級適用於具有高週次疲勞問題之續接位置，建築工程慣用之續接器依機械性能分成SA級、A級與B級。本規範規定之第三類機械式續接性能與業界慣用之SA級相近，第二類機械式續接性能與A級續接相近，而第一類機械式續接性能則與B級續接相近，惟前開續接器規範試驗方法與CNS 15560有差異，經內政部建研所（李宏仁等人2017、2020）彙整各方意見建議新增第26.6.5節規定鋼筋機械式續接之檢驗頻率及合格標準。

- #### 18.2.7.2 除第三類機械式續接外，其他機械式續接應不使用於特殊抗彎矩構架之梁或柱接頭面起算兩倍構材深度範圍內，或因側向位移超過線性行為範圍外時，導致鋼筋可能降伏之臨界面處起算兩倍構材深度範圍內，但容許使用於柱構材中央1/2淨高內。除第18.6.2.1節(c)所述外，第三類機械式續接得使用於任何位置。

18.2.8 特殊抗彎矩構架及特殊結構牆之鋼筋銲接續接

- ##### 18.2.8.1 用以抵抗地震引致力之鋼筋銲接續接須符合第25.5.7節之規定，且應不使用於特殊抗彎矩構架梁或柱接頭面起算兩倍構材深度範圍內，或因側向位移超過線性行為範圍外時，導致鋼筋可能降伏之臨界面處起算兩倍構材深度範圍內。

解說：

按第二十六章之規定，鋼筋銲接宜符合美國AWS D1.4之規定。限制銲接續接之位置，因為在降伏區域，鋼筋拉應力可能超過第25.5.7節之強度規定。鋼筋銲接續接之限制適用於所有抵抗地震效應之鋼筋，包含橫向鋼筋。

18.2.8.2 設計上應不允許將肋筋、箍筋、埋入物或其他類似構件銲在縱向鋼筋上。

解說：

相交鋼筋之銲接，會造成鋼材局部脆化。若相交鋼筋之銲接係用於幫助鋼筋之製作與放置，則僅宜銲於額外增加之工作筋上。若銲接操作具連續性與良好品質之控管，例如銲接鋼線網之製造，則允許相交鋼筋之銲接。

18.3 特殊抗彎矩構架之梁

18.3.1 範圍

18.3.1.1 本節適用於構成抵抗地震力系統一部分且主要用於抵抗彎矩與剪力之特殊抗彎矩構架之梁。

18.3.1.2 特殊抗彎矩構架之梁應構入符合第18.4節規定之特殊抗彎矩構架之柱。

解說：

本節適用於抵抗地震動所引致側向載重之特殊抗彎矩構架之梁。在前版規範中，在任何載重組合作用下，任何受超過 $A_g f_c' / 10$ 之因數化軸壓力之構架構材均按第18.4節之規定進行設計與細部配置。在本規範中，不論軸壓力大小，第18.3節含所有與梁有關之規定。

本規範之撰寫假設特殊抗彎矩構架包含以梁柱接頭互相連接之水平梁與垂直柱。若所構成之系統行為與構架者相同一意即側向抵抗主要由梁與柱間之彎矩傳遞來提供，非由壓桿或斜撐作用來提供，則傾斜之梁與柱得被接受。在特殊抗彎矩構架中，設計梁來抵抗彎矩與軸力聯合作用得被接受，例如發生於同時作為抗彎矩構架構材與橫隔板弦材或集力構材之梁。特殊抗彎矩構架之梁可允許過柱懸臂，但該懸臂段不為構成抵抗地震力系統之特殊抗彎矩構架之一部分。特殊抗彎矩構架之梁可允許與牆之邊界相連，若該邊界按第18.4節特殊抗彎矩構架柱之規定設計其鋼筋。側向抵抗主要由梁與柱之軸力來提供之混凝土側撐構架，並非所認可之抵抗地震力系統。

18.3.2 尺寸限制

18.3.2.1 梁應符合(a)至(c)之規定：

(a) 淨跨距 l_n 應至少為 $4d$ 。

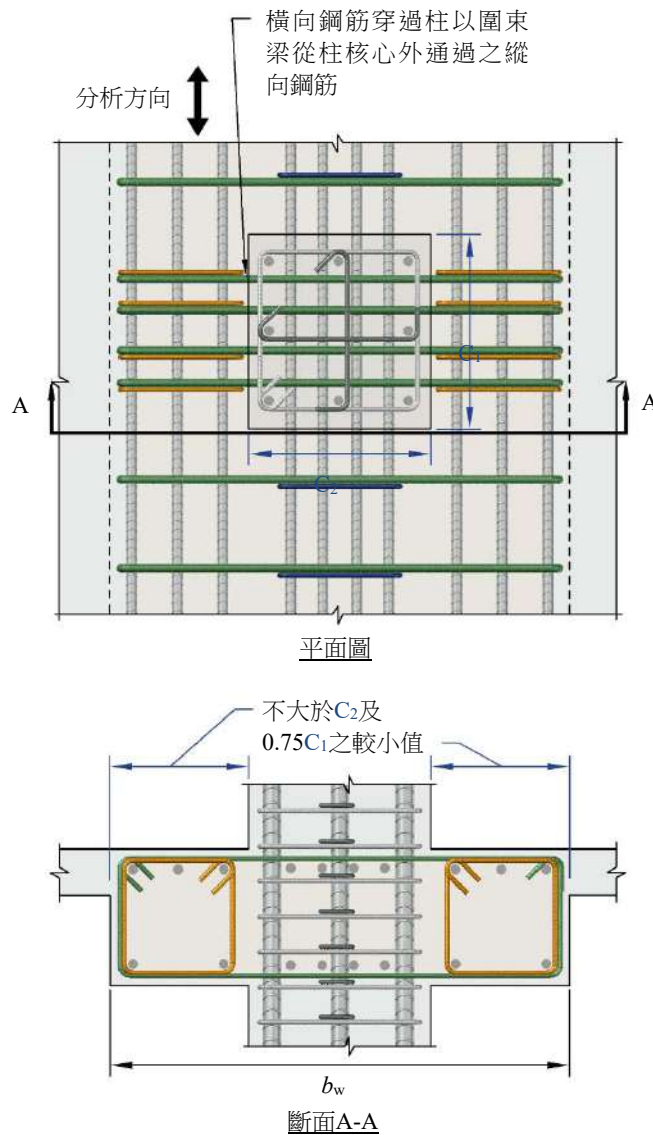
(b) 梁寬 b_w 應至少為 $0.3h$ 與25 cm之較大值。

(c) 梁寬超過支承柱寬度之部分，任一邊之長度不應超過 c_2 與 $0.75c_1$ 之較小值。

解說：

實驗證據顯示 (Hirosawa 1977)，在進入非線性之位移反復作用下，梁長對深度比值小於4之連續構材，其行為顯著異於較細長之構材。依據較細長構材經驗所得之設計規定，尤其對剪力強度而言，不能直接適用於梁長對深度比值小於4之構材。

第18.3.2.1(b)與(c)節所規定之幾何限制係由抵抗地震引致力之鋼筋混凝土構架實務與研究中獲得 (ACI 352R)。第18.3.2.1(c)節之限制定義能有效傳遞力量至梁柱接頭之最大梁寬。圖R18.3.2顯示最大有效梁寬之範例。



圖R18.3.2 寬梁最大有效寬度與所需之橫向鋼筋

18.3.3 縱向鋼筋

18.3.3.1 梁上下兩面各應至少有兩支連續鋼筋。上下兩面鋼筋在任何斷面，其用量應至少符合第9.6.1.2節之規定，且拉力鋼筋比 ρ 不應大於 $\frac{f'_c + 100}{4f_y} \left[\frac{f'_c + 10}{4f_y} \right]$ ， ρ 亦不應超過0.025。

18.3.3.2 接頭面正彎矩強度應至少為該接頭面負彎矩強度之半。沿構材長度上任何斷面之負與正彎矩強度皆應至少為任一接頭面最大彎矩強度之1/4。

解說：

鋼筋比 ρ 上限 $\frac{f'_c + 100}{4f_y} \left[\frac{f'_c + 10}{4f_y} \right]$ 之規定係為考量 f_y 及 f'_c 對構材曲率韌性之影響，該規定之詳細說明可參見前版規範，另一上限0.025之規定係為提供適當變形能力，避免鋼筋之擁擠，且間接地限制一般尺寸梁之剪應力。

18.3.3.3 若於搭接範圍配置閉合箍筋或螺箍筋，則應允許竹節縱向鋼筋之搭接。此圍封搭接鋼筋之橫向鋼筋最大間距應不大於 $d/4$ 與 10 cm 之較小值。搭接應不用於(a)至(c)所規定之處：

- (a) 接頭內。
- (b) 距接頭面2倍梁深度範圍內。
- (c) 距非彈性側向變位所可能引起撓曲降伏臨界斷面之2倍梁深度範圍內。

18.3.3.4 機械式續接與銲接續接須分別符合第18.2.7節與第18.2.8節之規定。

解說：

在撓曲降伏預期會發生之長度範圍，不允許鋼筋搭接，乃因搭接在承受反復載重進入非彈性範圍時並不可靠。任一位置的搭接處，混凝土保護層可能剝落，為提供搭接區良好之圍束，因此需配置閉合箍筋。

18.3.3.5 除非在第18.6.2.3節所允許之情況下用於特殊抗彎矩構架，預力須符合(a)至(d)之規定：

- (a) 以梁斷面最小尺度乘以其垂直方向之尺度所得之面積計得之平均預應力 f_{pc} ，應不超過 35 kgf/cm² [3.5 MPa] 與 $f'_c/10$ 之較小者。
- (b) 於可能發生塑鉸區須採用無握裹預力鋼筋，在設計地震位移下，預力鋼筋之計算應變必須小於0.01。
- (c) 預力鋼筋在塑鉸區域臨界斷面之貢獻應不大於正或負彎矩強度之1/4，且必須錨定於接頭之外緣面或更遠處。
- (d) 抵抗地震引致力之後拉法預力鋼筋，其錨定須足以容許鋼筋承受50次之反復載重，且預力鋼筋受力量範圍為預力鋼筋規定抗拉強度之40%至85%之間。

解說：

這些條文之訂定，部分係根據觀察建築於地震中之性能而得。計算平均預應力時，通常梁中最小斷面尺度係指腹板之尺度，非指翼板之厚度。在可能塑鉸區域，應變之限制與無握裹鋼筋之要求，係為避免鋼筋於非彈性地震變形時發生斷裂。預力鋼筋應變之計算需考慮結構之預期非彈性機制。對於梁全跨度均無握裹之預力鋼筋，其應變通常遠小於規定限制值。對於在接頭內或臨近接頭處具一小段無握裹之預力鋼筋，因地震變形所產生之額外應變，則以接頭處塑鉸旋轉角總量與鋼材至中性軸深度之乘積值，再除以無握裹長度得之。

鋼筋貢獻彎矩強度之限制係依據分析與實驗結果 (Ishizuka與Hawkins 1987; Park與Thompson 1977)。雖然較多的預力鋼筋可以得到令人滿意之耐震性能，但仍需此限制，以允許使用規範中與非預力鋼筋之特殊抗彎矩構架相同之反應修正和位移放大係數。預力特殊抗彎矩構架通常包含連續之預力鋼筋，且以適當保護層錨定於抗彎矩構架端部之每一梁柱接頭外緣面或更遠處。採用預力鋼筋規定抗拉強度40%至80%範圍內之載重，進行50次反復載重之疲勞試驗，已長期使用於美國工業界。將80%之

限制提高至85 % 係為反應預力鋼筋1 % 之應變限制。在此應力範圍之試驗旨在保守地模擬強烈地震時之效應。其他試驗程序細節可參考ACI 423.7。

18.3.4 橫向鋼筋

18.3.4.1 閉合箍筋應設置於梁之下列部位：

- (a) 梁之兩端由支承柱面向跨度中央2倍梁深之範圍內。
- (b) 由非彈性側向變位所引起撓曲降伏之斷面向兩側各2倍梁深之範圍內。

18.3.4.2 在需要閉合箍筋之範圍內，最靠近拉力側與壓力側表面之主要縱向鋼筋須有符合第25.7.2.3節與第25.7.2.4節之側向支撐。具橫向支撐之撓曲鋼筋，其間距不應大於35 cm。依據第9.7.2.3節配置之表層鋼筋不需橫向支撐。

18.3.4.3 梁中之閉合箍筋得使用閉合肋筋：由一根兩端具有耐震彎鉤之U型肋筋及一根繫筋加以閉合組成。鉤住同一縱向鋼筋相鄰各繫筋之90°與135°彎鉤應交替排置。若梁僅一邊有樓板可圍束受繫筋支撐之縱向鋼筋，繫筋之90°彎鉤應置於梁有樓板之一側。

18.3.4.4 第一個閉合箍筋距支承柱面應不超過5 cm。閉合箍筋間距應不超過(a)至(e)之最小值：

- (a) $d/4$
- (b) 15 cm
- (c) 對 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 鋼筋而言，除第9.7.2.3節中所需之縱向表層鋼筋外之最小主要撓曲鋼筋直徑之6倍。
- (d) 對 $f_y = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$ [490 MPa] 鋼筋而言，除第9.7.2.3節中所需之縱向表層鋼筋外之最小主要撓曲鋼筋直徑之5.5倍。
- (e) 對 $f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 鋼筋而言，除第9.7.2.3節中所需之縱向表層鋼筋外之最小主要撓曲鋼筋直徑之5倍。

18.3.4.5 需要閉合箍筋之處，該閉合箍筋應設計能抵抗第18.3.5節規定之剪力。

18.3.4.6 若不需要閉合箍筋，兩端具有耐震彎鉤之U型肋筋應沿梁全長配置，且其間距應不超過 $d/2$ 。

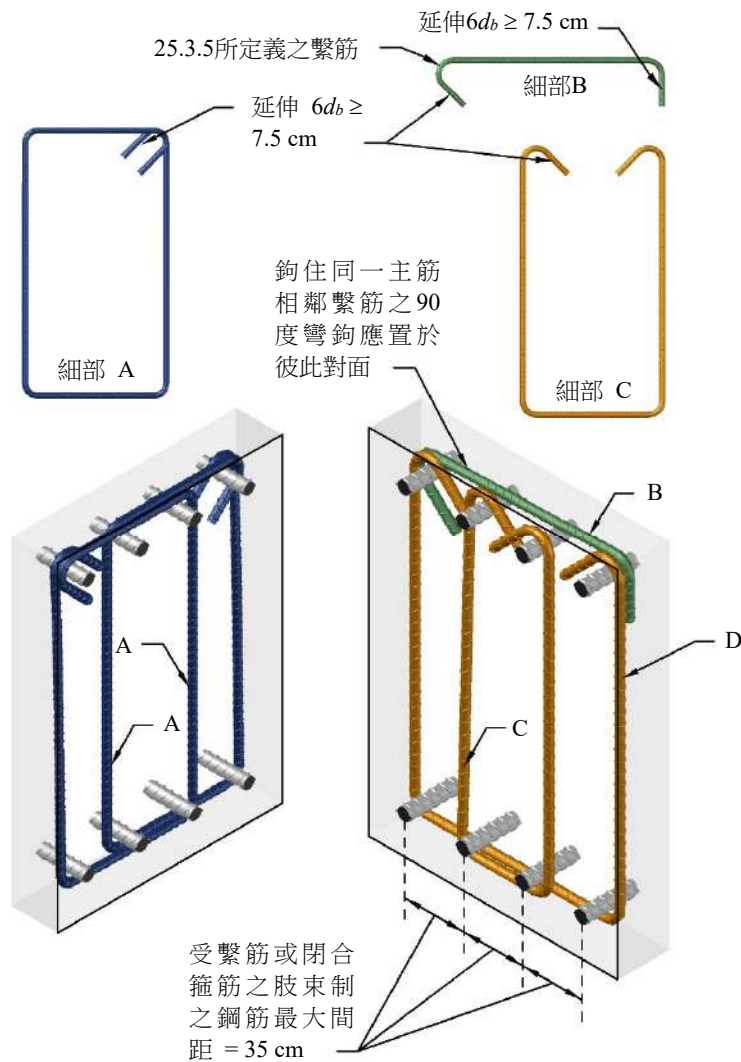
18.3.4.7 於因數化軸壓力超過 $A_g f_c' / 10$ 之梁，符合第18.4.5.2節至第18.4.5.4節規定之閉合箍筋應沿第18.3.4.1節規定之長度設置。沿其餘長度上應設置符合第18.4.5.2節規定之閉合箍筋，其間距 s 不應超過15 cm、最小 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 受圍繞縱向梁筋直徑之6倍、最小 $f_y = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$ [490 MPa] 受圍繞縱向梁筋直徑之5.5倍與最小 $f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 受圍繞縱向梁筋直徑之5倍之最小值。當橫向鋼筋之混凝土保護層超過10 cm，應額外設置橫向鋼筋，其保護層不超過10 cm且間距不超過30 cm。

解說：

橫向鋼筋之需求主要係為在降伏預期發生之區域，提供混凝土圍束與鋼筋之側向支撐。幾種適宜之梁閉合箍筋型式請詳圖R18.3.4。

在早期版本的規範中，箍筋間距之上限為 $d/4$ 、8倍縱向鋼筋直徑、24倍箍筋直徑與30 cm之最小值。本規範修改此上限，係為改善於大形梁中箍筋對縱向鋼筋挫曲之束制以及混凝土圍束之效果。

對沿跨度方向強度有變化之構材或持續載重佔總設計載重大部分之構材而言，集中之非彈性轉動可能發生於跨度內。若前述情況是可預期的，橫向鋼筋亦需要配置於預期會發生降伏之區域。特別是位於或靠近撓曲降伏區域，可能會發生混凝土保護層剝落，因此所有腹筋需以閉合箍筋或閉合肋筋方式提供。



圖R18.3.4 互相重疊閉合箍筋之範例與受支撐縱向鋼筋之最大水平間距

18.3.5 剪力強度

18.3.5.1 設計剪力

設計剪力 V_e 之計算應考量作用於梁兩端接頭面間之力。應假設兩符號相反且等於可能彎矩強度 M_{pr} 之雙曲率彎矩作用於梁兩端接頭面上，且該梁沿跨度受到因數化重力載重與垂直地震力之加載。

18.3.5.2 橫向鋼筋

橫向鋼筋於第18.3.4.1節規定之範圍內，當(a)與(b)皆發生時，於剪力設計中應假設 $V_c = 0$ 。

(a) 在該長度範圍內，按第18.3.5.1節規定計算地震所引致之剪力至少為最大需求剪力強度之半。

(b) 含地震效應之因數化軸壓力 P_u 小於 $A_g f'_c / 20$ 。

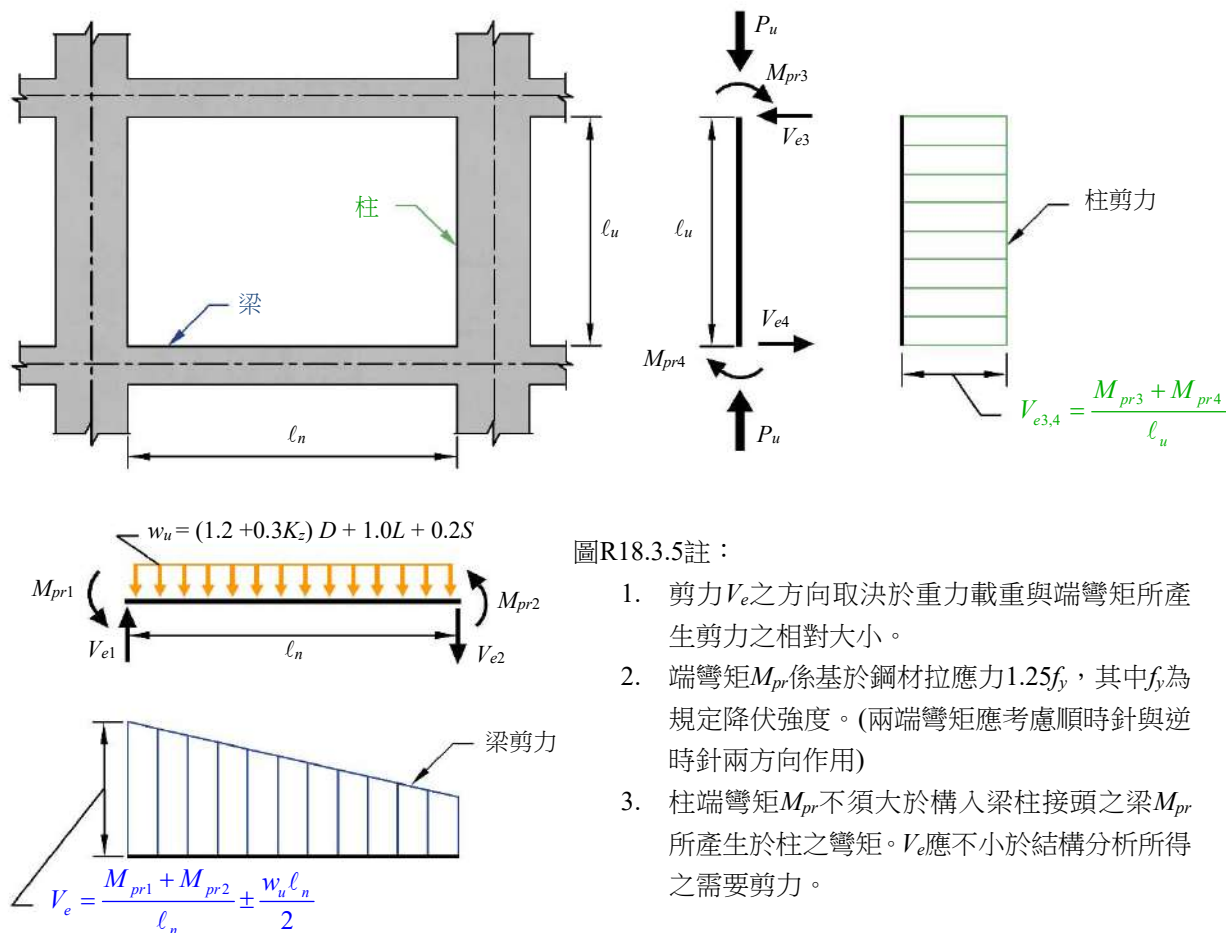
解說：

除非梁具有設計彎矩3或4倍之彎矩強度，不然宜假設在主要地震作用下會產生撓曲降伏。設計剪力宜適當地代表構材可能發展之最大剪力。因此構架構材之需求剪力強度與被設計構材之彎矩強度有關，而非與側向載重分析所得之因數化剪力有關。圖R18.3.5圖例說明第18.3.5.1節所敘述之情況，且顯示應納入建築耐震設計規範所規定之垂直地震效應。

因為縱向鋼筋實際降伏強度可能超過規定降伏強度，且當接頭受到大轉動時，鋼筋可能發生應變硬化，因此以至少為縱向鋼筋 $1.25f_y$ 之應力來決定需求剪力強度。

鋼筋混凝土構材受反復載重之實驗研究 (Popov等人 1972) 已經顯示，構材承受交替之非線性位移時，為確保發生撓曲破壞，剪力鋼筋之配置量宜大於承受單向加載所需配置之剪力鋼筋：剪力鋼筋必要之增加在無軸力作用時會更高。本觀察在本規範中 (參照第18.3.5.2節) 係以取消混凝土對剪力強度貢獻之項目加以反應。對潛在撓曲塑鉸可能發生之區域，前述對剪力所增加之保守度是必要的。

然而，此相對簡單的策略不宜被解讀為不需要混凝土來抵抗剪力。相反地，或許可以解讀為，被剪力 (橫向) 鋼筋圍束與強化之核心混凝土抵抗所有剪力。被圍束之核心混凝土在梁之行為上扮演重要之角色，不宜只因為設計公式沒有明確地認可其貢獻，便降低其至最小程度。



圖R18.3.5 梁與柱之設計剪力

18.4 特殊抗彎矩構架之柱

18.4.1 範圍

18.4.1.1 本節應適用於構成抵抗地震力系統一部分且主要用於抵抗彎矩、剪力與軸力之特殊抗彎矩構架之柱。

解說：

本節適用於特殊抗彎矩構架之柱，不論其軸力之大小。前版規範允許具低軸應力之柱以梁進行設計。

18.4.2 尺寸限制

18.4.2.1 柱應符合(a)與(b)之規定：

- (a) 以一通過幾何形心之直線量測，斷面之最小尺度應至少為30 cm。
- (b) 斷面最小尺度與其垂直尺度之比例應至少為0.4。

解說：

本條文之幾何限制遵循過去實務經驗 (Seismology Committee of SEAOC 1996)。

18.4.3 柱最小彎矩強度

18.4.3.1 柱應符合第18.4.3.2節或第18.4.3.3節之規定。

18.4.3.2 除含地震效應(E)之因數化軸壓力不超過 $A_g f_c' / 10$ 之柱端外，柱之彎矩強度應符合

$$\Sigma M_{nc} \geq (6/5) \Sigma M_{nb} \quad (18.4.3.2)$$

式中：

ΣM_{nc} 為構入於接頭各柱在接頭面之標稱彎矩強度之總和。柱彎矩強度應為所考慮方向之側力作用下由各因數化軸力計算所得之最小彎矩強度。

ΣM_{nb} 為構入於接頭各梁在接頭面之標稱彎矩強度之總和。T形梁之板在接頭面彎矩作用下受拉時，在第6.3.2節規定之有效翼緣寬度內之板鋼筋，若其在彎矩臨界斷面處可發展其強度，則應假設該板鋼筋對 M_{nb} 有貢獻。

於疊加彎矩強度時，柱彎矩強度和之方向應與梁彎矩強度和之方向相反。作用於所考慮構架立面上之兩方向梁彎矩 (順、逆鐘向) 均應符合式(18.4.3.2)。

18.4.3.3 若於接頭處無法符合第18.4.3.2節之規定，於計算結構強度與勁度時，應忽略構入該接頭柱之側向強度與勁度。但此些柱仍應符合第18.11節之規定。

解說：

第18.4.3.2節之規定旨在降低設定為抵抗地震力系統一部分之柱產生降伏之可能性。倘若連接至同一接頭之柱強度小於梁，柱發生非彈性反應之機會將增加。弱柱最嚴重之情況下，一個特定樓層中所有柱之兩端有可能皆發生撓曲降伏，導致柱破壞機構，進而造成結構崩塌。

柱在接頭上方不連續之接頭，如屋頂層之接頭，若柱軸力低時，可以免除強柱弱梁之檢核，此係因受低軸力之特殊抗彎矩構架柱具固有韌性，且於如此樓層之柱降伏，不易造成導致結構崩塌之柱破壞機構。

在第18.4.3.2節中，梁與柱之標稱強度於接頭面進行計算，且這些強度以式(18.4.3.2)直接進行比較。前版規範要求於接頭中心進行設計強度之比較，其通常產生類似之結果，但得增加計算量。

決定梁斷面受負彎矩作用 (上方受拉) 之標稱彎矩強度時，上方與梁一起動作之板，在其有效翼緣寬度內之縱向鋼筋會增加梁強度。French與Mochle (1991) 對於受側向載重之梁柱接頭試體，指出使用按第6.3.2節定義之有效翼緣寬度，於樓層位移接近2 % 樓層高度時，可得內部接頭合理之梁負彎矩強度之估計。此有效寬度在板終止於弱邊梁之處為保守。

若於接頭不能符合第18.4.3.2節之規定，第18.4.3.3節要求忽略構入該接頭之柱對結構側向強度與勁度之任何正面貢獻。此些柱之負面貢獻不宜忽略。例如忽略此些柱之勁度不宜用作降低設計基底剪力之理由。若於建築分析模型中考慮此些柱會增加扭矩，則得視此增量為規範之要求。此外，這些柱需有橫向鋼筋以增加其抵抗剪力與軸力之能力。

18.4.4 縱向鋼筋

18.4.4.1 縱向鋼筋面積 A_{st} 應至少為 $0.01A_g$ ，亦應不超過 $0.06A_g$ 。

18.4.4.2 柱配置圓形閉合箍筋時，應至少有6根縱向鋼筋。

18.4.4.3 機械式續接須符合第18.2.7節之規定，銲接續接則須符合第18.2.8節之規定。搭接續

接僅容許於構材中央1/2淨高內，並應設計為拉力搭接，且應被圍封於符合第18.4.5.2節與第18.4.5.3節之橫向鋼筋內。

解說：

縱向鋼筋面積下限之規定在控制與時間有關之變形，並使降伏彎矩超過開裂彎矩。面積上限之規定在反應對於主筋擁擠、力量自樓板構件傳遞至柱（特別對低矮樓層建物而言）以及可能引致過高剪應力之顧慮。

在典型設計之構架中，柱端容易產生保護層混凝土之剝落，使得此區域之搭接容易受到損壞。若使用搭接，則得置於柱半高附近，相較於接頭附近處，該區之反復應力易侷限於較小應力範圍內。因為彎矩沿高度分布之不確定性，且受反復應力下搭接之圍束需求（Sivakumar等人 1983），搭接區需要配置橫向鋼筋。

18.4.5 橫向鋼筋

解說：

本節係關於圍束混凝土與提供縱向鋼筋之側向支撐。

18.4.5.1 距每一接頭面 l_o 之範圍內及在非彈性側向位移所引起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18.4.5.2節至第18.4.5.4節之規定配置。 l_o 之長度應至少為(a)至(c)之最大值：

- (a) 在接頭面處或任何可能發生撓曲降伏斷面處之柱深。
- (b) 柱淨長之1/6。
- (c) 45 cm。

解說：

於撓曲降伏通常會發生之柱兩端，本節規定配置密集橫向鋼筋之最小範圍。研究顯示如建築物底層柱底，其軸力與彎矩需求特別高，橫向鋼筋配置之長度範圍宜增加50%或更多（Watson等人 1994）。

18.4.5.2 橫向鋼筋須符合(a)至(f)之規定：

- (a) 橫向鋼筋應包含單個或重疊螺箍筋、圓形閉合箍筋或含與不含繫筋之單個或重疊直線型閉合箍筋。
- (b) 直線型閉合箍筋與繫筋之彎轉段均須圍繞於外周之縱向鋼筋。
- (c) 在第25.7.2.2節規定之限制下，繫筋得使用與閉合箍筋同尺度或較小之鋼筋。沿著縱向鋼筋與沿著斷面周邊，相鄰繫筋端部應交替。
- (d) 直線型閉合箍筋或繫筋應按第25.7.2.2節與第25.7.2.3節規定提供縱向鋼筋側向支撐。
- (e) 鋼筋應配置使沿柱周邊上，受繫筋轉角或閉合箍筋各肢側向支撐之縱向鋼筋間距 h_x 不超過35 cm。
- (f) 在 $P_u > 0.3A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ [$f'_c > 70 \text{ MPa}$] 之直線型閉合箍筋柱，沿柱核心周邊之每一縱向鋼筋或束筋應有閉合箍筋轉角或繫筋彎轉段所提供之側向支

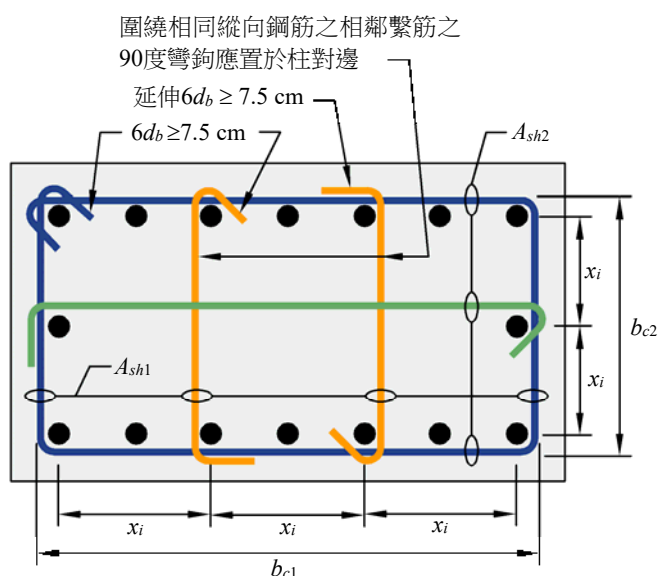
撐，且 h_x 之值應不超過20 cm。 P_u 應為含E之因數化載重組合所得之最大壓力。

解說：

第18.4.5.2節與第18.4.5.3節提供特殊抗彎矩構架中柱與接頭之橫向鋼筋配置要求。圖R18.4.5.2顯示含一個閉合箍筋與三支繫筋之橫向鋼筋例。具一個90°彎鉤之繫筋提供圍束之有效性，不如含兩個135°彎鉤之繫筋或閉合箍筋。

對較高 $P_u / A_g f'_c$ 值而言，壓力控制行為是可預期的，對較高混凝土抗壓強度而言，行為傾向於較脆性，為達到預期之性能，透過以箍筋轉角或繫筋彎轉段提供所有縱向鋼筋側向支撐來改善圍束效果是很重要的 (蔡宛婷等人 2016)， h_x 限制為20 cm亦為改善在前述臨界狀況下之性能。對束筋而言，閉合箍筋與繫筋之彎轉段需將其圍繞，且得考慮較長之彎鉤延伸段。柱之軸力 P_u 宜反映地震與重力載重兩者之因數化壓力需求。

在前些版本之規範中，柱、牆、梁柱接頭與具對角鋼筋之連接梁之橫向鋼筋要求參照相同之公式。在本規範中，基於載重、變形與性能要求之考量，不同構材型式有不同公式與細部配置要求。此外， h_x 於前版規範係指閉合箍筋或繫筋各肢之距離。在本規範中， h_x 係指受箍筋與繫筋支撐之縱向鋼筋中心距離。



受側向支撐之縱向鋼筋心到心尺寸 x_i 不可超過35 cm。
式(18.4.5.3)中之 h_x 為 x_i 之最大值

圖R18.4.5.2 柱橫向鋼筋配置例

18.4.5.3 橫向鋼筋之間距應不超過(a)至(e)之最小值：

- (a) 柱最小尺度之1/4。
- (b) 對 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 鋼筋而言，6倍最小縱向鋼筋直徑。
- (c) 對 $f_y = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$ [490 MPa] 鋼筋而言，5.5倍最小縱向鋼筋直徑。
- (d) 對 $f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 鋼筋而言，5倍最小縱向鋼筋直徑。
- (e) s_o ，如下式計算

$$s_o = 10 + \left(\frac{35 - h_x}{3} \right) \quad (18.4.5.3)$$

$$\left[s_o = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \right]$$

式(18.4.5.3)之 s_o 值應不超過 15 cm，亦不須小於 10 cm。

解說：

間距不超過構材最小尺度1/4或15 cm之規定，係為使混凝土有相當之圍束作用。若斷面內繫筋或重疊閉合箍筋肢之最大間距小於35 cm，則可按式(18.4.5.3)增加10 cm之間距限制。間距限制與縱向鋼筋直徑有關，此係為提供縱向鋼筋適當之束制，以控制保護層混凝土剝落後縱向鋼筋之挫屈。

18.4.5.4 橫向鋼筋用量應符合表18.4.5.4之規定。

混凝土強度係數 k_f 與圍束有效係數 k_n 以式(18.4.5.4a)與式(18.4.5.4b)計算之。

$$(a) \quad k_f = \frac{f'_c}{1750} + 0.6 \geq 1.0 \quad (18.4.5.4a)$$

$$\left[k_f = \frac{f'_c}{175} + 0.6 \geq 1.0 \right]$$

$$(b) \quad k_n = \frac{n_l}{n_l - 2} \quad (18.4.5.4b)$$

式中 n_l 為沿直線型閉合箍筋柱核心周邊，縱向鋼筋或成束鋼筋受閉合箍筋轉角或耐震彎鉤側向支撐之數目。

表 18.4.5.4 特殊抗彎矩構架柱之橫向鋼筋

橫向鋼筋	條件	適用表達式	
直線型 閉合箍筋之 $A_{sh}/s_b c$	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ 與 $f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$ [70 MPa]	(a)與(b)之 較大值	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yr}}$ (a)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ [70 MPa]		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yr}}$ (b) $0.2k_f k_n \frac{P_u}{f_{yr} A_{ch}}$ (c)
螺箍筋或 圓形閉合 箍筋 ρ_s	$P_u \leq 0.3A_g f'_c$ 與 $f'_c \leq 700 \text{ kgf/cm}^2$ [70 MPa]	(d)與(e)之 較大值	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yr}}$ (d)
	$P_u > 0.3A_g f'_c$ 或 $f'_c > 700 \text{ kgf/cm}^2$ [70 MPa]		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yr}}$ (e) $0.35k_f \frac{P_u}{f_{yr} A_{ch}}$ (f)

解說：

螺旋狀鋼筋與適當配置之直線型閉合箍筋對柱變形能力之效應已明確建立 (Sakai與 Sheikh 1989)。過去規範一直使用表18.4.5.4中表達式(a)、(b)、(d)、與(e)計算所需之圍束鋼筋，以確保混凝土保護層剝落後不會導致柱軸力強度之損失。表達式(c)與(f)由柱試驗資料之回顧而得 (Elwood等人 2009)，旨在使柱能承受0.03之位移比，且僅呈現有限度之強度衰減。表達式(c)與(f)在軸力大於 $0.3A_g f'_c$ 時開始使用，該軸力對於對稱之鋼筋混凝土柱而言，約對應開始進入壓力控制行為。若柱之縱向鋼筋具緊密間距之側向支撐時， k_n 項 (Paultre 與Légeron 2008) 可降低該柱所需之圍束，係因該類柱相較於縱向鋼筋具較大間距

之柱，更能有效地被圍束。 k_f 項增加 $f_c' > 700 \text{ kgf/cm}^2$ [70 MPa] 柱之所需圍束，係因該類柱若無適當圍束可能產生脆性破壞。使用混凝土強度大於 1000 kgf/cm^2 [100 MPa] 宜謹慎，因相關柱之試驗資料相當有限。用於決定圍束鋼筋用量之混凝土強度需與施工文件上所標明的一致。

矩形核心斷面兩方向皆需符合表18.4.5.4中表達式(a)、(b)、與(c)。對每一方向而言， b_c 為垂直構成 A_{sh} 之箍筋肢之核心尺度，如圖R18.4.5.2所示。

研究結果顯示高強度鋼筋能有效用作圍束鋼筋。第20.2.2.4節允許表18.4.5.4使用 f_{yt} 值最高達 $7,000 \text{ kgf/cm}^2$ [690 MPa]。

18.4.5.5 於第18.4.5.1節所規定長度 l_o 範圍之外，除非第18.4.4.3節或第18.4.6節另有要求較多之橫向鋼筋量，否則柱應採用符合第25.7.3節規定之螺箍筋或第25.7.2節與第25.7.4節規定之閉合箍筋與繫筋，其間距 s 應不超過15 cm、柱最小 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 縱向鋼筋直徑之6倍、最小 $f_y = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$ [490 MPa] 縱向鋼筋直徑之5.5倍與最小 $f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 縱向鋼筋直徑之5倍之最小值。

解說：

本條文旨在提供柱於 l_o 範圍外之中央高度部分合理之保護。震後調查已顯示顯著破壞發生於柱之此部分，而最小需要量之閉合箍筋或螺箍筋可提供沿柱長度方向較均勻之強度。

18.4.5.6 柱承載不連續之剛勁構材 (如牆) 之反力時，應符合(a)與(b)之規定：

(a) 若柱關於地震效應之因數化軸壓力超過 $A_g f_c' / 10$ ，在不連續處以下所有樓層之柱全高應按第18.4.5.2節至第18.4.5.4節之規定配置橫向鋼筋。若放大設計力以考量抵抗地震力系統中垂直構材之超額強度， $A_g f_c' / 10$ 之限制應提高至 $A_g f_c' / 4$ 。

(b) 橫向鋼筋應延伸入不連續構材至少最大縱向柱鋼筋按第18.5.5節規定之 l_d 。若柱之下端終止於牆上，則所需橫向鋼筋須延伸入牆內至少為該終止處最大縱向柱鋼筋之 l_d 。若柱之下端終止於基腳或筏基板上，則所需橫向鋼筋須延伸進入基腳或筏基板內至少 30 cm。

解說：

柱支承不連續之剛勁構材，如牆或桁架，可能產生顯著之非彈性反應。因此柱需於全長上配置所規定之鋼筋。此涵蓋在剛勁構材不連續處以下所有的柱，除非地震效應所產生之因數化力很低。關於超額強度係數 Ω_o 之討論參照R18.9.7.6。

18.4.5.7 若依據第18.4.5.1節、第18.4.5.5節、與第18.4.5.6節配置之橫向鋼筋外混凝土保護層超過 10 cm，須配置額外之橫向鋼筋，其保護層不超過 10 cm，且其間距不超過 30 cm。

解說：

當柱抵抗地震效應產生變形，未有配筋之外殼混凝土可能剝落。區域性剝落將致使外殼混凝土與核心混凝土分離，產生混凝土掉落之災害。需要配置額外之鋼筋，以降低外殼混凝土自柱剝落之風險。

18.4.6 剪力強度

18.4.6.1 設計剪力

18.4.6.1.1 設計剪力 V_e 應考慮柱每一端之接頭面上可能產生之最大力。這些接頭作用力應

以作用於每一柱端上各種因數化軸力範圍內之最大可能彎矩強度 M_{pr} 加以計算。柱剪力不須超過對應構入該接頭各梁 M_{pr} 之接頭強度所計得之剪力。無論何種情況， V_c 皆應不小於由結構分析結果所計得之因數化剪力。

18.4.6.2 橫向鋼筋

18.4.6.2.1 於第 18.4.5.1 節規定之 l_o 長度範圍內，當(a)與(b)同時發生時，設計橫向鋼筋抵抗剪力時應假設 $V_c = 0$ 。

(a) 按第 18.4.6.1 節規定計算地震力引致之剪力至少為 l_o 範圍內最大需求剪力強度之半。

(b) 含地震效應之因數化軸壓力 P_u 小於 $A_g f_c' / 20$ 。

解說：

第 18.3.5.1 節之步驟亦適用於柱。在地面層以上，接頭之彎矩可能會受限於構入接頭梁之彎矩強度。於接頭一雙對面有梁構入處，合併強度為接頭一側梁負彎矩強度與接頭另一側梁正彎矩強度之和。彎矩強度以強度折減係數 1.0 與至少為 $1.25 f_y$ 之鋼筋有效降伏應力決定之。宜基於分析將梁合併彎矩分配至接頭上方與下方之柱。

18.5 特殊抗彎矩構架之接頭

18.5.1 範圍

18.5.1.1 本節應適用於構成抵抗地震力系統一部分之特殊抗彎矩構架之梁柱接頭。

18.5.2 通則

18.5.2.1 梁縱向鋼筋於接頭面之力，應假設撓曲拉力鋼筋應力為 $1.25 f_y$ 計算之。

解說：

鋼筋混凝土構架接頭面非彈性轉動之發展，會導致撓曲鋼筋應變遠超過降伏應變。因此，撓曲鋼筋所產生之接頭剪力以鋼筋應力為 $1.25 f_y$ 計算之（參照第 18.5.2.1 節）。

18.5.2.2 縱向鋼筋終止於接頭內時，應延伸至接頭核心區之另一面，且應按第 18.5.5 節之規定發展其受拉強度，以及按第 25.4.9 節之規定發展其受壓強度。

解說：

具彎鉤鋼筋之設計條文主要係基於研究與具 90° 標準彎鉤之接頭經驗。因此，除了非一般性考量須使用 180° 彎鉤外，一般而言， 90° 彎鉤宜優先於 180° 彎鉤。當鋼筋受壓時，其伸展長度為彎鉤或擴頭鋼筋之直線段，對彎鉤鋼筋而言由臨界斷面量至彎轉起始點，對擴頭鋼筋而言，則由臨界斷面量至擴頭。

18.5.2.3 當縱向梁鋼筋貫穿梁柱接頭時，若使用常重混凝土，則平行於梁縱向鋼筋方向之接頭深度 h 應至少為(a)至(d)之最大值：

(a) $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 縱向鋼筋最大直徑之 $20/\lambda$ 倍，對輕質混凝土而言， $\lambda = 0.75$ ，對所有其他情形而言， $\lambda = 1.0$ 。

(b) $f_y = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$ [490 MPa] 縱向鋼筋最大直徑之 23 倍。

(c) $f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 縱向鋼筋最大直徑之 26 倍。

(d) 任何構入接頭且在所考慮方向上作為抵抗地震力系統一部分而產生接頭剪力梁

之 $h/2$ 。

18.5.2.3.1 使用 $f_y = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$ [490 MPa] 或 $5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 縱向鋼筋之接頭，其混凝土應為常重混凝土。

解說：

接頭深度 h 定義於圖R15.4.2，圓柱接頭中與梁縱向鋼筋平行之柱尺寸可取具等值面積之方形斷面尺寸。研究已指出 (Meinheit與Jirsa 1977；Briss等人 1978；Ehsani 1982；Durrani與Wight 1982；Leon 1989；Aoyama 2001；Lin等人2000)，在承受一連串反復大彎矩作用下，梁柱接頭內直通梁縱向鋼筋可能滑移。這些直通梁鋼筋之握裹應力可能很大。為顯著降低相鄰梁產生塑鉸時鋼筋之滑移，對降伏強度為 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 等級之鋼筋而言，柱尺寸需達梁縱向鋼筋直徑之32倍，如此將使接頭過大。試驗結果已顯示，對降伏強度 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 等級之鋼筋而言，若接頭深度對最大梁縱向鋼筋直徑在常重與輕質混凝土中分別至少為20與26倍，則接頭可具適當之行為。對降伏強度 $5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 等級之鋼筋而言， $26d_b$ 接頭深度在於達到與具降伏強度 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 鋼筋與常重混凝土之 $20d_b$ 接頭深度一樣之性能。接頭深度之限制，係在建築構架受到大地震所預期產生之非彈性位移加載次數下，提供梁柱接頭內梁筋滑移量合理之控制，關於此議題完整之處理可見Zhu與Jirsa (1983)。

第18.5.2.3(d)節關於接頭尺寸之規定僅適用於設定為抵抗地震力系統一部分之梁。接頭深度小於梁深一半之接頭，將需以陡峭對角壓桿穿過接頭以進行可能效率較低之剪力傳遞，文獻中尚未有能顯示該種接頭性能之試驗報告。

目前尚未有使用輕質混凝土與降伏強度 $5,000 \text{ kgf/cm}^2$ [490 MPa] 或 $5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 等級縱向鋼筋之接頭試驗資料。

18.5.3 橫向鋼筋

18.5.3.1 除第18.5.3.2節之規定所允許外，接頭在最深構入梁深度 h 之範圍內橫向鋼筋須符合第18.4.5.2節(a)至(e)之規定、第18.4.5.3節、表18.4.5.4(a)(b)或(d)(e)、與第18.4.5.7節之規定。

解說：

不論計算剪力之大小，本規範皆要求在接頭處配置橫向鋼筋。

18.5.3.2 若構入接頭之梁連續或符合15.2.7節，且梁寬度至少為柱寬度之 $3/4$ ，則在該構入梁接頭兩側較淺梁深度 h 之範圍內，依表18.4.5.4 (a)(b)或(d)(e)規定平行該構入梁方向之鋼筋量得減半，且依第18.4.5.3節規定之間距允許增至 15 cm。

解說：

若具適當尺寸之梁在接頭一雙對面構入時，可降低平行該梁方向之圍束鋼筋用量 (李宏仁等人 2014)，且可增加其間距。

18.5.3.3 若在柱核心外之縱向梁鋼筋，且未受構入梁之圍束，則應以穿過柱之橫向鋼筋加以

圍束之，該橫向鋼筋應符合第18.3.4.4節之間距規定，以及第18.3.4.2節與第18.3.4.3節之規定。

解說：

所需之橫向鋼筋或若有橫向梁，目的在於圍束梁縱向鋼筋以強化其將力量傳遞至梁柱接頭。圖R18.3.2顯示橫向鋼筋穿過柱以圍束穿過柱核心外梁鋼筋之例子。

18.5.4 剪力強度

18.5.4.1 接頭剪力應於接頭半高處，以作用於接頭面基於第18.5.2.1節計得之梁拉壓力與對應梁可能撓曲強度 M_{pr} 之柱剪力計算之。

18.5.4.2 ϕ 應使用第21.2.4.4節規定之值。

18.5.4.3 接頭 V_n 應符合表18.5.4.3之規定。

表 18.5.4.3 標稱接頭剪力強度 V_n

柱	V_n 方向之梁	符合第15.2.8節之橫向梁圍束	V_n , kgf [V_n , N] ^[1]
連續或符合第15.2.6節	連續或符合第15.2.7節	有	$5.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j [1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$
		無	$3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j [1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$
	其他	有	$3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j [1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$
		無	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j [1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$
其他	連續或符合第15.2.7節	有	$3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j [1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$
		無	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j [1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$
	其他	有	$3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j [1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$
		無	$2.1\lambda\sqrt{f'_c}A_j [0.66\lambda\sqrt{f'_c}A_j]$

^[1] λ 於輕質混凝土應為0.75；於常重混凝土應為1.0。 A_j 於第15.4.2.4節定義之。

解說：

第18.5.4.3節之剪力強度值係基於ACI 352R之建議，該建議係針對與預期遭受非彈性反復變形構材相連之接頭，惟ACI 352R關於接頭有效斷面積之定義有所不同。標稱接頭剪力強度之計算並無明確考慮接

頭內橫向鋼筋之貢獻，此係因接頭 (Meinheit與Jirsa 1977) 與深梁 (Hirosawa 1977) 之實驗顯示，若接頭內至少配置最少需要量之橫向鋼筋，則接頭剪力強度對接頭橫向鋼筋不敏感。

具長度至少等於梁深度之梁延伸段之接頭反復載重試驗顯示，該種接頭與具連續梁之接頭有相似之接頭剪力強度。此發現建議，具適當尺寸以及具縱向與橫向配筋之梁與柱延伸段，可提供接頭面有效圍束，可延緩接頭在大變形時之強度衰減 (Meinheit 與 Jirsa 1981)。

18.5.5 受拉鋼筋之伸展長度

18.5.5.1 對鋼筋尺寸D10至D36以90°標準彎鉤終止之鋼筋而言， ℓ_{dh} 應按式(18.5.5.1)計算，但對常重混凝土而言，應至少為 $8d_b$ 與15 cm之大值；對輕質混凝土而言，應至少為 $10d_b$ 與19 cm之大值。

$$\ell_{dh} = 0.06 f_y d_b / (\lambda \sqrt{f'_c}) \quad (18.5.5.1)$$

$$\left[\ell_{dh} = 0.19 f_y d_b / (\lambda \sqrt{f'_c}) \right]$$

λ 對輕質混凝土應為0.75；對常重混凝土應為1.0。

彎鉤應置於柱或邊界構件之圍束核心中，且彎轉入接頭內。

解說：

具標準彎鉤之竹節鋼筋受拉最小埋設長度由式(18.5.5.1)決定之，該式係基於第25.4.3節之規定。具標準彎鉤鋼筋之埋設長度為平行鋼筋、由臨界面斷面（鋼筋需發展其強度之處）至彎鉤外邊緣之切線距離。該切線宜垂直鋼筋軸線（參照表25.3.1）。

因為第十八章規定彎鉤宜埋入受圍束之混凝土，式(18.5.5.1)係由前版規範之受拉標準彎鉤伸展長度考慮係數0.7（反應混凝土保護層效應）與0.8（反映箍筋效應）而得，且再予以增加以反映反復載重效應。鋼筋真實應力高於降伏強度與有效伸展長度不必然由接頭面開始，這些效應已隱含於作為式(18.5.5.1)基礎之基本伸展長度表達式之構成中。

彎鉤須伸進接頭之規定，係在促進穿過接頭之對角壓桿之發展。此規定適用於梁與柱鋼筋以標準彎鉤終止於接頭之情形。

18.5.5.2 符合第20.2.1.6節和第25.4.4.1節規定之擴頭竹節鋼筋，其受拉伸展長度 ℓ_{dh} 應至少為式(18.5.5.1)、 $8d_b$ 與15 cm之大值，且若擴頭鋼筋終止於符合第18.4.5.2節至第18.4.5.4節橫向鋼筋圍束之構件自由端或符合第18.5.3節橫向鋼筋圍束之接頭核心內，則鋼筋間最小中心距允許降低至 $2.5d_b$ ，柱鋼筋最小淨保護層允許降低至 $1.5d_b$ 。

解說：

依據擴頭鋼筋在梁柱接頭錨定之國內外相關實驗研究〔Lee與Yu (2009)、Kang等人 (2012)、Shao等人(2016)、Chiu等人(2016)、與Ou等人(2017)、Lee與Chang (2017)、Ghimire等人(2021)、Chiu等人(2022)、林克強與李宏仁(2022)〕顯示，緊密排列之梁主筋以擴頭錨定在符合本章規定之梁柱接頭內，其受拉伸展長度 ℓ_{dh} 可以縮短至式(18.5.5.1)之 ℓ_{dh} ，耐震測試顯示梁主筋皆可達應變硬化並發展梁非線性鉸。

過去研究指出(Shao等人 2016、Ou等人 2017)，擴頭鋼筋伸展長度可隨鋼筋中心距之增大而縮小，本節規定所計得之伸展長度可依表R18.5.5.2規定之間距修正因數加以調整，該因數係參考自Shao等人(2016)之建議。

表R18.5.5.2 擴頭鋼筋間距修正因數^[1]

鋼筋中心距	$(2.5 \sim 3)d_b$	$\geq 8d_b$
間距修正因數	1	0.75

^[1]若鋼筋中心距值介於3至8 d_b 之間，間距修正因數可採上表線性內插之值。

18.5.5.3 對鋼筋尺寸D10至D36而言，直鋼筋受拉伸展長度 l_d 應至少為(a)或(b)之較大值：

- (a) 符合第18.5.5.1節規定長度之2.5倍，若鋼筋底下混凝土一次澆置之深度不超過 30 cm。
- (b) 符合第18.5.5.1節規定長度之3.25倍，若鋼筋底下混凝土一次澆置之深度超過 30 cm。

解說：

最小直鋼筋受拉伸展長度為第18.5.5.1節所規定長度之倍數。第18.5.5.3(b)節針對頂層鋼筋。第18.5.5節缺乏對D43與D57號鋼筋之敘述，係因缺乏該號數鋼筋之錨定受模擬地震效應之反復載重的相關資訊。

18.5.5.4 直鋼筋終止於接頭者，應貫穿柱或邊界構件之圍束核心。 l_d 不在圍束核心內之任何部分，應放大1.6倍。

解說：

若鋼筋所需之直線埋設長度延伸超過圍束混凝土範圍 (如第18.3.4節、第18.4.5節、或第18.5.3節所定義)，所需伸展長度予以增加，係基於圍束區外之握裹應力限制值小於圍束區內之假定。

$$l_{dm} = 1.6(l_d - l_{dc}) + l_{dc}$$

或

$$l_{dm} = 1.6l_d - 0.6l_{dc}$$

式中 l_{dm} 為若鋼筋不全部埋於圍束混凝土內時所需之伸展長度； l_d 為如第18.5.5.3節定義之直鋼筋受拉所需伸展長度；與 l_{dc} 為埋設於圍束混凝土內之鋼筋長度。

18.5.5.5 若採用環氧樹脂塗布鋼筋，則按第18.5.5.1節、第18.5.5.3節、與第18.5.5.4節規定之伸展長度應乘上第25.4.2.4節或第25.4.3.2節適用之係數。

18.6 預鑄特殊抗彎矩構架

18.6.1 範圍

18.6.1.1 本節應用於構成抵抗地震力系統一部分之預鑄特殊抗彎矩構架系統。

解說：

第18.6.2.1節與第18.6.2.2節之細部配置條文，旨在產生於設計地震位移下之反應與一體澆置特殊抗彎矩構架相同之構架。

18.6.2 通則

18.6.2.1 預鑄具韌性接合之特殊抗彎矩構架須符合(a)至(c)之規定：

- (a) 第18.3節至第18.5節關於場鑄特殊抗彎矩構架之規定。
- (b) 按第22.9節之規定計算之接合部 V_n 應至少為 $2V_e$ ，此處 V_e 應符合第18.3.5.1節或第18.4.6.1節之規定。
- (c) 梁鋼筋之機械式續接應離接頭面應不小於 $h/2$ ，且應符合第18.2.7節之規定。

18.6.2.2 預鑄具強接合部之特殊抗彎矩構架須符合(a)至(e)之規定：

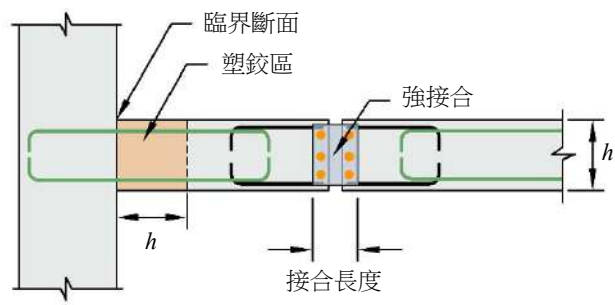
- (a) 第18.3節至第18.5節關於場鑄特殊抗彎矩構架之規定。
- (b) 第18.3.2.1(a)節條文應適用在設計地震位移作用下，撓曲降伏預期發生處之間的區段。
- (c) 強接合之設計強度 ϕS_n 應至少為 S_e 。
- (d) 主要縱向鋼筋應以機械式續接使其連續穿過接合部且應於強接合部外與塑鉸區外發展其強度。
- (e) 對柱對柱之接合部而言， ϕS_n 應至少為 $1.4S_e$ 。在樓層高度內， ϕM_n 應至少為 $0.4M_{pr}$ ，且 ϕV_n 按第18.4.6.1節之規定，應至少為 V_e 。

解說：

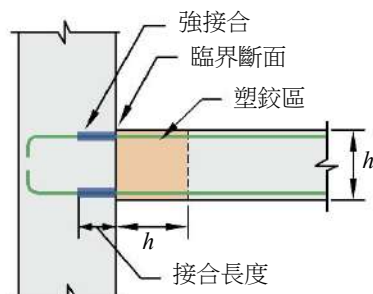
由混凝土構件與韌性接合部所構成之預鑄構架系統，預期會在接合部分產生撓曲降伏。韌性接合部鋼筋可採第三類 (SA級) 機械式續接使其連續，或其他技術使其於受拉或受壓時，至少能發展至鋼筋之規定抗拉強度 (Yoshioka與Sekine 1991；Kurose等人 1991；Restrepo等人1995a、b)。機械式續接器之規定為除第18.2.7節外附加之規定，旨在避免應變集中發生於續接器附近一小段鋼筋長度上。第18.6.2.1節提供剪力強度額外之規定，以防止接合面產生滑移。具韌性接合構件組成之預鑄構架，可設計促使其降伏區域非緊鄰接頭。因此，按第18.3.5.1節或第18.4.6.1節規定之設計剪力 V_e 可能不保守。

具強接合構件組成之預鑄混凝土構架系統，旨在接合部外產生撓曲降伏。強接合部包括機械式續接器或續接套管之長度，如圖R18.6.2.2所示，強接合部鋼筋可採第二類 (A級) 機械式續接使其連續穿過接合部。第18.6.2.2(c)節使用容量設計之方法以確保強接合在塑鉸形成後仍維持彈性。額外關於柱之規定係為避免在柱與柱接合部產生塑鉸及強度衰減。

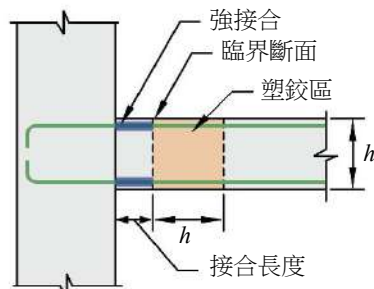
根據預鑄梁柱接合之實驗室試驗之觀察，在機械式續接面因應變集中而導致鋼筋之脆性斷裂 (Palmieri等人 1996)。強接合部之位置得謹慎選擇，或者得採取其他措施，例如在高應力區使鋼筋不與混凝土產生握裹，以避免鋼筋因應變集中而發生早發斷裂。



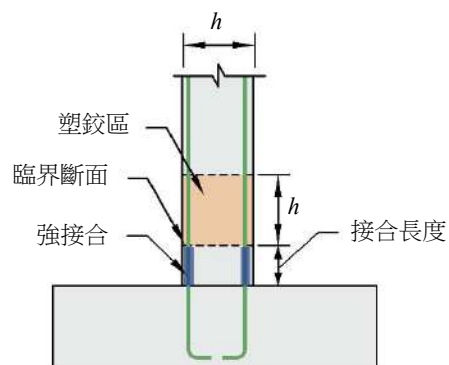
(a) 梁與梁接合



(b) 梁與柱接合



(c) 梁與柱接合



(d) 柱與基礎接合

圖R18.6.2.2 強接合例

18.6.2.3 不符合第18.6.2.1節或第18.6.2.2節規定之預鑄特殊抗彎矩構架須符合(a)至(c)之規定：

- (a) 提出如何建立設計流程以及如何透過分析與試驗加以驗證之程序。
- (b) 實驗試體之細部配置與材料應能代表真實結構之情況。
- (c) 用以設計實驗試體之設計流程應定義構架抵抗重力與地震效應之機制，且應建立維持該機制之可接受值。該機制偏離規範規定之部分應涵蓋於實驗試體中，且應加以測試以決定可接受值之上限。

解說：

過去實驗研究已顯示不符合第十八章規定要求之預鑄構架系統，可提供令人滿意之耐震性能特性 (Stone等人 1995；Nakaki等人 1995)。對該類型之構架，國內尚未有相關方法可供參考，建議可參照 ACI 374.1所提出如何建立設計流程以及如何透過分析與試驗加以驗證之程序。設計流程宜確認構架抵抗重力與地震效應之載重路徑或機制。試驗宜設計能研究臨界行為，且量測之物理量宜建立載重路徑各元件可接受值之上限，可能包括應力、力量、應變或其他物理量之限制值。用以設計結構之設計流程不宜偏離用以設計實驗試體者，且可接受值宜不超過試驗所顯示之可接受值。

結構所使用之材料與元件宜與試驗相似。偏離可能可接受，前提是設計者能證實該偏離對構架系統行為無不利之影響。

ACI 550.3按第18.6.2.3節之規定，針對某一類特殊預鑄混凝土抗彎矩構架提出設計要求。

18.7 特殊結構牆

18.7.1 範圍

18.7.1.1 本節之規定應用於抵抗地震力系統之特殊結構牆及所有特殊結構牆之元件，前者包括韌性耦合牆，後者包括連接梁與牆墩。

18.7.1.2 預鑄特殊結構牆除應符合第18.7節之外，另應符合第18.8節之規定。

解說：

本節包括特殊結構牆以及包含連接梁與牆墩等所有構成特殊結構牆之元件尺寸與細部要求。牆墩之定義可詳第二章。垂直牆段之適用設計條款可詳表R18.7.1，其設計條款係依據牆段沿牆走向立面之高長比 (h_w/ℓ_w) 與水平斷面之長厚比 (ℓ_w/b_w) 而定。牆墩高長比與長厚比之界限係依工程經驗判斷而得，其用意擬藉墩柱垂直鋼筋之降伏來控制墩柱之剪力設計需求。

表R18.7.1 垂直牆段之適用設計條款^[1]

垂直牆段之 淨高/垂直牆段之牆長 (h_w/ℓ_w)	垂直牆段之牆長/牆厚 (ℓ_w/b_w)		
	$(\ell_w/b_w) \leq 2.5$	$2.5 < (\ell_w/b_w) \leq 6.0$	$(\ell_w/b_w) > 6.0$
$h_w/\ell_w < 2.0$	牆	牆	牆
$h_w/\ell_w \geq 2.0$	牆墩宜符合柱設計之需求； 參見第18.7.8.1節	牆墩宜符合柱設計需求或其替代條款； 參見第18.7.8.1節	牆

^[1] h_w 、 ℓ_w 、 b_w 分別為牆段中牆板之淨高、水平長度及厚度

18.7.2 鋼筋

18.7.2.1 結構牆內分布於腹板之鋼筋比 ρ_t 與 ρ_l 均應不小於 0.0025，惟其 V_u 未超過 $0.265\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ [$0.083\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$] 時，則 ρ_t 之值得減小採用第 11.6 節之規定。每一方向之鋼筋間距均應不大於 45 cm。納入 V_u 計算之剪力筋配置應連續並分布於整個剪力面上。

18.7.2.2 若牆之 $V_u > 0.53\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ [$V_u > 0.17\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$] 或 $h_w/\ell_w \geq 2.0$ ，則牆須採用至少兩層鋼筋網，其中 h_w 與 ℓ_w 係指全牆之高度與長度。

解說：

第 18.7.2.1 節最少鋼筋量之規定係依循前版規範。剪力鋼筋分布配置之要求係為控制斜裂縫之寬度。設計剪力較大時，第 18.7.2.2 節規定鋼筋宜配置兩層，係因單層鋼筋於一般施工條件下，很難配置在牆斷面之正中。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碎裂。當細長牆之垂直鋼筋在反復載重作用下受拉降伏後，垂直鋼筋雙層配置之規定可以增加牆壓力區之側向穩定性。

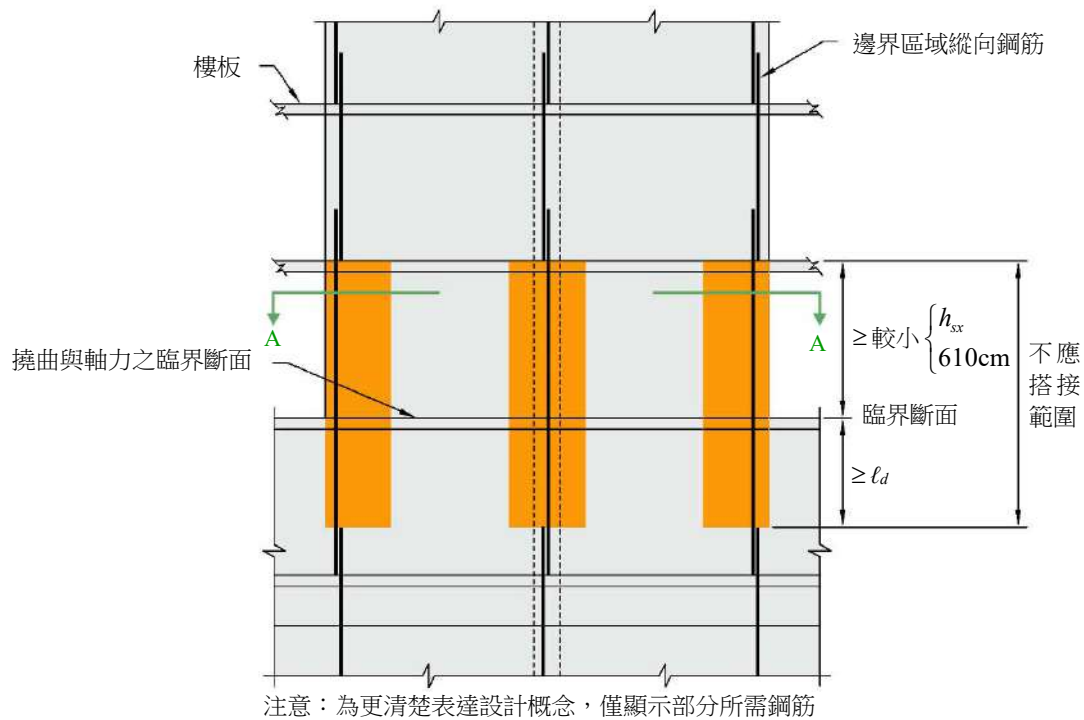
18.7.2.3 結構牆中所有鋼筋，其伸展或續接應符合第 25.4 節、第 25.5 節受拉鋼筋發展至 f_y 之規定。此外，再參照下列規定：

- (a) 除在牆之頂部外，縱向鋼筋須在該筋不需承受撓曲應力處之上延伸至少 365 cm，惟不須延伸超過上一樓板上方 ℓ_d 之距離。
- (b) 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。
- (c) 在因側向位移可能造成縱向鋼筋降伏之臨界斷面上方一個高度 h_{sx} 與下方 ℓ_d 之範圍內，牆邊界區域內之縱向鋼筋不應搭接， h_{sx} 之值不需超過 610 cm。邊界區域包含第 18.7.6.4 節(a)所規定長度內之區域，以及牆與牆交接區域外一個牆厚長度內之區域。
- (d) 鋼筋使用機械式續接者，須符合第 18.2.7 節之規定；使用銲接續接者須符合第 18.2.8 節之規定。

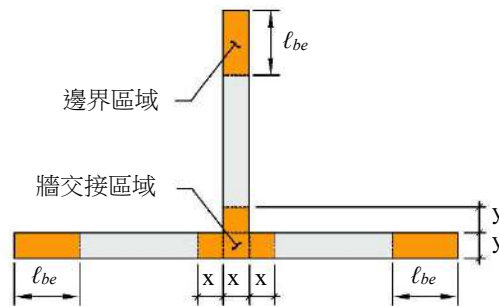
解說：

本節要求係根據第二十五章之規定，並考量結構牆之特殊情況以及高強度鋼筋之使用而得。由於結構牆縱向鋼筋承受之真實力量可能超過計算值，因此要求所有鋼筋宜能充分伸展或續接達其拉力降伏強度。結構牆中縱向（垂直）鋼筋之終止應加以指定，使鋼筋自不須抵抗設計撓曲與軸力高程處向上繼續延伸；將鋼筋延伸至向上一樓層上方 ℓ_d 之距離為達到此要求之一種實務作法。365 cm 之限制係為考量當樓層高度很大時之情況。鋼筋終止應沿著牆高上逐步實施，且不應靠近縱向鋼筋預期會產生降伏之臨界斷面，對牆斷面沿牆高上均勻或近似均勻分佈之牆而言，臨界斷面一般位於牆底。隨著牆體側向變形之增加，鋼筋之應變硬化會使塑性區域向臨界斷面外散布。研究顯示 (Aaletti 等人 2012；Hardisty 等人 2015) 應避免於牆中預期會產生撓曲降伏之位置進行鋼筋之搭接，例如牆底部，因為鋼筋搭接可能導致較大之局部應變和鋼筋斷裂。圖 R18.7.2.3 顯示不允許使用搭接之邊界區域。

在牆縱向鋼筋可能降伏處，使用 1.25 之乘數係考量鋼筋之真實降伏強度可能會超越規定降伏強度，並擬包含鋼筋應變硬化與地震反復式載重之影響。當有橫向鋼筋配置時，直線與彎鉤之伸展長度可分別依據第 25.4.2 節與第 25.4.3 節之規定縮短，這是因為緊密排置之橫向鋼筋可以提升續接與彎鉤在重複非線性需求下之性能。



(a) 立面圖



(b) 斷面A-A

圖R18.7.2.3 不應搭接之牆邊界區域之高度範圍

18.7.2.4 自結構底部至牆頂有效地連續且設計具有單一臨界撓曲與軸力斷面之牆或 $h_w/l_w \geq 2.0$ 之牆墩，其縱向鋼筋於垂直牆段端部應符合下述(a)至(c)：

(a) 自垂直牆段端部 $0.15l_w$ 以內，寬度等於牆厚度範圍內之縱向鋼筋比應至少為 $1.6\sqrt{f'_c}/f_y$ [$0.50\sqrt{f'_c}/f_y$]。

(b) 第18.7.2.4節(a)規定之縱向鋼筋應向臨界斷面上與下垂直延伸至少 l_w 與 $M_u/3V_u$ 之大值。

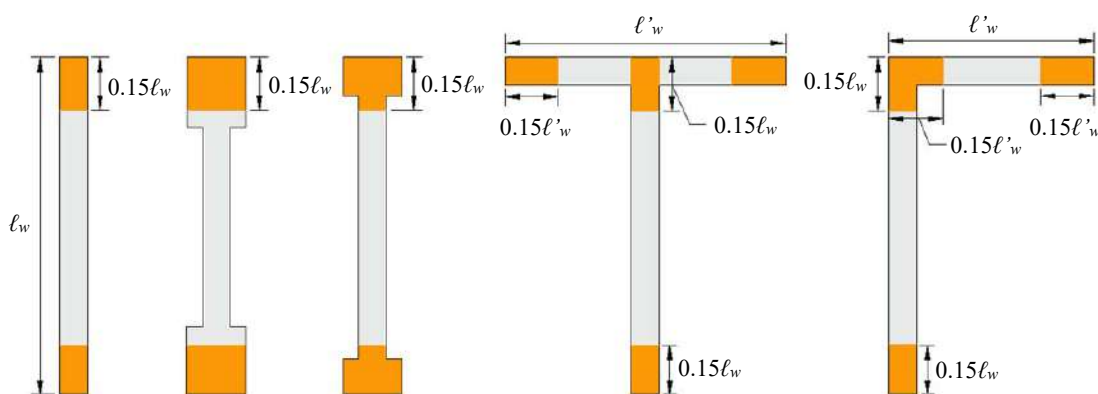
(c) 第18.7.2.4節(a)規定之縱向鋼筋不應有超過50%在同一斷面終止。

解說：

此規定係基於以下假設：牆之非彈性反應由臨界、降伏斷面之撓曲行為主控，牆應設計使臨界面發生於預期之處，若臨界面可能不只一處，為謹慎起見，應於所有可能產生臨界面之處提供最少量邊界鋼筋。

牆端部最少量縱向鋼筋之規定係為促進在牆塑鉸區域形成均勻分布之次要撓曲裂縫，以能達到地震中所需之變形能力 (Lu等人 2017；Sritharan等人 2014)。此外，現地混凝土實際強度顯著高於設計值對於裂縫之均勻分布可能是有害的。第18.7.2.4(a)節規定在端部張力區所需之鋼筋比，圖R18.7.4顯示不同牆斷面前述鋼筋配置之區域。

第18.7.2.4(a)節所規定之縱向鋼筋，應置於縱向鋼筋預期產生降伏之臨界面（一般位於懸臂牆之底部），且應連續至足夠之高度，以避免在塑鉸區域旁產生弱面，臨界斷面上或下 $M_u / 3V_u$ 之距離為降伏預期發生之處。



圖R18.7.2.4 第18.7.2.4(a)節所需縱向鋼筋在不同牆斷面形狀時之配置區域

18.7.2.5 連接梁之鋼筋應按第25.4節、第25.5節與(a)與(b)之規定以受拉至 f_y 進行伸展或續接設計：

- (a) 若連接梁之鋼筋按第18.3.3.1節之規定設計，則縱向鋼筋之伸展長度應為1.25倍按受拉至 f_y 計得之值。
- (b) 若連接梁之鋼筋按第18.7.7.4節之規定設計，則對角向鋼筋之伸展長度應為1.25倍按受拉至 f_y 計得之值。

18.7.3 設計力

V_u 應按因數化載重組合之側向力分析而得。

18.7.3.1 若 V_{uEh} 係由線性分析所取得，設計剪力 V_e 應按下式計算：

$$V_e = V_{uns} + (\Omega_v \omega_v) V_{uEh} \quad (18.7.3.1)$$

V_{uEh} 和 V_{uns} 為導致最大 V_e 之適用載重組合所產生的剪力，而 Ω_v 與 ω_v 則定義於第18.7.3.2節至第18.7.3.5節。

18.7.3.2 Ω_v 與 ω_v 應按表18.7.3.2計算之， Ω_v 亦得採撓曲臨界面在包含地震效應(E)之載重組

合下 M_{pr}/M_u 之計算值。

表 18.7.3.2 Ω_v 與 ω_v

情況	Ω_v		ω_v
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.0$	1.0	(a)	1.0
$1.0 < h_{wcs}/\ell_w < 2.0$	(a)與(c)之間線性內插	(b)	
$h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$	1.5	(c)	$0.8 + 0.0288h_n^{\frac{1}{3}}$ [$0.8 + 0.0134h_n^{\frac{1}{3}}$]

18.7.3.3 牆墩與包括連接梁的水平牆段， $\Omega_v \omega_v$ 得取1.0。

解說：

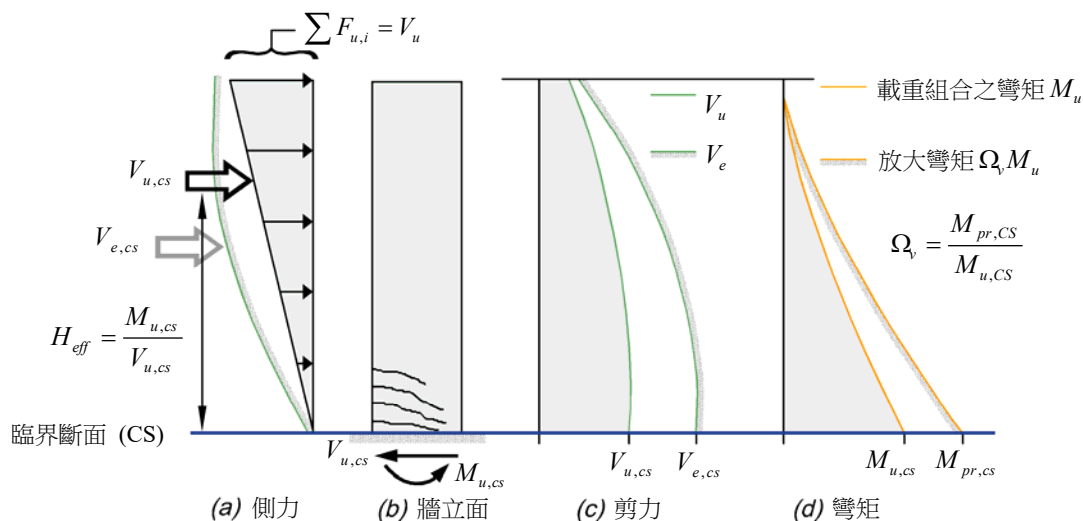
設計者宜注意結構牆元件產生降伏之可能性。以二個窗形開孔間之結構牆段為例，其實際作用剪力可能會超過按因數化載重之側向力分析所得之剪力。

線性分析所得之設計剪力應放大，係為考慮(i)縱向鋼筋預期產生降伏的臨界斷面之撓曲超額強度，由 Ω_v 因數加以考慮，以及(ii)高模態效應之動力放大，由 ω_v 因數加以考慮。這兩項係數僅用於放大水平地震力造成的牆剪力 V_{uEh} 。設計剪力通常由表5.3.1之載重組合5.3.1(e)或5.3.1(g)所控制，視何者產生較大的設計剪力 V_e ， V_{ums} 為載重組合5.3.1(e)與(g)中D、L與S造成的牆剪力，或第5.3.7節至第5.3.12節中T、F與H或其他效應造成的剪力，或垂直地震力所導致的剪力。

Ω_v 係用於近似牆臨界斷面之彎矩超額強度比例 M_{pr}/M_u ，此比例可由牆臨界斷面之分析求得，表18.7.3.2提供更加簡單的方法，對於 $h_{wcs}/\ell_w \leq 1.0$ 的牆，允許 Ω_v 採1，因為低高長比之牆不易發展出完全的彎矩降伏，對於 $h_w/\ell_w \geq 2$ 的牆，牆臨界斷面之降伏易產生彎矩超額強度， Ω_v 為1.5係假設牆之 ϕM_n 相當接近彎矩需求 M_u ，其中 ϕ 值採0.9，且縱向鋼筋拉應力在地震力作用下達 $1.25 f_y$ 。

動力放大因數 ω_v 則推導自紐西蘭規範3101(2006)，對於 $h_w/\ell_w < 2$ 的牆而言，動力放大效應不顯著。

牆墩或包括連接梁的水平牆段之剪力需求不須放大，因第18.7.8節、第18.7.7節與第21.2.4.1節有計算這些構材設計剪力的替代方法。



圖R18.7.3.2 $h_w/l_w \geq 2.0$ 牆的剪力需求之決定方法 (Moehle等人 2011)

18.7.4 剪力強度

18.7.4.1 結構牆之 V_n 應不大於：

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \quad (18.7.4.1)$$

對 $h_w/l_w \leq 1.5$ 者，係數 α_c 之值取 0.8 [0.25]；對 $h_w/l_w \geq 2.0$ 者，係數 α_c 之值取 0.53 [0.17]

；若 h_w/l_w 介於 1.5 與 2.0 之間，則係數 α_c 在 0.8 [0.25] 與 0.53 [0.17] 之間作線性變化。

18.7.4.2 第 18.7.4.1 節中用以計算牆段 V_n 所用之 h_w/l_w ，應取全牆及所考慮牆段比值之較大者。

18.7.4.3 牆應於沿其走向之平面上二相互垂直方向配置分布剪力鋼筋，若 h_w/l_w 之比值不超過 2.0，則鋼筋比 ρ_t 應不小於 ρ_t 。

18.7.4.4 分擔同一側向力之所有垂直牆段，其總合 V_n 應不超過 $2.12 \sqrt{f'_c} A_{cv}$ [0.66 $\sqrt{f'_c} A_{cv}$]；而任一個別垂直牆段之 V_n 應不超過 $2.65 \sqrt{f'_c} A_{cw}$ [0.83 $\sqrt{f'_c} A_{cw}$]， A_{cw} 為所考慮個別垂直牆段之混凝土斷面積。

18.7.4.5 水平牆段及連接梁之 V_n 應不超過 $2.65 \sqrt{f'_c} A_{cw}$ [0.83 $\sqrt{f'_c} A_{cw}$]， A_{cw} 為所考慮水平牆段或連接梁之混凝土斷面積。

18.7.4.6 第 21.2.4.1 節之規定不適用於 $\Omega_v \geq 1.5$ 之牆。

解說：

式(18.7.4.1)意指結構牆之剪力除以彎矩之比值高時，其剪力強度亦較高 (Hirosawa 1977；Joint ACI-ASCE Committee 326 1962；Barda等人 1977)。標稱剪力強度之計算，抵抗剪力之面積以總斷面積 A_{cv} 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，對有開孔之牆體， A_{cv} 可取牆高程內最小水平總斷面積 (歐昱辰等人 2013)。

垂直牆段係指於水平方向由牆內開孔與開孔或開孔與牆緣所圍成之部分牆體。於設計單獨牆體或垂直牆段時， ρ_t 係指水平鋼筋比而 ρ_l 則指垂直鋼筋比。

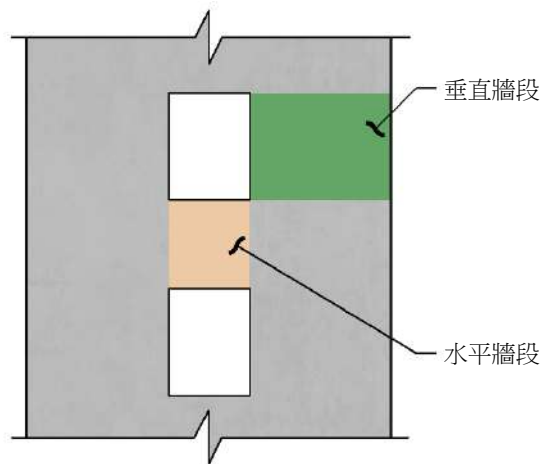
h_w/l_w 比值可按結構牆之整體尺寸來計算，或用二個開孔間或開孔與牆緣間之結構牆段之尺寸來計算。第 18.7.4.2 節之用意，係為確保任何牆段之單位剪力強度不得大於整體牆斷面之單位剪力強度。若牆段之 h_w/l_w 比值大於整體牆之 h_w/l_w 比值時，其單位剪力強度宜依據該牆段之 h_w/l_w 比值設計之。

為有效限制斜裂縫之發展，宜在牆之長及高二方向適當均勻配置剪力筋 ρ_l 與 ρ_t (詳第18.7.4.3節)。配置於牆緣處抵抗彎矩所需之弦材鋼筋不包含於 ρ_l 與 ρ_t 之計算中。在實務之限制下，結構牆之剪力鋼筋宜以小間距均勻分布。

同一高程之因數化剪力由數個牆或開孔牆之數個垂直牆段共同分擔，在總有效斷面積上之平均單位剪力強度不得大於 $2.12 \sqrt{f'_c}$ [$0.66 \sqrt{f'_c}$]，且任一個別垂直牆段之單位剪力強度不得大於 $2.65 \sqrt{f'_c}$ [$0.83 \sqrt{f'_c}$]。對單一結構牆 (段) 之單位剪力強度作上限規定，係限制剪力再分配之程度。

第18.7.4.5節所稱之水平牆段，係垂直方向兩個對齊開口間之牆段，如圖R18.7.4.5所示，其如轉了90°之垂直牆段。當建築物全高範圍內之上下開孔均垂直對齊時，此水平牆段亦可稱為連接梁。於設計水平牆段或連接梁時， ρ_l 係指垂直鋼筋而 ρ_t 則指水平鋼筋。

第21.2.4.1節之規定不適用，此係因設計剪力已因考量撓曲超額強度而被放大。



圖R18.7.4.5 具開孔之牆

18.7.5 撓曲與軸力之設計

18.7.5.1 結構牆或其中一部分承受撓曲與軸力共同作用時，其設計應按第22.4節之規定。有效翼板、邊界構材及腹板中之混凝土及具充分錨定之縱向鋼筋均應視為有效。開孔之效應亦應加以考慮。

解說：

結構牆及牆段之撓曲強度，一般依照柱之方式計算，強度宜考慮作用軸力與側向力之效應。邊界構材內之集中鋼筋、翼板與腹板之分布鋼筋，宜依應變一致性包含在強度之計算中。結構牆之基礎宜設計抵抗邊界構材與腹板之力。牆有開孔時宜計其對撓曲及剪力強度之影響。此外，開孔附近力之傳遞路徑宜予以確認。容量設計概念與壓拉桿方法可能對處理此問題有幫助 (Taylor 等人1998)。

18.7.5.2 除非進行更詳細之分析，具翼板斷面之有效翼板寬度由腹板邊緣算起須為下列二者之小值：該牆與鄰牆間淨距之半及結構牆在所考慮斷面上全高之25%。

解說：

對 L、T、C 或其他形狀之牆斷面，考慮翼板對牆行為之影響時，宜選擇適當之翼板寬度。試驗 (Wallace 1996) 顯示變形增加，有效翼板寬度隨之增大，且翼板受壓或受拉時，其有效翼板寬度亦不同。翼板受壓時，其有效翼板寬度對結構牆之強度與變形能力影響較小，因此為簡單化設計，以受拉有效翼板寬度為準，一併應用在翼板受拉與受壓之情況。

18.7.6 特殊結構牆之邊界構材

18.7.6.1 結構牆之邊緣是否須配置特殊邊界構材，應依第18.7.6.2節或第18.7.6.3節評估。此外，亦須符合第18.7.6.4節與第18.7.6.5節之規定。

解說：

第18.7.6.1節包含兩種方法來評估結構牆邊緣處之鋼筋配置要求。第18.7.6.2節適用於以位移設計法來設計結構牆，其結構配置細節由預期之牆頂水平位移所決定。第18.7.6.3節之規定則與前版規範之規定相同，對多數牆邊緣處橫向鋼筋之設置而言，此方法較保守，故保留之。

不論使用第18.7.6.2節或第18.7.6.3節方法所設計之結構牆，均宜符合第18.7.6.4節與第18.7.6.5節之規定。

18.7.6.2 本節適用於由結構基底至牆頂連續且 $h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$ 之結構牆或牆墩，在軸力與彎矩作用下，僅設計有單一臨界面者，應符合(a)及(b)之要求。

(a) 符合如下條件之受壓區應配置特殊邊界構材：

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{\ell_w}{600c} \quad (18.7.6.2a)$$

式中 c 值為與設計位移 δ_u 方向一致之因數化軸力與標稱彎矩強度下之最大計算中性軸深度。 δ_u/h_{wcs} 之值應不小於 0.005。

(b) 若依據(a)須配置特殊邊界構材者，應符合下列(i)與(ii)或(iii)之規定。

(i) 特殊邊界構材之橫向鋼筋應從臨界面上下方各垂直延伸一段距離，其值應不小於 ℓ_w 與 $M_u/4V_u$ 之大值，但第18.7.6.4(j)節另有規定者除外。

(ii) $b \geq \sqrt{\ell_w c / 40}$

(iii) $\delta_c / h_{wcs} \geq 1.5\delta_u / h_{wcs}$ ，式中

$$\frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left[4 - \frac{1}{50} \left(\frac{\ell_w}{b} \right) \left(\frac{c}{b} \right) - \frac{V_e}{2.12\sqrt{f'_c} A_{cv}} \right] \quad (18.7.6.2b)$$

式(18.7.6.2b)中 δ_c / h_{wcs} 之值不必小於 0.015。

解說：

本節係基於假設結構牆之非彈性反應受單一臨界面之撓曲作用所主導。結構牆之斷面設計與配筋宜使其臨界面發生在預期之位置。

式(18.7.6.2a)係由位移設計法 (Moehle 1992; Wallace與Orakcal 2002) 推導而來，此方法假設當結構牆水平變位至1.5倍設計地震位移時，若牆體壓力側最大混凝土壓應變超過臨界值時，就宜設置特殊邊界構材以圍束混凝土。式(18.7.6.2a)中之設計位移為牆頂之位移，且牆高為臨界面以上之高度，前述定義與位移設計法相符。本規範，對式(18.7.6.2a)中之設計位移乘以1.5倍之係數，係要求配置細節能配合建築規範之性能目標，使建築在最大考量地震層級之搖晃下，有較低之倒塌機率。若牆邊界縱向鋼筋之拉應變未達第21.2.2節所定義拉力控制梁斷面值之約 2 倍時，對 δ_u/h_{wcs} 設定下限值 0.005，可要求此類牆設

置特殊邊界構材。 δ_u/h_{wcs} 取下限值0.005之規定，乃針對勁度高之建築物要求結構牆具有中度變形之能力。式(18.7.6.2)之中性軸深度 c 係根據第22.2節來推求的，考慮與位移 δ_u 同方向之牆斷面達標稱彎矩強度來計算。軸力則取與產生設計位移 δ_u 之設計載重組合一致之因數化軸力。

特殊邊界構材配置之高度則依塑鉸長度之預測而定，並宜延伸超過拉力鋼筋降伏與混凝土可能剝落之範圍。

式(18.7.6.2b)係基於側向強度損失20%時之平均牆頂位移能力 (Abdullah與Wallace 2018)。位移容量需大於1.5位移需求之規定，將導致設計地震下有較低之強度下降機率，(ii)中 b 之表達式係由式(18.7.6.2b)推導而得，並分別假設式中之 $V_e/(2.12A_{cv}\sqrt{f'_c})$ 與 δ_c/h_{wcs} 約為1.0與0.015。若 b 沿 c 變化，則宜使用平均或具代表性之 b 值。例如，在牆之翼板端部， b 宜取如第18.7.5.2節之定義之有效翼板寬，若 c 延伸進入腹板，則 b 宜採加權平均值。若牆之端部並無翼板相連，則 b 宜取牆板厚度值。若在設計之試誤過程中，位移容量不超過位移需求，則宜更改設計以增加位移容量與/或降低牆位移需求，使得建物中每一牆體之位移容量皆超過位移需求。

18.7.6.3 未按第18.7.6.2節設計之結構牆，如牆之邊緣或開孔周邊，在含地震效應(E)之設計力作用下，其計算之最大混凝土壓應力超過 $0.2f'_c$ ，須配置特殊邊界構材。特殊邊界構材得在混凝土計算壓應力小於 $0.15f'_c$ 之斷面處終止。應力須根據因數化載重以線彈性模式及構材全斷面性質計算之。對具翼板之牆，其有效翼板寬度應符合第18.7.5.2節之規定。

解說：

本節方法係設定結構牆在承擔重力載重時，並同時承受特定方向地震所引致之最大剪力與彎矩作用。在此載重作用下，牆臨界斷面之受壓邊界除抵抗分擔之重力載重外，亦承擔彎矩所引致之壓力。

由於在強地動作用下，上述載重情況可能會多次重複，故而計算混凝土壓應力達 $0.2f'_c$ 之標稱臨界值時，對混凝土加以圍束。應力之計算係使用因數化載重作用於全混凝土斷面，並假設線性行為而求得。壓應力 $0.2f'_c$ 僅為一指標值，其未必為預期地震之真實慣性力於臨界斷面所引致之真實應力狀態。

18.7.6.4 若根據第18.7.6.2節或第18.7.6.3節須配置特殊邊界構材時，(a)至(k)之規定必須滿足：

- (a) 邊界構材應從最大壓應力處水平延伸一段距離，其值應不小於 $c - 0.1\ell_w$ 及 $c/2$ 之大者，此處 c 為在與 δ_u 一致之因數化軸力及標稱彎矩強度下之最大中性軸深度。
- (b) 在依第18.7.6.4(a)節所計算之水平距離內，撓曲壓力區之寬度 b 應不小於 $h_u/16$ ，翼板應予以計入。
- (c) 對於由結構基底至牆頂連續且 $h_w/\ell_w \geq 2.0$ 之結構牆或牆墩，在撓曲與軸力作用下僅設計單一臨界斷面，且 $c/\ell_w \geq 3/8$ 者，其撓曲壓力區寬度 b 在第18.7.6.4(a)節所計得之範圍內，應不小於30 cm。
- (d) 具翼板之結構牆斷面，邊界構材應包括受壓有效翼板寬度，且應延伸入腹板至少30 cm。
- (e) 邊界構材配置之橫向鋼筋應符合第18.4.5.2(a)至(d)節與第18.4.5.3節之要求，但第18.4.5.3(a)節橫向鋼筋之最大間距應取邊界構材斷面最小尺度之1/3。邊界構材

內橫向鋼筋最大垂直間距亦不應超過表18.7.6.5(b)之規定。

- (f) 橫向鋼筋之設計，應使沿著邊界構材四周且受側向支撐之縱向鋼筋間距 h_x 不超過35 cm與 $(2/3)b$ 之較小值，除邊界構材同為特殊抗彎矩構架柱之區域外，側向支撐應由繫筋之耐震彎鉤或閉合箍筋之轉角提供。在與 l_w 平行方向上，除符合(i)或(ii)，閉合箍筋的長寬比不得大於2，且相鄰閉合箍筋應相互重疊至少15 cm與 $(2/3)b$ 之較小值。
 - (i) $b \geq \sqrt{l_w c / 40}$ 且 $\delta_u / h_{wcs} \leq 0.012$
 - (ii) 邊界構材腹板垂直方面具翼板，該翼板於腹板單側或兩側之翼板外伸總長度至少為 b_w ，且翼板厚度 t_f 至少為 $b_w/2$ 。
- (g) 橫向鋼筋量須符合表18.7.6.4(g)之規定。

表 18.7.6.4(g) 特殊邊界構材之橫向鋼筋

橫向鋼筋	通用表達式		
直線閉合箍筋之 $A_{sh}/s b_c$	較大者	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
螺箍與圓形閉合箍筋之 ρ_s	較大者	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

- (h) 在特殊邊界構材位置之樓板系統厚度內之混凝土應具至少為0.7倍牆 f'_c 之規定抗壓強度。
- (i) 按第18.7.6.2(b)節規定之臨界斷面上下方距離內，腹板垂直鋼筋應具閉合箍筋轉角或兩端皆具耐震彎鉤繫筋之側向支撐。橫向鋼筋之垂直間距不應超過30 cm，且其直徑應符合第25.7.2.2節之規定。
- (j) 對臨界斷面位於牆底者，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特殊邊界構材最大縱向鋼筋之 l_d ，如第18.7.2.3節所規定。如特殊邊界構材下為基腳、筏基或樁帽者，特殊邊界構材之橫向鋼筋應至少延伸進入30 cm，除非第18.10.2.3節另有較長之延伸規定。
- (k) 結構牆腹板之水平鋼筋應延伸至距牆外緣15 cm之範圍內。鋼筋之末端應具標準彎鉤或擴頭，並應於邊界構材之圍束核心內發展出 f_y 。若邊界構材之圍束核心可對牆腹板水平鋼筋提供足夠之伸展長度，且腹板水平鋼筋之 $A_v f_y/s$ 值不大於邊界構材平行腹板水平鋼筋方向之橫向鋼筋的 $A_{sh} f_{yt}/s$ 值時，則牆腹板水平鋼筋

末端得不必使用標準彎鉤或擴頭而作終止。

解說：

特殊邊界構材之水平尺度宜延伸，以至少涵蓋混凝土壓應變超過臨界值之部分。對含翼板之牆斷面，如箱形、L形與C形者，計算其特殊邊界構材之配置需求時，宜按ASCE 7之規定考慮側向力方向及與其垂直之組合部分。第18.7.6.4(a)節項中 $c/2$ 之規定，係為提供特殊邊界構材最小長度。優良之鋼筋配置實務宜適當排置縱向與橫向鋼筋，讓牆邊界之所有主要縱向鋼筋都能得到橫向鋼筋之支撐。

基於近來之地震勘災與測試 (Wallace 2012; Wallace等人 2012)，可發現長細牆之邊界確實有側向不穩定之破壞，故本規範引入長細比之限制規定。對保護層相對較厚之牆，其混凝土保護層剝落會造成斷面顯著降低，故宜考慮增加邊界構材之厚度。

數值 $c/\ell_w \geq 3/8$ 係用以定義牆之臨界斷面非屬第21.2.2節所謂拉力控制斷面之情形。對此類牆要求最小厚度30 cm之規定，可以降低其壓力區在混凝土保護層剝落後之側向不穩定之可能性。

翼板混凝土壓應力很大時，翼板與腹板交接面之應力亦很大，混凝土可能會壓碎，除非特殊邊界構材之鋼筋能延伸進入腹板。

牆邊界橫向鋼筋之規定係基於柱之設計條款。在美國ACI規範1999版以前之規範中，表18.7.6.4(g)中表達式(a)曾適用在牆之特殊邊界構材。美國ACI版規範於2014版恢復表達式(a)之使用，其主要原因為若薄型牆之混凝土保護層佔牆厚比例顯著時，表18.7.6.4(g)中表達式(b)無法提供適當之橫向鋼筋。對牆特殊邊界構材具矩形斷面者，表18.7.6.4(g)中表達式(a)與(c)之 A_g 及 A_{ch} 定義為 $A_g = \ell_w b$ 而 $A_{ch} = b_{c1} b_{c2}$ ，其相關尺寸如圖R18.7.6.4a所示。此係考量混凝土之剝落可能僅發生在圍束邊界構材之外露面。實驗 (Thomsen與Wallace 2004) 顯示邊界構材橫向鋼筋之間距即使超過第18.4.5.3(a)節規定，仍可表現合適之行為。限制受側向支撐之縱向鋼筋間距係擬對薄型牆提供較均勻分布之閉合箍筋與繫筋。

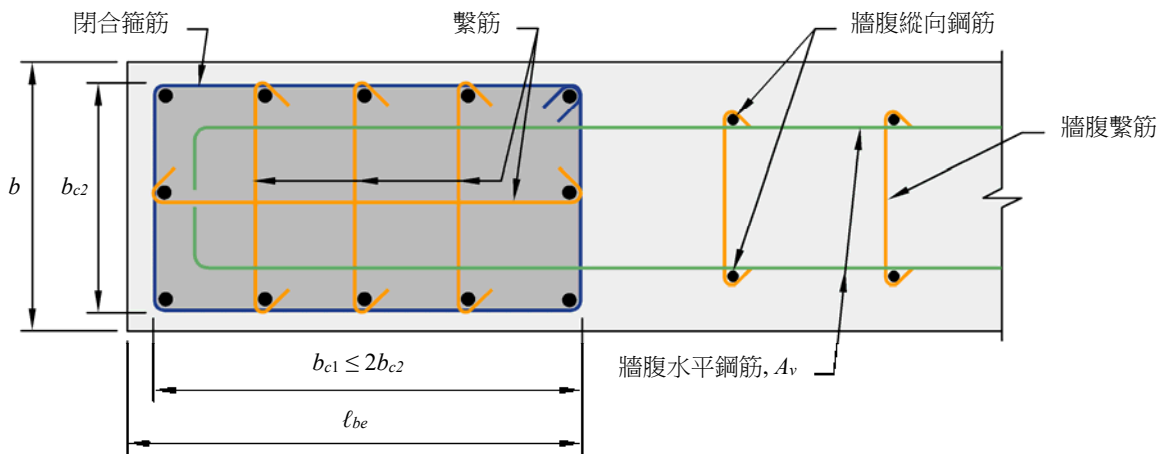
圖R18.7.6.4a摘示邊界構材橫向鋼筋與牆腹縱向鋼筋之繫筋的配置要求。對邊界構材閉合箍筋肢之相對長度給予限制，係因實驗 (Segura與Wallace 2017; Welt等人2015; Arteta 2015) 顯示，若閉合箍筋長寬比(b_{c1}/b_{c2})超過2，則單一沿牆邊配置之閉合箍筋，搭配具交替之90度與135度彎鉤之額外繫筋，在抑制鋼筋挫屈與圍束混凝土方面，並不若交疊之閉合箍筋，再搭配兩端具耐震彎鉤之繫筋來得有效。前述實驗亦顯示，若塑鉸區內之牆腹垂直鋼筋不受側向束制，一旦牆邊界構材破壞，牆即喪失軸向力承載能力。在邊界構材外使用牆腹繫筋，亦可減少圍束混凝土與束制縱向鋼筋挫屈之橫向鋼筋產生過於劇烈之轉變，此可應對因剪力 (斜向壓力) 造成中性軸深度之增加，以及軸力之不確定性。

具較細長、較深壓力區之牆邊界區域易產生面外、側向不穩定之破壞，例如(c/b)(ℓ_w/b)大於約40，或T、C或L形牆(圖R18.7.6.4b)翼板端對面遠端之腹板邊界區域 (Abdullah與Wallace, 2020)。於腹板與翼板交會的牆邊界區域，翼板與腹板可不配置交疊之閉合箍筋(圖R18.7.6.4b)，因翼板對抵抗地震剪力的牆腹板提供側向支撐。第18.7.6.4(f)(ii)節之幾何限制係基於試驗與震後勘查牆邊界區域破壞而得。

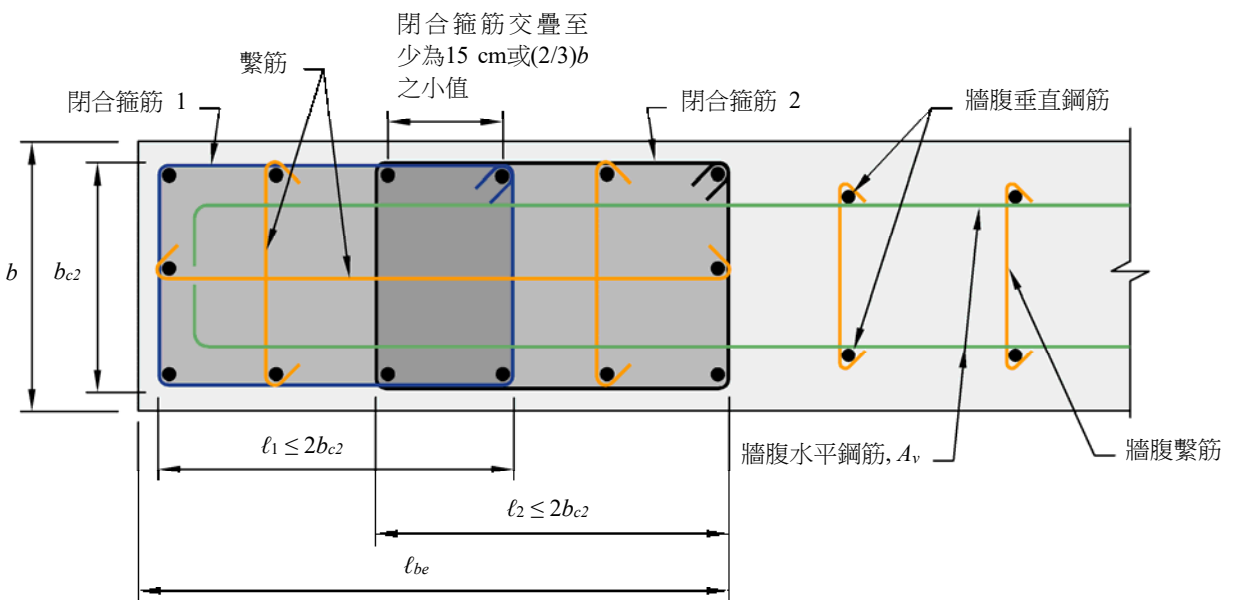
圖R18.7.6.4c (Moehle等人 2011) 概述了邊界構材鋼筋垂直延伸之規定。

在低剪力對彎矩比之情況下，結構牆之水平鋼筋係以桁架機制來抵抗剪力，其近似梁中肋筋之功能。因此對提供抗剪功能之水平鋼筋應妥為錨定於邊界構材之圍束核心內，並宜在保護層規定與相鄰鋼筋允許之條件下，儘量延伸至牆之外緣處。不論牆水平鋼筋末端是否為直線、具彎鉤或擴頭，其均適用於錨定於邊界構材圍束核心與延伸至牆外緣15 cm範圍內之規定，如圖R18.7.6.4c所示。

第18.7.2.4節之規定適用於牆端最少縱向鋼筋量，包括具特殊邊界構材之牆。

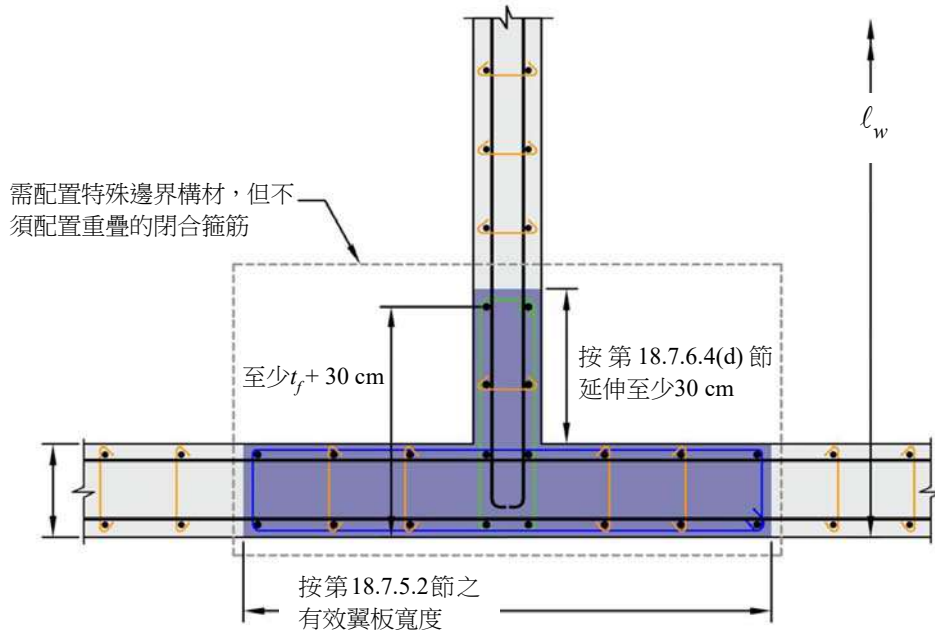


(a) 沿牆邊之單一閉合箍筋搭配具135度彎鉤之繫筋以及受具135度彎鉤繫筋支撐之均佈牆腹縱向鋼筋

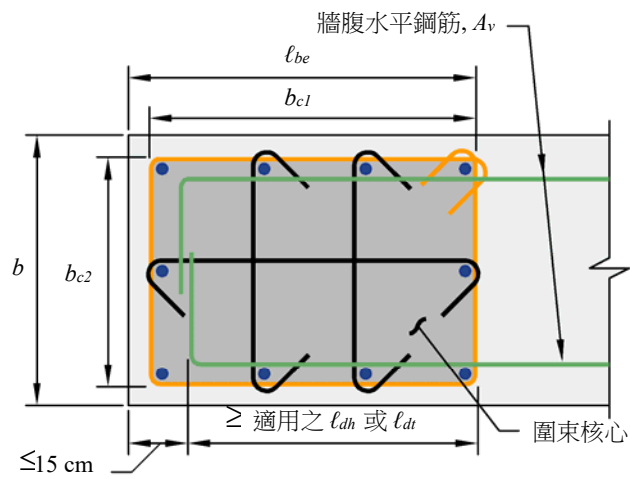


(b) 沿牆邊配置之交疊閉合箍筋搭配具135度彎鉤之繫筋以及受具135度彎鉤繫筋支撐之均佈牆腹縱向鋼筋

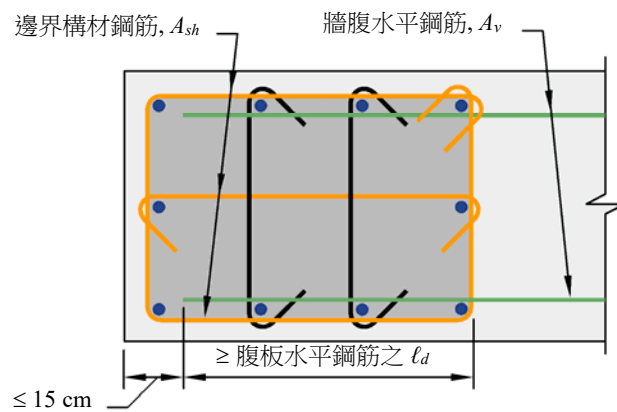
圖R18.7.6.4a 邊界構材橫向鋼筋與牆腹繫筋之配置



圖R18.7.6.4b 需配置特殊邊界構材之具翼板結構牆配置例

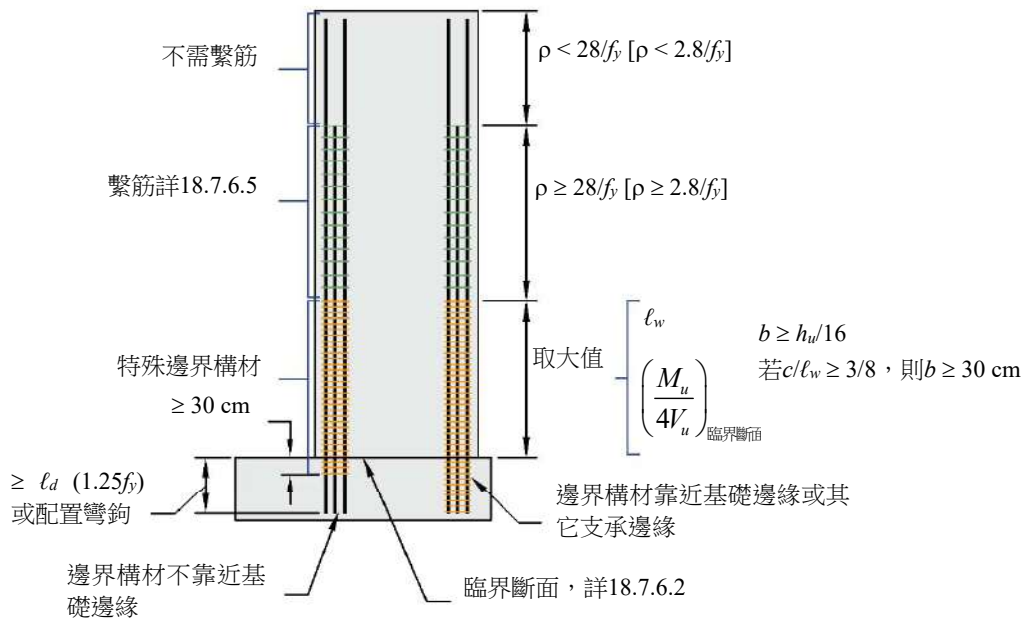


(a) 使用標準彎鉤或擴頭鋼筋情況

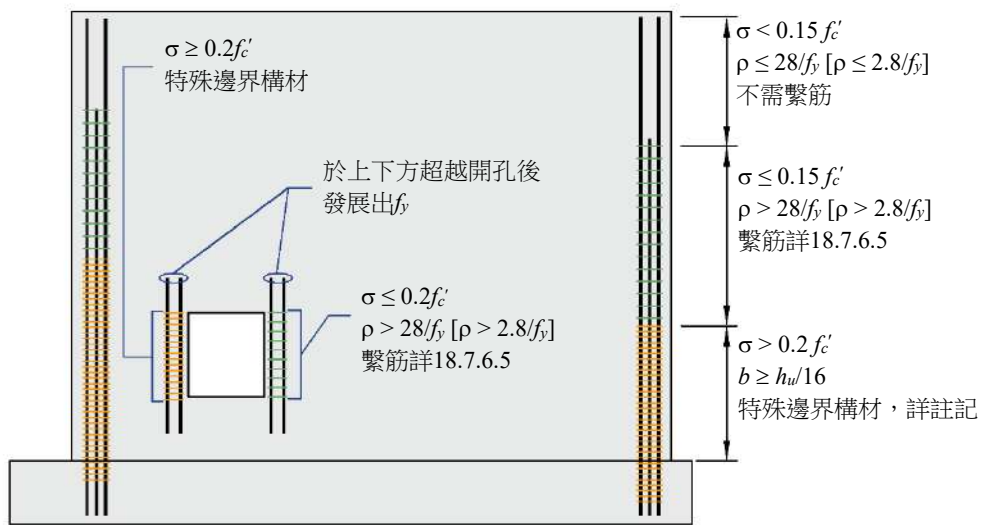


(b) 使用直線伸展鋼筋情況

圖R18.7.6.4c 牆體水平鋼筋在受圍束之邊界構材中的伸展



(a) 依18.7.6.2、18.7.6.4及18.7.6.5設計之牆，其 $h_{wcs}/\ell_w \geq 2$ 且在軸力與彎矩作用下僅具單一臨界斷面者



註：若最外緣混凝土壓應力 $\sigma \geq 0.2f'_c$ ，則需配置特殊邊界構材，而其可在 $\sigma < 0.15f'_c$ 處終止。因為 $h_{wcs}/\ell_w \leq 2$ ，故18.7.6.4(c)並不適用。

(b) 依18.7.6.3、18.7.6.4及18.7.6.5設計之牆與牆墩

圖R18.7.6.4d 特殊結構牆之邊界構材規定

18.7.6.5 根據第18.7.6.2節或第18.7.6.3節不必配置特殊邊界構材之結構牆，應符合(a)與(b)之規定：

- (a) 除非牆沿走向平面內之 V_u 小於 $0.265\lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$ [$0.083\lambda \sqrt{f'_c} A_{cv}$]，否則水平鋼筋終止於無邊界構材之結構牆邊緣時，應以標準彎鉤鉤住最外緣縱向鋼筋，或以U型肋筋圍束最外緣縱向鋼筋。U型肋筋應與水平鋼筋同直徑、同間距，並與水平鋼筋續接。
- (b) 如果牆邊界配置之縱向鋼筋比超過 $28/f_y$ [$28/f_y$]，須在第18.7.6.4(a)節要求之範圍內，配置符合第18.4.5.2(a)至(e)節所規定之橫向鋼筋，牆邊界橫向鋼筋之垂直間距應符合表18.7.6.5(b)。
- (c) 除牆轉角為特殊抗彎矩構架柱外，於牆翼板和腹板相接之轉角，橫向鋼筋需延伸進腹板與翼板至少一個翼板的厚度，橫向鋼筋須滿足18.4.5.2(a)至(e)，其垂直間距須符合表18.7.6.5(b)

表 18.7.6.5(b) 牆邊界橫向鋼筋最大垂直間距

主要撓曲鋼筋 f_y	配置橫向鋼筋之區域	橫向鋼筋垂直間距 ¹	
$f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]	臨界斷面上下各延伸 ℓ_w 與 $M_u/4V_u$ 之大值的範圍內 ²	較小者	$6db$ 15 cm
	其他區域	較小者	$8db$ 20 cm
$f_y = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$ [490 MPa]	臨界斷面上下各延伸 ℓ_w 與 $M_u/4V_u$ 之大值的範圍內 ²	較小者	$5.5db$ 15 cm
	其他區域	較小者	$7db$ 17 cm
$f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa]	臨界斷面上下各延伸 ℓ_w 與 $M_u/4V_u$ 之大值的範圍內 ²	較小者	$5db$ 15 cm
	其他區域	較小者	$6db$ 15 cm

[1] 本表之 db 係指主要撓曲鋼筋之最小直徑。

[2] 臨界斷面係指側向變位可能導致縱向鋼筋降伏之處。

解說：

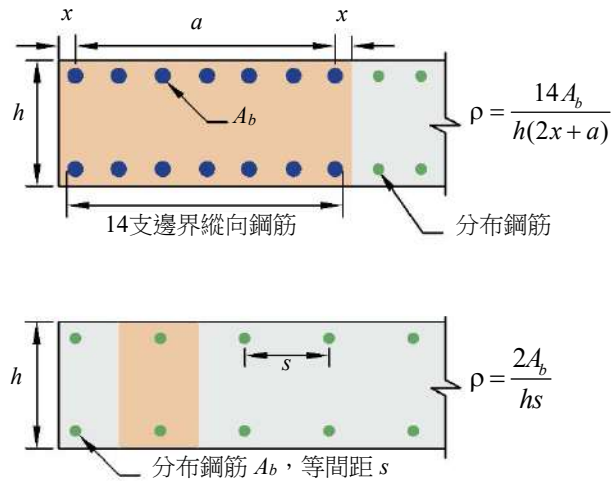
縱然經評估後不必配置特殊邊界構材，但在反復載重作用下，邊界區之縱向鋼筋確有挫屈的顧慮。結構牆邊界區配置中等數量之縱向鋼筋時，宜加箍筋防止其挫屈。計算牆邊界縱向鋼筋比時，可參考圖R18.7.6.5。因牆之變位需求較小之故，箍筋間距可取較第18.7.6.4(e)節寬鬆之規定。第18.7.6.5節之規定適用於牆之全高範圍內，如圖R18.7.6.4d所示 (Moehle等人 2011)。

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，以提供足夠之錨定，此舉亦有助於抑制邊緣垂直鋼筋挫屈。若結構牆平面內剪力夠低時，上述水平鋼筋之錨定就無必要。

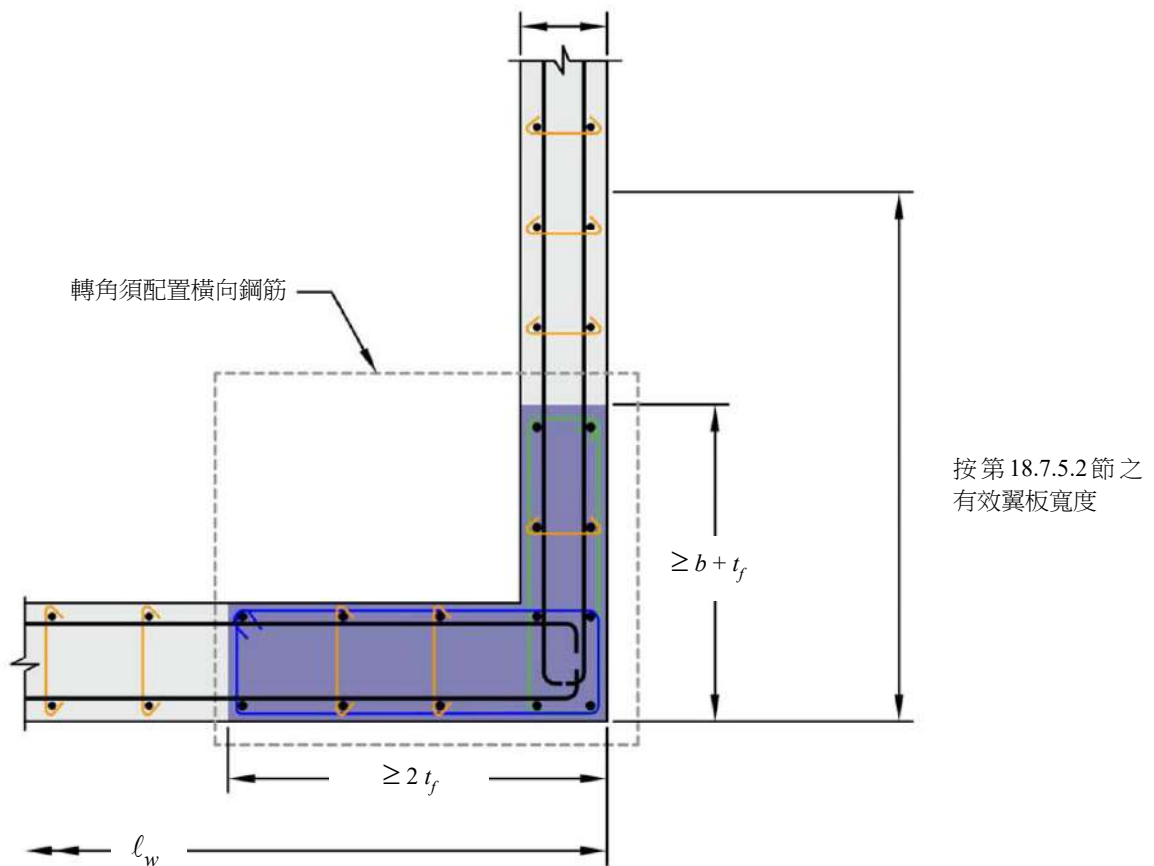
橫向鋼筋間距之限制，係為避免縱向鋼筋在反復應變下，在進入顯著非彈性應變前產生挫屈。為達到相似之性能，較高強度縱向鋼筋需有較小之橫向鋼筋間距。

為應對在雙軸向載重下潛在顯著的拉壓應變需求，在牆腹板與翼板交會的轉角，應配置橫向鋼筋，

如圖R18.7.6.5b所示。



圖R18.7.6.5a 典型牆邊界情況之縱向鋼筋比



圖R18.7.6.5b 不須配置特殊邊界構材之具翼板牆轉角之配置例

18.7.7 連接梁

- 18.7.7.1 連接梁如其 $(\ell_n/h) \geq 4$ ，應將牆邊界視為柱而滿足第18.3節之要求。如能分析證明連接梁具有足夠側向穩定性，可不必受第18.3.2.1(b)與(c)節之限制。
- 18.7.7.2 連接梁如其 $(\ell_n/h) < 2$ ，且設計剪力 $V_u \geq 1.06\lambda \sqrt{f'_c} A_{cw}$ [$V_u \geq 0.33\lambda \sqrt{f'_c} A_{cw}$]，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，或影響非結構元件及其與結構體接合處之完整性。
- 18.7.7.3 連接梁未受第18.7.7.1節或第18.7.7.2節所控制者，得配置對跨度中點對稱之兩組對角向鋼筋，亦可將牆邊界視為柱而按第18.3.3節至第18.3.5節之規定設計。
- 18.7.7.4 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(a)與(b)之規定，並應符合(c)或(d)之一，但不必符合第9.9節之規定。

(a) V_n 應依下式計算：

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 2.65\sqrt{f'_c} A_{cw} \quad (18.7.7.4)$$

$$[V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 0.83\sqrt{f'_c} A_{cw}]$$

式中 α 為對角向鋼筋與連接梁縱向軸之夾角。

(b) 任一組對角向鋼筋至少應具有四根鋼筋以兩層或多層排置。

(c) 任一組對角向鋼筋應由橫向鋼筋所圍封，在平行 b_w 方向，此橫向鋼筋外緣至外緣之尺寸應不小於 $b_w/2$ ，而另一方向之尺寸應不小於 $b_w/5$ ，此處 b_w 為連接梁腹板寬度。橫向鋼筋應符合第18.4.5.2(a)至(e)節之規定，而 A_{sh} 應不小於(i)或(ii)之大者：

$$(i) \quad 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$(ii) \quad 0.3sb_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

在計算 A_g 時，應假設對角向鋼筋組之四邊具有第20.5.1節規定之混凝土保護層。橫向鋼筋沿對角鋼筋方向之間距應滿足第18.4.5.3(e)節之規定，亦應不大於對角鋼筋最小直徑之6倍，且此橫向鋼筋於垂直對角鋼筋方向之繫筋或閉合箍筋各肢之間距應不超過 35 cm。橫向鋼筋應連續配置通過對角鋼筋之交接處。於交接處，橫向鋼筋之配置可以調整，惟仍須滿足間距與橫向鋼筋體積比之要求。於連接梁四周應分布配置額外之縱向與橫向鋼筋，其於各別方向之總面積應不小於 $0.002b_w s$ 且其間距應不大於 30 cm。

(d) 橫向鋼筋應符合第18.4.5.2(a)至(e)節之規定對梁全斷面作配置，且 A_{sh} 應不小於(i)或(ii)之大者：

$$(i) \quad 0.09sb_c \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

$$(ii) \quad 0.3sb_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

橫向鋼筋之縱向間距應不大於 15 cm 與 6 倍對角鋼筋最小直徑之小者，梁斷面上垂直

與水平方向上繫筋或閉合箍筋各肢之間距應不超過20 cm。任一繫筋或閉合箍筋各肢均應緊繞於同尺寸或較大直徑之縱向鋼筋上。本節之橫向鋼筋得使用第18.3.4.3節所規定之閉合箍筋型式。

解說：

結構牆間之連接梁能提供勁度與消能，在許多情況下，幾何條件限制常使連接梁形成深梁。深連接梁可能係剪力控制，在地震中易造成強度與勁度之衰減。試驗結果 (Paulay與Binney 1974；Barney等人1980) 顯示配置圍束對角向鋼筋提供深連接梁足夠抵抗能力。

試驗顯示對角向鋼筋具有大的傾斜角度時方為有效，因此限制 $l_n/h < 4$ 時才配置對角向鋼筋。前版規範已修正且澄清中等跨深比之連接梁可按第18.3.3節至第18.3.5節之規定作配置。

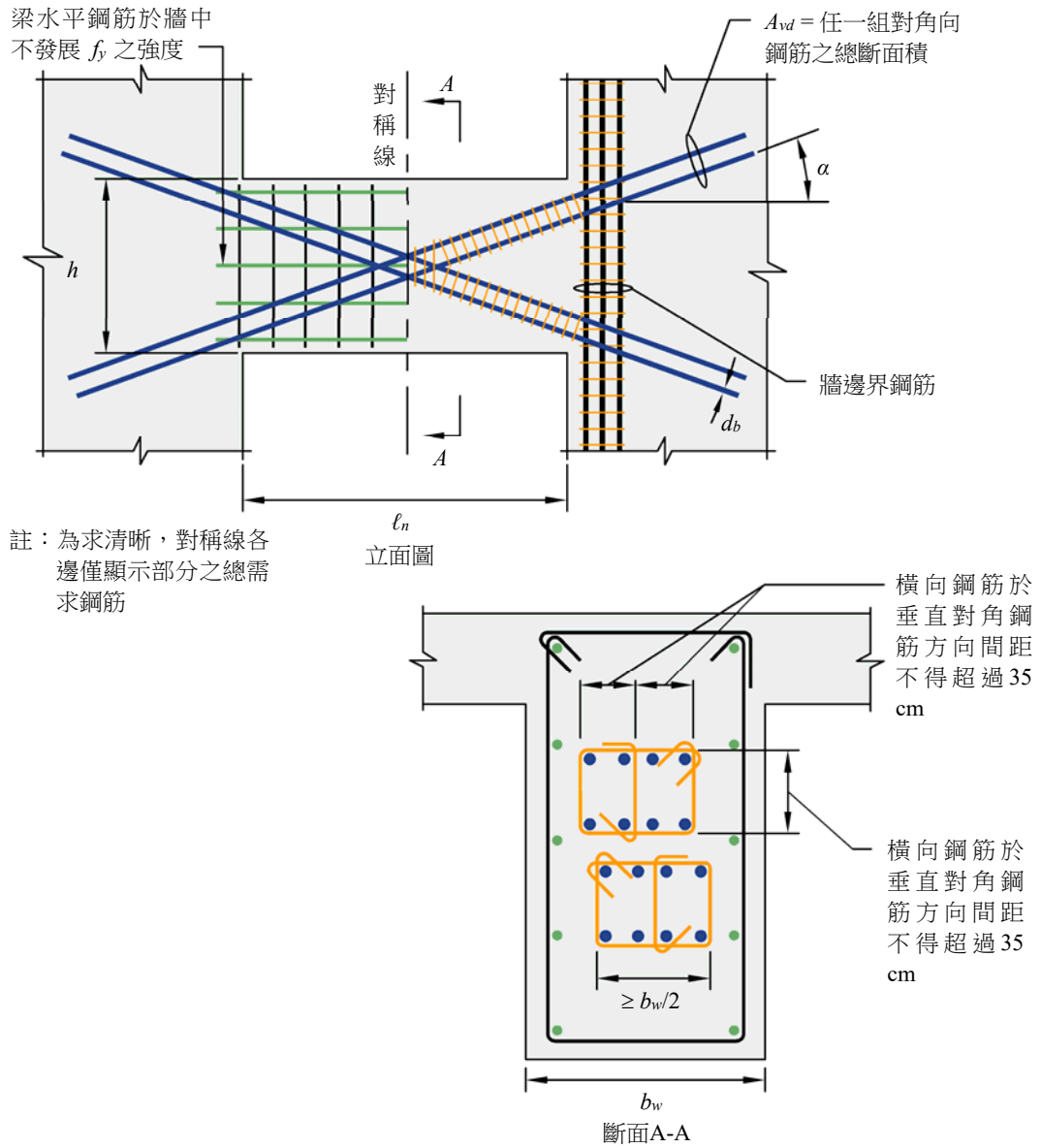
對角向鋼筋得在梁斷面中採兩層或多層且儘量對稱配置。配置對角向鋼筋目的在提供連接梁所有之剪力與對應之彎矩強度。若連接梁之彎矩強度係由對角向鋼筋與縱向鋼筋聯合提供者，其設計不適用本節條款。

本節顯示兩種圍束方式。依照第18.7.7.4(c)節之規定，每一個對角向鋼筋組由縱向鋼筋與橫向鋼筋形成鋼筋籠，如圖R18.7.7(a)所示，此鋼筋籠至少包括四根主筋與一個圍束混凝土核心。要求鋼筋籠與核心的邊長乃為使鋼筋在受力降伏後，斷面仍具有足夠之穩定性。這些最小尺寸與鋼筋淨距之要求可能控制結構牆之厚度。前版規範對圍束對角向鋼筋之橫向鋼筋間距已作放寬，但強調於對角向鋼筋相交處亦須配置橫向鋼筋圍束，且簡化連接梁周邊縱向與橫向鋼筋之設計。採用上述配置細節之連接梁，預期可展現可被接受之行為。橫向鋼筋 A_{sh} 公式係要求等效柱在外殼混凝土剝落後仍確保其抗壓能力。

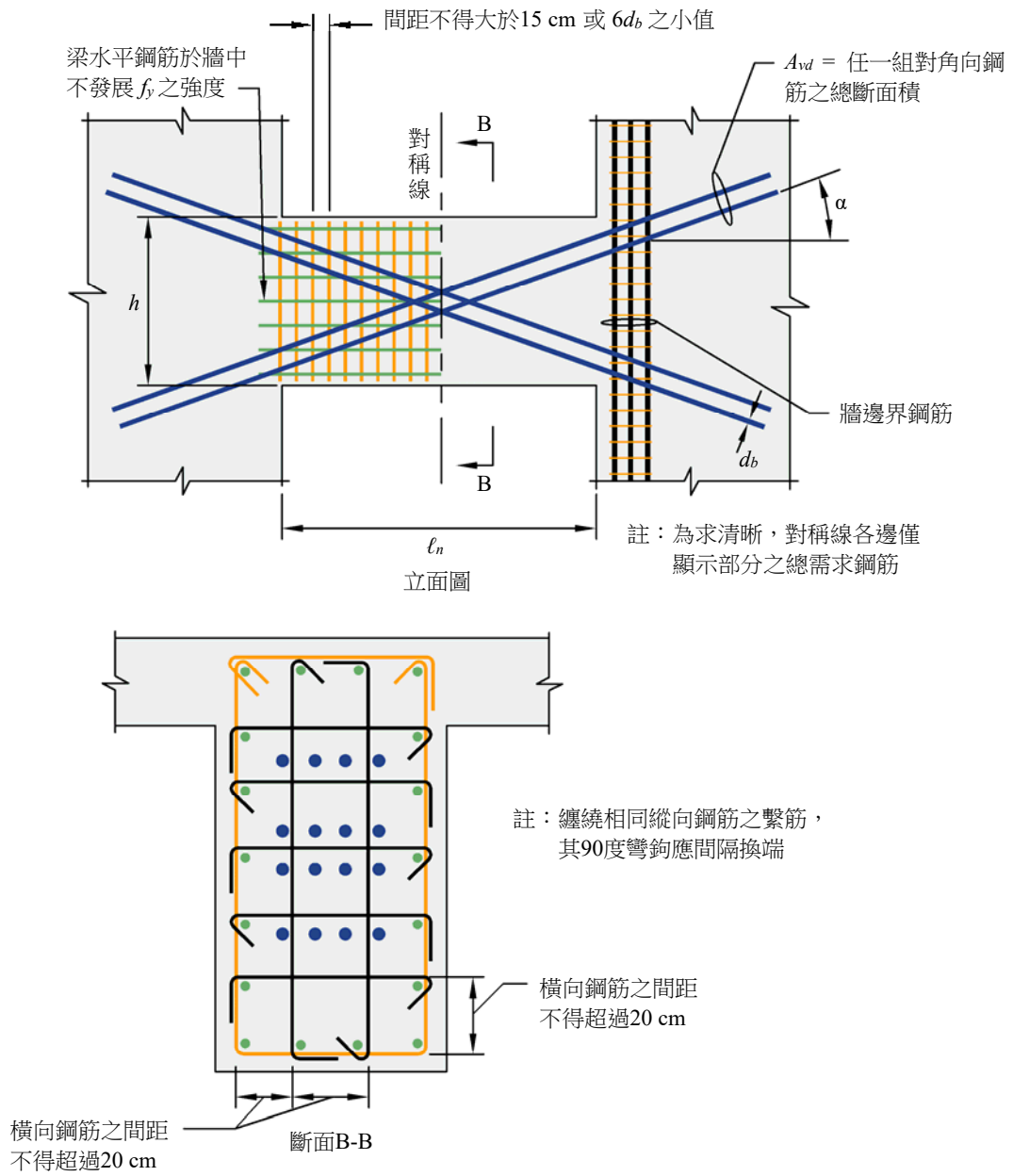
第18.7.7.4(d)節顯示了第2種圍束方式，其係對梁全斷面作圍束，而非僅圍束對角向鋼筋組，其如圖R18.7.7(b)所示。此種圍束方式可以大幅降低現場閉合箍筋排置之困難，尤其在對角向鋼筋相交處以及對角向鋼筋延伸進入牆邊界處。

當連接梁不設計為側向力抵抗系統之構材時，上述對角向鋼筋之相關要求可以忽略。

試驗 (Barney等人1980) 證實按第18.7.7節配置之連接梁當剪力超過 $2.65 \sqrt{f'_c} b_w d$ [$0.83 \sqrt{f'_c} b_w d$] 具有優良之韌性，故取 $2.65 \sqrt{f'_c} b_w d$ [$0.83 \sqrt{f'_c} b_w d$] 為可接受之上限。



圖R18.7.7a 具對角向鋼筋之連接梁圍束對角鋼筋之情況。為求清晰，牆之邊界鋼筋僅顯示於一側。



圖R18.7.7b 具對角向鋼筋之連接梁斷面全圍束之情況。為求清晰，牆之邊界鋼筋僅顯示於一側。

18.7.8 牆墩

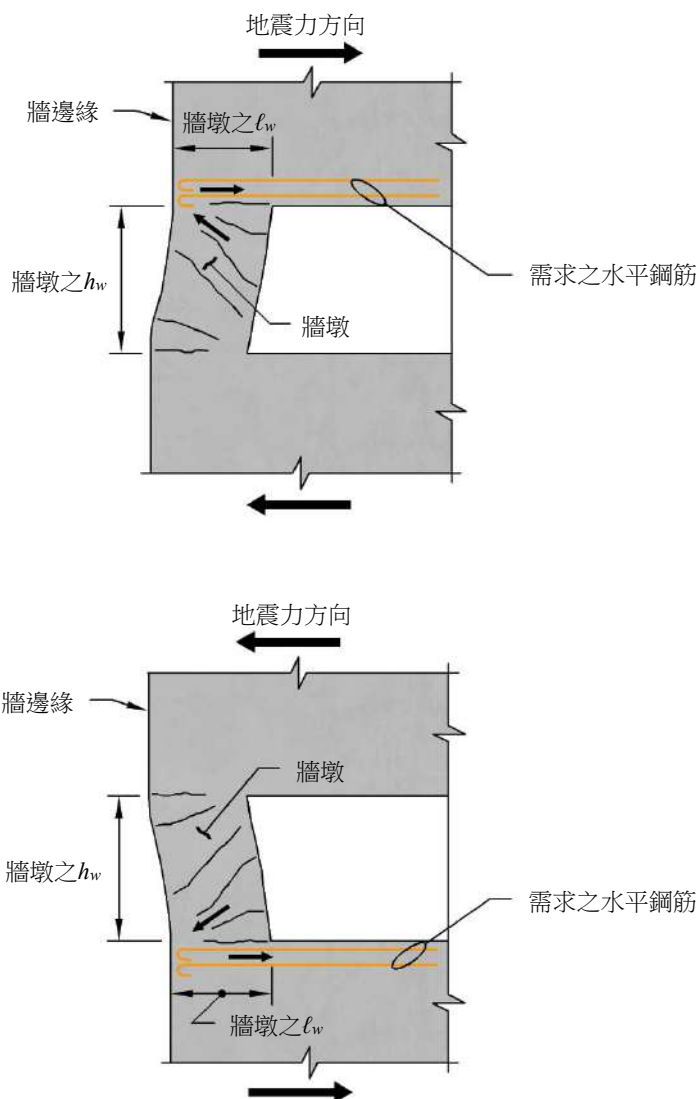
- 18.7.8.1 牆墩須符合第18.4.4節、第18.4.5節與第18.4.6節所規定特殊彎矩構架之柱設計條款，其交接面可取為牆墩淨高度之上下端處。另者，若牆墩之 $(l_w/b_w) > 2.5$ ，則其僅須符合下列(a)至(f)規定：
- (a) 設計剪力之決定應按第18.4.6.1節之規定，其交接面可取為牆墩淨高度之上下端處。若一般建築規範對抵抗地震力系統之超額強度有所規定，牆墩之設計剪力不必大於含地震效應之因數化載重組合所得剪力值，惟該剪力值須使用修正因數 Ω_o 作放大。
 - (b) V_n 與分布剪力鋼筋之配置應符合第18.7.4節之規定。
 - (c) 橫向鋼筋應採閉合箍筋之型式配置。但若牆墩採單層鋼筋設計時，於平行 l_w 方向得使用單肢水平鋼筋，其兩端應具 180° 彎鉤並緊繞於牆墩邊緣之縱向鋼筋。
 - (d) 橫向鋼筋之垂直間距應不大於 15 cm。
 - (e) 橫向鋼筋配置範圍應垂直延伸至牆墩淨高度之上下端外至少 30 cm。
 - (f) 應按第18.7.6.3節之規定配置特殊邊界構材。
- 18.7.8.2 對位於牆邊緣之牆墩，於緊臨牆墩上下端之牆段內，應配置水平鋼筋以將牆墩之設計剪力傳遞至相鄰牆段內。

解說：

結構牆中常因門窗之設置而造成狹窄之垂直牆段，亦即所謂牆墩，而其尺寸之相關定義可詳第二章。以往的地震勘災可見牆墩之剪力破壞，所以本節之設計旨意，係擬對牆墩提供足夠之剪力強度，以便其發展出以撓曲主控之非彈性行為。本節條款適用在屬於抵抗地震力系統之牆墩；第18.11.6節則規定非屬抵抗地震力系統之牆墩設計。根據第18.2.2節之規定，不論其是否為抵抗地震力系統之一部分，垂直牆段對結構系統行為之影響均宜考慮。對 $(l_w/b_w) \leq 2.5$ 之牆墩而言，其行為基本與柱類似。第18.7.8.1節規定此類牆墩宜符合第18.4.4節至第18.4.6節中對鋼筋與剪力強度要求之條款。對 $(l_w/b_w) > 2.5$ 之牆墩，則有其他替代之規定。

依據第18.4.6.1節所求得之設計剪力，在某些案例會有異常過大之情況。所以在第18.7.8.1(a)節之替代規定中，設計剪力可依因數化載重組合求得，惟地震效應宜考慮結構系統之超額強度而作放大修正。關於考慮抵抗地震力系統之超額強度，可使用放大之修正因數 Ω_o ，其相關資料可參見NEHRP (FEMA P749)，ASCE/SEI 7及2012 IBC等文件獻。依目前我國建築物耐震設計規範與解說之規定，匯集構材及與抵抗地震力結構系統之接合處，其地震力採放大 $1.4a_y$ 倍設計，相較於NEHRP (FEMA P749)，ASCE/SEI 7及2012 IBC等文獻之要求值，此地震力放大係數偏低。建議使用「樓層極限層剪力強度」除以「樓層設計層剪力」之比值取代 Ω_o ，作為評估系統超額強度效應之方法。

第18.7.8.2節提及位於牆邊緣之牆墩。在面內剪力作用下，牆墩內之斜裂縫會衍生進入與其上下端相鄰之牆段。除非這些相鄰之牆段有足夠的鋼筋配置，否則就會出現相鄰牆段之剪力破壞。參見圖R18.7.8，這些鋼筋在進入連接牆段之埋設長度，宜根據伸展長度需求與牆段之剪力強度而作決定。



圖R18.7.8 牆邊緣之牆墩其上下端相鄰牆段之水平鋼筋需求

18.7.9 韌性耦合牆

18.7.9.1 韌性耦合牆應符合本節之規定。

18.7.9.2 個別牆體應符合 $h_{wcs}/\ell_w \geq 2.0$ 以及第18.7節特殊結構牆之相關適用條款。

18.7.9.3 在所考慮之方向上，連接梁應符合第18.7.7節以及下述(a)至(c)之規定：

- (a) 連接梁在建築所有樓層應具 $\ell_n/h \geq 2.0$ 。
- (b) 一棟建築中應至少有90%之樓層，該樓層所有連接梁皆具 $\ell_n/h \leq 5.0$ 。
- (c) 所有連接梁之兩端應符合第18.7.2.5節之規定。

解說：

韌性耦合牆高長比之限制與伸展長度之要求係為促使連接梁藉由反復非彈性變形產生能量消散之機制。連接梁每端的牆之勁度與強度應足夠，以發展此預期行為。

18.7.10 施工縫

18.7.10.1 所有結構牆之施工縫，應符合第26.5.6節之規定，且其接觸面應按表22.9.4.2條件(b)之規定加以粗糙處理。

18.7.11 不連續結構牆

18.7.11.1 支承不連續結構牆之柱，其配筋應符合第18.4.5.6節之規定。

18.8 預鑄特殊結構牆

18.8.1 範圍

18.8.1.1 本節之規定適用於構成部分抵抗地震力系統之預鑄特殊結構牆。

18.8.2 一般規定

18.8.2.1 預鑄特殊結構牆應符合第18.7節之規定，惟第18.7.2.4節不適用於變形需求集中於板接頭之預鑄牆。

18.8.2.2 預鑄特殊結構牆使用無握裹後拉預力鋼腱時，雖其不符合第18.8.2.1節之規定，但經驗證可行者亦可使用。

解說：

實驗與分析研究 (Priestley等人 1999；Perez等人 2003；Restrepo 2002) 已展示，若干使用無握裹後拉預力鋼腱之預鑄結構牆型式，其雖不符合第十八章之規定但仍提供良好之耐震行為特性。對該類型之預鑄結構牆，不論其是否具有連接梁配置，ACI ITG-5.1提出如何建立設計方法以及如何透過分析與試驗加以驗證之流程。

ACI ITG-5.2針對某一類使用無握裹後拉預力鋼腱之預鑄特殊結構牆，其設計要求已按ACI ITG-5.1驗證可行。

18.9 橫隔板與桁架

18.9.1 範圍

18.9.1.1 本節適用於耐震結構中，構成部分抵抗地震力系統之橫隔板與集力構件。

18.9.1.2 第18.9.11節應適用於耐震結構中，以預鑄混凝土構材構築且構成部分抵抗地震力系統之橫隔板。

18.9.1.3 第18.9.12節應適用於耐震結構中，構成部分抵抗地震力系統之結構桁架。

解說：

建築物之橫隔板，如樓板與屋頂板，其為結構構材並提供下列全部或部分功能：

- (a) 支撐建築物構件 (如牆、隔間或帷幕牆)，該構件可抵抗水平力但並非當作抵抗地震力系統之一部分。
- (b) 傳遞側向力從作用點至建築物抵抗地震力系統之豎向構件。
- (c) 以適當的強度、勁度及韌性將建築物豎向抵抗地震力系統各元件連為一體，使建築物之反應如設計所預期者 (Wyllie 1987)。

18.9.2 設計力

18.9.2.1 橫隔板之設計地震力應依建築物耐震設計規範，使用適當之規定與載重組合求之。

解說：

屋頂及樓層橫隔板之地震設計力，通常並非直接按側向力分析所得之樓層力與樓層剪力計算而得。取而代之，由於認知地震之動力效應，個別樓層之橫隔板設計力係按樓層力作放大而得。橫隔板之剪力與彎矩即可藉上述力量並配合主控之載重組合來作設計。

集力構件之設計力可依使用修正因數 Ω_0 放大地震效應之載重組合求得。由於橫隔板需要傳遞集力構件之作用力，故此經 Ω_0 放大之設計力亦被用來計算局部橫隔板之剪力與彎矩需求，其剪力係由集力構件傳遞力而得，而彎矩係由集力構件之力偏心矩求得。

在地震之側力與位移作用下，大多數混凝土建築均會承受非線性之地震需求，但對樓層及屋頂橫隔板則擬限制非線性行為之產生。耐震設計係控制這些非線性行為侷限在已安排之豎向抵抗地震力系統中，並對事先選定之位置作耐震韌性配置。例如韌性抗彎矩構架之梁塑鉸，或結構牆基底與連接梁之撓曲塑鉸。若建築物橫隔板在側向抵抗構件間之跨度不長時，彈性之橫隔板行為不難達成。若建築物橫隔板之撓曲或剪力強度發生在豎向耐震構材降伏之前，設計者宜考慮增加橫隔板之強度。

對鋼筋混凝土橫隔板而言，ASCE/SEI 7第12.10.1節與第12.10.2節提供決定鋼筋混凝土橫隔板設計力之規定，對於預鑄混凝土橫隔板而言，ASCE/SEI 7第12.10.3節有適用之規定。

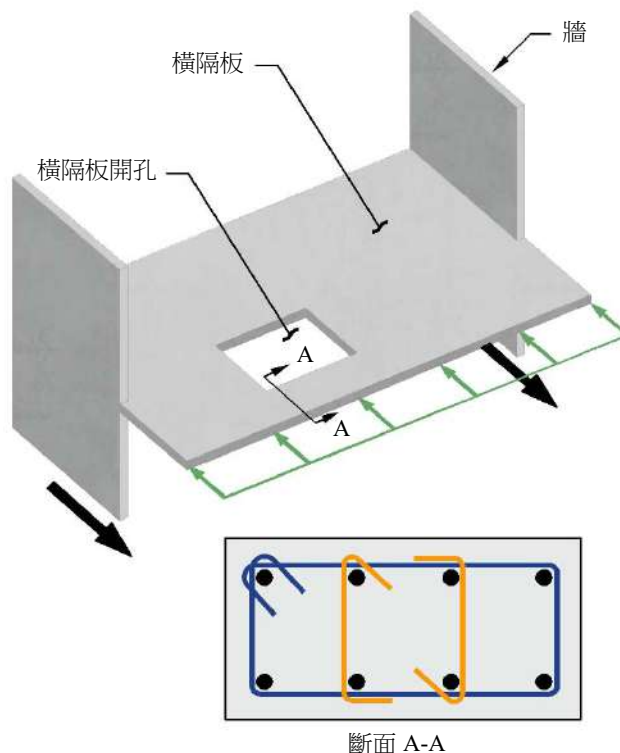
18.9.3 地震力傳遞路徑

18.9.3.1 所有橫隔板及其接合部應設計使其能傳遞力量至集力構件與抵抗地震力系統之豎向構件。

18.9.3.2 若結構橫隔板系統之構件，以承受軸向力為主，並用以傳遞開孔或不連續處之橫隔板剪力或彎矩時，其應符合第18.9.7.6節與第18.9.7.7節對集力構件之設計要求。

解說：

本節規定適用於開孔周邊、橫隔板邊緣或其他不連續處之類壓桿構件。圖R18.9.3.2即顯示其一案例。此類構件係承受地震軸向力並伴隨地震之彎矩及剪力或垂直重力作用。



圖R18.9.3.2 符合第18.9.3.2節要求之橫隔板並顯示符合第18.9.7.6節圍束需求之構材案例

18.9.4 合成場鑄上覆橫隔板

18.9.4.1 預鑄樓板或屋頂板系統上之合成場鑄上覆板，如滿足下列條件得視為結構橫隔板：

- (1) 上覆板須配置適當鋼筋。
- (2) 澆置上覆板時，已硬化混凝土表面須為清潔、無浮渣且經粗糙處理。

解說：

藉由黏合作用，預鑄樓板或屋頂板系統可用於提高束制以抵抗上覆板之挫曲。上覆板內之鋼筋則用來確保剪力傳遞通過預鑄板接合處時仍保有連續性。接合之要求係用以確保樓板系統之完整性及必需之剪力傳遞。

18.9.5 非合成場鑄上覆橫隔板

18.9.5.1 若將預鑄樓板或屋頂板系統上之非合成場鑄上覆板視為橫隔板時，得設計與配置使其能單獨傳遞全部之設計地震力。

解說：

場鑄上覆板若設計使能抵抗全部設計地震力，則其與預鑄樓板間之合成作用實無需要。

18.9.6 橫隔板之最小厚度

18.9.6.1 鋼筋混凝土板或合成上覆板作為傳遞地震力之橫隔板使用時，其最小厚度應不小於5 cm。置於預鑄樓板系統上之非合成場鑄上覆板，如作為傳遞設計地震力之橫隔板使用時，其最小厚度應不小於6.5 cm。

解說：

關於混凝土橫隔板最小厚度之規定，其係反映當前欄柵梁與格子板系統以及預鑄樓板與屋頂板系統合成上覆板之實務慣例。當上覆板與預鑄樓板系統無合成作用時，為傳遞設計地震力，其厚度宜適度加厚。

18.9.7 鋼筋

18.9.7.1 橫隔板最小鋼筋比須依照第24.4節之規定。對非後拉樓板與屋頂板系統而言，每一方向鋼筋之間距應不超過45 cm。預鑄樓板與屋頂板上之上覆板如使用銲接鋼線網用以抵抗剪力時，平行預鑄構材間接縫方向鋼線之中心間距應不小於25 cm。剪力筋應連續並均勻分布於剪力平面上。

解說：

橫隔板最小鋼筋比與第24.4節之溫度、收縮鋼筋比一致。剪力筋最大間距規定，旨在控制斜裂縫之寬度。第24.4.4.1節最小平均預力要求宜足以控制後拉樓板系統之裂縫寬度，因此最大鋼筋間距要求不適用在此系統。

預鑄樓板上之上覆板銲接鋼線網之最小間距要求，係避免鋼線於地震時斷裂。上覆板之裂縫發生在兩相鄰預鑄構材之邊界正上方，而通過這些裂縫之鋼線受到橫向鋼線之束制 (Wood等人 2000)。因此開裂引致之變形會局限在不超過橫向鋼線間距之範圍內。橫向鋼線最小間距 25 cm之規定旨在降低地震時穿過裂縫鋼線斷裂之可能性，上述規定不適用於採用鋼筋之橫隔板，因其應變可分配至一段較長之距離。

18.9.7.2 若使用握裹預力鋼筋以抵抗集力構件力、橫隔板剪力或撓曲拉力時，則應設計其在設計地震力下之應力不超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]。在有完整載重路徑下，非握裹預力鋼筋提供之預壓力得用以抵抗橫隔板之設計力。

18.9.7.3 用以抵抗集力構件力、橫隔板剪力或撓曲拉力之鋼筋，其伸展或續接應達 f_y 之拉力強度。

解說：

鋼筋之伸展與搭接係按第二十五章對受拉鋼筋之規定設計。如第25.4.10.2節所述，鋼筋伸展或搭接長度所發展之鋼筋應力不得小於 f_y ，亦即超量鋼筋之伸展長度折減係數不得使用。

18.9.7.4 鋼筋之機械式續接若用於抵抗地震力系統中傳遞橫隔板與豎向構件間之力量時，應採用第三類機械式續接。

18.9.7.5 集力構件之縱向鋼筋應設計確保在下述(a)或(b)的長度內之平均拉應力不超過 ϕf_y ，其中 f_y 值之上限為 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]。

(a) 集力構件端部與傳遞載重至垂直構件起始處之間的長度。

(b) 兩垂直構件之間的長度。

18.9.7.6 集力構件任一斷面之壓應力若超過 $0.2 f'_c$ ，應在構件全長配置符合第18.4.5.2(a)至(e)及第18.4.5.3節規定之橫向鋼筋，但第18.4.5.3(a)節中之間距限制應調整為集力構件最小尺度之1/3。橫向鋼筋之配置量應符合表18.9.7.6之規定。此特殊橫向鋼筋可在混凝土壓應力小於 $0.15 f'_c$ 之斷面處終止。

當設計力考量抵抗地震力系統中豎向構材超額強度效應而放大時，限制值 $0.2f'_c$ 應增加至 $0.5f'_c$ 而 $0.15f'_c$ 應增加至 $0.4f'_c$ 。

表 18.9.7.6 集力構件之橫向鋼筋

橫向鋼筋	適用表達式	
直線型閉合箍筋之 $A_{sh}/s_b c$	$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	
螺箍與圓形閉合箍筋之 ρ_s	取大值	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$

解說：

表20.2.2.4(a)允許在集力構件某些部分採用最大設計 $f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 之鋼筋，例如臨界斷面與鄰近斷面處，在此對集力構件之平均應力設限，係為控制橫隔板在集力構件長度上之裂縫。若集力構件以 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 進行設計，則即便使用 $f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 之鋼筋，可不必進行長度上之平均應力之計算。

於下列文獻中，例如NEHRP規定 (FEMA P750)、ASCE/SEI 7、2012 IBC以及Uniform Building Code (ICBO 1997)，橫隔板中集力構件之設計力係經 Ω_o 因數放大，此係考量抵抗地震力系統中豎向構材之超額強度效應。對大部分之混凝土結構而言，此放大因數 Ω_o 之值係介於2與3之間，其按耐震系統型式與選用之文獻而定。有文獻允許放大因數可按抵抗地震力系統中豎向構件所能發展之最大力量計算。

根據因數化力以線彈性模式及結構橫隔板全斷面性質計算之壓應力，可作為是否需加圍束鋼筋之指標。構材壓應力計算達 $0.2f'_c$ 、或依 Ω_o 放大設計力後計算達 $0.5f'_c$ 時，均可視為整體結構完整性與這些構材是否有能力承擔嚴苛之反復載重所引致顯著之壓力有關。因此這些構材宜配置橫向鋼筋，以提供混凝土與主筋足夠的圍束。

18.9.7.7 集力構件之縱向鋼筋在續接處與錨定處須符合下列(a)或(b)任一規定：

- (a) 鋼筋中心間距至少達3倍縱向鋼筋直徑，但不得小於4 cm，且混凝土淨保護層至少達2.5倍縱向鋼筋直徑，但不得小於5 cm。
- (b) 橫向鋼筋之面積 A_v 應至少大於 $0.2\sqrt{f'_c} b_w s / f_{yt}$ [$0.062\sqrt{f'_c} b_w s / f_{yt}$] 與 $3.5b_w s / f_{yt}$ [$0.35 b_w s / f_{yt}$]，但須符合第18.9.7.6節規定者，須按其規定。

解說：

本節之規定，旨在降低鋼筋曲屈之可能性並在續接與錨定鄰近區提供適當的鋼筋伸展條件。

18.9.8 撓曲強度

18.9.8.1 橫隔板或其中一部分承受撓曲時，其設計應按第十二章之規定。開孔之效應應加以考慮。

解說：

計算橫隔板撓曲強度之假設，與適用於牆、柱或梁構件者相同。橫隔板之撓曲與其他載重設計使用第5.3.1節中適用之載重組合，以考慮地震力與垂直力或其他載重組合之影響。

板開孔對撓曲與剪力強度之影響宜考慮，其包含評估開孔所造成之潛在臨界斷面。壓拉桿方法可適用於橫隔板開孔之設計。

早期設計實務假設結構橫隔板之設計彎矩，係全部由橫隔板兩相對弦梁之軸力所抵抗。此一理想化模型曾隱含於早期之規範版本中，但現行方法係假設所有符合第18.9.7節限制之縱向鋼筋，對橫隔板之撓曲強度均有貢獻。此一改變可降低集中於橫隔板邊緣處縱向鋼筋之需求面積，但這要求不宜被解釋為所有邊界鋼筋均可免除。

18.9.9 剪力強度

18.9.9.1 橫隔板之 V_n 應不超過下值：

$$V_n = A_{cv}(0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (18.9.9.1)$$

$$[V_n = A_{cv}(0.17\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)] \sqrt{f'_c}$$

預鑄樓板或屋頂板構材上以場鑄非合成上覆板當做橫隔板使用時， A_{cv} 須以非合成上覆板之厚度為準。但若以場鑄合成上覆板當做橫隔板使用時， A_{cv} 須採計合成上覆板與預鑄構材之總厚度。計算合成場鑄上覆橫隔板 V_n 所用之 f'_c 值，應不超過上覆板與預鑄構材 f'_c 值之小者。

18.9.9.2 橫隔板之 V_n 應不超過 $2.12\sqrt{f'_c} A_{cv}$ [$0.66\sqrt{f'_c} A_{cv}$]。

18.9.9.3 於場鑄非合成與合成上覆板內，且為相鄰預鑄構材間接縫之上方界面，其 V_n 應不超過下值：

$$V_n = A_{vf} f_y \mu \quad (18.9.9.3)$$

式中 A_{vf} 為上覆板內剪力摩擦鋼筋之總斷面積，其包含垂直預鑄系統接縫之分布與邊界鋼筋。摩擦係數 μ 取 1.0λ ，而 λ 係按第19.2.4節之規定。至少應有半數以上之 A_{vf} 鋼筋須均勻分布在潛在剪力面之長度內。上覆板內任一方向之分布鋼筋面積應符合第24.4.3.2節之規定。

18.9.9.4 於場鑄非合成與合成上覆板內，且為相鄰預鑄構材間接縫之上方界面，其 V_n 應不超過第22.9.4.4節之限制值，而 A_c 值之計算係以上覆板之厚度為準。

解說：

橫隔板剪力強度計算公式與細長結構牆相似，其均根據梁之剪力條款而得。 A_{cv} 為橫隔板之總斷面積，但不得超過板厚乘以板寬之值，此係等於視橫隔板為有效深梁時之總面積。式(18.9.9.1)中用以計算剪力強度之 ρ_t 值，其為垂直於橫隔板撓曲鋼筋之分布鋼筋。第18.9.9.2節規定了橫隔板之最大剪力強度。

對採用場鑄上覆板之橫隔板而言，其除符合第18.9.9.1節與第18.9.9.2節之規定外，仍宜滿足第18.9.9.3節與第18.9.9.4節之要求。由於預鑄樓板或屋頂板系統上之場鑄上覆板，會於相鄰預鑄構材間之接縫上產生沿接縫之收縮裂縫。所以第18.9.9.3節對上覆板要求界面剪力強度之查驗，其係根據剪力摩擦機制(Wood等人 2000)，並假設開裂面沿剪力作用方向在預鑄系統之接縫上產生，其如圖R22.9.4.3所示。於剪力摩擦模型中，對常重混凝土之摩擦係數值取 $\mu = 1.0$ ，此係考量收縮裂縫已出現之故。

上覆板內之分布與邊界鋼筋均可視為剪力摩擦鋼筋 A_{vf} 。於前版規範中，橫隔板之邊界鋼筋亦被稱為弦材鋼筋。雖然橫隔板之邊界鋼筋亦用於抵抗撓曲與軸力作用，但在拉力區剪力摩擦抗阻之損失，可由壓力區剪力摩擦抗阻之增量來補償。因此，不必將邊界鋼筋抵抗摩擦剪力之鋼筋需求量，與邊界鋼筋抵抗撓曲與軸力作用之鋼筋需求量作疊加之設計。上覆板內分布鋼筋宜至少貢獻一半之標稱剪力強度。在設計上假設，預鑄構材接合部對橫隔板內上覆板之剪力強度沒有貢獻。

第18.9.9.4節對橫隔板內上覆板之最大剪力摩擦強度作了限制。

18.9.10 施工縫

18.9.10.1 橫隔板中所有施工縫應符合第26.5.6節之規定，且其接觸面應予粗糙化，如表22.9.4.2條件(b)之規定。

18.9.11 預鑄混凝土橫隔板

18.9.11.1 不符合第18.9.4節規定之具合成上覆板預鑄混凝土橫隔板與集力構件，以及無上覆預鑄混凝土橫隔板，若符合預鑄混凝土橫隔板耐震設計規範，仍准許使用。場鑄非合成上覆橫隔板應符合第18.9.5節與第18.9.6節之規定。

18.9.11.2 用於構築符合第18.9.11.1節之預鑄混凝土橫隔板之接頭處接合部與鋼筋應按預鑄混凝土橫隔板耐震認可規範之規定加以測試。

18.9.11.3 接頭處接合部與鋼筋資料不應用於設計比當初用於預鑄混凝土橫隔板耐震認可規範合格試驗具更大施工誤差之接頭細節。

解說：

預鑄混凝土橫隔板耐震設計規範可參考ACI 550.5，預鑄混凝土橫隔板耐震認可規範可參考ACI 550.4。ACI 550.5提供預鑄混凝土橫隔板設計要求，其接合部性能已經ACI 550.4試驗驗證。ACI 550.5允許接合部定位與完工之最大誤差為13 mm，一般施工方法難以達成此精度。第26.13.1.3節要求對預鑄混凝土橫隔板接合部進行連續檢驗，以驗證施工之適當性，且所有接合部誤差皆不超過13 mm。ACI 550.4之試驗不宜用於推斷較大誤差之使用。

按第十八章設計之上覆預鑄混凝土樓板需仔細考量支承條件，以驗證預鑄混凝土構材具足夠之支承長度以容納預期之位移，以及具足夠之能力以容納梁支承與構材間之相對旋轉 (Henry等人2017)。

18.9.12 結構桁架

18.9.12.1 結構桁架構件任一斷面之壓應力若超過 $0.2f'_c$ ，應在構件全長配置符合第18.4.5.2節、第18.4.5.3節、第18.4.5.7節以及表18.9.12.1所規定之橫向鋼筋。

表 18.9.12.1 結構桁架之橫向鋼筋

橫向鋼筋	適用表達式		
直線型閉合箍筋之 A_{sh}/sb	取大值	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
螺箍與圓形閉合箍筋之 ρ_s	取大值	$0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

18.9.12.2 結構桁架構件之所有連續鋼筋伸展或續接應達 f_y 之拉力強度。

解說：

橫向鋼筋 A_{sh} 公式係要求等效柱在外殼混凝土剝落後仍確保其抗壓能力。

18.10 基礎

18.10.1 範圍

- 18.10.1.1 於耐震結構，對抵抗地震力之基礎或傳遞結構地震力至大地之基礎，其設計應符合本節之規定。
- 18.10.1.2 使用本節有關基樁、鑽掘式基樁、沉箱、與觸地板等規定時，應增補其他適用規範之設計與施工準則，並包含第1.5.6節之規定。

解說：

支撐耐震建築物之基礎的設計規定，係對混凝土基礎設計及細部提供符合優良實務慣例之最低要求。鑑於基礎修補困難及費用昂貴，故在強烈地震作用下，期望基礎構材基本保持彈性。達成此目標之方法，包括設計基礎時，考慮相較於上部結構體之超額強度因子或放大地震設計力，或比較強度與非線性反應歷時分析所預測之需求，該需求之分析宜適當考慮需求之不確定性 (Klemencic et al. 2012)。

18.10.2 基腳、筏基與樁帽

- 18.10.2.1 抵抗地震力之柱與結構牆之縱向鋼筋，應延伸入基腳、筏基或樁帽，其深度應使交接面之縱向鋼筋能充分發展其拉力。
- 18.10.2.2 柱設計假設固接於基礎時，應符合第18.10.2.1節之規定，抵抗彎矩之縱向鋼筋，若須設置彎鉤，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。
- 18.10.2.3 柱或結構牆邊界構材，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18.4.5.2節至第18.4.5.4節之橫向鋼筋，此橫向鋼筋應延伸入基腳、筏基板或樁帽至少一個伸展長度，此長度之計算應使柱或邊界構材之縱向鋼筋能發展其拉力 f_y 之值。
- 18.10.2.4 地震效應如使特殊結構牆邊界構材或柱產生拉力，應於基腳、筏基或樁帽上層配置彎矩鋼筋以抵抗因數化載重組合之彎矩，其鋼筋量應不小於第7.6.1節或第9.6.1節之規定。
- 18.10.2.5 使用結構純混凝土於基腳或地下室牆須符合第14.1.4節之規定。
- 18.10.2.6 配置斜樁之情況下，樁帽應設計能抵抗視斜樁為短柱時所能產生之所有抗壓強度。若樁周圍部分土壤軟弱不足以提供側撐，或在空氣中或水中，斜樁之長細效應必須考慮。

解說：

試驗 (Nilsson 與 Losberg 1976) 已證明埋入基腳、板或梁 (T接頭或L接頭) 之抗彎矩構材宜將其彎鉤往內彎向構材中心軸，使接頭能夠抵抗彎矩構材所傳遞之彎矩。若基礎深度允許柱縱向鋼筋以直線伸展加以錨定，則為施工目的額外設置之彎鉤，其自由端不須指向柱中心。

柱或邊界構材支承於基礎之位置如太靠近基礎之邊緣，例如當其靠近建築線常發生之情況，宜注意配筋之細部以避免基腳、樁帽或筏基板之邊緣破壞。

本節之目的係強調，除其他必要之鋼筋外，基腳、筏基與樁帽之上層鋼筋亦可能有配置之需要。

屬耐震建築物之基礎及地下室牆宜配置鋼筋。

相較於垂直樁，斜樁通常在地震中引致較高之側向力。斜樁與建築物之基礎接觸點發生過顯著之結構破壞。樁帽與其附近之結構體宜以斜樁所能產生之強度為作用力來設計。

18.10.3 地梁與觸地板

解說：

就耐震情況而言，觸地板（土壤支承之板）常為側向力抵抗系統之一部分，因此設計時宜符合本規範及其他適當標準或設計指針之規定（參見第1.5.7節）。

18.10.3.1 地梁及筏式基礎中的梁承受柱所傳遞之彎矩，而柱係抵抗地震力系統之一部分時，該梁之設計應符合第18.3節之規定。

18.10.3.2 地面板於承受抵抗地震力系統中牆或柱所傳遞之面內地震力時，其設計應符合第18.9節橫隔板之規定。設計圖說應詳細指明該板係結構橫隔板，並為抵抗地震力系統之一部分。

解說：

地梁抵抗柱因地震引起之彎矩時，其宜具有與基礎以上構架中梁之相同配筋細節。

地面板常當做橫隔板，使建築物在基礎面連為一體，並降低於建築基礎面不同步地震輸入之效應。設計圖說應指明此板乃結構構材，以避免此板之鋸切加工破壞。

18.10.4 基礎耐震繫材

18.10.4.1 除非能說明其他方法可提供等效束制，個別樁帽、墩基或鑽掘墩基應以基礎耐震繫材在正交方向上彼此相連。

18.10.4.2 個別位於軟弱地盤之基腳應以基礎耐震繫材相互連接。

18.10.4.3 除非能說明可藉由下述(a)、(b)、(c)或(d)之方法提供等效之束制，基礎耐震繫材應具受拉與受壓設計強度至少為 $0.1S_{Ds}$ 乘以樁帽或柱因數化靜載重加上因數化活載重之大值。

(a) 觸地板內之鋼筋混凝土梁。

(b) 鋼筋混凝土觸地板。

(c) 堅硬岩層、硬黏性土壤或高密度粒狀土壤所提供之圍束。

(d) 其他由建築主管單位核准之方法。

18.10.4.4 地梁設計做為樁帽間或基腳間之水平基礎耐震繫材時，應配置連續縱向鋼筋，該鋼筋應在被支承柱內或超過被支承柱另一端外具充足之伸展長度。在不連續端，該縱向鋼筋則應錨定在樁帽或基腳內。該地梁應符合下述(a)與(b)：

(a) 地梁斷面最小尺寸應等於或大於被連繫柱間淨跨度之 $1/20$ ，但不必超過45 cm。

(b) 應配置閉合箍筋，間距不得超過斷面最小尺寸之 $1/2$ 及30 cm。

解說：

基礎耐震繫材宜充分地連結各基礎使其成一體作用，且宜加以設計以降低個別柱或繫材相對於基礎之移動，對於需要深基礎之軟弱土層或有液化可能之土層，前述之設計考量是必要的。

基腳間繫材宜與樁帽間之繫材具相同之特性。

最低基礎耐震繫材設計強度要求係基於因數化靜載重加活載重乘以一個比例，最低強度要求提供基礎構件間最低之連結，若經證實具等效於最低繫材設計強度，則其他種類之束制方式亦可使用。繫梁所需之設計強度需至少等於 $0.1S_{Ds}$ 乘以繫梁各端較大作用力，而該力視情況可能源自柱或樁帽。

18.10.5 深基礎

18.10.5.1 本節適用於下列型式之深基礎

- (a) 無套管場鑄混凝土鑽掘或螺旋基樁
- (b) 金屬套管混凝土基樁
- (c) 混凝土填充管基樁
- (d) 預鑄混凝土基樁

解說：

承受地震力之基樁與鑽掘墩基，如欲具有良好之行為，除符合本節規定之外，亦宜符合其他可適用之標準與指針（參見第1.5.6節解說）。

18.10.5.2 抵抗拉力之基樁、墩基或鑽掘墩基，應在其長度上配置連續縱向鋼筋以抵抗設計拉力。

18.10.5.3 基樁周圍之土壤無法提供側向支撐以避免挫屈之部分，或在水中或空氣中之部分，沿未支撐範圍內應提供符合第18.10.5.7節至第18.10.5.10節規定之最少縱向與橫向鋼筋。

解說：

縱向與橫向鋼筋配置之最小樁長係基於土壤能提供側向支撐之假設，對於位於地面上之樁，一般在空氣中或水中，或位於無法提供側向束制之土壤中，則宜增加配置鋼筋之最小樁長，且該構材宜以柱子設計之。

地震中基樁在不連續點（例如高勁度與軟弱土層介面）可能受到顯著之撓曲與剪力需求，此區域之基樁宜配置橫向鋼筋以確保韌性行為。在決定須配置較多橫向鋼筋之樁區域時，通常會將該區域擴大，以考慮打擊樁尖最後擊入深度、場鑄基樁貫入承載層深度以及高勁度與軟弱土層交界面深度可能之變異。

18.10.5.4 深基礎構材之閉合箍筋、螺箍筋與箍筋終止端應為耐震彎鉤。

18.10.5.5 深基礎若經分析證明於大地震下保持彈性，且經特殊結構審查核可，則橫向鋼筋之圍束需求可適當予以放寬。

解說：

本規範規定深基礎於大地震作用下可能降伏之區域須配置密集箍筋，使深基礎具足夠之韌性，惟若基礎採放大地震力進行設計，且基礎受力之分析適當考量基礎與土壤之互制行為，可預期基礎在大地震下保持彈性，且經特殊結構審查核可，橫向鋼筋之圍束需求可適當予以放寬。

18.10.5.6 混凝土基樁、墩基或鑽掘墩基以及基礎繫材，如僅支承一或二層承重牆構造時，可免除第18.10.5.3節至第18.10.5.4節對橫向鋼筋之要求。

18.10.5.7 無套管場鑄混凝土鑽掘或螺旋基樁或墩基

18.10.5.7.1 無套管場鑄混凝土鑽掘或螺旋基樁或墩基應按分析需要以及表 18.10.5.7.1 之規定配置鋼筋。

表 18.10.5.7.1 無套管場鑄混凝土鑽掘或螺旋基樁或墩基最少量鋼筋

最少量鋼筋		第一與二類地盤	第三類地盤
最小縱向鋼筋比 (鋼筋最少數量)		0.005 (鋼筋最少根數按第10.7.3.1節規定)	0.005 (鋼筋最少根數按第10.7.3.1節規定)
最小配置鋼筋樁長		下述(a)至(d)最大長度 (a) 1/2樁長 (b) 305 cm (c) 3倍樁直徑 (d) 樁撓曲長度：樁帽底部至樁斷面之 $0.4M_{cr}$ 超過 M_u 之距離	基樁全長，除[1]或[2]規定外。
橫向圍束鋼筋區域	區域長度	自樁帽底部起3倍樁直徑	自樁帽底部起7倍樁直徑
	橫向鋼筋種類	對 ≤ 50 cm 直徑之基樁，最小D10閉合箍筋或10 mm直徑之螺箍筋 對 > 50 cm 直徑之基樁，最小D13閉合箍筋或13 mm直徑之螺箍筋	
		按第18.4.5.2節之規定	
	橫向鋼筋間距與用量	依第18.4.5.3節之規定但不少於表18.4.5.4(e)需求之一半	依第18.4.5.3節之規定但不少於表18.4.5.4(e)需求之量
其他有配置鋼筋區域之橫向鋼筋	橫向鋼筋種類	對 ≤ 50 cm 直徑之基樁，最小D10閉合箍筋或10 mm直徑之螺箍筋 對 > 50 cm 直徑之基樁，最小D13閉合箍筋或13 mm直徑之螺箍筋	
		按第18.4.5.2節之規定	
	橫向鋼筋間距與用量	間距不應超過下述(a)至(c)之最小值。 (a) 12倍縱向鋼筋直徑 (b) 1/2 樁直徑 (c) 30 cm	

[1] 對於充分埋入堅實土壤或岩石之基樁而言，鋼筋得在樁尖以上一段距離處終止，該距離應為樁長之5%與在岩石或堅實土壤中長度之33%之較小值。

[2] 除提供沿全長上配置之最少撓曲鋼筋之作法外，深基礎構件亦可設計能抵抗地震動與結構反應所施加之最大曲率。該曲率應包含根據土壤-基礎-結構互制加以修正之自由場土壤應變，該土壤-基礎-結構互制應考慮由結構傳遞至基礎之地震力所造成之基礎構件變形。最小配置鋼筋樁長不應小於第一與二類地盤之要求。

解說：

本節規定的縱向與橫向鋼筋需求可確保構材能承擔地震中產生之地表變形需求。

當基樁受到顯著上拔力時，分析所得之縱向鋼筋所需配置長度可能超過最小配置鋼筋樁長規定。

樁頂需要橫向鋼筋以於撓曲降伏可能產生處提供具韌性之性能。於第一與第二類地盤中，使用等於特殊抗彎矩構架柱一半的橫向鋼筋是可以被接受的，因為堅硬之土層提供某種程度之圍束。對於第三類地盤而言，則必須使用等於柱全部的圍束箍筋量，因土層可能會液化，或不夠堅硬以致於不能被視為能提供圍束作用。

本節所稱之第一與第二類地盤為工址（含台北盆地區域）地表面下30 m 內之土層平均剪力波速 $V_{S30} \geq 180$ m/s， $V_{S30} < 180$ m/s則歸屬本節所稱之第三類地盤。

18.10.5.7.2 最少縱向與橫向鋼筋應按表 18.10.5.7.1 之規定，自樁頂起沿最小配置鋼筋樁長配置。

18.10.5.7.3 縱向鋼筋應在基樁之撓曲長度外延伸至少一個受拉伸展長度，根據表 18.10.5.7.1，撓曲長度定義為自樁帽底至 $0.4M_{cr} > M_u$ 之距離。

解說：

鋼筋應自純混凝土不足以抵抗因數化彎矩之點再向外延伸 l_d 之距離。

18.10.5.8 金屬套管混凝土基樁

18.10.5.8.1 縱向鋼筋規定與最小配置鋼筋樁長應與第 18.10.5.7 節無套管混凝土基樁之規定一樣。

18.10.5.8.2 金屬套管混凝土基樁應有厚度不小於 1.9 mm、螺旋銲接之金屬套管，該金屬套管應適當加以保護，以避免土壤物質、水位改變、或現地鑽探資料指出之其他因素所導致之有害影響。

解說：

具所指定管壁厚度之螺旋銲接金屬套管，可提供等同於無套管混凝土基樁所需閉合箍筋或螺箍筋之圍束效果，因此消除了圍束箍筋之需求。

18.10.5.9 混凝土填充管基樁

18.10.5.9.1 混凝土填充管基樁應於樁頂有至少 $0.01A_g$ 總面積之縱向鋼筋，該縱向鋼筋在樁內應有一最小長度，等於兩倍應埋入樁帽長度，但不小於鋼筋受拉伸展長度。

解說：

對於上拔之抵抗力而言，在決定基樁之錨定時，宜忽略混凝土與鋼管之間之握裹。混凝土收縮對握裹是不利的，因此收縮宜被控制，或宜考慮其他傳力方法，例如擴頭錨釘或樁表面不規則。樁頂之鋼筋宜延伸入樁帽中，以連結各構材，且協助力量傳遞入樁帽。

18.10.5.10 預鑄混凝土基樁

18.10.5.10.1 對於預鑄混凝土打擊基樁而言，橫向鋼筋配置長度應足夠，以能因應樁尖最後擊入深度可能之變異。

解說：

在規劃預鑄混凝土打擊樁之鋼筋細部時，需要考慮樁尖最後擊入深度可能與設計圖說之位置有所不同。如樁停止在較淺之深度無法繼續擊入，則樁須截除之長度可能變長。此種情況如未事先預知，截除後配置橫向鋼筋之範圍所剩之長度可能不符本節要求。

18.10.5.10.2 預鑄非預力混凝土基樁應符合下述(a)至(d)以及表 18.10.5.7.1 關於無套管場鑄混凝土鑽掘或螺旋基樁之規定。

(a) 最小縱向鋼筋比應為 0.01。

- (b) 對於樁徑 ≤ 50 cm 之基樁，縱向鋼筋應被最小 D10 閉合箍筋或 10 mm 直徑之螺箍筋圍繞，對於樁徑 > 50 cm 之基樁，縱向鋼筋應被最小 D13 閉合箍筋或 13 mm 直徑之螺箍筋圍繞。
- (c) 橫向鋼筋在從樁帽底起算 3 倍最小斷面尺度之區域內，其間距不應超過 8 倍最小縱向鋼筋直徑與 15 cm 之較小值。
- (d) 沿基樁全長內，橫向鋼筋間距不應超過 15 cm。

18.10.5.10.3 預鑄預力混凝土基樁應符合下述(a)至(e)之規定，且韌性基樁區域應定義自樁帽底至曲率為零之點再加上 3 倍最小基樁尺寸，但不小於 10.65 m，若在土壤中之總樁長等於或小於 10.65 m，則應取基樁全長為韌性基樁區域。

- (a) 在韌性基樁區域，螺箍筋或閉合箍筋心到心之間距不應超過 0.2 倍最小基樁尺寸、6 倍縱向鋼絞線直徑與 15 cm 之最小值。
- (b) 螺箍筋續接應採完整一圈之搭接、銲接或使用機械式續接。若螺箍筋採搭接，則螺箍筋末端應具耐震彎鉤，竹節鋼筋之機械式續接與銲接應符合第 25.5.7 節之規定。
- (c) 若橫向鋼筋由螺箍筋或圓形閉合箍筋所構成，則韌性基樁區域內之橫向鋼筋體積比 ρ_s 應不小於式(18.10.5.10.3a)計算所得或式(18.10.5.10.3b)更精確計算所得之值，所需之體積比可透過內圈與外圈螺箍筋來提供。

$$0.2 \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (18.10.5.10.3a)$$

$$0.06 \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(2.8 + \frac{2.3P_u}{f'_c A_g} \right) \quad (18.10.5.10.3b)$$

其中 f_{yt} 不應大於 7,000 kgf/cm² [690 MPa]

- (d) 在韌性基樁區域之外，螺箍筋或閉合箍筋之體積比應不小於韌性基樁區域所需用量之半，且最大間距應符合表 13.4.5.6(b)之規定。
- (e) 若橫向鋼筋由矩形閉合箍筋或繫筋所構成，則韌性區域之橫向鋼筋總斷面應取式(18.10.5.10.3c)與(18.10.5.10.3d)之大值，閉合箍筋與繫筋應採不小於 D10 之竹節鋼筋，矩形閉合箍筋端部應以耐震彎鉤終止於轉角處。

$$A_{sh} = 0.3 \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1.0 \right) \left(0.5 + \frac{1.4P_u}{f'_c A_g} \right) \quad (18.10.5.10.3c)$$

$$A_{sh} = 0.12sb_c \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left(0.5 + \frac{1.4P_u}{f'_c A_g} \right) \quad (18.10.5.10.3d)$$

其中 f_{yt} 不應大於 7,000 kgf/cm² [690 MPa]

解說：

過去地震所觀察到之破壞以及對基樁需求計算值精確性之質疑，催生了基樁潛在降伏區域圍束鋼筋之規定，所需之圍束鋼筋之目的在於提供結構適當之韌性容量 (Sritharan 等人2016)。

18.10.5.10.4 預鑄預力混凝土基樁受地震側向力與軸力聯合作用下之最大因數化軸力不應起

過下述值

(a) 方形基樁： $0.2A_g f_c'$

(b) 圓形或八角形基樁： $0.4A_g f_c'$

解說：

限制預鑄預力混凝土基樁中之軸力載重以預防混凝土保護層在基樁斷面經歷撓曲開裂前產生剝落，此過早剝落會使基樁產生顯著之抵抗力損失 (Sritharan 等人2016)。

18.10.6 基樁、墩基與鑽掘墩基之錨定

18.10.6.1 基樁、墩基或鑽掘墩基中抵抗拉力載重之縱向鋼筋應設計能在樁帽內將拉力傳遞至被支承之結構構材。

解說：

需要建立樁帽中之傳力路徑，以便將柱或邊界構材主筋中之拉力傳入樁帽，並傳遞至基樁或鑽掘墩基之鋼筋。ASCE/COPRI基樁與碼頭耐震設計標準(61-14)提供各種型式之基樁與樁帽接合部例子。

18.10.6.2 混凝土基樁與混凝土填充管基樁與樁帽之連接，應將基樁鋼筋埋入樁帽一個伸展長度之距離，或使用現場施工錨定於混凝土基樁之插接筋。對於竹節鋼筋而言，若基樁受壓，則應使用受壓伸展長度。若有上舉，則應使用受拉伸展長度，且不可使用超量鋼筋來折減伸展長度。

解說：

伸展長度按第二十五章之規定決定之，其中如第25.4.10.2節所規定，伸展長度不可因計算所得之應力小於 f_y 而加以折減。基樁縱向鋼筋需於樁帽內完全伸展，係為確保樁與樁帽接合部之容量等於或超過樁斷面強度。

18.10.6.3 當地震引起之拉力由樁帽或筏基傳遞至預鑄樁時，如傳遞之方法係採用鋼筋，由樁頂灌漿或後置植入，此灌漿系統應以實驗證明能至少發展出鋼筋之 $1.25f_y$ 。

解說：

在預鑄混凝土樁頂留洞灌漿植插接筋，通常要用試驗方法驗證鋼筋能發展其強度。另種做法，鋼筋可澆注在基樁之上面部分內，將來鑿除混凝土後，再以機械式或鉚接對鋼筋延伸部分作續接。

18.11 非抵抗地震力系統之構材

18.11.1 範圍

18.11.1.1 在耐震結構物中，設定為非抵抗地震力系統之構材應按本節規定。

18.11.2 設計反應

18.11.2.1 對設定為非抵抗地震力系統之構材，應以設計地震位移 δ_u 伴隨同時作用之包括垂直地震力之第5.3節重力載重組合情況作評估。

解說：

本節規定適用於耐震結構物。對其要求所有設計為非抵抗地震力系統之構材，在設計地震位移條件下需要提供對應重力以及垂直地震效應之承載能力。針對混凝土結構，本節規定適用於承受重力載重系統中之柱、梁、板及牆墩。

第二章定義了設計位移。結構分析模型宜儘可能反應混凝土開裂、基礎柔度、樓板及屋頂層橫隔板變形等效應，以保守決定設計地震位移量。

第18.11節條款係確保設計地震位移作用下，柱、梁、板、牆墩藉由提供足夠圍束與剪力強度，發揮韌性撓曲降伏強度。

18.11.3 場鑄梁、柱與接頭

- 18.11.3.1 場鑄梁、柱與接頭，應視在設計地震位移 δ_u 下構材引致之彎矩與剪力大小，按第18.11.3.2節或第18.11.3.3節之規定設計。當 δ_u 之效應未予確實檢核時，則構材應按第18.11.3.3節規定設計。
- 18.11.3.2 若引致之彎矩及剪力，不大於構材之設計彎矩強度及設計剪力強度時，應按(a)至(d)規定設計之。
- 梁須符合第18.3.3.1節之規定。梁全長內須配置橫向鋼筋且其間距不得大於 $d/2$ 。若因數化軸力超過 $A_g f_c' / 10$ 時，橫向鋼筋應為符合第18.4.5.2節規定之閉合箍筋，且其間距不應超過最小被圍繞縱向鋼筋之 $6d_b$ 與 15 cm 之較小值。
 - 柱應符合第18.4.4.1節及第18.4.6節之規定。符合第25.7.3節之螺箍筋或符合第25.7.4節之閉合箍筋應沿柱全長上配置，其間距不應超過最小被圍繞縱向鋼筋之 $6d_b$ 與 15 cm 之較小值。距每一接頭面按第18.4.5.1節定義之 l_o 範圍內，應配置符合第18.4.5.2節(a)至(e)之橫向鋼筋。
 - 柱由因數化重力載重所求得之軸力大於 $0.35P_o$ 時，應符合第18.11.3.2(b)及第18.4.5.7節之規定；且柱全長內，對直線型閉合箍筋而言，應至少配置表18.4.5.4表達式(a)與(b)之較大值之半，對螺箍筋或圓形閉合箍筋而言，應至少配置表18.4.5.4表達式(d)與(e)之較大值之半，且應配置於距每一接頭面按第18.4.5.1節定義之 l_o 範圍內。
 - 接頭應符合第十五章之規定。
- 18.11.3.3 若引致之彎矩或剪力，大於構架構材之 ϕM_n 或 ϕV_n 時，或所引致之彎矩或剪力未計算時，則應符合(a)至(d)之規定：
- 材料性質、機械式續接與銲接式續接應符合第18.2.5節至第18.2.8節對特殊抗彎矩構架之規定。
 - 梁應符合第18.11.3.2(a)與第18.3.5節之規定。
 - 柱應符合第18.4.4節、第18.4.5節與第18.4.6節之規定。
 - 接頭應符合第15.3.1.2節、第15.3.1.3節、第18.5.2.2節與下述(d1)至(d3)之規定。
 - 相接於接頭且產生接頭剪力之梁，若其深度超過兩倍柱深，應按第二十三章規定，以壓拉桿方式進行接頭之分析與設計，惟按第二十三章所得之設計接頭強度不應超過按第15.4.2節計算之 ϕV_n 。
 - 於接到接頭最深梁之高度範圍內，若柱縱向鋼筋為 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]，接頭橫向鋼筋之間距 s 應不超過柱最小縱向鋼筋之 $8d_b$ 、20 cm 與最小柱斷面尺寸一半之最小值；若柱縱向鋼筋為 $f_y = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$ [490 MPa]，接頭橫向鋼筋之間距 s 應不超過柱最小縱向鋼筋之 $7d_b$ 、17 cm 與最小柱斷面尺寸一半之最小值；若柱縱向鋼筋為 $f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa]，接頭橫向鋼筋之間距 s 應不超過柱最小縱向鋼筋之 $6d_b$ 、15 cm 與最小柱斷面尺寸之一半之最小值。

- (d3) 當梁上層縱向鋼筋含終止於接頭之擴頭竹節鋼筋，該接頭之柱應向接頭之上延伸至少一個接頭深度 h 之距離。或者，應以額外接頭垂直鋼筋圍住梁鋼筋以提供接頭上面等效之圍束。

解說：

場鑄梁與柱構材，在因數化重力載重與設計地震位移聯合影響下超過設計強度時，或未分析設計地震位移之效應時，皆有可能產生降伏。橫向鋼筋與剪力強度之需求，視構材種類及設計地震位移下構材是否降伏而定。

對於梁深顯著大於柱深之接頭而言，接頭角落間之對角壓桿效率可能較低，因此規範要求梁深超過兩倍柱深之接頭以第二十三章壓拉桿方法設計之。

(d3)條文係指利用擴頭竹節鋼筋將梁鋼筋終止於膝接頭 (knee joint) 內。這種接頭需要於接頭上面圍束擴頭梁筋。此圍束能由以下任一方法提供(a)柱於接頭上方延伸或(b)除柱縱向鋼筋外，以額外之垂直鋼筋圍繞梁上層鋼筋並向下延伸入接頭。接頭垂直鋼筋之細部配置準則與設計建議可參見ACI 352R。

18.11.4 預鑄梁與柱

18.11.4.1 預鑄混凝土構架之構材 (含接頭)，若設為非抵抗側向力時，應滿足(a)至(d)之規定：

- (a) 滿足第18.11.3節規定。
- (b) 按第18.11.3.2(b)節規定，於柱全長配置箍筋，包括梁深度範圍。
- (c) 按第4.10節配置結構整體性之鋼筋。
- (d) 梁端支承長度，至少較按第16.2.6節所計算之長度再增加5 cm。

解說：

本節根據1994年北嶺地震中預鑄混凝土重力承載系統之破壞原因，建議構材設計方式。柱宜於全長範圍配置箍筋；非抵抗地震力之構架構材宜相互緊繫；且梁端宜加長支承長度以維持震動過程中垂直承載系統之完整性。對梁端支承長度要求5 cm 之增量，係對4 %樓層位移比及梁深125 cm作假定，其對耐震結構所預期地表震動應屬保守。除此之外，第18.11.3節對場鑄結構之要求如有適用者，設定為非抵抗側向力之預鑄混凝土構材亦宜滿足相關規定。

18.11.5 板柱接頭區

18.11.5.1 無梁雙向板之板柱接頭區，若有下述情形時，應對第22.6.4.1節所定義之板臨界面，提供符合第18.11.5.3節以及第8.7.6節或第8.7.7節所規定之板剪力鋼筋。

- (a) $\Delta_x/h_{sx} \geq 0.035 - (1/20)(v_{uv}/\phi v_c)$ 之非預力板。
- (b) $\Delta_x/h_{sx} \geq 0.040 - (1/20)(v_{uv}/\phi v_c)$ 之無握裹後拉預力板，且每一方向之 f_{pc} 符合第8.6.2.1節之規定。

用以評估 v_{uv} 之載重組合應只包含具 E 者， Δ_x/h_{sx} 之值應取為板柱接頭上下緊鄰樓層之較大值， v_c 應按第22.6.5節之規定計算，對無握裹後拉預力板而言，計算 v_c 所使用之 V_p 值應取為零。

18.11.5.2 若符合下述(a)或(b)，則可不必符合第18.11.5.1節之剪力鋼筋規定：

(a) $\Delta_x/h_{sx} \leq 0.005$ 之非預力板

(b) $\Delta_x/h_{sx} \leq 0.01$ 之無握裹後拉預力板，且每一方向之 f_{pc} 符合第8.6.2.1節之規定。

18.11.5.3 板剪力鋼筋應於板之臨界斷面提供剪力強度 $v_s \geq 0.93\sqrt{f'_c}$ [$v_s \geq 0.29\sqrt{f'_c}$]，且應自鄰接板臨界斷面之支承面延伸至少4倍板厚。

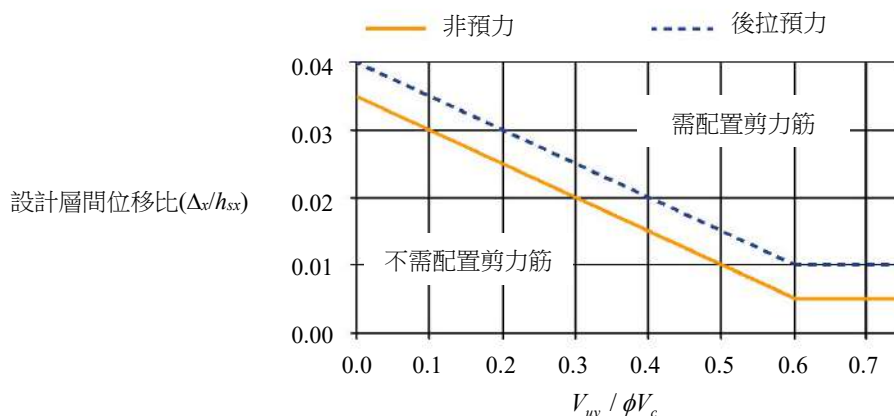
解說：

本節對剪力鋼筋之規定，係避免在設計樓層位移比超過規定值時，板柱接頭區可能之穿孔剪力破壞。

依據文獻 (Megally與Ghali 2002；Moehle 1996；Kang與Wallace 2006；Kang等人2007)，可省略彎矩計算工作，此係指利用結構物層間變位比及重力與垂直地震力所引致之剪應力，不必考慮板臨界斷面之彎矩傳遞，即可確認產生穿孔剪力破壞之可能性，圖R18.11.5.1顯示非預力與無握裹後拉預力板柱接頭區之規定。為滿足前述規定可採用增加樓板剪力鋼筋、增加板厚度、變更設計以降低設計層間變位角或為前述方法之組合等方式。

若使用柱冠、柱頭板、剪力帽蓋或其他可改變板厚之方式，宜按第18.11.5節規定檢核所有可能臨界斷面。檢核方式依第22.6.5.1節規定。

後拉預力板柱接頭區之每一方向 f_{pc} 不符合第8.6.2.1節之規定時，可被設計為符合第8.2.3節之非預力板柱接頭區。



圖R18.11.5.1 圖示18.11.5.1之要求

18.11.6 牆墩

18.11.6.1 牆墩被設定為非抵抗地震力系統者，應符合第18.7.8節規定。對一般建築規範對抵抗地震力系統之超額強度有規定者，其設計剪力得為設計地震位移 δ_u 作用下所引致之剪力，與超額強度因子 Ω_o 之乘積。

解說：

由於第18.7.8節要求依據第18.4.6.1節計算之設計剪力，在某些案例中會出現異常過大之結果。取而代之的作法為，將牆墩在設計地震位移 δ_u 作用下所引致之剪力，與超額強度因子相乘後，當作牆墩之設計剪力。超額強度因子 Ω_o 可使用「樓層極限層剪力強度」除以「樓層設計層剪力」之比值，亦可使用在FEMA P749、ASCE/SEI 7和2012 IBC規範中所規定之超額強度因子 Ω_o 來滿足本節規定。

第十九章 混凝土：設計與耐久性要求

19.1 範圍

19.1.1 本章適用於混凝土之：

- (a) 設計使用性質。
- (b) 耐久性要求。

19.1.2 本章適用於依第19.4節握裹鋼腱灌漿之耐久性要求。

19.2 混凝土設計性質

19.2.1 規定抗壓強度

19.2.1.1 f'_c 之數值應依循(a)至(d)：

- (a) 表19.2.1.1中 f'_c 之限制，同時適用於常重與輕質混凝土。
- (b) 表19.3.2.1之耐久性要求。
- (c) 結構強度之要求。
- (d) 用於特殊抗彎矩構架、特殊結構牆及其基礎中之輕質混凝土，其 f'_c 不應超過350 kgf/cm² [35 MPa]，若經實驗證明輕質混凝土構材，其強度和韌性等於或超過相同強度常重混凝土構材，則不受此限。

表 19.2.1.1 f'_c 之限制

應用範圍	混凝土	最低 f'_c kgf/cm ² [MPa]
一般	常重與輕質	210 [21]
特殊抗彎矩構架及特殊結構牆	常重	280 [28]
	輕質	280 [28]
預鑄非預力打擊樁 鑽掘樁(場鑄樁) 微型樁	常重	280 [28]
預鑄預力打擊樁	常重	350 [35]

19.2.1.2 規定抗壓強度須用於第26.4.3節之混凝土拌成物配比計算，及第26.12.3節之混凝土試驗與允收。

19.2.1.3 除另有規定外， f'_c 應基於28天之試驗。若非28天，則設計圖說應指定 f'_c 之試驗齡期。

解說：

混凝土拌成物要求係基於混凝土應有足夠之強度和耐久性。本規範定義結構混凝土 f'_c 之下限。除特

定規範條款外，未規定 f'_c 之最大值。

根據第26.4.3節所建立之混凝土拌成物配比，其平均抗壓強度應超過在結構設計計算中使用之 f'_c 值。此平均強度超過 f'_c 之數值係基於統計概念。當混凝土強度之設計達到大於 f'_c 水準時，可確保混凝土在強度試驗中，有一定高之機率達到第26.12.3節所要求強度允收準則。除達到第19.2.1節之最低 f'_c 外，亦應滿足表19.3.2.1對耐久性之要求。在某些情況下，耐久性需求之 f'_c 可能會比結構目的所需强度高。

設計抵抗地震力之抗彎矩構架和特殊結構牆時，規範限定輕質混凝土之最大 f'_c 為350 kgf/cm² [35 MPa]，此一限制主要是因為缺少對輕質混凝土構材，在非線性範圍內受往復加載 (displacement reversals) 之實驗和現地行為資料。

對於具有 $f_y > 5,600$ kgf/cm² [550 MPa] 之特殊耐震系統，為了提升性能，增加最低混凝土強度以提高鋼筋錨定及減少中性軸深度。

本規範亦限制設計錨栓時混凝土之 f'_c ，此要求列於第17.3.1節。

19.2.2 彈性模數

19.2.2.1 混凝土之彈性模數 E_c ，應符合(a)或(b)：

(a) w_c 介於1,440 和2,560 kg/m³之間

$$E_c = w_c^{1.5} 0.11 \sqrt{f'_c} \quad (19.2.2.1.a)$$

$$[E_c = w_c^{1.5} 0.034 \sqrt{f'_c}]$$

(b) 常重混凝土

$$E_c = 12,000 \sqrt{f'_c} \quad (19.2.2.1.b)$$

$$[E_c = 3,750 \sqrt{f'_c}]$$

解說：

第19.2.2.1節中的公式提供了一般設計使用所需之 E_c 估計值。

Pauw (1960) 曾整理混凝土 E_c 表示法之研究， E_c 定義為利用混凝土的應力-應變曲線求得壓應力從0至抗壓強度之45 %連線之斜率。此定義與ASTM C469中的定義略有不同，ASTM C469利用0.00005應變對應的應力與40 %抗壓強度連線之斜率定義 E_c 。台灣混凝土因粒料強度較低和漿體量較高，導致其彈性模數值相較美國規範 (ACI 318) 所預估之值有偏低的趨勢，故參照國內相關研究成果 (廖文正等 2016；陸景文等 2004) 予以修正，以反映台灣粒料及配比特性。

彈性模數對於有些變數相當敏感，包括粒料種類、混凝土成分、拌成物配比、漿體與粒料間的黏結及混凝土的齡期。此敏感性伴隨著成分材料之性質及施工期間品管既有之變異性，可造成撓度、側位移、振動週期及其他取決於 E_c 之物理量所量測及計算值的不同。參考ACI 435R以獲得更多使用 E_c 的資訊，尤其當用於計算撓度時。

基於多年來的使用，由本規範公式計算而得之彈性模數已被證明適合多數應用。然而對於某些應用而言，這些公式可能未充分提供實際值的精確估算。如同可能發生於自充填混凝土、高強度混凝土 ($f'_c > 560$ kgf/cm² [56 MPa])、輕質混凝土及低粗粒料含量拌成物中，已觀察到所量測與計算 E_c 值間有較大之差異。參考ACI 363R、ACI 213R與ACI 237R以獲得更多資訊。

19.2.2.2 工程規定之 E_c 得依據(a)至(c)所得混凝土拌成物之試驗值：

- (a) 第26.4.3節混凝土拌成物配比設計之試驗結果須符合規定 E_c 。
- (b) 須進行試驗證明可達到規定之 E_c ，該結果應隨拌成物配比設計書提交。
- (c) 量測 E_c 之測試齡期須為28天或如設計圖說所指定。

解說：

對於任何工程，用於設計的 E_c 可由試驗指定與驗證，例子包括撓度控制的應用、軸向變形或側向勁度影響性能時的高層建築或類似結構，及 E_c 估計值對於可接受的振動或耐震性能重要時的應用。

在某些情況下，非預期的勁度改變可對設計造成不良影響，如某些耐震應用，於此設計者可選擇指定在特定測試齡期下可接受 E_c 值的範圍。如指定 E_c 值的範圍，應隨設計圖說提供測試計畫及允收準則。

設計者可選擇指定在多個齡期下於試驗室試驗 E_c ，宜認知 E_c 的發展不能精確地隨時間控制。

19.2.3 破裂模數

19.2.3.1 混凝土破裂模數 f_r ，應以下式計算：

$$f_r = 2\lambda \sqrt{f'_c} \quad (19.2.3.1)$$

$$[f_r = 0.62\lambda \sqrt{f'_c}]$$

式中 λ 值依第19.2.4節之規定。

19.2.4 輕質混凝土

19.2.4.1 除表25.4.2.5要求外， λ 值應依表19.2.4.1(a)中所使用混凝土拌成物之穩定後密度 w_c 而定，或依表19.2.4.1(b)中所假設之混凝土拌成物粒料組成而定。

表 19.2.4.1(a) 以穩定後密度 w_c 決定輕質混凝土之 λ 值

w_c , (kg/m ³)	λ	
$\leq 1,600$	0.75	(a)
$1,600 < w_c \leq 2,160$	$0.0075w_c \leq 1.0$	(b)
$> 2,160$	1	(c)

表 19.2.4.1(b) 以粒料組成決定輕質混凝土之 λ 值

混凝土	粒料組成	粒料標準	λ
全輕質粒料混凝土	全輕質粒料	細粒料：CNS 3691 粗粒料：CNS 3691	0.75
部分輕質粒料混凝土	細粒料：常重+輕質 粗粒料：輕質	細粒料：符合CNS 3691及CNS 1240 粗粒料：CNS 3691	0.75~0.85 ^[1]
	細粒料：常重 粗粒料：輕質	細粒料：CNS 1240 粗粒料：CNS 3691	0.85
	細粒料：輕質 粗粒料：常重+輕質	細粒料：CNS 1240 粗粒料：符合CNS 3691及CNS 1240	0.85~1 ^[2]

[1] 可依常重細粒料佔全部細粒料之絕對體積百分比，在0.75~0.85間使用線性內插法。

[2] 可依常重粗粒料佔全部粗粒料之絕對體積百分比，在0.85~1.00間使用線性內插法。

19.2.4.2 輕質混凝土 λ 值得取0.75。

19.2.4.3 常重混凝土 λ 值為1.0。

解說：

修正因數 λ 是用來考量輕質混凝土於相同抗壓強度下較常重混凝土之力學性質折減。當設計使用輕質混凝土時，其抗剪強度、摩擦特性、劈裂抗張、混凝土和鋼筋間之握裹、及伸展長度等要求，與相同抗壓強度之常重混凝土不同。

ACI 318-19規範改變決定 λ 的方法，包括基於輕質混凝土穩定後密度的新步驟。該新步驟允許設計者基於所設計使用之輕質混凝土穩定後密度而選擇 λ 值。如果設計者欲決定更精確的 λ 值，可藉由實驗室試驗該結構中所使用的特定拌成物而達到 (Ivey及Buth 1967; Hanson 1961)。表19.2.4.1是基於由多種以結構輕質粒料製作混凝土之試驗資料 (Graybeal 2014; Greene及Graybeal 2013, 2015)，其具有大範圍拌成物配比，因而穩定後密度介於1,440-2,160 kg/m³間。

第二個決定 λ 的步驟來自前版規範並基於粒料的成分。在多數的情況下，當地混凝土和粒料供應商具有標準化的輕質混凝土拌成物配比，並可提供體積比以決定 λ 值。若缺少前述資料，允許使用指定輕質混凝土種類之 λ 下限。此步驟是假設在等值抗壓強度水準時，輕質混凝土抗拉強度為常重混凝土抗拉強度之某個固定百分比 (Ivey及Buth 1967)。此用於 λ 之乘數是基於以多種以結構輕質粒料製作混凝土之試驗結果。

ACI 318-19規範移除先前所及基於劈裂抗張強度和相對應量測抗壓強度所計算 λ 的步驟。在ACI 318-19之前的規範中，輕質混凝土穩定後密度的上限為1,840 kg/m³，隨著常重混凝土的下限訂於2,160 kg/m³，仍有320 kg/m³的範圍未定義。實務上，為了達到介於1,840 - 2,160 kg/m³的穩定後密度，必須使用一些輕質粒料。ACI 318-19規範藉由定義含穩定後密度介於1,440 - 2,160 kg/m³之輕質混凝土來移除此未定義範圍。

19.3 混凝土耐久性要求

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。

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。硫酸根離子之存在、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。施工時需依契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。

本規範基於表19.3.1.1所定義的暴露類別與等級訂定混凝土耐久性，設計者將結構中的構材歸類於適當的暴露類別與等級。表19.3.2.1中的適當混凝土性質，係由基於暴露嚴重性所指定的暴露等級來決定，並包含在設計圖說中。

本規範不包括特別嚴重暴露環境之條款，例如酸或高溫。

19.3.1 暴露環境分類與分級

19.3.1.1 設計者須依表19.3.1.1規定之各種暴露類別及構材之預期暴露程度設定暴露分級。

表 19.3.1.1 暴露環境類別與分級

類別	分級	混凝土之環境條件	
凍融 (F)	F0	非暴露於凍融循環	
	F1	暴露於偶而受潮之凍融循環	
	F2	暴露於經常受潮之凍融循環	
	F3	暴露於經常受潮及使用除冰化學藥劑之凍融循環	
硫酸鹽 (S)		土壤中之水溶性硫酸鹽 (SO_4^{2-})，質量% ^[1]	水中溶解之硫酸鹽 (SO_4^{2-})，ppm ^[2]
	S0	$\text{SO}_4^{2-} < 0.10$	$\text{SO}_4^{2-} < 150$
	S1	$0.10 \leq \text{SO}_4^{2-} < 0.20$	$150 \leq \text{SO}_4^{2-} < 1500$ 或海水
	S2	$0.20 \leq \text{SO}_4^{2-} \leq 2.00$	$1500 \leq \text{SO}_4^{2-} \leq 10,000$
	S3	$\text{SO}_4^{2-} > 2.00$	$\text{SO}_4^{2-} > 10,000$
與水接觸 (W)	W0	處於乾燥環境	
	W1	與水接觸，不需要求低滲透性	
	W2	與水接觸，需要求低滲透性	
鋼筋之腐蝕防護 (C)	C0	處於乾燥環境或有防潮處理	
	C1	暴露於潮濕但無外來氯鹽之環境	
	C2	暴露於潮濕且有外來氯鹽之環境，如除冰化學藥劑、鹽、微鹼水、海水或其潑濺水	

^[1] 土壤中硫酸鹽之質量百分比應依ASTM C1580 測定。

^[2] 水中溶解硫酸鹽之濃度ppm 應依CNS 1237 或ASTM D4130 測定。

解說：

本規範訂定四種影響混凝土耐久性之暴露環境分類，以確保混凝土有足夠之耐久性：

暴露類別F：適用暴露於反覆潮濕與凍融環境，不論有無使用除冰化學藥劑之混凝土。

暴露類別S：適用於接觸含有害量水溶性硫酸根離子土壤或水之混凝土。

暴露類別W：適用於接觸水之混凝土。

暴露類別C：適用於需要額外防蝕保護之暴露條件，以抵抗鋼筋腐蝕之非預力與預力混凝土。

每一類別中之暴露嚴重程度，依等級以遞增數值代表增加暴露條件之嚴重性。如果暴露之影響溫和可忽略或該構材不適用該暴露分類時，給予分級0。

以下討論提供選擇各暴露類別下適當暴露分級之協助，須於每個暴露類別指定構材暴露分級，亦須符合這些暴露下最嚴格的要求。例如，在寒冷氣候下的車庫可能被指定為暴露等級F3、S0、W2及C2，而供暖建築中的飲水儲槽可能被指定為暴露等級F0、S0、W2及C1。

暴露類別F之混凝土是否會受凍融循環損害，視混凝土凍結時空隙內之水量而定(Powers 1975)。此水量可用混凝土飽和度表示。若飽和度够高，混凝土孔隙中水量足以結凍膨脹，產生內張應力造成混凝土開裂。不需要整個構材全部飽和才會受損，例如，板之頂層10 mm或牆之外層6 mm呈飽和狀態，不論內部多乾燥，此板頂或牆外層部分易受凍融損害。

對於任何需要抵抗凍融之部位，混凝土需有足夠輸氣量與強度。藉低 w/cm 以獲得適當強度，也減少孔隙體積與增加抵抗水進入之能力。輸氣可使混凝土較難達到飽和，並容許水結凍時有膨脹空間。

暴露分級隨著暴露於水之程度而改變，因其影響凍融循環時混凝土飽和之可能性。長期或經常接觸水且無排水或乾燥機會，是增加混凝土飽和度潛勢之條件。構材中混凝土飽和之可能性與工程地點、結構中構材位置、方位及氣候有關。既有結構中概略相同位置之類似構材性能紀錄，可提供暴露分級指引。

暴露類別F次分為四種分級：

- (a) F0級暴露為非暴露於反覆凍融之混凝土。
- (b) F1級暴露為受反覆凍融但受潮有限之混凝土。受潮有限係指混凝土與水有某些接觸與吸水，但不預期會吸收足夠之水而呈飽和狀態。設計者宜謹慎檢視冰凍前混凝土有無飽和之虞。即使在此分級之混凝土不預期會飽和，仍需要最低輸氣3.5至6%，以降低萬一因部分混凝土構材飽和而受損之機會。
- (c) F2級暴露為受反覆凍融且經常暴露於水之混凝土，經常暴露於水意指部分混凝土會在結冰前吸收足夠水量而呈飽和狀態。若指定F1級與F2級有疑慮時，得選用較保守之F2級。F1級與F2級不預期會暴露於除冰化學藥劑之環境。
- (d) F3級暴露為混凝土受反覆凍融，受潮條件與F2級暴露相同，但預期會暴露於除冰化學藥劑，該藥劑會增加吸水和留存水分(Spragg等人2011)，使混凝土較迅速飽和。

表R19.3.1提供各暴露分級之混凝土構材範例。

表R.19.3.1 暴露類別F之結構構材範例

暴露分級	範例
F0	<ul style="list-style-type: none"> • 暴露於非結冰溫度下之構材 • 暴露於不會冰凍之內部構材 • 暴露於不會冰凍之基礎 • 埋在土壤冰凍線以下之構材
F1	<ul style="list-style-type: none"> • 不積雪或積冰之構材，如外牆、梁、大梁和不與土壤直接接觸之板 • 基礎牆可能屬於此分級，端視其飽和之可能性
F2	<ul style="list-style-type: none"> • 會積雪或積冰之構材，如室外之高架板 (elevated slab) • 基礎或地下室外牆於地表上會積雪或積冰之延伸部位 • 與土壤接觸之水平或垂直構材
F3	<ul style="list-style-type: none"> • 暴露於除冰化學藥劑之構材，如停車場結構之水平構材 • 基礎或地下室外牆於地表上會遭遇積雪、積冰或除冰化學藥劑之延伸部位

暴露類別S次分為四種分級：

- (a) S0級暴露適用於接觸低濃度水溶性硫酸鹽，不需考慮硫酸鹽侵蝕之條件。
- (b) S1、S2與S3級暴露適用於直接接觸到含水溶性硫酸鹽土壤或水之結構混凝土構材。暴露之嚴重程度由S1級遞增至S3級，以土壤中所量測之水溶性硫酸鹽濃度或水中溶解硫酸鹽濃度之臨界值為依據。土壤中硫酸鹽之質量百分比應依ASTM C1580測定。水中溶解硫酸鹽之濃度ppm應依CNS 1237測定。海水環境列為S1級暴露。

暴露類別W次分為三種分級：

- (a) W0級暴露適用於乾燥環境。
- (b) W1級暴露可適用於連續接觸水、斷續水源或可由周圍土壤吸收水分之環境。指定W1之構材不需要具低滲透性的混凝土。
- (c) W2級暴露可適用於連續接觸水、斷續水源或可由周圍土壤吸收水分及水滲入混凝土可能降低構材之持久性或服務性之環境。指定W2之構材需要具低滲透性的混凝土。

暴露類別C次分為三種分級：

- (a) C0級暴露適用於不需額外防蝕保護鋼筋之條件。
- (b) C1與C2級暴露適用於非預力和預力混凝土構材，依暴露於外界之濕度與氯離子濃度而定。暴露於外來氯離子之例子，包括混凝土直接接觸除冰化學藥劑、鹽、鹽水、微鹼水、海水，或此等之潑濺水。

19.3.2 混凝土拌成物要求

19.3.2.1 混凝土拌成物應基於表19.3.1.1暴露分級並符合表19.3.2.1中最嚴格之要求。

表 19.3.2.1 不同暴露分級之混凝土要求

暴露分級	最大 w/cm ^[1,2]	最小 f_c' kgf/cm ² [MPa]	附加要求		膠結材之限制	
			含氣量			
F0	N/A	210 [21]	N/A		N/A	
F1	0.55	245 [24]	混凝土適用表19.3.3.1、噴凝土適用表19.3.3.3		N/A	
F2	0.45	315 [31]	混凝土適用表19.3.3.1、噴凝土適用表19.3.3.3		N/A	
F3	0.40 ^[3]	350 [35] ^[3]	混凝土適用表19.3.3.1、噴凝土適用表19.3.3.3		第26.4.2.2(b)節	
			膠結材料 ^[4] —種類		氯化鈣摻料	
			CNS 61	CNS 15286		
S0	N/A	210 [21]	無限制	無限制	無限制	
S1	0.50	280 [28]	II ^[5,6]	含(MS)標記之分類	無限制	
S2	0.45	315 [31]	V ^[6]	含(HS)標記之分類	不允許	
S3	選項1	0.45	315 [31]	V加卜作嵐材料或水淬高爐爐渣粉 ^[7]	含(HS)標記之分類加卜作嵐材料或水淬高爐爐渣粉 ^[7]	不允許
	選項2	0.40	350 [35]	V ^[8]	含(HS)標記之分類	不允許
W0	N/A	210 [21]	無			
W1	N/A	210 [21]	第26.4.2.2(d)節			
W2	0.5	280 [28]	第26.4.2.2(d)節			
			新拌混凝土中最大水溶性氯離子(Cl ⁻)含量, kg/m ³ ^[9,10]		額外規定	
			非預力混凝土	預力混凝土		
C0	N/A	210 [21]	應符合CNS 3090「預拌混凝土」中有關「新拌混凝土中最大水溶性氯離子含量」之相關規定		無	
C1	N/A	210 [21]				
C2	0.40	350 [35]				混凝土保護層厚度 ^[11]

[1] w/cm 係基於混凝土拌成物中所有之膠結及輔助膠結材料。

[2] 表中之 w/cm 最大限不適用於輕質混凝土。

[3] 無筋混凝土之 w/cm 最大限為0.45, f_c' 最低限為315 kgf/cm² [31 MPa]。

[4] 所列膠結材料之替代組合, 經抗硫酸鹽測試且能符合第26.4.2.2(c)節中之準則者, 允許使用。

[5] 暴露於海水環境下, 若 w/cm 不超過0.40時, 允許使用鋁酸三鈣(C₃A)為10%以下之其他類型卜特蘭水泥。

[6] 允許於暴露分級S1或S2中使用其他種類之水泥, 如I型或III型, 若C₃A含量低於8%則可用於S1暴露分級或含量低於5%則可用於S2暴露分級。

[7] 當使用於含V型水泥之混凝土時, 指定來源之卜作嵐材料或水淬高爐爐渣粉用量, 須至少達可改善抗硫酸鹽能力使用紀錄之用量。或者, 指定來源之卜作嵐材料或水淬高爐爐渣粉用量, 須至少為符合CNS 14794及符合第26.4.2.2(c)節中準則所定之用量。

[8] 若僅使用V型水泥作為膠結材料時, 須指定CNS 61任選規定中所及, 抗硫酸鹽膨脹下之最大膨脹量0.040%。

[9] 用於測定氯離子含量之輔助膠結材質量不應超過水泥質量。

[10] 測定氯離子含量之標準見於第26.4.2.2節。

[11] 混凝土保護層厚度須符合第20.5節規定。

解說：

混凝土耐久性為其抵抗液體侵入的能力所影響, 耐久性主要受到混凝土 w/cm 與膠結材料組成影響。在已知 w/cm 下, 使用飛灰、水淬高爐爐渣粉、矽灰, 或此類材料之組合, 通常可增強混凝土抵抗液

體侵入的能力，進而改善混凝土耐久性。本規範於表19.3.2.1提供 w/cm 的極限，以達到低透水及預期耐久性，ASTM C1202可提供混凝土抵抗液體侵入能力之指標。

因為現地不能利用標準試驗法精確地驗證混凝土的 w/cm ，故以強度試驗來代替，由表19.3.2.1中的各 w/cm 極限指定最低的 f'_c 代表值。第26.12節中，抗壓試驗的允收準則訂定了不超過最大 w/cm 的依據。欲可靠使用此方法，設計圖說中所指定的 f'_c 值得與最大 w/cm 一致。考量到包括區域變異性下可能廣泛的材料與混凝土拌成物，表19.3.2.1中與最大 w/cm 相關之最低 f'_c 極限不宜被認為絕對的。在有些情況下，某 w/cm 之混凝土拌成物平均強度可相當地高於由 f'_c 代表值所預期之平均強度。對於一個暴露等級，為獲得最大 w/cm 與 f'_c 間較佳的一致性，設計者可選擇指定一個高於表列的 f'_c 值。若滿足強度允收準則，則更能把握混凝土符合該 w/cm 極限。

如表19.3.2.1附註所述，因為輕質粒料所吸收的拌合水，造成 w/cm 的計算不確定，故輕質混凝土並未指定 w/cm 最大限。因此，僅指定最低的 f'_c 以達到要求的耐久性。

表19.3.2.1提供混凝土在各暴露分級之要求。當混凝土同時面對多種暴露條件時，宜取最嚴格之要求。例如，有一構材同時為W1級和S2級時，因為S2級之規定比W1級嚴格，故該構材之混凝土需符合S2級規定，最大 w/cm 為0.45及最低 f'_c 為315 kgf/cm² [31 MPa]。

F1，F2與F3級暴露：除遵照最高限 w/cm 與最低限 f'_c 外，暴露於凍融環境之混凝土構材亦要求依第19.3.3.1節規定輸氣。適用F3級環境之構材亦要求符合第26.4.2.2(b)節規定，限制膠結材料中卜作嵐材料與水淬高爐爐渣粉之用量。

因為沒有鋼筋腐蝕問題，故對F3級暴露之純混凝土構材要求比較寬鬆。設計者宜考慮純混凝土構材中之最少配筋量，確認在個案中較寬鬆之要求。

S1，S2與S3級暴露：表19.3.2.1列出暴露不同硫酸鹽侵蝕條件時，適當之水泥型式、最高 w/cm 、及最低 f'_c 限制。選用抗硫酸鹽侵蝕水泥，主要是考慮鋁酸三鈣 (C₃A) 之含量。

飛灰 (CNS 3036, F類)、天然卜作嵐材料 (CNS 3036, N類)、矽灰 (CNS 15648) 或水淬高爐爐渣粉 (CNS 12549) 的使用已證明可改善混凝土抵抗硫酸鹽侵蝕 (Li及Roy 1986, ACI 233R, ACI 234R)。因此，表19.3.2.1之附註[7]提供了一個性能選項，以決定這些材料與表列特定水泥組合使用時的適當用量。依第26.4.2.2(c)節，可用CNS 14794來評估使用膠結材料組合的拌成物抗硫酸鹽侵蝕性能。

部分CNS 15286和ASTM C1157之混合水泥，可在不另外添加卜作嵐材料或水淬高爐爐渣粉下，達到第26.4.2.2(c)節之試驗要求。

須注意抗硫酸鹽侵蝕水泥不會增加混凝土抵抗其它強烈化學溶液侵蝕之能力，例如硫酸，設計圖說中得載明此類情況。

除選用適當膠結材料外，暴露於水溶性硫酸鹽下其他增進混凝土耐久性之要求是必要的，如 w/cm 、強度、搗實、均勻性、鋼筋保護層、及濕養護，以發揮混凝土之潛在性質。

S1級暴露：CNS 61第II型水泥之C₃A最高含量限制為8%，可適用於暴露S1級。亦可使用CNS 15286中有標記MS之混合水泥，指的是該水泥達到抗中度硫酸鹽的要求。在ASTM C1157中，適合暴露中度硫酸鹽之類型為MS。

即使海水通常含有超過1500 ppm之SO₄²⁻，表19.3.1.1仍將海水列為S1級暴露 (中度暴露)。浸泡於海水下的水泥，相較浸泡於含同樣硫酸鹽含量的淡水時，具有較低的膨脹量 (ACI 201.2R)。因此，海水與含低濃度硫酸鹽之溶液列為同一暴露分級。若最大 w/cm 為0.40時，允許使用C₃A不超過10%之卜特蘭水泥 (見表19.3.2.1附註)。

S2級暴露：CNS 61第V型水泥之C₃A最高含量限制為5%，可適用於S2級暴露。CNS 15286中，適合之二元與三元混合水泥包含HS標記，代表該水泥合乎抗高度硫酸鹽侵蝕之要求。在ASTM C1157中，適合暴露高度硫酸鹽之類型為HS。

S3級暴露 (選項1)：添加卜作嵐材料或水淬高爐爐渣粉的好處在於允許使用高於選項2的 w/cm 。補助膠結

材料的用量係基於依第26.4.2.2(c)節所進行的試驗或連續成功的使用紀錄。

S3級暴露 (選項2)：此選項允許使用滿足選擇性極限最大膨脹量0.04 %的CNS 61第V型卜特蘭水泥、CNS 15286中含HS標記的二元與三元混合水泥及未添加額外卜作嵐材料或水淬高爐爐渣粉的ASTM C1157 HS型水泥，但是其相對地需要較選項1較低w/cm。此較低w/cm降低混凝土滲透性，因此增加其抗硫酸鹽侵蝕能力(Lenz 1992)。使用此較低w/cm時，允許符合第26.4.2.2(c)節規定，以較短測試週期來驗證一個膠結系統的抗硫酸鹽侵蝕能力。

W1級暴露：適用於對低滲透性無特別要求之混凝土。然而由於暴露於水中，本規範(第26.4.2.2(d)節)要求依ASTM C1778證明用於混凝土中的粒料非具鹼活性。如果粒料具鹼-二氧化矽活性，本規範(第26.4.2.2(d)節)亦要求提供建議補救措施。本規範(第26.4.2.2(d)節)禁止使用鹼-碳酸鹽質活性的粒料。

W2級暴露：適用於具低滲透性之混凝土。達到低滲透性混凝土之主要方法為降低w/cm。對已知w/cm而言，最佳化混凝土拌成物中之膠結材料亦可降低滲透性。除此之外，由於暴露於水中，本規範(第26.4.2.2(d)節)要求依ASTM C1778證明用於混凝土中的粒料非具鹼活性。如果粒料具鹼-二氧化矽活性，本規範(第26.4.2.2(d)節)亦要求提供建議補救措施。本規範(第26.4.2.2(d)節)禁止使用鹼-碳酸鹽質活性的粒料。

C2級暴露：適用於C2級暴露之非預力與預力混凝土，考量其最高w/cm、最低規定抗壓強度、及最小保護層厚度均為基本要求。應評估暴露於氯鹽下之結構物條件，例如可由車輛帶入氯鹽之立體停車場，或靠近海邊之結構物。採用塗布鋼筋、抗蝕鋼筋或保護層大於第20.5節之最小要求，均可提供此條件下額外之防護。使用符合CNS 12549之水淬高爐爐渣粉、符合CNS 3036之飛灰，及增加規定抗壓強度都可增加其保護能力。使用符合CNS 15648之矽灰，搭配符合CNS 12283中F型與G型或CNS 12833之高性能減水劑，亦可提供額外之保護(Ozyildirim及Halstead 1988)。利用CNS 14794檢驗計畫使用之混凝土拌成物，可提供額外之混凝土性能資訊。

C類暴露之氯離子限制：目前CNS 3090要求需依CNS 13465量測新拌混凝土中水溶性氯離子含量，接受標準如表19.3.2.1。試驗頻率則依內政部營建署「施工中建築物混凝土氯離子含量檢測實施要點」之規定。

本規範規定混凝土氯離子含量，係指混凝土材料中所含水溶性氯離子之總量，並不包括來自外界環境者。未受外來氯離子污染之硬固混凝土，因水泥之水合反應及物理吸附作用會使部分氯不溶於水，所以其水溶性氯離子含量會隨時間增加較新拌混凝土低。一般認為水溶性氯離子對鋼筋腐蝕較有影響。

即使對於暴露等級C0，來自混凝土材料的水溶性氯離子可潛在地造成鋼筋腐蝕，不論暴露等級，皆須對於非預力及預力混凝土兩者設限。

預力鋼筋因腐蝕造成的斷面積折減可導致鋼材的破裂(ACI 222R)。氯離子的存在可造成埋置鋁材如電管腐蝕，尤其當鋁材接觸到埋置鋼材且混凝土處於一個潮濕環境時。第20.6.3節及第26.8.2節提供了保護鋁質埋置物以避免腐蝕的要求。

表19.3.2.1新拌混凝土中最大水溶性氯離子(Cl⁻)含量在ACI 318-19所訂之容許值係依混凝土配比中膠結料重量乘上一定比例計算所得，以一般混凝土配比之膠結材重量而言，計算所得之最大氯離子含量遠高於現行CNS 3090之規定，且其對預力混凝土之要求高於非預力混凝土，兩者之要求明顯有別。

有關氯離子對於鋼筋腐蝕的影響，額外資訊可見於提供混凝土耐久性指南的ACI 201.2R，及提供影響混凝土中金屬腐蝕的影響因子的ACI 222R。第26.4.2.2節提供評估氯離子含量的要求。

19.3.3 暴露於凍融之附加要求

19.3.3.1 暴露於F1、F2或F3級凍融之混凝土，除第19.3.3.6節允許者外，須依表19.3.3.1之含氣量輸氣。

表 19.3.3.1 暴露於凍融環境之混凝土總含氣量

粗粒料之標稱最大粒徑，mm	目標含氣量，%	
	F1	F2及F3
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	4.0	5.0
75	3.5	4.5

解說：

根據ACI 211.1混凝土拌成物配比指南，本規範表列抗反覆凍融之混凝土含氣量。混凝土在飽和狀態下，若粗粒料會因冰凍導致體積變化而破裂時，輸氣方式無法保護混凝土。

19.3.3.2 混凝土應依CNS 1174取樣，並應依CNS 9661或CNS 9662量測空氣含量。

解說：

驗收新拌混凝土之含氣量通常是在拌和機或運輸工具（如預拌車）卸料後，進入澆置設備前取樣。CNS 1174規定從拌和機或運輸工具卸料後之混凝土取樣，但在部分情況下可能會要求從其他位置取樣，如泵浦管尾。表19.3.3.1適用於試驗卸料時之混凝土。CNS 9661適用於常重混凝土，而CNS 9662適用於常重或輕質混凝土。

如設計者要求額外增加檢測新拌混凝土含氣量之取樣點時，宜在設計圖說中載明，包括取樣、試驗方法及合格標準等。

19.3.3.3 須輸氣受到凍融暴露F1、F2或F3級之濕拌噴凝土。須輸氣受到凍融暴露F3級之乾拌噴凝土。除了第19.3.3.6節所允許者外，含氣量應符合表19.3.3.3所列。

表 19.3.3.3 暴露於凍融循環之噴凝土總含氣量

拌成物種類	取樣位置	目標含氣量，%		
		F1	F2	F3
濕拌噴凝土	澆置前	5.0	6.0	6.0
乾拌噴凝土	現地	N/A ^[1]	N/A ^[1]	4.5

^[1] 乾拌噴凝土於這些暴露等級中不需要輸氣。

解說：

添加輸氣劑可提升濕拌噴凝土抗凍融能力 (ACI 506R)。於澆置前，若具有如表19.3.3.3所指定之含氣量，將提供所需抗凍融性能。高於所指定含氣量並不提升噴凝土性能，因為一旦達到耐久性所需適當含

氣量，則沒有更多效益。如同所有混凝土，太多含氣量將降低強度。

於未暴露於鹽水或除冰鹽的凍融環境中，無輸氣之乾拌噴凝土表現良好 (ACI 596R; Seegebrecht等人 1989)。暴露於鹽水或除冰鹽時，可添加濕式或乾式輸氣劑於乾拌噴凝土中，以提供於此類暴露所需耐久性之含氣量 (Bertrand及Vezina 1994)。於交貨地取樣之濕拌噴凝土，其較高含氣量係考量到施噴中所預期含氣量損失。

19.3.3.4 濕拌噴凝土應符合CNS 1174取樣，且其含氣量應符合CNS 9661或CNS 9662量測。

19.3.3.5 乾拌噴凝土應如設計者所指示而取樣並量測含氣量。

解說：

如果設計者需要量測新拌乾拌噴凝土的含氣量時，將於設計圖說中闡明此要求，包括取樣頻率、取樣程序、欲使用之測試方法及允收準則。

乾拌噴凝土所需的含氣量由現地噴凝土取樣而得，該含氣量可由符合ASTM C457分析所需之噴凝土測試板鑽心而驗證。在拌成物的開發過程中，可用不同輸氣劑量來準備噴凝土試驗格板，並以鑽心決定能於澆置後提供所需含氣量的劑量。

於施工中以ASTM C457來品質控制並不實際。儘管施工中無乾拌噴凝土含氣量的標準試驗，仍有業界所接受的試驗法，這些決定含氣量的方法，涉及取得乾拌噴凝土樣本及執行如CNS 9661的標準試驗。

乾拌噴凝土含氣量的現場量測，可藉由直接施噴材料於含氣測定儀的容器而達到(Bertrand及Vezina 1994)。含氣量試驗的試樣亦可由施噴到試驗格板上、單輪手推車中或地表面上取得，這些樣品接著可用於依CNS 9661進行的試驗。

19.3.3.6 f'_c 大於350 kgf/cm² [35 MPa]者，含氣量可依表19.3.3.1及第19.3.3.3節指示量減少1.0%。

解說：

本節允許 f'_c 大於350 kgf/cm² [35 MPa] 混凝土可降低1.0%之含氣量。此類含有較低w/cm及孔隙率之高強度混凝土，具有較高之抗反覆凍融能力。

19.3.3.7 卜作嵐材料（包括飛灰及矽灰）加上水淬高爐爐渣粉佔F3級暴露下混凝土之最大質量百分比，須依第26.4.2.2(b)節之規定。

解說：

本條文係應用於混凝土拌成物設計，並於第26.4.2.2(b)節重申此規定。附加解說見第二十六章。

19.3.4 氯離子含量之附加要求

19.3.4.1 除非其他專案條件要求更嚴格之極限，採用免拆鍍鋅鋼模澆置之非預力混凝土應符合暴露C1級之氯離子極限。

解說：

鍍鋅鋼板或免拆鍍鋅鋼模可能發生腐蝕，尤其是在潮濕環境中或被混凝土厚度、塗層或不透水覆蓋物抑制乾燥時。若使用免拆鍍鋅鋼模時，混凝土最大水溶性氯離子含量為0.15 kg/m³。

於設計時，設計者可能不知道是否使用鋁質埋置物或免拆鍍鋅鋼模。

第26.8.2節提及鋁質埋置物的使用。

第26.4.2.2節提及免拆鍍鋅鋼模的使用。

19.4 灌漿材料之耐久性要求

19.4.1 依CNS 14703試驗，包覆鋼腱之灌漿材料其水溶性氯離子含量，不得超過 0.15 kg/m^3 。

第二十章 鋼筋性質、耐久性及埋置物

20.1 範圍

20.1.1 本章適用之鋼筋，含(a)至(c)項要求：

- (a) 材料性質。
- (b) 用於設計之性質。
- (c) 耐久性要求，包括最小規定保護層之要求。

20.1.2 埋置物應符合第20.6節規定。

解說：

本章規定鋼筋材料性質。其他金屬配件，如嵌件、錨螺栓、隔離縫或收縮縫之光面綴縫筋等，於本規範通常不作為加強筋。本規範未列入纖維強化塑膠 (FRP) 筋。ACI 440.1R及440.2R已提供FRP筋使用指引。

預力混凝土使用之預力鋼筋其材料性質規定詳見於第20.3節，但預力構材中所用之非預力鋼筋仍應遵照本節之規定。

20.2 非預力鋼筋及鋼線

20.2.1 材料性質

20.2.1.1 除螺箍筋可為光面鋼筋或鋼線外，非預力鋼筋須有竹節、鋼線須為麻面。

20.2.1.2 非預力鋼筋及鋼線之降伏強度可由(a)或(b)決定：

- (a) 用0.2%偏移量之橫距法，符合CNS 2111規定。
- (b) 非預力鋼筋或鋼線如有尖銳轉折或明確降伏點，可用指針停頓法 (halt-of-force method)。

解說：

多數非預力鋼筋實際表現出的應力應變行為是尖銳的降伏或轉折 (彈塑性應力應變行為)。然而，鋼筋產品如較高強度等級的鋼筋、鋼線、鋼線圈、不銹鋼筋和鋼線，通常不會出現明顯降伏的應力應變行為，而是逐步降伏。用來量測鋼筋降伏強度的方法需提供其兩種型態的應力應變關係。

研究顯示 (Paulson等人 2013) 採用0.2%偏移量的橫距法可合理評估鋼筋混凝土結構的強度。

鋼筋降伏強度的試驗方法 (包括橫距法及指針停頓法)，可參考CNS 2111關於非預力鋼筋及鋼線的試驗方法與定義。CNS 2111標準對於降伏強度可採納三種方法，包含橫距法決定降伏強度 (0.2%橫距)、永久伸長率法及全伸長率法，本規範採用橫距法決定降伏強度。

20.2.1.3 竹節鋼筋須符合CNS 560規定。

解說：

符合CNS 560之低合金鋼竹節鋼筋，係用於控制抗拉性質需求，限制化學成分以加強可銲性，或二者皆需者。

20.2.1.4 螺箍筋所用光面鋼筋或光面鋼線應符合CNS 560或CNS 1468及相關規定。

解說：

光面螺箍筋作為柱之橫向鋼筋、抗剪及抗扭構件之橫向鋼筋或續接處之圍束筋。

20.2.1.5 銲接竹節鋼筋網所用之竹節鋼筋應符合CNS 560之規定。

20.2.1.6 擴頭竹節鋼筋應符合表20.2.1.6及相關規定。

表 20.2.1.6 擴頭竹節鋼筋之機械性質

加載程序 ^[1]	指標	HA級合格標準
0→0.67P _y →0.02 P _y →拉至破壞	抗拉強度	≥ 1.25f _y 且 ≥ f _u
	接合處殘留滑動量 (δs) _{1c}	≤ 0.3 mm

^[1]無滑動疑慮者可直接拉至破壞。

解說：

擴頭竹節鋼筋宜符合ASTM A970附錄A1之HA級擴頭尺度限制，係因缺乏不符HA級尺度擴頭鋼筋之試驗資料。Shao等人 (2016) 試驗顯示擴頭之凸出隆起物與承壓面特性不符合HA級相關限制時，錨定強度低於第25.4.4節所依據之試驗擴頭特性。

我國尚無擴頭竹節鋼之CNS標準，機械性質試驗可參考美國ASTM A970或台灣混凝土學會 (2011) 鋼筋混凝土用錨定頭規範。表20.2.1.6是參考國內最新試驗數據所訂之最低標準，檢驗頻率和取樣方式可參考26.6.5.1節。設計者亦可參考其他相關規範如日本土木學會鉄筋定着・継手指針 (2007) 或ISO 15698 (2012) 以擴頭竹節鋼筋埋置於混凝土之拉拔試驗替代。

單向拉伸及滑動試驗程序與26.6.5節機械式續接相似，惟加載上限降至0.67P_y對應使用載重下之應力約 (2/3)f_y，減載至下限0.02P_y 測試接合處之密合程度，接合處殘留滑動量允收值同為0.3 mm。螺紋接合方有滑動疑慮需要檢驗，銲接接合或鍛造擴頭鋼筋等無滑動疑慮者可省略滑動量檢驗，直接拉至破壞測定抗拉強度。測試報告應包含破壞模式如鋼筋、錨定頭、或鋼筋與錨定頭接合部之局部或全部斷裂。HA級擴頭竹節鋼筋要求拉伸試驗達到鋼筋規定最小抗拉強度及1.25f_y 以上，確保鋼筋發展足夠之韌性。拉伸試驗之破壞模式除非合約另有規定，否則不得作為拒收之理由。

20.2.1.7 除須依據第20.2.1.2節測定降伏強度外，麻面鋼線、光面鋼線、銲接麻面鋼線網、及銲接光面鋼線網須符合CNS 1468、CNS 6919或相關規定。

解說：

光面鋼線只允許用於螺箍筋和銲接光面鋼線網，後者可考量使用麻面鋼線。不銹鋼鋼線和不銹鋼銲接鋼線網可用於要求高抗腐蝕或管制磁通量的地方。ASTM A1022麻面不銹鋼鋼線、麻面及光面銲接鋼線網之物理與力學性質，與CNS 1468之麻面鋼線、CNS 6919之麻面銲接鋼線網及光面銲接鋼線網之要求相同。

20.2.1.7.1 麻面鋼線尺度應為標稱直徑 6 mm 至標稱直徑 16 mm。

解說：

麻面鋼線尺度設上限係因試驗 (Rutledge和Devries 2002) 顯示MD290 (標稱直徑19.2 mm) 鋼線受拉力時之握裹強度只能達公式 (25.4.2.4a) 值之60 %。

20.2.1.7.2 尺度大於標稱直徑 16 mm 之麻面鋼線若視同光面鋼線使用，且依照第 25.4.7 節與第 25.5.4 節計算伸展長度與續接長度時，則可用於銲接鋼線網。

20.2.1.7.3 除依第 25.7.1 節規定用為肋筋外，銲接鋼線網沿設計應力方向之銲接交接點間距，不得超過(a)或(b)：

(a) 銲接麻面鋼線網：400 mm

(b) 銲接光面鋼線網：300 mm

20.2.2 設計性質

20.2.2.1 非預力鋼筋及鋼線之應力小於 f_y 時，應力為 E_s 乘以鋼筋應變。應變大於 f_y 對應之應變時，應力須視為與應變無關且等於 f_y 。

解說：

於竹節鋼筋，可合理準確地假設當應力低於規定降伏強度 f_y 時，應力與應變成正比。計算標稱強度時，可忽略因鋼筋應變硬化所增加的強度，其受拉或受壓之公式如下：

若 $\epsilon_s < \epsilon_y$ (降伏應變)

$$A_s f_s = A_s E_s \epsilon_s$$

若 $\epsilon_s \geq \epsilon_y$

$$A_s f_s = A_s f_y$$

式中 ϵ_s 為應變圖中鋼筋位置處之應變值。

20.2.2.2 非預力鋼筋或鋼線之彈性模數 E_s 得採用 $2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ [200 GPa]。

20.2.2.3 非預力鋼筋及鋼線之降伏強度應依據其規定強度等級，不得超過第20.2.2.4節相關之規定值。

20.2.2.4 依規定應用於特定結構之非預力鋼筋或鋼線形式時除光面螺箍筋應符合表 20.2.2.4(b)外，其他應符合表20.2.2.4(a)。

表 20.2.2.4(a) 非預力竹節鋼筋及鋼線

用途	應用	f_y 或 f_{yr} 最大設計值 ， kgf/cm ² [MPa]	適用之CNS規範			
			竹節鋼筋	麻面鋼線	鐸接鋼線網及鐸接鋼筋網	鐸接竹節鋼筋網
撓曲、軸力、收縮及溫度	特殊耐震系統	5,600 [550]	參考第20.2.2.5節 ^[1,2]	不允許	不允許	不允許
	其他	5,600 [550]	CNS 560	CNS 1468	CNS 6919	相關規定 ^[3]
縱向鋼筋之側向支撐或混凝土圍束	特殊耐震系統	7,000 [690]	CNS 560	CNS 1468	CNS 6919 ^[4]	不允許
	螺箍筋	7,000 [690]	CNS 560	CNS 1468	不允許	不允許
	其他	5,600 [550]	CNS 560	CNS 1468	CNS 6919	不允許
剪力	特殊耐震系統 ^{[5][6]}	5,600 [550]	CNS 560	CNS 1468	CNS 6919 ^[4]	不允許
	螺箍筋	4,200 [420]	CNS 560	CNS 1468	不允許	不允許
	剪力摩擦	4,200 [420]	CNS 560	CNS 1468	CNS 6919	不允許
	肋筋、箍筋、閉合箍筋	4,200 [420]	CNS 560	CNS 1468	CNS 6919 鐸接光面鋼線	不允許
		5,600 [550]	不允許	不允許	CNS 6919 鐸接麻面竹節鋼線	不允許
扭力	縱向和橫向	4,200 [420]	CNS 560	CNS 1468	CNS 6919	不允許
錨栓錨定鋼筋	特殊耐震系統	5,600 [550]	參考第20.2.2.5節 ^[2]	不允許	不允許	不允許
	其他	5,600 [550]	CNS 560	CNS 1468	CNS 6919	相關規定 ^[5]
以壓拉桿模式設計之區域	傳遞拉力之繫桿	5,600 [550]	CNS 560	CNS 1468	CNS 6919	不允許
	其他	4,200 [420]	CNS 560	CNS 1468	CNS 6919	不允許

[1] CNS 560中SD280或SD420鋼筋符合第20.2.2.5節者應被允許使用。

[2] 不屬於特殊耐震系統之板和梁，其鋼筋若貫穿或延伸自特殊結構牆者須符合第20.2.2.5節之規定。

[3] 鐸接竹節鋼筋網得使用CNS 560竹節鋼筋。

[4] 當特殊耐震系統中鐸接鋼線網或鋼筋網之鐸接點需抵抗圍束、縱向鋼筋之側向支撐、剪力或其他作用之應力時，不適用CNS 6919。

[5] 若建築物之一部分為特殊耐震系統，則其橫隔板和基礎於含地震力之載重組合時之剪力鋼筋 f_y 或 f_{yr} 最大設計值為5,600 kgf/cm² [550 MPa]。

[6] 此應用之剪力鋼筋包括特殊抗彎矩構架之肋筋、繫筋、閉合箍筋和螺箍筋，以及特殊結構牆、連接梁和牆墩之橫向鋼筋。

表 20.2.2.4(b) 非預力光面螺箍筋

用途	應用	f_y 或 f_{yr} 最大設計值， kgf/cm ² [MPa]	適用之CNS規範	
			光面鋼筋	光面鋼線
縱向鋼筋之側向支撐或 混凝土圍束	特殊耐震系統之螺箍筋	7,000 [690]	CNS 560	CNS 1468
	螺箍筋	7,000 [690]	CNS 560	CNS 1468
剪力	螺箍筋	4,200 [420]	CNS 560	CNS 1468
非預力梁之扭力	螺箍筋	4,200 [420]	CNS 560	CNS 1468

解說：

表20.2.2.4(a)和(b)分別為非預力竹節鋼筋和非預力光面螺箍鋼線降伏強度的設計值上限。

在某些應用已允許使用SD690鋼筋抵抗拉力和壓力。除非能提供特殊圍束鋼筋增加混凝土受壓應變極限值，否則應變一致性計算顯示無圍束混凝土應變達到極限值0.003之前，受壓鋼筋應力不太可能超過5,600 kgf/cm² [550 MPa]。對於梁而言，第24.2節的撓度規定和第24.3節中撓曲鋼筋分布的限制在 f_y 增加時更形重要。

在表20.2.2.4(a)中，竹節鋼筋在特殊抗彎矩構架和特殊結構牆中作為縱向鋼筋，當其強度高於設計假設值時，將造成在降伏彎矩發生時有較高的剪力和握裹應力。這種情形宜避免，因可能導致剪力或握裹的脆性破壞，縱使此種破壞可能發生在較設計預期高的載重時。因此，CNS 560要求耐震構材用鋼筋之實際降伏強度應介於規定的上下限之間，並要求實際抗拉強度對實際降伏強度比值1.25以上。CNS 560中SD420竹節鋼筋若符合第20.2.2.5(b)之規定，允許用於特殊耐震系統。CNS 560 (2018) 共有SD280W、SD420W、SD490W和SD550W四種耐震構材用鋼筋，在前版規範僅允許SD280W和SD420W用於特殊耐震系統，如今SD490W和SD550W亦被允許使用。

在表20.2.2.4(a)和(b)中，非預力竹節鋼筋和光面螺箍筋用於側向支撐縱向鋼筋或混凝土圍束時，其降伏強度最大設計值為7,000 kgf/cm² [690 MPa]。許多研究包括Saatcioglu和Razvi (2002)、Pessiki等人 (2001) 及Richart等人 (1929) 認同此項圍束限制。對於特殊抗彎矩構架和特殊結構牆的鋼筋，包括Budek等人 (2002)、Muguruma和Watanabe (1990) 及Sugano等人 (1990) 之研究指出，較高降伏強度的圍束鋼筋使用上較有效率。

對於大多數剪力和扭矩鋼筋而言， f_y 和 f_{yr} 的設計值規定為4,200 kgf/cm² [420 MPa]，係為了控制在使用載重下時斜裂縫的寬度。基於Guimares等人 (1992)、Griezic等人 (1994) 及Furlong等人 (1991) 的研究，銲接麻面鋼線網的剪力設計允許使用較高的降伏強度5,600 kgf/cm² [550 MPa]，亦是為了控制斜向裂縫的寬度。Griezic等人 (1994) 實尺度梁試驗特別地指出，以降伏強度5,300 kgf/cm² [520 MPa] 及較小直徑銲接麻面鋼線鋼筋籠的梁，和以 $f_y = 4,200$ kgf/cm² [420 MPa] 箍筋加強的梁相較下，前者在使用載重下其斜向剪裂縫寬度較小。

對於強度水準之地震載重，使用較高強度鋼筋的構件經試驗具有可接受的行為(Wallace 1998, Aoyama 2001, Budek et al. 2002, Sokolo and Ghannoum 2016, Cheng et al. 2016, Huq et al. 2018)，因此允許CNS 560的SD550W可用於特殊耐震系統。

表20.2.2.4(a)備註4之規定是因為CNS 6919和ASTM A1022只要求連接鋼線之銲接強度達2,400 kgf/cm² [240 MPa]。對於使用於特殊耐震系統中之閉合箍筋、肋筋和其他構件之鋼筋或鋼線，為能達到適度之韌性能力，宜具有可發揮 $1.25f_y$ (或 $1.25f_{yr}$) 或抗拉強度兩者較小值之錨定，可經由規範第1.9節予

以認可使用能發揮這些應力限值之銲接產品。

表20.2.2.4(a)備註2要求板和梁鋼筋若貫穿或延伸自特殊結構牆者，須符合第20.2.2.5節之規定，係為了提供較大的延性，雖然這些構材不屬於抵抗地震力系統，但仍可能需要承受較大的非彈性轉角。

以壓拉桿模式設計構材或區域時，限定「其他」用途拉桿 f_y 上限 $5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 是因為缺乏試驗數據證實限制值可以更高。傳遞剪力之拉桿降伏強度仍定在 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 是為了與「剪力」用途保持一致。

20.2.2.5 在特殊耐震系統中，作為抵抗地震引致之彎矩、軸力或兩者均有之非預力縱向或對角向竹節鋼筋和錨栓錨定鋼筋應符合(a)或(b)之規定：

- (a) CNS 560 SD280W、SD420W、SD490W或SD550W。其中SD550W鋼筋節底部鋼筋表面處之曲率半徑應不小於該處節高之1.5倍，此要求適用於鋼筋表面所有突起之節、脊、商標、鋼種符號以及節與節交叉處等。節底部曲率之合格評估應依據鋼廠軋延新輥輪之量測結果，而非鋼筋樣品之量測結果。
- (b) 若為CNS 560 SD280鋼筋應符合(i)和(ii)，若為CNS 560 SD420鋼筋應符合(i)至(iii)。
 - (i) 認證試驗之實際降伏強度大於 f_y 之差值未超過 $1,250 \text{ kgf/cm}^2$ [125 MPa]。
 - (ii) 實際抗拉強度對實際降伏強度之比值至少1.25。
 - (iii) 最小伸長率不低於CNS 560 SD420W之規定。

解說：

抗拉強度和降伏強度之比值需大於1.25，係基於假設結構構材所發揮之非彈性旋轉能力是沿構材軸線方向降伏區長度之函數。實驗結果說明，降伏區長度和可能彎矩與降伏彎矩之相對量有關 (ACI 352R)。依據這個說法，可能彎矩對降伏彎矩之比值愈大，則降伏區長度愈長。有些鋼筋構材不符合此種情形時亦可發展非彈性旋轉，但其行為非常不一樣，宜避免直接使用基於具應變硬化鋼筋構材所推導之經驗法則。

對於CNS 560中SD420竹節鋼筋，最小伸長率的要求與SD420W竹節鋼筋的值相同。CNS 560 (2018)中SD690竹節鋼筋不允許用於特殊耐震系統中抵抗彎矩和軸力，係因為其竹節形狀有導致低週次疲勞破壞的疑慮 (Slavin and Ghannoum 2016)。

20.3 預力鋼絞線、鋼線、鋼棒

20.3.1 材料性質

20.3.1.1 預力鋼筋除應符合第20.3.1.3節有關特殊抗彎矩構架及特殊結構牆之需求外，亦應符合 (a)、(b)、(c)或 (d) 之規定：

- (a) 鋼絞線：CNS 3332。
- (b) 鋼線：CNS 3332。
- (c) 低鬆弛鋼線：CNS 3332及相關規定。
- (d) 高強度鋼棒：CNS 9272。

解說：

由於ASTM A421之補充規定說明低鬆弛預力鋼筋，僅適用於低鬆弛材料被指定使用時，故此適用的ASTM參考條文被列為獨立項目。

預力混凝土由於混凝土之收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 $1,000 \text{ kgf/cm}^2$ [100 MPa] 至 $2,500 \text{ kgf/cm}^2$ [250 MPa] 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) 應力消除無被覆之鋼線，(2) 應力消除無被覆之鋼絞線，(3) 合金鋼棒等三種。

應力消除無被覆鋼線，一般使用於先拉法預力施工，此種鋼線必需符合CNS 3332，其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 %。

應力消除無被覆鋼絞線，必需符合CNS 3332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 ~ 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Grade 250 (f_{pu} 約為17,500 kgf/cm² [1.75 GPa]) 以及Grade 270 (f_{pu} 約為19,000 kgf/cm² [1.9 GPa]) 兩種。另外CNS 3332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 %。

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 kgf/cm² [1.05 GPa] 者。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證之試驗報告。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或ASTM標準之規定。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。

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。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。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握裹力，對先拉法及握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。無握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) 塗料應附著於全部握裹長度。(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。無握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、臘、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。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。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 °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。

20.3.1.2 未列入CNS 3332或CNS 9272之預力鋼絞線、鋼線與鋼棒，若能符合本規範之最低要求，且經試驗或分析證明不減低構材之性能，則允許使用。

解說：

未符合上述CNS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。

20.3.1.3 在特殊抗彎矩構架、特殊結構牆及特殊結構牆之全部元件（包括採用預鑄混凝土鑄造之連接梁和牆墩）內，作為抵抗地震引致之彎矩、軸力或兩者均有之預力鋼筋應符合CNS 3332或CNS 9272。

20.3.2 設計性質

20.3.2.1 預力鋼筋之彈性模數 E_p 應由試驗決定或製造廠商提供。

解說：

設計常用之 E_p 值一般介於 $2.0 \times 10^6 \sim 2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ [197 ~ 200 GPa] 之間。可能需要根據試驗或製造商之出廠報告取得更準確值，以作為施預力時核對伸長量。

20.3.2.2 抗拉強度 f_{pu} 應根據預力鋼筋之規定種類，不得超過表20.3.2.2規定之數值。

表 20.3.2.2 預力鋼絞線、鋼線和鋼棒

類型	f_{pu} 允許設計上限值， kgf/cm ² [MPa]	適用之CNS規範
鋼絞線 (應力消除與低鬆弛)	19,000 [1860]	CNS 3332
鋼線 (應力消除與低鬆弛)	17,600 [1725]	CNS 3332
高強度鋼棒	10,500 [1035]	CNS 9272

解說：

CNS 3332鋼絞線的抗拉強度分為17,600 kgf/cm² [1725 MPa] 及19,000 kgf/cm² [1860 MPa] 等級。

CNS 3332依據鋼線的線徑與類型，抗拉強度分為16,500 kgf/cm² [1620 MPa]、16,800 kgf/cm² [1655 MPa] 及17,600 kgf/cm² [1725 MPa]。對於最常見的線徑6.0 mm，CNS 3332抗拉強度規定為16,800 kgf/cm² [1655 MPa]。

20.3.2.3 標稱撓曲強度 f_{ps} 下握裹預力鋼筋之應力

20.3.2.3.1 若全數預力鋼筋在拉力區且 $f_{se} \geq 0.5f_{pu}$ ，構材內握裹預力鋼筋之應力可依照式(20.3.2.3.1)計算 f_{ps} ，以替代依應變相容性計算所得較精確之 f_{ps} 。

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f'_c} (\rho - \rho') \right] \right\} \quad (20.3.2.3.1)$$

式中 γ_p 由表 20.3.2.3.1 查得。

以式 (20.3.2.3.1) 計算 f_{ps} 時，若計入壓力鋼筋，應同時滿足(a)及(b)。

解說：

對於鋼筋量比較高時，式(20.3.2.3.1)可能會低估梁的強度，此時宜使用應變一致與平衡法才能較精確估算強度。若有部分預力鋼筋位於壓力區內，則宜使用應變一致與平衡法計算。

式(20.3.2.3.1)及表20.3.2.3.1中之 γ_p 反應不同類型預力鋼筋對 f_{ps} 值的影響。表R20.3.2.3.1顯示預力鋼筋類型和 f_{py}/f_{pu} 比例的關係。

(a) 若 d' 超過 $0.15d_p$ ，式(20.3.2.3.1)中壓力鋼筋應被忽略。

解說：

(a) 當 d' 大時，壓力鋼筋之應變會遠小於其降伏應變，在此情況下，壓力鋼筋無法以式(20.3.2.3.1) 反應 f_{ps} ，因此，若 d' 超過 $0.15d_p$ ，式(20.3.2.3.1)只能在受壓鋼筋被忽略時使用。

(b) 若考量壓力鋼筋時，式(20.3.2.3.1)中之 $\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f'_c} (\rho - \rho') \right]$ 不得小於 0.17。

表 20.3.2.3.1 應用於式(20.3.2.3.1)之 γ_p 值

f_{py}/f_{pu}	γ_p
≥ 0.80	0.55
≥ 0.85	0.40
≥ 0.90	0.28

解說：

(b) 對於高鋼筋量指數之梁，如含有壓力鋼筋時，式(20.3.2.3.1)中之 ρ' 項反映 f_{ps} 值增大。若該式中 $[\rho_p(f_{pu}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho - \rho')]$ 項變小時，中性軸深度亦將較小，使得壓力鋼筋不會降伏，此時式(20.3.2.3.1)將變得不保守。基於此理由，當計算 f_{ps} 時，若考慮壓力鋼筋，則式(20.3.2.3.1)中之 $[\rho_p(f_{pu}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho - \rho')]$ 項不可取小於0.17之值。若使用式(20.3.2.3.1)時取 ρ' 為零，則可保守地忽略壓力鋼筋，在此情況下 $[\rho_p(f_{pu}/f'_c) + (d/d_p)(f_y/f'_c)(\rho)]$ 項可能小於0.17，且得到可接受之 f_{ps} 值。

表R20.3.2.3.1 f_{py}/f_{pu} 比值與預力鋼筋類型之關係

預力鋼筋類型		f_{py}/f_{pu}
高強度預力鋼棒	CNS 9272 Type I (光面)	≥ 0.85
	CNS 9272 Type II (竹節)	≥ 0.80
應力消除鋼絞線及鋼線	CNS 3332	≥ 0.85

低鬆弛鋼絞線及鋼線	CNS 3332	≥ 0.90
-----------	----------	--------

20.3.2.3.2 對於先拉預力鋼絞線，位於鋼絞線自由端 l_d 範圍內構材斷面鋼絞線設計應力，不得超過第 25.4.8.3 節之計算值。

20.3.2.4 標稱撓曲強度下無握裹預力鋼筋之應力 f_{ps}

20.3.2.4.1 構材以無握裹鋼腱施加預力，若 $f_{se} \geq 0.5f_{pu}$ ，可依照表 20.3.2.4.1 計算之 f_{ps} 近似值，以替代精確計算之 f_{ps} 。

表 20.3.2.4.1 標稱撓曲強度下之無握裹鋼腱之 f_{ps} 近似值

l_n/h	f_{ps}	
≤ 35	取最小值：	$f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$ (kgf/cm ²) [$f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100\rho_p}$ (MPa)]
		$f_{se} + 4200$ (kgf/cm ²) [$f_{se} + 420$ (MPa)]
		f_{py}
> 35	取最小值：	$f_{se} + 700 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$ (kgf/cm ²) [$f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p}$ (MPa)]
		$f_{se} + 2100$ (kgf/cm ²) [$f_{se} + 210$ (MPa)]
		f_{py}

解說：

$[f_{se} + 700 + f'_c/(300\rho_p)]$ 係反應無握裹預力鋼筋構材在跨距與深度比大於35時 (單向板、平板、片板) 的試驗結果 (Mojtahedi及Gamble 1978)。這些試驗同時指出式 $[f_{se} + 700 + f'_c/(100\rho_p)]$ 係對所有跨距與深度比均適用，但會高估跨距與深度比大於35時的應力值。雖然相同試驗顯示，用式 $[f_{se} + 700 + f'_c/(100\rho_p)]$ 設計淺構材彎矩強度符合因數化載重強度之要求，此反映規範對於最小握裹鋼筋量及混凝土拉應力限值規定之效應，經常控制預力施加量。

20.3.2.5 預力鋼筋之容許拉應力

20.3.2.5.1 預力鋼筋之容許拉應力不得超過表 20.3.2.5.1 之限制。

表 20.3.2.5.1 預力鋼筋之最大容許拉應力

階段	位置	最大拉應力	
施力時	千斤頂施力端	取最小值：	$0.94f_{py}$
			$0.80f_{pu}$
			端錨製造商建議之最大千斤頂施力值
預力傳遞後瞬間	在後拉預力錨定裝置及續接器	$0.70f_{pu}$	

解說：

由於高降伏強度之低鬆弛鋼絞線和鋼線符合CNS 3332及附錄，故適宜以規定最小CNS降伏強度及規定最小CNS抗拉強度指定容許應力。由於自1983年版ASTM規範起，均允許較高之容許初始預力鋼筋應力，將使最終應力可以變大。若結構物承受到腐蝕條件或重覆載重時，宜注意限制其最終應力。

20.3.2.6 預力損失

20.3.2.6.1 計算預力鋼筋有效拉應力 f_{se} 時，應考慮下列(a)至(f)之預力損失狀況：

- (a) 預力鋼筋於錨定處預力轉換時之損失。
- (b) 混凝土彈性縮短。
- (c) 混凝土潛變。
- (d) 混凝土收縮。
- (e) 預力鋼筋應力鬆弛。
- (f) 後拉預力鋼腱有意或無意彎曲導致之摩擦損失。

解說：

對於如何計算預力損失的說明，請參見Joint ACI-ASCE Committee 423 (1958)、ACI 435R (1995)、PCI Committee on Prestress Losses (1975) 和Zia等人 (1979)。預力損失的合理精確計算可依Zia等人(1979) 的建議，其考慮起始應力值 ($0.7f_{pu}$ 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、握裹後拉法或無握裹後拉法) 等。ACI 423.10R提供完整的說明如何計算預力損失。

實際的預力損失不論大於或小於計算值，對於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。在使用載重下，超估預力損失之損害與低估相似，前者將會導致過大的拱度與水平位移。

20.3.2.6.2 後拉預力鋼腱之摩擦損失應依據試驗所決定之皺褶與曲率摩擦係數值計算。

解說：

後拉預力鋼腱摩擦損失之計算可參考 the Post-Tensioning Manual (TAB.1) 或交通部「公路橋梁設計規範」。特定類型的預力鋼筋及金屬套管，其皺褶與曲率摩擦係數值，可由製造廠商取得。過於低估摩擦損失，會使構材產生不合適的拱度、潛在的撓度及預力不足；高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及縮短。若實測所得之摩擦係數比設計時採用之假設值為小，則宜調整施加之預力量，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，有照設計專業人員宜提供或核定施工者所擬採用之千斤頂施力值範圍與其它限制，以使能符合第20.3.2.5節及第24.5節容許應力之規定。

20.3.2.6.3 設計時應考量構材與相鄰構造物連接可能發生之預力損失。

20.4 合成柱用結構鋼、鋼管及鋼筒

20.4.1 材料性質

20.4.1.1 鋼管或鋼筒以外使用於合成柱之結構鋼，須符合以下CNS或相關規定：

- (a) 一般結構用軋鋼料：CNS 2473
- (b) 銲接結構用軋鋼料：CNS 2947
- (c) 銲接結構用耐候性熱軋鋼料：CNS 4269
- (d) 高耐候性軋鋼料：CNS 4620
- (e) 建築結構用軋鋼料：CNS 13812

20.4.1.2 用於合成柱中，內灌注混凝土之鋼管或鋼筒，須符合以下CNS標準或相關規定：

- (a) 一般結構用碳鋼鋼管：CNS 4435
- (b) 一般結構用矩形碳鋼鋼管：CNS 7141

20.4.2 設計性質

20.4.2.1 合成柱之結構鋼材，其 f_y 之上限值應符合第20.4.1節相關之CNS標準或其他規定。

20.4.2.2 結構鋼使用於合成柱作為結構核心型鋼 (structural steel core)，其 f_y 之上限為3,500 kgf/cm² [350 MPa]。

解說：

第20.4.1.1節之鋼材，可參考ASTM之相關規定如下：

- (1) 碳鋼：ASTM A36
- (2) 高強度低合金鋼：ASTM A242
- (3) 高強度低合金鈷鈳鋼：ASTM A572
- (4) 高強度、低合金、345 MPa (50ksi) 鋼：ASTM A588
- (5) 結構型鋼：ASTM A992。

第20.4.1.2節之鋼材，可參考ASTM之相關規定如下：

- (1) 黑皮鋼、熱浸、鋅被覆：ASTM A53B等級
- (2) 冷軋成形、銲接、無縫：ASTM A500
- (3) 熱軋成形、銲接、無縫：ASTM A501
- (4) 冷軋成形、銲接、無縫：ASTM A1085

核心型鋼的設計降伏強度宜受限制，使其不致造成混凝土剝落。已假設承受軸向壓力的混凝土應變量小於0.0018時將不致產生剝落，此時核心型鋼降伏強度為 $0.0018 \times 2 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ [$0.0018 \times 200 \text{ GPa}$] 或約 3600 kgf/cm^2 [360 MPa]，代表有用的最大鋼應力之上限值。

20.5 鋼筋之耐久性規定

20.5.1 混凝土保護層之規定

解說：

本節說明鋼筋外部之混凝土保護層要求，但不包括埋置物，如管路、電管及配件等的混凝土保護層，其要求示於第20.6.5節。

20.5.1.1 除建築技術規則對防火時效要求混凝土保護層厚度外，混凝土保護層最小厚度應依第20.5.1.2節至第20.5.1.4節規定辦理。

解說：

關於保護鋼筋抵禦氣候與其他因子侵蝕之混凝土保護層厚度，其量測方法為從混凝土表面至鋼筋最外層之距離。混凝土保護層厚度依結構構材之類型而有不同規定，當橫向鋼筋圍繞著主筋時，則量測混凝土保護層厚度至箍筋、繫筋或螺箍筋之較外側邊緣。若無箍筋或繫筋，且不止一層鋼筋時，則量測至最外層之鋼筋。對於後拉預力鋼腱而言，則量測至金屬端部配件或管路套管。對於擴頭鋼筋而言，則量測至頭部之最外側。

「暴露於大氣或與大地地表接觸」之情形，係指直接暴露於溼氣改變之環境中，不只有溫度改變。梁、板或薄殼底面通常被認為不會直接暴露，除非因冷凝作用、從暴露面直接洩露或相似作用所造成之乾溼交替。

當等值於本規範要求之額外混凝土保護層厚度時，則保護鋼筋避免氣候影響之替代方法亦可被同意使用。當被主管單位按第1.9節規定核准時，暴露於大氣之替代混凝土保護層厚度不小於未暴露於大氣下之厚度。

第二十五章中伸展長度要求為鋼筋保護層厚度之函數。為符合伸展長度之需求，混凝土保護層厚度宜大於第20.5.1節中最小值之規定。

20.5.1.2 非結構混凝土樓板修飾層，得視為鋼筋保護層之一部分。

解說：

混凝土樓板的修飾層可為非結構目的，如同鋼筋保護層和防火披覆。然而本條款之先決條件為混凝土樓板修飾層需確認不會發生剝落而導致減少保護層厚度。再者，為考慮鋼筋伸展，要求之最小混凝土整體保護層厚度宜依照第20.5.1.3節辦理。

20.5.1.3 規定混凝土保護層要求

20.5.1.3.1 場鑄無預力混凝土構材之鋼筋，其規定混凝土保護層厚度至少應如表 20.5.1.3.1 所列。

表 20.5.1.3.1 場鑄無預力混凝土構材之規定混凝土保護層厚度

混凝土暴露環境	構材	鋼筋	規定保護層厚度，mm
貼地澆置且永久接觸大地之混凝土	所有構材	所有鋼筋	75
暴露於大氣環境或接觸大地之混凝土	所有構材	D19至D57鋼筋	50
		D16鋼筋、鋼線標稱直徑16 mm及以下者	40
不暴露於大氣環境且不接觸大地之混凝土	樓板、小梁和牆	D43及D57鋼筋	40
		D36鋼筋及以下號數者	20
	梁、柱、柱墩和拉力桿	主筋、肋筋、箍筋、螺箍筋及閉合箍筋	40
與海水或腐蝕性環境接觸者	所有構材	所有鋼筋	100

20.5.1.3.2 場鑄預力混凝土構材之鋼筋、套管及端部配件之規定保護層厚度至少應如表 20.5.1.3.2 所列。

表 20.5.1.3.2 場鑄預力混凝土構材之規定混凝土保護層厚度

混凝土暴露環境	構材	鋼筋	規定保護層厚度，mm
貼地澆置且永久接觸大地之混凝土	所有構材	所有鋼筋	75
暴露於大氣環境或接觸大地之混凝土	樓板、小梁和牆	所有鋼筋	25
	其他所有構材	所有鋼筋	40
不暴露於大氣環境且不接觸大地之混凝土	樓板、小梁和牆	所有鋼筋	20
	梁、柱和拉力桿	主筋	40
		肋筋、箍筋、螺箍筋及閉合箍筋	25

20.5.1.3.3 於預鑄廠生產之預鑄非預力或預鑄預力混凝土構材，其鋼筋、套管及端部配件之規定混凝土保護層厚度至少應如表 20.5.1.3.3 所列。

表 20.5.1.3.3 於廠內生產之預鑄無預力或預力混凝土構材之規定混凝土保護層厚度

混凝土暴露環境	構材	鋼筋	規定保護層厚度, mm
暴露於大氣環境或接觸大地之混凝土	牆	D43和D57號；直徑大於40 mm之鋼腱	40
		D36鋼筋及較小者；鋼線標稱直徑16 mm或較小者；直徑40 mm及更小之鋼腱和預力鋼絞線	20
	其他所有構材	D43和D57鋼筋；直徑大於40 mm之鋼腱	50
		D19至D36鋼筋；直徑大於16 mm至40 mm間之鋼腱與預力鋼絞線	40
		D16鋼筋、鋼線標稱直徑16 mm和較小者；直徑16 mm及較小之鋼腱和預力鋼絞線	30
	不暴露於大氣環境且不接觸大地之混凝土	樓板、小梁和牆	D43和D57鋼筋；直徑大於40 mm之鋼腱
直徑40 mm及較小之鋼腱和預力鋼絞線			20
D36鋼筋、鋼線標稱直徑16 mm及較小者			16
梁、柱、柱墩和拉力桿		主筋	選擇 d_b 與16之較大者，但不必超過40
		肋筋、箍筋、螺箍筋及閉合箍筋	10

20.5.1.3.4 深基礎構材之規定混凝土保護層厚度至少應如表 20.5.1.3.4 所列。

表 20.5.1.3.4 深基礎構材之規定混凝土保護層厚度

混凝土暴露環境	深基礎構材型式	鋼筋	規定保護層厚度, mm
貼地澆置且永久接觸大地之混凝土，未受鋼管樁、預埋管模或穩定岩盤包覆者	場鑄	所有鋼筋	75
受鋼管樁、預埋管模或穩定岩盤包覆者	場鑄	所有鋼筋	40
永久接觸大地之混凝土	預鑄 (非預力)	所有鋼筋	40
	預鑄 (預力)	所有鋼筋	40
與海水接觸者	預鑄 (非預力)	所有鋼筋	65
	預鑄 (預力)	所有鋼筋	50

解說：

預鑄混凝土由於在配比、澆置與養護上可有較佳之控制，因此保護層厚度之要求可較少，但並非意味著預鑄混凝土構材一定要在預鑄廠內生產。當模具的尺寸、鋼筋的定位、混凝土的品質管制和養護的流程皆可被控制如同預鑄廠內之等級時，亦可視同適用本節。

本節中對於預拉力鋼絞線混凝土保護層厚度之要求，僅針對抵禦氣候或其他影響因子所設定，此項

保護層厚度可能尚不足以傳遞或發展鋼絞線之應力，因此可能需要增加保護層厚度。

20.5.1.3.5 束筋之規定混凝土保護層厚度應至少為(a)與(b)之較小者：

(a) 束筋之等效直徑。

(b) 50 mm。

貼地澆置及永久接觸大地之混凝土，其規定混凝土保護層厚度須為 75 mm。

解說：

等效直徑係指與成束鋼筋斷面積相等之單根鋼筋直徑。

20.5.1.4 腐蝕環境下規定混凝土保護層厚度

解說：

腐蝕環境之定義見第19.3.1節及第19.3.2節。停車場結構腐蝕之額外資訊，則需參考ACI 362.1R。

20.5.1.4.1 在腐蝕環境或暴露於其他極端條件下，規定混凝土保護層厚度則應適度提高。

對混凝土部分，應滿足 19.3 中暴露類別之規定，或採行其他有效之保護措施。

表 20.5.1.4.1 在腐蝕環境或暴露於其他極端條件之規定混凝土保護層厚度

型式	構材	鋼筋	規定保護層厚度，mm
場鑄	牆及樓板	所有鋼筋	50
	其他所有構材	所有鋼筋	65
預鑄	牆及樓板	所有鋼筋	40
	其他所有構材	所有鋼筋	50

解說：

當混凝土結構在使用過程中可能暴露於外在氯鹽環境時，諸如去冰鹽、鹽水、海水、或含這些氯鹽的霧氣環境，則混凝土宜經配比設計以滿足第十九章中適用暴露等級之要求，包括最大 w/cm 、普通混凝土及輕質混凝土之最低強度及混凝土中最高之氯離子含量。

20.5.1.4.2 就第 24.5.2 節中所分類之 T 類或 C 類預力混凝土構材，及暴露於腐蝕環境或第 19.3 節中所提之其他極端類型，其預力鋼筋之規定混凝土保護層厚度應至少為第 20.5.1.3.2 節場鑄構材與第 20.5.1.3.3 節預鑄構件保護層厚度之 1.5 倍。

20.5.1.4.3 如果預壓拉力區在持續載重下不受拉力，則第 20.5.1.4.2 節不需考慮。

20.5.2 非預力之塗布鋼筋

20.5.2.1 非預力之塗布鋼筋應符合表20.5.2.1之規定。

表 20.5.2.1 非預力之塗布鋼筋

塗布類型	適用之規範		
	鋼筋	鋼線	銲接鋼線
鍍鋅	CNS 14771	不允許	相關規定
環氧樹脂塗布	相關規定	相關規定	相關規定
鍍鋅與環氧樹脂雙層塗布	相關規定	不允許	不允許

解說：

表20.5.2.1中，使用鍍鋅之銲接鋼線適用ASTM A1060，使用環氧樹脂塗布之鋼筋適用ASTM A755和ASTM A934，鋼線與銲接鋼線適用ASTM A884，使用鍍鋅與環氧樹脂雙層塗布之鋼筋適用ASTM A1055。

熱浸鍍鋅鋼筋 (CNS 14771)、環氧樹脂塗布鋼筋 (ASTM A775及A934) 和鍍鋅與環氧樹脂雙層塗布鋼筋 (ASTM A1055) 常被應用於須特別考量鋼筋腐蝕防治之工程中，如停車場結構、橋梁結構和其他具高腐蝕環境下之工程。

20.5.2.2 使用鍍鋅、環氧樹脂塗布或鋅與環氧樹脂雙層塗布之竹節鋼筋，應符合第20.2.1.3節之要求。

20.5.2.3 使用環氧樹脂塗布之鋼線及銲接鋼線網應符合第20.2.1.7節之要求。

20.5.3 無握裹預力鋼筋之防蝕保護

20.5.3.1 無握裹預力鋼筋應被包覆於襯裹中，且襯裹與預力鋼筋間之空隙需以經調配之材料完全填充，以抑制腐蝕之發生。襯裹應具水密性並且連續包覆於無握裹之鋼筋部位。

解說：

應用於無握裹預力鋼筋之防蝕材料，其性質宜符合第19.1節中Breen等人(1994)之定義。

基本上，襯裹是一種連續、無縫、高密度的聚乙烯材料，並且直接擠出成型於塗布之預力鋼筋上。

20.5.3.2 襯裹須以水密方式連接所有施力端、中間續接處與固定端之錨定裝置。

20.5.3.3 無握裹之單根預力鋼腱應進行防蝕保護。

20.5.4 注漿型鋼腱之防蝕保護

20.5.4.1 注漿型鋼腱之套管應被注漿填滿，並與混凝土、預力鋼筋、注漿及腐蝕抑制劑接觸後無反應發生。

20.5.4.2 應保持套管處於無積水之狀態。

解說：

套管中水分可能造成預力鋼筋腐蝕、可能導致灌漿泌水及析離、及在冷凍條件下可能造成周圍混凝土破壞。若預力鋼筋灌漿前在套管中長時間暴露，則宜用腐蝕抑制劑提供臨時性腐蝕防護 (ACI 423.7)。

握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。

20.5.4.3 單根鋼線、單股絞線或單支鋼棒鋼腱之注漿套管，其內部直徑應至少比預力鋼筋直徑大6 mm。

20.5.4.4 多根鋼線、多股鋼絞線或多支鋼棒鋼腱之注漿套管，其內部斷面積應至少為預力鋼筋斷面積之2倍。

20.5.5 後拉預力錨定器、續接器與端部配件之腐蝕防護

20.5.5.1 錨定器、續接器與端部配件應進行長期保護以防止腐蝕發生。

解說：

有關保護的建議可參考ACI 423.3R及ACI 423.7。

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。

20.5.6 外置後拉預力之腐蝕防護

20.5.6.1 外置預力鋼腱與鋼腱錨定區應進行保護以防止腐蝕

解說：

有許多方法可以達到永久性的腐蝕防護。腐蝕防護措施之選擇應考量鋼腱所處之環境條件。在某些情況下，預力鋼筋之保護需採混凝土包覆或於聚乙烯管、金屬管中填充水泥漿來保護。在其他條件時，則允許使用油漆或油脂塗布來保護。防蝕保護之方法亦應該符合建築技術規則中的防火需求，除非外置後拉預力裝置僅用於提昇結構物的服務性能。

20.6 埋置物

20.6.1 埋置物應對於結構強度不會有明顯之影響，且不會降低火害之保護

解說：

任何對混凝土或鋼筋不會造成危害的埋置物，皆可放置於混凝土中，但是其埋設方式仍需被確認不會損及結構安全。建築師或專業技師宜確認以適用的配管規則作設計與系統檢驗。承包商不得安裝未標註於工程文件中或未經建築師或專業技師核可之導管、管、套管或套筒。

埋置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 51 mm，亦不得違反防火之規定。管道、管線或套管穿過板、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) 不致銹蝕或受壓易於損壞者。
- (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 51 mm 者。

(4) 中心間距不小於管徑之 3 倍者。

除經結構工程師核准者外，管道、管線或套管理置（非穿越構材）於混凝土中時，管之外徑不得大於板、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，管在板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。

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少於大氣壓力達 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達 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 且壓力不大於 3.5 kgf/cm² 者除外。

20.6.2 埋置物之材料不可對混凝土或鋼筋造成損害

20.6.3 鋁質之埋置物應採塗布或覆蓋之方式，以預防鋁-混凝土反應與鋁-鋼之電解作用。

解說：

本規範禁止鋁金屬應用於結構混凝土中，除非該金屬件被有效的塗布或覆蓋，阻隔與混凝土的接觸。鋁與混凝土反應或在有氯離子的情況下與鋼筋電解反應，造成混凝土的開裂、剝落或兩種現象同時發生。鋁質電管具有一個特殊的問題，其雜散電流加速這些不良之反應。第 26.4.1.5.1(c) 節禁止氯化鈣或任何含有氯化物的摻料應用於含有鋁質埋置物之混凝土中。

20.6.4 須提供與埋置管垂直之鋼筋，其斷面積至少為混凝土斷面積之 0.002 倍。

20.6.5 當混凝土暴露於土壤或大氣環境中時，其預埋管與配件之規定混凝土保護層厚度應至少為 40 mm，但當混凝土未暴露於大氣中或接觸地面時，則至少為 20 mm。

第二十一章 強度折減因數

21.1 範圍

21.1.1 除第二十七章允許項目以外，設計時選用之強度折減因數均應遵照本章規定。

解說：

採用強度折減因數之目的為：(1) 考量因材料強度及尺寸變異而造成低於強度要求構件之機率；(2) 考量設計公式之不精確度；(3) 在考量載重影響下，反映構材之可用延展性及需求可靠度；(4) 反映構材於結構物中之重要性 (MacGregor 1976; Winter 1979)。

21.2 結構混凝土構材及接頭之強度折減因數

21.2.1 除第21.2.2節、第21.2.3節及第21.2.4節修定內容外，各項強度折減因數 ϕ 均須依照表21.2.1規定。

表 21.2.1 強度折減因數， ϕ

	作用力或結構構件	ϕ	除外情況
(a)	彎矩、軸力，或彎矩與軸力合併作用	0.65至0.90，須依照第21.2.2節選定。	接近先拉預力構材鋼絞線尚未完全發展之端部， ϕ 須符合第21.2.3節規定。
(b)	剪力	0.75	對於設計為抵抗地震影響之結構物，第21.2.4節列舉額外規定。
(c)	扭力	0.75	
(d)	承壓力	0.65	
(e)	後拉預力錨定區	0.85	
(f)	托架與梁托	0.75	
(g)	符合第二十三章壓拉桿方法設計之壓桿、拉桿、節點區及承壓區	0.75	
(h)	由拉力鋼材構件降伏控制之預鑄構材接頭各元件	0.90	
(i)	純混凝土構件	0.60	
(j)	用於混凝土構件之錨栓	0.45至0.75，須依照第十七章選定	

解說：

本規範所訂強度折減因數為第五章規定因數化載重組合之基礎。

- (e) 實驗室試驗後拉預力錨定區 (Breen 等人1994)，結果呈現大範圍之分散性，此實驗觀察以因數 ϕ 設為 0.85 加以考慮，此外，在第25.9.4.5.2節亦限制一般區域無圍束混凝土之標稱抗壓強度為 $0.7\lambda f'_{ci}$ ，式中 λ 值定義於第19.2.4節，因此，在一般區域之無圍束混凝土有效設計強度為 $0.85 \times 0.7\lambda f'_{ci} = 0.6\lambda f'_{ci}$ 。
- (f) 托架與梁托行為主要由剪力控制，因此，對所有潛在破壞模式均使用單一值 $\phi = 0.75$ 。
- (i) 對於純混凝土構材所有潛在破壞模式，均使用相同強度折減因數，因為純混凝土撓曲拉力強度及剪力強度均只取決於混凝土之拉力強度，未由鋼筋提供額外強度或延展性，對彎矩與剪力使用相同之強度折減因數視為恰當。

21.2.2 彎矩、軸力、或彎矩與軸力合併作用下之強度折減因數應符合表21.2.2

21.2.2.1 竹節鋼筋之 ϵ_{ty} 為 f_y/E_s ，而對於 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2 [420 \text{ MPa}]$ 之竹節鋼筋， ϵ_{ty} 可採用0.002。21.2.2.2 對於所有預力鋼筋， ϵ_{ty} 應採用0.002。

解說：

構材承受彎矩或彎矩與軸力合併作用之標稱強度，係基於最外緣抗壓纖維之假設應變限值為0.003情況下決定。淨拉應變 ϵ_t 為最外緣拉力鋼筋在標稱強度下計算所得之拉應變，不計預力、潛變、收縮及溫度引致之應變。最外緣拉力鋼筋之淨拉應變 ϵ_t 係由標稱強度下之線性應變分布計算，如圖R21.2.2a之非預力構材所示。

僅承受軸向壓力之構材視為壓力控制，僅承受軸向拉力之構材視為拉力控制。

假如最外緣拉力鋼筋之淨拉應變夠大 ($\geq \epsilon_{ty} + 0.003$)，此斷面視為拉力控制，過量撓度及裂縫為可預期之破壞預警， $\epsilon_{ty} + 0.003$ 限值在大部分應用時已提供足夠延展性。在本規範之前， ϵ_t 之拉力控制限值為0.005，該限值係基於 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2 [420 \text{ MPa}]$ 之非預力鋼筋與預力鋼筋，並部分考量高強度非預力鋼筋而得 (Mast 1992)。自本規範開始，為納入高強度非預力鋼筋，表21.2.2中 ϵ_t 之拉力控制限值定義為 $\epsilon_{ty} + 0.003$ 。此定義與 Mast (1992) 對非 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2 [420 \text{ MPa}]$ 一般鋼筋之建議一致，且試驗資料顯示該定義可確保構件具足夠之韌性。

連續構材與構架在設計彎矩重新分布時需要較大延展性，此討論列於第6.6.5節，因為彎矩重新分布取決於塑鉸區可用之延展性，彎矩重新分布僅限用於淨拉應變至少為0.0075之斷面。

假如最外緣拉力鋼筋之淨拉應變小 ($\leq \epsilon_{ty}$)，可預期是脆性壓力破壞，對於即將面臨之破壞無足夠預警，在本規範以前，對 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2 [420 \text{ MPa}]$ 之鋼筋及所有預力鋼筋均將壓力控制應變限值定為0.002，但對於其他型式鋼筋未有明確定義，本規範中第21.2.2.1節及第21.2.2.2節分別對竹節鋼筋及預力鋼筋訂定壓力控制應變之限值 ϵ_{ty} 。

梁與板一般為拉力控制，但柱可能為壓力控制，某些構材，如承受小軸力及大彎矩之構材，最外緣拉力鋼筋承受之淨拉應變在 ϵ_{ty} 至 ($\epsilon_{ty} + 0.003$) 限值間，這些斷面為處於壓力控制與拉力控制間之過渡區。

本節規定拉力控制與壓力控制斷面合適強度折減因數及過渡區之中間情況，自本規範起，表21.2.2中之表達式 ($\epsilon_{ty} + 0.003$) 定義 ϵ_t 於拉力控制行為之限值，對於承受軸力與彎矩合併作用之斷面，設計強度係將 P_n 及 M_n 同時乘以適當單一 ϕ 值後計算而得。

由於壓力控制斷面有較小之延展性，對混凝土強度變化較敏感，一般壓力控制斷面之構材亦比拉力控制斷面之構材支撐較大載重區域，因此，壓力控制斷面使用之因數 ϕ 比拉力控制斷面使用者小。因柱配置螺箍筋有較大延展性與韌性，其強度折減因數高於配置其他型式橫向鋼筋之柱，在過渡區斷面之 ϕ 值可依圖 R21.2.2b所示線性內插法求得。

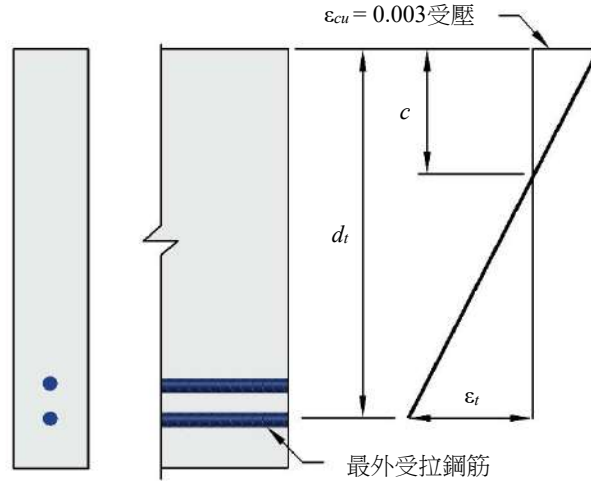
表 21.2.2 彎矩、軸力、或彎矩與軸力合併作用之強度折減因數， ϕ

淨拉應變， ϵ_t	分類	ϕ			
		橫向鋼筋之型式			
		符合25.7.3之螺箍筋		其他	
$\epsilon_t \leq \epsilon_{ty}$	壓力控制	0.75	(a)	0.65	(b)
$\epsilon_{ty} < \epsilon_t < \epsilon_{ty} + 0.003$	過渡區 ^[1]	$0.75 + 0.15 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{0.003}$	(c)	$0.65 + 0.25 \frac{(\epsilon_t - \epsilon_{ty})}{0.003}$	(d)

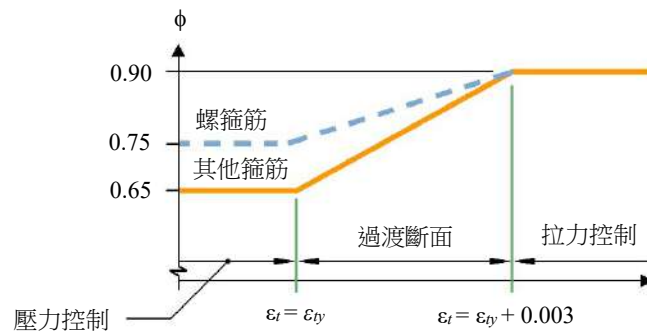
$\epsilon_t \geq \epsilon_{ty} + 0.003$	拉力控制	0.90	(e)	0.90	(f)
---	------	------	-----	------	-----

^[1] 對於分類為過渡區之斷面，得使用對應於壓力控制斷面之 ϕ 。

解說：



圖R21.2.2a 非預力構材中之應變分布與淨拉應變



圖R21.2.2b 最外受拉鋼筋淨拉應變 ϵ_t 與 ϕ 關係圖

21.2.3 對於鋼絞線未完全發展之先拉預力撓曲構材斷面，彎矩 ϕ 值須依照表21.2.3規定計算，其中 l_{tr} 依(21.2.3)式計算， ϕ_p 為按表21.2.2對所有鋼絞線皆已發展之最接近構材端部斷面計得之 ϕ 值，而 l_d 列舉在第25.4.8.1節，

$$l_{tr} = 0.014 \left(\frac{f_{se}}{3} \right) d_b \left[l_{tr} = \left(\frac{f_{se}}{21} \right) d_b \right] \quad (21.2.3)$$

表 21.2.3 靠近先拉預力構材端部之斷面強度折減因數 ϕ

靠近構材端部之條件	混凝土在使用載重之應力 ^[1]	由構材端部到考量斷面之距離	ϕ	
所有鋼絞線均握裹	不適用	$\leq l_{tr}$	0.75	(a)
		l_{tr} 至 l_d	在0.75至 ϕ_p 間線性內插 ^[2]	
單股或多股鋼絞線去握裹	計算結果無拉力	$\leq (l_{db} + l_{tr})$	0.75	(c)
		$(l_{db} + l_{tr})$ 至 $(l_{db} + l_d)$	在0.75至 ϕ_p 間線性內插 ^[2]	
	計算結果有拉力	$\leq (l_{db} + l_{tr})$	0.75	(e)
		$(l_{db} + l_{tr})$ 至 $(l_{db} + 2l_d)$	在0.75至 ϕ_p 間線性內插 ^[2]	

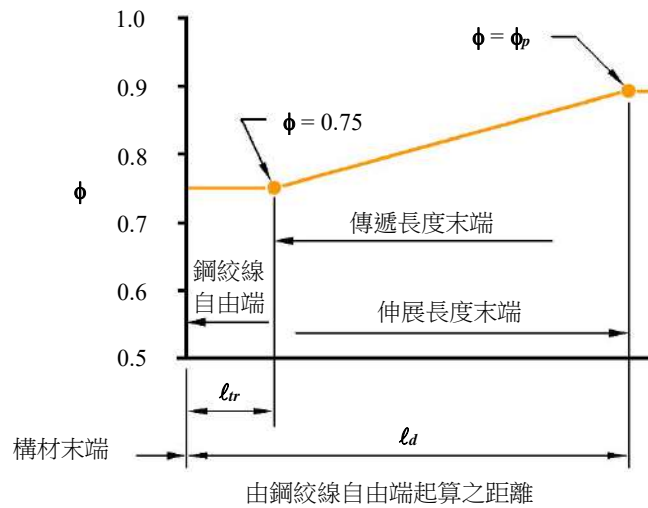
^[1] 在使用載重下，扣除所有容許預力損失後，以考量斷面之總斷面性質計算，得到預壓拉力區最外緣混凝土纖維之應力。

^[2] 得使用強度折減因數為0.75。

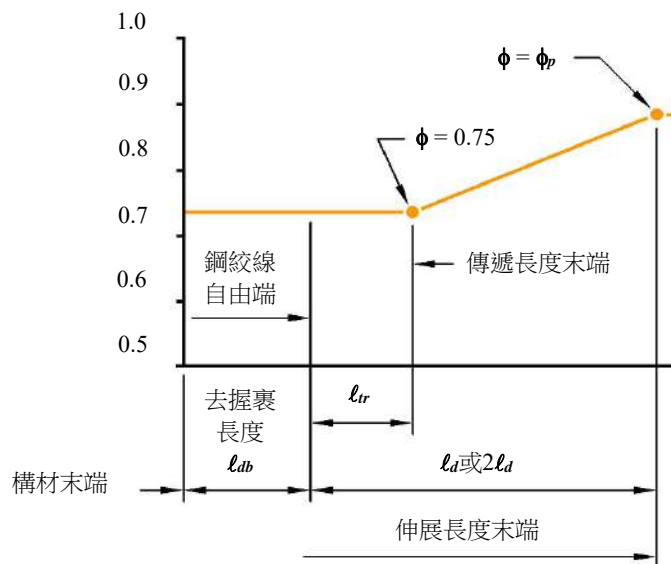
解說：

沿著先拉預力構材，若臨界斷面發生在非所有鋼絞線皆完全發展之區域，可能發生握裹滑移破壞，這種破壞模式類似脆性剪力破壞，因此，其彎矩 ϕ 值較所有鋼絞線皆完全發展斷面之 ϕ 值為小，對位於傳遞長度末端及伸展長度末端間之斷面 ϕ 值，可依線性內插法計算，如圖R21.2.3a所示，其中 ϕ_p 為所有鋼絞線皆已發展之最接近構材端部斷面之 ϕ 值。

當一束或多束鋼絞線之握裹未延伸至構材端部時，若不使用更精細分析方法，在構材端部到具最長去握裹長度鋼絞線之傳遞長度末端間，應使用 ϕ 值0.75，超過此點，如圖R21.2.3b所示， ϕ 值可線性變化至所有鋼絞線皆完全發展斷面之 ϕ_p 值；或者， ϕ 值可取0.75，直到所有鋼絞線皆完全發展。去握裹鋼絞線之埋置可考慮自去握裹套管終止處開始起作用，超過此點，可由使用載重下預壓拉力區之計算所得應力，根據第25.4.8.1節來決定鋼絞線伸展長度是否為 l_d 或 $2l_d$ (圖R21.2.3b)。



圖R21.2.3a 由充分握裹預力構材鋼絞線自由端起算之距離與 ϕ 變化關係圖



註：發展長度端點位置取決於使用載重下預壓拉力區混凝土最外側之計算應力值

圖R21.2.3b 由去握裹預力構材鋼絞線自由端起算之距離與 ϕ 變化關係圖

21.2.4 對於藉由(a)或(b)所列構件以抵抗地震效應 E 之結構物，其剪力之 ϕ 值須依照第21.2.4.1節至第21.2.4.3節規定修正：

- (a) 特殊抗彎矩構架。
- (b) 特殊結構牆。

21.2.4.1 任何設計為抵抗 E 之構材，若其標稱剪力強度小於發展標稱彎矩強度所對應之剪力，則剪力 ϕ 值須為0.6。標稱彎矩強度應為考量因數化軸向載重所計得之最大值，而該軸向載重應取自包括 E 之載重組合。

解說：

此條文針對剪力控制構材，如低矮牆、牆開口處之牆體、或橫隔板，在各種相關載重條件下，構材之標稱剪力強度小於發展標稱撓曲強度所對應之剪力。

21.2.4.2 橫隔板之剪力 ϕ 值，不能超過用以作為主要地震力抵抗系統中，垂直元件之剪力 ϕ 最小值。

解說：

在許多1994年美國加州北嶺地震時遭受破壞之停車場結構物中，矮結構牆為抵抗側向力系統之主要垂直構件。某些情況下，牆體基本上維持線彈性，但橫隔板呈現非彈性反應，具牆剪力強度折減因數為0.6之建築物，趨向於有相對高之超額強度，此條文旨在增加此類結構物橫隔板及其接頭強度。

21.2.4.3 對於支承主要地震力抵抗系統之基礎構件，其剪力 ϕ 值應不超過主要地震力抵抗系統垂直元件剪力 ϕ 值之最小值。

解說：

本規定係為提供用於支承以強度折減因數0.6設計之剪力牆的基礎構件剪力一致之可靠度。

21.2.4.4 對於特殊抗彎矩構架之梁柱接頭以及具對角向鋼筋之連接梁，其剪力 ϕ 值應為0.85。

第二十二章 斷面強度

22.1 範圍

22.1.1 本章適用於計算構材斷面之標稱強度，包括下列(a)至(g)：

- (a) 撓曲強度。
- (b) 軸向強度或撓曲與軸力組合強度。
- (c) 單向剪力強度。
- (d) 雙向剪力強度。
- (e) 扭力強度。
- (f) 承壓力。
- (g) 剪力摩擦。

解說：

本章規定適用於估算臨界斷面之構材強度。

22.1.2 斷面強度應符合本章之要求，除非構材部分或全部之設計係依照第二十三章規定。

解說：

第二十三章提供非連續區域之設計方法，該區域無法適用斷面分析法。

22.1.3 斷面設計強度應取為標稱強度乘以第二十一章所規定之強度折減因數 ϕ 。

22.2 彎矩與軸力強度之設計假設

22.2.1 平衡與應變一致性

22.2.1.1 任一斷面應滿足平衡。

解說：

採用本規範強度設計法計算構材的撓曲與軸力強度，要求滿足兩個基本條件：(1) 平衡與 (2) 應變一致性。平衡即在標稱強度時作用於斷面的所有力量處於平衡狀態。在標稱強度時混凝土及鋼筋之應力應變關係，係建立在第22.2節所允許的設計假設。

22.2.1.2 混凝土及非預力鋼筋之應變，應假設為正比於至中性軸之距離。

解說：

除第二十三章所述之案例外，即使接近標稱強度時，鋼筋混凝土斷面之應變呈線性分布之假設是合理的（平面斷面保持平面）。

非預力鋼筋及混凝土之應變均假設為直接正比於至中性軸之距離，對於設計時決定鋼筋應變與相對應之應力，此假設最為重要。

22.2.1.3 預力混凝土中，混凝土、握裹及無握裹預力鋼筋之應變應包含有效預力引致之應變。

22.2.1.4 握裹預力鋼筋應變之變化，應假設為正比於至中性軸之距離。

解說：

對於握裹預力鋼筋，其應變之變化受到所考慮斷面應變之變化影響。對於無握裹預力鋼筋，其應變之變化受到外力、鋼筋位置、與沿鋼筋長度之邊界條件等影響。本規範用以計算無握裹鋼筋之 f_{ps} 公式，如第20.3.2.4節所列，已證實符合試驗結果。

22.2.2 混凝土之設計假設

22.2.2.1 混凝土最外受壓纖維之最大應變應假設為0.003。

解說：

觀察不同種類試驗結果顯示，混凝土壓碎時最大混凝土壓應變由0.003變化至特殊狀況下超過0.008。但對於一般配比、材料及強度之構材，發展出構材強度時之應變通常在0.003至0.004間。

22.2.2.2 計算撓曲與軸力強度時應忽略混凝土之抗拉強度。

解說：

混凝土之撓曲抗拉強度 (破裂模數)，相較於抗壓強度，具有較易變化的特性，且約為抗壓強度之10至15%。計算標稱撓曲強度時可保守地忽略混凝土撓曲抗拉強度。然而，當評估使用載重下之開裂及撓度時，混凝土抗拉強度則很重要。

22.2.2.3 混凝土之壓應力與應變關係應假設為矩形、梯形、拋物線形或其他形狀，其強度預估結果基本上須與大量試驗結果相吻合。

解說：

混凝土之應力與應變關係於高應變階段為非線性 (應力非正比於應變)。如第22.2.2.1節所述，設計時最大可用壓應變設定為0.003。

混凝土斷面壓應力之實際分布情形常為複雜且無法明確知道。研究顯示，混凝土應力分布之重要性，可選用任一種不同假設所對應之應力分布形狀盡量近似。

22.2.2.4 符合第22.2.2.4.1節至第22.2.2.4.3節之等值矩形混凝土應力分布滿足第22.2.2.3節。

解說：

規範允許設計時採用等值矩形壓應力分布 (應力塊)，取代較詳細近似之混凝土應力分布。

22.2.2.4.1 混凝土應力應假設為均勻分布於等值壓力區，其值為 $0.85 f'_c$ ，此等值壓力區由斷面邊緣與平行中性軸之最大壓縮應變纖維處距離 a 之直線為邊界，並以下式計算：

$$a = \beta_1 c \quad (22.2.2.4.1)$$

解說：

等值矩形應力分布無法代表標稱強度時壓力區之實際應力分布，但確實可提供與試驗 (Mattock等人1961) 相同之標稱組合撓曲與軸壓力強度。

22.2.2.4.2 由最大壓應變纖維至中性軸之距離 c ，其量測應垂直中性軸。

22.2.2.4.3 β_1 之值應依照表22.2.2.4.3之規定。

表22.2.2.4.3 等值矩形混凝土應力分布之 β_1 值

f'_c , kgf/cm ² [MPa]	β_1	
$175 \leq f'_c \leq 280$ [$17 \leq f'_c \leq 28$]	0.85	(a)
$280 < f'_c < 560$ [$28 < f'_c < 56$]	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 280)}{70}$ [$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 28)}{7}$]	(b)
$f'_c \geq 560$ [$f'_c \geq 56$]	0.65	(c)

解說：

β_1 之值經由實驗決定。 β_1 之下限值係根據混凝土強度大於560 kgf/cm² [56 MPa] 的梁實驗資料訂定 (Leslie等人 1976；Karr等人 1978)。

22.2.3 非預力鋼筋之設計假設

22.2.3.1 抵抗拉力或壓力之竹節鋼筋應符合第20.2.1節。

22.2.3.2 竹節鋼筋之應力應變關係及彈性模數應依照第20.2.2.1節及第20.2.2.2節予以理想化假設。

22.2.4 預力鋼筋之設計假設

22.2.4.1 符合第20.3.1節含握裹預力鋼筋之構材，其標稱撓曲強度之應力 f_{ps} 應依照第20.3.2.3節計算。

22.2.4.2 符合第20.3.1節含無握裹預力鋼筋之構材，其 f_{ps} 應依照第20.3.2.4節計算。

22.2.4.3 如預力鋼絞線之埋置長度小於 l_d ，則鋼絞線之設計應力不得超過按第25.4.8.1節(b)所修正後之第25.4.8.3節規定值。

22.3 撓曲強度

22.3.1 通則

22.3.1.1 標稱撓曲強度 M_n 應依照第22.2節之假設計算。

22.3.2 預力混凝土構材

22.3.2.1 符合第20.2.1節規定之竹節鋼筋與預力鋼筋併用時，得考慮其對拉力強度有貢獻，且以應力 f_y 值納入撓曲強度之計算。

22.3.2.2 其他非預力鋼筋如以應變一致性分析進行計算應力時，得考量其對撓曲強度之貢獻。

22.3.3 合成混凝土構材

22.3.3.1 第22.3.3節規定適用於由構件個別澆置施工，但所有構件連結為一單元共同抵抗外力之構材。

解說：

無預力鋼絞線的握裹長度 (Salmons和McCrane 1977；PCA 1980) 應足夠，以利與在臨界斷面執行應變諧和分析的應力相符合。

第二十二章範圍包含合成混凝土受撓構材。對某些現場澆置混凝土的案例，分次澆置混凝土可設計為一單元構材，此時，混凝土界面設計為可傳遞通過該界面的力量。結構鋼－混凝土合成梁不包含於本章，此種合成構材之設計規定包含於AISC 360。

22.3.3.2 計算合成板與梁之 M_n 時，得採用全合成斷面。

22.3.3.3 計算合成板與梁之 M_n 時，無須區分為有支撐施工與無支撐施工構材。

22.3.3.4 合成構材之不同構件，其規定混凝土抗壓強度不同時，設計上應使用各構件之性質計算 M_n 。另得使用產生 M_n 之最臨界值構件之 f'_c 值。

22.4 軸力強度或撓曲與軸力組合強度

22.4.1 通則

22.4.1.1 標稱撓曲及軸力強度應依照第22.2節之假設計算。

22.4.2 最大軸向壓力強度

22.4.2.1 標稱軸向壓力強度 P_n 不得超過表22.4.2.1所列之 $P_{n,max}$ ，其中，非預力構材及鋼與混凝土合成構材之 P_o 依式(22.4.2.2)計算，預力構材依式(22.4.2.3)計算。 f_y 最大值應限制在5,600 kgf/cm² [550 MPa]。

表22.4.2.1 最大軸力強度

構材	橫向鋼筋	$P_{n,max}$	
非預力	符合第22.4.2.4節之箍筋	0.80 P_o	(a)
	符合第22.4.2.5節之螺箍筋	0.85 P_o	(b)
預力	箍筋	0.80 P_o	(c)
	螺箍筋	0.85 P_o	(d)
深基礎構材	符合第十三章之箍筋	0.80 P_o	(e)

解說：

為考慮意外偏心，純受壓斷面之設計軸力強度限制為標稱軸力強度之80 %至85 %，這些百分比值分別近似於符合第22.4.2.4節偏心比為0.1之箍筋構材，以及第22.4.2.5節偏心比為0.05之螺箍筋構材的軸力強度。相同軸向載重限制皆應用於現場澆置及預鑄受壓構材。限制受壓鋼筋 f_y 在5,600 kgf/cm² [550 MPa] 因為超出這應力之前，混凝土很可能就達本身抗壓強度。柱橫向鋼筋限制不適用於深基礎構材，其細則要求詳見於第十三章。

22.4.2.2 非預力構材之 P_o 應依下式計算：

$$P_o = 0.85f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \quad (22.4.2.2)$$

其中， A_{st} 為所有非預力縱向鋼筋之總面積。

22.4.2.3 預力構材之 P_o 應依下式計算：

$$P_o = 0.85f'_c (A_g - A_{st} - A_{pd}) + f_y A_{st} - (f_{se} - 0.003E_p) A_{pt} \quad (22.4.2.3)$$

其中， A_{pt} 為預力鋼筋總面積、 A_{pd} 為預力套管、襯裹、預力鋼筋之總面積， f_{se} 值應至少 $(0.003E_p)$ 。對於灌漿、後拉預力鋼腱，得假設 A_{pd} 與 A_{pt} 相同。

解說：

預力對壓力構材軸向強度之影響已考量於式(22.4.2.3)。式(22.4.2.3)相似於非預力受壓構材之式(22.4.2.2)。混凝土承受限制應力 $0.85f'_c$ 之有效面積，由 A_{pd} 折減之，以考慮預力套管、襯裹及預力鋼筋面積。加入第三項係為考量預力對柱容量的折減。計算標稱強度時，預力鋼筋之應力 f_{se} 需扣除 $0.003E_p$ ，其中， 0.003 為構材在軸向容量之假設壓應變。

22.4.2.4 受壓構材中作為縱向鋼筋側向支撐之箍筋，應滿足第10.7.6.2節及第25.7.2節之規定。

22.4.2.5 受壓構材中作為縱向鋼筋側向支撐之螺箍筋，應滿足第10.7.6.3節及第25.7.3節之規定。

22.4.3 最大軸向拉力強度

22.4.3.1 非預力、合成或預力構材之標稱軸向拉力強度，應不得大於下式所計算之 $P_{nt,max}$ 。

$$P_{nt,max} = f_y A_{st} + (f_{se} + \Delta f_p) A_{pt} \quad (22.4.3.1)$$

其中， $(f_{se} + \Delta f_p)$ 不應超過 f_{py} ，且非預力構材 A_{pt} 取為零。

22.5 單向剪力強度

22.5.1 通則

22.5.1.1 斷面之標稱單向剪力強度 V_n 應依下式計算：

$$V_n = V_c + V_s \quad (22.5.1.1)$$

解說：

無剪力鋼筋之構材，剪力假設由混凝土承受。有剪力鋼筋之構材，部分剪力強度假設由混凝土提供，其餘部分則由剪力鋼筋提供。

非預力混凝土的單向剪力公式在2019年規範(ACI 318-19)中進行了更改，其主要包括考慮構件有效斷面深度的影響，通常稱為「尺寸效應」，以及縱向鋼筋比對剪力強度的影響。

梁不論有無剪力鋼筋，混凝土提供之剪力強度 V_c 皆假設一樣，且取為造成斜向開裂之剪力 (Joint ACI-ASCE Committee 426 1973；MacGregor與Hanson 1969；Joint ACI-ASCE Committee 326 1962)。開裂後， V_c 由粒料互鎖、插筋效應、與通過混凝土壓力區所傳遞剪力等所貢獻。

剪力強度係以有效斷面 $b_w d$ 之平均剪應力為基礎。

第二十三章允許採用壓拉桿模式於任何結構混凝土構材或構材不連續區域之剪力設計。斷面剪力設計流程可適用於B區域。

22.5.1.2 斷面尺度之選定應符合式 (22.5.1.2)：

$$V_u \leq \phi (V_c + 2.12\sqrt{f'_c} b_w d) \quad (22.5.1.2)$$

$$[V_u \leq \phi (V_c + 0.66\sqrt{f'_c} b_w d)]$$

解說：

第22.5.1.2節中限制斷面尺度之目的係儘可能減少混凝土的對角壓力破壞，並限制開裂程度。

- 22.5.1.3 非預力構材之 V_c 應依照第22.5.5節計算。
- 22.5.1.4 預力構材之 V_c 、 V_{ci} 與 V_{cw} 應依照第22.5.6節或第22.5.7節計算。
- 22.5.1.5 計算 V_c 、 V_{ci} 與 V_{cw} 時應依照第19.2.4節。
- 22.5.1.6 計算 V_s 時應依照第22.5.8節。
- 22.5.1.7 計算 V_n 時應考量構材中任何開孔之效應。

解說：

構材腹板開孔將降低其剪力強度。有關開孔效應之討論可見Joint ACI-ASCE Committee 426 1973之第4.7節及Barney等人 (1977) 和Schlaich等人 (1987)。第二十三章介紹之壓拉桿模式可用於具開孔構材之設計。

- 22.5.1.8 受束制之構材於計算 V_c 時，應考慮因潛變與收縮引致之軸向拉力效應。

解說：

軸向拉力之考量需要工程判斷。軸向拉力通常由於體積變化而發生，但是它可能足夠低，不會對具有適當伸縮縫設計並滿足最小縱向鋼筋比要求的結構之性能產生不利影響。如果對於軸向拉力大小產生不確定性，可能需要設計剪力鋼筋以抵抗總剪力。

- 22.5.1.9 深度變化之構材於計算 V_c 時，得考慮斜向撓曲壓力效應。

解說：

構材具深度變化時，任一斷面之剪力內力受斜向撓曲應力之垂直分量而有所增減。

- 22.5.1.10 若符合下列(a)或(b)，沿正交方向剪力之交互作用得忽略。

$$(a) \frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} \leq 0.5 \quad (22.5.1.10a)$$

$$(b) \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 0.5 \quad (22.5.1.10b)$$

- 22.5.1.11 若 $\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} > 0.5$ 且 $\frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} > 0.5$ ，則應符合式 (22.5.1.11)。

$$\frac{V_{u,x}}{\phi V_{n,x}} + \frac{V_{u,y}}{\phi V_{n,y}} \leq 1.5 \quad (22.5.1.11)$$

解說：

鋼筋混凝土構材如柱和梁，可能受到雙軸剪力。對於具對稱性的圓形斷面，在任何軸的標稱單向剪力強度均相同。因此，當圓形斷面沿兩中心軸受到剪力時，可以使用合力來評估剪力強度。然而，對於矩形和其他斷面，以合力來評估單向標稱剪力強度是不合適的。根據柱的雙軸荷載測試和分析結果顯示

(Umehara和Jirsa, 1984), 剪力強度是先需要從兩個正交軸方向求個別單向剪力強度, 然後按橢圓交互影響圖方式來評估構材實際剪力強度。只單獨考慮每個軸向的剪力強度是不保守的。因此, 可用線性交互作用來考慮雙軸剪力。

22.5.2 幾何假設

22.5.2.1 計算預力構材之 V_c 與 V_s 時, d 值應取為最外壓力纖維至預力鋼筋與任何非預力縱向鋼筋形心之距離, 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 (MacGregor與Hanson 1969) 證明預力混凝土構材之 d 值不需取小於 $0.8h$, 該研究之梁在斷面下緣含有直線預力鋼筋或加強筋, 且有肋筋圍繞縱向鋼筋。

22.5.2.2 計算 V_c 與 V_s 時：

- (a) 圓形斷面 d 值得取 0.8 倍直徑；
- (b) 實心圓形斷面 b_w 等於直徑；
- (c) 空心圓形斷面 b_w 等於 2 倍壁厚度。

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 (Joint ACI-ASCE Committee 426 1973; Faradji與Diaz de Cossio 1965; Khalifa與Collins 1981)。

雖然圓形斷面之橫向鋼筋可能非由直線段所組成, 惟實驗指出, 當 d 依照第22.5.2.2節規定選取, 式(22.5.8.5.3)仍是保守的 (Faradji與Diaz de Cossio 1965; Khalifa與Collins 1981)。

22.5.3 材料強度限制

22.5.3.1 計算單向剪力之 V_c , V_{ci} , 及 V_{cw} 時, 公式中之 $\sqrt{f'_c}$ 值不得大於 26.5 kgf/cm^2 [8.3 MPa], 除非滿足第22.5.3.2節規定。

解說：

因缺乏混凝土抗壓強度大於 700 kgf/cm^2 [70 MPa] 之實驗資料及實務案例, 本規範規定計算混凝土構材剪力強度公式所用之 $\sqrt{f'_c}$ 最大值為 26.5 kgf/cm^2 [8.3 MPa]。梁及小梁之橫向鋼筋如能滿足第22.5.3.2節規定則不在此限。

22.5.3.2 鋼筋或預力混凝土梁及混凝土欄柵小梁構造, 具備符合第9.6.3.3節或第9.6.4.2節規定之最小腹筋時, 計算 V_c , V_{ci} 和 V_{cw} 之 $\sqrt{f'_c}$ 值可大於 26.5 kgf/cm^2 [8.3 MPa]。

解說：

根據Mphonde與Frantz (1984)、Elzanaty 等人 (1986)、Roller與Russell (1990)、Johnson與 Ramirez (1989) 以及Oczebe等人 (1999) 之梁試驗結果, 高強度混凝土之橫向鋼筋最少量需予增加。這些試驗指出當梁配置橫向鋼筋提供 3.5 kgf/cm^2 [0.35 MPa] 有效剪應力時, 其保有之剪力強度隨 f'_c 之增加而減少。隨 f'_c 增加, 最少橫向鋼筋量亦增加, 可抵消剪力強度之折減。

22.5.3.3 用以計算 V_s 之 f_y 與 f_{yr} 值不得超過第20.2.2.4節之限制。

解說：

設計時採用 f_y 及 f_{yr} 數值上限取4,200 kgf/cm² [420 MPa]，係為了控制斜向裂縫寬度。

22.5.4 合成混凝土構材

22.5.4.1 本節應適用於由構材分別澆置施工，但所有構件連結為一單元以承受載重。

解說：

第二十二章範圍包含合成混凝土構材。對某些含現場澆置混凝土的案例，分開澆置之混凝土可視為同一單元設計之，此時，混凝土界面設計為可傳遞通過該界面的載重。本章不包含結構鋼－混凝土合成梁，此種合成構材之設計規定適用於AISC 360。

22.5.4.2 計算合成構材之 V_n 時，無須區分為有支撐與無支撐構材。

22.5.4.3 合成構材之不同構件，其規定混凝土抗壓強度、單位重或其他性質不同時，設計上應使用各構件之性質計算 V_n 。或者，亦可使用產生 V_n 最臨界值之構件性質。

22.5.4.4 若假定整體合成構材可抵抗垂直剪力，得視其為一具有相同斷面形狀之整體澆置構材，以計算 V_c 。

22.5.4.5 若假定整體合成構材可抵抗垂直剪力，且剪力鋼筋依照第25.7節規定完全錨定於相連結之構件時，則得視為一具有相同斷面形狀之一體澆置構材，以計算 V_s 。

22.5.5 非預力構材之 V_c

22.5.5.1 對於非預力構材， V_c 應依照表22.5.5.1及第22.5.5.1.1節至第22.5.5.1.3節計算。

表22.5.5.1 非預力構材 V_c

條件	V_c		
$A_v \geq A_{v,\min}$	(a)·(b)任何一式	$\left(0.53 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d$	(a)
		$\left[\left(0.17 \lambda \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \right]$	
$A_v < A_{v,\min}$		$\left(2.12 \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d$	(b)
		$\left[\left(0.68 \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \right]$	
$A_v < A_{v,\min}$		$\left(2.12 \lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d$	(c)
		$\left[\left(0.68 \lambda_s \lambda (\rho_w)^{1/3} \sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) b_w d \right]$	

註：1. 軸力 N_u ，壓力為正值，而拉力為負值。

2. V_c 值應不得取小於零。

22.5.5.1.1 V_c 最大值應不得超過 $1.33\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$ [$0.42\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$]。

22.5.5.1.2 表22.5.5.1中， $\frac{N_u}{6A_g}$ 最大值應不得超過 $0.05f'_c$ 。

22.5.5.1.3 尺度效應修正係數 λ_s ，應按下列公式計算：

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{\left(1 + \frac{d}{25}\right)}} \leq 1 \quad \left[\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{\left(1 + \frac{d}{250}\right)}} \leq 1 \right] \quad (22.5.5.1.3)$$

解說：

對於沒有剪力鋼筋的非預力構材，測試結果 (Kuchma等人2019) 顯示，測量的剪力強度主要由混凝土所貢獻，不會與構件深度成正比增加，這種現象通常稱為「尺寸效應」。例如，如果構材深度加倍，則較深梁破壞剪力可能小於較淺梁破壞剪力的兩倍 (Sneed與Ramirez 2010)。梁、單向板的 $A_{v,min}$ 在第9.6.3.4節中定義。

先前研究 (Angelakos等人2001；Lubell等人2004；Brown等人2006；Becker與Buettner 1985；Anderson 1978；Bazant等人2007) 顯示，對於增加梁的深度，以及減少梁縱向鋼筋面積，其破壞時的剪應力會比較低。

在表22.5.5.1中，對於 $A_v \geq A_{v,min}$ 時，可以使用(a)或(b)式之其中之一式計算 V_c 。公式(a)可提供作為較簡便的選項。

當利用表22.5.5.1計算 V_c 時，軸向拉力可導致 V_c 計算結果為負值。在這種情況下，則規定 V_c 值應取零。表22.5.5.1中 $A_{v,min}$ ，可參考表9.6.3.4、第10.6.2.2節，及其他本規範內之定義。

當使用表22.5.5.1中的公式時，用於計算縱向鋼筋比 ρ_w 中拉力鋼筋面積 A_s 的位置，可以取自離頂部受壓纖維端為三分之二以上之構材深度拉力區位置之鋼筋量。圓形斷面 b_w 與 d 之定義，詳見第22.5.2.2節。

尺寸效應修正係數 λ_s 內的參數與鋼筋混凝土的破壞力學理論是一致的 (Bazant等人，2007；Frosch等人，2017)。

22.5.6 預力構材之 V_c

22.5.6.1 本節應適用於後拉及先拉構材之 V_c 計算，該處預力鋼筋之有效力量可全部傳遞至混凝土。如預力鋼筋之有效力量無法全部傳遞至混凝土，則該處 V_c 之計算應由第22.5.7節決定。

22.5.6.2 對於預力受撓構材，當 $A_{ps}f_{se} \geq 0.4 (A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$ 時， V_c 應依照表22.5.6.2計算，但不需小於 $0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$ [$0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd$]。或者，亦得依照第22.5.6.3節計算 V_c 。

表22.5.6.2 V_c 近似計算法

V_c		
(a)、(b)、及(c) 之最小值：	$\left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 50 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d$ $\left[\left(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8 \frac{V_u d_p}{M_u} \right) b_w d \right]^{[1],[2]}$	(a)

	$(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 50)b_w d$ $[(0.05\lambda\sqrt{f'_c} + 4.8)b_w d]$	(b)
	$1.33\lambda\sqrt{f'_c} b_w d$ $[0.42\lambda\sqrt{f'_c} b_w d]$	(c)

^[1] M_u 與 V_u 同時發生在所考量斷面

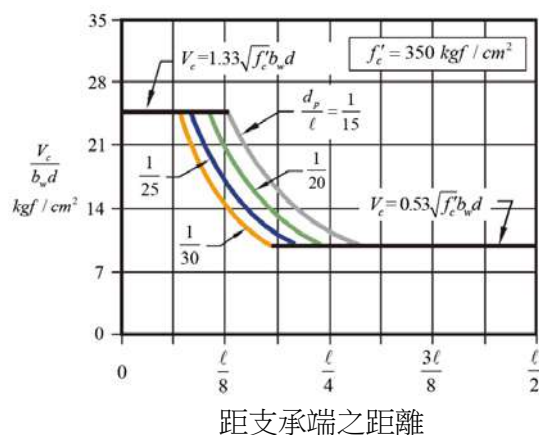
^[2] 當計算公式22.5.6.2(a)中之 $V_u d_p / M_u$ 項時， d_p 應實際從斷面受壓最外緣算至預力鋼筋形心之距離。且 d_p 應不可取如第22.5.2.1節所述0.8h之假設值。

解說：

本規定提供計算預力混凝土梁 V_c 之簡單方法 (MacGregor與Hanson 1969)。本規定可應用於僅含預力鋼筋之梁或含預力與非預力鋼筋組合之構材。表22.5.6.2式(a)最適合用於承受均勻載重之構材。應用(a)之表示式於承受均勻載重之簡支構材，可採用式(R22.5.6.2)：

$$\frac{V_u d_p}{M_u} = \frac{d_p (\ell - 2x)}{x(\ell - x)} \quad (\text{R22.5.6.2})$$

式中， ℓ 為跨徑， x 為待檢核斷面至支承的距離。混凝土 f'_c 等於 350 kgf/cm^2 [35MPa] 者，由第22.5.6.2節中 V_c 變化如圖R22.5.6.2所示。本設計輔助式係由ASCE Joint Committee (1940) 所給予。



圖R22.5.6.2 表22.5.6.2應用於 $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ [35MPa] 承受均勻載重之預力構材

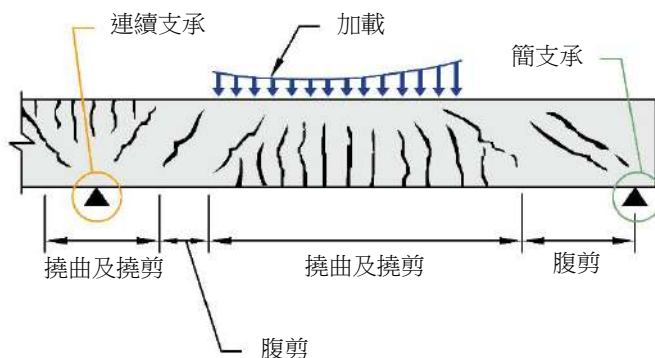
22.5.6.3 對於預力構材， V_c 得取為依照第22.5.6.3.1節所計算之 V_{ci} 或者依照第22.5.6.3.2節或第22.5.6.3.3節所計算之 V_{cw} ，兩者較小者。

解說：

混凝土梁中發生之斜向開裂有兩類：腹板剪力開裂及撓曲剪力開裂。此兩類斜向開裂如圖R22.5.6.3所示。

腹板剪力開裂由構材中當主拉應力超過混凝土拉力強度之某一點開始。撓曲剪力開裂先產生撓曲開裂。當撓曲開裂發生時，裂縫上方的混凝土剪應力會增加。當剪力及撓曲拉力之組合應力超過混凝土拉力強度時，撓曲剪力裂縫即開始發展。

混凝土提供之標稱剪力強度 V_c 係假設等於 V_{ci} 或 V_{cw} 之較小值。式(22.5.6.3.1a)及式(22.5.6.3.2)之推導整理於ACI 318-65。



圖R22.5.6.3 混凝土梁之開裂型式

22.5.6.3.1 撓剪強度 V_{ci} 應根據下列公式(a)計算，但無需小於公式(b)或(c)之值。

$$(a) \quad V_{ci} = 0.16\lambda\sqrt{f'_c}b_wd_p + V_d + \frac{V_iM_{cre}}{M_{max}} \quad (22.5.6.3.1a)$$

$$\left[V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c}b_wd_p + V_d + \frac{V_iM_{cre}}{M_{max}} \right]$$

$$(b) \quad \text{對於構材 } A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y) \text{ 時， } V_{ci} = 0.45\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (22.5.6.3.1b)$$

$$\left[V_{ci} = 0.14\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \right]$$

$$(c) \quad \text{對於構材 } A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y) \text{ 時， } V_{ci} = 0.53\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \quad (22.5.6.3.1c)$$

$$\left[V_{ci} = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_wd \right]$$

式中 d_p 不需小於 $0.80h$ ， M_{max} 及 V_i 值應按該斷面發生最大因數化彎矩時之載重組合計算，且 M_{cre} 應依下列計算：

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (1.6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \quad (22.5.6.3.1d)$$

$$\left[M_{cre} = \left(\frac{I}{y_t} \right) (0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d) \right]$$

解說：

在推導式(22.5.6.3.1a)時，係假設 V_{ci} 為造成所考慮斷面撓曲開裂之剪力，以及使撓曲開裂變成撓曲剪力開裂所需額外增加之剪力之和。前者之剪力計算如下：

$$V = \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \quad (R22.5.6.3.1a)$$

計算 V_i 及 M_{max} 時，需考慮外部作用因數化載重，包括自重外之靜載重與活載重。計算式(22.5.6.3.1a)中之 M_{cre} 時， I 及 y_t 係為承受外加載重斷面之斷面性質。

對合成構材而言，部分靜載重僅由部分斷面承受，故計算 f_d 時宜慎選合適之斷面性質。在此情況下，宜分開由靜載重產生的剪力 V_d 及由其他載重產生的剪力 V_i 。因此 V_d 包括合成作用前作用於部分斷面之無因數化靜載重，以及作用於合成構材上自重外之無因數化靜載重兩部分。 V_i 及 M_{max} 可取為：

$$V_i = V_u - V_d \quad (R22.5.6.3.1b)$$

$$M_{max} = M_u - M_d \quad (R22.5.6.3.1c)$$

其中 V_u 及 M_u 為由總因數化載重產生之因數化剪力及彎矩， M_d 為由無因數化靜載重產生之彎矩（即對應於 f_d 之彎矩）。

對承受均布載重之非合成梁而言，全部斷面承受全部剪力，且活載重與靜載重之剪力圖相似。在此情況下，式(22.5.6.3.1a)及式(22.5.6.3.1c)簡化為：

$$V_{ci} = 0.16\lambda\sqrt{f'_c}b_w d + \frac{V_u M_{ct}}{M_u} \quad (\text{R22.5.6.3.1d})$$

$$[V_{ci} = 0.05\lambda\sqrt{f'_c}b_w d + \frac{V_u M_{ct}}{M_u}]$$

式中

$$M_{ct} = (I/y_t)(1.6\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe}) \quad (\text{R22.5.6.3.1e})$$

$$[M_{ct} = (I/y_t)(0.5\lambda\sqrt{f'_c} + f_{pe})]$$

前二式中之開裂彎矩 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(22.5.6.3.1a)中之 M_{cre} 不同， M_{cre} 為靜載重以外之所有載重造成的開裂彎矩。式(22.5.6.3.1a)中則增加靜載重剪力為獨立一項。

M_u 為梁中所考慮斷面之因數化彎矩， V_u 為與 M_u 同時發生之因數化剪力。因計算靜載重與活載重應力均採用相同之斷面性質，故靜載重應力及剪力不需分開計算。 M_{ct} 係反映由有效預力到假設撓曲開裂之 $1.6\lambda\sqrt{f'_c}$ [$0.5\lambda\sqrt{f'_c}$] 拉力之總應力變化。

22.5.6.3.2 腹剪強度 V_{cw} 應依下列計算：

$$V_{cw} = (0.93\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p \quad (\text{22.5.6.3.2})$$

$$[V_{cw} = (0.29\lambda\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc})b_w d_p + V_p]$$

式中， d_p 不需小於 $0.80h$ ，且 V_p 為有效預力之垂直分量。

解說：

式(22.5.6.3.2)係基於斷面中心軸之剪力程度產生主拉應力約達 $1.06\lambda\sqrt{f'_c}$ [$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$] 致使出現腹剪開裂之假設。 V_p 係由不加载重因數之有效預力計得。

22.5.6.3.3 除第22.5.6.3.2節外， V_{cw} 亦得取同時受靜載重及活載重下之剪力，且其主拉應力在下列(a)或(b)位置達 $1.06\lambda\sqrt{f'_c}$ [$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$]：

- (a) 當預力斷面之中心軸在梁腹內時，以中心線作為主拉應力之計算位置。
- (b) 當預力斷面之中心軸在翼板時，以梁腹與翼板之交線為主拉應力之計算位置。

22.5.6.3.4 在合成構材，主拉應力應按第22.5.6.3.3節所規定之計算位置作計算，其應考慮所承受各相關載重之斷面應力作疊加。

解說：

一般而言，在未支撐施工中，由靜載重引起的主拉應力是在合成作用前引起的，而由活載重引起的主拉應力是在合成作用產生後所引起的。在有支撐施工中，由靜載重與活載重兩者引起的主拉應力均是在合成作用產生後所引起的。

22.5.7 先拉預力構材於折減預力區之 V_c

- 22.5.7.1 計算 V_c 時，預力鋼筋傳遞長度 l_{tr} ，鋼絞線應假設為 $50d_b$ ，鋼線則為 $100d_b$ 。
- 22.5.7.2 若鋼絞線握裹延伸至構材端點，有效預力應假設為由預力鋼筋端點為零，線性變化至距預力鋼筋端點 l_{tr} 處為最大。
- 22.5.7.3 符合第22.5.7.2節之折減有效預力位置，其 V_c 應依照下列(a)至(c)計算：
- 折減有效預力應用以決定第22.5.6.2節之適用性。
 - 折減有效預力應用以計算第22.5.6.3節之 V_{cw} 。
 - 依照第22.5.6.2節所計得之 V_c 值，不得超過使用折減有效預力所計算之 V_{cw} 值。
- 22.5.7.4 若鋼絞線之握裹未延伸至構材端點，有效預力應假設為由握裹開始點為零，線性變化至距該點 l_{tr} 處為最大。
- 22.5.7.5 符合第22.5.7.4節之折減有效預力位置，其 V_c 應依照下列(a)至(c)計算：
- 折減有效預力應用以決定第22.5.6.2節之適用性。
 - 折減有效預力應用以計算第22.5.6.3節之 V_{cw} 。
 - 依照第22.5.6.2節所計得之 V_c 值，不得超過使用折減有效預力所計算之 V_{cw} 值。

解說：

先拉預力梁近端點處預力減少對剪力強度之影響宜予考慮。第22.5.7.2節及第22.5.7.3節規定，當預力鋼筋之握裹延伸至構材端點時，在傳遞長度內斷面之折減剪力強度。第22.5.7.4節及第22.5.7.5節規定部分預力鋼筋未與混凝土握裹之長度範圍內斷面之折減剪力強度，或當預力鋼筋握裹未延伸至梁端時之傳遞長度範圍內斷面之折減剪力強度。

22.5.8 單向剪力鋼筋

- 22.5.8.1 任一斷面當 $V_u > \phi V_c$ 時，應提供橫向鋼筋以符合式(22.5.8.1)規定。

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (22.5.8.1)$$

- 22.5.8.2 對含有橫向鋼筋之單向構材， V_s 應依照第22.5.8.5節規定計算。

解說：

第22.5.8.5節規定適用於各種橫向鋼筋，包括肋筋、箍筋、閉合箍筋、繫筋、螺箍筋及多螺箍筋。

- 22.5.8.3 對含有彎起縱向鋼筋之單向構材， V_s 應依照第22.5.8.6節規定計算。
- 22.5.8.4 構材同一部分若採用一種型式以上之剪力鋼筋， V_s 應為各種剪力鋼筋 V_s 之和。
- 22.5.8.5 橫向鋼筋提供之單向剪力強度
- 非預力及預力構材，剪力鋼筋得符合下列(a)、(b)、(c)或(d)：
 - 垂直於構材軸向之肋筋、箍筋或閉合箍筋等
 - 垂直於構材軸向之銲接鋼線網
 - 螺箍筋
 - 多螺箍筋
 - 斜向肋筋與構材縱軸之交角至少 45° ，並通過潛在剪力裂縫平面者，得作為非預力構材之剪力鋼筋。

22.5.8.5.3 第22.5.8.5.1節(a)-(c)中剪力鋼筋之 V_s 應依下式計算：

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (22.5.8.5.3)$$

式中， s 為螺箍筋間距或剪力鋼筋之縱向間距， A_v 依照第 22.5.8.5.6 節或第 22.5.8.5.7 節決定。

22.5.8.5.4 第22.5.8.5.1節(d)中剪力鋼筋之 V_s 應由下述兩種方式擇一計算：(1)依式(22.5.8.5.3)計算，但不計入角隅小螺箍筋之貢獻；(2)以離散計算模型計算。

解說：

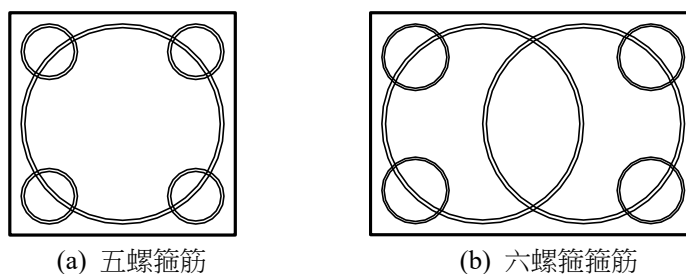
剪力鋼筋之設計係根據修正桁架類比法。桁架類比法中，其垂直拉桿之力量係由剪力鋼筋承受。倘若桁架中斜桿之斜度假設為 45° 時，剪力鋼筋僅需設計為承擔造成斜拉開裂以外的部分剪力。混凝土貢獻之剪力容量則假設由混凝土壓力區、粒料互鎖及插筋作用等所提供，相當於造成斜向開裂之容量。

式(22.5.8.5.3)、(22.5.8.5.4)及(22.5.8.6.2a)表示由剪力鋼筋所提供之標稱剪力強度 V_s 。其中，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：

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_{yt} d} \quad (R22.5.8.5)$$

儘管允許斜向肋筋穿過潛在的剪力裂縫的平面，但是當淨剪力的方向會由於瞬間荷載的改變而反轉時，斜向肋筋的使用是不合適的。

多螺箍筋 V_s 之離散計算模型係在假設的臨界剪力裂縫作用下，逐一於每一螺箍筋與該裂縫交會點計算箍筋所提供之剪力強度，加總所有交會點之剪力強度得多螺箍筋之 V_s ，在前述計算中，臨界裂縫為產生最小 V_s 之裂縫，與裂縫交會之箍筋假設已降伏，為與本規範剪力鋼筋之 V_s 計算假設一致，臨界剪力裂縫與構材縱軸之夾角應假設為 45° ，且臨界剪力裂縫於平行構材縱軸方向之投影長度假設為 d 。多螺箍筋之離散計算模型之推導可見Ou等人(2014)、Ou等人(2015)、Ou與Ngo(2016a)與Ou與Ngo(2016b)。圖22.5.8.5.4為國內已有工程應用之多螺箍筋型式。



圖R22.5.8.5.4 五螺箍筋與六螺箍筋

22.5.8.5.5 第22.5.8.5.2節中剪力鋼筋之 V_s 應依下式計算：

$$V_s = \frac{A_v f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (22.5.8.5.4)$$

式中， α 為斜向肋筋與構材縱軸之交角， s 為平行縱向鋼筋方向之間距， A_v 依照第 22.5.8.5.6 節決定。

解說：

為達有效性，關鍵在於將斜向肋筋設置在通過潛在剪力裂縫。若斜向肋筋大致平行於剪力裂縫，肋筋則無法提供剪力強度。

22.5.8.5.6 對於任一矩形箍筋、肋筋、閉合箍筋或繫筋， A_v 應為間距 s 內所有鋼筋肢材或鋼絞線之有效面積。

22.5.8.5.7 對於每一圓形箍筋或螺箍筋， A_v 應為間距 s 內鋼筋或鋼絞線面積之二倍。

解說：

雖圓形斷面中橫向鋼筋可能不包含直線肢材，實驗指出若 d 依照第22.5.2.2節選用，則式(22.5.8.5.3)仍是保守的 (Faradji與Diaz de Cossio 1965；Khalifa與Collins 1981)。

22.5.8.6 彎起縱向鋼筋提供之單向剪力強度

22.5.8.6.1 若彎起鋼筋與構材縱軸之交角 α 至少 30° 者，斜向彎起縱向鋼筋中央四分之三分得作為非預力構材之剪力鋼筋。

解說：

為達有效性，關鍵在於彎起縱向鋼筋通過潛在剪力裂縫。若斜向鋼筋大致平行於潛在剪力裂縫，則鋼筋無法提供剪力強度。

22.5.8.6.2 若剪力鋼筋包含單根鋼筋或一組面積為 A_v 之平行鋼筋，均在距支承相同距離處彎起時， V_s 應為下列(a)及(b)之較小值：

$$(a) V_s = A_v f_s \sin \alpha \quad (22.5.8.6.2a)$$

$$(b) V_s = 0.8 \sqrt{f'_c b_w d} \quad (22.5.8.6.2b)$$

$$[V_s = 0.25 \sqrt{f'_c b_w d}]$$

式中， α 為彎起鋼筋與構材縱軸之交角。

22.5.8.6.3 若剪力鋼筋包含一組平行彎起鋼筋或多組鋼筋在距支承不同距離處平行彎起時， V_s 應依式(22.5.8.5.4)計算。

22.6 雙向剪力強度

解說：

承受剪力與彎矩的雙向構材之因數化剪應力宜依照第8.4.4節之規定計算，第22.6節提供決定標稱剪力強度之規定，其適用於不配置剪力鋼筋，或使用肋筋之情況。因數化剪力需求及強度均以應力計算，如此允許直接剪力與彎矩傳遞效應可以疊加。

本規範已刪除平板剪力柱頭的設計規定，因為這種類型的剪力鋼筋在目前實務上很少使用。若要設計平板剪力柱頭，可參照先前版本土木401-100「混凝土工程設計規範與解說」的規定。

22.6.1 通則

22.6.1.1 第22.6.1節至第22.6.8節之規定適用於雙向構材在配置剪力鋼筋與不配置剪力鋼筋之標稱剪力強度。

22.6.1.2 不配置剪力鋼筋之雙向構材之標稱剪力強度應依照下列公式計算。

$$v_n = v_c \quad (22.6.1.2)$$

22.6.1.3 配置剪力鋼筋之雙向構材之標稱剪力強度應依照下列公式計算。

$$v_n = v_c + v_s \quad (22.6.1.3)$$

22.6.1.4 雙向剪力應由一深度 d 及根據第22.6.4節定義之假設臨界周長 b_o 之斷面來承受。

解說：

臨界斷面周長 b_o 定義於第22.6.4節。

22.6.1.5 雙向剪力之 v_c 應依照第22.6.5節之規定計算，對於配置剪力筋之雙向構材之 v_c 值不得超過第22.6.6.1節之限制。

22.6.1.6 計算 v_c 時， λ 應依照第19.2.4節之規定。

22.6.1.7 配置單肢或多肢肋筋之雙向構材，其 v_s 計算應依照第22.6.7節之規定。

22.6.2 有效深度

22.6.2.1 在計算雙向剪力之 v_c 與 v_s 時， d 應取兩垂直向鋼筋之有效深度之平均值。

22.6.2.2 對於預力雙向構材， d 可以不需小於 $0.8h$ 。

22.6.3 材料強度之限制

22.6.3.1 計算雙向剪力之 v_c 時， $\sqrt{f'_c}$ 不得超過 26.5 kgf/cm^2 [8.3 MPa]。

解說：

高強度混凝土板的雙向剪力強度試驗資料仍有限，在未有更多抗壓強度超過 700 kgf/cm^2 [70 MPa] 混凝土雙向板之實用經驗，為謹慎計，剪力強度計算之 $\sqrt{f'_c}$ 值宜限制為 26.5 kgf/cm^2 [8.3 MPa]。

22.6.3.2 計算 v_s 之 f_{yt} 值不得超過第20.2.2.4節之限制。

解說：

設計時限制 f_{yt} 值之上限為 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]，目的在於控制開裂。

22.6.4 雙向構材之臨界斷面

22.6.4.1 承受雙向剪力之構材，其臨界斷面應位於使其周長 b_o 為最小處，但與下列(a)及(b)之距離不必小於 $d/2$ 。

(a) 柱、集中載重或反力面之邊緣或轉角。

(b) 板或基腳厚度改變處，如柱冠、柱頭板、或剪力帽蓋之邊緣。

22.6.4.1.1 對於方形或矩形之柱、集中載重或反力面，依照第22.6.4.1節(a)及(b)規定之雙向剪力臨界斷面得由假設直線邊定義之。

22.6.4.1.2 對於圓形或規則多邊形柱，符合第22.6.4.1節(a)與(b)規定其雙向剪力臨界斷面得定義為假設之等值面積正方形柱。

解說：

承受雙向彎矩作用的板及基腳之剪力臨界斷面，依照第22.6.4.1節(a)定義，係順著承載面邊緣之周界 (Joint ACI-ASCE Committee 326 1962)。在雙向板與基腳的剪力承載面包括柱、集中載重及反力面，可考慮位於距承載面周界外 $d/2$ 處為理想化臨界斷面。

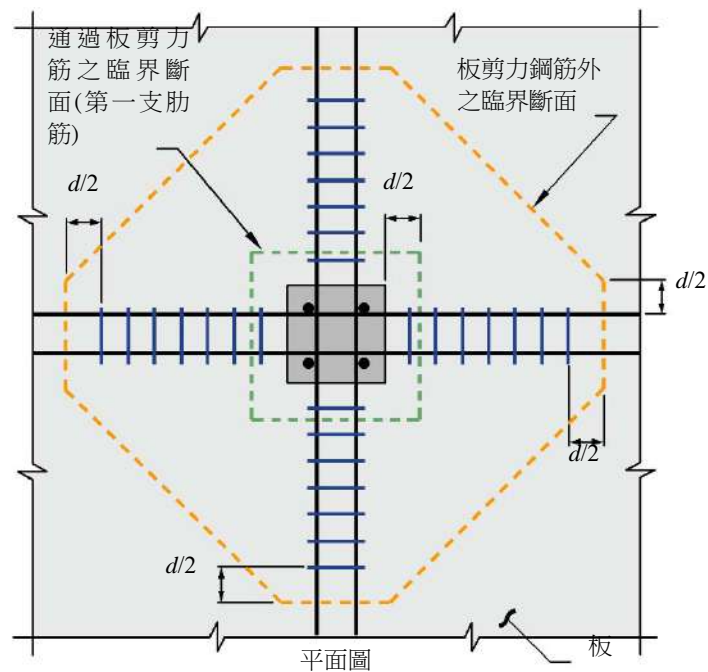
對於不配置剪力筋之等厚板而言，使用一個斷面檢核板之剪力已足夠。若板厚有改變或配置剪力鋼筋時，則需檢核多個由第22.6.4.1 (a)與(b)及第22.6.4.2節定義之斷面。

對於邊柱或角柱，其臨界周長可延伸到板邊緣。

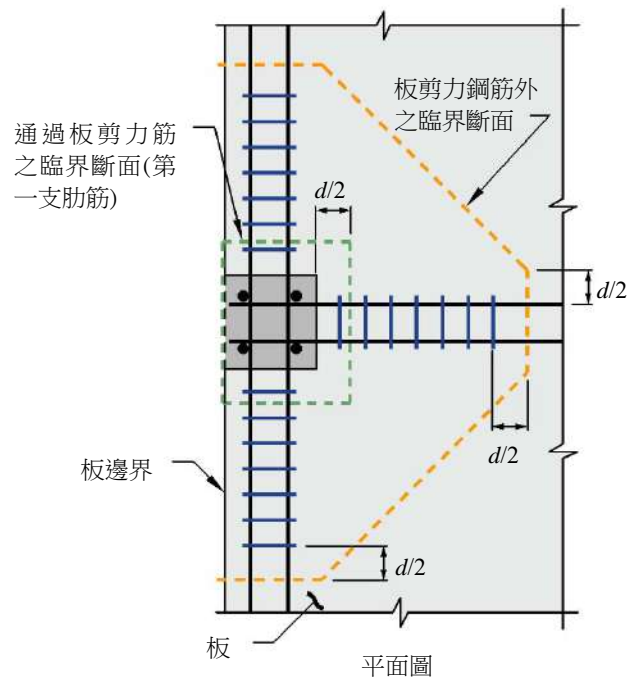
22.6.4.2 配置單肢或多肢肋筋之雙向構材，在最外側剪力鋼筋以外 $d/2$ 位置也應考慮為另一處臨界斷面，此臨界斷面形狀應使 b_o 為最小值之多邊形。

解說：

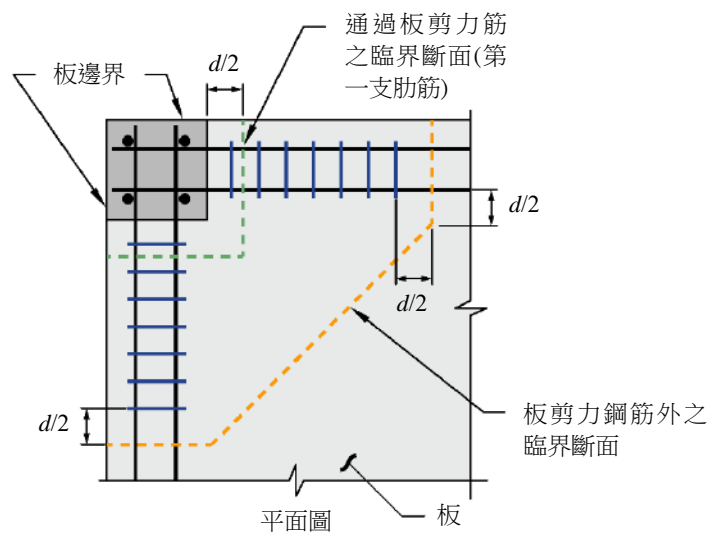
配置肋筋之剪力鋼筋的雙向構材，在剪力鋼筋不連續處外側 $d/2$ 距離的臨界斷面，要求檢核此處混凝土之剪應力。計算此斷面剪應力不可超過第22.6.6.1節之限制，上述最外側臨界斷面的形狀宜使對應 b_o 值為最小，如圖R22.6.4.2a至圖R22.6.4.2c所示。注意圖中之板以肋筋加勁，其最外側臨界斷面之形狀，依照第22.6.4.1.1節所述正方形或矩形臨界斷面在圖中所示案例之 b_o 不為最小值。在任何剪力鋼筋配置有變化處，例如鋼筋尺度、間距或形狀有改變處，其外側 $d/2$ 位置均視為額外臨界斷面，要求加以檢核。



圖R22.6.4.2a 在內柱板具剪力筋之雙向剪力臨界斷面



圖R22.6.4.2b 在邊柱板具剪力筋之雙向剪力臨界斷面



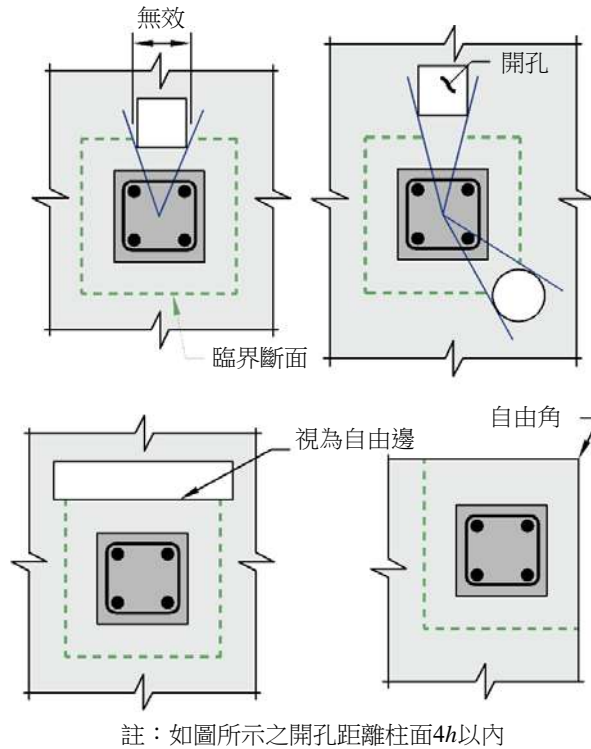
圖R22.6.4.2c 在角柱板具剪力筋之雙向剪力臨界斷面

22.6.4.3 若板之開孔位置距離集中載重或反力面之柱周邊小於 $4h$ 時，由柱形心、集中載重或反力面中心投射直線與開孔邊界切線所包圍 b_o 之部分，應視為無效。

解說：

板 (及基腳) 中開孔之設計規定係由參考文獻Joint ACI-ASCE Committee 326 (1962) 發展出來。接近典型開孔及自由邊之臨界斷面有效部分之位置，參閱圖R22.6.4.3中之點線。研究 (Joint ACI-ASCE Committee 426 1974) 證實此規定是保守的。

研究 (Genikomsou與Polak 2017) 顯示，當開孔位置距離柱大於 $4d$ 以上時，穿孔剪力強度與無開孔板情形一樣。



圖R22.6.4.3 開孔及自由邊之影響 (有效周界以虛線表示)

22.6.5 無剪力筋構材之混凝土所提供之雙向剪力強度

22.6.5.1 非預力雙向構材 v_c 之計算應依照第22.6.5.2節之規定，預力雙向構材 v_c 之計算應依照

(a)或(b)之規定：

(a) 第22.6.5.2節。

(b) 符合第22.6.5.4節規定時，則採用第22.6.5.5節之規定。

22.6.5.2 v_c 應依照表22.6.5.2之規定計算表22.6.5.2 無剪力筋構材之雙向剪力 v_c 算式

v_c		
(a)、(b)、(c)之最小值	$1.06\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ $\left[0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}\right]$	(a)
	$0.53\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ $\left[0.17\left(1+\frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}\right]$	(b)
	$0.265\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}$ $\left[0.083\left(2+\frac{\alpha_s d}{b_o}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}\right]$	(c)

註：(i) λ_s 是尺寸效應修正因數，詳第22.5.5.1.3節。

(ii) β 是柱、集中載重或反力面之長邊與短邊比值。

(iii) α_s 詳第22.6.5.3節。

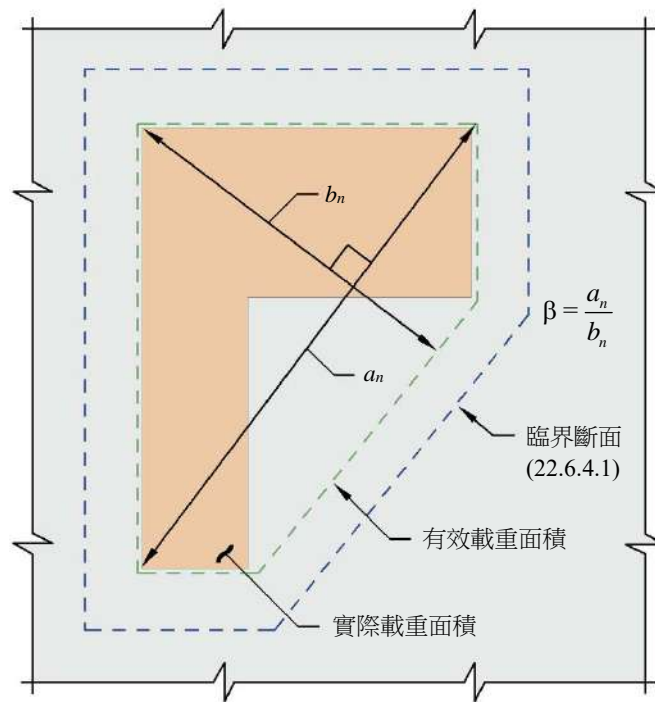
解說：

實驗數據顯示，無剪力鋼筋雙向構材之混凝土抗剪強度與構材深度，並未直接成正比之關係。這種現象，稱之為「尺寸效應」。尺寸效應修正係數 λ_s ，可以解釋雙向板剪力強度與有效深度的相關性。

對於小於最小剪力鋼筋比且 d 大於 25 cm 之非預力雙向板而言，規定於第22.5.5.1.3節之尺寸效應將使雙向板剪力強度低於 $1.06\sqrt{f'_c} b_o d \left[0.33\sqrt{f'_c} b_o d\right]$ (Hawkins與Ospina, 2017；Dönmez與Bažant, 2017)。

對方柱而言，雙向彎曲作用板由混凝土提供之標稱雙向剪力強度，其對應之剪應力限制為 $1.06\lambda_s\sqrt{f'_c} \left[0.33\lambda_s\sqrt{f'_c}\right]$ 。然而試驗 (Joint ACI-ASCE Committee 426 1974) 指出，當矩形柱或矩形承載面之長邊與短邊比 β 大於 2.0 時，該 $1.06\lambda_s\sqrt{f'_c} \left[0.33\lambda_s\sqrt{f'_c}\right]$ 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，從柱或承載區角落之最大值約 $1.06\lambda_s\sqrt{f'_c} \left[0.33\lambda_s\sqrt{f'_c}\right]$ 漸降至沿長邊兩端斷面間之 $0.53\lambda_s\sqrt{f'_c} \left[0.17\lambda_s\sqrt{f'_c}\right]$ 或更小。其他試驗 (Vanderbilt 1972) 指出， v_c 隨 b_o/d 之增加而減少。表22.6.5.2中 (b)及(c)係為考慮此二種影響而設立。

非矩形時， β 設定為有效承載區之最長總尺度與垂直該尺度之最大總尺度之比值，參閱圖R22.6.5.2中 L 形反力面。有效承載區係包圍實際承載區，其周長為最小。

圖R22.6.5.2 非矩形載重面積之 β 值

22.6.5.3 α_s 在內柱取40，邊柱取30，角柱取20。

解說：

本規範有關「內柱」、「邊柱」與「角柱」之名詞，係分別指板於四邊、三邊與二邊為連續之臨界斷面。

22.6.5.4 預力雙向構材若符合下列(a)至(c)之規定時，得依照第22.6.5.5節之規定計算 v_c 值：

- (a) 依照第8.6.2.3節及第8.7.5.3節之規定配置握裹鋼筋。
- (b) 柱斷面部分與不連續邊之距離不小於4倍板厚 h 。
- (c) 在任一方向之有效預力 f_{pc} 不小於 9 kgf/cm^2 [0.9 MPa]。

解說：

對於預力雙向構材，其 v_c 之修正形式規定於表22.6.5.2之式(b)及式(c)。研究 (ACI 423-3R) 指出，內柱周圍之雙向預力板的剪力強度，可由第22.6.5.5節保守計算，其中 v_c 對應於第22.6.4.1節中定義之臨界斷面處開始的混凝土斜拉力破壞，其破壞模式與表22.6.5.2中式(b)計算之非預力板圍繞承載區周界的混凝土穿孔剪力破壞不同。因此，第22.6.5.5節之算式與非預力板之算式不同， $\sqrt{f'_c}$ 與 f_{pc} 之計算值受到限制，係因其較高值之試驗資料有限。計算 f_{pc} 時，宜考慮板受剪力牆或其他結構構件束制造成之預力損失。

22.6.5.5 符合第22.6.5.4節規定之預力雙向構材 v_c 得取下列(a)及(b)之較小值：

$$(a) \quad v_c = (0.93\lambda_s\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p / (b_o d) \quad (22.6.5.5a)$$

$$\left[v_c = (0.29\lambda_s\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) + V_p / (b_o d) \right]$$

$$(b) \quad v_c = 0.265 \left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_s \sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + V_p / (b_o d) \quad (22.6.5.5b)$$

$$\left[v_c = 0.083 \left(1.5 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_s \sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc} + V_p / (b_o d) \right]$$

式中 α_s 依照第22.6.5.3節之規定， f_{pc} 值為雙向 f_{pc} 之平均值，不得大於35 kgf/cm² [3.5 MPa]， V_p 為橫跨臨界斷面總有效預力之垂直分力， $\sqrt{f'_c}$ 不得大於19 kgf/cm² [5.8 MPa]。

22.6.6 有剪力鋼筋構材之混凝土所提供之雙向剪力強度

22.6.6.1 配置剪力鋼筋之雙向構材，在臨界斷面所計算之 v_c 值應依照下式計算：

$$v_c = 0.53\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c} \quad (22.6.6.1)$$

$$\left[v_c = 0.17\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c} \right]$$

式中， λ_s 是尺寸效應修正因數，詳第22.5.5.1.3節。

22.6.6.2 若肋筋設計與細部配置是依照第8.7.6節規定，且 $A_v / s \geq 0.53\sqrt{f'_c} b_o / f_{yt}$

$\left[A_v / s \geq 0.17\sqrt{f'_c} b_o / f_{yt} \right]$ 時， λ_s 得取1.0。

22.6.6.3 對於配置剪力鋼筋之雙向構材，其有效深度選取，應使在臨界斷面所計算之 v_u 值不超過下式之規定。

$$v_u \leq \phi 1.60\sqrt{f'_c} \quad (22.6.6.3)$$

$$\left[v_u \leq \phi 0.5\sqrt{f'_c} \right]$$

解說：

配置剪力鋼筋之雙向構材，在相鄰柱、集中載重或反力面之臨界斷面宜依照第22.6.4.1節之規定；在剪力鋼筋設置終點的外側臨界斷面宜依照第22.6.4.2節規定，上述臨界斷面之 v_c 最大值如式(22.6.6.1)之規定。在第22.6.4.1節所規定之臨界斷面的 v_u 限制值，規定於式(22.6.6.3)。

在剪力鋼筋切斷處，超出剪力鋼筋最外側以外之臨界斷面（依第22.6.4.2節所定義），其 v_c 最大值與使用剪力鋼筋種類無關。

對於有肋筋的雙向板， v_c 最大值取 $0.53\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$ [$0.17\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$]。因為對於有肋筋的雙向板，斜裂縫開裂後，肋筋將承載所有剪力，而其斜裂縫開裂剪力發生於無剪力筋雙向板之剪力容量的一半左右（即 $0.5 \times 1.06\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c} = 0.53\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$ [$0.5 \times 0.34\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c} = 0.17\lambda_s\lambda_s\sqrt{f'_c}$]) (Hawkins 1974)。

$d > 25$ cm 的板若有最小剪力鋼筋含量，其尺寸效應可減少。

22.6.7 單肢或多肢肋筋所提供之雙向剪力強度

22.6.7.1 由鋼筋或鋼線製成之單肢或多肢肋筋符合下列(a)與(b)時，得作為板及基腳之剪力鋼筋

(a) d 最小為15 cm。

(b) d 最小為 $16d_b$ ，其中 d_b 為肋筋直徑。

22.6.7.2 配置肋筋之雙向構材，其 v_s 應依下式計算：

$$v_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_o s} \quad (22.6.7.2)$$

式中 A_v 為沿著幾何類似柱斷面周長外圍線之所有剪力鋼筋截面積總和， s 為剪力鋼筋在垂直柱面方向之間距。

解說：

因本章中雙向剪力以剪應力表示，臨界斷面剪力鋼筋所提供之剪力強度以臨界斷面積之平均值表示。

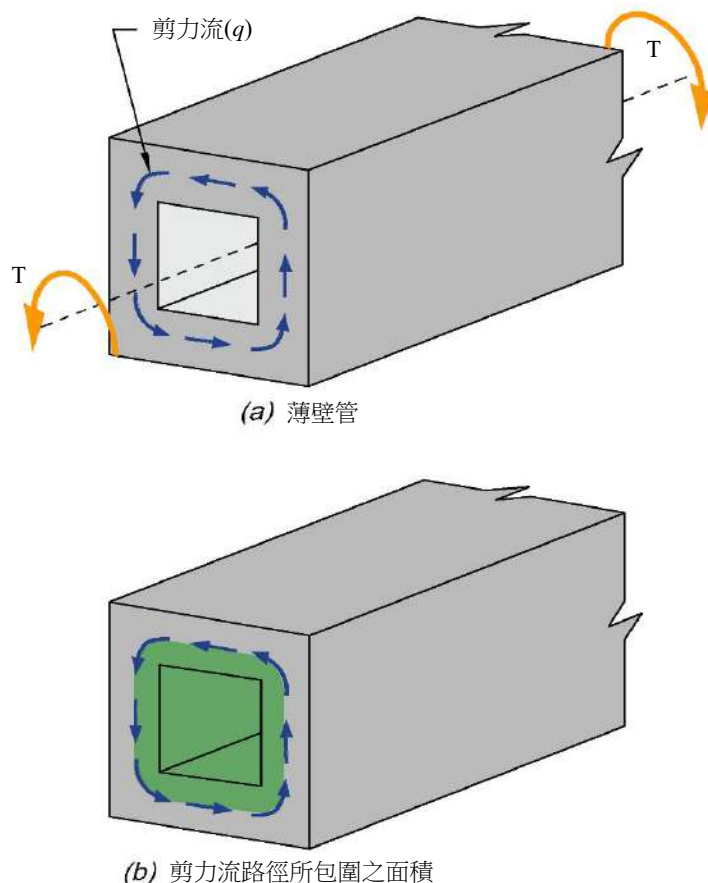
22.7 扭力強度

解說：

本節之扭力設計係依照薄壁管與立體桁架之類比理論。梁承受扭力時，參照圖R22.7(a)，可理想化為薄壁管，實心梁之核心混凝土可忽略。一旦鋼筋混凝土梁受扭力而開裂，其扭力強度主要由靠近構材表面之閉合肋筋及縱向鋼筋提供。在薄壁管類比理論，強度係假設由斷面外層之閉合肋筋中心所提供。中空斷面梁與實心斷面梁在開裂前後均理想化為薄壁管。

在閉合薄壁管中，在管壁任一點的壁厚與該點剪應力之乘積謂之剪力流 ($q = \tau t$)，扭力產生剪力流 q 之作用如圖R22.7(a)所示，在圍繞薄管周界所有點之剪力流皆為定值，其作用路徑係沿薄管壁之中心線。沿著薄管周長之任一點，其扭力產生之剪應力 $\tau = T/(2A_o t)$ ，式中 A_o 為剪力流路徑所包圍的總面積， t 為 τ 值計算時該點之壁厚，參照圖R22.7(b)之陰影部分計算。具有連續薄壁之空心斷面構材， A_o 包括管壁所圍空心部分之面積。

混凝土對扭力強度之貢獻不計，在剪力與扭力之組合載重下，混凝土對剪力強度之貢獻不予折減，本節之設計步驟推導已與MacGregor 與 Ghoneim (1995) 以及 Hsu (1997) 等學者之試驗結果比對。



圖R22.7 (a) 薄壁管；(b) 剪力流路徑所包圍之面積

22.7.1 通則

22.7.1.1 本節應用於構材 $T_u \geq \phi T_{th}$ 時，其中 ϕ 依照第二十一章之規定，扭力設計界限 T_{th} 之規定見第22.7.4節。若 $T_u < \phi T_{th}$ ，得忽略扭力效應。

解說：

扭矩若未超過扭力設計界限 T_{th} ，則不致造成結構撓曲或剪力強度顯著的降低，因此，可予以忽略。

22.7.1.2 標稱扭矩強度之計算應依照第22.7.6節之規定。

22.7.1.3 T_{th} 與 T_{cr} 之計算， λ 應依照第19.2.4節之規定。

22.7.2 材料強度之限制

22.7.2.1 用以計算 T_{th} 與 T_{cr} 之 $\sqrt{f'_c}$ 值不得超過 26.5 kgf/cm^2 [8.3 MPa]。

解說：

因缺乏混凝土抗壓強度大於 700 kgf/cm^2 [70 MPa] 之實驗資料及實務經驗，本規範規定計算扭矩強度所用之 $\sqrt{f'_c}$ 最大值為 26.5 kgf/cm^2 [8.3 MPa]。

22.7.2.2 抗扭力之縱向與橫向鋼筋之 f_y 與 f_{yt} 值不得超過第20.2.2.4節之限制。

解說：

設計時所採用之 f_y 與 f_{yt} 上限值4,200 kgf/cm² [420 MPa]，係為控制斜向裂縫寬度。

22.7.3 因數化設計扭力

22.7.3.1 若構材之 $T_u \geq \phi T_{cr}$ 且 T_u 為維持平衡所需，該構材應以 T_u 設計扭力。

22.7.3.2 超靜定結構之 $T_u \geq \phi T_{cr}$ ，扭力開裂後，其內力再分配使構材之扭力 T_u 減少時， T_u 得減為 ϕT_{cr} ，式中 T_{cr} 之計算依照第22.7.5節之規定。

22.7.3.3 若 T_u 依照第22.7.3.2節規定再分配時，用以設計相聯構材之因數化彎矩及剪力應與折減後扭力平衡。

解說：

鋼筋混凝土結構之扭力設計有兩條件需予確認 (Collins與Lampert 1973；Hsu與Burton 1974)：

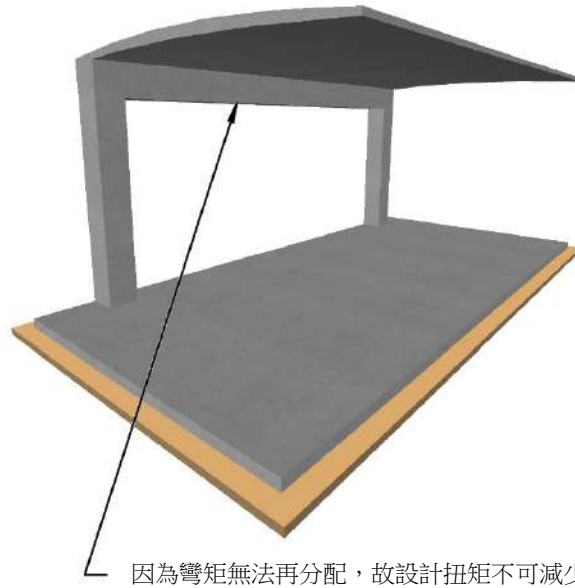
(a) 扭力不能因其內力再分配而減少 (22.7.3.1)。此類扭力稱為平衡扭力，因該扭力為結構平衡所需。此種條件，參照圖R22.7.3a，扭力鋼筋宜能承受全部設計扭力。

(b) 扭力可於開裂後因其內力再分配而減少 (22.7.3.2)。若扭力係由構材為維持變位一致而扭轉，此類扭力稱為變位一致扭力。此種條件，參照圖R22.7.3b，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 (Collins與Lampert 1973；Hsu與Burton 1974)。剪力、彎矩及扭力組合載重作用下之開裂扭力所對應之主拉應力較第22.7.5節解說所使用之 $1.06\lambda\sqrt{f'_c}$ [$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$]低。

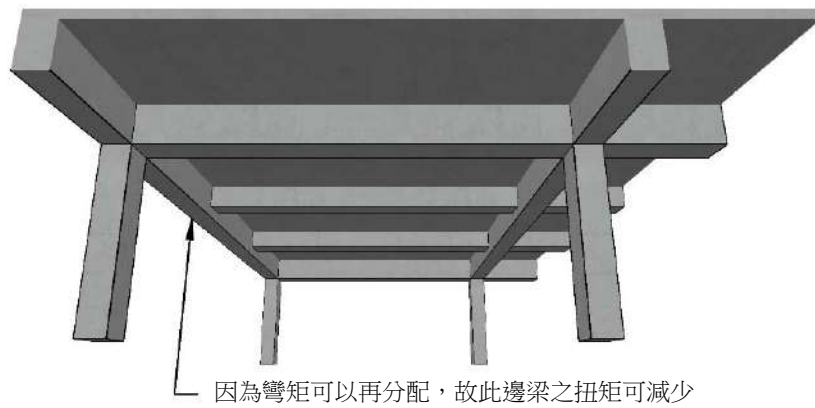
當扭力超過開裂扭力時 (22.7.3.2)，可假設最大因數化扭力等於開裂扭力，發生於靠近支承面之臨界斷面。最大因數化扭力係為限制扭力開裂寬度。

第22.7.3.2節適用於典型及規則的構架條件，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。

根據未開裂斷面性質做彈性分析所得之因數化扭力介於 ϕT_{th} 與 ϕT_{cr} 之間時，扭力鋼筋宜按計算所得之扭力設計。



圖R22.7.3a 平衡扭力、設計扭矩不可減少 (第22.7.3.1節)



圖R22.7.3b 變位一致扭力、設計扭矩可以減少 (第22.7.3.2節)

22.7.4 扭力設計界限

22.7.4.1 實心斷面之扭力設計界限 T_{th} 之計算應依照表22.7.4.1(a)之規定，空心斷面之扭力設計界限之計算應依照表22.7.4.1(b)之規定，式中 N_u 為軸壓力時以正值計算，為軸拉力時以負值計算。

表22.7.4.1(a) 實心斷面之扭力設計界限

構材之種類	T_{th}	
非預力構材	$0.265\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$ $\left[0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\right]$	(a)
預力構材	$0.265\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f'_c}}}$ $\left[0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}\right]$	(b)
承受軸力之非預力構材	$0.265\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$ $\left[0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}\right]$	(c)

表22.7.4.1(b) 空心斷面之扭力設計界限

構材之種類	T_{th}	
非預力構材	$0.265\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)$ $\left[0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\right]$	(a)
預力構材	$0.265\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f'_c}}}$ $\left[0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f'_c}}}\right]$	(b)
承受軸力之非預力構材	$0.265\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$ $\left[0.083\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_g^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}\right]$	(c)

解說：

扭力設計界限之定義為開裂扭矩 T_{cr} 的四分之一。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22.7.4.1節所規定之扭矩界限，依前述互制關係，即相當於減少斜向開裂剪力小於5%，此減少量可考慮忽略不計。

對扭力而言，空心斷面構材之定義為其斷面含一個或更多之縱向孔，譬如單孔或多孔箱形梁。小的縱向孔，譬如未灌漿的後拉法套管，造成 A_g/A_{cp} 大於或等於0.95時，於計算 T_{th} 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，在構材僅含小孔時，可假設為橢圓形關係，至於內含大孔之薄壁斷面時，則假設為直線關係，由此假設之扭矩 T_{th} 可造成斜向開裂剪力減少25%，此減少量甚巨，是不可忽略的。因此，空心斷面算式乃實心斷面之算式以 $(A_g/A_{cp})^2$ 修正。根據實心與空心斷面梁試驗 (Hsu 1968) 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以 (A_g/A_{cp}) 。再乘以 (A_g/A_{cp}) 一次係反映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。

22.7.5 開裂扭力

22.7.5.1 實心斷面與空心斷面之開裂扭矩 T_{cr} 應依照表22.7.5.1計算，式中 N_u 為軸壓力時以正值計算，為軸拉力時以負值計算。

表22.7.5.1 開裂扭力

構材之種類	T_{cr}	
非預力構材	$1.06\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)$ $\left[0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\right]$	(a)
預力構材	$1.06\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{\lambda\sqrt{f'_c}}}$ $\left[0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{f_{pc}}{0.33\lambda\sqrt{f'_c}}}\right]$	(b)
承受軸力之非預力構材	$1.06\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}$ $\left[0.33\lambda\sqrt{f'_c}\left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}}\right)\sqrt{1+\frac{N_u}{0.33A_g\lambda\sqrt{f'_c}}}\right]$	(c)

解說：

在純扭力下之開裂扭矩 T_{cr} 係由等值薄壁管，其壁厚 t 在開裂前為 $0.75A_{cp}/p_{cp}$ 及管壁中心線包圍之面積 A_o 等於 $2A_{cp}/3$ 來代替實際斷面所推導。當主拉應力達到 $1.06\lambda\sqrt{f'_c}$ [$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$] 時，假設開裂發生，開裂應力 $1.06\lambda\sqrt{f'_c}$ [$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$] 已經刻意取較低界限值。非預力梁僅承受扭力時，其主拉應力等於扭剪應力， $\tau = T/(2A_o t)$ 。因此，當 τ 達到 $1.06\lambda\sqrt{f'_c}$ [$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$] 時，開裂發生，開裂扭矩 T_{cr} 定義如表22.7.5.1中之式(a)。

預力構材之扭力開裂載重因預力而增加，如表22.7.5.1中之式(b)，依照平均應力之摩爾圓分析，可得非預力構材的主拉應力等於 $1.06\lambda\sqrt{f'_c}$ [$0.33\lambda\sqrt{f'_c}$] 時之扭矩，預力構材之扭力開裂載重為上述扭矩之 $\sqrt{1+f_{pc}/(\lambda\sqrt{f'_c})}$ [$\sqrt{1+f_{pc}/(0.33\lambda\sqrt{f'_c})}$] 倍。表22.7.5.1 中式(c)為承受軸力與扭力構材亦有類似的修正。

在靜不定結構中，當因數化扭矩超過 ϕT_{cr} 時，可假設最大因數化扭矩等於 ϕT_{cr} 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22.7.4.1節有關中空斷面計算 T_{th} 時，以 A_g 取代 A_{cp} 之規定不適用於本節。如此則使重分配後之扭矩較大，也因此更保守。

22.7.6 扭力強度

解說：

扭力設計強度 ϕT_n 宜大於或等於由因數載重產生之扭矩 T_u 。計算 T_n 時，所有扭力假設由肋筋及縱向鋼筋承擔，忽略任何混凝土對扭力強度之貢獻。同時，由混凝土承擔之標稱剪力強度 V_c 假設不因扭力存在而改變。

22.7.6.1 對於非預力及預力構材， T_n 應取(a)及(b)之較小者：

$$(a) \quad T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cot \theta \quad (22.7.6.1a)$$

$$(b) \quad T_n = \frac{2A_o A_t f_y}{p_h} \tan \theta \quad (22.7.6.1b)$$

式中 A_o 應根據分析求得， θ 不得小於30度或大於60度， A_t 為抗扭閉合肋筋一枝鋼筋之截面積， A_t 為抗扭縱向鋼筋之截面積，而 p_h 則是最外圍閉合肋筋中心線所圍之周長。

解說：

式(22.7.6.1a)係根據立體桁架類比理論，如圖22.7.6.1a，斜壓桿之斜角為 θ ，假設混凝土不承受拉力，且鋼筋降伏。在扭力開裂發生後，構材之抗扭強度主要由閉合肋筋、縱向鋼筋及斜壓桿所提供，肋筋外之混凝土相對上無效。因此，由薄壁管周界剪力流路徑所包圍的面積 A_o ，以最外閉合抗扭橫向鋼筋中心線所包圍的面積 A_{oh} 定義之。

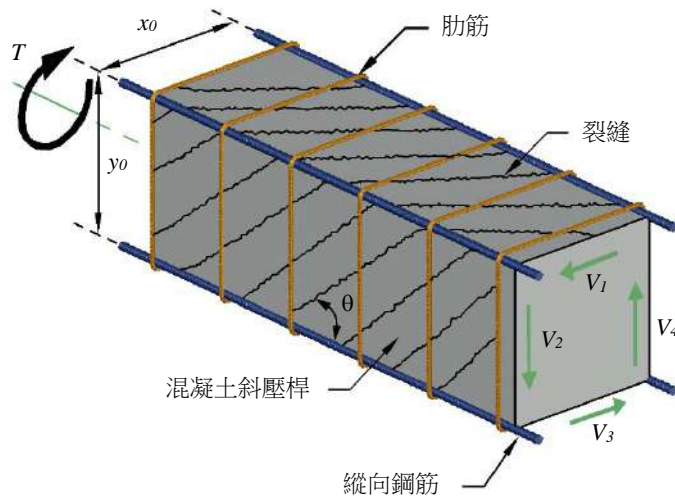
第22.7節解說所討論作用在管壁之剪力流 q 可分解為作用在管壁或空間桁架各邊的剪力 V_1 至 V_4 ，如圖R22.7.6.1a所示。

如圖R22.7.6.1b所示，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承受，即 $D_i = V_i / \sin \theta$ 。此外，縱向鋼筋之軸拉力可用來平衡 V_i 之另一分力，即 $N_i = V_i / \tan \theta$ 。

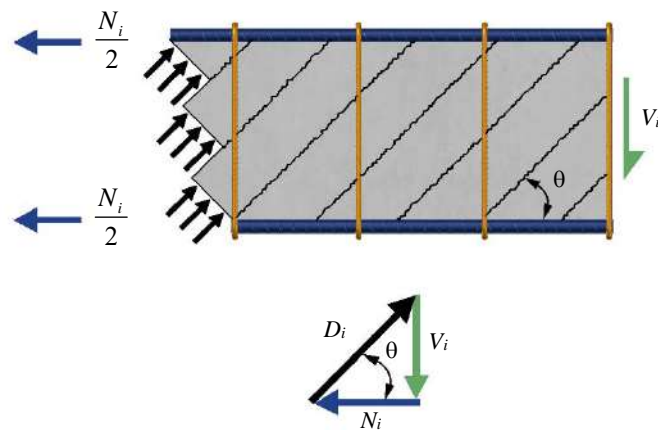
由扭力所產生的剪力流，其大小沿著整個管壁均相等，所以 D_i 與 N_i 的合力可視為作用在管壁 i 邊之中點。因此，可假設由圖示桁架之上下弦桿分別抵抗 $N_i/2$ ，具有 $A_t f_y$ 強度之縱向鋼筋需承受作用於全部管

壁上的軸力 N_i 之和，即為 ΣN_i 。

推導式(22.7.6.1b)時，係疊加所有沿 A_o 周邊各面的軸拉力，全部周邊組合成周長 p_o ，約等於位於管中各角隅鋼筋中心連線之總長，為簡化計算，以閉合肋筋周長 p_h 取代。



圖R22.7.6.1a 空間桁架類比示意

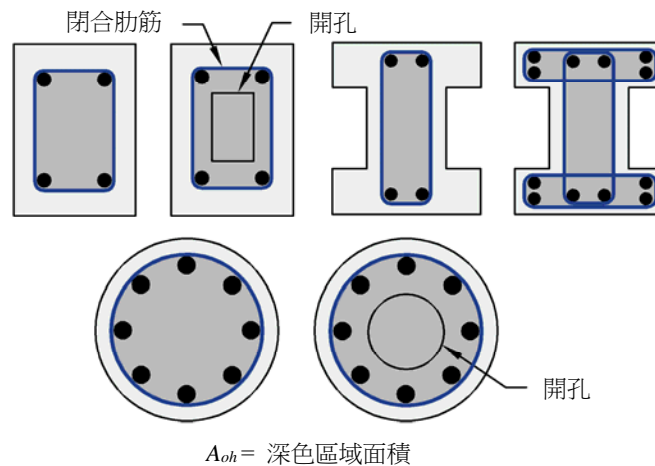


圖R22.7.6.1b 管壁之剪力 V_i 分解為斜壓力 D_i 及軸拉力 N_i

22.7.6.1.1 式(22.7.6.1a) 及式 (22.7.6.1b)中之 A_o 得採用 $0.85A_{oh}$ 。

解說：

圖R22.7.6.1.1表示各種斷面之面積 A_{oh} 。I形、T形、L形或圓形斷面之 A_{oh} 係取肋筋之最外肢所包圍面積。

圖R22.7.6.1.1 A_{oh} 之定義

22.7.6.1.2 式(22.7.6.1a)及式(22.7.6.1b)中之 θ 得採用(a)或(b)之規定：

(a) 非預力構材或構材符合下式規定時採用 45 度

$$A_{ps}f_{se} < 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$$

(b) 預力構材符合下式規定時採用 37.5 度

$$A_{ps}f_{se} \geq 0.4(A_{ps}f_{pu} + A_s f_y)$$

解說：

θ 角可由分析得到 (Hsu 1990)，或可取為第22.7.6.1.2節(a)或(b)之給定值。式(22.7.6.1a)與式(22.7.6.1b)要求使用相同 θ 值。當取用較小之 θ 時，式(22.7.6.1a)所需之肋筋量減少，同時，式(22.7.6.1b)所需之縱向鋼筋量增加。

22.7.7 斷面限制

22.7.7.1 斷面尺度應符合(a)或(b)之規定：

(a) 實心斷面

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.12 \sqrt{f'_c} \right) \quad (22.7.7.1a)$$

$$\left[\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right) \right]$$

(b) 空心斷面

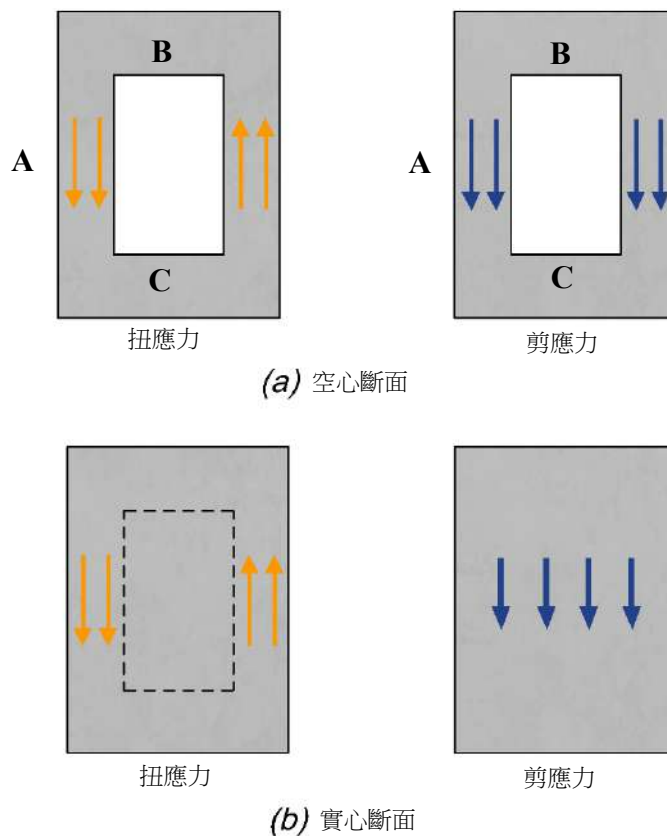
$$\left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 2.12 \sqrt{f'_c} \right) \quad (22.7.7.1b)$$

$$\left[\left(\frac{V_u}{b_w d} \right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2} \right) \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + 0.66 \sqrt{f'_c} \right) \right]$$

解說：

限制斷面尺度有兩個原因，第一為減少過大之開裂，第二為減少由剪力及扭力造成斜壓應力所引起的混凝土表面壓碎可能性。式(22.7.7.1a)及式(22.7.7.1b)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再加 $2.12\sqrt{f'_c}$ [$0.66\sqrt{f'_c}$]，其與第22.5.1.2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。上述推導剪應力和之限制，原先係基於剪力裂縫控制，腹板壓碎只發生在較高剪應力時，因此不必檢核。

空心斷面時，由剪力及扭力造成之剪應力，皆發生於箱形垂直壁中，參照圖R22.7.7.1a，因此，於A點處直接相加，如式(22.7.7.1b)。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 造成之剪應力則分布於斷面全寬，如圖22.7.7.1b，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(22.7.7.1a)。



圖R22.7.7.1 扭應力及剪應力相加示意圖

22.7.7.1.1 對於預力構材，在第22.7.7.1節所用之 d 值不需小於 $0.8h$ 。

解說：

預力梁的 d 值可能沿跨徑變化，但經研究 (MacGregor與Hanson 1969) 證明，對於預力混凝土構材，其 d 值不需小於 $0.8h$ 。所考慮之梁，其斷面下緣設置有直線預力鋼筋或鋼筋，且縱向鋼筋由肋筋所圍束。

22.7.7.1.2 若空心斷面之壁厚沿周界變化時，應使用式(22.7.7.1b)評估 $\left(\frac{V_u}{b_w d}\right) + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)$ 之值為最大之處。

解說：

一般而言，最大扭應力將在扭應力及剪應力相加之壁上（圖R22.7.7.1a之A點）。若上翼板或下翼板較垂直腹板為薄時，可能以式(22.7.7.1b)評估圖R22.7.7.1a中之B點及C點。在這些點上，由剪力產生之應力常忽略不計。

22.7.7.2 空心斷面之壁厚若小於 A_{oh}/p_h 時，式(22.7.7.1b)之 $(T_u p_h / 1.7 A_{oh}^2)$ 項應取為 $(T_u / 1.7 A_{oh} t)$ ，其中 t 為檢核應力處之空心斷面壁厚。

22.8 支承

22.8.1 通則

22.8.1.1 混凝土構材之支承強度計算應按本節之規定。

22.8.1.2 本節所規定之支承強度不適用於後拉法錨定區。

解說：

因後拉法錨定區之設計一般依照第25.9節之規定，故第22.8節之承壓強度規定不適用。

22.8.2 需求強度

22.8.2.1 支承傳遞之因數化壓力應依第五章定義之因數化載重組合及第六章規定之分析步驟計算。

22.8.3 設計強度

22.8.3.1 對任一適用之因數化載重組合，設計承壓強度須符合：

$$\phi B_n \geq B_u \quad (22.8.3.1)$$

22.8.3.2 標稱承壓強度 B_n 應依照表22.8.3.2之規定計算，式中 A_1 為承載面積， A_2 為最大截頭錐底部之承壓面積，此截頭錐來自於支承內部所能容納之最大金字塔形、圓錐或楔形錐體，此承壓截頭錐體之頂面即為加載面，上述截頭錐體之斜邊應為1（垂直）與2（水平）之傾斜度。

表22.8.3.2 標稱承壓強度

支承面之幾何形狀	B_n		
承壓面之各邊均比加載面寬	(a)與(b)之較小者	$\sqrt{A_2/A_1} (0.85 f'_c A_g)$	(a)
		$2(0.85 f'_c A_1)$	(b)
其他情況		$0.85 f'_c A_1$	(c)

解說：

容許承壓應力 $0.85 f'_c$ 是根據 Hawkins (1968) 試驗報告所得，若支承面各邊均大於承載面時，因周邊混凝土圍束支承面，使得承壓強度增加，本節無支承構材最小深度之限制，該限制最常用於第22.6節控制穿孔剪力之規定。

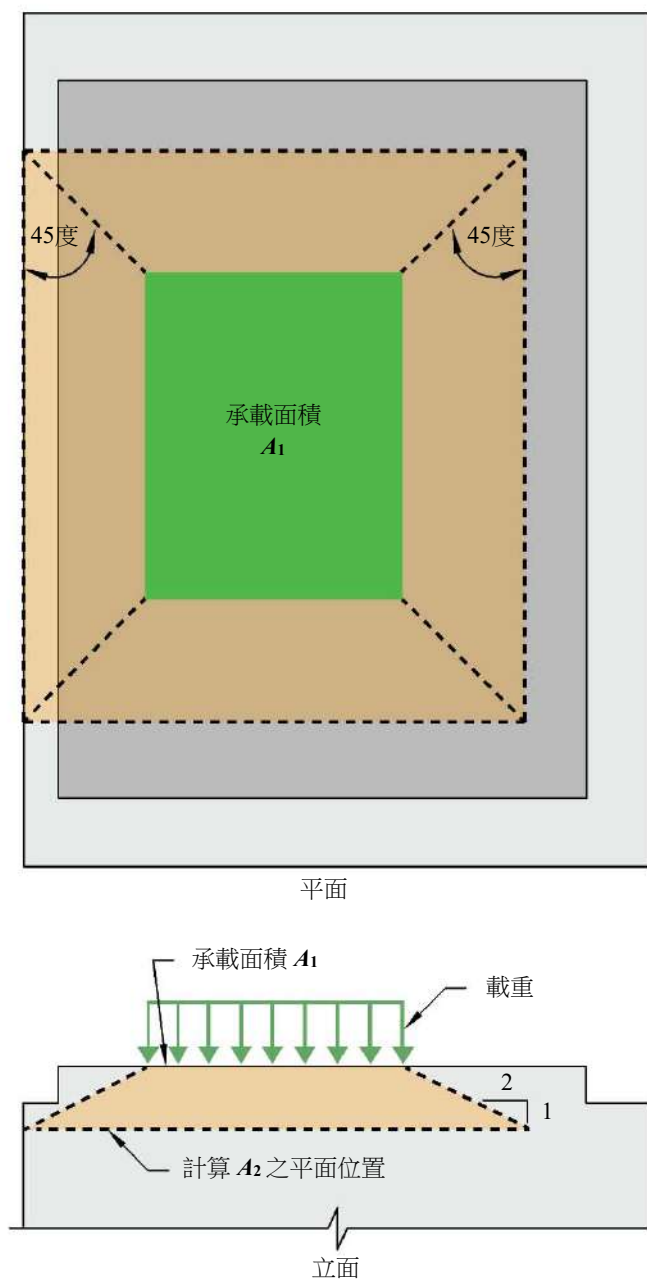
A_1 為承載面積，但不得大於承壓板或承壓斷面積。

支承的頂面為斜坡或階梯狀時，若支承構材之傾斜角度不太大，支承構材大於承載面之優點仍可使用，利用圖R22.8.3.2所描繪方法，找出截頭錐體底部面積 A_2 作為支承垂直載重之面積。

當壓力不以垂直於支承面方向傳遞時，仍需要提供足夠支承強度於此種情況，本節適用於採用其他方法傳遞垂直分力與切線分力，例如錨栓或剪力凸出物。

截頭錐體不宜與載重經由支承向下傳遞擴散之路徑混淆，載重傳遞路線角度較陡，但上述之截頭錐體底部與加載面間之傾角較緩和，以確保支承高應力區外圍隨即有混凝土圍繞。

當支承面有拉力作用時，可降低容許支承應力或提供圍束鋼筋，或兩法並行，PCI設計手冊提供預鑄與預力混凝土之準則（PCI MNL 120）。



圖R22.8.3.2 應用截頭錐求階梯型或斜坡型之 A_2

22.9 剪力摩擦

22.9.1 通則

22.9.1.1 本節用於適合考量剪力傳遞之平面，例如：已存在或可能發生之裂面、不相同材料之界面、或不同時間澆置之兩混凝土間界面。

解說：

本節之目的在提供防止平面可能因剪力滑動產生破壞之設計方法，上述情況包括一體澆置混凝土中因裂縫產生之平面、混凝土與鋼材之界面及不同時間澆置之混凝土界面 (Birkeland與Birkeland 1966；Mattock與Hawkins 1972)。

雖然未開裂混凝土抵抗直接剪力較強，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，故宜在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。在標稱強度時，分離足以讓穿過裂縫之鋼筋受拉力達到降伏強度，拉力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作用、裂縫面上突起之抗剪作用及穿過裂縫之鋼筋插接筋作用所抵抗。成功應用本節之規定，仰賴於適當的選定假想裂縫位置 (PCI MNL 120)。

22.9.1.2 穿過假設剪力面之剪力摩擦鋼筋所需面積 A_{vf} 應依第22.9.4節計算，另外，亦可使用剪力傳遞設計法，其預測強度應與大量實驗結果相符。

解說：

剪力傳遞強度及穿過剪力面鋼筋之關係可以不同方式表示。式(22.9.4.2)及式(22.9.4.3)係根據剪力摩擦模型及提供剪力傳遞強度之保守預估。

在本節之規定下，亦可使用其他可得較精確估計剪力傳遞強度之關係式，上述步驟之設計例可參閱PCI設計手冊 (PCI MNL 120)、Mattock等人 (1976b)、與Mattock (1974)。

22.9.1.3 用來計算剪力摩擦強度 V_n 所用之 f_y 值不得超過第20.2.2.4節之限制。

22.9.1.4 設計所假設之剪力平面之處理方式應在施工文件中規定。

解說：

在硬固混凝土或結構鋼表面澆置混凝土時，第26.5.6.1節規定宜由設計者在施工文件中註明表面處理方法。

22.9.2 需求強度

22.9.2.1 假設剪力平面上之因數化力量應根據第五章規定之因數化載重組合及第六章規定之分析步驟計算。

22.9.3 設計強度

22.9.3.1 對任一適用之因數化載重組合，假設剪力平面之設計剪力強度應滿足：

$$\phi V_n \geq V_u \quad (22.9.3.1)$$

22.9.4 標稱剪力強度

22.9.4.1 假設剪力平面之 V_n 應依照第22.9.4.2節或第22.9.4.3節之規定計算，其中 V_n 不得超過依照第22.9.4.4節所計算之值。

22.9.4.2 當剪力摩擦鋼筋與剪力面垂直時，假設剪力平面之標稱剪力強度 V_n 應依下列計算：

$$V_n = \mu A_{vf} f_y \quad (22.9.4.2)$$

式中 A_{vf} 是穿過假設剪力平面為抵抗剪力之鋼筋面積， μ 係依照表22.9.4.2所得之摩擦係數。

表22.9.4.2 摩擦係數

接觸面條件	摩擦係數 $\mu^{[1]}$	
混凝土整體澆置。	1.4 λ	(a)
混凝土澆置於已硬化混凝土面，且該面特別經表面粗糙處理至約有0.6 cm粗糙度。	1.0 λ	(b)
混凝土澆置於已硬化混凝土面，且該面未特別經表面粗糙處理。	0.6 λ	(c)
混凝土澆置於乾淨且無塗料之結構型鋼表面，且銲接之竹節鋼筋或鋼線穿過傳遞剪力接觸面。	0.7 λ	(d)

[1] $\lambda = 1.0$ ，適用於常重混凝土。輕質混凝土 λ 應按第19.2.4節之規定，但不得大於0.85。

解說：

剪力傳遞鋼筋所需面積 A_{vf} 之計算，採用：

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \quad (R22.9.4.2)$$

採用式(22.9.4.2)可達到之剪力強度上限參照第22.9.4.4節之規定。

剪力摩擦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，須經設計者選取較大值，使得計算剪力強度能合理的符合試驗結果。

混凝土澆置於已硬化混凝土面，且該面未依第22.9.4.2節表面粗糙處理時，剪力阻抗主要靠鋼筋的插接筋作用。試驗結果 (Mattock 1977) 指出，在此情況採用 $\mu = 0.6\lambda$ 之減小值較合適。

混凝土澆置於結構型鋼表面，可用鋼筋作為剪力傳遞筋。然而，混凝土板及鋼梁之合成板梁系統接合部設計不適用本節規範，故這些系統之相關設計可按AISC 360之規定。

22.9.4.3 若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，假設剪力面之標稱剪力強度應按下式計算：

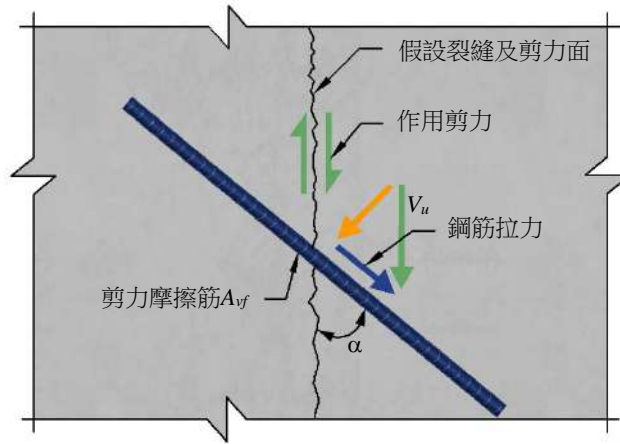
$$V_n = A_{vf} f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (22.9.4.3)$$

式中 α 為剪力摩擦鋼筋與假設剪力面之交角， μ 為依照表22.9.4.2規定之摩擦係數。

解說：

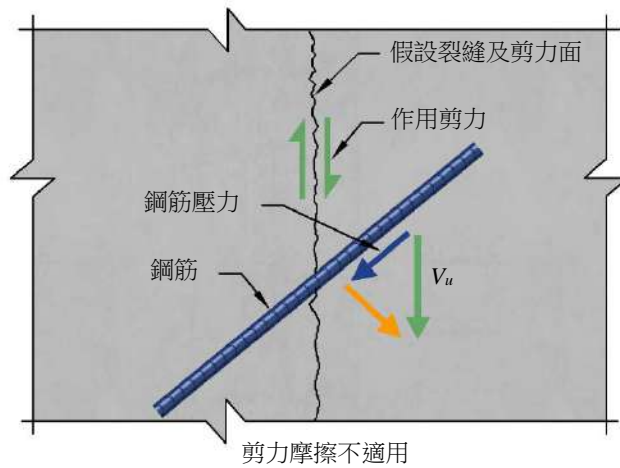
斜交剪力摩擦鋼筋如圖R22.9.4.3a所示 (Mattock 1974)。其中 α 為鋼筋與剪力面所夾銳角。式(22.9.4.3)僅適用在平行於鋼筋之剪力分量造成鋼筋受拉力，且平行剪力面之分力承受部分剪力之情況，如圖R22.9.4.3a所示。

若剪力摩擦鋼筋傾斜，使得平行於鋼筋之剪力分量造成鋼筋受壓力時，如圖R22.9.4.3b 所示，此時剪力摩擦不適用 ($V_n = 0$)。



V_n 見式(22.9.4.3)

圖R22.9.4.3a 剪力摩擦鋼筋受拉時



圖R22.9.4.3b 鋼筋受壓時

22.9.4.4 假設剪力平面 V_n 值不得大於表22.9.4.4之上限，其中由不同強度混凝土澆置組成時，表22.9.4.4中之 f'_c 應取較低值。

表22.9.4.4 假設剪力面之最大 V_n

條件		最大 V_n	
一體澆置之常重混凝土或澆置於已硬化混凝土面，且該面特別經表面粗糙處理至約有0.6 cm粗糙度	取(a)、(b)及(c)之最小值	$0.2f'_c A_c$	(a)
		$(33.6 + 0.08f'_c) A_c$ $[(3.3 + 0.08f'_c) A_c]$	(b)
		$112A_c$ [$11A_c$]	(c)
其他情況	取(d)和(e)之較小值	$0.2f'_c A_c$	(d)
		$56A_c$ [$5.5A_c$]	(e)

解說：

有必要規定剪力摩擦強度上限，係因式(22.9.4.2)及式(22.9.4.3)在某些情況可能將趨不保守 (Kahn與 Mitchell 2002；Mattock 2001)。

22.9.4.5 計算需求 A_{vf} 時，穿過剪力面之永久淨壓力得併入 $A_{vf}f_y$ ，即剪力摩擦鋼筋之力量。

解說：

本節規定業經試驗證實 (Mattock與 Hawkins 1972)，若僅穿過剪力面之壓力為永久性，本節規定宜可用以減少剪力摩擦鋼筋需求量。

22.9.4.6 計算穿過假設承受剪力面之剪力摩擦所需鋼筋面積時，應納入假設剪力面承受淨因數化拉力之所需鋼筋面積。

解說：

穿過剪力面之拉力可能由溫度變化、潛變及收縮變形之變形束制所造成。當彎矩作用在剪力平面時，受撓拉力及受撓壓力處於平衡狀態，且不改變作用於穿過剪力平面或剪力摩擦抵抗之合壓力 $A_{vf}f_y$ 。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，無需提供額外鋼筋以承受受撓拉應力 (Mattock等人 1975)。

22.9.5 剪力摩擦鋼筋之細則

22.9.5.1 符合第22.9.4節穿過剪力平面之鋼筋應予以錨定，使其在剪力平面兩側發展出 f_y 強度。

解說：

若剪力平面無彎矩作用，則鋼筋宜沿剪力平面均勻分布，俾使裂縫寬度最小。若彎矩作用穿過剪力面，則剪力傳遞鋼筋將主要配置於受撓拉力區內。

錨定可經由握裹、機械裝置，或有螺紋插接筋及埋入螺釘來達成，空間限制時常需使用機械裝置。剪力摩擦鋼筋錨定宜銜接於主筋，否則有可能產生裂縫穿過剪力摩擦鋼筋與混凝土實體間。

第二十三章 壓拉桿方法

23.1 範圍

23.1.1 本章應適用於載重或幾何不連續，以致斷面內之縱向應變為非線性分布之結構混凝土構材或構材中之區域之設計。

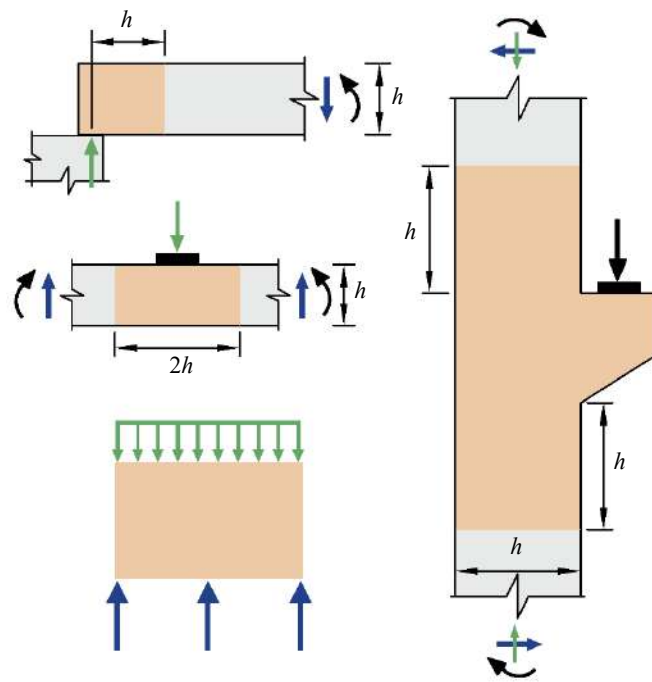
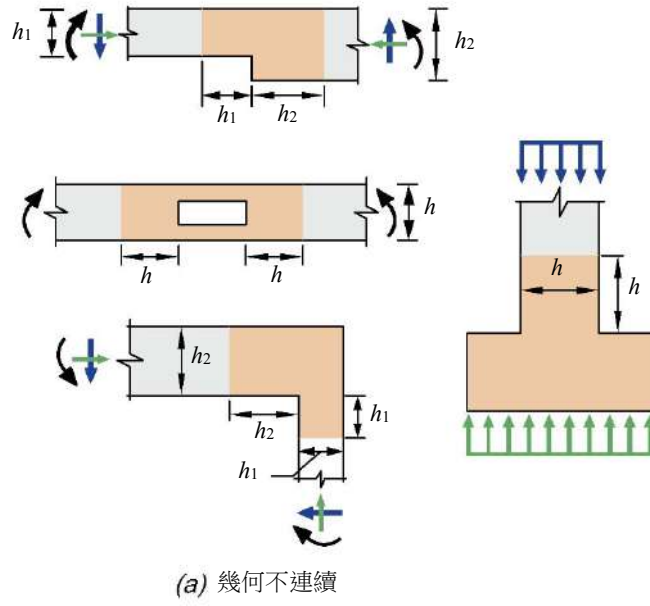
23.1.2 任何混凝土結構構材或構材中之不連續區，得依照本章規定將構材或區域模擬為理想化桁架來設計。

解說：

在幾何變化處、集中載重處、或反力處，結構構件之應力分布會不連續。St. Venant 原理顯示，因軸力及彎矩所衍生之應力，距不連續處約達一倍構材深度 h 後，趨近為線性分布。因此，不連續區可設定為自載重或幾何變化斷面起延伸 h 距離。

圖R23.1(a)及(b)陰影部分顯示典型之D區域 (D-region) (Schlaich等人 1987)。第22.2.1節之平面斷面假設並不適用於該區域。一般而言，構材中D區域以外之部分即為B區域，可採用撓曲理論之平面斷面假設。本章所述之壓拉桿設計法，係基於D區域可採用鉸接接合桁架之假設，以進行分析與設計，該桁架由壓拉桿以節點連接組成。

第23.2.1節基於理想化桁架之壓拉桿方法，並不適用於實際桁架結構系統，因為此方法不考量彎矩等二次效應。



圖R23.1 D區域及不連續情況

23.2 通則

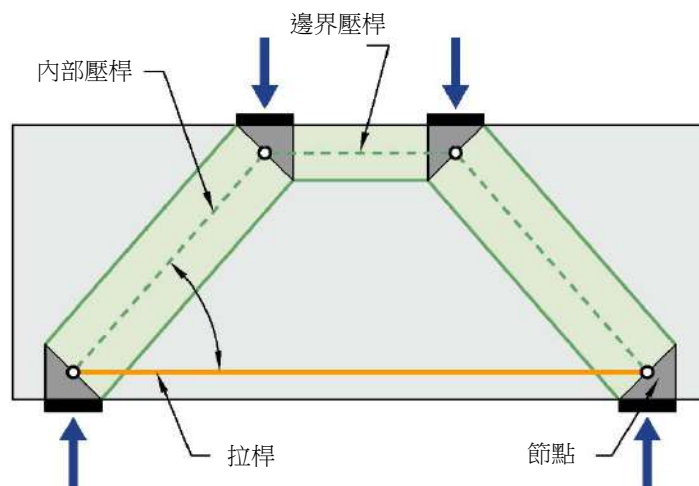
23.2.1 壓拉桿模式為在二維或三維維度下以節點連接壓桿與拉桿所形成之理想化桁架。

解說：

理想化桁架中，壓桿為受壓構材，拉桿為受拉構材，節點為接頭。均勻分佈載重通常被理想化成一系列施加於節點之集中載重，分布鋼筋通常被模擬成離散拉桿來代表數組鋼筋或鋼線。壓拉桿模式之設計細節可參見Schlaich等人 (1987)、Collins與Mitchell (1991)、MacGregor (1997)、FIP (1999)、Menn (1986)、Muttoni等人 (1997)，及ACI 445R。壓拉桿法設計範例已於ACI SP-208 (Reineck 2002) 及ACI SP-273 (Reineck與 Novak 2010) 中提出。以壓拉桿模式設計在D區域內支撐外加力之設計程序，稱為壓拉桿設計法，包含下列四個步驟：

- (1) 界定且分離每一個D區域。
- (2) 計算作用於每一個D區域邊界上之合力。
- (3) 選擇一桁架模型，計算壓桿拉桿內力以傳導合力通過D區域。選擇壓桿與拉桿之軸線，分別和壓力場與拉力場之軸線約略重合。
- (4) 設計壓桿、拉桿及節點區使其具有足夠之強度。壓桿及節點區之寬度依第23.4.3節及第23.9.2節所規定之有效混凝土強度決定。鋼筋提供作為拉桿，考慮其依照第23.7.2節所定義之強度。鋼筋宜錨定於或超出節點區。

單跨深梁承受兩集中載重之壓拉桿模式組成詳圖R23.2.1。壓桿或拉桿之斷面尺度以厚度及寬度來訂定，兩者皆與壓桿或拉桿軸線垂直。厚度與平面垂直，寬度則是在壓拉桿模式之平面上。拉桿由非預力鋼筋或預力鋼筋加上與拉桿軸同軸心之部分環繞混凝土所組成。納入環繞混凝土，以定義拉桿內力錨定之區域。拉桿中之混凝土，並非用於抵抗拉桿內之軸力。雖然並未明示於設計考量中，環繞混凝土特別在承受使用載重時，可減少拉桿之伸長。



圖R23.2.1 壓拉桿模式之描述

23.2.2 理想化桁架之幾何須與壓桿、拉桿、節點區、支承面積及支撐之尺度一致。

解說：

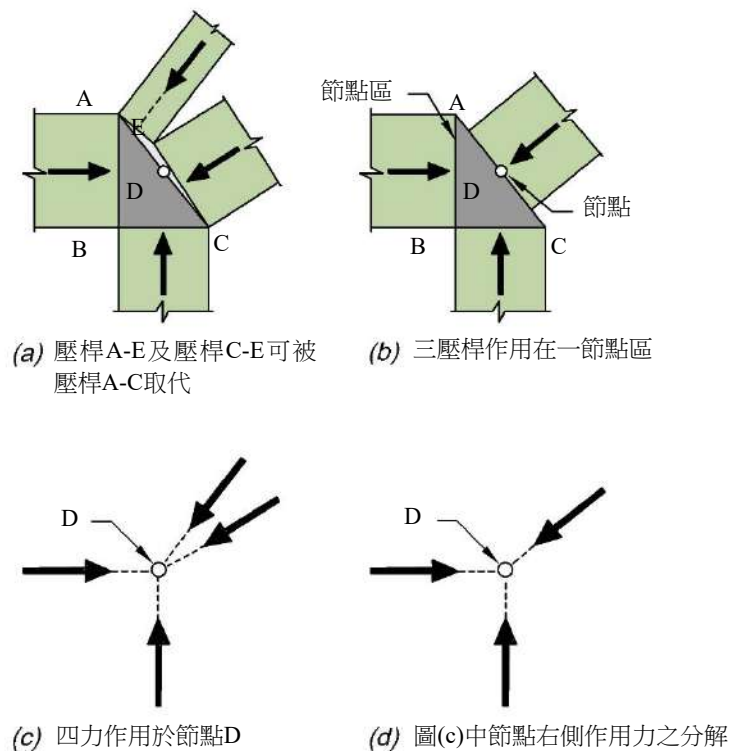
組成壓拉桿模式之壓桿、拉桿及節點區，一般於模式平面內有一定之寬度，於結構面外有一定之厚度，此於選擇桁架尺度時宜加以考慮。

圖R23.2.2(a)及(b)表示一節點及其對應之節點區。水平力及垂直力平衡斜壓桿之內力。

於二維壓拉桿模式下，如節點區有超過三個力作用時，建議將某些力合成以形成三個相交力，詳圖R23.2.2(a)。圖R23.2.2(a)中作用在A-E面和C-E面上之壓桿力，可用作用在A-C面上之一力取代，詳圖R23.2.2(b)。此力通過節點D。

另外，此壓拉桿模式亦可假設所有桿件力作用通過節點D來分析，詳圖R23.2.2(c)。在此情況，節點D右邊之二壓桿力，可合成為作用在節點D之單一力取代，詳圖R23.2.2(d)。

若垂直於構材方向之支撐寬度小於構材寬度時，可能需要橫向鋼筋以限制節點在平面方向之垂直劈裂，此可採用橫向壓拉桿模式來模擬。



圖R23.2.2 節點區作用力之分解

23.2.3 壓拉桿模式應能將因數化載重傳遞至支撐或相鄰B區域。

解說：

壓拉桿方法之分析結果代表極限狀態之強度下限。第23.5.1節要求依照本章節設計D區域內分布鋼筋，除非壓桿之側向自由度受到限制。D區域內採用分布鋼筋可改善使用性能。此外，拉桿中之裂縫寬度可採用第24.3.2節予以控制，假設拉桿包裹在對應第23.8.1節解說中拉桿面積之混凝土稜柱體內。

23.2.4 壓拉桿模式之內力應與作用載重及反力平衡。

23.2.5 拉桿得穿越壓桿及其他拉桿。

23.2.6 壓桿應僅在節點相交或重疊。

解說：

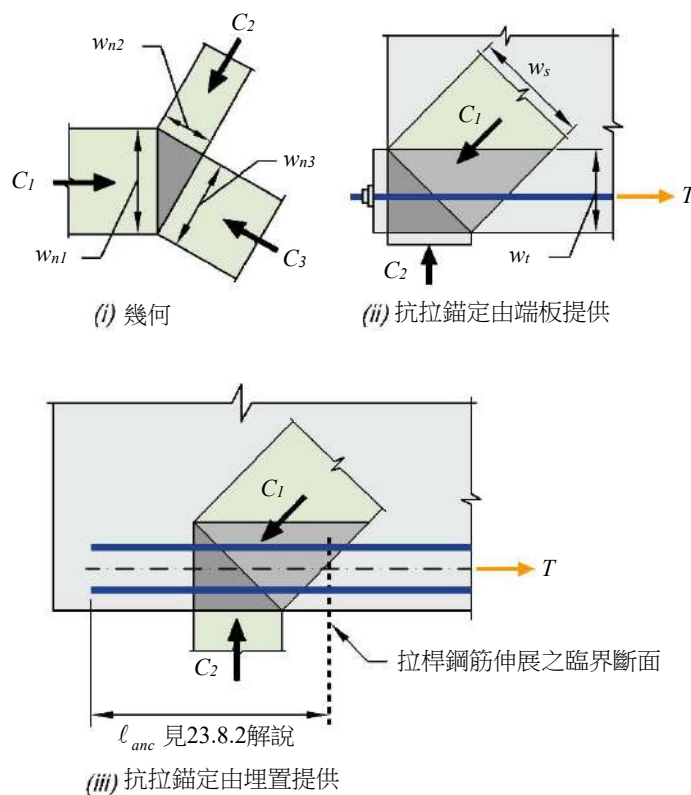
靜壓節點區，依定義，載重面上之應力相等，而此載重面與作用於節點之壓拉桿軸線相垂直。正因為面內所有方向之應力皆相同，故這類型之節點就被認為是靜壓節點區。嚴格來說此一用語並不正確，因為面內應力和面外應力並不相等。

圖R23.2.6a(i) 顯示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 $C_1 : C_2 : C_3$ 相同。

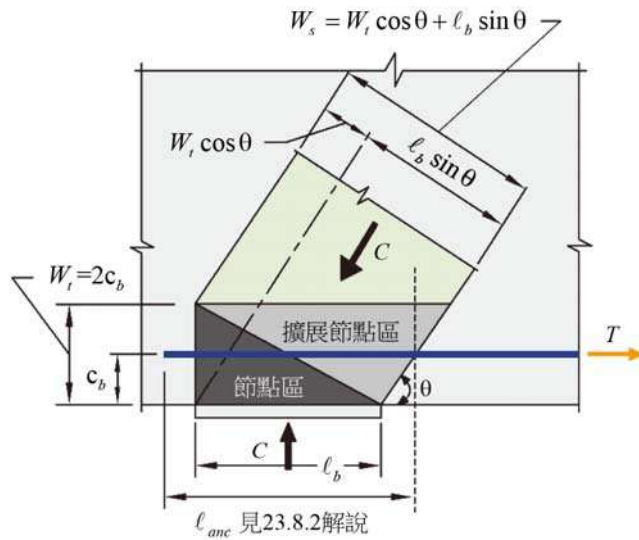
C-C-T節點區可代表靜壓節點區，若假設拉桿延伸穿過節點後，在節點遠端以端板錨定，如圖R23.2.6a(ii)所示，只要此端板之尺度足以產生和壓桿相同之支撐應力。圖R23.2.6a(ii) 用以代表一實際之拉桿錨定。拉桿拉力之錨定可由端板提供，亦可由埋置之直線鋼筋 (圖R23.2.6a(iii))、擴頭鋼筋或彎鉤鋼筋錨定而成。對於非靜壓節點，其最大應力之一面將控制節點尺度。

圖R23.2.6a(ii) 中之淡陰影部分即為擴展節點區。一擴展節點區係指構材中由有效壓桿寬度 w_s 和有效拉桿寬度 w_t 之交會所圍繞之部分。

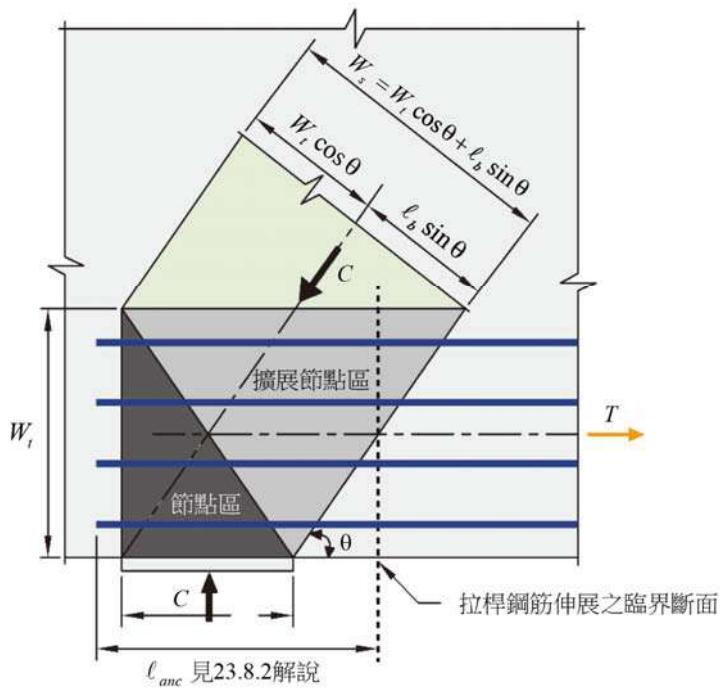
基於力平衡，壓拉桿模式中之每一節點需至少有三個力同時作用，如圖R23.2.6c所示。節點係根據作用力之正負號加以分類，例如C-C-C節點為承受三個壓力之節點，C-C-T節點承受二個壓力和一個拉力，且C-T-T節點則承受一個壓力和兩個拉力。



圖R23.2.6a 靜壓節點

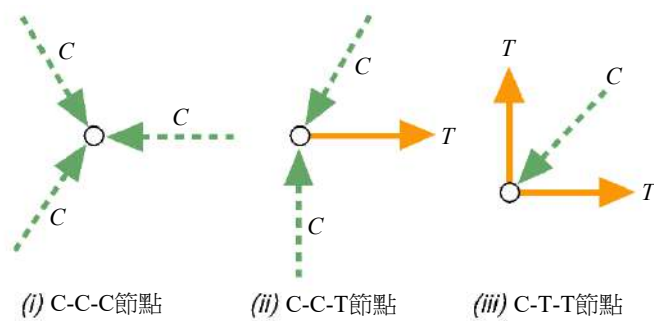


(i) 單層鋼筋



(ii) 分布鋼筋

圖R23.2.6b 顯示力量分布效應之擴展節點區

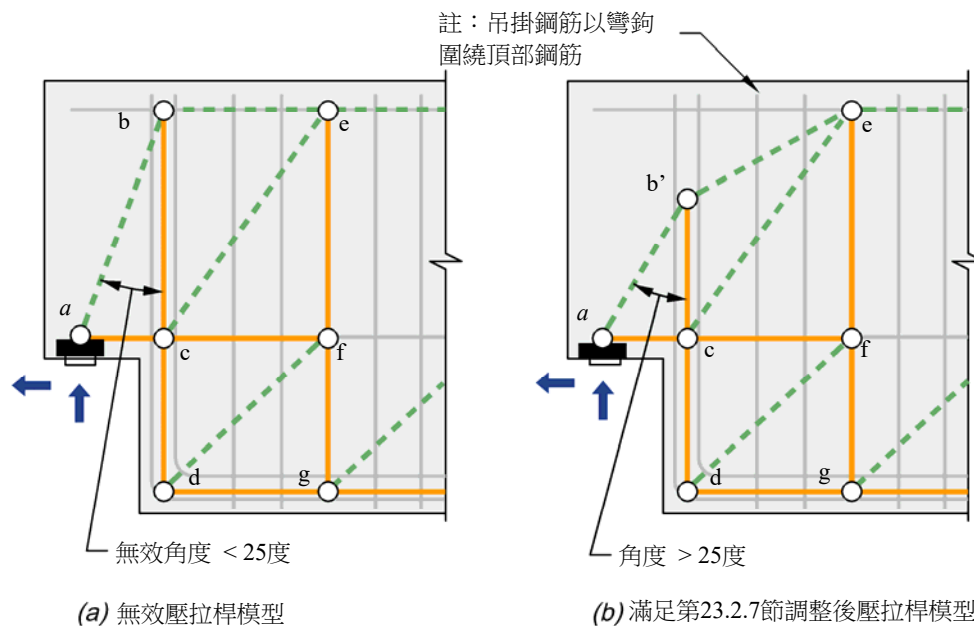


圖R23.2.6c 節點分類

23.2.7 交會於任一節點之壓桿與拉桿，其軸線間之夾角應至少為25度。

解說：

節點上壓桿與拉桿之角度應大到足以減輕裂縫，並避免因壓桿與拉桿在接近方向之縮短與伸長而造成之不相容性。此角度限制，避免細長梁內剪力區域之壓桿與縱向鋼筋間角度小於25度 (Muttoni等人1997)。在某些情況下，壓拉桿模型可以適當調整，可在不移除接近集中載重或反力之橫向鋼筋之條件下，滿足上述角度條件，如圖R23.2.7。



圖R23.2.7 以梁開榫端接合部 (dapped connection) 為例，說明如何調整壓拉桿模型以符合第23.2.7節之規定

23.2.8 預力效應應於壓拉桿模型內視為具載重因子之外力，載重因子應符合第5.3.12節。對於先拉法預力構材，可假設預力施加於鋼絞線傳遞長度之末端。

解說：

如預力效應不視為外部載重，則壓拉桿模型中之力流會不符實際。將預力效應模擬成外部載重時，需另外辨別其他外部載重超過預壓力之區域，反之亦然。預力效應可模擬成錨定處之集中載重或預力鋼腱受偏角或曲率影響之等效橫向載重。第5.3.11節根據預力對壓拉桿模型之影響，規範了不同之載重因子。可配置鋼筋之拉桿以傳遞在傳遞長度末端所施加之預力。

23.2.9 深梁採用壓拉桿方法設計時，應符合第9.9.2.1節、第9.9.3.1節及第9.9.4節之規定。

23.2.10 托架與梁托之剪力跨度與深度比 $a_w/d < 2.0$ ，採用壓拉桿方法設計時，應符合第16.5.2節、第16.5.6節及式(23.2.10)之規定。

$$A_{sc} \geq 0.04(f'_c/f_y)(b_w d) \quad (23.2.10)$$

解說：

以托架與柱面之界面為例，其剪力摩擦係根據第22.9節之要求。

23.2.11 第22.9節剪力摩擦之規定應使用於評估任何平面於剪力傳遞之適當性，例如現有或潛在之裂縫、不同材料之界面、或混凝土分次澆置之界面。

23.2.12 若利用壓拉桿模型來設計地震力抵抗系統內之構材，則應滿足第23.11節之規定。

23.3 設計強度

23.3.1 任一適用之因數化載重組合下，壓拉桿模式中壓桿、拉桿及節點區之設計強度應符合 $\phi S_n \geq U$ ，包括下列(a)至(c)項：

(a) 壓桿 $\phi F_{ns} \geq F_{us}$ 。

(b) 拉桿 $\phi F_{nt} \geq F_{ut}$ 。

(c) 節點區 $\phi F_{nm} \geq F_{um}$ 。

解說：

所有壓桿、拉桿及節點區內之受力，係以因數化載重作用於壓拉桿模式來計算。若有多種載重組合，宜分別計算。針對任一已知之壓桿、拉桿或節點區， F_{us} 、 F_{ut} 或 F_{um} 為構件中所有考慮載重組合之最大力量。

23.3.2 ϕ 值應依第21.2節規定決定之。

23.4 壓桿強度

23.4.1 壓桿之標稱抗壓強度 F_{ns} ，應依(a)或(b)計算：

(a) 壓桿無縱向鋼筋

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} \quad (23.4.1a)$$

(b) 壓桿有縱向鋼筋

$$F_{ns} = f_{ce} A_{cs} + A_s' f_s' \quad (23.4.1b)$$

其中 F_{ns} 應按壓桿兩端評估並取小值； A_{cs} 為所考慮壓桿端部之斷面積； f_{ce} 由第23.4.3節提供； A_s' 為沿壓桿長度方向之受壓鋼筋面積； f_s' 為壓桿在標稱軸向強度時之受壓鋼筋應力。對於 $f_y = 2,800 \text{ kgf/cm}^2$ [280 MPa]或 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 鋼筋， f_s' 得取等於 f_y 。

解說：

用於計算 A_{cs} 之壓桿寬度 w_s 為垂直於壓桿軸線之壓桿端部尺度。壓桿寬度示於圖R23.2.6a(i)及圖R23.2.6b。若二維壓拉桿模式合適，如深梁，則除於支承支撐處之壓桿厚度需等於構材或支撐構件之最小厚度外，壓桿厚度可取為構材之寬度。

鋼筋對於壓桿強度之貢獻，由式(23.4.1b)之最後一項給定。壓桿在標稱軸向強度時之鋼筋應力 f_s' 可由壓桿壓碎時之應變計得。鋼筋細節要求宜符合第23.6節之規定，包括防止壓桿鋼筋挫屈之圍束鋼筋。

23.4.2 壓桿中之混凝土有效抗壓強度 f_{ce} 應依第23.4.3節計算。

解說：

設計時，壓桿常理想化為稜柱受壓構材。若壓桿因兩端節點區強度不同或兩端支承長度不同，導致兩端面積不同時，則壓桿宜簡化為均勻錐體受壓構材。

23.4.3 壓桿中之混凝土有效抗壓強度 f_{ce} 應依下列計算：

$$f_{ce} = 0.85\beta_c\beta_s f_c' \quad (23.4.3)$$

其中 β_s 依表23.4.3(a)， β_c 依表23.4.3(b) 考量開裂及開裂控制鋼筋對混凝土有效抗壓強度之影響。

表 23.4.3(a) 壓桿係數 β_s

壓桿位置	壓桿類型	準則	β_s	
拉力構材或拉力區	所有類型	所有情況	0.4	(a)
其他情況	邊界壓桿	所有情況	1.0	(b)
	內部壓桿	配筋滿足第23.5節	0.75	(c)
		位置區域滿足第23.4.4節	0.75	(d)
		梁柱接頭	0.75	(e)
		其他情況	0.4	(f)

表 23.4.3(b) 壓桿與節點圍束修正因子 β_c

位置	β_c		
<ul style="list-style-type: none"> ● 連結於含受力面節點之壓桿末端 ● 含受力面之節點 	取小值	$\sqrt{A_2/A_1}$ ，其中 A_1 依承載面決定	(a)
		2.0	(b)
其他情況		1.0	(c)

解說：

式(23.4.3)中之強度係數**0.85**，代表在持續壓力作用下之混凝土有效強度，其類似於式(22.4.2.2)及式(22.4.2.3)。

表23.4.3(a)內 β_s 值之應用範例包含：配置吊掛鋼筋與框筋之L型邊梁之橫向模型，其翼板受到縱向拉力導致橫向壓桿強度降低，因此，較低 β_s 值可反映壓桿傳遞力量之區域受到橫向拉力作用。

表23.4.3(b)之 β_s 值可應用於邊界壓桿，以及應力狀態可比擬為梁或柱內壓力區之矩形應力塊。由於邊界壓桿不受到橫向拉力，因此可比內部壓桿採用較高之有效強度 f_{ce} (圖R23.2.1)。

表23.4.3(c)之 β_s 值可反映使用分布鋼筋之效益。

表23.4.3(d)之 β_s 值可應用於具有足夠斜向張力強度區域之內部壓桿，此拉力強度須滿足式(23.4.4)。

表23.4.3(e)之 β_s 值可反映鋼筋要求與第十五章梁柱接頭之圍束要求。

表23.4.3(f)內 β_s 值之減少，可防止未依第23.4.4節規定之無橫向鋼筋配置區域所產生之斜向張力破壞。ACI中無配置橫向鋼筋之剪力實驗數據庫顯示，如 β_s 值採用0.4，可防止斜向張力破壞 (Reineck和Todisco 2014)。此ACI數據庫中包含 d 平均為38 cm且不超過96.5 cm之試體，因此，尺寸效應對上述構材尺寸範圍內之強度折減應無重大影響。因為尺寸效應對較深之無橫向鋼筋試體有較大之影響，式(23.4.4)為適當之評估方法。

混凝土圍束對壓桿或節點有效壓力強度之影響需可藉由 β_c 描述。承壓面可為承壓板或藉由其他構材所施加之壓力區域，例如柱，與第22.8.3節之承載區域有相同之圍束效應。有關於周圍混凝土提供圍束而提升壓力強度之壓拉桿模型，可參閱Tuchscherer等人(2010)與Breen等人(1994)之報告。

23.4.4 如依表23.4.3(a)之(d)項採用 β_s 等於0.75時，構材尺寸應滿足式(23.4.4)，其中 λ_s 定義於第23.4.4.1節。

$$V_u \leq \phi 1.32 \tan \theta \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d \quad [V_u \leq \phi 0.42 \tan \theta \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d] \quad (23.4.4)$$

解說：

式(23.4.4)意在防止斜向張力破壞。在非連續區域，斜向張力強度因壓桿角度增加而增加，對於非常傾斜之壓桿， V_u 可以超過 $V_u \leq \phi 2.65 \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$ [$V_u \leq \phi 0.83 \lambda_s \sqrt{f'_c} b_w d$]。

23.4.4.1 尺寸效應修正因子 λ_s 應依下列(a)與(b)決定：

(a) 如鋼筋配置依照第23.5節， λ_s 取1.0。

(b) 如鋼筋配置非依照第23.5節， λ_s 依式(23.4.4.1)計算。

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1 + \frac{d}{25})}} \quad [\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1 + \frac{d}{250})}}] \quad (23.4.4.1)$$

23.5 最少分布鋼筋

解說：

壓拉桿方法乃基於塑性學理之下限值，因此使用此方法設計構材時，需要足夠鋼筋，讓開裂時之內部應力能有效重新分配 (Marti 1985)。此外，分布鋼筋可控制使用載重下所造成之裂縫，並可增加構材之韌性行為 (Smith與Vantsiotis 1982；Rogoswky等人 1986，Tan等人1977)。

內部壓桿通常平行於壓力場，亦因此垂直於斜向張力場。作用於節點之壓應力，可能造成沿著壓桿方向上產生側向拉應力。因此，最少分布鋼筋量可以控制上述拉應力所造成之裂縫。

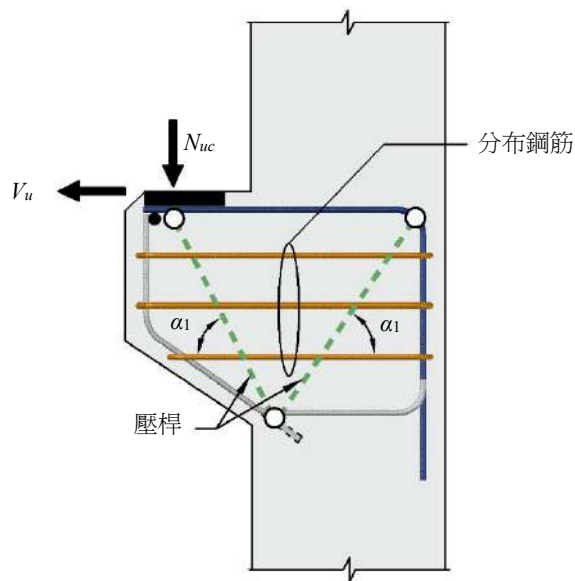
第23.5.1節所要求之分布鋼筋比為寬構材中兩側加上內部層之總和，如圖R23.5.1所示為通過夾角為 α_1 之內部壓桿之單向鋼筋，。

雖然內部壓桿於側向受束制時不需要配置最少分布鋼筋，但分布鋼筋在較大之不連續區域可能有所助益。例如，支撐一平板之連續托架為不連續區域，其壓桿側向束制符合第23.5.3節(a)之規定。承載集中力之樁帽與邊梁亦為不連續區之範例，其側向束制符合第23.5.3節(b)之規定。其中，第23.5.3節(b)之壓桿側面乃為平行於模型面之平面。對於使用三維壓拉桿模型來評估樁帽，第23.5.3節內所指之模型平面應由壓桿與樁連結情況作判定。

23.5.1 使用壓拉桿方法設計D區域時，通過內部壓桿軸線之最少分布鋼筋應依照表23.5.1規定

表 23.5.1 最少分布鋼筋

壓桿側向束制條件	鋼筋配置	最少分布鋼筋比
無束制	正交網格狀	0.0025 於各方向
	鋼筋與壓桿軸線夾角為 α_1	$\frac{0.0025}{\sin^2 \alpha_1}$
束制	不需要分布鋼筋	



兩壓桿之 α_1 不同，最少分布鋼筋比由較小之 α_1 控制。

R23.5.1 通過內部壓桿之分布鋼筋

23.5.2 第23.5.1節規定之分布鋼筋應滿足(a)與(b)：

- (a) 間距不應超過30 cm
- (b) α_1 角不應小於40度

23.5.3 若壓桿有下列(a)、(b)或(c)情形，則壓桿應視為有側向束制：

- (a) 不連續區域於壓拉桿模型平面之垂直方向上連續。
- (b) 壓桿各側面有延伸之混凝土，其延伸距離不小於壓桿寬之半。
- (c) 接頭束制情況依照第15.2.4節與第15.2.5節所述之壓桿。

23.5.4 第23.5.1節所要求之鋼筋，應根據第25.4節規定使其伸展長度超出壓桿區域。

23.6 壓桿鋼筋細則

23.6.1 壓桿內之受壓鋼筋應平行壓桿軸，並沿壓桿長度，依照第23.6.3節以閉合箍筋圍束，或依照第23.6.4節以螺箍筋圍束。

解說：

參照第23.4.1節解說。

23.6.2 壓桿內之受壓鋼筋應予錨定，以在節點區之邊界面發展達 f_s' ，其中 f_s' 應依照第23.4.1節計算。

23.6.3 壓桿中用於圍束受壓鋼筋之閉合箍筋應符合第25.7.2節及本節之規定。

23.6.3.1 沿壓桿長度之閉合箍筋間距 s ，不得超過(a)至(c)之最小值：

(a) 壓桿斷面尺度之最小值。

(b) 用於閉合箍筋之鋼筋或鋼線之 $48d_b$ 。

(c) 受壓鋼筋之 $16d_b$ 。

23.6.3.2 第一個閉合箍筋距壓桿兩端節點區表面不得大於 $0.5s$ 。

23.6.3.3 閉合箍筋應妥予配置，使得各角隅處之縱向鋼筋及每隔一根縱向鋼筋，均須以繫筋或內轉角不大於135度之箍筋，提供橫向支撐，且前述橫向鋼筋支撐下，任何縱向鋼筋沿箍筋方向，其鋼筋之淨距不得大於15 cm。

解說：

參考第25.7.2.3節解說。

23.6.4 壓桿中用於圍束受壓鋼筋之螺箍筋應符合第25.7.3節之規定。

23.7 拉桿強度

23.7.1 拉桿之鋼筋應為非預力或預力。

23.7.2 拉桿之標稱拉力強度 F_{nt} 應依下列計算：

$$F_{nt} = A_{ts} f_y + A_{tp} \Delta f_p \quad (23.7.2)$$

其中非預力構材之 A_{tp} 等於0。

解說：

第23.7.2節之拉桿強度係考量依第23.2.7節中將預力效應模擬成外力作用。預力拉桿總強度為 $A_{tp}(f_{se} + \Delta f_p)$ 。

23.7.2.1 於式(23.7.2)中，握裹預力鋼筋之 Δf_p 得取等於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]，無握裹預力鋼筋之 Δf_p 得取等於 700 kgf/cm^2 [70 MPa]。若經分析證明後，得使用較高 Δf_p 值，但 Δf_p 不得超過 $(f_{py} - f_{se})$ 。

23.8 拉桿鋼筋細則

23.8.1 拉桿鋼筋之中心軸應與壓拉桿模式假設之拉桿軸線同心。

解說：

設計中假設之拉桿寬度 w_t ，依拉桿鋼筋之分布，可在下列限值間變化：

- (a) 若拉桿之鋼筋為單層，有效拉桿寬度可取為拉桿鋼筋之直徑加上兩倍鋼筋保護層，詳圖R23.2.6b(i)。
- (b) 拉桿寬度之實務上限可取為對應靜壓節點區寬度，計算公式為 $w_{t,max} = F_{nt}/(f_{ce} b_s)$ ，其中 f_{ce} 為依照第23.9.2節規定之節點區計算。

若拉桿寬度超過(a)之計算值，則拉桿鋼筋宜於拉桿寬度與厚度上大略均勻分布，詳圖R23.2.6b(ii)。

23.8.2 除了依照第23.10節設計之彎曲鋼筋節點上所延伸之拉桿以外，拉桿鋼筋應符合第23.8.3節規定，以機械式裝置、後拉預力錨定裝置、標準彎鉤或直線鋼筋之伸展來錨定。

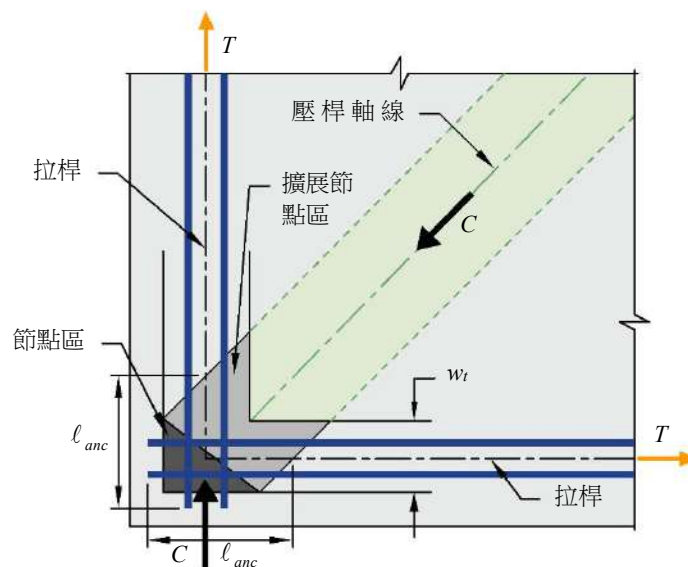
解說：

拉桿之錨定，在托架之節點區或鄰接深梁外支撐之節點區，常需特別注意。拉桿中之鋼筋宜於其伸展離開擴展節點區前完成錨定，此錨定點定義為拉桿鋼筋之中心線與壓桿或支承面積外緣延伸線之交點。在圖R23.2.6b中之長度 ℓ_{anc} 算至擴展節點區外緣線與拉桿鋼筋中心線之交點。一些錨定可由延伸鋼筋穿過節點區來達成，詳圖R23.2.6a(iii)及R23.2.6b，且伸展超過節點區。若拉桿採用90度彎鉤來錨定，此彎鉤需圍束於鋼筋內，以避免在支撐區沿彎鉤外面開裂。

深梁中，若梁寬夠寬足以容納時，髮夾筋與拉桿鋼筋搭接可用於錨定拉桿力量於外支撐。

圖R23.8.2顯示節點區兩拉桿之錨定。在拉桿中心與擴展節點區外緣線交叉處需要鋼筋之伸展。

拉桿鋼筋之伸展長度可用彎鉤、擴頭鋼筋、機械裝置、增加圍束或以搭接多層較小鋼筋來減少。



圖R23.8.2 錨定兩拉桿之擴展節點區

23.8.3 離開擴展節點區之拉桿鋼筋中心拉桿力，應在拉桿兩端之軸方向伸展。

23.9 節點區強度

23.9.1 節點區之標稱抗壓強度 F_{nn} 應依下列計算：

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz} \quad (23.9.1)$$

其中 f_{ce} 於第23.9.2節或第23.9.3節中定義，且 A_{nz} 於第23.9.4節或第23.9.5節中決定。

23.9.2 節點區面上之混凝土有效抗壓強度 f_{ce} 應依下列計算：

$$f_{ce} = 0.85\beta_c\beta_n f'_c \quad (23.9.2)$$

其中 β_n 依照表 23.9.2， β_c 依照表 23.4.3(b)

表 23.9.2 節點區係數 β_n

節點區之構造	β_n	
節點區係與壓桿或支承面或兩者共同相接者	1.0	(a)
節點區錨定單根拉桿者	0.80	(b)
節點區錨定兩根或多根拉桿者	0.60	(c)

解說：

二維模式之節點分類詳圖 R23.2.6c。節點區之有效抗壓強度由式(23.9.2)決定，其中 β_n 值由表 23.9.2 決定。

較低之 β_n 值，係反映因拉桿中之拉應變與壓桿中之壓應變間之不一致，增加節點區之不確定性程度。節點區之任何面或節點區任何斷面之應力，均不宜超過式(23.9.2)所給定之值。

如 R23.4.3 節所描述， β_c 考量了混凝土圍束效應對含載重面之節點之有效壓力強度。節點與節點壓桿界面具有相同之 β_c 。

23.9.3 若節點區內配置圍束鋼筋，且其效果業經試驗及分析證明，則計算 F_{nn} 值時，得採用考慮圍束效果提高之 f_{ce} 值。

23.9.4 節點區各面之面積 A_{nz} 應取(a)與(b)之較小值：

(a) 位於節點區面上且垂直於 F_{us} 作用線之面積。

(b) 貫穿節點區且垂直於斷面上合力作用線之斷面面積。

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。此種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。

垂直於壓桿及拉桿之軸線，於節點面上之應力為主應力，則可使用第 23.9.4 節(a)之規定。若節點區之面並不垂直壓桿之軸線，如圖 R23.2.6b(ii) 所示，在節點區面上會有剪應力與正向應力之作用，則可依第 23.9.4 節(a)規定，這些應力由作用於與軸線垂直之壓桿斷面積 A_{nz} 上之正向應力(主壓應力)來取代。

23.9.5 在三維壓拉桿模式中，其節點區任一面之面積不可低於第 23.9.4 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。

23.10 彎曲鋼筋節點

23.10.1 彎曲鋼筋節點之設計與細節應符合本節規定

解說：

彎曲鋼筋節點為連續鋼筋之彎曲段中所延伸之兩拉桿與壓桿(或兩支以上壓桿合力)之相交點(圖

R23.10.5)，或由180度彎鉤錨定之單支拉桿所構成 (圖R23.10.2)。

23.10.2 若垂直於彎曲平面之規定淨保護層為 $2d_b$ 或大於 $2d_b$ ，則彎曲半徑 r_b 應符合下列(a)與(b)，但
不應小於第25.3節中最小彎曲直徑之半。

(a) 彎曲鋼筋節點之彎鉤小於180度：

$$r_b \geq \frac{2A_{ts} f_y}{b_s f'_c} \quad (23.10.2a)$$

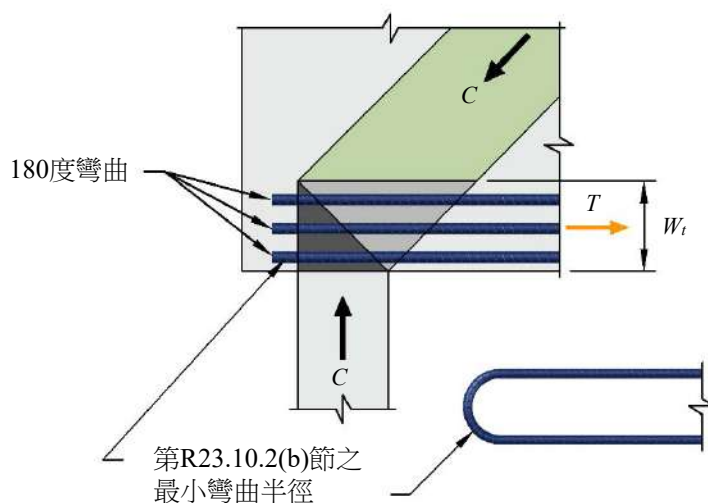
(b) 具180度彎鉤之拉桿：

$$r_b \geq \frac{1.5A_{ts} f_y}{w_t f'_c} \quad (23.10.2b)$$

解說：

式(23.10.2a)係為了避免 f_{ce} 超過第23.9.2節所規定C-T-T節點之限制(Klein 2008)， b_s 為壓拉桿模型平面於橫向上之壓桿寬度。不論節點上不同拉桿之力量相同與否，式(23.10.2a)均可使用；然而，如果拉桿力量不同時，宜滿足第23.10.6節所要求之 l_{cb} 。

具180度彎鉤錨定之拉桿可用於C-C-T節點，如圖R23.10.2所示。延伸至構材中之鋼筋末端平行直線段可視為拉桿，式(23.10.2b)係為了確保 f_{ce} 不超過第23.9.2節規定之C-C-T節點限制。 w_t 為有效拉桿寬度，如圖R23.10.2所示。



圖R23.10.2 C-C-T節點使用180度拉力錨定彎曲

23.10.3 若垂直於彎曲平面之規定淨保護層為小於 $2d_b$ ，則第23.10.2節所要求之 r_b 應乘以 $2d_b/c_c$ ，其中
 c_c 為側邊之規定淨保護層厚。

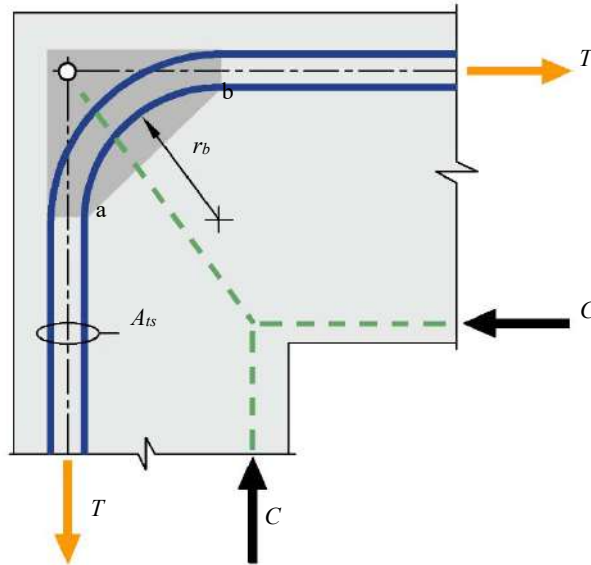
解說：

當垂直於彎鉤平面之混凝土保護層有限時，彎曲鋼筋節點處宜有較大之鋼筋彎曲半徑以減少側邊保護層劈裂之可能性。

23.10.4 若彎曲鋼筋節點由多層鋼筋所組成，則 A_{ts} 應取拉力鋼筋總面積，且 r_b 應取最內層鋼筋之彎曲半徑。

解說：

圖R23.10.4為具有兩層鋼筋之彎曲鋼筋節點範例。在此情況下，拉桿鋼筋總面積可用以承受節點區域面上之壓應力(圖R23.10.4中之面a-b)。

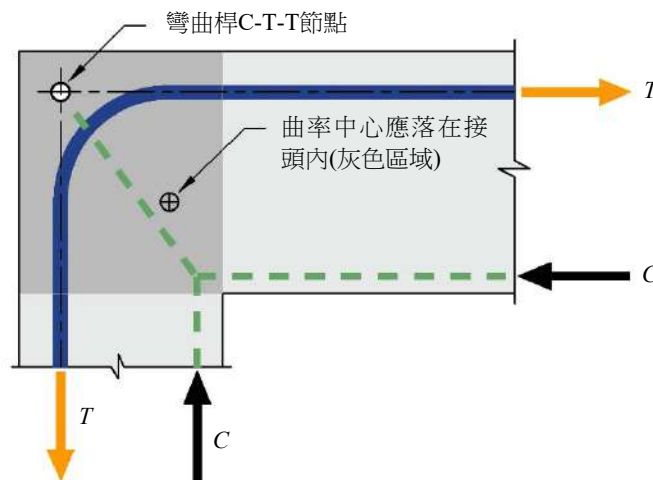


圖R23.10.4 具有兩層鋼筋之彎曲鋼筋節點(陰影處為節點區域)

23.10.5 在構架角隅之接頭和鋼筋應使鋼筋曲率中心位於接頭內。

解說：

彎鉤半徑應與壓拉桿模型所使用桁架之幾何形狀一致。圖R23.10.5為曲率中心須位於典型構架內接合部之範例。



圖R23.10.5 構架角隅內彎曲鋼筋節點曲率中心之允許範圍

23.10.6 應有足夠之彎曲區長度 l_{cb} ，以利分別從彎曲區域末端直線段上發展出有差異之鋼筋拉力。

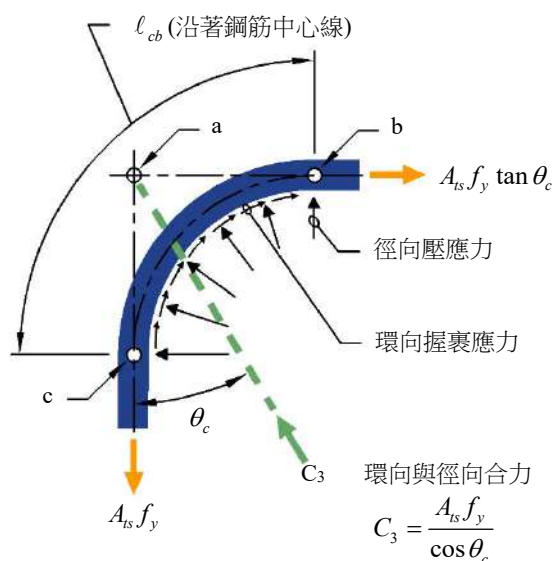
解說：

彎曲段兩末端之拉桿所形成之角度不由壓桿 (或兩支以上壓桿之合力) 二等分情況下，會造成兩拉桿力並不相等。圖R23.10.6為彎曲/節點區域具有拉桿力不同之範例，其中作用在節點之徑向壓應力非定值，且沿鋼筋具有環向握裹應力。

由彎曲區長度 l_{cb} ，乃發展出不同鋼筋末端直線段之拉桿力量差異，其中 l_{cb} 為圖R23.10.6中c和b間鋼筋之圓弧長度。故在90度角隅處，彎曲段 l_{cb} 可利用下式計算。

$$l_{cb} > l_d(1 - \tan\theta_c)$$

其中， θ_c 為壓桿軸線 (或兩支壓桿以上合力軸線) 與從彎曲鋼筋節點延伸出之兩拉桿間夾角較小者。伸展長度 l_d 之計算應依第25.4.2.2節或第25.4.2.3節並採用第25.4.2.4節之修正因子。



圖R23.10.6 具不同拉桿力之彎曲鋼筋節點

23.11 採壓拉桿方法之耐震設計

23.11.1 採壓拉桿方法設計之耐震設計，應依照下列(a)與(b)之規定：

- (a) 第十八章。
- (b) 第23.11.2節至第23.11.5節。除非其壓拉桿構件之設計地震力 E 乘以不小於2.5之超額強度因子 Ω_0 ，如欲使用較小之 Ω_0 須經過詳細分析以證明其適當性。

解說：

地震力抵抗系統之壓拉桿構件，可能因反覆力量與位移作用造成其強度衰減。當設計力已放大(Ω_0)時，壓拉桿構件不需再考量耐震細節。地震力抵抗系統之整體強度，不宜由壓拉桿方法所設計之非連續區域之強度所限制。當橫隔板之設計已考量放大地震力時，則不需要再使用額外之放大因子。

載重組合可依照第5.3.1節，耐震設計則可根據式(5.3.1e)及式(5.3.1g)。 E 之效應，可能導致壓桿與拉桿構件承受反覆力量。故此情況下，可針對每個載重方向，開發個別之壓拉桿模型。

23.11.2 壓桿強度

23.11.2.1 根據第23.4節所決定之有效壓力強度應乘以0.8。

解說：

折減因子之使用，乃考量壓桿所在區域承受反覆載重時可能產生之裂縫。

23.11.3 壓桿細節

23.11.3.1 壓桿應配置鋼筋，其鋼筋細節應滿足第23.11.3.2節或第23.11.3.3節要求。

解說：

壓桿允許使用兩種不同圍束方式。第23.11.3.2節中，每支壓桿包含縱向與橫向鋼筋，如同在特殊抗彎矩構架中對柱構材要求。第23.11.3.3節中，具有多支壓桿之構材或區域之全斷面應有適當圍束，而非僅圍束個別壓桿。

表23.11.3.2(a)與(b)公式與特殊抗彎矩構架中柱構材之表18.4.5.4相同，惟以 A_{cs} 取代 A_g 。

23.11.3.2 壓桿最少應採用四支縱向鋼筋進行加勁，且在每一橫向鋼筋角隅處應設置一支縱向鋼筋。橫向鋼筋應垂直於壓桿方向並滿足(a)至(d)：

- (a) 鋼筋細節應符合第18.4.5.2節(a)至(e)。
- (b) A_{sh}/sb_c 應依表23.11.3.2(a)計算。
- (c) 間距應滿足第18.4.5.3(d)節且不超過表23.11.3.2(b)之規定。
- (d) 連續通過節點區域。

23.11.3.3 橫向鋼筋應配置於每個壓桿正交方向，且通過整個構材斷面或該區域含有數個壓桿構材之壓桿寬度，並應滿足(a)至(d)：

- (a) 鋼筋細節應符合第18.4.5.2節(a)至(e)。
- (b) A_{sh}/sb_c 應依表23.11.3.3計算。
- (c) 沿構材縱向鋼筋所量得之間距不超過表23.11.3.2(b)之規定。
- (d) 垂直或水平於構材斷面之繫筋與閉合箍筋間距應不超過20 cm。每個繫筋和閉合箍筋應相接於相同或更大直徑之縱向鋼筋。

表 23.11.3.2(a) 壓桿之橫向鋼筋⁽¹⁾⁽²⁾

橫向鋼筋	公式	
矩形閉合箍筋之 A_{sh}/sb_c	取較大者	$0.3 \left(\frac{A_{cs}}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)

⁽¹⁾ A_{ch} 為量測至壓桿橫向鋼筋之外緣。

⁽²⁾ 第18.3.4.3節規定兩件式組合之閉合箍筋得容許配置。

表 23.11.3.2(b) 橫向鋼筋間距限制

縱向鋼筋	最大橫向鋼筋間距	
SD 420W	取較小者	$6 d_b$
		15 cm
SD 490W	取較小者	$5 d_b$
		15 cm
SD 550W	取較小者	$5 d_b$
		15 cm
SD 690	取較小者	$4 d_b$
		15 cm

表 23.11.3.3 全構材斷面之橫向鋼筋

橫向鋼筋	公式	
矩形閉合箍筋 之 $A_{sh}/s b_c$	取較大者	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$ (b)

23.11.4 拉桿強度

23.11.4.1 拉桿鋼筋伸展長度應為第25.4節規定之1.25倍。

解說：

考量鋼筋實際降伏強度可能超過規定降伏強度與鋼筋應變硬化之發生，拉桿鋼筋之伸展長度應依 $1.25 f_y$ 之應力計算。

23.11.5 節點強度

23.11.5.1 依據第23.9節計算之節點標稱抗壓強度應乘上0.8。

解說：

節點標稱抗壓強度之折減，係考量拉桿鋼筋降伏與反覆載重之影響 (Mansour和Hsu 2005；To等人 2009；Ruggiero等人 2016)。

第二十四章 使用性要求

24.1 範圍

24.1.1 構材設計應採用本章規定，以滿足下列(a)至(d)項最低使用性要求。

- (a) 由使用等級重力載重引致之撓度 (24.2)。
- (b) 單向板及梁為控制開裂之撓曲鋼筋分布 (24.3)。
- (c) 收縮與溫度鋼筋 (24.4)。
- (d) 預力受撓構材之容許應力 (24.5)。

解說：

本章所述之使用性要求係供本規範其他各章引用，或用於發揮結構構材之適當性能。單獨依據本章無法完整提供結構構材設計所需之使用性要求。本章對於振動並沒有特定要求。

設計符合第7.3節,第8.3節,第9.3節及第24.2節之最小厚度與撓度要求的場鑄樓板系統，依經驗可知其於一般使用條件下可以提供適合人體舒適感之振動性能。然而，有些情況下其使用性能條件可能不滿足，範例如下：

- (a) 長跨度及開放式樓板平面
- (b) 具嚴格振動性能要求之樓板，如精密製造與實驗空間
- (c) 承受規律性載重或具振動機械設備之設施

預力樓板系統不受第7.3節,第8.3節及第9.3節之最小厚度要求，及其若採預鑄時，多為簡支跨度系統。必然地，此類樓板系統對於振動更為敏感。

PCI 設計手冊 (PCI MNL 120)；ATC 設計指引 1 (1999)；Mast (2001)；Fanella 與 Mota (2014)，以及 Wilford 與 Young (2006) 等文獻提供的指引可用於考量振動於樓板系統設計及對於混凝土樓板系統之振動頻率與振幅評估。West 等人 2008 文獻中提供一個應用範例。

24.2 使用等級重力載重引致之撓度

24.2.1 受撓構材設計須具應有足夠之勁度，以限制對結構強度，或使用性能有負面影響之撓度或變形。

解說：

本節僅考慮使用載重下可能發生之撓度或變形。當計算依時撓度時，僅需考慮靜載重及其他持續載重。

本規範提供兩種控制撓度之方法 (Sabnis等人1974)。對於包括合成構材在內之非預力單向板及梁，不支承或不連繫於可能因其較大撓度而發生破壞之非結構性構件時，依第7.3.1節及第9.3.1節所要求之最小總厚度，可被視為滿足規範中對該類構材之要求。對非預力雙向構造，依第8.3.1節所要求之最小厚度可被視為滿足規範要求。

對不滿足這些最小厚度要求之非預力構材、支承或連繫於可能因其較大撓度而發生破壞之非結構性構件之非預力單向構材、及預力受撓構材，其撓度需依第24.2.3節至第24.2.5節計算，計算撓度值應受表24.2.2所列之值限制。

24.2.2 依照第24.2.3節至第24.2.5節計算之撓度值，應不超過表24.2.2所列之值。

表 24.2.2 最大容許計算撓度值

構材型式	使用條件		考慮撓度	撓度值限制
平屋頂	不支承或不連繫於可能因其較大撓度而發生破壞之非結構性構件		因 L_r , S 及 R 中最大者所造成之即時撓度	$l/180^{[1]}$
樓板			因 L 所造成之即時撓度	$l/360$
屋頂或樓板	支承或連繫到非結構性構件	可能因其較大撓度而發生破壞	連繫非結構性構件後發生總撓度，為全部持續載重所致依時撓度與任何外加活載重所致即時撓度總和 ^[2]	$l/480^{[3]}$
		不太可能因其較大撓度而發生破壞		$l/240^{[4]}$

[1] 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，包含積水所增加之撓度，考慮持續載重所產生之依時效應、拱度、施工誤差及排水設施之可靠性。

[2] 依時撓度須依照第24.2.4節計算，但連繫於非結構性構件前之撓度可予扣減，扣減值可按類似構材之時間-撓度特性曲線估算之。

[3] 支承或連繫之構件，若已有適宜之措施預防破壞時，得超過本值。

[4] 本值應不大於非結構性構件之容許限度。

解說：

需注意表24.2.2所提供之限值，僅與受支承或受連繫之非結構性構件有關。當結構構材可能受到所連繫構件之撓度或變形影響而不利於結構物之強度時，宜依據第24.2.1節 (ACI 209R) 之要求，在結構物分析與設計中明確地考慮這些撓度及其所造成之力。

當計算依時撓度時，可扣除連繫非結構性構件前之撓度。對具一般尺度與形狀之構材，進行此項修正時，可使用圖R24.2.4.1中之曲線。

24.2.3 即時撓度計算

24.2.3.1 即時撓度應由彈性撓度之方法或公式計算，並考量開裂及鋼筋對構材勁度的影響。

解說：

當計算未開裂均勻斷面構材之即時撓度時，可用一般彈性撓度之方法或公式計算，其中沿著構材長度方向 $E_c I_g$ 為定值。然而，若預期構材在一個或更多斷面處開裂，或構材之深度沿跨度方向變化時，則需要更嚴謹之計算。

24.2.3.2 計算撓度時，應考量斷面性質變化之影響，如托肩。

24.2.3.3 雙向板系統撓度之計算須考慮板的尺度與形狀、支承情形及板緣束制情形。

解說：

即使假設雙向板具線彈性行為，其撓度計算仍具挑戰性。對於即時撓度，可分別使用第24.2.3.4節及第24.2.3.5節之 E_c 與 I_e (ACI 209R)。然而，若撓度預測值與完整試驗所得之結果合理相符，則其他計算步驟及勁度值 $E_c I_e$ 亦可使用。

24.2.3.4 彈性模數 E_c 得依照第19.2.2節計算。

24.2.3.5 對於非預力構材，若無較詳盡之分析，有效慣性矩 I_e 須使用下式及依表24.2.3.5計算。

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t} \quad (24.2.3.5)$$

表 24.2.3.5 有效慣性矩 I_e

使用彎矩	有效慣性矩 I_e	
$M_a \leq (2/3)M_{cr}$	I_g	(a)
$M_a > (2/3)M_{cr}$	$\frac{I_{cr}}{1 - \left(\frac{(2/3)M_{cr}}{M_a} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{cr}}{I_g} \right)}$	(b)

解說：

由Bischoff (2005) 所發展之近似有效慣性矩，已被證實其於大範圍鋼筋比之條件下，能提供足夠精確的撓度計算 (Bischoff 與 Scanlon 2007)。 M_{cr} 乘上2/3以考慮能降低有效開裂彎矩之束制，且考量建造中混凝土拉力強度降低會造成開裂並後續影響使用撓度 (Scanlon 與 Bischoff 2008)。

2019版本之前，ACI 318使用不同的公式(Branson 1965)計算 I_e 。先前之公式已接續被證實會低估低鋼筋比構材之撓度，常發生於板構材，且沒有考慮束制之影響。當構材鋼筋比大於1%且使用等級下彎矩至少為開裂彎矩之二倍時，先前與現在規範條文所計算之撓度差異很少。

24.2.3.6 連續單向板及梁之有效慣性矩 I_e ，得依表24.2.3.5計算正負臨界彎矩斷面處之有效慣性矩後取其平均值。

24.2.3.7 具均勻斷面之單向板及梁， I_e 得依表24.2.3.5計算。若為簡支及連續跨度，以跨度中央處計算之，若為懸臂，則以支承處計算之。

解說：

對於連續均勻斷面之構材，使用跨度中央斷面性質概算撓度，可得令人滿意之結果，主因是跨度中央處之勁度 (包括開裂效應) 對撓度有主導性影響，如ACI 435.5R, ACI委員會435 (1978)、Sabnis等人 (1974) 所述。

24.2.3.8 第24.5.2節所定義之U類型預力板與梁，得使用 I_g 計算撓度。

解說：

U類型預力混凝土構材之即時撓度可用彈性撓度之方法或公式計算，使用混凝土全斷面 (未開裂) 慣性矩及第19.2.2.1節所規定混凝土之彈性模數。

24.2.3.9 第24.5.2節所定義之預力T類型與C類型板及梁，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(24.2.3.9a)所計算之 I_e 。

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \quad (24.2.3.9a)$$

其中 M_{cr} 以下式計算

$$M_{cr} = \frac{(f_r + f_{pe})I_g}{y_t} \quad (24.2.3.9b)$$

解說：

第24.2.3.5節之有效慣性矩公式於2019規範中已被修正，該修正不能適用於預力構材，式(24.2.3.9a)保有先前版本規範對於此類構材之條文。PCI設計手冊 (PCI MNL 120) 提供利用雙線性彎矩與撓度關係及有效慣性矩計算撓度之資訊，Mast (1998) 提供關於開裂預力混凝土構材撓度之額外資訊。

Shaikh與Branson (1970) 證明 I_e 法可用來計算C類型及T類型預力構材承受載重超出開裂載重時之撓度。於此情況下，開裂彎矩宜考慮式(24.2.3.9)所提及之預力效應。

Shaikh及Branson (1970) 亦提供一個預測非預力受拉鋼筋降低拱形潛變效應之方法，ACI 209R及Branson (1970) 則提供該方法之近似方式。

24.2.4 依時撓度計算

24.2.4.1 非預力構材

24.2.4.1.1 除非根據更詳細的分析，由潛變及收縮所引起之額外依時撓度，應由持續載重計得的即時撓度乘以下列因數 λ_Δ 得之。

$$\lambda_\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (24.2.4.1.1)$$

24.2.4.1.2 式(24.2.4.1.1)中之 ρ' 值，於簡支或連續時應取跨度中央之值，懸臂時應取支承處之值。

24.2.4.1.3 式(24.2.4.1.1)中持續載重之依時因數 ξ ，須依據表 24.2.4.1.3 所列之值。

表 24.2.4.1.3 持續載重之依時因數

載重持續時間，月	依時因數 ξ
3	1.0
6	1.2
12	1.4
60 或以上	2.0

解說：

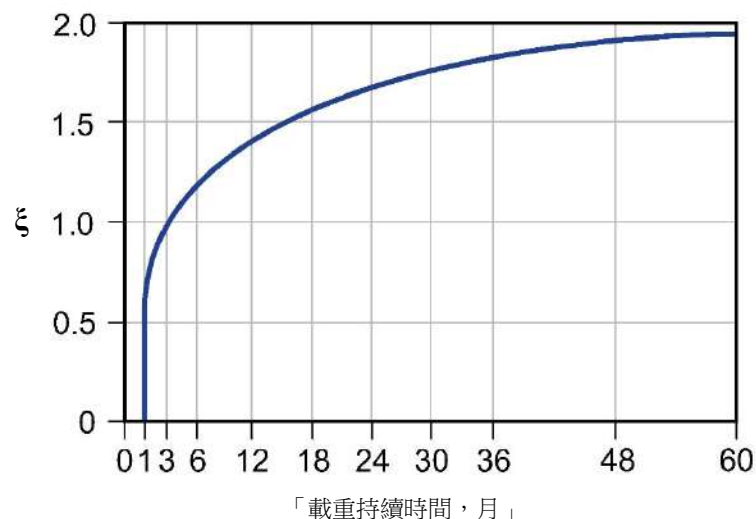
當載重施加在結構物時，除立即發生之彈性撓度外，另有由收縮及潛變所致之依時撓度。此撓度受到溫度、濕度、養護條件、加載時之齡期、受壓鋼筋數量及持續載重大小影響。本節所述可視為需滿足

規範之即時撓度計算，其限制如表24.2.2所示。依據本節計算增加之依時撓度，係因靜載重及其他持續時間足以造成依時撓度之載重所致。

由Branson (1971) 提出之(24.2.4.1.1)式中， $(1 + 50\rho')$ 項次說明壓力鋼筋降低依時撓度之效應。 $\xi = 2.0$ 代表一個載重期間5年之標稱依時因數。圖R24.2.4.1曲線可用以估算載重期間少於5年之 ξ 值。陳振川等人(2018) 蒐集台灣近40年的收縮潛變試驗資料並建立「台灣混凝土收縮與潛變資料庫」，在比較國內外試驗資料後，發現台灣混凝土有漿體量高、低水灰比、低粒料勁度等特性，若直接套用國外潛變預測式會低估長期變形。故建議在設計長跨非預力構件時（如大跨徑屋頂板），可參考能反映台灣混凝土特性之潛變預測式。另外，近年來混凝土常添加卜作嵐材料，設計時也宜參考針對添加卜作嵐材料進一步修正之預測模型。

若需分別考慮潛變與收縮時，可使用Branson (1965、1971及1977) 與ACI委員會435 (1966) 所提供之近似式。

由於雙向板可用之依時撓度資料有限，故無更詳盡之步驟，因此依據式(24.2.4.1.1)計算雙向構造增加之依時撓度時，需使用第24.2.4.1.3節中之乘數。



圖R24.2.4.1 依時撓度之乘數

24.2.4.2 預力構材

24.2.4.2.1 預力混凝土構材依時撓度之增加應考慮混凝土與鋼筋在持續載重作用下的應力，混凝土潛變、收縮，以及預力鋼筋鬆弛的影響。

解說：

計算預力混凝土受撓構材之依時撓度是具挑戰性的。計算過程中不僅要考慮因撓曲應力增加之撓度，亦需考慮因受撓構材依時縮短所致額外之依時撓度。

由於板或梁中之預壓力造成潛變，故預力混凝土構材較類似的非預力構材隨時間之縮短量較多。此潛變與混凝土收縮同時作用造成受撓構材顯著地縮短，於施工後仍持續數年，宜在設計時考慮。此長度縮短傾向於降低預力鋼筋之拉力，降低構材之預壓力，導致依時撓度增加。

另一能影響預力受撓構材依時撓度之因素，為其鄰接之混凝土或磚石在預力構材方向未施加預力，此情況可以是在鄰接預力梁方向未施加預力之板，或是非預力板系統。當預力構材較鄰接之非預力混凝土傾向於收縮及潛變更多時，結構將達到一個縮短效應之相容性，因鄰接混凝土吸收壓力，造成預力構

材中之預壓力降低。此預力構材中之預壓力降低能發生於數年之期間，將造成預力構材中額外依時撓度並增加拉應力。

倘若已考慮所有效應，則可使用任何適當方法以計算預力構材之依時撓度。相關指引可參考ACI 209R、ACI委員會435 (1963)、Branson等人 (1970)，以及Ghali與Favre (1986)。

24.2.5 合成混凝土構造物之撓度計算

24.2.5.1 若合成混凝土受撓構材建造時使用臨時支撐，拆除臨時支撐後之靜載重由全合成斷面承受時，則計算撓度時可將合成構材視同整體澆置構材。

24.2.5.2 若合成混凝土受撓構材建造時未使用臨時支撐，則計算依時撓度須考慮在合成作用發生前、後載重大小與時間長短。

24.2.5.3 須考慮由預鑄與場鑄元件差異收縮所造成之撓度，及預力構材之軸向潛變效應。

解說：

合成混凝土構材之設計要滿足第16.4節中對於水平剪力強度之要求。因為目前僅有少量試驗研究合成構材之即時與依時撓度，故本節所述之要求係基於ACI 318委員會之判斷及工程經驗。

第22.3.3.3節中提及不必區分支撐與未支撐構材間之差別，此係指強度計算而非撓度。如第26.11.1.1節所要求，施工圖說宜指出合成混凝土之設計是基於支撐或未支撐之構造。

24.3 單向板及梁中撓曲鋼筋之分布

24.3.1 握裹鋼筋須均布於受單向撓曲之非預力及C類型預力板及梁之拉力區，以控制撓曲開裂。

解說：

當使用載重造成鋼筋承受高應力時，預期將發生可見裂紋，需於鋼筋細節(detail)設計步驟中控制裂紋。基於耐久性與美觀理由，使其產生許多細小之髮絲裂紋將比少數幾條較寬裂紋更好。在使用 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 鋼筋時，限制鋼筋間距之鋼筋細節設計可適當控制裂紋。

與竹節鋼筋相關之廣泛試驗 (Gergely與Lutz 1968 ; Kaar 1966 ; Base 等人1966) 證實，使用載重下之裂紋寬度與鋼筋之應力成正比。於鋼筋細節設計時，最重要影響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，裂紋寬度亦受收縮及其他依時效應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，可以更有效控制裂紋。

24.3.2 最接近拉力面之握裹鋼筋間距應不超過表24.3.2所列的限值，其中 c_c 為自竹節鋼筋或預力鋼筋至最近受拉面之淨保護層厚度。竹節鋼筋之計算應力 f_s 及握裹預力鋼筋之計算應力改變量 Δf_{ps} ，須分別符合第24.3.2.1節與第24.3.2.2節的規定。

表 24.3.2 握裹鋼筋於非預力及預力 C 類型單向板及梁中之最大間距

鋼筋種類	最大間距 s	
竹節鋼筋或麻面鋼線	取 小 值	$38\left(\frac{2800}{f_s}\right) - 2.5c_c$ $\left[380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5c_c\right]$
		$30\left(\frac{2800}{f_s}\right)$ $\left[300\left(\frac{280}{f_s}\right)\right]$
握裹預力鋼筋	取 小 值	$\left(\frac{2}{3}\right)\left[38\left(\frac{2800}{\Delta f_{ps}}\right) - 2.5c_c\right] \left[\left(\frac{2}{3}\right)\left[380\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right) - 2.5c_c\right]\right]$
		$\left(\frac{2}{3}\right)\left[30\left(\frac{2800}{\Delta f_{ps}}\right)\right]$ $\left[\left(\frac{2}{3}\right)\left[300\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right)\right]\right]$
竹節鋼筋或麻面鋼線與握裹預力鋼筋之組合	取 小 值	$\left(\frac{5}{6}\right)\left[38\left(\frac{2800}{\Delta f_{ps}}\right) - 2.5c_c\right] \left[\left(\frac{5}{6}\right)\left[380\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right) - 2.5c_c\right]\right]$
		$\left(\frac{5}{6}\right)\left[30\left(\frac{2800}{\Delta f_{ps}}\right)\right]$ $\left[\left(\frac{5}{6}\right)\left[300\left(\frac{280}{\Delta f_{ps}}\right)\right]\right]$

解說：

限制鋼筋間距係為控制開裂 (Beeby 1979；Frosch 1999；ACI 318委員會1999)。對於使用 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 主鋼筋、保護層厚 5 cm、及 $f_s = 2,800 \text{ kgf/cm}^2$ [280 MPa] 之梁，最大鋼筋間距為 25 cm。

結構物之裂紋寬度具高度變異性，規範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 (Darwin等人1985；Oesterle 1997) 顯示，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，規範並無區分內露與外露構材。

選擇計算間距要求所需之 c_c 時，只要考慮最接近拉力面之拉力鋼筋。考量預力鋼筋之握裹特性低於竹節鋼筋，如鋼絞線等，因此表24.3.2採用2/3效率因數。

對於設計為開裂構材之後拉式構材，使用竹節鋼筋通常有利於裂紋控制，可使用表24.3.2中對竹節鋼筋及麻面鋼線之規定。本規範其他條文所要求之握裹鋼筋亦可作為裂紋控制鋼筋。

24.3.2.1 最靠近拉力面之竹節鋼筋於使用載重下之應力 f_s ，須基於無因數化彎矩計算，但亦可用 $(2/3)f_y$ 替代之。

解說：

對於裂縫控制為關鍵之應用，設計者應考慮降低 f_s 以幫助裂縫控制。Frosch 等人 (2014) 及 Puranam (2018) 之研究支持這些設計條文可使用於 $f_y = 7,000 \text{ kgf/cm}^2$ [690 MPa] 鋼筋。

24.3.2.2 握裹預力鋼筋於使用載重下之應力改變量 Δf_{ps} ，須等於開裂斷面分析之計算應力減去解壓應力 f_{dc} 。 f_{dc} 得等於預力鋼筋中之有效應力 f_{se} 。 Δf_{ps} 應不超過 $2,500 \text{ kgf/cm}^2$ [250 MPa]。若 Δf_{ps} 不超過 $1,400 \text{ kgf/cm}^2$ [140 MPa]，則不受表 24.3.2 所列之間距限制。

解說：

以預力鋼筋之解壓應力 f_{dc} 等同於有效應力 f_{se} 之方式是保守的。設定 Δf_{ps} 最大限制為 $2,500 \text{ kgf/cm}^2$ [250 MPa] 之目的為近似於 $f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 之最大容許應力 ($f_s = 2,800 \text{ kgf/cm}^2$ [280 MPa])。 Δf_{ps} 小於 $1,400 \text{ kgf/cm}^2$ [140 MPa] 之構材免受以上限制，反映出許多利用工作應力法設計，及具有低鋼筋應力之結構物在發揮預定功能時，僅有非常有限之撓曲開裂。

24.3.3 若接近最外受拉面處僅有單根握裹鋼筋、預力鋼絞線、或握裹鋼腱時，則最外受拉面之寬度應不超過表 24.3.2 所訂之 s 。

24.3.4 當 T 型梁翼板受拉時，須將非位於梁腹板之握裹撓曲受拉鋼筋分佈於依第 6.3.2 節定義之有效翼板寬度或 $l_n/10$ 之較小者內。若 $l_n/10$ 控制時，須酌加符合第 24.4.3.1 節之握裹縱向鋼筋並配置於翼板外側部分。

解說：

T 型梁翼板受拉而佈置負彎矩鋼筋時，為控制裂紋宜考慮：(1) 鋼筋以較寬之間距配置於全部有效翼板內，將於樓板接近梁腹處產生一些較寬之裂紋；(2) 鋼筋以較密之間距配置於梁腹附近，翼板外緣將欠缺保護。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板之外緣。

就設計用於抵抗因重力及風載重之負彎矩的 T 型梁而言，其強度所需之所有拉力鋼筋配置於有效翼板寬度及 $l_n/10$ 二者之較小值內。一般實務上會配置一半以上的鋼筋於梁腹上；若 T 型梁抵抗包含地震力之載重組合，所有配置於有效翼板寬內之鋼筋在預期層間轉角下可能都對梁撓曲強度有貢獻(參考第 18.4.3 節)。

24.3.5 當非預力及 C 類型預力單向板及梁承受疲勞載重、使用防水設計、或暴露在腐蝕環境時，其握裹撓曲鋼筋之間距選擇，須針對前述環境之調查及預防措施，且應不超過第 24.3.2 節所列之限值。

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 (ACI 222R)；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』(Schiebl 與 Raupach 1997)。

第 20.5 節包含關於增加混凝土保護層及鋼筋耐久性之規定，而第 19.3 節則包含混凝土耐久性之規定。

24.4 收縮與溫度鋼筋

24.4.1 單向板於撓曲鋼筋之垂直方向，須依第24.4.3節或第24.4.4節規定設置收縮與溫度鋼筋。

解說：

收縮與溫度鋼筋須與主筋垂直配置，以使龜裂減至最少，並使結構結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板，不適用於由土壤支承之地面板。

24.4.2 若收縮與溫度位移受限時，則須依照第5.3.5節考慮 T 之影響。

解說：

配置第24.4.3.2節所規定之收縮與溫度鋼筋量，係針對允許收縮與溫度變形的情形。但若收縮與溫差變位受結構牆或大柱強力束制時，板因體積改變遭束制而受拉，同時造成牆或柱也產生變位、剪力及彎矩。於上述情況下，板可能須要增加第24.4.3.2節要求之鋼筋 (PCI MNL 120; Gilbert 1992)，以抵抗兩主軸方向上之收縮與溫差變位。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，使初始收縮不致引起應力之增加，也可有效減少由束制引起之裂縫。

位於預鑄構件或鋼承板上方之現場澆置混凝土板，也會因其與預鑄構件或鋼承板（無收縮行為）間之不同收縮束制而承受拉力，在板配筋時宜加以考慮。橫跨預鑄構件接頭之鋼筋，因大部分束制在接頭可能會解除而宜考慮鋼筋應變需求。

24.4.3 非預力鋼筋

24.4.3.1 收縮與溫度竹節鋼筋須按表20.2.2.4(a)之規定，及符合第24.4.3.2節至第24.4.3.5節所述。

24.4.3.2 收縮與溫度竹節鋼筋面積與混凝土總斷面積之比值，應不小於0.0018。

解說：

竹節鋼筋或熔接鋼線網的鋼筋面積對混凝土總斷面積之最小比值0.0018乃是根據多年良好使用之經驗，所得之鋼筋面積可在接近板頂或板底處配置，或在特定情況下，適當地配置於板之上下面間。先前版本之規範允許當鋼筋降伏強度大於 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 時，可減少收縮與溫度鋼筋用量。然而，由開裂的力學機制可知藉由提升降伏強度對於開裂控制是沒有助益的。若裂縫寬度或防止滲漏為一設計界限狀態，可參考ACI224R或ACI350之建議鋼筋比。

24.4.3.3 收縮與溫度竹節鋼筋之間距應不大於 $5h$ 或 45 cm 。

24.4.3.4 各斷面需用收縮與溫度鋼筋者，須使承受收縮與溫度應力之竹節鋼筋發展其規定拉力降伏強度 f_y 。

解說：

收縮與溫度鋼筋之續接與錨定係依第二十五章設計，使鋼筋得以發展其規定降伏強度。

24.4.3.5 對單向預鑄樓板及單向預鑄預力牆，若滿足以下(a)至(c)條件時，則撓曲鋼筋之垂直方向無需配置收縮與溫度鋼筋。

(a) 預鑄構材之寬度不大於 3.6 m 。

- (b) 預鑄構材不因機械式之連接而在橫向造成束制。
- (c) 無需用鋼筋承受橫向撓曲應力。

解說：

對寬度小於3.6 m之預力混凝土構材，如中空樓板、實心樓板或欄柵板，通常短向不須配置收縮與溫度之橫向鋼筋，對一般預鑄非預力樓板與屋頂板亦然。3.6 m寬度所產生之收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收縮已大半發生，且預鑄構材連結之剛性通常不若現場澆鑄者，故橫向收縮與溫度變化引起之束制應力顯著減少。

本規定之放寬條件並不適用於需以鋼筋承受撓曲應力之情況，如預鑄T形及雙T形梁之薄翼板等。

24.4.4 預力鋼筋

- 24.4.4.1 用以承受收縮與溫度應力之預力鋼筋，須依表20.3.2.2之規定配置，且預力損失後之有效預力，須使混凝土總斷面積承受至少 $7 \text{ kgf/cm}^2 [0.7 \text{ MPa}]$ 之平均壓應力。

解說：

採用預力鋼筋承受收縮與溫度效應時，其提供之有效力量應與非預力收縮與溫度效應鋼筋降伏所提供之力量相近。混凝土總斷面積 $7 \text{ kgf/cm}^2 [0.7 \text{ MPa}]$ 之預力已成功地使用於許多計畫案。

宜評估板縮短效應以確保結構之使用性。在多數情況下，對每一細節均適當考量之結構，建議之低度預力不致造成困難。當溫度效應或束制顯著時，可能需要額外留意。

24.5 預力混凝土受撓構材之容許應力

24.5.1 通則

- 24.5.1.1 除非藉測試或分析證明性能未降低，預力受撓構材中之混凝土應力須依第24.5.2節至第24.5.4節限制。

解說：

規定混凝土之容許應力可滿足使用性需求，但不確保具適當之設計強度，宜依據本規範之其他要求予以檢核。

本節提供一個機制，使預力混凝土構造新產品、材料及技術之開發不必受限於規範對應力之限制。該設計之認可依據第1.9節辦理。

- 24.5.1.2 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(a)和(b)之假設：
 - (a) 依照第22.2.1節，應變與其至中性軸之距離呈線性變化。
 - (b) 混凝土在開裂斷面處不承受拉力。

24.5.2 預力受撓構材之分類

24.5.2.1 預力受撓構材須依照表24.5.2.1分為U、T、或C等類型。該表係基於假設未開裂斷面及承受使用載重時，計算在預壓拉力區中最外緣拉應力 f_t 。

表 24.5.2.1 根據 f_t 分類之預力受撓構材

假設行為	類型	f_t 之限制
未開裂	U ^[1]	$f_t \leq 2\sqrt{f'_c}$ [$f_t \leq 0.62\sqrt{f'_c}$]
介於開裂與未開裂間	T	$2\sqrt{f'_c} < f_t \leq 3.2\sqrt{f'_c}$ [$0.62\sqrt{f'_c} < f_t \leq 1.0\sqrt{f'_c}$]
開裂	C	$f_t > 3.2\sqrt{f'_c}$ [$f_t > 1.0\sqrt{f'_c}$]

^[1] 預力雙向板系應為U類型若 $f_t \leq 1.6\sqrt{f'_c}$ [$0.50\sqrt{f'_c}$]

解說：

本節將預力受撓構材之行為區分為三種類型，其中U (uncracked) 類型與C (cracked) 類型分別為未開裂構材與開裂構材，而T (transition) 類型行為是介於開裂與未開裂之間。該分類適用於握裹與無握裹預力受撓構材，但預力雙向板系若 $f_t \leq 1.6\sqrt{f'_c}$ [$0.50\sqrt{f'_c}$]則以U類型設計。

各類型使用性需求整理如表R24.5.2.1。在該表中亦顯示非預力構材之設計需求，以供比較。因缺乏應變諧合，即使當決定中性軸位置時有效預力應被納入考慮，而將無握裹預力鋼筋的面積納入全斷面或開裂斷面性質計算是不適當的。相反地，斷面性質計算應考慮因無握裹預力鋼筋的護套或套筒而形成的孔洞面積。Mast (1998)提供開裂預力構材之應力，撓度及裂縫控制評估方法。

預壓拉力區係指預力構材於無預力時，在無因數化靜載重與活載重作用下，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，預力會對該區產生壓力，以降低該區之拉應力。

對於化學性侵蝕（如海水、腐蝕性之工業氣體或沼氣）之腐蝕環境，使用載重下所發生之開裂對長期性能變得更加關鍵，在這些環境條件下，保護層宜依據第20.5.1.4節之規定增加，並降低混凝土之拉應力，讓使用載重下可能之開裂降至最低。

表R24.5.2.1 使用性之設計要求

	預力構材			非預力構材
	U類型	T類型	C類型	
假設行為	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24.5.2.2節	總斷面 第24.5.2.2節	開裂斷面 第24.5.2.3節	無此項需求
預力傳遞時之容許應力	第24.5.3節	第24.5.3節	第24.5.3節	無此項需求
依未開裂斷面計得之容許壓應力	第24.5.4節	第24.5.4節	無此項需求	無此項需求
使用載重下之拉應力 第24.5.2.1節	$\leq 2\sqrt{f'_c}$ [$\leq 0.62\sqrt{f'_c}$]	$2\sqrt{f'_c} < f_i \leq 3.2\sqrt{f'_c}$ [$0.62\sqrt{f'_c} < f_i \leq 1.0\sqrt{f'_c}$]	無此項需求	無此項需求
計算撓度之依據	第24.2.3.8節, 第 24.2.4.2節 總斷面	第24.2.3.9節, 第24.2.4.2節 開裂轉換斷面及雙線 性之彎矩-撓度關係	第24.2.3.9節, 第24.2.4.2節 開裂轉換斷面及雙線 性之彎矩-撓度關係	第24.2.3節, 第24.2.4.1節 有效慣性矩
裂紋控制	無此項需求	無此項需求	第24.3節	第24.3節
計算裂紋控制之 Δf_{ps} 或 f_s	-	-	使用開裂斷面計算	$M/(A_s \times \text{力臂})$ 或 $2/3f_s$
側面表層鋼筋	無此項需求	無此項需求	第9.7.2.3節	第9.7.2.3節

24.5.2.2 對於U類型與T類型構材，使用載重下之應力得採用未開裂斷面計算。

24.5.2.3 對於C類型構材，使用載重下之應力須以開裂後之轉換斷面計算。

解說：

預力構材係基於在預壓拉力區之應力大小而分類，並假設斷面維持不開裂而計算。一旦決定構材為C類型且 $f_i > 3.2\sqrt{f'_c}$ [$1.0\sqrt{f'_c}$] 時，後續計算使用載重應力係基於開裂轉換斷面。

24.5.3 預力傳遞時之混凝土容許應力

解說：

此階段混凝土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自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，收縮、潛變、與預力鋼筋鬆弛不包含於此階段。在採用適當之預力損失量下，此容許應力適用於所有先拉法與後拉法之混凝土斷面。

24.5.3.1 預力傳遞後但在依時預力損失前之瞬間，所計算最外緣混凝土受壓應力應不超過表 24.5.3.1 所列之限值。

表 24.5.3.1 預力傳遞後瞬間之混凝土壓應力限值

位置	混凝土壓應力限值
簡支構材之端部	$0.70f_{ci}'$
其他位置	$0.60f_{ci}'$

解說：

依實務預鑄、預力混凝土研究 (Castro 等人 2004; Dolan與Krohn 2007; Hale與Russell 2006)，在預力傳遞時，簡支構材端部所允許之混凝土壓應力高於其他位置。

24.5.3.2 除第24.5.3.2.1節允許之條件外，預力傳遞後但在依時預力損失前之瞬間，混凝土最外緣之計算拉應力應不超過表24.5.3.2所列之限值。

表 24.5.3.2 拉力區無額外握裹鋼筋，預力傳遞後瞬間之混凝土拉應力限值

位置	混凝土拉應力限值
簡支構材之端部	$1.6\sqrt{f_{ci}'} [0.50\sqrt{f_{ci}'}]$
其他位置	$0.8\sqrt{f_{ci}'} [0.25\sqrt{f_{ci}'}]$

24.5.3.2.1 在假設未開裂之斷面，當計算拉力區中額外握裹鋼筋承受混凝土之總合拉力時，得超出表 24.5.3.2 所列之限值。

解說：

拉應力限值 $0.8\sqrt{f_{ci}'} [0.25\sqrt{f_{ci}'}]$ 及 $1.6\sqrt{f_{ci}'} [0.50\sqrt{f_{ci}'}]$ ，係指預壓拉力區以外位置在預力傳遞時之拉應力。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 $0.6f_y$ ，但不超過 $2,100 \text{ kgf/cm}^2 [210 \text{ MPa}]$ 。雖然潛變與收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。

24.5.4 使用載重下之混凝土容許壓應力

24.5.4.1 對於U類型與T類型構材，在承受使用載重下、所有預力損失均發生後，所算得之混凝土壓應力應不超過表24.5.4.1所列之限值。

表 24.5.4.1 使用載重下混凝土壓應力之限值

載重條件	混凝土壓應力限值
預力加上持續載重	$0.45 f'_c$
預力加上總載重	$0.60 f'_c$

解說：

構材最外緣容許壓應力採用 **$0.45 f'_c$** 將可減少預力混凝土構材因重複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。

預力混凝土梁之疲勞實驗指出混凝土壓力破壞非控制主因，因此將承載短期載重之容許值提高三分之一至 **$0.60 f'_c$** 。

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，通常由表24.5.4.1中之限值 **$0.45 f'_c$** 所控制。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，通常由增加後之應力限值 **$0.60 f'_c$** 所控制。

預力與持續性載重作用下之壓應力限制 **$0.45 f'_c$** ，將持續控制預力構材之依時行為。

第二十五章 鋼筋細節

25.1 範圍

解說：

製作鋼筋混凝土結構之設計圖、標準細節及鋼筋配置與施工圖，其建議方法及標準參考中華民國結構工程學會「鋼筋混凝土房屋結構配筋準則」。

本規範所有條文中，有關鋼筋、鋼線或鋼絞線之直徑（及面積）係依據CNS相關鋼筋標稱尺度之規定。CNS定義鋼筋、鋼線或鋼絞線之標稱尺度，係以等值於具同等單位重之圓形面積定義之，鋼筋之斷面積亦以標稱尺度計算。

25.1.1 本章適用於鋼筋細節，包含下列規定：

- (a) 最小間距。
- (b) 標準彎鉤、耐震彎鉤與繫筋。
- (c) 鋼筋伸展。
- (d) 續接。
- (e) 束筋。
- (f) 橫向鋼筋。
- (g) 後拉預力鋼腱錨定器與續接器。

解說：

除依本章規定進行鋼筋細部設計外，特定構材之細部規定尚需依相關之構材章節規定，有關結構完整性要求之設計細則詳見第4.10節。

25.1.2 第25.9節規定適用於後拉預力鋼腱錨定區。

25.2 鋼筋最小間距

25.2.1 同層之水平非預力鋼筋間之淨間距應至少為2.5 cm、 d_b 與 $(4/3)d_{agg}$ 之最大者。

25.2.2 若平行之非預力鋼筋分置於水平兩層或兩層以上者，上層鋼筋應直接配置於下層鋼筋之上，且層間淨間距至少為2.5 cm。

25.2.3 柱、柱墩、壓桿及牆內邊界構件內之縱向鋼筋，其鋼筋間淨距應至少為4 cm、 $1.5d_b$ 與 $(4/3)d_{agg}$ 之最大者。

解說：

限制鋼筋最小間距之目的在於澆置混凝土時，使之易於流入鋼筋間及模板與鋼筋間之空隙，不產生蜂窩現象，同時確保避免因鋼筋排列過密導致發生剪力或收縮裂縫之情形。

使用標稱鋼筋直徑規定最小鋼筋間距，可使所有尺度鋼筋均有一致的準則。

美國ACI規範自2014年版起，將粒料粒徑(尺度)限制轉換為最小間距需求，且此轉換有利於鋼筋之適當包覆，及減少蜂窩產生。若經設計者判斷，混凝土工作性和搗實方法能使混凝土澆置時不產生蜂窩或空隙，則不需滿足粒料粒徑的限制。

第25.4節之伸展長度為鋼筋間距及保護層之函數式。因此，某些情況下，可能採用大於最小鋼筋間距或保護層厚度較合宜。

25.2.4 位於構材端部之先拉預力鋼絞線，其最小中心距 s 應大於表25.2.4規定值與 $[(4/3)d_{agg} + d_b]$ 之最大者。

表 25.2.4 位於構材端部之先拉預力鋼絞線之最小中心距

f'_{ci} , kgf/cm ² MPa	標稱鋼絞線直徑, mm	最小 s
< 280 [28]	全部尺度	$4d_b$
≥ 280 [28]	< 12.7 mm	$4d_b$
	12.7 mm	45 mm
	15.2 mm	50 mm

解說：

依據Deatherage 等人 (1994) 與Russell及Burns (1996) 之文獻，傳遞強度為280 kgf/cm² [28 MPa] 或以上時，允許減少間距。

25.2.5 位於構材端部之先拉預力鋼線，其最小中心距 s 應大於 $5d_b$ 與 $[(4/3)d_{agg} + d_b]$ 之較大者。

25.2.6 位於跨徑中間部分之鋼筋，包含預力束筋，得縮小其垂直向間距。

25.2.7 噴凝土構材中之平行非預力鋼筋，其淨間距應符合下列(a)或(b)：

(a) 鋼筋淨間距應至少為 $6d_b$ 與6.5 cm之較大者。

(b) 若配置雙層鋼筋網，靠近管嘴側鋼筋網之鋼筋淨間距應至少為 $12d_b$ 。其餘鋼筋網之鋼筋淨間距應符合前項(a)。

25.2.7.1 若符合下列(a)及(b)之噴凝土實體模型試驗證明噴凝土可適當包覆鋼筋，則鋼筋淨間距得不符合第25.2.7(a)或(b)節之規定。

(a) 噴凝土實體模型應代表設計中最複雜之鋼筋配置。

(b) 為驗證鋼筋包覆性，設計圖說應詳細規定噴凝土實體模型之數量、每位噴漿員之噴漿頻率、構材型式及模型之厚度等。

25.2.8 噴凝土構材中之預力鋼絞線，除第25.2.6節所允許情況外，其最小中心距 s 應符合第25.2.4節之規定。

25.2.9 噴凝土構材中之預力鋼線，除第25.2.6節所允許情況外，其最小中心距 s 應符合第25.2.5節之規定。

25.2.10 澆置噴凝土之柱構材，其箍筋、閉合箍筋及螺箍加強筋之最小淨間距應為7.5 cm。

25.2.10.1 若依據第25.2.7.1節之噴凝土實體模型試驗證明噴凝土可適當包覆鋼筋，則鋼筋最小淨間距得不為7.5 cm。

解說：

噴凝土實體模型之文獻詳ACI 506R，噴凝土評估之文獻詳ACI 506.4R。

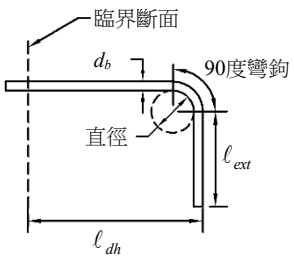
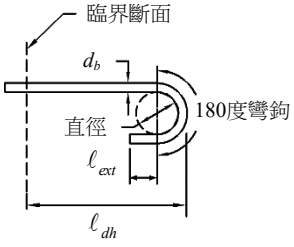
噴凝土通常不使用於新建柱構材，因箍筋、閉合箍筋及螺箍加強筋之緊密間距將導致噴凝土澆鑄困難，無法充分包覆柱之縱向鋼筋。鋼筋間距小於第25.2.10節之規定時，宜依據噴凝土實體模型試驗，證

明可確實包覆鋼筋且不產生蜂窩，並需獲得設計者同意，方可使用。

25.3 標準彎鉤、耐震彎鉤、繫筋及最小彎曲內直徑

25.3.1 受拉竹節鋼筋伸展所需之標準彎鉤應符合表25.3.1之規定。

表 25.3.1 受拉竹節鋼筋伸展所需之標準彎鉤幾何規定

標準彎鉤型式	鋼筋尺度	最小彎曲內直徑， mm	直線延伸 ^[1] l_{ext} , mm	標準彎鉤型式
90° 彎鉤	D10至D25	$6d_b$	$12d_b$	
	D29至D36	$8d_b$		
	D43及D57	$10d_b$		
180° 彎鉤	D10至D25	$6d_b$	$4d_b$ 與 65 mm 之大者	
	D29至D36	$8d_b$		
	D43及D57	$10d_b$		

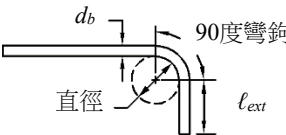
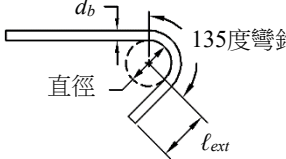
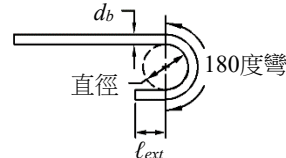
[1] 受拉竹節鋼筋的標準彎鉤包含彎曲段及直線延伸段。彎鉤端部之直線延伸段得加長，但不得因此認為可增加彎鉤的錨定能力。

解說：

鋼筋標準彎鉤採用鋼筋彎曲內側直徑之規定，係因其較彎曲半徑更容易量測。影響最小彎曲直徑之主要因素為鋼筋彎折不斷裂之可能性以及彎曲內混凝土壓碎之避免。

25.3.2 橫向鋼筋之最小彎曲內直徑，及用於錨定肋筋、箍筋、閉合箍筋與螺箍筋等之標準彎鉤，均應符合表25.3.2之規定，且標準彎鉤應圍繞於縱向鋼筋。

表 25.3.2 肋筋、箍筋與閉合箍筋之最小彎曲內直徑與標準彎鉤幾何規定

標準彎鉤型式	鋼筋尺度	最小彎曲內直徑，mm	直線延伸 ^[1] l_{ext} ，mm	標準彎鉤型式
90° 彎鉤	D10至D16	$4d_b$	$6d_b$ 與75 mm之大者	
	D19至D25	$6d_b$	$12d_b$	
135° 彎鉤	D10至D16	$4d_b$	$6d_b$ 與75 mm之大者	
	D19至D25	$6d_b$		
180° 彎鉤	D10至D16	$4d_b$	$4d_b$ 與65 mm之大者	
	D19至D25	$6d_b$		

[1] 肋筋、箍筋與閉合箍筋的標準彎鉤包含彎曲段及直線延伸段。彎鉤端部之直線延伸段得加長，但不得認為可因此增加彎鉤的錨定能力。

解說：

肋筋、箍筋與閉合箍筋之標準彎鉤僅限使用於D25及較小之鋼筋，具 $6d_b$ 延伸段之90°彎鉤更僅限使用於D16及較小之鋼筋。研究結果顯示具90°彎鉤與 $6d_b$ 延伸段之較大尺度鋼筋，當承受應力導致彎鉤拉直時，易發生混凝土保護層剝落現象。

肋筋、箍筋與閉合箍筋之常用鋼筋尺度，其最小彎曲內直徑 $4d_b$ 之規定，乃以美國工程實務案例為基礎。肋筋採用D16或較小尺度，且具有90°、135°或180°標準彎鉤時，可允許使用標準肋筋彎折設備進行多次彎折。

選擇鋼筋錨定細節時宜考慮施工性。特別注意，180°彎鉤宜避免使用於連續鋼筋組合成之閉合肋筋、箍筋與閉合箍筋。

25.3.3 採用銲接鋼線網之肋筋或箍筋之最小彎曲內直徑，若為直徑大於D6之麻面鋼線網時，不得小於 $4d_b$ ；其他直徑之鋼線網時，則不得小於 $2d_b$ 。彎曲內直徑小於 $8d_b$ 之彎鉤，其與最近銲接鋼線交點之距離不得小於 $4d_b$ 。

解說：

銲接鋼線網可使用於肋筋與箍筋。銲接鋼線網製作時，因銲接時之高熱影響，使得銲接交點之鋼線無法同其他未受熱區域之鋼線，有相同均勻之延展性與彎折性。上述銲接溫度之影響通常約四倍鋼線直徑距離即消散。在大多數案例中，最小容許彎曲內直徑與CNS 6919鋼線網材料彎曲測試之要求是相同的 (ASTM A1064與A1022)。

25.3.4 耐震彎鉤用於錨定肋筋、箍筋、閉合箍筋及繫筋，應符合下列(a)及(b)之規定：

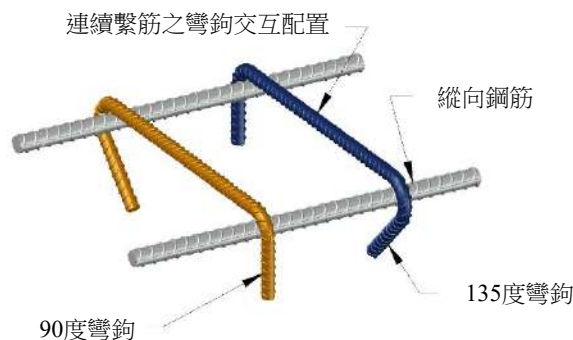
- (a) 圓形閉合箍筋之彎鉤內彎角至少為 90° ，其他型式閉合箍筋之彎鉤內彎角至少為 135° 。
- (b) 彎鉤應圍繞鉤住縱向鋼筋，且其直線延伸段應進入肋筋或閉合箍筋所圍束區域之內部。

25.3.5 繫筋應符合下列(a)至(e)之規定：

- (a) 繫筋在兩端間應為連續。
- (b) 繫筋至少一端應為耐震彎鉤。
- (c) 繫筋另一端為標準彎鉤，其內彎角應至少 90° 。
- (d) 繫筋之彎鉤應圍繞鉤住縱向鋼筋。
- (e) 除非繫筋符合第18.3.3.4節或第25.7.1.6.1節之規定，圍繞鉤住相同縱向鋼筋之兩相鄰繫筋之 90° 彎鉤應相互錯開配置。

解說：

繫筋詳見圖R25.3.5。



圖R25.3.5 繫筋

25.4 鋼筋之伸展

25.4.1 通則

- 25.4.1.1 構材任一斷面之鋼筋，藉由埋設長度、彎鉤、擴頭竹節鋼筋、機械裝置或其組合等，應在鋼筋所在斷面兩側發展出足夠之計算拉力或壓力。

解說：

美國ACI規範委員會相關鋼筋握裹研究 (ACI Committee 408 1966) 顯示，鋼筋伸展長度概念係基於埋設於混凝土長度內所能獲得之平均握裹應力而得。由於高應力鋼筋於較薄斷面處，有劈裂混凝土之傾向，故需有伸展長度之規定。埋設於巨積混凝土之單根鋼筋，不需有太長之伸展長度，但埋設於巨積混凝土之整排鋼筋，仍可能沿鋼筋平面上發生縱向劈裂，形成為一道弱面。

實務上，伸展長度概念係為鋼筋在超過所有應力極值點位置後，仍需要之最小長度或鋼筋延伸部分。此應力極值點通常發生於鋼筋彎折或截斷處之最大應力點。

由鋼筋應力極值點起，需有一段鋼筋或錨定，用以發展鋼筋所需之應力。伸展長度或錨定於應力極值點之兩側均有其需求。

通常在臨界應力點一側，鋼筋繼續延伸一段相當長距離，因此僅需計算另一側之伸展長度，例如，

負彎矩鋼筋連續通過支承後，繼續延伸至鄰跨之中央。

第9.7.1.4節、第10.7.1.3節、第25.4.2.2節及第25.5.1.5節等節，沿著伸展及搭接長度 K_{tr} 最小值之規定，可提升延展性。

25.4.1.2 彎鉤與擴頭不得計入受壓鋼筋之伸展效應。

解說：

彎鉤與擴頭在受壓時是無效的，因無實驗數據顯示彎鉤與擴頭可減短壓力鋼筋之伸展長度。

25.4.1.3 鋼筋伸展長度不須使用強度折減因數 ϕ 。

解說：

強度折減因數 ϕ 不使用於鋼筋伸展長度與續接長度之計算公式，因該等公式均已內含強度折減值。

25.4.1.4 計算伸展長度所使用 $\sqrt{f'_c}$ 值不得超過26.5 kgf/cm² [8.3 MPa]。

解說：

Darwin等人 (1996) 發現在伸展及搭接實驗中，發展於鋼筋內之力量增加率略低於混凝土抗壓強度 $\sqrt{f'_c}$ 增加率，然而，使用 $\sqrt{f'_c}$ 計算伸展長度，在其值小於26.5 kgf/cm² [8.3 MPa] 時仍相當準確。由於長久以來設計均使用 $\sqrt{f'_c}$ ，美國ACI前版規範選擇不改變使用 $\sqrt{f'_c}$ 於計算伸展及搭接長度之原則，但改以設定 $\sqrt{f'_c}$ 之上限值為26.5 kgf/cm² [8.3 MPa]，即混凝土強度 f'_c 大於700 kgf/cm² [70 MPa]時，以700 kgf/cm² [70 MPa]計算。

25.4.2 受拉竹節鋼筋與麻面鋼線之伸展

25.4.2.1 受拉竹節鋼筋與麻面鋼線之伸展長度 l_d ，應取下列(a)與(b)之較大值：

- (a) 依據第25.4.2.3節或第25.4.2.4節計算伸展長度，並使用第25.4.2.5節之修正因數。
- (b) 30 cm。

解說：

有關受拉伸展長度之計算，本規範提供兩種方法，使用者可採用第25.4.2.3節之簡化條款，或美國ACI 408.1R 規範 (Jirsa等人 1979) 先前認可之一般伸展長度公式(25.4.2.4a)。表25.4.2.3中，係選定兩個 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 值，用以訂定 l_d ；另外，依公式25.4.2.4a計算 l_d 時，係採用 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 之實際值。

雖然規範對沿受拉伸展長度或搭接長度之橫向鋼筋並無規定，但研究 (Azizinamini等人 1999) 指出，採用高抗壓強度混凝土時，若橫向鋼筋量不足，可能發生脆性錨定破壞。使用 f'_c 約為1,050 kgf/cm² [105 MPa]之混凝土，D25及D36鋼筋之搭接試驗顯示，橫向鋼筋量可改善韌性錨定行為。

- 25.4.2.2 當 $f_y \geq 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa]之鋼筋，其中心距小於15 cm時，應配置橫向鋼筋使滿足 K_{tr} 不小於 $0.5d_b$ 。
- 25.4.2.3 受拉竹節鋼筋與麻面鋼線之伸展長度 ℓ_d 應依表25.4.2.3之規定計算。

表 25.4.2.3 受拉竹節鋼筋及麻面鋼線之伸展長度

鋼筋間距及保護層厚度	D19及較小之鋼筋 與麻面鋼線	D22及 較大之鋼筋
待伸展或搭接之鋼筋或鋼線之淨間距不小於 d_b ，淨保護層厚至少 d_b ，以及 ℓ_d 範圍內肋筋或箍筋不少於規範規定之最小值。 或待伸展或搭接之鋼筋或鋼線之淨間距至少 $2d_b$ ，以及淨保護層至少 d_b 。	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{6.6\lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b$ $\left[\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{2.1\lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b\right]$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{5.3\lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b$ $\left[\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.7\lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b\right]$
其他情況	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{4.4\lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b$ $\left[\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.4\lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b\right]$	$\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{3.5\lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b$ $\left[\left(\frac{f_y \psi_t \psi_e}{1.1\lambda \sqrt{f'_c}}\right) d_b\right]$

解說：

本規範發現在許多目前實際工程案例中，配有圍束鋼筋時，如肋筋或箍筋，所使用之鋼筋間距與混凝土保護層厚度，會使得 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 之值至少為1.5。案例中有混凝土最小保護層厚度 d_b 和鋼筋最小淨間距 $2d_b$ 之情況，或混凝土最小保護層厚度 d_b 、鋼筋最小淨間距 d_b 和最少量肋筋或箍筋之組合情況。對於這些常發生之工程案例，較大號鋼筋之伸展長度可取為 $\ell_d = [f_y \psi_t \psi_e / (5.3\lambda \sqrt{f'_c})] d_b$ [$\ell_d = [f_y \psi_t \psi_e / (1.7\lambda \sqrt{f'_c})] d_b$]

美國ACI規範1995年版公式，經與前版規範條文比較，以及依美國ACI 408.1R規範實驗結果資料庫檢核，顯示 D19 及較小竹節鋼筋與麻面鋼線網，其伸展長度可以折減20%，即採用 $\psi_s = 0.8$ ，即為表25.4.2.3中“D19 及較小鋼筋與麻面鋼線”欄內規定之依據。對於較小保護層及缺少最少肋筋或箍筋者，第25.2.1節最小淨間距限值與第20.5.1.3節最小混凝土保護層之規定，會使得 c_b 之最小值等於 d_b 。因此，在“其他情況”時，即採用 $(c_b + K_{tr})/d_b = 1.0$ 代入式(25.4.2.4a)計算伸展長度。

使用者可以容易地構建簡單有用之表示式。例如：所有構材均採用常重混凝土 ($\lambda = 1.0$)、未塗布鋼筋 ($\psi_e = 1.0$)，D22及較大之底層鋼筋 ($\psi_t = 1.0$)，採用 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ [28 MPa] 混凝土及Grade 60鋼筋時，伸展長度表示式即可簡化為

$$\ell_d = \frac{(4200)(1.0)(1.0)}{5.3(1.0)\sqrt{280}} d_b = 47d_b \quad \left[\ell_d = \frac{(420)(1.0)(1.0)}{1.7(1.0)\sqrt{28}} d_b = 47d_b \right]$$

或

$$\ell_d = \frac{(4200)(1.0)(1.0)}{3.5(1.0)\sqrt{280}} d_b = 72d_b \quad \left[\ell_d = \frac{(420)(1.0)(1.0)}{1.1(1.0)\sqrt{28}} d_b = 72d_b \right]$$

因此，配置最少量箍筋或肋筋下，只要提供最小保護層 d_b 和最小鋼筋淨間距 $2d_b$ ，或者最小淨保護層 d_b 和最小淨間距 d_b ，則 $\ell_d = 47d_b$ 。對於較小鋼筋間距或較小保護層，伸展長度 ℓ_d 需予以額外加長至 ℓ_d

$= 72d_b$ 。

25.4.2.4 受拉竹節鋼筋及麻面鋼線之伸展長度 ℓ_d 之計算為：

$$\ell_d = \left[\frac{f_y}{3.5\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right] d_b \quad \left[\ell_d = \left[\frac{f_y}{1.1\lambda\sqrt{f'_c}} \frac{\Psi_t\Psi_e\Psi_s}{\left(\frac{c_b + K_{tr}}{d_b}\right)} \right] d_b \right] \quad (25.4.2.4a)$$

式中，圍束項 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 之值不得大於2.5，且

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \quad (25.4.2.4b)$$

式中， n 為在劈裂面上待伸展或續接之鋼筋或鋼線之總根數。為簡化設計，即使有配置橫向鋼筋，仍可使用 $K_{tr} = 0$ 計算。

解說：

式(25.4.2.4a)包含所有控制伸展長度變數之影響效應。式(25.4.2.4a)中， c_b 為代表最小側邊保護層、鋼筋或鋼線之混凝土保護層（以鋼筋或鋼線中心量測）、或鋼筋（或鋼線）間中心距離一半之參數。 K_{tr} 代表在可能劈裂面上，圍束鋼筋貢獻之因數。 Ψ_t 為鋼筋位置因數，用以反映澆置位置之影響（即以前稱之為頂層筋效應）。 Ψ_e 為塗布因數，用以反映環氧樹脂塗布之影響。 $\Psi_t\Psi_e$ 乘積有一限值。鋼筋尺度因數 Ψ_s 反映直徑較小鋼筋有較好之握裹行為。考量鋼筋之降伏強度。 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 之值限值为2.5，當 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 值小於2.5時，可能發生劈裂破壞；若 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 大於2.5時，可能發生拔出破壞，此時增加保護層厚度或橫向鋼筋，不可能再提高鋼筋之錨定能力。

許多實務上之組合，包含鋼筋之側邊保護層、淨保護層及圍束鋼筋，使用第25.4.2.4節規定，將使伸展長度明顯地小於第25.4.2.3節之容許值。例如：最小淨保護層不小於 $2d_b$ 、最小淨間距不小於 $4d_b$ 、以及無任何圍束鋼筋之鋼筋或鋼線，其 $(c_b + K_{tr})/d_b$ 值为2.5，且伸展長度僅要求為 $28d_b$ ，如第25.4.2.3節解說之範例所示。

在美國ACI規範2008年版本之前，計算 K_{tr} 之式(25.4.2.4b)包含橫向鋼筋之降伏強度，由於試驗顯示橫向鋼筋在握裹破壞時極少發生降伏（Azizinamini等人1995），因此，目前計算式僅包含橫向鋼筋之面積與間距，以及待伸展或續接鋼筋或鋼線之總根數。

式(25.4.2.4a)中之修正因數可以被省略，只要省略後可得到較長且較保守之伸展長度。

25.4.2.5 計算 l_d 時，修正因數應符合表25.4.2.5之規定。

表 25.4.2.5 受拉竹節鋼筋及麻面鋼線伸展長度之修正因數

修正因數	條件	因數值
輕質 λ	輕質混凝土	0.75
	常重混凝土	1.0
環氧樹脂 ^[1] ψ_e	環氧樹脂塗布或鋅與環氧樹脂雙層塗布鋼筋，且其淨保護層小於 $3d_b$ 或其淨間距小於 $6d_b$	1.5
	其他情況之環氧樹脂塗布或鋅與環氧樹脂雙層塗布鋼筋	1.2
	未塗布或鋅塗布（鍍鋅）鋼筋	1.0
鋼筋尺度 ψ_s	D22及較大之鋼筋	1.0
	D19及較小之鋼筋及麻面鋼線	0.8
澆置位置 ^[1] ψ_r	水平鋼筋下新拌混凝土澆置厚度大於30 cm	1.3
	其他	1.0

¹ ψ_r, ψ_e 兩修正因數之乘積不須超過1.7。

解說：

計算抗拉竹節鋼筋及麻面鋼線之伸展長度時，輕質混凝土修正因數 λ 適用於所有型式之輕質混凝土。在美國ACI規範1989年版以前，全輕質混凝土和砂—輕質混凝土之研究結果(ACI 408R)並未提供此修正因數之變異。

強度等級修正因數 ψ_g 係考量鋼筋之降伏強度對搭接長度的非線性影響，詳第25.5.2.1節解說。研究資料(Lin等人2020)顯示所需之伸展長度與鋼筋降伏強度仍成線性關係，故伸展長度不適用強度等級修正因數 ψ_g 。

環氧樹脂修正因數 ψ_e 係根據環氧樹脂塗布鋼筋之錨定研究 (Treece與Jirsa 1989；Johnston與Zia 1982；Mathey與Clifton 1976)，該研究顯示塗布會使得鋼筋和混凝土間之黏著力與摩擦係數降低，因此造成鋼筋握裹強度之降低。該因數反映出可能發生錨定破壞型式。如果保護層或間距較小時，可能產生劈裂破壞，同時大幅降低錨定或握裹強度。如果保護層或間距較大時，不會產生劈裂破壞，則環氧樹脂塗布對錨定強度之影響將不至於太大。研究 (Orangun等人 1977) 顯示，即使保護層或間距較小，藉由增加橫向鋼筋穿越劈裂平面及抑制劈裂裂縫，仍可能提高錨定強度。

由於環氧樹脂塗布鋼筋或鋅與環氧樹脂雙層塗布鋼筋之握裹力，已因鋼筋與混凝土間之黏著力損失與較低摩擦係數而降低，因此當環氧樹脂塗布鋼筋或鋅與環氧樹脂雙層塗布鋼筋同時為頂層鋼筋時，該兩項修正因數之乘積不需超過1.7。

鋼筋尺度因數 ψ_s 係反映較小直徑鋼筋有較佳之握裹性能。

鋼筋位置或混凝土澆置位置因數 ψ_r 係考量新拌混凝土時之鋼筋位置。因數1.3係根據研究成果 (Jirsa與Breen 1981；Jeanty等人 1988)。對於傾斜鋼筋之伸展長度計算，宜考量使用混凝土澆置位置因數。

25.4.3 受拉標準彎鉤之伸展

25.4.3.1 受拉竹節鋼筋標準彎鉤之伸展長度 l_{dh} ，應為下列(a)至(c)之最大值：

- (a) $\left(\frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5} \left[\left(\frac{f_y \psi_e \psi_r \psi_o \psi_c}{23 \lambda \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5} \right]$ ，式中， ψ_e 、 ψ_r 、 ψ_o 、 ψ_c 及 λ 依據第25.4.3.2節之規定。
- (b) $8d_b$ 。
- (c) 15 cm。

解說：

彎鉤鋼筋之規定僅適用於標準彎鉤(參見第25.3.1節)。伸展長度 l_{dh} 係量自臨界面至彎鉤最外緣。

Sperry等人(2017a)之研究顯示，混凝土爆裂失敗是彎鉤主要的破壞模式，因此密集排列之彎鉤，每一彎鉤所能提供的強度較寬鬆排列之彎鉤為低，原因是因為密集排列彎鉤之爆裂面積小(Ajaam 等人 2018)。

緊鄰構材外側之鋼筋，其彎鉤出現劈裂破壞的機率隨鋼筋直徑增大而提高。

鋼筋降伏強度、間距，及箍、肋筋圍束等之影響，已根據Sperry 等人 2018之研究成果修訂。最小 l_{dh} 值係為了防止彎鉤靠近臨界面而產生混凝土直接拉破之破壞模式。在梁-柱接頭及托梁內之彎鉤應儘可能配置於接頭之遠側。

25.4.3.2 計算 l_{dh} 時，修正因數 ψ_e 、 ψ_r 、 ψ_o 、 ψ_c 及 λ 應依據表25.4.3.2。位於構材不連續端時，應使用第25.4.3.4節之規定。

表 25.4.3.2 具標準彎鉤受拉鋼筋伸展長度之修正因數

修正因數	條件	因數值
輕質 λ	輕質混凝土	0.75
	常重混凝土	1.0
環氧樹脂 ψ_e	環氧樹脂塗布或鋅與環氧樹脂雙層塗布鋼筋	1.2
	無塗布或鋅塗布(鍍鋅)鋼筋	1.0
圍束鋼筋 ψ_r	小於或等於D36， $A_m \geq 0.4A_{hs}$ 或 $s^{[1]} \geq 6d_b^{[2]}$	1.0
	其他	1.6
位置 ψ_o	D36以下具彎鉤之鋼筋 (1) 在柱核心內終止，垂直彎鉤平面之側向保護層 ≥ 6.5 cm，或 (2) 垂直彎鉤平面之側向保護層 $\geq 6d_b$	1.0
	其他	1.25
混凝土強度 ψ_c	$f'_c < 420$ kgf/cm ² [42 MPa]	$(f'_c / 1,050) + 0.6$ [$f'_c / 105 + 0.6$]
	$f'_c \geq 420$ kgf/cm ² [42 MPa]	1.0

[1] s 為具彎鉤鋼筋之最小中心距。

[2] d_b 為具彎鉤鋼筋之標稱直徑。

解說：

不同於直線鋼筋之伸展，澆置位置無差異結果。

環氧樹脂修正因數 ψ_e 係根據實驗結果 (Hamad等人 1993)，實驗顯示當鋼筋塗布環氧樹脂時，彎鉤伸展長度需增加20%以彌補握裹之損失。

位置修正因數 ψ_o 係依據試驗(Johnson and Jirsa 1981; Sperry 等人2017a 2017b)結果修訂，說明彎鉤鋼筋在柱核心內錨定，其側面保護層厚度小於6.5 cm，或錨定於其他桿件內其側面保護層厚度小於 $6d_b$ 時，伸展長度須比錨定在有較大側面保護層厚度之類似桿件增長25%。

圍束鋼筋因數 ψ_r 係根據Ajaam等人 (2018)所提之實驗結果訂定， ψ_r 取1.0時係用在彎鉤較寬鬆分布 $s \geq 6d_b$ 及彎鉤鋼筋具 $A_{th}/A_{hs} \geq 0.4$ 之情況；在彎鉤較緊密分布或 $A_{th}/A_{hs} < 0.4$ 時之圍束鋼筋因數為1.6。

因為缺乏D45及D57之試驗資料，大於D36之 ψ_r 仍使用小於或等於D36之彎鉤無圍束鋼筋之情況。尚無試驗資料指出可用外插法去推斷大號數鋼筋在高於700 kgf/cm²混凝土中之錨定情況。

依第25.4.3.1(a)節計算及第25.4.3.2節之因數計得之伸展長度，較ACI 318-19前版計得之伸展長度多出50%之多。

25.4.3.3 圍束彎鉤之箍筋或肋筋之總斷面積 A_{th} 應包含(a)或(b)：

- (a) 圍繞彎鉤之箍筋或肋筋，且該箍筋或肋筋符合第25.3.2節之規定。
- (b) 圍繞彎鉤之其他種類鋼筋，須自被圍繞之彎鉤向鋼筋受拉方向至少延伸 $0.75l_{dh}$ 。

A_{th} 應符合(c)或(d)之規定。兼具平行與垂直於 l_{dh} 之圍束鋼筋之構材，應允許使用依據(c)或(d)計得之 A_{th} 值中，可計得較小 l_{dh} 值者。

- (c) 2個或2個以上之箍筋或肋筋平行於 l_{dh} 方向圍繞彎鉤，並於彎鉤鋼筋直線段中心線 $15d_b$ 之範圍內，以不大於 $8d_b$ 之中心距均勻配置。其中 d_b 為具彎鉤鋼筋之標稱直徑。
- (d) 2個或2個以上之箍筋或肋筋垂直於 l_{dh} 方向圍繞彎鉤鋼筋，並沿 l_{dh} 方向以不大於 $8d_b$ 之中心距均勻配置。其中， d_b 為具彎鉤鋼筋之標稱直徑。

25.4.3.4 具標準彎鉤鋼筋在構材不連續端，且彎鉤兩側面及頂面（或底面）保護層小於6.5 cm時，應滿足下列(a)及(b)：

- (a) 彎鉤在伸展長度 l_{dh} 中應由箍筋或肋筋所圍束，圍束鋼筋垂直於 l_{dh} 且間距 $s \leq 3d_b$ 。
- (b) 第一支箍筋或肋筋應圍束彎鉤之彎曲部分，且位於彎曲外側 $2d_b$ 範圍內， d_b 為具彎鉤鋼筋之直徑。

解說：

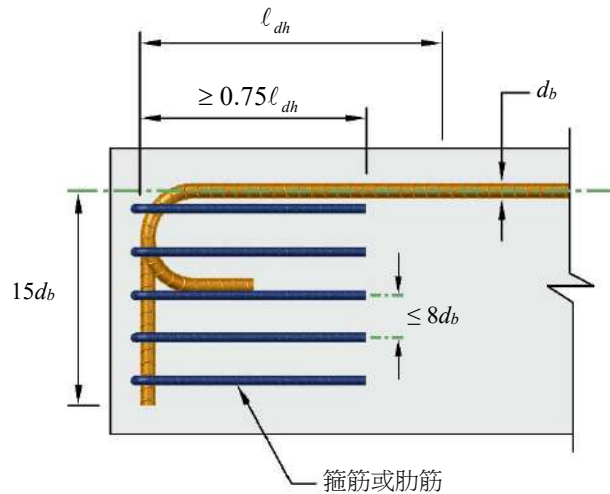
圍束鋼筋的配置詳圖R25.4.3.3a及圖R25.4.3.3b。圖25.4.3.3a表示箍筋或肋筋平行於待發展錨定強度之鋼筋，並沿彎鉤尾部長度加上彎曲部分配置，這種圍束方式在梁-柱接頭是典型的配置。

由試驗結果顯示，圍束鋼筋沿具彎鉤鋼筋之伸展長度平行或垂直方向配置，並配置在第25.4.3.3(a)或(b)節所定義之區域，對90°及180°彎鉤之錨定強度的貢獻與圍束鋼筋之斷面積成正比(Sperry 等人 2017b)。圖25.4.3.3b表示箍筋或肋筋垂直於待發展錨定強度之鋼筋，並沿彎鉤 $0.75l_{dh}$ 配置。用來建立這些準則的試驗是依據僅於周圍配置箍筋及肋筋之梁-柱接頭(Sperry等人2017a; Ajaam等人2018)。

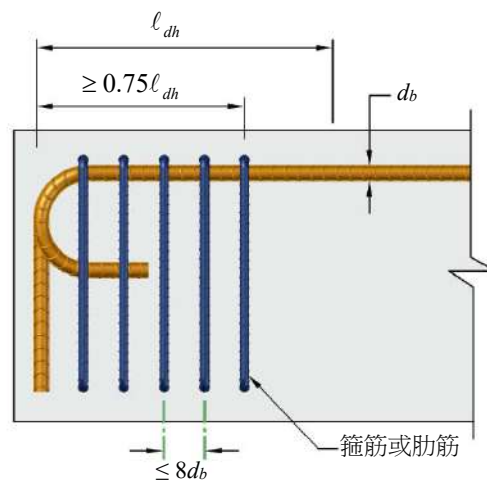
單一箍筋及肋筋之二肢均對 A_{th} 有貢獻。

若彎鉤之兩側面保護層（垂直於彎鉤平面）及頂面或底面保護層（於彎鉤平面）較小時（參考圖R25.4.3.4），則鋼筋彎鉤特別容易發生混凝土劈裂破壞。

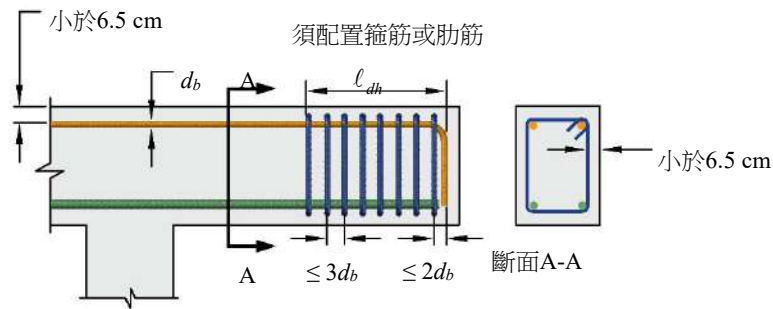
橫向鋼筋須用來抵抗劈裂，這條規定可用於簡支梁之端部、在懸臂梁之自由端，及梁構材接入外柱之接頭，且接入之梁構材未延伸至接頭外之情況。當混凝土提供最小圍束時，使用箍筋或肋筋提供額外的圍束就變得很重要，特別在保護層較薄之具彎鉤鋼筋，其需發展出鋼筋全強度時。相對的，若計算鋼筋應力值太低，以致不需彎鉤提供鋼筋錨定，則不需要箍筋或肋筋。本條文不適用於板不連續端之具彎鉤鋼筋，係因垂直於彎鉤平面之兩側邊已由板提供圍束之故。



圖R25.4.3.3a 圍束鋼筋平行於待錨定之鋼筋配置，以確保90°及180°彎鉤之錨定強度



圖R25.4.3.3b 圍束鋼筋垂直於待錨定之鋼筋配置，並沿伸展長度 ℓ_{dh} 均布配置以確保90°及180°彎鉤之錨定強度



圖R25.4.3.4 依據第25.4.3.4節之混凝土保護層

25.4.3.5 若滿足下列(a)、(b)、(c)或(d)條件，則彎鉤鋼筋伸展長度得採第25.4.3.6節之規定計算。

- (a) 鋼筋尺度D36，計算伸展長度所使用之 f'_c 值不超過 350 kgf/cm^2 [35 MPa]；
- (b) 鋼筋尺度D32，計算伸展長度所使用之 f'_c 值不超過 420 kgf/cm^2 [42 MPa]；
- (c) 鋼筋尺度D29，計算伸展長度所使用之 f'_c 值不超過 490 kgf/cm^2 [49 MPa]；
- (d) 鋼筋尺度D25以下，計算伸展長度所使用之 f'_c 值不超過 700 kgf/cm^2 [70 MPa]。

25.4.3.6 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25.4.3.7節之規定，且可依第25.4.3.8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 。

25.4.3.7 具標準彎鉤受拉鋼筋之伸展長度為

$$l_{dh} = \left(\frac{0.075 f_y \psi_e}{\sqrt{f'_c}} \right) d_b \quad (25.4.3.7)$$

式中

- (1) 鋼筋塗布環氧樹脂或鋅與環氧樹脂雙層塗布時：修正因數 $\psi_e = 1.2$ ，無塗布或鋅塗布(鍍鋅) $\psi_e = 1.0$ 。
- (2) 鋼筋於輕質混凝土內時，式(25.4.3.7)計得之值需再放大1.3倍。

25.4.3.8 具標準彎鉤受拉鋼筋之伸展長度若有符合表25.4.3.8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25.4.3.8 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 25.4.3.4 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 18 章設計者。	1.0	

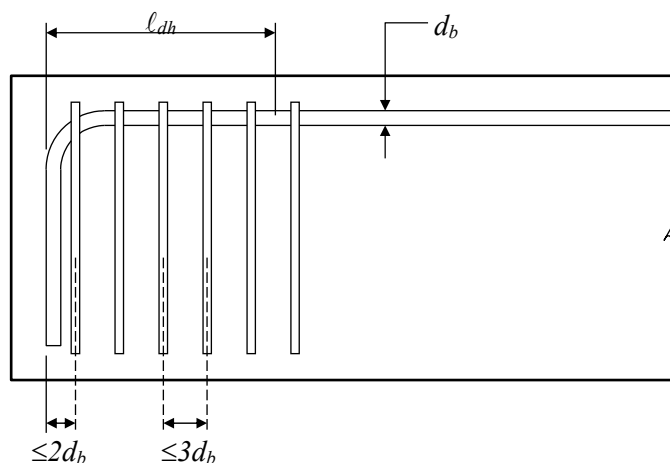
	(2) 其它。	$\frac{\text{需要之}A_s}{\text{使用之}A_s}$	
--	---------	---------------------------------------	--

解說：

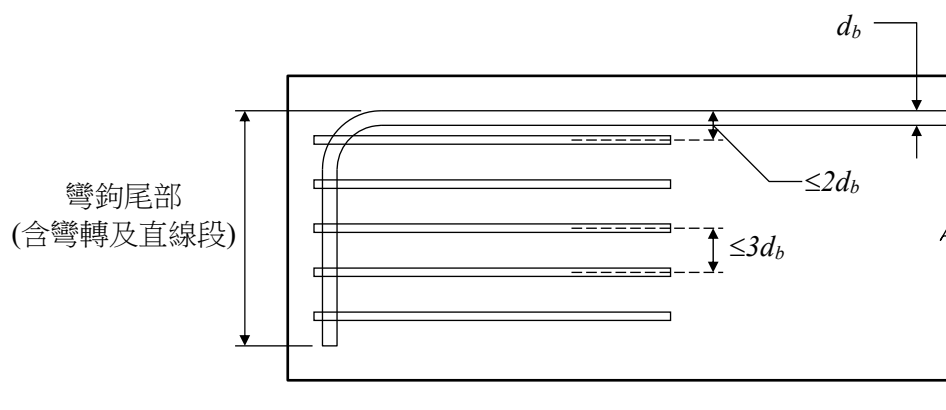
第25.4.3.6節之標準彎鉤伸展長度同前版規範之規定，Sperry等人(2015)之研究顯示，第25.4.3.6節計得之伸展長度隨混凝土強度或鋼筋尺度之增加有趨於不保守的疑慮，因此本版規範標準彎鉤伸展長度公式有所修訂，如第25.4.3.1節所示。為降低彎鉤伸展長度修訂對於工程實務之衝擊，本版規範仍保留前版標準彎鉤伸展長度之規定，但根據Sperry等人(2015)之研究，限制適用的混凝土強度與鋼筋尺度的範圍，如第25.4.3.5節所示。

實驗顯示，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25.4.3.8中箍筋或肋筋修正因數(1)及(2)之實例可分別以圖R25.4.3.8(a)及圖R25.4.3.8(b)說明，其中後者為典型之梁柱接頭彎鉤鋼筋圍束情形。

第25.4.3.8節之修正因數可同時使用，例如表25.4.3.8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 $l_{dh} \times 0.7 \times 0.8$ 。



圖R25.4.3.8(a) 箍筋或肋筋垂直於具彎鉤的主筋



圖R25.4.3.8(b) 箍筋或肋筋平行於具彎鉤的主筋

25.4.4 受拉擴頭竹節鋼筋之伸展

25.4.4.1 若滿足下列(a)至(f)條件，得使用擴頭於受拉竹節鋼筋之伸展：

(a) 鋼筋應符合第20.2.1.6節之規定；

- (b) 鋼筋尺度不得大於D36；
- (c) 擴頭淨承壓面積 A_{brg} 應至少 $4A_b$ ；
- (d) 混凝土應為常重混凝土；
- (e) 鋼筋淨保護層應至少 $2d_b$ ；
- (f) 鋼筋間中心距應至少 $3d_b$ 。

解說：

本節中，鋼筋伸展係指鋼筋內力藉由擴頭之承壓力與鋼筋表面之握裹力傳遞至混凝土；相對的，第十七章錨定規定則指鋼筋內力僅藉由擴頭傳遞承壓力至混凝土。擴頭鋼筋限制使用符合第20.2.1.6節相關HA級擴頭規定。

本節擴頭竹節鋼筋條文建立時，已同時考量第十七章(shao等人 2016)錨定規定。有關擴頭錨栓之個別破壞模式，包含混凝土破裂、側面脹破、拔出等，相關規定已包含於第十七章，第25.4.4.2節之計算公式已考量上述破壞模式。最大鋼筋尺度 D36與常重混凝土等限制，係因缺乏大尺寸鋼筋或輕質混凝土實驗數據 (Thompson等人 2005, 2006 a,b；Shao等人2016)訂定，對前版 f'_c 上限420 kgf/cm² [42 MPa]之規定已刪除。

對於受拉鋼筋，擴頭使鋼筋所需伸展長度較標準彎鉤所需者為短 (Thompson等人 2005, 2006 a,b；Shao等人 2016)。為滿足第20.5.1.3節特定保護層規定與第26.4.2.1節(a) (5)粒料粒徑規定，擴頭被視為鋼筋的一部分。雖然淨承壓面積 $A_{brg} < 4A_b$ 之擴頭鋼筋曾經使用於實務中，但是無法正確表現出第25.4.4.2節所規定的性能，因此宜經由符合第25.4.5節規定的試驗結果支持下，才可用於設計。本節規範未包括錨釘與擴頭錨釘組合使用於剪力鋼筋之設計。

25.4.4.2 受拉擴頭竹節鋼筋之伸展長度 l_{dt} 應為下列(a)至(c)之最大值：

- (a) $\left(\frac{f_y \Psi_e \Psi_p \Psi_o \Psi_c}{32 \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5} \left[\left(\frac{f_y \Psi_e \Psi_p \Psi_o \Psi_c}{31 \sqrt{f'_c}} \right) d_b^{1.5} \right]$ ，式中， Ψ_e 、 Ψ_p 、 Ψ_o 及 Ψ_c 依第25.4.4.3節之規定。
- (b) $8d_b$ 。
- (c) 15 cm。

解說：

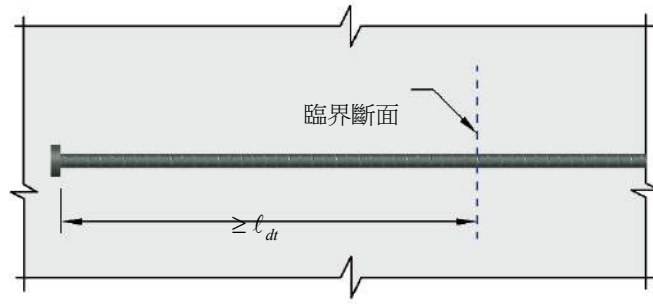
擴頭竹節鋼筋之伸展長度 l_{dt} 係由臨界斷面量測至擴頭之承載面，如圖R25.4.4.2a所示。此條規定係依據模擬梁-柱接頭試驗(Shao等人 2016)。

若梁、板或托梁中縱向擴頭鋼筋終止於支承構材時，如圖R25.4.4.2b所示之柱，即使錨定長度可能超過 l_{dt} ，鋼筋仍宜穿過接頭並延伸至支承構材圍束區之遠端面，且保有足夠保護層，並避免與柱筋互相干擾。延伸鋼筋至柱核心區之遠端面，可幫助整個接頭參與抵抗錨定力，同時改善接頭性能。

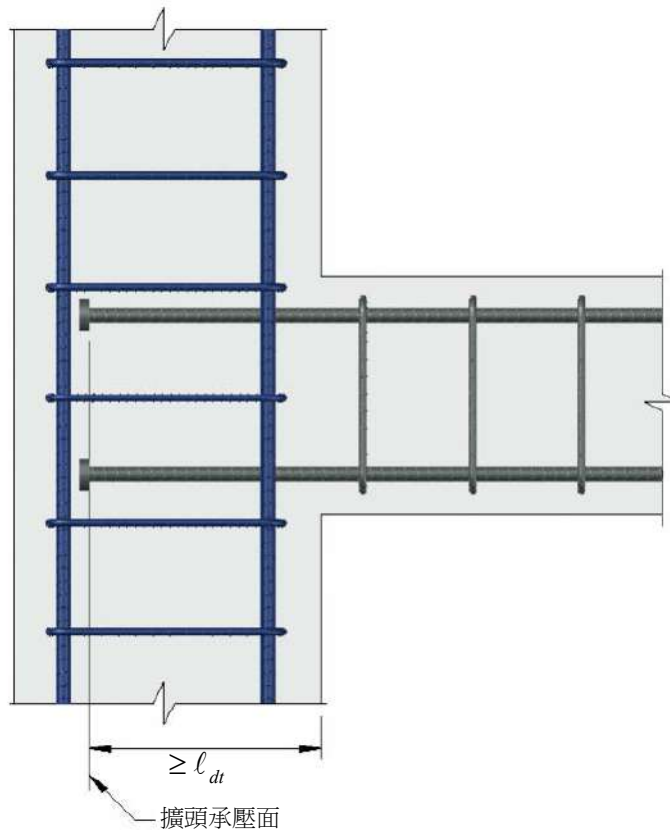
若擴頭鋼筋密排使用時，可能造成混凝土拉破破壞。但如圖R25.4.4.2c和R25.4.4.2d所示之接頭。圖R25.4.4.2c所示之接頭，若錨定長度等於或大於 $d/1.5$ (Eligehausen 2006)通常錨定強度會較高；圖R25.4.4.2d所示之接頭，依據壓拉桿模式之原理，以閉合箍筋及箍筋型式建立傳力路徑。

壓拉桿模式宜依據第二十三章之規定驗證。圖R25.4.4.2c和R25.4.4.2d所示之壓拉桿模型，係依賴由柱延伸至接頭上方之垂直向壓桿。在屋頂層和門型構架之梁柱接頭易於發生接頭破壞，並宜適當設計梁柱接頭之細節，以抑制斜向裂縫穿過接頭，以及鋼筋拉破頂層表面。

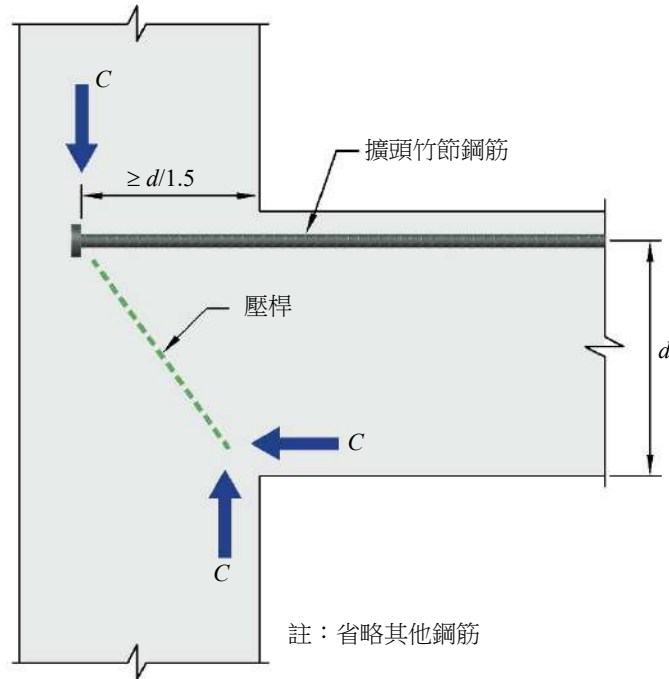
當伸展長度未能依照第25.4.4.2節設計時，應依據第十七章之規定。



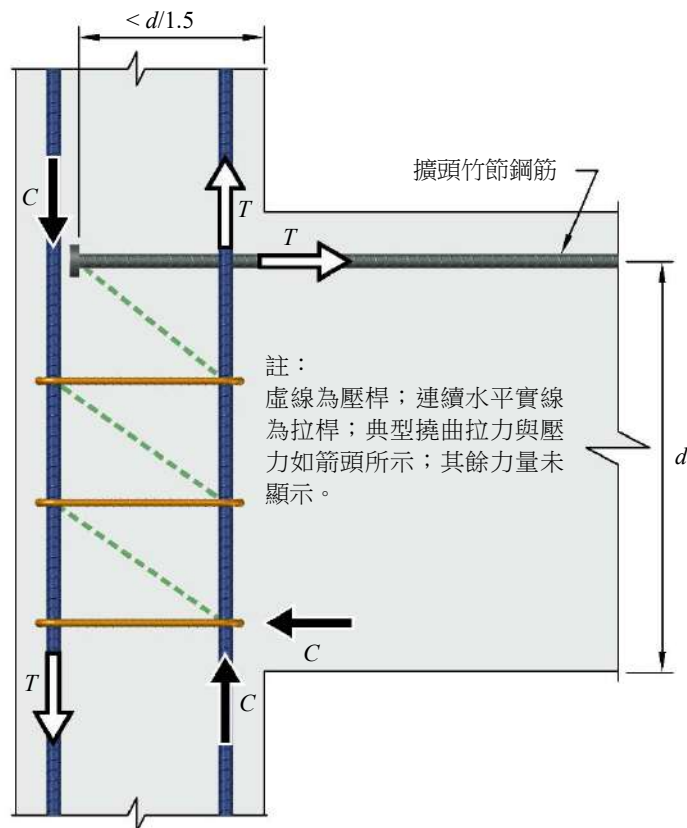
圖R25.4.4.2a 擴頭竹節鋼筋之伸展



圖R25.4.4.2b 擴頭竹節鋼筋延伸至柱心之遠端面，其錨定長度超過 ℓ_{dt}



圖R25.4.4.2c 藉由保持等於或大於 $d/1.5$ 之錨定長度，以避免接頭拉破破壞



圖R25.4.4.2d 藉由提供橫向鋼筋產生壓拉桿機制，以排除接頭拉破破壞

25.4.4.3 計算 ℓ_{dt} 時，修正因數 ψ_e 、 ψ_p 、 ψ_o 及 ψ_c 應依表25.4.4.3之規定。

表 25.4.4.3 擴頭竹節鋼筋受拉伸展長度之修正因數

修正因數	條件	因數值
環氧樹脂 ψ_e	環氧樹脂塗布或鋅與環氧樹脂雙層塗布鋼筋	1.2
	無塗布或鋅塗布(鍍鋅)鋼筋	1.0
平行肋筋 ψ_p	圍束D36以下鋼筋之肋筋 $A_u \geq 0.3A_{hs}$ 或 $s^{[1]} \geq 6d_b$ [2, 3]	1.0
	其他	1.6
位置 ψ_o	擴頭竹節鋼筋在 (1) 柱核心內終止且側面保護層 ≥ 6.5 cm, 或 (2) 側面保護層 $\geq 6d_b$	1.0
	其他	1.25
混凝土強度 ψ_c	$f'_c < 420$ kgf/cm ² [42 MPa]	$(f'_c / 1,050) + 0.6$ [$f'_c / 105 + 0.6$]
	$f'_c \geq 420$ kgf/cm ² [42 MPa]	1.0

[1] s 為擴頭竹節鋼筋之最小中心距。

[2] d_b 為擴頭竹節鋼筋之標稱直徑。

[3] 參見第25.4.4.5節。

解說：

環氧樹脂因數1.2係保守依據環氧樹脂塗布之標準彎鉤所採用值。位置因數 ψ_o 係考量柱內鋼筋，及其他構材之側面大保護層所提供之圍束。

擴頭鋼筋因數 ψ_p 係類似彎鉤鋼筋之圍束鋼筋因數(Shao等人 2016)，不同於彎鉤鋼筋，由試驗指出只有平行於擴頭鋼筋之箍筋或肋筋對錨定強度及減小伸展長度有貢獻(Thompson等人2005, 2006a, b)。

過去研究指出(Shao等人 2016, Ou等人 2017)，擴頭鋼筋伸展長度可隨鋼筋中心距 s 或圍束等級 A_u / A_{hs} 之增大而縮小，第25.4.4.2節規定所計得之伸展長度可再依表R25.4.4.3規定之間距與圍束修正因數加以調整，該因數係參考自Shao等人(2016)之建議。

表R25.4.4.3 擴頭鋼筋間距與圍束修正因數^[1]

	$s = 3d_b$	$s = 6d_b$	$s \geq 8d_b$
$A_u / A_{hs} \geq 0.3$	1	0.85	0.75
$A_u / A_{hs} = 0$	1.6	1.0	0.9

^[1] 若 s 介於 $3d_b$ 至 $8d_b$ 之間或 A_u / A_{hs} 介於0至0.3之間，間距與圍束修正因數可採上表線性內插之值

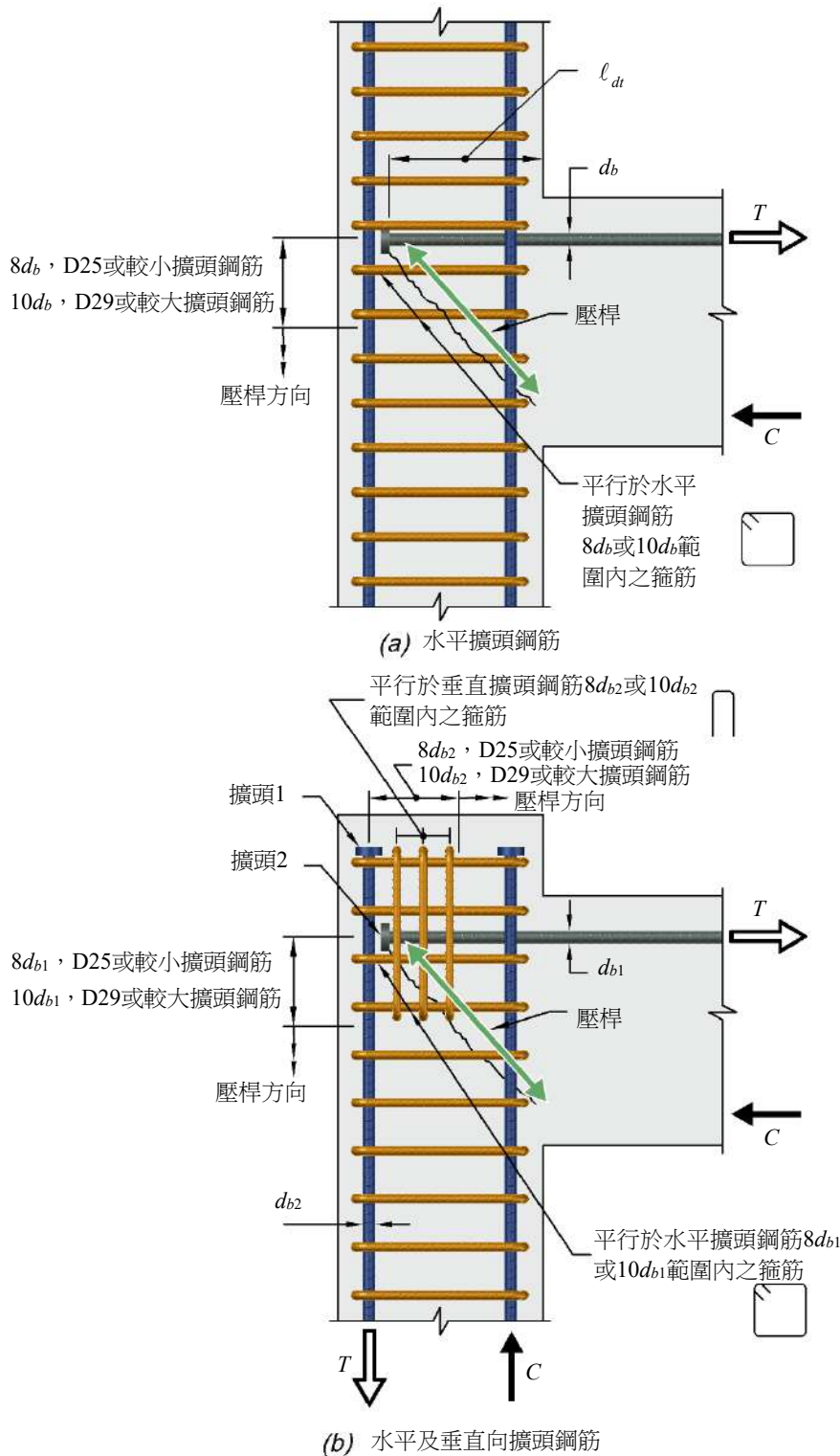
25.4.4.4 梁柱接頭區平行肋筋之總斷面積 A_u 應包含平行 ℓ_u 之肋筋或箍筋，對於D25或較小之擴頭竹節鋼筋，前述計入 A_u 之肋筋或箍筋應配置於從擴頭竹節鋼筋中心起至接頭中心 $8d_b$ 之範圍，對於D29或較大之擴頭竹節鋼筋，該範圍得擴大為 $10d_b$ ， d_b 為擴頭竹

節鋼筋之標稱直徑。

解說：

若將平行於擴頭鋼筋伸展長度方向之箍、肋筋，配置於依第25.4.4.4節所定義之區域內(圖R25.4.4.4)，可提高擴頭鋼筋之錨定強度，其提高之程度與該箍、肋筋配置量成正比(Shao 等人 2016)。此箍、肋筋之作用為肋緊靠近擴頭錨板破裂面外側的混凝土與內測混凝土連結因而可提高錨定強度。平行於擴頭鋼筋之箍筋二肢及肋筋均可計入 A_n 。

箍筋型式之鋼筋配置於垂直擴頭鋼筋伸展長度方向，並確實錨定入接頭遠側，已有些案例顯示對擴頭竹節錨定提升效果不明顯 (Thompson等人2005, 2006a,b)。



圖R25.4.4.4 梁-柱接頭區內配置平行於擴頭鋼筋之箍、肋筋用以確保錨定強度

25.4.4.5 梁柱接頭區以外之錨定，不得考慮肋筋 A_u ，且擴頭竹節鋼筋間距至少 $6d_b$ 時， ψ_p 應取1.0

解說：

平行於擴頭鋼筋伸展長度方向之箍、肋筋對擴頭竹節錨定效果，除了梁-柱接頭區以外，其他位置則

尚無研究資料可參考。

25.4.4.6 若梁負彎矩鋼筋採擴頭竹節鋼筋終止於接頭區時，柱應由接頭頂向上延伸至少一個接頭深度 h ， h 為在考慮受力方向之接頭水平尺度。亦或，應以額外之豎向接頭鋼筋圍繞梁筋，以提供等效之圍束作用於接頭區頂面。

解說：

此規定是參考一懸臂梁負彎矩鋼筋在橋柱接頭內錨定的實驗研究，此類膝式接頭(Knee joint)需要圍束接頭頂面的擴頭梁主筋，圍束可由(a)柱延伸超過接頭頂面，或(b)除柱縱向鋼筋外，提供額外的豎向鋼筋圍繞梁頂層鋼筋且向下延伸進入接頭區。額外的豎向接頭鋼筋之設計和細節可參閱ACI 352R報告。

25.4.5 機械式錨定受拉竹節鋼筋之伸展

25.4.5.1 任何足以發展出竹節鋼筋降伏強度 f_y 之機械連接物或裝置，符合第1.9節規定，並經主管單位核可，得允許使用。竹節鋼筋之伸展得包含機械式錨定與竹節鋼筋額外埋設長度之組合，竹節鋼筋額外埋設長度係指機械連接物或裝置與臨界面間之長度。

解說：

竹節鋼筋於混凝土內使用機械裝置之錨定，雖不符合第20.2.1.6節之規定或其伸展與第25.4.4節規定不一致，依本規範所示，若能經試驗顯示該擴頭與鋼筋系統，有能力發展或錨定鋼筋內所需之力量，則可允許使用。

25.4.6 受拉銲接麻面鋼線網之伸展

25.4.6.1 受拉銲接麻面鋼線網之伸展長度 l_d 係自臨界面起算至鋼線端點，且所有位於伸展長度方向之麻面鋼線線徑應為鋼線標稱直徑16 mm或較小，伸展長度應為下列(a)與(b)之較大值：

(a) 伸展長度依第25.4.6.2節規定計算。

(b) 20 cm。

解說：

對於銲接麻面鋼線網之銲接強度需求，CNS 6919要求其與銲接光面鋼線網所需銲接強度相同。部分伸展長度由銲接提供，部分伸展長度則由麻面鋼線長度提供。

25.4.6.2 銲接麻面鋼線網之 l_d ，應依據第25.4.2.2節或第25.4.2.3節規定計算，再依據第25.4.6.3節或第25.4.6.4節規定，乘以銲接麻面鋼線網修正因數 ψ_w 。對於符合第25.4.6.3節之環氧樹脂塗布銲接麻面鋼線網，依據第25.4.2.2節或第25.4.2.3節，得使用 $\psi_e = 1.0$ 。

解說：

銲接麻面鋼線網修正因數 ψ_w 係應用於由第25.4.2.2節或第25.4.2.3節計算所得之麻面鋼線網伸展長度。

由於橫交鋼線提供鋼線網之主要錨定，實驗 (Bartoletti與Jirsa, 1995) 顯示環氧樹脂塗布銲接麻面鋼線網與未塗布銲接麻面鋼線網，基本上具有相同的伸展及搭接強度，因此，對於橫交鋼線位於搭接或伸展長度內之環氧樹脂塗布銲接麻面鋼線網，可使用 $\psi_e = 1.0$ 。

25.4.6.3 若銲接麻面鋼線網至少有一根橫交鋼線在 l_d 長度內，且距臨界斷面至少5 cm，修正因數 ψ_w 應為下列(a)與(b)之較大值，且不必大於1.0

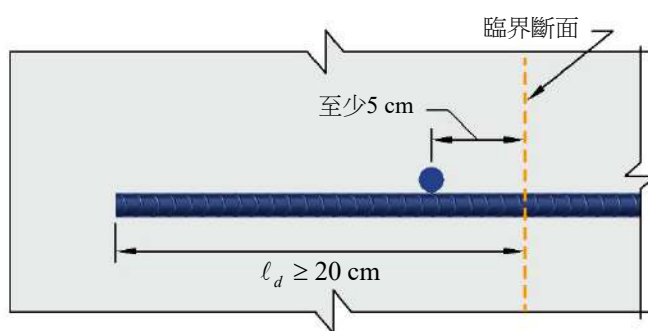
$$(a) \left(\frac{f_y - 2,460}{f_y} \right) \left[\left(\frac{f_y - 240}{f_y} \right) \right]$$

$$(b) \left(\frac{5d_b}{s} \right)$$

其中， s 為待伸展鋼線之間距。

解說：

圖R25.4.6.3顯示，銲接麻面鋼線網在其伸展長度內需有一根橫交鋼線。



圖R25.4.6.3 銲接麻面鋼線網之伸展

25.4.6.4 若銲接麻面鋼線網在其 l_d 內無任何橫交鋼線，或僅有一根距臨界斷面小於5 cm 之橫交鋼線，修正因數 ψ_w 應取為1.0。

25.4.6.5 當銲接麻面鋼線網在其伸展長度方向摻有光面鋼線或線徑大於鋼線標稱直徑16 mm 之麻面鋼線時，鋼線之伸展應符合第25.4.7節規定。

解說：

由於試驗顯示，鋼線標稱直徑19 mm (ASTM D45) 之麻面鋼線依式(25.4.2.3a)僅約達握裹拉力強度之60%，故線徑大於鋼線標稱直徑16 mm (ASTM D31) 之麻面鋼線可視為光面鋼線 (Rutledge與DeVries 2002)。

25.4.6.6 鋅塗布 (鍍鋅) 銲接麻面鋼線網之伸展，應依據第25.4.7節規定。

25.4.7 受拉銲接光面鋼線網之伸展

25.4.7.1 受拉銲接光面鋼線網之伸展長度 l_d ，由臨界斷面起算至最外側橫交鋼線之距離，應為下列(a)及(b)之較大值，且在 l_d 範圍內至少須有兩根橫交鋼線：

(a) 依第25.4.7.2節計算之伸展長度。

(b) 15 cm。

解說：

對於銲接光面鋼線網之銲接強度需求，依CNS 6919要求其與銲接麻面鋼線網所需銲接強度相同。銲接光面鋼線網之伸展主要由橫交鋼線提供，因此，要求伸展範圍內至少需有兩根橫交鋼線。

25.4.7.2 伸展長度 l_d 應為下列(a)及(b)之較大值：

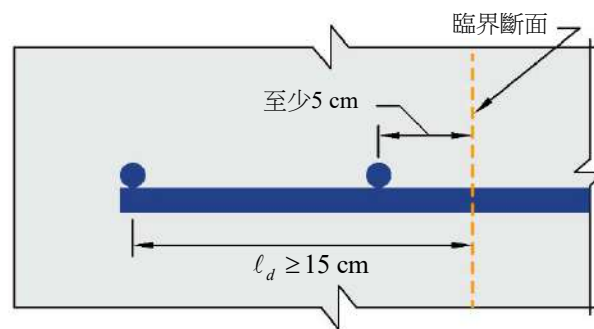
(a) 橫交鋼線間距 + 5 cm。

(b) $\left(\frac{f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)\left(\frac{A_b}{s}\right) [3.3\left(\frac{f_y}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)\left(\frac{A_b}{s}\right)]$ ，其中， s 為待伸展鋼線之間距； λ 依據表25.4.2.4。

解說：

銲接光面鋼線網之伸展主要依賴橫交鋼線所在位置，圖R25.4.7.2顯示其伸展需求。

對於由小號鋼線組成之銲接光面鋼線網，在埋設範圍內至少需有兩根橫交鋼線，其距臨界面點不可小於5 cm，可使錨定鋼線充分發展出全部降伏強度。然而，對於由較大號且密排鋼線組成之銲接光面鋼線網，則需較長之伸展長度，其伸展長度由第25.4.7.2節(b)所控制。



圖R25.4.7.2 銲接光面鋼線網之伸展

25.4.8 受拉預力七線鋼絞線之伸展

解說：

預力鋼絞線伸展需求，乃為提供鋼絞線完整握裹，使構材產生強度。本節條文係根據保護層至少5 cm之常重混凝土構材試驗結果訂定，這些試驗可能無法代表鋼絞線於無坍塌度混凝土中之行為。混凝土澆置作業宜確保混凝土與鋼絞線完全接觸，使得鋼絞線與周遭混凝土緊密結合。

鋼絞線握裹力為許多因素之函數，包括鋼絞線外形及表面狀態、鋼絞線之應力、鋼絞線下方之混凝土深度、鋼絞線與混凝土間力量傳遞方式等。在握裹實務中，需採用品質保證程序，以確保鋼絞線能發展出足夠之握裹力 (Rose與Russell, 1997; Logan, 1997)。預鑄混凝土施工廠商可能仰賴鋼絞線製造廠商之保證，以確保鋼絞線滿足斷面之握裹特性。

本節規定不適用於光面鋼線、設有端錨之鋼腱或無應力鋼絞線。光面鋼線因缺少表面機械互鎖性質，可能明顯需要較長之伸展長度。當開始發生滑動時，光面鋼線可能發生撓曲握裹破壞。未施拉之預力鋼材有時被視為預鑄混凝土結構物之整體性鋼筋，然而有關確保鋼筋降伏強度發展所需之握裹長度研究，其可用資料相當有限 (Salmons與McCrate, 1977, PCA 1980)。

25.4.8.1 受拉預力七線鋼絞線之伸展長度 l_d 應符合下列(a)與(b)：

$$(a) \quad l_d = \left(\frac{f_{se}}{210}\right)d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{70}\right)d_b \quad \left[l_d = \left(\frac{f_{se}}{21}\right)d_b + \left(\frac{f_{ps} - f_{se}}{7}\right)d_b \right] \quad (25.4.8.1)$$

(b) 若鋼絞線之握裹未延伸至構材端，且在使用載重下預壓拉力區有設計拉力時，

則依式(25.4.8.1)計算之 ℓ_d 應予加倍。

解說：

式(25.4.8.1)之第一項代表鋼絞線傳力長度，亦即：鋼絞線需被混凝土握裹之長度，以在預力鋼筋內發展出有效預應力 f_{se} 。第二項代表鋼絞線需被握裹之額外長度，使得預力鋼筋可發展出構材彎矩標稱強度時之應力 f_{ps} 。

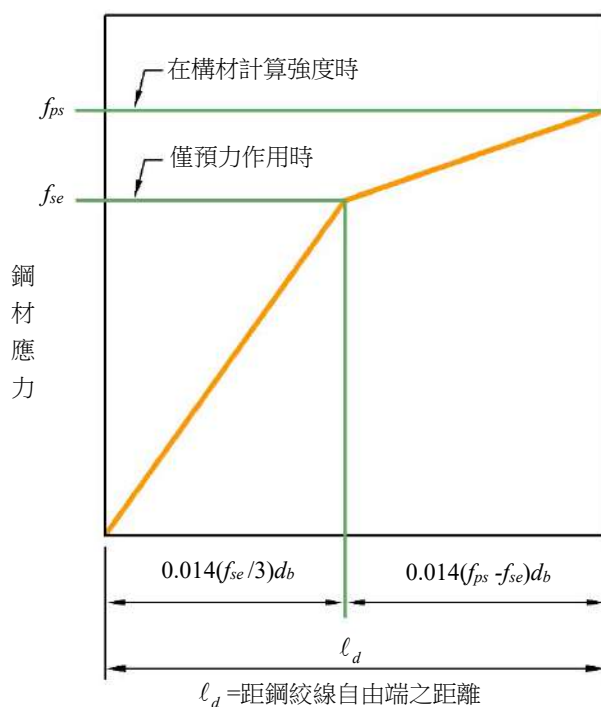
依據去握裹鋼絞線（不容許握裹延伸至構材端部）影響先拉預力梁性能之探討性試驗（Kaar與Magura, 1965）顯示，當這些梁的埋設長度為式(25.4.8.1)要求之兩倍時，其性能表現與類似之先拉預力梁中，鋼絞線完全握裹至梁兩端之撓曲性能非常吻合，因此，對於未握裹至梁端之鋼絞線，伸展長度需放大為兩倍。後續之試驗（Rabbat等人, 1979）顯示，設計為使用載重下（參考第24.5.2節）混凝土為無拉力之先拉預力構材，去握裹鋼絞線之伸展長度不需增加為兩倍。對鋼絞線尚未完全伸展之位置，進行去握裹鋼絞線斷面分析時，第21.2.3節提供了分析程序。

25.4.8.2 除第25.4.8.3節規定外，預力七線鋼絞線之握裹應至少超出臨界面 ℓ_d 之長度。

25.4.8.3 若構材所在斷面之鋼絞線設計應力不大於式(25.4.8.1)雙線性關係所求得之值時，埋設長度得小於 ℓ_d 。

解說：

圖R25.4.8.3顯示鋼材應力與式(25.4.8.1)所代表之鋼絞線握裹於混凝土中之距離關係。此鋼絞線應力之理想化變化，可使用於伸展範圍內斷面之分析（Martin與Korkosz, 1995；PCI MNL-120-4）。傳力長度與發展應力增量（ $f_{ps} - f_{se}$ ）所需之額外握裹長度表示式，係根據預力構材試驗，其鋼絞線直徑為6.4、9.5和12.7mm，且 f_{ps} 最大值為19,350 kgf/cm² [1,900 MPa]（Kaar與Magura, 1965；Hanson與Kaar, 1959；Kaar等人, 1963）。



圖R25.4.8.3 鋼材應力與距自由端距離之理想化雙線性關係

25.4.9 受壓竹節鋼筋與麻面鋼線之伸展

25.4.9.1 受壓竹節鋼筋與麻面鋼線之伸展長度 l_{dc} ，應為下列(a)及(b)之較大值：

- (a) 依第25.4.9.2節計算之長度。
 (b) 20 cm。

解說：

撓曲拉力裂縫之弱化效應未出現於受壓鋼筋與鋼線，且混凝土中鋼筋端部承壓，通常是有利的，因此，鋼筋受壓時之伸展長度較受拉時為短。

25.4.9.2 當使用第25.4.9.3節之修正因數時， l_{dc} 應為下列(a)及(b)之較大值：

- (a) $\left(\frac{0.075f_y\psi_r}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b \left[\left(\frac{0.24f_y\psi_r}{\lambda\sqrt{f'_c}}\right)d_b\right]$ 。
 (b) $0.0044f_y\psi_r d_b$ [0.043 $f_y\psi_r d_b$]。

解說：

常數係數0.0044 [0.043]之單位為 kgf/cm^2 [N/mm^2]。雖然沒有輕質混凝土受壓時伸展長度之試驗資料，但劈裂破壞更可能發生於輕質混凝土，因此，第25.4.9.2節之伸展公式中納入修正因數 λ 。

25.4.9.3 計算 l_{dc} 時， ψ_r 得取為1.0外，修正因數應依據表25.4.9.3。

表 25.4.9.3 受壓竹節鋼筋與麻面鋼線之修正因數

修正因數	條件	因數值
輕質 λ	輕質混凝土	0.75
	常重混凝土	1.0
圍束鋼筋 ψ_r	鋼筋為下列(1)、(2)、(3)或(4)所圍束： (1) 螺箍筋 (2) 圓形連續環繞箍筋，直徑 $d_b \geq 6$ mm 且間距 ≤ 10 cm (3) 箍筋符合第25.7.2節之 D13 鋼筋或標稱直徑12.8 mm之麻面鋼線，且中心距 ≤ 10 cm (4) 閉合箍筋符合第25.7.4節，且其中心距 ≤ 10 cm	0.75
	其他	1.0

解說：

當鋼筋為密排螺箍筋、箍筋或閉合箍筋所圍束時，伸展長度可折減25%。

25.4.10 超量鋼筋之伸展長度折減

25.4.10.1 第25.4.2.1節(a)、第25.4.6.1節(a)、第25.4.7.1節(a)及第25.4.9.1節(a)規定之伸展長度，得依(需求 A_s)／(使用 A_s)比例折減之，但第25.4.10.2節所述之情況除外。折減後之伸展長度不得小於其所對應之最小值，分別規定於第25.4.2.1節(b)、第25.4.6.1節(b)、第25.4.7.1節(b)及第25.4.9.1節(b)。

解說：

部分情況下若使用超量鋼筋，伸展長度可予以折減。

25.4.10.2 符合第25.4.10.1節之伸展長度之折減，不得用於下列(a)至(f)之情況：

- (a) 不連續支承處。
- (b) 錨定或伸展必須達到 f_y 處。
- (c) 鋼筋必須為連續處。
- (d) 彎鉤、擴頭與機械式錨定之竹節鋼筋。
- (e) 結構為地震力抵抗系統。
- (f) 耐震設計時，錨定於樁帽之混凝土樁及填充混凝土鋼管樁。

解說：

超量鋼筋修正因數(需求 A_s ／使用 A_s)適用於直線竹節鋼筋，不適用於藉由彎鉤或擴頭之承壓力與沿鋼筋之握裹力傳遞力量之彎鉤或擴頭竹節鋼筋。本規範第25.4.3節及第25.4.4節訂定時，已考量因為彎鉤或擴頭處承壓造成之混凝土拉破。由於彎鉤或擴頭鋼筋之錨定強度，尤其是混凝土拉破強度為埋置深度略大於1.0次方之函數(Shao等人2016與Sperry等人 2017b)，若使用超量鋼筋修正因素折減其伸展長度，可能產生混凝土拉破破壞。

當受撓構材為地震力抵抗系統之一部分時，超出設計預期之載重可能導致支承處產生反覆性彎矩，部分正彎矩鋼筋宜充分伸展進入支承處，此種錨定乃為在嚴重超應力情況下，如：地震或強風時，仍能確保構件保有韌性反應。使用較多的鋼筋，使其應力值較低，不足以勝任上述情況。

依據面積訂定之折減因數不適用於鋼筋錨定伸展需達降伏強度 f_y 之案例，例如超量鋼筋折減因數不適用於第24.4.3.4節收縮與溫度鋼筋之伸展，以及第8.7.4.2節、第8.8.1.6節、第9.7.7節及第9.8.1.6節之鋼筋伸展。

25.5 鋼筋續接

25.5.1 通則

解說：

柱主筋之搭接長度宜依據第10.7.5節、第18.7.4.4節及本節之規定計算。

25.5.1.1 除第25.5.3節規定者外，大於D36之鋼筋不得搭接。

解說：

對於D43及D57鋼筋於受壓與受拉時之搭接，由於缺乏充分的實驗資料，因此禁止該等尺度鋼筋作搭接。但第25.5.3節允許D43及D57鋼筋與較小號鋼筋作受壓搭接則為例外。

- 25.5.1.2 對於接觸搭接，接觸搭接與相鄰續接或鋼筋之最小淨間距，應依據第25.2.1節個別鋼筋之規定。
- 25.5.1.3 對於受撓構材中之非接觸續接，續接鋼筋之側向心至心間距不得大於所需搭接長度之1/5及15 cm之較小值。

解說：

若非接觸續接之個別鋼筋相距太遠時，可能產生無鋼筋斷面。強迫可能之裂縫沿著之字形線條 (5比1之斜率) 發展，可視為最小的預防措施。因大多數竹節鋼筋搭接之研究，其鋼筋間距均小於15 cm，故增加最大間距15 cm 之限制。

- 25.5.1.4 第25.4.10.1節伸展長度之折減不適用於搭接長度之計算。

解說：

由於搭接分級已反映搭接處超量鋼筋狀況，故宜採用鋼筋達降伏強度 f_y 時之伸展長度 l_d 作為搭接長度，因此，不宜使用第25.4.10.1節超量鋼筋之修正因數。

- 25.5.1.5 $f_y \geq 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa]鋼筋，中心距小於15 cm，應配置橫向鋼筋使滿足 K_{tr} 不得小於 $0.5d_b$ 。
- 25.5.1.6 噴凝土中之非接觸搭接鋼筋之淨間距應符合下列(a)或(b)：
- (a) D19以下鋼筋之淨間距應至少為 $6d_b$ 及 6.5cm 之較大者。
- (b) D22以上鋼筋之淨間距，應以可證明噴凝土適當包覆鋼筋之噴凝土實體模型試驗訂定之。
- 25.5.1.7 噴凝土中接觸搭接鋼筋之搭接鋼筋平面應垂直於噴凝土表面，且須經設計者依據噴凝土實體模型驗證結果核可。
- 25.5.1.8 束筋之搭接應依第25.6.1.7節規定。
- 25.5.2 受拉竹節鋼筋及麻面鋼線之搭接長度
- 25.5.2.1 受拉竹節鋼筋及麻面鋼線之拉力搭接長度應符合表25.5.2.1之規定，其中， l_d 應符合第25.4.2.1(a)節之規定。

表 25.5.2.1 受拉竹節鋼筋及麻面鋼線之搭接長度

搭接長度內鋼筋比 (使用 A_s) / (需求 A_s)	所需搭接長度內被搭接鋼筋面 積最高百分比	搭接 分級	$l_{sd}^{[1]}$	
≥ 2.0	50	甲級	取大值	$1.0 \psi_g l_d$ 及 30 cm
	100	乙級	取大值	$1.3 \psi_g l_d$ 及 30 cm
< 2.0	所有百分比	乙級		

[1] 鋼筋等級修正因數 $\psi_g = 1.0$ 適用 $f_y \leq 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 鋼筋； $\psi_g = 1.08$ 適用 $f_y = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$ [490 MPa] 鋼筋； $\psi_g = 1.15$ 適用 $f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] 鋼筋； $\psi_g = 1.30$ 適用 $f_y = 7,000 \text{ kgf/cm}^2$ [690 MPa] 鋼筋。

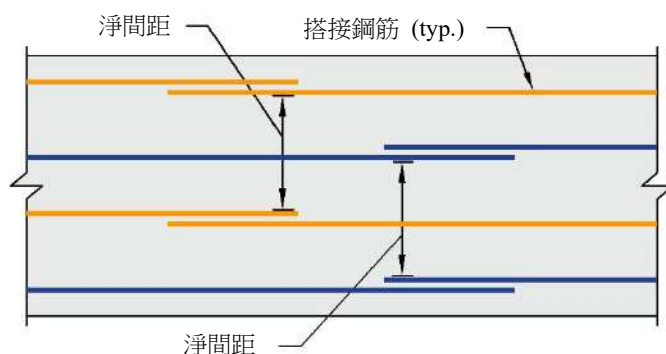
解說：

噴凝土鋼筋網實體模型試驗之資料詳ACI 506R，評估噴凝土之資料詳ACI 506.4R。

受拉搭接區分為甲級或乙級，其搭接長度為拉力伸展長度 l_d 之倍數， l_d 依據第25.4.2.2節或第25.4.2.3節計算。甲級搭接規定係為鼓勵在最小應力處搭接鋼筋，並錯開搭接位置，以改善重要細節部位之行為。計算搭接位置錯開之 $\psi_g l_d$ 時，其最小淨間距取為相鄰搭接處之最小距離，如圖R25.5.2.1所示。

國震中心研究資料(Lin等人 2020)顯示在混凝土有圍束情況下，高強度鋼筋所需之伸展長度與鋼筋降伏強度呈線性關係。美國研究資料則顯示鋼筋所需之搭接長度並非與鋼筋之降伏強度呈線性關係(Orangun 等人 1977; Canbay and Frosch 2005)，故只對搭接長度新增強度等級因數 ψ_g ，係考量鋼筋之降伏強度對搭接長度的影響。

拉力搭接之規定係鼓勵搭接位置避開高拉力應力區，而移至使用鋼筋量至少為兩倍需求量之處。



圖R25.5.2.1 決定交錯續接 l_d 之搭接鋼筋淨間距

25.5.2.2 不同直徑之受拉鋼筋搭接時，搭接長度 l_{st} 應為大號鋼筋 l_d 與小號鋼筋 l_{st} 之較大值。

25.5.3 受拉銲接麻面鋼線網之搭接長度

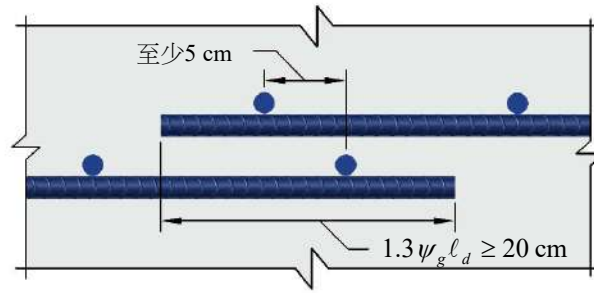
25.5.3.1 受拉銲接麻面鋼線網在搭接長度內有橫交鋼線時，其拉力搭接長度 l_{st} 應為 $1.3 \psi_g l_d$ 及20 cm之較大者，其中， l_d 依第25.4.6.1節(a)計算，並符合下列(a)與(b)之規定

(a) 每一鋼線網之最外側橫交鋼線間重疊應至少5 cm。

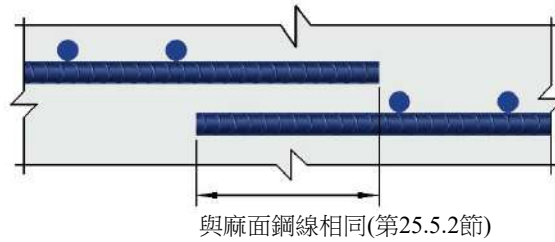
(b) 在伸展長度方向之麻面鋼線，其線徑應為標稱直徑16 mm或較小。

解說：

銲接麻面鋼線網之搭接規定係依據實驗結果 (Lloyd與Kesler, 1969)，符合本節與第25.5.3.1.1節規定之銲接麻面鋼線網搭接，如圖R25.5.3.1所示。若在搭接長度內無橫交鋼線時，採用麻面鋼線之規定。



(a) 第25.5.3.1節(a)



(b) 第25.5.3.1.1節

圖R25.5.3.1 銲接麻面鋼線網之搭接

25.5.3.1.1 若不符合第 25.5.3.1 節(a)之規定，應依據第 25.5.2 節計算 l_{st} 。

25.5.3.1.2 若不符合第 25.5.3.1 節(b)之規定，應依據第 25.5.4 節計算 l_{st} 。

解說：

當銲接麻面鋼線網在搭接方向摻有光面鋼線或線徑大於標稱直徑 16 mm 之麻面鋼線，或麻面鋼線網和光面鋼線網搭接時，其搭接長度宜依據光面鋼線網之搭接規定。

由於試驗顯示，鋼線標稱直徑 19 mm (ASTM D45) 之麻面鋼線依式(25.4.2.3a)僅約達握裹拉力強度之 60 %，故線徑大於鋼線標稱直徑 16 mm (ASTM D31) 之麻面鋼線可視為光面鋼線 (Rutledge與DeVries 2002)。

25.5.3.1.3 若銲接麻面鋼線網為鍍塗布 (鍍鋅) 時，應依據第 25.5.4 節計算 l_{st} 。

25.5.4 受拉銲接光面鋼線網之搭接長度

25.5.4.1 位於每一鋼線網之最外側橫交鋼線間之受拉銲接光面鋼線，其拉力搭接長度 l_{st} 應至少為下列(a)至(c)之最大值：

(a) $s + 5 \text{ cm}$ 。

(b) $1.5\psi_g l_d$ 。

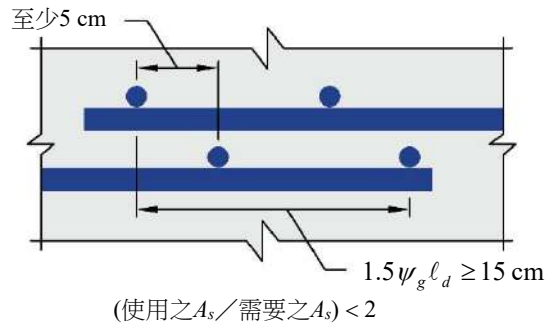
(c) 15 cm。

式中， s 為橫交鋼線間距， l_d 依據第 25.4.7.2 節(b)規定計算。

解說：

銲接光面鋼線網之搭接強度主要依橫交鋼線錨定而得，而非鋼線搭接的長度。因此，搭接規定以橫交鋼線重疊長度為單位 (英吋)，而不採用鋼線直徑或長度。要求 5 cm 之額外搭接長度係為提供橫交鋼線適度的重疊，並提供充分空間使得混凝土可密實澆置於橫交鋼線間。研究 (Lloyd, 1971) 顯示，當銲接鋼

線網之鋼線較大且間距較小時，需要較長之搭接長度，因此，本規範要求銲接光面鋼線網之搭接需有最小15 cm之限制，圖R25.5.4.1顯示搭接要求。在搭接長度內，當鋼線面積 (使用 A_s /需求 A_s) ≥ 2.0 時， l_{st} 可由第25.5.4.2節規定決定。



圖R25.5.4.1 當 (使用之 A_s /需要之 A_s) < 2 時，銲接光面鋼線網之搭接

25.5.4.2 若續接長度內 (使用 A_s /需求 A_s) ≥ 2.0 ，每一鋼線網最外橫交鋼線間之 l_{st} ，應為下列(a)與(b)之較大值：

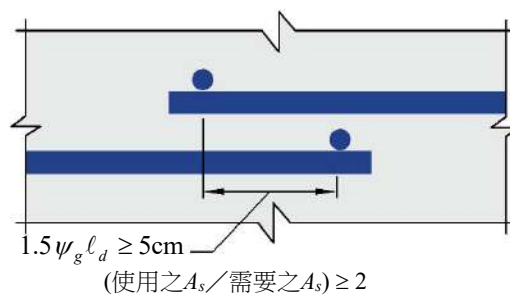
(a) $1.5\psi_g l_d$ 。

(b) 5 cm。

其中， l_d 依據第25.4.7.2節(b)計算。

解說：

當 (使用 A_s /需求 A_s) ≥ 2.0 時，銲接光面鋼線之搭接如圖R25.5.4.2所示。



圖R25.5.4.2 當 (使用之 A_s /需要之 A_s) ≥ 2 時，銲接光面鋼線網之搭接

25.5.5 受壓竹節鋼筋之搭接長度

解說：

握裹研究主要探討受拉鋼筋，受壓鋼筋之握裹行為不如橫向拉力開裂問題複雜，因此，受壓搭接之規範條文不若受拉搭接者嚴格。有關柱筋搭接之特別規定詳見第十章。

25.5.5.1 D36或以下之受壓竹節鋼筋之搭接長度 l_{sc} 應依下列(a)、(b)或(c)計算：

- (a) $f_y \leq 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] : l_{sc} 為 $0.0073f_y d_b$ [$0.071f_y d_b$] 與 30 cm 之較大值。
- (b) $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] $< f_y \leq 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] : l_{sc} 為 $(0.013f_y - 24)d_b$ [$(0.13f_y - 24)d_b$] 與 30 cm 之較大值。
- (c) $f_y > 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa] , l_{sc} 為 $(0.013f_y - 24) d_b$ 與依第 25.5.2.1 節計得之 l_{st} , 取二者之較大值。
- 當 $f'_c < 210 \text{ kgf/cm}^2$ [21 MPa] 時, 搭接長度應增加 1/3。

解說：

美國 ACI 規範委員會相關研究 (ACI Committee 408, 1966 ; Pfister 與 Mattock, 1963) 之實驗顯示, 受壓搭接強度主要依賴鋼筋端部之支承壓力, 且當搭接長度加倍時, 搭接強度不按比例增加。因此, 鋼筋規定降伏強度超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa] 時, 受壓搭接長度需顯著地增加。

25.5.5.2 除第 25.5.5.3 節所允許之情況外, 受壓搭接鋼筋不得使用大於 D36。

25.5.5.3 受壓鋼筋 D43 或 D57 鋼筋得與 D36 或較小鋼筋搭接, 但應符合第 25.5.5.4 節規定。

解說：

一般規定 D43 或 D57 鋼筋不得搭接; 然而, 只是作為受壓時, 則 D43 或 D57 可與 D36 或較小鋼筋搭接。

25.5.5.4 當不同尺度之受壓鋼筋搭接時, 搭接長度 l_{sc} 應為大號鋼筋之受壓伸展長度 l_{dc} 與小號鋼筋之受壓搭接長度 l_{sc} , 取二者之較大值, 其中, l_{dc} 依據第 25.4.9.1 節計算; l_{sc} 依據第 25.5.5.1 節計算。

25.5.6 受壓竹節鋼筋之端承續接

25.5.6.1 對於僅受壓力之鋼筋, 得採用端承續接傳遞壓應力, 鋼筋端部切割方正, 並以適當裝置保持同軸心接觸。

解說：

絕大部分端承續接均使用於柱之垂直向鋼筋。若鋼筋有明顯之傾斜時, 則需特別處理以確保足夠之端承接觸。

25.5.6.2 僅於含有閉合肋筋、箍筋、螺箍筋或閉合箍筋之構材內得使用端承續接。

解說：

本限制為確保在端承續接斷面處保有最小抗剪強度。

25.5.6.3 鋼筋端部應終止於平整面, 其與鋼筋軸心之偏差角小於 1.5 度, 且組裝後, 全接觸面之偏差角應小於 3 度。

解說：

允許偏差值係依據全尺度實務構件之試驗結果, 其中包含 D57 鋼筋。

25.5.7 受拉或受壓竹節鋼筋之機械與銲接續接

解說：

本規範取消強度小於 $1.25f_y$ 之機械與銲接續接。因取消強度小於 $1.25f_y$ 之機械與銲接續接, 發展強度至少 $1.25f_y$ 之機械與銲接續接不再以“全強”稱之。

25.5.7.1 機械或銲接續接應發展其抗拉或抗壓強度至少達鋼筋 $1.25f_y$ 之強度。

解說：

為確保續接保有足夠之強度，使得構材可達到降伏強度，同時避免脆性破壞，因此選擇續接強度為規定降伏強度再增加25%，乃可兼顧適當的最小安全性與實務的最大經濟性。

銲接續接主要為主構材中之大號鋼筋 (D19及以上) 所使用。規定拉力強度為降伏強度之1.25倍，其目的係為獲得充分堅固之銲接，以及足以抵抗壓力。

美國結構鋼筋銲接規範 (AWS D1.4) 已說明，實務上 D22鋼筋及較大鋼筋以直接對銲較適宜，因而不規定鋼筋需直接對銲。

25.5.7.2 鋼筋銲接應符合第26.6.4節規定。

25.5.7.3 除第25.5.7.4節之規定外，機械或銲接續接位置不須錯開。

解說：

雖然機械與銲接續接位置不需錯開，但仍鼓勵錯開，因在續接位置可提供足夠裝置空間增進施工性，或可符合鋼筋間淨距規定。

25.5.7.4 受拉構材之鋼筋續接，應依第25.5.7.1節規定使用機械或銲接續接，相鄰鋼筋之續接應錯開至少75 cm。

解說：

受拉構材具有下列特性：構材有足夠之軸拉力，使得全斷面均為拉應力；鋼筋應力已達某一水準，使得每一根皆完全有效；各邊有限的混凝土保護層厚度。可歸類為受拉拉桿之構材如：拱之繫桿、高架支承結構之懸吊裝置，以及桁架之主要拉力構件。

根據前述之特性判斷構材是否歸類為受拉拉桿時，宜考慮構材之重要性、功能、設計細節和應力狀況等。例如，常見之大型圓形水塔，具有許多鋼筋與錯開良好且間距大之續接，故不歸類為受拉拉桿構材，其鋼筋續接可使用B級搭接。

25.6 束筋

25.6.1 非預力鋼筋

25.6.1.1 束筋為多根平行鋼筋捆紮成束，其作用如同單根鋼筋，任一束筋內不得多於四根鋼筋。

解說：

規範中所謂「捆紮成一束，其作用如同單根鋼筋」之目的係為避免同一平面上有超過二支鋼筋情況。對於三筋或四筋之束筋，斷面上之典型形狀為三角形、L形或正方形。實務上需小心謹慎，大於單根鋼筋深度之束筋，無法在彎曲平面上整體彎成鉤狀或彎曲，當束筋需要端部彎鉤時，盡量錯開各單筋彎鉤。

- 25.6.1.2 束筋應由橫向鋼筋所圍束。受壓構材之束筋應使用D13以上之橫向箍筋圍束之。
- 25.6.1.3 梁內束筋不得採用大於D36之鋼筋。

解說：

梁內大於D36之鋼筋不得做成束筋之限制乃為建築物構材尺度之實務限制（美國橋梁設計規範 AASHTO LRFD 容許橋梁大梁使用D43及D57之雙筋束筋）。為符合第24.3節之裂縫控制要求，實際上將排除大於D36之束鋼作為梁拉力鋼筋之用。

- 25.6.1.4 束筋終止於受撓構材跨度內時，束內每根鋼筋應終止於不同點，各終止點至少錯開 $40d_b$ 之距離。

解說：

美國ACI規範委員會相關鋼筋握裹研究 (ACI Committee 408, 1966) 顯示，束筋內每根鋼筋之斷點宜錯開。

- 25.6.1.5 受拉或受壓束筋內個別鋼筋之伸展長度，應按其單筋之伸展長度再增加，三根成束者增加20%；四根成束者增加33%。

解說：

當束筋由三根或四根鋼筋網紮組成時，其伸展長度宜由個別鋼筋伸展長度再增加額外長度，此乃鋼筋成束後，鋼筋間之核心部分缺乏混凝土包覆，不易產生握裹力，因此需額外再增加伸展長度。

第25.4.3節未包含束筋標準彎鉤之伸展規定。

- 25.6.1.6 成束鋼筋應視為一根鋼筋，其等值面積為束筋所有鋼筋面積之總和，且其形心為束筋之形心，等值直徑由等值面積計算。決定下列 (a) 至 (e) 時，應以束筋之等值直徑作為 d_b 代入：
- (a) 以 d_b 計算鋼筋間距限制。
 - (b) 以 d_b 規定保護層。
 - (c) 第25.4.2.2節中之鋼筋間距與保護層。
 - (d) 第25.4.2.3節中之圍束條件。
 - (e) 第25.4.2.4節修正因數 ψ_e 。

解說：

雖然束筋之續接及伸展長度以個別鋼筋直徑計算後，再增加20%或33%，但仍有必要使用束筋等值總面積計算求得之等值直徑，作為決定第25.4.2.2節之鋼筋間距與保護層；第25.4.2.3節之圍束條件， $[(c_b + K_{tr})/d_b]$ ；以及第25.4.2.4節之修正因數 ψ_e 。第25.4.2.2節中所有計算式與式(25.4.2.3a)，括弧外之鋼筋直徑 d_b ，仍需以束筋內個別鋼筋之直徑計算。

- 25.6.1.7 束筋搭接長度，應先計算束筋內個別鋼筋之搭接長度，再依第25.6.1.5節規定增加長度。束筋內個別鋼筋之續接位置不得相互重疊，束筋不可作整束之搭接。

解說：

束筋內之鋼筋，其暴露於混凝土之周邊長度減少，所以需增加鋼筋搭接長度。束筋僅可以個別鋼筋

逐一搭接。

25.6.2 後拉預力鋼腱套管

25.6.2.1 若混凝土可充分澆置於後拉預力鋼腱套管間，且已採取措施避免預力鋼筋穿破套管時，後拉預力鋼腱套管得採成束使用。

解說：

當大梁中後拉預力鋼筋套管採用垂直向密排時，宜採取措施避免預力鋼筋穿破套管。套管若水平向配置，較能妥善澆置混凝土。採用套管間之淨間距為1-1/3倍之粗粒料標稱最大粒徑且不小於2.5 cm 時，經證明可以滿足上述需求。

當鋼腱或套管太過集中導致在混凝土保護層形成脆弱面時，需設置鋼筋以控制裂縫。

25.7 橫向鋼筋

25.7.1 肋筋

25.7.1.1 肋筋應在保護層及鄰近鋼筋配置許可下，儘可能延伸靠近構材之受壓面及受拉面，且兩端應予錨定。當作為剪力鋼筋時，肋筋應自最大壓應力處延伸一段距離 d 。

解說：

因為在接近極限狀態時，撓曲拉力裂縫會深入受壓區，因此肋筋之肢材（腿）宜儘可能延伸至接近構材受壓側之外緣。

剪力及扭力鋼筋之兩端有適當之錨定措施是非常重要的，使得對任何一側之潛在斜裂縫均可發揮效果。錨定措施通常需為標準彎鉤，或依本章規定之鋼筋端部轉角。

25.7.1.2 在錨定端之間，單U形或複U形肋筋中間之彎折，及閉合肋筋之每一處彎折，均應緊繞於縱向鋼筋或鋼腱上。

25.7.1.3 竹節鋼筋及鋼線之錨定應依(a)、(b)或(c)之規定：

(a) D16鋼筋及線徑16 mm鋼線或更小者，以及D19至D25鋼筋且其 $f_{yt} \leq 2,800 \text{ kgf/cm}^2$ [28 MPa] 者，應以標準彎鉤緊繞於縱向鋼筋上。

(b) D19到D25鋼筋且其 $f_{yt} > 2,800 \text{ kgf/cm}^2$ [28 MPa] 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設長度不小於 $0.053d_b f_{yt} / \lambda \sqrt{f'_c}$ [$0.17d_b f_{yt} / (\lambda \sqrt{f'_c})$]，其中， λ 依表25.4.3.2之規定。

(c) 在格柵小梁構造中，使用D13鋼筋及線徑13 mm鋼線或更小者，其端部僅用標準彎鉤。

解說：

竹節鋼筋或鋼線不容許以直線方式錨定，因為直線錨定之肋筋在混凝土澆置時甚難保持定位。另外當肋筋缺乏端部彎鉤，且剪力裂縫通過肋筋端部時，可能造成肋筋失效。

對於D16鋼筋或更小之肋筋，係依第25.3.2節規定，以標準彎鉤提供錨定，並將彎鉤緊繞於縱向鋼筋上。

對於D19、D22及D25肋筋 f_{yt} 僅為2,800 kgf/cm² [28 MPa] 者，以標準肋筋彎鉤緊繞於縱向鋼筋上提供足夠的錨定。

對於D19、D22及D25肋筋之 f_{yt} 大於2,800 kgf/cm² [28 MPa] 者，宜檢核埋設長度。以135° 或180° 彎

鉤為佳，但採 90° 彎鉤時，如已依第25.3.2節之規定，將彎鉤自由端延伸12倍直徑長，則 90° 彎鉤亦可使用。

因為不可能將D19、D22及D25肋筋彎鉤緊繞於縱向鋼筋上，及鋼筋設計應力大於 $2,800 \text{ kgf/cm}^2$ [28 MPa]，所以肋筋之錨定由彎鉤型式及是否提供伸展長度而定。

在肋筋彎鉤內之縱向鋼筋可限制撓曲裂縫的寬度，甚至在拉力區內亦有效。因為當平行於彎鉤鋼筋平面之劈裂發生時，肋筋彎鉤不能失敗，因此，第25.4.3.1節(a)所使用之彎鉤強度已經調整以反映彎鉤附近保護層及圍束之影響。

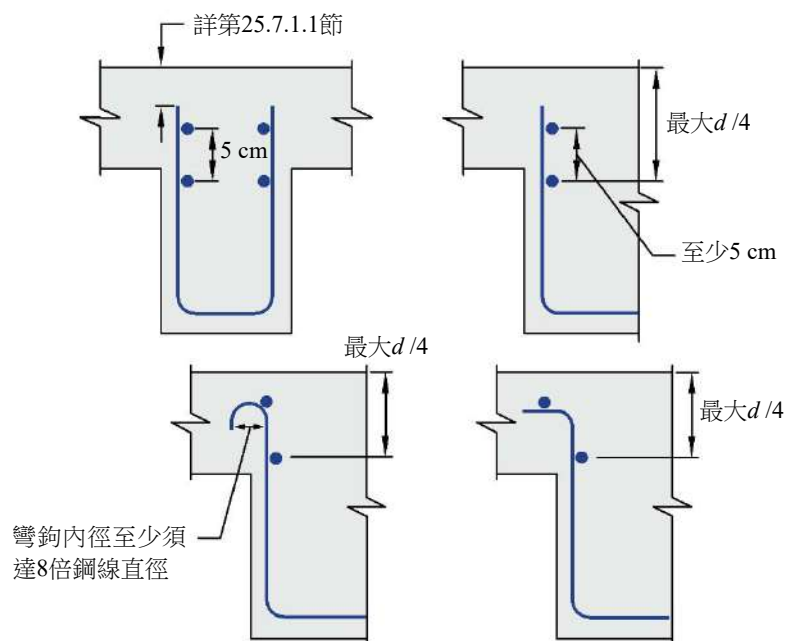
小梁所使用小號之鋼筋或鋼線，可採標準彎鉤錨定，而不需緊繞於縱向鋼筋上，亦容許採用連續彎折鋼筋形成沿格柵小梁方向一系列之單肢肋筋。

25.7.1.4 銲接鋼線網組成之單U形肋筋之每一肢錨定，應採用下列(a)或(b)方法：

- (a) U形肋筋每肢頂端應有兩根沿構材且相距 5 cm 之縱向鋼線。
- (b) 每肢應有兩根縱向鋼線，距受壓面均不超過 $d/4$ ，且兩者相距至少 5 cm ，較近於受壓面之縱向鋼線得配置於該肢彎曲部分之外或置於內徑至少 $8d_b$ 之彎曲部分上。

解說：

銲接鋼線肋筋之錨定規定，詳圖R25.7.1.4。



圖R25.7.1.4 銲接鋼線網U形肋筋端部在受壓區之錨定

25.7.1.5 銲接鋼線網單肢肋筋之每一端錨定，應設置兩根縱向鋼線，其間距至少 5 cm ，並依下列(a)及(b)之規定。

- (a) 內側縱向鋼線至梁有效深度中線 $d/2$ 之處之距離至少為 $d/4$ 或 5 cm 之較大值。
- (b) 拉力側之外側縱向鋼線與構材表面之距離不得大於最近構材表面主撓曲鋼筋與表面之距離。

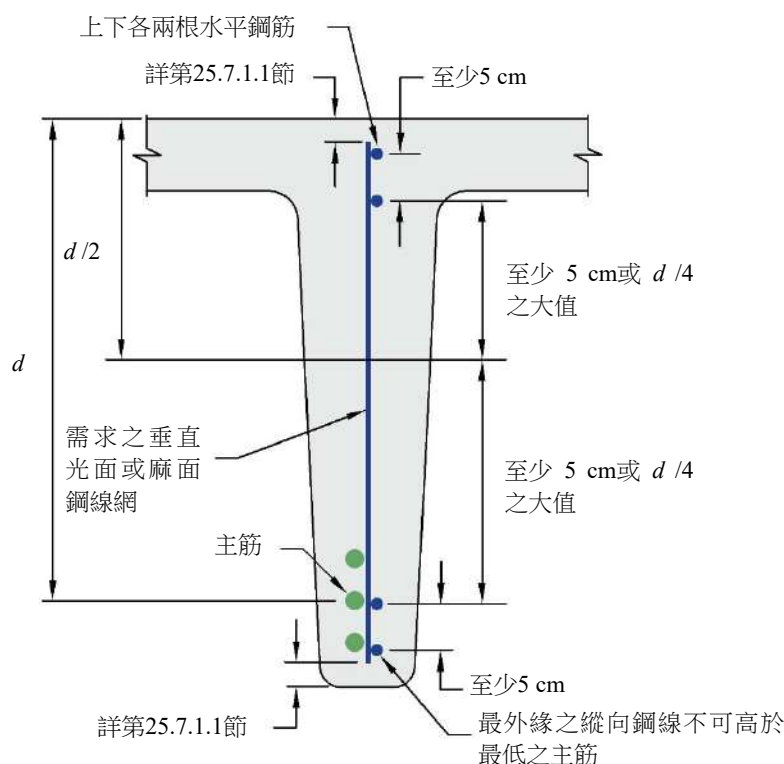
解說：

在預鑄及預力混凝土工業中使用鉚接鋼線網作抗剪鋼筋已很普遍。接受使用單片鋼線網作抗剪鋼筋之理由，參見PCI/WRI 專門委員會聯合發表之Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement (1980)。

對單肢鉚接鋼線網在受拉側之錨定規定，強調縱向鋼線之位置宜與最外側之受拉主筋同高，以避免受拉鋼筋處之混凝土產生劈裂現象。

圖R25.7.1.5說明鉚接鋼線網單肢肋筋之錨定規定。對單肢鉚接鋼線網之錨定，本規範容許以彎鉤或在構材之受壓和受拉側分別提供埋設長度（參見第25.7.1.3節(a) 及第25.7.1.4節），以及只在受壓側提供埋設長度（參見第25.7.1.3節(b)）。

本節提供單肢直線鉚接鋼線網，使用縱向鋼線及適當之埋設長度在構材之壓力和拉力側分別錨定。



圖R25.7.1.5 單肢鉚接鋼線網抗剪肋筋之錨定

25.7.1.6 用於扭力或整體性鋼筋之肋筋，應為垂直於構材軸向之閉合肋筋。若採用鉚接鋼線網，其橫向鋼線應垂直於構材軸向，該等肋筋應依據(a)或(b)之規定錨定：

- (a) 端部應以135°標準彎鉤繞於縱向鋼筋上。
- (b) 當錨定部位周圍之混凝土受到翼板、樓板或類似構材所束制，不致發生剝落情形時，則依第25.7.1.3節(a)或(b)或第25.7.1.4節之規定。

25.7.1.6.1 用於扭力或整體性鋼筋之肋筋，得採用單U形肋筋與繫筋組合之：單U形肋筋依第25.7.1.6節(a)之規定錨定，並由繫筋與之閉合，繫筋之90°彎鉤應受到翼板、樓板或類似構材所束制，以避免混凝土剝落情形發生。

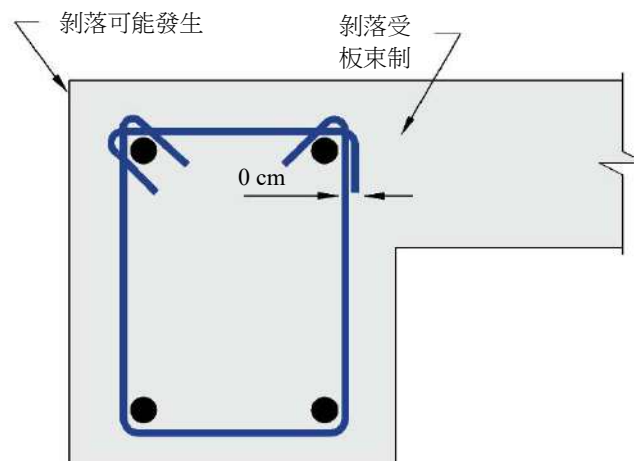
解說：

承受扭力產生的斜拉力時，需配置縱向及閉合橫向鋼筋。由扭力產生的斜向開裂可能發生於構材之全部表面，因此肋筋宜閉合。

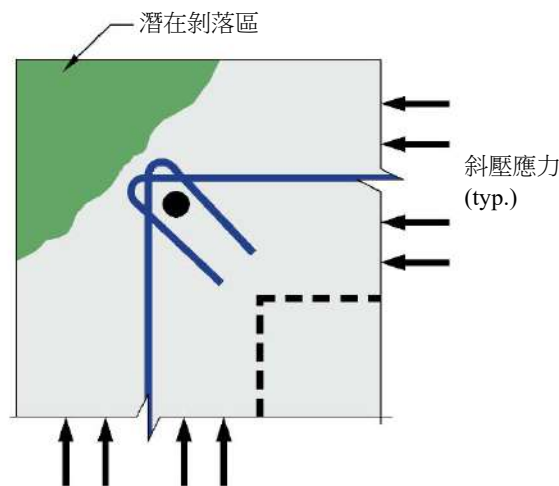
在主要承受扭力的斷面，在高扭矩時肋筋外之混凝土側邊保護層剝落 (Mitchell與Collins 1976)，將致使搭接肋筋失效，造成過早的扭力失敗 (Behera與Rajagopalan 1969)，此種情況，閉合肋筋不可由成對的U形肋筋互相搭接組成。

當矩形梁承受扭力導致破壞時，梁角隅會因立體桁架行為之混凝土角隅處斜壓應力轉向而剝落，參見圖R25.7.1.6(b)。當此種情況發生時，以90° 彎鉤錨定之閉合肋筋經試驗證明會失敗 (Mitchell與Collins 1976)，因此，在所有狀況扭力肋筋皆優先採用135° 標準彎鉤或耐震彎鉤。

在梁邊有相接之混凝土樓板或翼板可阻止剝落時，第25.7.1.6節(a)因樓板提供圍束效果而可解除此項規定，允許採用90° 彎鉤 (參見圖R25.7.1.6a)。



(a) 縱剖面



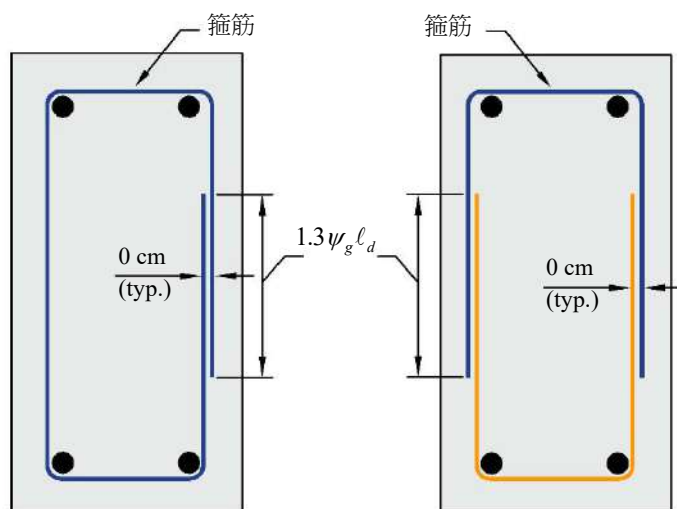
(b) 角隅詳圖

圖R25.7.1.6 梁承受扭力時之角隅剝落

25.7.1.7 除用於承受扭力或圍繞整體性鋼筋外，閉合肋筋可由一對U形肋筋搭接使之閉合，其搭接長度至少 $1.3\psi_g l_d$ 。當構材深度至少45 cm，且肋筋每肢 $A_{bf} f_{yr} \leq 4,000 \text{ kgf}$ [$A_{bf} f_{yr} \leq 40 \text{ kN}$]，若肋筋每肢均延伸至構材全深時，則該搭接可視為足夠。

解說：

透過控制第25.5.2節之搭接規定，將一對U形肋筋組合成符合搭接需求之閉合肋筋。圖R25.7.1.7說明肋筋藉搭接構成閉合肋筋。



圖R25.7.1.7 閉合肋筋樣式

25.7.2 箍筋

25.7.2.1 箍筋應由竹節鋼筋彎製為閉合形狀而成，其間距應符合下列(a)及(b)：

- (a) 淨間距至少 $(4/3)d_{agg}$ 。
- (b) 中心距不得大於縱向鋼筋之 $16d_b$ 、箍筋之 $48d_b$ 與最小構材尺度。

25.7.2.2 箍筋直徑應至少為(a)或(b)：

- (a) 縱向鋼筋不大於D32者採用D10以上之箍筋。
- (b) 縱向鋼筋大於D32或為束筋者採用D13以上之箍筋。

解說：

本節規定適用於繫筋及箍筋。

25.7.2.2.1 符合表 20.2.2.4a 規定之等值面積之麻面鋼線或銲接鋼線網，得用以替代第 25.7.2.1 節規定之竹節鋼筋。

25.7.2.3 直線構成之箍筋，其配置應符合(a)及(b)之規定：

- (a) 每個角隅及每隔一根之縱向鋼筋，應有箍筋圍繞以提供橫向支撐，其內轉角不得大於 135° 。
- (b) 無橫向支撐鋼筋沿箍筋方向至兩側有橫向支撐鋼筋之淨距均不得大於 15 cm 。

解說：

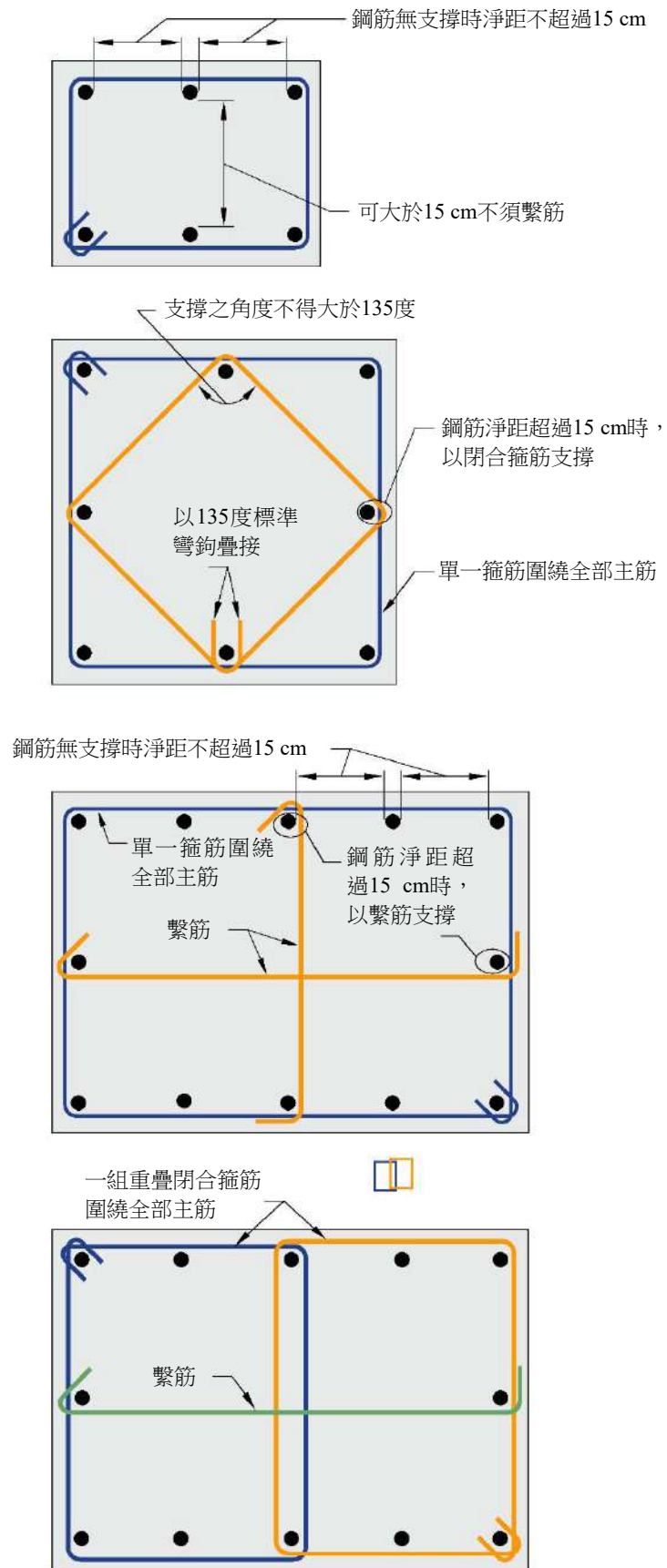
箍筋之最大可允許內轉角為 135° ，另當沿著箍筋方向相鄰鋼筋間距大於 15 cm 時，需有充分側撐之鋼筋，如圖R25.7.2.3a所示。

鋼筋採全長配置（無搭接）之全尺度箍筋柱軸向抗壓有限的試驗 (Pfister 1964) 顯示，每兩根縱向鋼筋淨間距在 15 cm 內，且縱向鋼筋具側向支撐，可適用於承受軸壓力之柱。

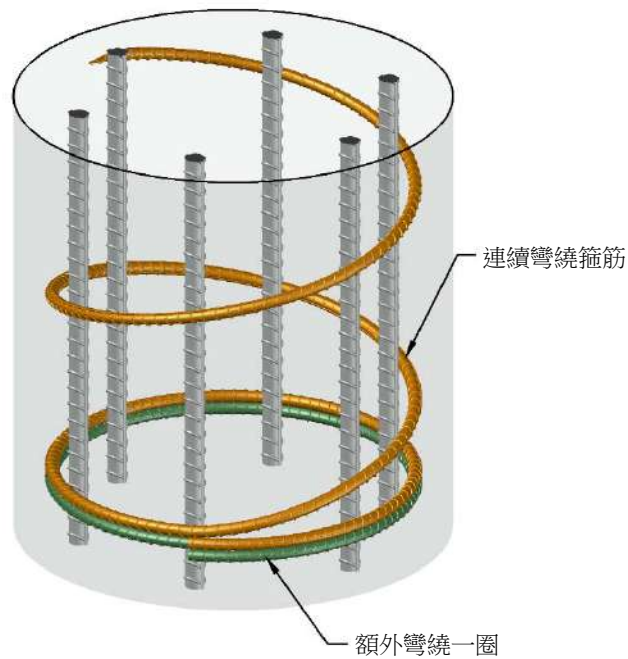
連續圍繞之鋼筋或鋼線，若其斷面積及間距可至少等同分離箍筋之斷面積及間距時，亦可視為箍筋。

連續圍繞之鋼筋或鋼線，其端部之錨定宜有等同鋼筋端部之標準彎鉤，或於端部多繞一圈與箍筋相同之形狀 (參見圖R25.7.2.3b)。

圓形連續圍繞之鋼筋或鋼線，若符合第25.7.3節之規定則可視為螺箍筋，否則僅能視為箍筋。



圖R25.7.2.3a 柱主筋間側向支撐尺度與直線構成箍筋之錨定示意圖



圖R25.7.2.3b 連續箍筋之錨定

25.7.2.3.1 直線構成之箍筋錨定應以符合第 25.3.2 節之標準彎鉤緊繞縱向鋼筋。箍筋不得採擴頭竹節鋼筋以互鎖方式組合而成。

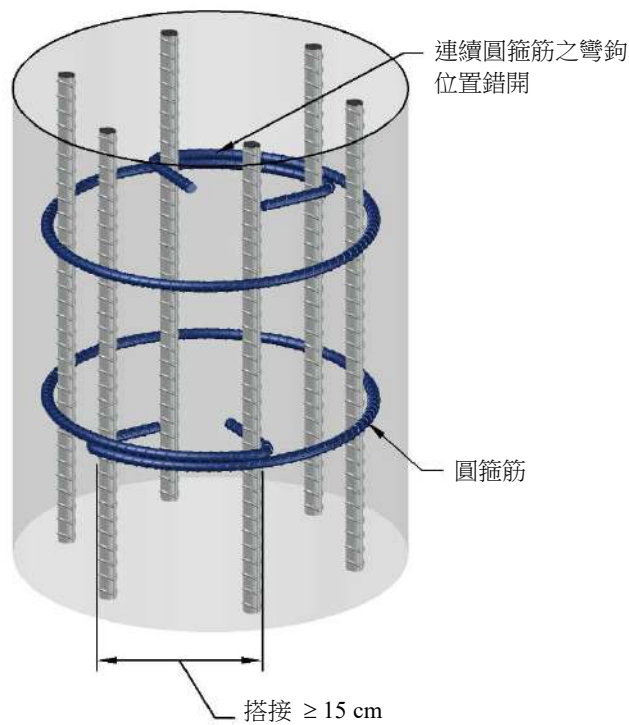
解說：

箍筋之標準彎鉤僅適用於竹節鋼筋，且宜儘可能上、下位置錯開。

25.7.2.4 若縱向鋼筋繞圓周圍排列，得使用圓形箍筋。

解說：

當構材之主筋排列於箍筋之圓周上，則可採用螺箍筋或圓形箍筋。通常以螺箍筋之效果較佳。



圖R25.7.2.4 圓箍筋之錨定

25.7.2.4.1 單一圓形箍筋之端部錨定應符合(a)至(c)之規定：

- (a) 端部應重疊至少 15 cm。
- (b) 端部應以符合第 25.3.2 節之標準彎鉤緊繞於縱向鋼筋。
- (c) 相鄰圓形箍筋之端部重疊部分於環繞縱向鋼筋圓周上之位置應錯開。

解說：

相鄰圓形箍筋之端部重疊部分若錨定於單一主鋼筋上時，可能造成垂直劈裂及箍筋之束制喪失。因此，相鄰圓形箍筋之彎鉤錨定位置不宜於同一根主鋼筋上 (參見圖R25.7.2.4)。

25.7.2.5 用於承受扭力之箍筋應垂直於構材軸向，並依(a)或(b)之規定錨定：

- (a) 端部應以135° 標準彎鉤或耐震彎鉤緊繞於縱向鋼筋。
- (b) 當環繞錨定部位之混凝土受束制不致發生剝落時，依第25.7.1.3節(a)或(b)或第25.7.1.4節之規定。

解說：

參見第25.7.1.6節解說。

25.7.3 螺箍筋

25.7.3.1 螺箍筋為包含等間距之連續鋼筋或鋼線，其淨間距應符合(a)或(b)：

- (a) 至少大於2.5 cm與 $(4/3)d_{agg}$ 之較大值。
- (b) 不得大於7.5 cm。

解說：

螺箍筋宜能保持適當間距及配置，並能固定在正確位置，澆置混凝土時不致偏離設計位置。

25.7.3.2 現場澆置施工之混凝土構材，螺箍筋或鋼線直徑不得小於10 mm。

解說：

為了工程實務考量，現場澆置混凝土構材之螺箍筋最小直徑為10 mm (D10竹節或光面鋼筋)。螺箍筋標準尺寸為直徑10 mm、13 mm、與16 mm 之熱軋或冷拉之光面或竹節鋼筋。

25.7.3.3 除深基礎之橫向鋼筋外，螺箍筋之體積比 ρ_s 不得小於下式之值：

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}} \quad (25.7.3.3)$$

式中， f_{yt} 不得大於7,000 kgf/cm² [690 MPa]。

解說：

螺箍筋增加柱核心混凝土強度之效應，將等到載重及變形逐漸增加至螺箍筋外圍混凝土剝落後才會完全呈現。式(25.7.3.3)規定之螺箍筋使用量，乃期望提供額外承受軸向載重之強度，可抵消或略超過螺箍外圍混凝土剝落所損失強度。

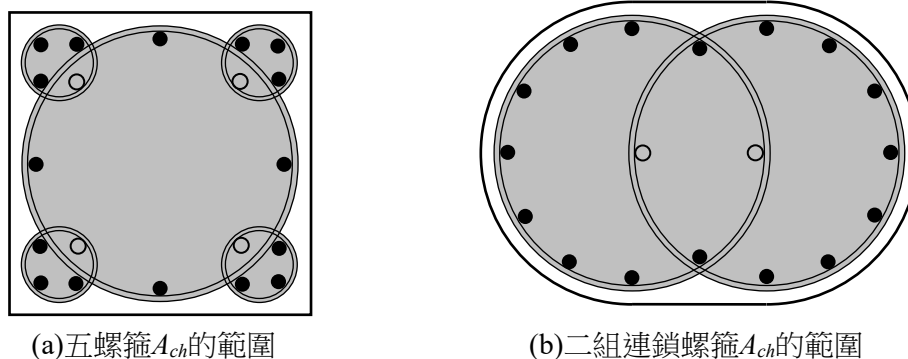
式(25.7.3.3)為Richart (1933) 所提供。

試驗及經驗顯示，受壓構材如依本節配置螺箍筋使用量時，可展現顯著之韌度與延性。研究 (Richart 等人1929; Richart 1933; Pessiki等人 2001; Saatcioglu與 Razvi 2002) 顯示，降伏強度至7,000 kgf/cm² [690 MPa] 之鋼筋尚可有效圍束柱核心混凝土。

25.7.3.4 採用多螺箍筋計算式(25.7.3.3)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R25.7.3.4。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} 之行為與單螺箍相當，可以式(25.7.3.3)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。

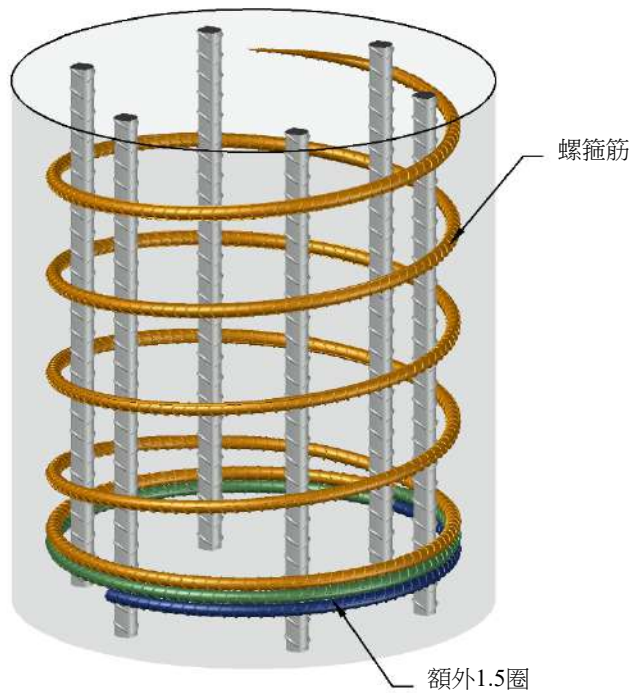


圖R25.7.3.4 多螺箍筋之示意圖

25.7.3.5 螺箍筋應於兩端以額外1.5圈之螺箍鋼筋或鋼線作為錨定。

解說：

螺箍筋之錨定見圖R25.7.3.5。



圖R25.7.3.5 螺箍筋之錨定

25.7.3.6 螺箍筋得以(a) 或(b)之方式續接：

(a) 依第25.5.7節規定之機械式或銲接續接方式。

(b) f_{yt} 不超過 $4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [42 MPa] 時，依第25.7.3.7節之規定搭接。

25.7.3.7 螺箍筋之搭接長度不小於30 cm與表25.7.3.7所列之搭接長度。

表 25.7.3.7 螺箍筋之搭接長度

鋼筋	塗布	搭接螺箍鋼筋或鋼線之端部	搭接長度 cm
竹節鋼筋	無塗布或鍍鋅	無需彎鉤	$48d_b$
	環氧樹脂塗布，或鍍鋅及環氧樹脂雙層塗布	無需彎鉤	$72d_b$
		第25.3.2節 ^[1] 之標準彎鉤	$48d_b$
麻面鋼線	無塗布	無需彎鉤	$48d_b$
	環氧樹脂塗布	無需彎鉤	$72d_b$
		第25.3.2節 ^[1] 之標準彎鉤	$48d_b$
光面鋼筋	無塗布或鍍鋅	無需彎鉤	$72d_b$
		第25.3.2節 ^[1] 之標準彎鉤	$48d_b$
光面鋼線	無塗布	無需彎鉤	$72d_b$
		第25.3.2節 ^[1] 之標準彎鉤	$48d_b$

^[1] 彎鉤應埋設在螺箍筋所圍束之核心內。

25.7.3.8 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6 cm，可避免因螺箍直徑過小而造成重疊區域不足的現象。

25.7.4 閉合箍筋

25.7.4.1 閉合箍筋應為一閉合式箍筋或連續繞箍，可由數根鋼筋構件構成，且構件之兩端均為耐震彎鉤。

解說：

參見第25.7.4.2節解說。

25.7.4.2 鋼筋構件端部應為第25.3.4節所規定之耐震彎鉤並緊繞於縱向鋼筋上。閉合箍筋不得採擴頭鋼筋以互鎖方式組合而成。

解說：

取決於縱向鋼筋分布方式以及邊界構材的尺寸，特殊結構牆中的邊界構材可能需要配置相互重疊之閉合箍筋(參見第18.7.6.4(f)節之規定)。

25.8 後拉預力之錨定器與續接器

25.8.1 鋼腱之錨定器與續接器在無握裹情況下進行試驗時，至少應能承受 f_{pu} 之95%，且不超過預期之變形量。

解說：

當在無握裹情況下進行試驗，對握裹與無握裹鋼腱之鋼腱錨定與續接器組件之需求強度，可依試驗中預力鋼筋規定抗拉強度之95%來訂定。

預力鋼筋宜符合第20.3.1節所述相關標準之最低要求。

錨定器與續接器的規定強度遠超過預力鋼筋之最大設計強度，同時也可確認大部分可用之後拉法錨定器與續接器之應力集中效應。

錨定器與續接器於破壞實驗中常有變形與位移，因此錨定器與續接器之強度宜配合最小永久變形與位移。

預力鋼筋組件宜符合ACI 423.7所規定最大伸長量為2%之要求。

錨定器與續接器之靜態與疲勞試驗方法，參見ICC-ES Acceptance Criteria AC303 (2011)。

25.8.2 握裹鋼腱之錨定器與續接器之位置，應能使後拉預力鋼筋於構材內握裹後，在臨界面處發揮100%之 f_{pu} 。

解說：

鋼腱錨定器或續接器之錨定握裹強度可低於預力鋼筋規定抗拉強度之100%，但僅能用於錨定器或續

接器與臨界面間之握裹伸展長度，等於或大於達到預力鋼筋強度所需長度之情況。

握裹長度可依據未施拉預力鋼絞線 (Salmons與 McCrate 1977, PCA 1980) 或其他預力鋼筋之握裹特性測試結果計算。

25.8.3 無握裹預力鋼筋承受反覆載重時，其錨定器與續接器應特別注意疲勞破壞之可能性。

解說：

有關疲勞載重之文獻資料參見ACI 215R。

無握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ACI 423.3R (第4.1.3節) 及ACI 301 (第15.2.2節)。

25.8.4 續接器應設置於設計者所指定之區域，且其套管應有足夠長度，可容納施預力時產生之移動量。

25.9 後拉預力鋼腱錨定區

25.9.1 通則

解說：

在公路橋梁設計規範中，對於後拉預力鋼腱錨定區鋼筋細部之分析及詳細規定，被認為是為了滿足本規範之一般規定。在錨定裝置特定區域內之性能評估及驗收試驗，本規範參考公路橋梁設計規範之規定。

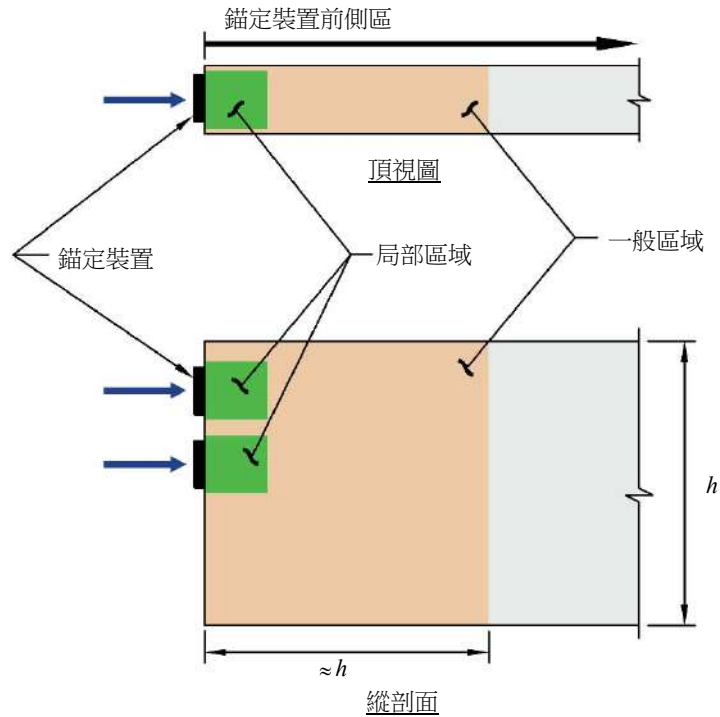
25.9.1.1 後拉預力鋼腱錨定區應包含(a)及(b)兩區域：

- (a) 局部區域應假設為一混凝土矩形棱柱體 (或圓形、橢圓錨定之等值矩形棱柱體)，緊繞在錨定裝置和圍束鋼筋周圍
- (b) 包括局部區域之一般區域應假設為可將後拉法預力構材所施加之集中預力，經過此區傳遞至混凝土，並均勻分布至斷面上

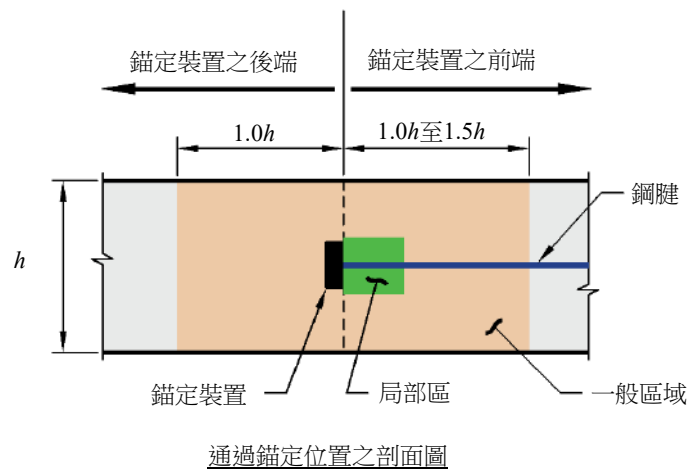
解說：

依據St. Venant's原理，錨定區之延伸範圍可預估約等於該構材斷面最大尺度，局部區域及一般區域見圖R25.9.1.1a。

若施拉遠離構材端部之錨定裝置時，在錨定裝置之前後均會產生甚大之局部拉應力，此拉應力是因變形不一致所產生，圖R25.9.1.1b所示之整個陰影區宜視為一般區域設計。



圖R25.9.1.1a 局部與一般區域



通過錨定位置之剖面圖

圖R25.9.1.1b 錨定裝置非設於構材端部之一般區域

- 25.9.1.2 局部區域應依照第25.9.3節設計。
- 25.9.1.3 一般區域應依照第25.9.4節設計。
- 25.9.1.4 後拉法施拉預力時，混凝土所需抗壓強度應符合第26.10節之規定。
- 25.9.1.5 設計過程應考慮預力之施力順序，並符合第26.10節之規定。

解說：

錨定器之施力順序對一般錨定區域之應力有顯著影響，因此不但要考慮全部鋼腱均施力完成之最後階段，亦要包括各施力過程階段。後拉預力鋼腱施力過程之組合及整體預力鋼腱，在每一施力階段所造成之最臨界爆裂力均宜納入考量。

25.9.2 需求強度

25.9.2.1 作用於錨定裝置之因數化預力 P_{pu} 應超過(a)至(c)之最小值。其中，1.2為依第5.3.11節規定之載重因數：

(a) $1.2 (0.94f_{py})A_{ps}$ 。

(b) $1.2 (0.80f_{pu})A_{ps}$ 。

(c) 千斤頂製造商所標示之最大施力乘以1.2。

解說：

因數化預力為載重因數及最大容許預力之乘積。施預力時之最大容許預力依照第20.3.2.5.1節之規定。

25.9.3 局部區域

25.9.3.1 後拉預力錨定之局部區域設計，應依據公路橋梁設計規範第8.21.7節之規定：

25.9.3.2 使用特殊錨定裝置時，除規定之錨定裝置圍束鋼筋外，另應額外配置表層輔助鋼筋。

解說：

局部區域承受錨定裝置所產生之高局部應力，並將該應力傳遞至錨定區之其他區域。由於局部區域之行為深受錨定裝置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，有時候需於錨定裝置選定後才能完成。

局部區域之設計重點主要為高承壓應力影響，以及提供適度的圍束鋼筋以增強混凝土承壓力。

25.9.3.2.1 表層輔助鋼筋應與經合格驗收試驗之錨定裝置所使用之表層輔助鋼筋型式類似，且體積比至少為等值。

解說：

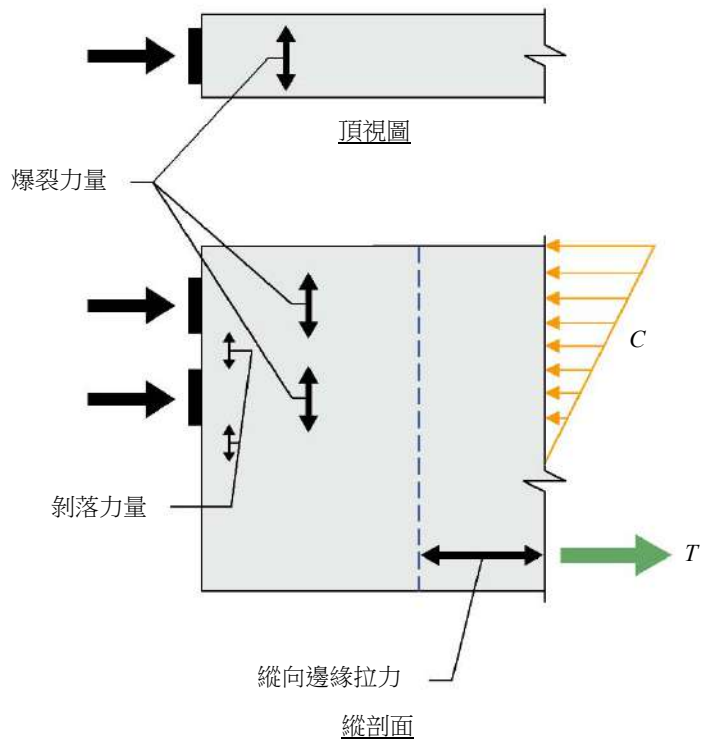
表層鋼筋係配置於靠近錨定區之外側表面，用以限制局部裂紋寬度及間距。配置於一般區之其他用途鋼筋（例如：收縮及溫度）亦可用來滿足表層輔助鋼筋需求。

表層輔助鋼筋之決定係視錨定裝置硬體之選用而定，常需待特定錨定裝置選定後才能決定。

25.9.4 一般區域

解說：

在一般區域，斷面的平面維持平面之假設將不適用。拉應力可由鋼腱錨定裝置產生，包括爆裂力、剝落力及邊緣拉力，如圖R25.9.4所示，設計時宜納入考量。另外，在緊鄰局部區域前之壓應力宜需檢核（圖R25.9.1.1b）。

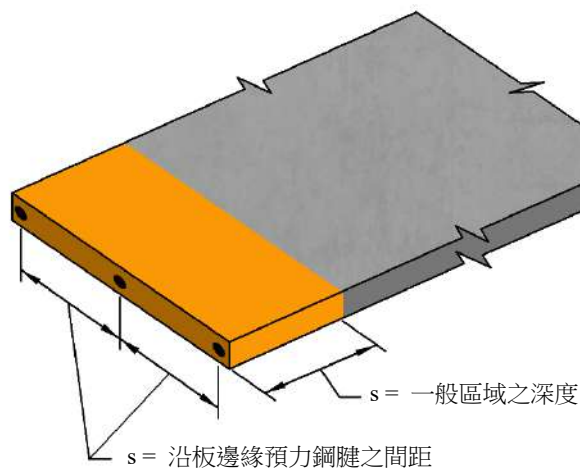


圖R25.9.4 一般區域內之拉應力區

25.9.4.1 一般區域所延伸之範圍等於斷面之最大尺度。在樓板設置錨定或錨定群，沿樓板邊緣等間距配置，則一般區域之深度應取同鋼腱之間距。

解說：

樓板之一般區域深度定義於公路橋梁設計規範第8.21.2節第1項，如同預力鋼腱之間距 (圖R25.9.4.1)。單根鋼絞索錨定參見第25.9.4.4.6節。



圖R25.9.4.1 後拉預力板內之一般區域尺度

25.9.4.2 錨定裝置設在構材端部以外時，一般區域應包含錨定裝置之前端與後端受影響區域。

解說：

錨定裝置設在構材端部以外時，一般區域之範圍參見圖R25.9.1.1b。

25.9.4.3 一般區分析

25.9.4.3.1 (a)至(c)之方法得用來設計一般區域：

- (a) 符合第二十三章之壓拉桿方法
- (b) 線性應力分析法，包含有限元素分析法或其他同等方法
- (c) 除第 25.9.4.3.2 節另有限制外，可使用公路橋梁設計規範第 8.21.6 節之簡化公式

一般區域之設計亦可採用其他方法，惟該方法所用特定程序之設計結果，其預期強度與綜合性試驗之結果需大致符合。

解說：

設計方法包括公路橋梁設計規範 與Breen等人 (1994) 所提供之設計程序指引，這些設計程序所計得之預期強度，相較於試驗結果，顯示尚屬保守 (Breen等人1994)。

壓拉桿模式對於一般錨定區域之設計特別有用 (Breen等人 1994)。在許多錨定應用上，對於有堅實或大量混凝土圍繞之錨定裝置，除第25.9.4.3.2節所註明之情況外，可使用公路橋梁設計規範與Breen等人 (1994) 提供之簡化公式。

爆裂力 T_{burst} 及由錨定主要支承面量至中心之距離 d_{burst} ，可分別由式(R25.9.4.3.1a)及式(R25.9.4.3.1b)求得。公式中所使用的項目，參見圖R25.9.4.3.1，圖示為預力有一小偏心距之情況。

這些公式應用於超過1根鋼腱之情況時，宜考慮施加預力之順序。

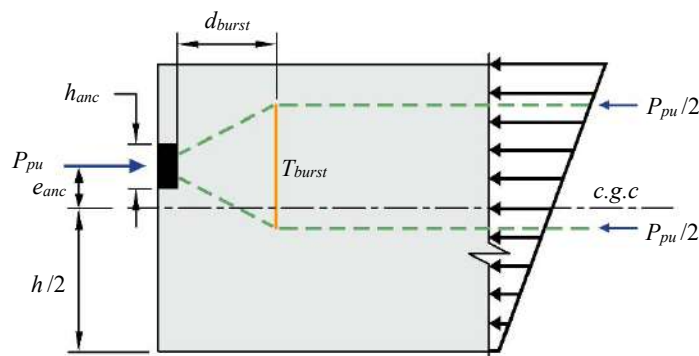
$$T_{burst} = 0.25 \sum P_{pu} \left(1 - \frac{h_{anc}}{h} \right) \quad (R25.9.4.3.1a)$$

$$d_{burst} = 0.5(h - 2e_{anc}) \quad (R25.9.4.3.1b)$$

式中， $\sum P_{pu}$ = 個別鋼腱力量 P_{pu} 之總和。

h_{anc} = 單一錨定裝置或一組緊密排列錨定裝置在考慮方向的深度。

e_{anc} = 單一錨定裝置或緊密排列錨定裝置相對於斷面形心之偏心距 (通常取正值) (圖R25.9.4.3.1)。若錨定裝置之中心距不超過小於錨定裝置在考慮方向寬度之1.5倍時，宜視為緊密排列。



圖R25.9.4.3.1 用於一般區域之名詞定義

25.9.4.3.2 若(a)至(g)任一項發生，則第 25.9.4.3.1 節(c)之簡化公式不得用於一般區域設計：

- (a) 非矩形構材斷面。
- (b) 一般區域附近或其內部之不連續導致傳力路徑偏移。
- (c) 最小邊距小於錨定裝置在該方向橫向尺度之 1.5 倍。
- (d) 採用多根錨定裝置，而非一組緊密排列之單根錨定裝置。
- (e) 鋼腱重心位於核心區外。
- (f) 鋼腱在一般區域內對構材軸線之傾斜角小於 -5 度，當錨定力之方向指向遠離斷面之中心時，其角度為負值。
- (g) 鋼腱在一般區域內對構材軸線之傾斜角大於 $+20$ 度，當錨定力之方向指向朝向斷面之中心時，其角度為正值。

解說：

公路橋梁設計規範所提供之簡化公式法，在第25.9.4.3.2節所列之幾個常見情況不適用。在這些情況下，需作詳細分析。除此之外，後拉預力法中，較薄斷面、具翼板斷面、不規則斷面、或在一般錨定區域之鋼腱曲率相當大等情況，需採用更多的一般程序，如公路橋梁設計規範第8.21.2節、第8.21.5節所提供者。

可適用於所有設計方法之設計原則詳細建議，見公路橋梁設計規範第8.21.3節第4項。

由具個別單根錨定裝置所組成的一組單絞索鋼腱群，常應用於梁。若梁採單一鋼腱錨定裝置，或一組緊密排列之單根錨定裝置群，除非受第25.9.4.3.2節控制，否則可採用第25.9.4.3.1節解說所提供之簡化公式。

更複雜之情況可採用壓拉桿模式設計。壓拉桿模式之設計原則詳細建議，見公路橋梁設計規範 與 Breen等人 (1994)研究。

25.9.4.3.3 設計及分析應考慮(a)或(b)之三度空間效應：

- (a) 三度空間分析程序。
- (b) 以兩相互垂直平面組合效應之近似考量。

解說：

三度空間效應之規定是為了確保垂直於構材主平面的效應，諸如腹板或樓板考量在較薄方向的爆裂力。在很多情況下，這些效應可在每個方向獨立考量，但有些情況則需有完整的三維分析（例如外置鋼腱錨定用之橫隔板）。

25.9.4.4 鋼筋限制

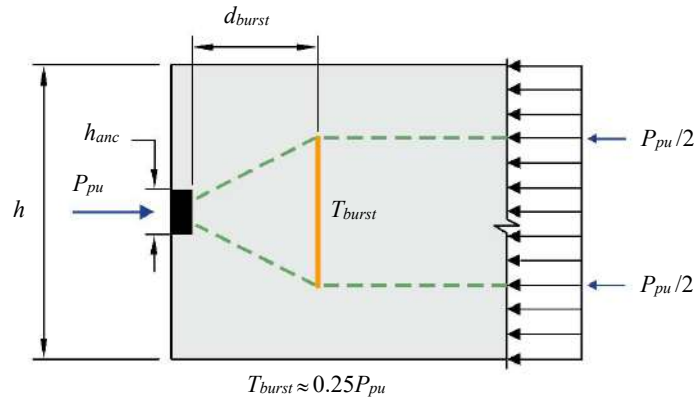
25.9.4.4.1 計算鋼筋量時，混凝土之抗拉強度應予忽略。

25.9.4.4.2 如適用，一般錨定區域應設置鋼筋，以抵抗錨定器所產生之爆裂力、剝落力和縱向邊緣拉力。斷面急遽變化及施拉預力順序之效應應予考慮。

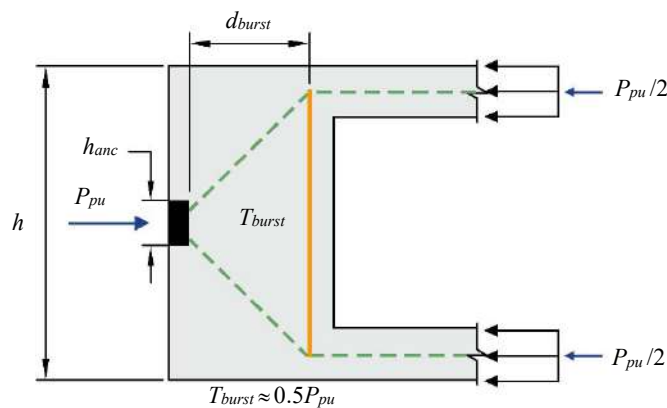
解說：

某些情況，於特定鋼腱及錨定裝置規劃圖確定後，鋼筋需求才能決定。設計及核可之責任，宜於施工圖說中明定。

斷面急遽變化會產生傳力路徑明顯偏移方向，這種偏移會大大的增加如圖R25.9.4.4.2所示之拉力。



(a) 矩形斷面



(b) 具端隔梁之翼板斷面

圖R25.9.4.4.2 斷面變化之效應

25.9.4.4.3 對於錨定裝置設於構材端部以外之位置時，應設置握裹鋼筋以傳遞至少 $0.35P_{pu}$ 至端錨後方之混凝土斷面。此項鋼筋應對稱圍繞於錨定裝置周圍，且在錨定區前、後均應有充分發展。

解說：

如錨定設於構材端部以外之位置時，因為錨定前、後端的變形一致性，在錨定後方會產生局部拉應力（見圖R25.9.1.1b）。

為限制於錨定後端開裂延伸，需在緊鄰錨定附近設置平行鋼腱之背拉握裹鋼筋。 $0.35P_{su}$ 需求，係以25%無因數的預力，由鋼筋以 $0.6f_y$ 應力乘以載重因數1.2抵抗推導求得。因此，計算鋼筋所提供之容量時宜以鋼筋全降伏強度 f_y 計之。

25.9.4.4.4 如鋼腱在一般區域為曲線配置時，除採單鉸索鋼腱之樓板或經分析顯示不需鋼筋者外，均應設置握裹鋼筋以抵抗徑向力和劈裂力。

25.9.4.4.5 除採單鉸索鋼腱之樓板或經分析顯示不需鋼筋者外，在平行於錨定區承壓面應設置正交方向鋼筋以防止剝落發生，該鋼筋量之標稱拉力強度等於2%之因數化預力值。

解說：

除使用多根錨定裝置，且各錨定器間距大於0.4倍之構件斷面深度者外，對於鋼腱重心位在斷面核心內時，其剝裂力可以總設計預力值之2%估計。

25.9.4.4.6 直徑不大於 13 mm 之單根錨定裝置錨定在常重混凝土板中，除非經符合第 25.9.4.3 節規定之詳細分析，顯示不需鋼筋者外，否則符合(a)及(b)之鋼筋應配置於錨定區內：

- (a) 平行板邊緣在錨定裝置承壓面之前局部錨定區內，應設置 2 支不小於 D13 之水平鋼筋，該等鋼筋得與錨定裝置承壓面接觸，鋼筋中心與錨定裝置承壓面之距離不得大於 10 cm，並至少向錨定裝置外緣每側各延伸 15 cm。
- (b) 如各錨定裝置之中心間距不大於 30 cm 時，該等錨定裝置可視為同一組。當每一組多於等於 6 個錨定裝置時，至少應設置 $n+1$ 個髮夾型鋼筋或至少 D10 之閉合肋筋， n 為錨定裝置之數量。每兩個相鄰錨定裝置間及錨定裝置群最外兩側，應設有一根髮夾型鋼筋或肋筋，髮夾型鋼筋或肋筋之水平肢應垂直板邊之方向延伸進入板內，髮夾型鋼筋之垂直肢中心或肋筋之垂直肢應配置於最靠近錨定器前端承壓面 $3h/8$ 至 $h/2$ 範圍內。髮夾型鋼筋或肋筋應依第 25.7.1.1 節及第 25.7.1.2 節之規定標示於詳圖中。

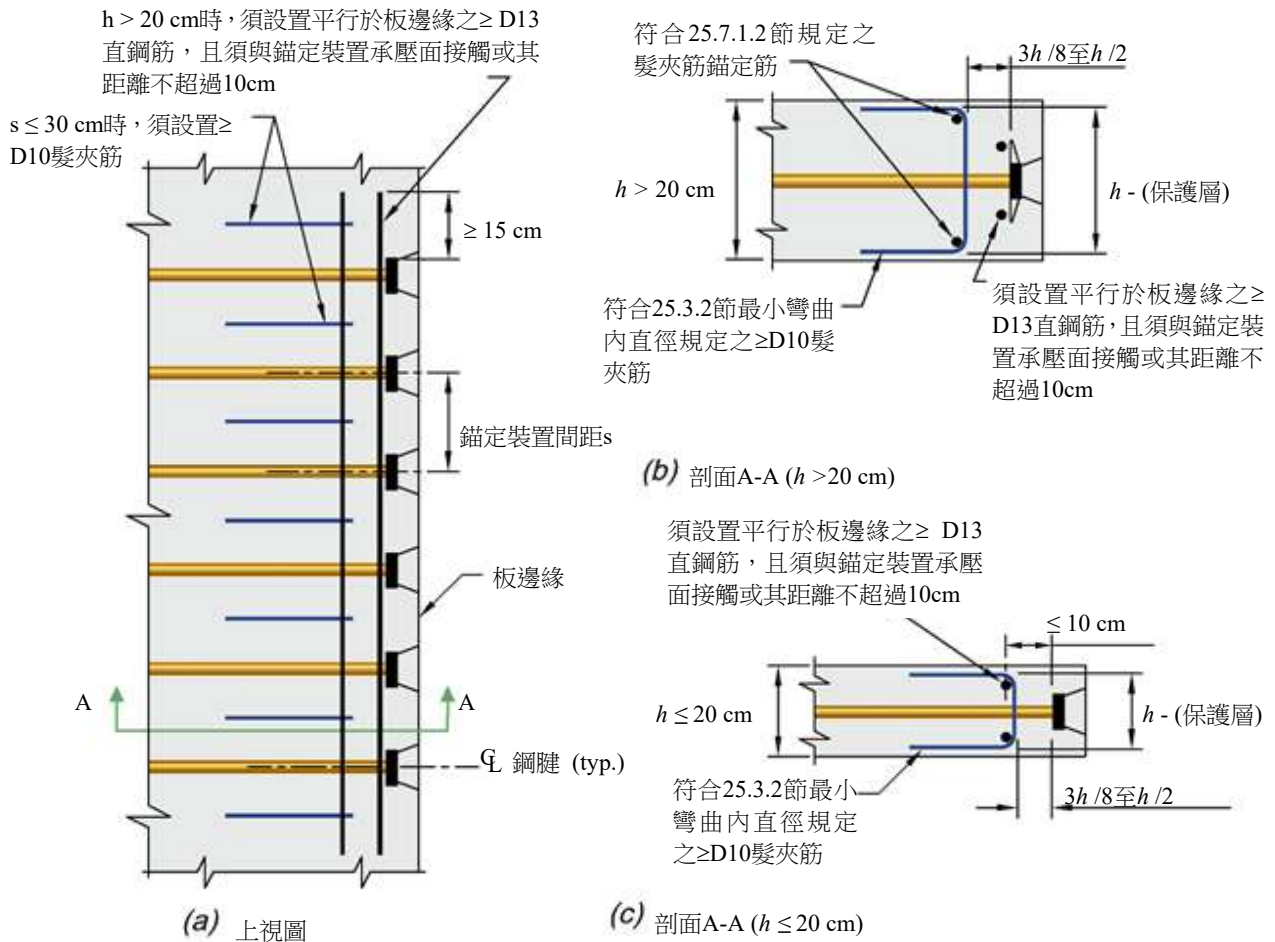
解說：

單根式樓板鋼腱之錨定區內最少鋼筋需求，係依據 Breen 等人 (1994) 之建議，及 Roberts-Wollmann and Wollmann (2008) 等人之試驗成果確認，代表性之詳圖見圖 R25.9.4.4.6。厚度不大於 20 cm 之具錨定器群樓板，須平行載重面設置可符合第 25.9.4.4.6(a) 節之髮夾型鋼筋，髮夾型鋼筋須有足夠的錨定。較厚的板須有二根符合第 25.9.4.4.6(a) 節之鋼筋，並有二根額外的鋼筋供髮夾型鋼筋依第 25.7.1.2 節之規定錨定，25.9.4.4.6(a) 所規定之平行板邊之水平鋼筋宜儘可能連續直通。

由 Breen 等人 (1994) 試驗成果所提建議，係基於限制錨定裝置直徑在 13 mm，及鋼絞線材質為 19,000 kgf/cm² [1,860 MPa]，且為無握裹鋼腱施作於常重混凝土中。因此，若使用較大型絞索錨定裝置及使用於輕質混凝土樓板，ACI Committee 423 建議，鋼筋之數量及間距宜依較大之錨定力及輕質混凝土較低之劈裂拉力強度，採偏保守調整 (ACI 423.3R)。

ACI 423.3R 及 Breen 等人 (1994) 均建議錨定位於樓板角隅 30 cm 內以抵抗邊緣拉力時，宜設置髮夾型鋼筋。第 25.9.4.4.6 節所述“在錨定裝置前端”之示意圖見圖 R25.9.1.1b。

在多根絞索錨定裝置用於樓板預力鋼腱時，宜符合第 25.9.4 節之全部規定。



圖R25.9.4.4.6 板錨定區內直徑不大於13鋼鍵組之加強筋(其他鋼筋未標示)

25.9.4.5 一般區域內之應力限制

25.9.4.5.1 鋼筋在標稱強度下之最大設計拉應力不得超過表 25.9.4.5.1之限制。

表 25.9.4.5.1 鋼筋最大設計拉應力

鋼筋型式	最大設計拉應力
非預力鋼筋	f_y
握裹，預力鋼筋	f_{pv}
無握裹，預力鋼筋	$f_{se} + 700$ [$f_{se} + 70$]

解說：

因為式(20.3.2.3.1)可能不適用於非撓曲之應用，握裹預力鋼筋之最大設計拉應力需限制在預力鋼筋之降伏強度內。

無握裹預力鋼筋之標稱拉力強度值係依據第20.3.2.4.1節之規定，但限用於錨定區長度較短，且為非撓曲之應用。

25.9.4.5.2 混凝土在標稱強度下之壓應力不得超過 $0.7\lambda f'_c$ ， λ 之定義見第 19.2.4 節。

解說：

因錨定區之設計係依據強度理論，因此混凝土在一般區域內之非彈性變形預期會產生。除非經試驗證明，輕質混凝土修正因數 λ 係用來反應拉力強度較低的影響，該係數係一間接係數用來限制抗壓應力，以及在某些輕質混凝土錨定區之試驗所出現之較大差異與脆性行為。

25.9.4.5.3 若混凝土以螺箍筋或閉合箍筋圍束，且此圍束鋼筋之效果經試驗及分析證實，則計算一般區域標稱強度之混凝土壓應力得提高。

解說：

對於圍束良好之混凝土，其有效抗壓強度可增加(Breen等人 1994)。Breen等人(1994)之試驗結果顯示，施加垂直於主鋼腱軸之輔助預力，可有效增加錨定區之強度。

25.9.4.5.4 除符合第 25.9.4.5.5 節之規定外，預力鋼筋不得施加預力，直到混凝土圓柱試體經由與構材相同養護方法完成養護後，所作之抗壓強度試驗結果，在單根鋼腱或單支鋼棒情況至少達 175 kgf/cm^2 [17 MPa]；在多根鋼腱情況至少達 280 kgf/cm^2 [28 MPa]。

解說：

為限制早期收縮裂縫，單絞索鋼腱有時會在混凝土抗壓強度尚低於 175 kgf/cm^2 [17 MPa] 時即施加預力。此種情況可採用較大之單絞索錨定，或分次施加預力，限制初期所施加之預力值在最終預力值在第 25.9.4.5.5 節所允許之 1/3 與 1/2 間。

25.9.4.5.5 若符合下列(a)或(b)，第 25.9.4.5.4 節之規定不需符合：

(a) 使用較大錨定裝置以補償較低之混凝土抗壓強度。

(b) 預力鋼筋所施加之預力不超過最終預力量之 50%。

25.9.5 鋼筋細部

25.9.5.1 在錨定區所選用之鋼筋尺度、間距、保護層，及其他細節，應考慮施工及鋼筋綁紮所需之容許公差、粒料粒徑，及混凝土適度之澆置及搗實。

第二十六章 設計圖說及檢驗

26.1 範圍

解說：

本章明訂需納入適用於設計圖說之最低要求。這些要求包括需傳達給承包商的結構設計資訊、對承包商施工品質要求條款，以及驗證是否符合設計圖說之檢驗要求。

設計圖說宜包含所有對承包商設計和施工必要的要求，以符合本規範規定。

設計圖說要求遵循本規範之概括性參照條文需予以避免，此因承包商少有立場承擔細部設計，或仰賴設計詳細知識施工要求之責任。本規範的目的是將所有必要的條款列入設計圖說，因此宜避免參照特定的規範條文。例如，參考第二十六章的特定規定時，希望能以該專案設計圖說中適當參考來替代，如參考CNS、ACI及ASTM標準以及其他文件皆可。

本章包括設計圖說一些規定之條文，但無法涵蓋設計圖說宜有的全部項目，適用於工程之附加事項或主管單位要求項目。ACI 301所述參考施工規範與本規範要求相符。

第二十六章之內容架構，如下所示：

章節	涵蓋部分
26.1	範圍
26.2	設計標準
26.3	構材資訊
26.4	混凝土材料及拌成物要求
26.5	混凝土生產與施工
26.6	鋼筋材料和施工要求
26.7	混凝土錨定
26.8	埋置物
26.9	預鑄混凝土的附加要求
26.10	預力混凝土的附加要求
26.11	模板
26.12	混凝土評估和驗收
26.13	檢驗

26.1.1 本章說明如下：

設計圖說應載明各項施工時須符合之設計資訊、合格標準及檢驗要求。

解說：

第十七章「混凝土結構用錨栓」尚包含混凝土錨定的設計資訊、合格要求和檢驗要求。除第26.13節規定的檢驗要求，本章規定係由設計資訊及合格標準所組成。

設計資訊係針對特定專案，於結構設計過程所提出，涵蓋設計基本資料或提供工程施工相關資料，僅需提出適用該工程的設計資訊，包含：

- (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) 結構物各部分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、收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需之施工縫位置及設計詳圖。
- (13) 梁、板、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。

合格標準為工程施工品質可接受的最低標準。

即使要求規定不同，或超過最低要求，或提出更多的細節，只要包括本章可適用最低合格標準的設計圖說，即可視為遵守本規範。

26.2 設計標準

26.2.1 設計資訊應包括：

- (a) 規範、建築技術規則以及任何補充設計規定之名稱和公布年份。
- (b) 設計使用之載重。
- (c) 承包商須辦理之施工詳圖及採用準則。

解說：

(a)和(b)主導設計所採適用版本之各參考文件，包括如重力和側向載重之必要載重資訊，宜列入設計圖說。

(c)設計時可能影響部分委辦工項的設計資料如尺度、載重及其他假設值。

26.3 構材資料

26.3.1 設計資訊應包括：

- (a) 構材尺度、位置及相關許可差。
- (b) 使用噴凝土建造之構材。
- (c) 需要測試混凝土拌成物彈性模數之結構構材應加註記。

解說：

(a) 可參照ACI 117之現場澆置施工或ACI ITG-7之預鑄施工規定，在設計圖說納入構材尺度和位置的

施工許可差。更嚴格或前述參考條文未涵蓋之特定專案許可差，亦宜包括在設計圖說。

26.3.2 合格要求：

設計圖說未指名使用噴凝土於結構構件時，如需使用噴凝土，應依工程契約辦理。

解說：

若承包商提送計畫擬以噴凝土施噴部分結構時，設計者須提醒承包商務必考慮第4.2.1.1節解說管控噴凝土之條款。

26.4 混凝土材料及拌成物要求

26.4.1 混凝土材料

26.4.1.1 膠結材料

26.4.1.1.1 合格標準應包括：

(a) 膠結材料應符合表 26.4.1.1.1(a)之規格，但符合 26.4.1.1.1(b)者除外。

表 26.4.1.1.1(a) 膠結材料規格

膠結材料	規範
卜特蘭水泥	CNS 61
水硬性混合水泥	CNS 15286， 不包含IS (≥ 70)
膨脹水硬性水泥	相關規範
飛灰和天然卜作嵐材料	CNS 3036
水淬高爐爐渣粉	CNS 12549
砂灰	CNS 15648

(b) 經設計者和監造單位認可之替代性膠結材料應被允許使用。認可應基於試驗資料載明使用替代性膠結材料之混凝土拌成物符合使用性能要求，包括結構性、耐火性、及耐久性。

解說：

第十九章強度和耐久性條款以及第二十六章諸多要求，皆依據使用符合表26.4.1.1.1(a)膠結材料之試驗數據和經驗。

某些另類的膠結材料可能不適用本規範之結構混凝土用，因此需要評估替代性膠結材料適用性時，可參閱Becker等人(2018)、ITG-10R-18、以及ITG-10.1R-18建議須評估之混凝土性質。

膨脹水硬性水泥目前尚無CNS國家標準，可暫用ASTM C845。

除了試驗資料之外，提送與專案要求實質同等性能的替代性膠結材料之工程實績，有助於設計者決定是否准用替代品。和所有的新科技一樣，業主須被知會所有的風險和回報。

26.4.1.2 粒料

26.4.1.2.1 合格要求應包括：

- (a) 粒料應符合下列(1)或(2)之規定：
 - (1) 常重粒料：CNS 1240。
 - (2) 輕質粒料：CNS 3691。
- (b) 粒料不符 CNS 1240 或 CNS 3691 規定者，若經試驗或實際案例證明可產生足夠混凝土強度和耐久性，並經監造單位核准後，亦可允許使用。
- (c) 水硬性水泥混凝土碎塊或再生粒料，若具備資料證明符合 CNS 1240 或 CNS 3691 規定者，並經設計者和監造單位批准後，亦可允許使用。
- (d) 噴凝土使用之粒料應符合 CNS 1240 規定。

解說：

CNS 15286混合水泥之 IS (≥ 70) 型含等於或超過重量比70%水淬高爐爐渣粉。

混凝土中添加適量膨脹水硬性水泥可抵減結構混凝土之收縮量，適用於無收縮混凝土，如機械底座錨定、機場滑行道等。

鋁質水泥、高鋁水泥、貝萊土水泥 (Belite-rich cement) 等均屬特殊水泥，依據土木水利工程學會「混凝土工程施工規範與解說 (土木402-94a)」第1.8節之規定。

符合CNS規格的粒料並非全然經濟可得，反而在一些情況下，不符合CNS 1240或CNS 3691規格的材料，在類似的暴露條件下具有令人滿意的性能使用紀錄。這些替代材料，如果可提出滿意的性能證據，可被允許使用。一般而言，宜使用符合指定規格的粒料。

本規範規定以水硬性水泥混凝土碎塊或再生粒料製成的混凝土為專案專用。以再生粒料製成的新拌和硬固混凝土性質受諸多因素影響，包括破碎前原混凝土之性質、品質、及變異性，回收粒料的性質和變異性，包括篩選、分級、配比和均勻性等。CNS 1240說明使用這些再生粒料可能需要某些額外的預警，包括任何此類粒料宜符合CNS 1240耐久性要求，以及提送混凝土配比宜符合工程指定之暴露等級，特別關注的項目包括混凝土鹼質與粒料反應活性、氯離子含量、硫酸鹽含量。此外，相較於以一般常重粒料製成的混凝土，以水硬性水泥混凝土碎塊或再生粒料製成的混凝土具有較顯著的變異性(Bezaerra Cabral, et al. 2010)。本規範要求公開資料證明以水硬性水泥混凝土碎塊或再生粒料製成的混凝土，能符合設計要求的力學性質和耐久性，這些性質在設計過程中可能經過計算或假設但未規定於合約文件。每個專案和暴露條件組合應該各自訂定混凝土使用再生粒料(含水硬性水泥混凝土碎塊)之核可標準，專案之測試計畫和允收準則由設計者訂定之。ACI 555R提供檢驗此類粒料所需性能之注意事項。亦可參考內政部建築研究所(2006)出版之「再生混凝土使用手冊」。

26.4.1.3 礦物填料

26.4.1.3.1 合格要求：

- (a) 礦物填料應符合相關規定。

解說：

礦物填料係磨細之粒料粉末，可用於自充填混凝土或任何混凝土拌成物，藉由顆粒堆砌最佳化改善新拌和硬固混凝土之性質。ASTM C1797定義以Type A和Type B礦物填料以碳酸鹽類粒料製成，Type C

礦物填料以混有其他礦物之碎石塊製成。注意第26.4.2節規定碳酸鹽類礦物填料不得用於暴露在硫酸鹽之混凝土。

26.4.1.4 水

26.4.1.4.1 合格要求：

拌和水應符合 CNS 13961 之規定。

解說：

幾乎任何無明顯味道或氣味之可飲用天然水，都適用作為拌製混凝土的拌和水。拌和水中含過多雜質可能會影響混凝土之凝結時間、強度和體積穩定性，並且還可能導致白華或鋼筋腐蝕。

在拌和水中可能有來自粒料或摻料的鹽類或其他有害物質，這些額外的量宜被考量納入混凝土中的總雜質量。

CNS 13961 允許使用未測試的可飲用水，並訂有使用非飲用水來源（如在混凝土製程中產生者）之認可方法，包含考量對凝結時間和強度之影響，並建立確保持續監測水質之測試頻率。

CNS 13961 訂有拌和水中氯鹽、硫酸鹽、鹼金屬鹽和固體含量之選擇性限值，可適時引用。

液態摻料所含水分應視為拌和用水一部分，於配比中加以調整。

拌和水，包括粒料表面游離水提供之部分，若用於含鋁製埋設物之混凝土、或混凝土澆置採免拆鍍鋅鋼模(stay-in-place galvanized steel forms)，其氯離子含量不可影響鋁料或鍍鋅鋼模。

26.4.1.5 摻料

26.4.1.5.1 合格標準應包括：

(a) 摻料應符合(1)至(4)之規定：

(1) 減水、緩凝及速凝劑：CNS 12283。

(2) 混凝土流動化劑：CNS 12833。

(3) 輸氣劑：CNS 3091。

(4) 抑制氯化物引起之腐蝕：CNS 12456。

(b) 使用不符合第 26.4.1.5.1(a)節規格之摻料，須經設計者事先審查。

(c) 除僅含在摻料成份雜質中之氯外，氯化鈣或摻料含氯者不得用於預力混凝土、含鋁製預埋件之混凝土或採免拆鍍鋅鋼模之混凝土。

(d) 摻料使用於含有膨脹水泥之混凝土時，應與水泥相容且不產生有害之影響。

(e) 噴凝土用摻料應符合 CNS 14689。

解說：

(a) 摻入混凝土之摻料，以符合CNS規範之混凝土用摻料為原則。CNS未有規範之新摻料，則按建築技術規則總則編第四條之規定辦理。

各項混凝土摻料之使用，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，並經監造者許可。

摻料之用量及用法亦有所限制，配比設計前對所用摻料，宜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宜有試驗報告或優良之使用紀錄佐證。若無上項之試驗報告時，要求廠商委託學術研究或公正機構進行試驗加以評定。

施工所使用之摻料與選用配比設計時所使用之摻料相同。

除本規範之規定外，使用摻料時，宜依照產品說明書之規定。

腐蝕抑制劑亦可參考ASTM C1582之相關規定。

(b) 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。

各種摻料應有可信之試驗報告或原製造廠之使用說明書以作為配比設計之依據。必要時可進行試驗，測試其性能。

摻料之性能與使用時之溫度相關，因此宜注意使用季節之氣溫，做相同溫度下之性能試驗。

(c) 一般而言，因為在腐蝕上預力鋼筋比非預力鋼筋更受到關切，故預力混凝土禁止使用氯化鈣。預力鋼筋斷面局部縮減可能導致鋼材斷裂 (參考ACI 222R)。

氯離子的存在可能導致鋁質埋設物 (如導管) 腐蝕，尤其當鋁與預埋鋼材接觸且混凝土處在潮濕環境。含鋁質埋設物保護要求參見第26.8.2節。鍍鋅鋼板和免拆鍍鋅鋼模板可能發生腐蝕，尤其是在潮濕環境中或被混凝土厚度、塗布或不透水覆蓋物抑制乾燥時。混凝土中氯離子濃度規定限制參見第19.3.2.1節。

(d) 某些情況下，摻料使用於含有膨脹水泥之混凝土時，曾造成降低膨脹量或增加收縮值，詳見ACI 223R。

26.4.1.6 鋼纖維加強材

26.4.1.6.1 合格要求應包括：

(a) 用於抗剪之鋼纖維加強材應滿足下列(1)和(2)之規定：

- (1) 製成異形且符合 CNS 12892 之規定。
- (2) 長徑比至少為 50，但不超過 100。

解說：

(a) 異形鋼纖維可提高與混凝土力學錨定，纖維長徑比之限值係根據可用的試驗數據 (Parra-Montesinos 2006)。因為沒有迦凡尼電池效應 (galvanic action) 導致腐蝕的數據可供參考，構材採用不銹鋼鋼筋或鍍鋅鋼筋時，不建議同時使用異形鋼纖維。

26.4.1.7 噴凝土材料包裝、預混、乾粉、原料組合

26.4.1.7.1 合格要求應包括：

(a) 噴凝土材料包裝、預混、乾粉、原料組合須符合相關規定。

解說：我國尚無噴凝土原料標準，可參考ASTM C1480。

26.4.2 混凝土拌成物要求

26.4.2.1 設計資訊應包括：

(a) 下列(1)至(17)為依暴露等級或構件設計，對各混凝土拌成物之要求：

- (1) 最低規定混凝土抗壓強度 f'_c 。
- (2) 依第19.2.2.2節規定之最小混凝土彈性模數 E_c 。
- (3) 異於28天之混凝土 f'_c 測試齡期。
- (4) 適用於第19.3.2.1節最嚴格指定之耐久性暴露等級之最大 w/cm 。
- (5) 粗粒料標稱最大粒徑不超過下列(i)、(ii)及(iii)之最小值：
 - (i) 模板面間最窄尺度之1/5；
 - (ii) 板深度之1/3；
 - (iii) 單支鋼筋或鋼線、成束鋼筋、預力鋼筋、單根鋼腱、成束鋼腱或套管間最小規定淨間距之3/4。

經設計者判斷，考量其工作性和搗實方法，如混凝土澆置時不會產生蜂窩或空隙，這些限制可免予採用。標稱最大粒徑容許值，依照CNS 1240 [混凝土粒料] 之規定。

- (6) 依照第19.3.3.1節規定暴露類別F適用之含氣量應依照CNS 3090。
- (7) 構材位於暴露類別F3，指定混凝土配比適用之輔助性膠結材料限制參照表26.4.2.2(b)規定。
- (8) 構材位於暴露類別S1、S2或S3，除非經設計者認可，否則不得使用碳酸鹽類礦物填料。
- (9) 依照第19.3.2.1節規定暴露類別S適用之膠結材料。
- (10) 構材位於暴露類別S，容許指定任何符合第26.4.2.2(c)節之規定替代性膠結材料組合。
- (11) 構材位於暴露等級S2或S3，禁止使用含氯化鈣之摻料。
- (12) 構材位於暴露等級W1或W2，評估潛在鹼-粒料反應性之要求。
- (13) 依照第19.3.2.1節規定暴露等級C適用之水溶性氯離子濃度限制。
- (14) 輕質混凝土穩定後密度。
- (15) 如果依表19.2.4.1(b)決定設計用 λ 值，則要求提交輕質混凝土拌成物中粒料體積占比，以驗證 λ 值。
- (16) 若符合第9.6.3.1節用於抵抗剪力時，對鋼纖維混凝土之要求。
- (17) 噴凝土用粗粒料標稱最大粒徑不超過1.25 cm (12.5 mm)。

(b) 根據構材預期暴露之嚴重程度，設計者可決定其暴露等級。

(c) 結構各部位在特定施工階段需要之抗壓強度，由設計者設計訂定。

解說：

(a) 設計圖說宜註明工程中每一種混凝土拌成物的要求。係依照適用之第19.2節的混凝土設計要求和第19.3節耐久性要求決定，另亦需註明適用的最嚴格要求。

(a)(4) 依照表19.3.2.1，計算 w/cm 是依據混凝土拌成物中所有膠結材料和輔助性膠結材料，但使用替代水泥混凝土之 w/cm ，可能不會反映出以表26.4.1.1.1(a)許可的卜特蘭水泥及輔助性膠結材料製成混凝土之強度和耐久性。如第26.4.1.1.1(b)節解說所述，使用替代性膠結材料之混凝土性能測試及建立適當的專案標準是極為重要的。

(a)(5) 粒料粒徑之限值，有助於澆置鋼筋周遭混凝土時，不會因緊密排列的鋼筋堵塞造成蜂窩。本規範目的在於讓設計者就各混凝土拌成物選擇適當的粒料最大標稱粒徑，並將該數值納入設計圖說。因為粒料最大粒徑可能影響混凝土性質（譬如收縮）及混凝土成本，因此宜允許採用與第26.4.2.1節要求一致的粒料最大粒徑。若可同時減少漿體體積，則增加粒料粒徑將會減少收縮。

粗粒料之標稱最大粒徑係指至少95%粒料通過（且大一號篩需100%通過）之粒徑篩號，粒徑過大可能導致混凝土無法充分填滿模板內部角落或包裹埋設物四周；但粒徑減小會增加粒料之總表面積，因而增加水泥漿體用量，即提高水泥用量而提高成本，並增加體積不穩定性（收縮、龜裂及潛變量），宜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1.9 cm之粒料，其他粒徑之粒料常需特別訂購。如用泵送機泵送混凝土仍宜符合本學會「混凝土工程施工規範與解說（土木402-94a）」第7.10.4節之規定，其粒料標稱最大粒徑宜小於輸送管內徑之1/4。

(a)(6) CNS 3090訂定交貨時空氣含量許可差為 ± 1.5 百分點。噴凝土亦同。

(a)(8) 構材位於暴露等級S2或S3時，混凝土拌和使用碳酸鹽類礦物填料會導致硫酸鹽侵蝕，相關資訊參閱ACI 201.2R。暴露於硫酸鹽之混凝土可使用ASTM C1797 Type C以非碳酸鹽類碎石製成的礦物填料。

若使用碳酸鹽類碎石製成的Type A、B、及C礦物填料，其水泥和礦物填料中碳酸鈣之總重量占比在全部膠結材料的15%以下，則其抗硫酸鹽侵蝕能力可用CNS 14794評估是否符合表26.4.2.2(c)所列膨脹標準。

(a)(12) 構材位於暴露等級W1或W2有發生潛在鹼-粒料反應之疑慮。如ASTM C1778所述，所謂鹼-粒料反應(Alkali-Aggregate Reaction, AAR)是指混凝土孔隙溶液中的氫氧根離子與某些粒料中的成份發生化學反應，依反應岩類不同分成兩種：與多種矽酸鹽類礦物之鹼-氧化矽反應(Alkali-Silica Reaction, ASR)；與含有白雲石粒料之鹼-碳酸鹽反應(Alkali-Carbonate Reaction, ACR)。兩種反應生成物吸水後會膨脹造成混凝土龜裂，進而減少混凝土結構強度和使用壽命。如ASTM C1778所述，減輕ASR的選項包括使用輔助性膠結材料或限制混凝土鹼質含量，而惟有不使用活性粒料才能避免發生ACR。

(a)(14) 穩定後密度 (equilibrium density) 是輕質混凝土在開始施工後，假設某種乾燥程度下的密度估計值。輕質混凝土的穩定後密度，依據 CNS 3691測定之。根據新拌混凝土密度和穩定後密度間建立的相關性，輕質混凝土交貨時可以新拌混凝土密度作驗收。新拌混凝土密度變動範圍視濕度、含氣量、拌和配比、及輕質粒料種類而異，建立新拌密度與所需穩定後密度之相關性時宜列入考慮。輕質混凝土密度和強度之允收是必要的，因為設計用 λ 值及自重都是穩定後密度的函數。

(a)(16) 假如鋼纖維用於抵抗剪力，則對鋼纖維混凝土有特別的要求，包括：第26.4.1.6.1(a) 節規定之纖維要求、第26.4.2.2(i) 節規定之最低用量要求、第26.12.7.1(a) 節規定之允收準則。纖維通常規定纖維類型、纖維長度、長徑比(l/d)和用量(ACI 544.3R)。

針對結構上的應用，本規範只述明使用不連續的異形鋼纖維來抵抗剪力；對於將不連續的異形鋼纖維應用於不同的結構用途時，第1.9節提供相關認可程序。此外，在混凝土中使用不連續的異形鋼纖維也有非結構性應用或其他功能性目的；本規範在述及使用鋼纖維提供剪力強度之規定，並不適用於非結構性應用。

(b) 混凝土耐久性需求係根據第19.3節構材之暴露等級來決定，因此，構材暴露等級成為要求混凝土拌成物的依據。第19.3.1節規定由設計者指定結構中不同構材的暴露等級，則混凝土拌成物宜依其規定，但本規範並不要求設計圖說中敘明暴露等級。若設計者要求承包商依ACI 301規範訂定混凝土性質，則各構材暴露等級宜在設計圖說中敘明。

(c) 如設計或施工規定現場混凝土在特定齡期或施工階段，達到一定的強度，則這些要求宜在設計圖

說中明訂。需要指定混凝土抗壓強度要求的特定施工時機，包括拆除模板和支撐之時間點，此外，宜指定混凝土抗壓強度要求的時機為：(1) 場鑄後拉混凝土施預力時；(2) 預鑄混凝土脫模、裝卸、運輸和安裝時；(3) 預鑄預力混凝土在預力轉移、脫模、裝卸、運輸和安裝時。

構材使用之混凝土抗壓強度，一般係指以標準養護28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28天齡期的抗壓強度，都比經標準養護者為低。因此，進行預鑄構材混凝土之配比設計時，宜考量此因素對28天齡期抗壓強度的影響，使得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(臺灣混凝土學會 2016a)。

對非由設計者設計的結構部分，參見第26.4.2.2(a)節。

26.4.2.2 合格要求應包括：

- (a) 結構各部位在特定施工階段需要之抗壓強度，若非由設計者訂定，應提交審查。
- (b) 對於設計圖說註記受凍融循環與適用除冰劑之構材，其混凝土輔助膠結材料所含之飛灰或其他天然卜作嵐材料、矽灰、水淬高爐爐渣粉最大百分比不超過表26.4.2.2(b)和下列(1)與(2)之規定：
- (1) 輔助性膠結材料所含之飛灰或其他天然卜作嵐材料、矽灰、水淬高爐爐渣粉用於製造CNS 15286混合水泥者，應符合表26.4.2.2(b)規定。
 - (2) 不論混凝土拌成物所含膠結材料有幾種，表26.4.2.2(b)之個別限制量均適用。

表 26.4.2.2(b) 暴露等級 F3 之混凝土膠結材料限制

輔助性膠結材料	佔總膠結材料 最大質量百分比
符合CNS 3036規定之飛灰或其他天然卜作嵐材料	25
符合CNS 12549規定之水淬高爐爐渣粉	50
符合CNS 15648之矽灰	10
飛灰或天然卜作嵐材料和矽灰總量	35
飛灰或天然卜作嵐材料、水淬高爐爐渣粉和矽灰總量	50

- (c) 對於設計圖說註記暴露在硫酸鹽之構材混凝土，如經抗硫酸鹽測試能符合表26.4.2.2(c)標準，允許採用不同於第26.4.2.1(a)(9)節規定之膠結材料組合。

表 26.4.2.2(c) 建立暴露類別 S 之膠結材料組合的適用性要求

暴露等級	使用符合CNS 14794規定測試之最大膨脹應變		
	6個月	12個月	18個月
S1	0.10%	無要求	無要求
S2	0.05%	0.10% ^[1]	無要求
S3 選項1	無要求	無要求	0.10%
S3 選項2	0.05%	0.10% ^[1]	無要求

^[1] 只有當量測膨脹超過6個月之最大膨脹限值，才適用12個月之膨脹限值。

- (d) 對於混凝土確認用於接觸水之環境者，須提交證明混凝土拌成物符合(1)和(2)之規定：
- (1) 非鹼-二氧化矽活性粒料，或另訂減輕鹼-氧化矽反應之措施。
 - (2) 非鹼-碳酸鹽質活性粒料。
- (e) 須以下列(1)或(2)顯示氯離子含量符合規定限制：
- (1) 依據混凝土材料檢測之氯離子含量與混凝土拌成物配比，計算混凝土拌成物中總氯離子含量。
 - (2) 依CNS 14703測定28天至42天齡期內之硬固混凝土水溶性氯離子含量。
- (f) 預力混凝土禁用含氯化鈣之摻料。
- (g) 除構材有更嚴格之限制外，混凝土澆置於或接觸免拆鍍鋅鋼模時，混凝土水溶性氯離子含量最大容許值為0.15 kg/m³。
- (h) 輕質混凝土新拌密度和穩定後密度分別以CNS 11151和相關規定測定，並建立相關性。已建立相關性之新拌混凝土密度，可作為允收之依據。
- (i) 用於抵抗剪力之鋼纖維混凝土應符合下列(1)與(2)之規定：
- (1) 符合CNS 12892之規定。
 - (2) 每一立方公尺混凝土至少包含 60公斤重之異形鋼纖維。

解說：

(b) 輔助性膠結材料之限制適用於構材暴露等級F3的混凝土拌成物。

(c) 對暴露類別S之拌成物要求，規定於第19.3.2.1節。各等級硫酸鹽暴露採用表19.3.2.1所列以外之膠結材料替代組合，可用CNS 14794評估混凝土拌成物之抗硫酸鹽侵蝕能力。ACI 201.2R中有比CNS 14794評定此拌成物品質更詳細的指引。表26.4.2.2(c) 所列膨脹標準，係依CNS 14794試驗，CNS 15286之中度抗硫酸鹽 (選定MS) 等同於暴露等級S1、高度抗硫酸鹽 (選定HS) 等同於暴露等級S2或S3選項2，18個月之膨脹值限制只適用暴露等級S3選項1。

(d) 混凝土供應商可提供文件說明潛在的鹼-粒料反應。ASTM C1778 提供測定粒料活性之方法、準則、以及指引如何降低混凝土中鹼-粒料反應的危害。

(e)(1) 此項原列於ACI 318-19規範解說，今移至規範本文以避免應用時模稜兩可。實務上常用混凝土配比組合中各材料之氯離子含量來估算混凝土拌成物中總氯離子含量。膠結材料和拌和水之總氯離子含量可依CNS 1078測定，粒料之總氯離子含量可取粒料樣本以CNS 14702測定，摻料之總氯離子含量由供應商提供，以配比組合估算混凝土總氯離子含量是偏保守的。若計算之總氯離子含量超過表19.3.2.1之規定，可調整混凝土材料直到符合規定，或改以第26.4.2.2(e)(2)款測定水溶性氯離子含量。

(e)(2) 當第26.4.2.2(e)(1)節估算之總氯離子含量超過表19.3.2.1之規定時，可以CNS 14703測定硬固混凝土水溶性氯離子含量替代之。溶於孔隙溶液的氯離子會影響鋼筋或預埋鐵件腐蝕，為了估算會影響腐蝕的水溶性氯離子含量，CNS 14703適用於混凝土水化作用後，某些材料如粒料之氯離子並不以水溶性氯離子形式存在，甚至某些氯一開始解離時會被膠結材料水化作用固結，未溶於水的氯被認為不會加速預埋鐵件腐蝕。

(g) 承包商可能選擇未列於設計圖說之施工法，有鑑於混凝土接觸免拆鍍鋅鋼模可造成的危害，在此要求之氯離子含量限制可能較設計圖說更嚴格。例如某構材原設計圖說規定最大氯離子含量為1%，若使用免拆鍍鋅鋼模之混凝土水溶性氯離子含量最大容許值為0.15 kg/m³。

(h) ASTM C567提供兩種測試穩定後密度的方法。為量測穩定後密度，試樣要維持在溫度23°C和相對溼度50%直到質量為定值，此量測過程耗時超過2個月，或者逕由烘乾試樣密度迅速推算穩定後密度。設計者可要求依ASTM C567規定量測穩定後密度。

26.4.3 混凝土拌成物配比

解說：

有別於前版規範，本版不包括對混凝土配比的統計要求。因為訂定混凝土拌成物配比並非設計者的責任，故從本規範中移除。此外，該資訊可在ACI其他文件取得，如ACI 301和ACI 214R。

26.4.3.1 合格要求應包括：

- (a)** 應建立混凝土拌成物配比，使混凝土符合下列(1)至(4)之規定：
- (1) 可順利澆置包裹鋼筋且不產生析離。
 - (2) 符合設計圖說之耐久性要求。
 - (3) 符合標準養護試體之強度試驗要求。
 - (4) 依設計圖說要求測試混凝土之彈性模數時，應符合下列(i)至(iii)項規定：
 - (i) 測定彈性模數須從同一混凝土樣品製作至少三個圓柱試體，在28天或在指定之齡期測試，並計算平均值。
 - (ii) 用於測定彈性模數之圓柱試體，須按CNS 1230製作及養護，再依據相關規定試驗。
 - (iii) 混凝土拌成物之彈性模數量測值大於或等於規定值，應被判定為可接受。
- (b)** 混凝土拌成物之配比，應依據設計圖說相關規定，或設計者可接受之替代方法來建立。此替代方案採用之混凝土拌成物配比強度試驗紀錄應為24個月內之數據。
- (c)** 用於混凝土拌成物配比之混凝土材料，應與預定工程使用者相當。
- (d)** 如果不同混凝土拌成物用於工程中之不同部分，每一拌成物皆應符合設計圖說所載之混凝土拌成物要求。
- (e)** 應建立噴凝土配比，使噴凝土符合下列(1)至(3)之規定：
- (1) 可順利包裹鋼筋且不產生析離。
 - (2) 符合設計圖說之耐久性要求。
 - (3) 符合噴凝土強度試驗要求。

解說：

(a) 本節提供開發拌成物配比的要求。混凝土要求具有工作性，且符合本規範耐久性和強度的要求。“無析離”係指混凝土在新拌狀態下，粒料保持均勻分布並具凝聚性的拌成物。泌水被認為是某種型式的析離。需要之工作性取決於鋼筋密集程度、構材幾何形狀，以及使用澆置和搗實方法。選定所需混凝土工作性宜考量承包商的施工需求。

選用水膠比須夠低，或輕質混凝土的抗壓強度須夠高，以符合強度標準規定和特殊暴露歸類的要求。本規範不包括特殊嚴苛暴露環境的條款，例如接觸化學品、高溫、施工期間短期的凍融、磨損條件或其他結構特殊的耐久性考量。本規範亦未觸及美觀的考量，如表面修飾。如須適用這些項目，宜在設計圖說中具體載明。

標準養護試體的強度試驗要求，規定於第26.12.3節。

混凝土因其使用目的之不同，可能對其強度、耐久性、工作性、耐磨性等性能而有特別要求，因此有「高性能混凝土」等名詞出現，以表示某些特別性能之提升。設計使用該等混凝土構造時，宜另遵循適當之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。該等混凝土之配比、品質及施工等宜作特別規定。

混凝土之工作性、耐久性與強度均相互關聯，本節規定配比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，故有耐久性顧慮者宜優先考量耐久性要求。

(a)(4) 為了證明混凝土拌成物能達成規定的彈性模數，可能需要參考ASTM C469進行彈性模數試驗，而同時規定彈性模數 E_c 值和測試齡期是必要的。施工中經試驗確認混凝土是否達到規定的彈性模數則由設計者研判，包括決定允收標準。監造單位(主管建築機關)也可能會要求現地試驗。

(b) 混凝土拌成物配比的建立，可參考ACI 301之第4.2.3節之規定，或設計者可接受的替代方法。採替代方案時，標準養護試體強度通過驗收測試之機率，宜符合或超出ACI 301之第4.2.3節所定方法的機率。ACI 301之第4.2.3節包含ACI前版規範所提出之統計程序以選擇要求平均強度。另外，混凝土製造商亦可提出證據以取得設計者接受，證明混凝土可藉由其他的配比方式，滿足專案要求和第26.12.3節的允收準則。本規範假設不符合第26.12.3節規定之允收準則的或然率不大於1%，依據ACI 301的配比方法，可將風險保持在這個水準。評估任何替代配比方法的關鍵因素，在於是否能維持此風險水準的能力。參閱ACI 214R，以了解更多資訊。

(d) 如果專案中有一種以上的混凝土拌成物，則每種拌成物均需要滿足本規範的要求。改變混凝土的成分，如膠結材料、粒料或摻料的來源或類型，即視為不同的拌成物。因應現場條件而小改變拌成物配比，可不視為新的拌成物。

設計圖說中對混凝土拌成物的要求，規定於第26.4.2.1(a)節。

本規範強調混凝土配比的首選方式為現場的拌製經驗或試驗室試拌。

經長期之驗證，目前已普遍接受使用適量之卜作嵐材料以增進混凝土之耐久性。若大量使用卜作嵐材料而忽略其對混凝土早期強度、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，反而不利於結構物之耐久性，故卜作嵐材料的使用量應經驗證。混凝土耐久性設計亦需考慮拌和水量的使用。採用較高水量時，對工作性有利，但會降低混凝土耐久性。

暴露等級F3以外之混凝土配比要求，可遵循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」與「公共工程高爐石混凝土使用手冊」。考量目前台灣燃煤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，注意飛灰之品質、穩定性、施工及養護事項。

本規範允許使用符合CNS 12549規定之「水淬高爐爐渣粉」作為結構用混凝土之輔助性膠結材料，其他如電弧爐煉鋼爐渣(石)等材料僅限用於「經濟部事業廢棄物再利用管理辦法」附表所列舉之項目。

26.4.4 混凝土拌成物特性之文件

26.4.4.1 合格要求應包括：

- (a) 混凝土使用前和變更已使用之拌成物前，其特性證明文件須送交設計者審核。證明文件中應包括能符合設計圖說對新拌和硬固混凝土拌成物要求之證明，該證明應包括曾使用過之相同混凝土拌成物，依第26.12.1.1節規定之連續強度試驗紀錄或實驗室之試拌。
- (b) 若無現場或實驗室試驗數據，且 $f'_c \leq 350 \text{ kgf/cm}^2 [35 \text{ MPa}]$ ，則經設計者核可，混凝土配比應根據其他經驗或資料決定。若 $f'_c > 350 \text{ kgf/cm}^2 [35 \text{ MPa}]$ ，則須提供試驗數據以證明提議之拌成物特性。
- (c) 施工階段可允許調整混凝土拌成物，使用前應提交佐證資料給監造者審核，證明其可符合設計圖說要求。
- (d) 噴凝土拌成物使用前和變更已准用之拌成物前，噴凝土拌成物之特性證明文件須送交監造者審核，證明文件中應包括提議之拌成物能符合設計圖說之要求。

解說：

(a) 審查混凝土拌成物是必要的，可確保其對專案的適用性，及符合所有由設計者所指定的強度和耐久性要求。通常設計者，藉審核混凝土拌成物的文件，評估混凝土是否符合第26.12.3節規定之強度試驗驗收要求，和是否使用可接受的材料。ACI 214R討論的統計學原理，可應用在評估該拌成物是否符合第26.12.3節規定之強度試驗要求。

設計圖說中對混凝土拌成物的要求，詳如第26.4.2.1(a)節規定。

(b) 如 $f'_c \leq 350 \text{ kgf/cm}^2 [35 \text{ MPa}]$ 且無法獲得試驗數據時，混凝土拌成物宜建立產生夠高平均強度的配比，使混凝土不滿足強度允收準則的可能性，維持在可接受的低標準。ACI 214R提供適當平均強度的指引，本條款的目的是當混凝土供應非預期中斷，且沒有足夠的時間進行測試和評估時，仍允許施工可持續進行。本條款也適用於小型計畫，因其試拌成本支出是不合理的。

(c) 專案執行期間有時候調整拌成物是必要的或有益的，可能導致調整拌成物的情況包括混凝土材料改變、季節溫度波動、或改變混凝土輸送和澆置方法。此外，可適當要求調整拌成物倘若強度試驗結果高於或低於要求。

設計圖說中對混凝土拌成物的要求，詳如第26.4.2.1(a)節之規定。

26.5 混凝土生產與施工

解說：

混凝土拌和、裝卸、運輸和澆置的詳細建議可參考ACI 304R。

26.5.1 混凝土生產

26.5.1.1 合格要求應包括：

- (a) 膠結材料和粒料應適當貯存，以防止劣化或污染。
- (b) 已劣化或被污染之材料，不得使用於混凝土中。
- (c) 混凝土拌和及運輸設備應符合CNS 3090之規定。
- (d) 預拌及場拌混凝土應依照CNS 3090計量、拌和與運送之規定。

解說：

(c) CNS 3090說明用於生產混凝土設備的操作要求。

(d) CNS 3090為預拌混凝土規範，主要是利用質量(重量)稱量原料，及採批次生產，這是常見的混凝土生產方法，亦常用於預鑄混凝土廠。此規範訂定拌和機容量、計量裝置準確度、批次生產準確度、拌和及運送之規定，及評估拌和混凝土均勻性試驗。

26.5.2 混凝土澆置和搗實

26.5.2.1 合格要求應包括：

- (a) 混凝土澆置空間之碎片和冰，應在澆置前清除。
- (b) 除使用特密管或經設計者及主管單位允許外，混凝土澆置前應清除澆置處之積水。
- (c) 從拌和機到最終澆置位置之混凝土輸送設備，應具備達到混凝土澆置要求之能力。
- (d) 不得使用鋁或鋁合金管泵送混凝土。
- (e) 混凝土澆置應符合下列(1)至(5)之規定：
 - (1) 在澆置地點，應有適當之混凝土供料速率。
 - (2) 供料速率能讓混凝土在任何時候具有足夠工作性，能依預定方法搗實。
 - (3) 材料不析離或損失。
 - (4) 連續澆置不可中斷過久，以免導致混凝土失去工作性而形成冷縫。
 - (5) 卸料儘可能接近最終澆置位置，以免再搬動或流動而產生析離。
- (f) 混凝土受污染或失去初始工作性，導致無法使用預定方法搗實時，此混凝土不得使用。
- (g) 除設計者另有限制外，根據CNS 3090之限制條件可容許重拌混凝土。
- (h) 混凝土澆置開始後應連續作業，直到完成由預定邊界或工作縫所形成之一個板塊或區域。
- (i) 澆置過程中，混凝土應以適當方式在鋼筋和埋設物周圍及模板角落搗實。
- (j) 施噴新一層噴凝土前，鄰近施噴處回彈之噴凝土或溢噴部分須先移除。
- (k) 清除溢噴和回彈部分之噴凝土不納入工程內。
- (l) 欲二次施噴之噴凝土表面須在終凝前處理粗糙度達6 mm。
- (m) 在硬固噴凝土表面澆置額外材料前，須清除浮漿、清潔接縫、並潤濕表面。
- (n) 現場新施噴凝土若有下垂、垂流、析離、蜂窩、或砂袋時須清除並重新施噴。
- (o) 應由合格噴凝土操作員施噴全部之噴凝土。
- (p) 若專案特別要求製作噴凝土格板模型，噴凝土操作員須證明有能力施噴認可之噴凝土格板模型，並經監造者核可。

解說：

(a) 於澆置混凝土前清潔模板內部，特別是可能積存在模板內部之鋸屑、釘子、木片和其他碎片，需予以清除。

(b) 本節提到的特密管不是一個短管或象鼻管，為一種全深度管用於依認可程序澆置水中混凝土。關於使用特密管澆置混凝土的資訊，可參考ACI 304R。

(c) 本規範要求混凝土裝卸和運輸設備能夠在所有條件和澆置方法下，連續且可靠的在澆置處提供混凝土材料。此適用於所有的澆置方法，包括：泵送、皮帶輸送機、氣動系統、單輪手推車、四輪車，起重機吊桶和特密管。

(d) 如果混凝土使用鋁或鋁合金製泵送管泵送，水泥中鹼質會與管內面受磨損的鋁反應會產生氫氣，導致強度損失，研究(Newlon and Ozol 1969)證實可導致強度降低達50%。因此，鋁或鋁合金的設備不宜用於泵送管線、特密管或混凝土拌和車卸料短槽以外之導槽。

(e) 混凝土供料速率宜與澆置設備容量和作業能量相配合。混凝土供料快於澆置設備和作業能量可容納時，會使混凝土在設備內等待卸料，導致其工作性損失。混凝土供應過度延遲，亦可能導致先前澆置的混凝土變硬及形成冷縫。

混凝土裝卸和傳輸的每個步驟都需要被控制，以使每個批次內及各批次間保持均勻性。減少粗粒料從水泥砂漿中，或水從其他成分中析離是重要的。

從運載車輛卸料至澆置點，長距離之重新裝卸或運輸混凝土，會導致材料析離。本規範因此要求混凝土卸料應儘量接近其最終位置。然而，自充填混凝土拌成物具有較長的流動距離，仍可保持最少析離的穩定性，ACI 237R提供自充填混凝土的指引。

(g) 只要不違反規定之最長拌和時間和水膠比 (w/cm) 限制，CNS 3090允許混凝土卸料前加水拌和，使其達到規定的坍度範圍。

(i) 混凝土搗實的詳細建議，詳見ACI 309R，該指引介紹關於搗實機理資訊，並提供各種類型混凝土拌成物搗實設備特性和作業程序建議。

(j) 噴凝土回彈部分是其與模板、鋼筋、或硬固噴凝土碰撞而鬆動的粒料和水泥漿。溢噴混凝土是指附漿體材料施噴時由噴嘴分離而黏附在鋼筋及模板，相鄰表面必須加以保護溢噴。

(n) 倘若噴凝土因稠度不佳、鄰近振動、或不當修飾導致垂流，該部分應予以移除並重新施噴。ACI 506.4R有更詳盡的噴凝土修補建議。

(o) 操作員經講習、訓練、考試及實作評量取得資格。噴凝土操作員宜經符合乾拌和濕拌噴凝土之ACI認證計畫 (CCP 660.1-15)。

26.5.3 養護

26.5.3.1 設計資訊應包括：

(a) 若需要現場養護試體額外輔助性試驗以驗證養護及保護之合適度時，要有這些輔助性試驗之試體數量、尺度和試驗頻率。

26.5.3.2 合格要求

(a) 非早強混凝土除採用加速養護外，澆置後溫度應保持在10°C [283 K] 以上和潮濕條件下至少7天。

(b) 早強混凝土除採用加速養護外，澆置後溫度應保持在10°C [283 K] 以上和潮濕條件下至少3天。

(c) 可使用高壓蒸氣、常壓蒸氣、熱濕氣、熱水或其他經設計者核可之方式，以加

速養護方法來加速混凝土強度成長及縮短養護時間。若使用加速養護時，須遵守(1)和(2)之規定：

- (1) 考慮載重階段之抗壓強度應至少為該載重階段所需要之強度。
 - (2) 加速養護不得損害混凝土之耐久性。
- (d) 若主管單位或設計者有所要求，除標準養護圓柱試體之試驗結果外，應提供根據下列(1)和(2)規定養護之圓柱試體試驗結果。
- (1) 須與標準養護圓柱試體之同時間及同樣品中，模製至少2個直徑15 cm高30 cm，或3個直徑10 cm高20 cm現場養護圓柱試體。
 - (2) 現場養護圓柱試體應根據CNS 1231之現場養護程序進行養護，並依據CNS 1232之規定進行試驗。
- (e) 如符合下列(1)或(2)之規定，混凝土保護和養護程序應視為適當：
- (1) 於規定 f'_c 之試驗齡期，現場養護圓柱試體之平均強度，至少達標準養護圓柱試體強度之85%。
 - (2) 試驗齡期之現場養護圓柱試體平均強度至少超過 f'_c 達35 kgf/cm²[3.5 MPa]。
- (f) 噴凝土養護須符合下列(1)至(3)之規定：
- (1) 於噴凝土施噴完成後24小時內，以下列方法擇一作初期養護。
 - i. 圍水、噴霧、或連續灑水。
 - ii. 以吸水毯、膠布或其他披覆持續保持潮濕。
 - iii. 使用養護劑在表面形成一層膜片。
 - (2) 於噴凝土施噴完成後24小時之後，以下列方法擇一作後期養護。
 - i. 沿用初期養護方法。
 - ii. 以木板材料覆蓋。
 - iii. 其他可持續保濕之披覆。
 - (3) 後期養護持續時間如下。
 - i. 7日。
 - ii. 3日，倘若使用高早強水泥或添加早強劑。

解說：

混凝土養護的詳細建議，可參考ACI 308R，此指引提供適當養護的基本原理，並介紹混凝土養護的各種方法、程序和材料。

(c) 本節規定適用於預鑄或場鑄構材之加速養護方法。EB-001.15、PCI MNL-116和PCI MNL-117提供加速養護的一般資訊。特別注意加速養護的程序，以獲得均勻且滿意的結果。在養護過程中，防止水分損失是必要的。

加速養護混凝土後期的抗壓強度，相較於在適當溫度及潮濕條件下連續養護之相同混凝土，其抗壓強度值會較低。此外，加速養護試體的彈性模數 E_c 與在常溫潮濕下養護之試體不同。

(d) 依現場條件養護之圓柱試體強度，可能被要求用以評估結構中混凝土養護和保護的適當性。

本規範在第26.5.3.2(e) 節提供特定標準，用於判斷對結構養護和保護的適當性。為進行有效的比較，現場養護圓柱試體和標準養護圓柱試體需要從同一樣品製作。現場養護圓柱試體的養護條件，要儘可能近似結構物之環境條件。現場養護圓柱試體之環境條件，不宜比其代表的結構構材更為良好。

評估現場養護圓柱試體的試驗結果，宜認知即使圓柱試體之保存狀況與結構相同，試體可能無法經

歷與結構混凝土相同的溫度歷程。溫度歷程的差異，係因圓柱試體與結構構材的水化熱有不同的消散行為。

(e) 研究顯示 (Bloem 1968)，如果兩者都在指定 f'_c 之同一齡期試驗，模擬現場妥善保護和養護的圓柱試體，其強度至少是標準養護圓柱試體的85 %。因此，85 % 的值被設定為判斷現場養護是否適當的合理基礎。這是比較現場養護圓柱試體和標準養護圓柱試體的量測強度，而不是現場養護圓柱試體的強度和規定的 f'_c 值之間的比較。如果現場養護圓柱試體的強度超過 f'_c 達35 kgf/cm² [3.5 MPa] 以上，即使未能達到比較的標準養護圓柱試體強度的85 %，其現場養護圓柱試體的試驗結果仍視為適當。

85 % 的標準是基於假設混凝土澆置後，至少前7天保持高於10 °C [283K] 和潮濕的條件；或高早強混凝土澆置後至少前3天保持高於10 °C [283 K] 和潮濕的條件。

如果依前述比較，現場養護圓柱試體無法提供令人滿意的混凝土強度，則需要改善養護的方法。如果試驗顯示混凝土結構的強度嚴重不足，不論結構體有無採用濕養護輔助，都需要按第26.12.4節辦理鑽心試驗來評估結構強度的適當性。

(f) 若使用養護劑，由於多數噴凝土表面比較粗糙，劑量通常要高於製造商建議值。

26.5.4 冷天混凝土施工

解說：

冷天係指連續三天以上，氣溫維持下列狀況：(1) 每日平均氣溫低於5 °C [278K]。(2) 在任一24小時時段內，均無超過半數 (1/2) 時間之氣溫高於10 °C [283K]，可參考土木402-94a「混凝土工程施工規範與解說」。溫度過低會減緩或中止水泥水化作用，造成嚴重的強度損失。

冷天混凝土施工的詳細建議載於ACI 306R。ACI 301和ACI 306.1提供冷天混凝土施工的要求。如果在設計圖說中同時引用ACI 301和ACI 306.1，宜註明何者優先採用。

26.5.4.1 設計資訊應包括：

(a) 冷天運送時混凝土之溫度限制。

解說：

(a) CNS 3090、ACI 306R和ACI 301根據斷面尺度提出對混凝土溫度的要求與建議。

26.5.4.2 合格要求應包括：

- (a) 在冰凍或接近冰凍之氣候，應有適當之設備來加熱混凝土材料與保護混凝土。
- (b) 不得使用冷凍或含冰之材料。
- (c) 模板、填充料及地面等與混凝土接觸者，應無凍結和冰。
- (d) 應選擇混凝土材料和生產方法，使混凝土運送時之溫度符合規定溫度限制。

26.5.5 熱天混凝土施工

解說：

熱天係指下列狀況之任一種組合，而致新拌或硬固混凝土之品質，因水份損失速率及水泥水合速率之增快，或其他有害因素，而造成不利之影響：(1) 高氣溫 (2) 高混凝土溫度 (3) 低相對濕度 (4) 風速 (5) 陽光照射。

熱天混凝土施工的詳細建議載於ACI 305R，其中定義高溫氣候響混凝土性能和施工實務上的因素，並建議採取的措施，以消除或減少不良影響。ACI 301和ACI 305.1提供在熱天混凝土施工的要求。

26.5.5.1 設計資訊應包括：

- (a) 熱天運送時混凝土之溫度限制。

解說：

- (a) ACI 301和ACI 305.1限制澆置時最高混凝土溫度為35 °C [308 K]。

26.5.5.2 合格要求應包括：

- (a) 應選擇混凝土材料和生產方法，使混凝土運送時之溫度符合規定溫度限制。
- (b) 裝卸、澆置、保護和養護方法應限制混凝土溫度或水分蒸發，以避免降低構材或結構之強度、使用性和耐久性。

26.5.6 施工縫、收縮縫及隔離縫

解說：

對於結構的整體性，重要的是結構中的接縫宜依據設計需求設置及施工。與設計圖說指示接縫位置有任何偏移，宜經設計者核准。

施工縫或其他接縫的位置，宜設在造成結構弱化最小處。設計時對於接縫需額外考量側向力之設計。

26.5.6.1 設計資訊應包括：

- (a) 如果設計需要，應標示施工縫、隔離縫和收縮縫之位置和細節。
- (b) 要求通過施工縫傳遞之剪力和其他力量之細節。
- (c) 表面前置處理，包括在既有硬固混凝土上澆置混凝土前之表面粗糙處理。
- (d) 軋製鋼材和混凝土之間用擴頭釘或鉚接鋼筋來傳遞剪力之位置，其鋼材須保持清潔、無漆。
- (e) 若要在預鑄樓板或屋頂上現場澆置合成覆面板，使之與預鑄構材結構性結合，表面處理包括設定之粗糙度。
- (f) 噴凝土施工縫位置許可使用直角施工縫（square joint）。

解說：

(b) 需要傳遞力量處，可以使用剪力樺、間隔剪力樺、斜向樺釘或剪力摩擦。若設計中依第22.9節在接縫處考量剪力摩擦，則在設計圖說中敘明適用的施工要求。

(c) 若依據第22.9節規定所設計的剪力摩擦和結構牆施工縫的接觸面，宜進行表面前置處理。

(d) 用於剪力摩擦設計的參考位置係依照第22.9節。

26.5.6.2 合格要求應包括：

- (a) 未顯示接縫位置或細節，或不同於設計圖說所載，應提送設計者審核。
- (b) 除預力混凝土外，樓板和屋頂系統之施工縫應設置於樓板、梁和大梁跨度中間三分之一範圍內，否則須經設計者核准。
- (c) 除經設計者核准外，大梁施工縫應距離橫交梁面至少兩倍橫交梁寬。
- (d) 新混凝土澆置之前，施工縫應進行清潔和移除乳沫。
- (e) 除另有規定外，混凝土施工縫表面應刻意粗糙處理。
- (f) 新混凝土即將澆置前，施工縫應預濕和清除積水。
- (g) 噴凝土施工縫應切割成45度傾斜於完成面，除非設計圖說指定使用直角施工縫。
- (h) 噴凝土施工縫選定位置若未標示在設計圖說時，施噴前應提交給設計者認可。

解說：

(a) 若設計者未指定接縫位置，承包商宜提交施工縫位置予設計者審查，以確定所建議的位置不影響結構性能。

(b) 後拉法連續板和梁的鋼腱，通常沿跨度方向施預力，鋼腱布設於混凝土斷面的形心處，或接近形心處。因此，內部施工縫通常位於跨度兩端1/3內，而不是在跨度中間的1/3內。施工縫位於連續後拉法預力板和梁跨度兩端1/3內，已有長久良好的表現紀錄，因此，第26.5.6.2(b) 節之規定不適用於預力混凝土。

26.5.7 混凝土構材之施工

26.5.7.1 設計資訊：

- (a) 因應由預力、潛變、收縮和溫度產生尺度變化之細節要求。
- (b) 確定地面板是否設計成一結構橫隔板或地震力抵抗系統之一部分。
- (c) 設計為一體之傾斜式或階梯式基腳之施工細節。
- (d) 依照第15.5節樓板和柱混凝土需進行整合澆置之位置。
- (e) 依照第9.6.3.1節需要抗剪鋼纖維混凝土之位置。

解說：

(b) 地面板可能設計為結構橫隔板或基礎間的繫材。設計圖說宜清楚說明哪些地面板是結構橫隔板並註記除非經設計者認可，禁止鋸切或設置施工縫。除非經過修補，否則施工縫足以影響板的完整性及其作為結構橫隔板的功能。詳見第26.5.7.2(d) 節之規定。

26.5.7.2 合格要求：

- (a) 由牆或柱所支撐之梁、大梁或樓板，應等到垂直支撐構材之混凝土不再是塑性時，再行澆置。
- (b) 除非設計圖說另有規定，否則梁、大梁、托肩、柱頭板、剪力帽蓋和柱冠應一體澆置成為樓板系統之一部分。
- (c) 在樓板和柱混凝土需要整合澆置之位置，柱混凝土應以全樓板厚由柱面向樓板延伸至少0.6 m，使其與樓板混凝土結合。
- (d) 除經設計者指示或核准外，設計圖說中標明為結構橫隔板或地震力抵抗系統之地面板不允許鋸切，或有任何足以影響結構完整性之施工縫。

解說：

- (a) 在柱和牆支撐構材處延遲澆置混凝土是必要的，如此可減少支撐構材混凝土在塑性狀態時之泌水和沉陷，造成樓板與支撐構材連接處可能的裂縫。
- (b) 如果設計圖說已標示且依第22.9節規定要求傳遞力量，則樓板和梁、托肩或類似構件允許分開澆置。
- (c) 第15.5節描述在樓板系統中使用兩種不同混凝土拌成物的澆置步驟。在設計圖說中表示高、低強度混凝土的澆置位置，是設計者的責任。
- (d) 此限制適用於第26.5.7.1(b)節認定之結構橫隔板。

26.6 鋼筋材料和施工要求

26.6.1 通則

26.6.1.1 設計資訊應包括：

- (a) CNS編號和鋼筋等級，以及第20.2.2.5節適用特殊耐震系統之規定。
- (b) 可銲接性或耐震構材用。
- (c) 型式、尺度、位置要求、細節以及鋼筋埋設長度。
- (d) 鋼筋之混凝土保護層厚度。
- (e) 搭接之位置和長度。
- (f) 機械續接之型式和位置。
- (g) 端部對接之型式和位置。
- (h) 銲接續接和其他鋼筋要求銲接之型式和位置。
- (i) 非預力鋼筋保護塗布之CNS編號。
- (j) 預計連接未來增建工程外露鋼筋之防蝕保護。

解說：

- (a) CNS 560 SD280和SD420鋼筋若符合20.2.2.5節規定，亦可作為特殊耐震系統之縱向鋼筋。
- (e) 如果可能，續接位置宜遠離最大拉應力。第25.5.2節中的搭接要求，鼓勵這種做法。
- (h) 參見第26.6.4節解說。

26.6.1.2 合格要求應包括：

- (a) 應提交鋼筋製造廠之試驗報告
- (b) 非預力鋼筋帶鐵銹、軋鋼鱗片或兩者皆有，若以手工鋼絲刷刷過之代表性試樣，符合適用之CNS規定之最小尺度（含竹節高）和單位長度重量，應認為適用。
- (c) 預力鋼筋應無軋鋼鱗片、斑蝕及過多鐵銹，微量鐵銹得被允許。
- (d) 混凝土澆置時，鋼筋表面有損其握裹力之冰、泥、油或其他有害塗布物，應予以清除。

解說：

- (b) 關於鐵銹的特定限制是基於試驗（Kemp等人1968），再加上參考早期的試驗和建議。Kemp等人（1968）提供關於鐵銹和軋鋼鱗片對竹節鋼筋握裹特性影響的指引。研究顯示，正常的鐵銹可增加握裹力。通常的裝卸作業一般可除去會降低混凝土和鋼筋間握裹的疏鬆鐵銹。
- (c) Sason (1992) 提供評估鋼絞線生銹程度的指引。
- (d) 允許依據第20.6.2節使用環氧樹脂塗布。用於無握裹鋼腱中預力鋼材的防蝕保護材料，非本條款

所描述的污染物。

26.6.2 配置

26.6.2.1 設計資訊應包括：

- (a) 鋼筋位置許可差須考慮依據表26.6.2.1(a)規定之 d 值和規定混凝土保護層厚度許可差。

表 26.6.2.1(a) d 與規定保護層厚度許可差

d , mm	d 許可差, mm	規定混凝土保護層厚度許可差, mm ^[1]	
		取絕對值之較小者	
≤ 200	±10		-10
			$-(1/3) \times$ 規定保護層厚度
> 200	±13		-13
			$-(1/3) \times$ 規定保護層厚度

[1] 成型拱腹保護層許可差-6 mm

- (b) 縱向鋼筋彎折和兩端位置許可差，依據表26.6.2.1(b) 所示。表26.6.2.1(a) 規定之混凝土保護層許可差亦應適用於構材不連續端。

表 26.6.2.1(b) 縱向鋼筋彎折或端部位置許可差

彎折或鋼筋端部位置	許可差, mm
不連續托架和梁托端部	±13
其他構材不連續端	±25
其他位置	±50

- (c) 特殊耐震系統構材之箍筋間距許可差規定如下：

- (1) +40 mm或最小縱向鋼筋直徑之1.5倍，取較小者。
- (2) -75 mm或構件斷面最小尺度1/12，取絕對值較小者。
- (3) 間距調整應至多為兩件箍筋併排。

解說：

ACI 117建立的總深度 (模板或成品) 許可差，及閉合箍筋、肋筋、螺箍筋和桁架彎曲鋼筋製造許可差，已為一般可接受的做法。當需要減少因許可差累積導致有效深度或保護層厚度過度減少時，設計者宜指定比本規範容許值更嚴格的許可差。

表26.6.2.1(a)規定源自ACI 117，但國內環境較為潮濕，若考量混凝土耐久性和防火的重要性，以及通常鋼筋之支撐方式，亦可考慮另訂較嚴格之許可差；應使用適當鋼筋間隔器控制規定之鋼筋保護層厚度，表26.6.2.1(a) 之規定並不適用於鋼筋間隔器處。另成型拱腹最小淨距有更嚴格的許可差要求。

預力混凝土可能需要有比本規範更嚴格的許可差要求，在這種情況下，設計圖說宜規定必要的許可差，ACI ITG-7提供了相關建議。

本規範允許鋼筋置放時有效深度 d 的許可差，這直接關係到構材的撓曲和剪力強度。由於鋼筋的配置，與構材的邊緣和模板面相關，有效深度 d 不易在現場量測。本規定為設計資訊的一部分，因為有效深度

d 的許可差，宜在構材設計強度中考慮，以維持構材之設計強度，另保護層的許可差亦宜同時提出。

除有更嚴格的許可差需求外，宜參考ACI 117要求鋼筋配置的許可差。

(c) 特殊耐震系統構材之箍筋間距許可差較一般嚴格，確保良好圍束以避免縱向鋼筋過早挫屈。間距調整不得造成三件箍筋緊貼碰觸在一起，以免保護層受力時容易剝落。

26.6.2.2 合格要求

- (a) 包括束筋在內之鋼筋應在要求之許可差內放置，並須固定以防止在混凝土澆置時偏移，致超出許可差要求。
- (b) 螺箍筋應為連續鋼筋或鋼線，以均勻間隔置放，且其扭曲變形不可超出指定尺度許可差。
- (c) 只有在設計圖說許可，或經設計者核准時，方可續接鋼筋。
- (d) 縱向柱鋼筋形成一個端部對接續接時，垂直端部支承面應為同軸對接。
- (e) 鋼筋端部應為平整面，與鋼筋軸線垂直偏差在1.5度內，於安裝後與完全密貼之誤差在3度內。

解說：

(a) 包括束筋在內的鋼筋，宜於模板內適當支撐，以防止因混凝土澆置或工人造成位移。束筋宜捆綁或固定在一起，以維持其水平或垂直的位置。梁肋筋宜以連續的鋼筋墊高器支撐在梁底模上。如果僅梁的縱向底筋有支撐，施工活動可能會弄鬆肋筋以及任何綁在肋筋上的梁頂層筋。

(b) 螺箍筋宜以適當的螺距和幾何定位固定在適當位置，以防止在混凝土澆置過程中位移。本規範提出傳統使用間隔器固定組裝好的螺箍筋鋼筋籠，但也允許替代的安裝方法。如使用間隔器時，可應用以下的指引：小於15.9 mm直徑之鋼筋或鋼線，當螺箍直徑小於500 mm時，至少使用兩個間隔器；螺箍直徑500至760 mm，使用三個間隔器；螺箍直徑大於760 mm，使用四個間隔器。使用15.9 mm直徑或更粗的鋼筋或鋼線，螺箍直徑600 mm或更小，至少使用三個間隔器；螺箍直徑大於600 mm，使用四個間隔器。

(d) 端部對接續接幾乎已為柱垂直鋼筋專有。如果鋼筋在垂直向顯著傾斜，需特別注意，確保端部達到適度的維持面對面密貼。

(e) 這些許可差係根據實務使用D 57鋼筋在內之全尺度構材試驗。

26.6.3 彎折

26.6.3.1 設計資訊應包括：

- (a) 非標準彎曲幾何規定。

解說：

受限於幾何條件或是依第23.10節不連續區以壓拉桿模式設計具有彎曲鋼筋節點者，可能需要鋼筋之彎曲直徑大於表25.3.1和表25.3.2規定，這類非標準彎曲之尺寸宜標示在設計圖上。

26.6.3.2 合格要求應包括：

- (a) 除非經由設計者核准，鋼筋應於擺放定位前，先行冷彎完成。
- (b) 除非在設計圖說中許可或經由設計者核准，部分埋入混凝土之鋼筋不准現場彎折。
- (c) 偏移的鋼筋應於置入模板前彎折。

解說：

(b) 施工條件可能需要彎折已埋在混凝土中的鋼筋，這種現場彎折不宜在未經設計者授權下進行。設計圖說宜規定鋼筋是否允許冷彎或熱彎。鋼筋彎折宜循序漸進，並宜視需要予以矯直。

試驗結果 (Black 1973；Stecich等人 1984) 顯示CNS 560 中SD280和SD420鋼筋可用等於或接近第25.3節所規定的最小直徑進行冷彎和矯直到90度。如果遇到開裂或破損，加熱到最高溫度815 °C[1088 K]彎折，可避免其餘鋼筋發生這種情況。鋼筋在彎折或矯直過程中斷裂，仍可以在彎折區域外進行續接。

進行加熱的方式宜避免造成混凝土損壞。如果彎折區域距混凝土表面約150 mm內，可能需要做一些絕緣保護。鋼筋加熱宜由溫度指示蠟筆或其他合適的方式來控制，冷卻到至少315 °C[588 K] 前，加熱的鋼筋不宜進行人為冷卻 (用水或吹氣)。

26.6.4 銲接

26.6.4.1 設計資訊應包括：

(a) 設計者應依第16.5.6.3(a)節設計托架或梁托前端之錨定鋼筋銲接細部。

26.6.4.2 合格要求應包括：

(a) 所有非預力鋼筋銲接應符合設計圖說之要求或經由設計者核准，其材質應符合CNS 560鋼筋符號含W者或CNS 6919銲接鋼線網之規定。

(b) 除托架或梁托前端及其他經由設計者核准者外，交叉鋼筋銲接不得用於鋼筋組合。

解說：

如果要求銲接鋼筋時，需要考慮鋼的可銲性和相容的銲接程序。銲接鋼筋各方面需求的規定，包括銲接程序的合格標準等，可參考AWS D1.4之規定。

鋼材的可銲性是基於依鋼材的化學成分所計算的碳當量 (CE)。AWS D1.4規定一系列碳當量及鋼筋尺度的預熱和銲接溫度。AWS D1.4中有兩種公式計算碳當量 (CE)：僅考慮碳和錳元素的公式，是用於CNS 560 以外之鋼筋；對於CNS 560 鋼筋則有一個更完整的碳當量 (CE) 計算公式。

CNS 560鋼筋符號含W者適用於需要控制其拉伸性能、銲接或兩者皆需之情況。CNS 560要求的可銲接性係符合不超過0.55 % 的碳當量 (CE)，並控制其化學成分。依CNS 560的要求，製造商需提報化學分析和碳當量 (1991年Gustafson 及 Felder)。當使用符合CNS 560要求的可銲接性以外之鋼筋進行銲接，設計圖說宜明確規定製造廠試驗報告之內容，包括用於計算碳當量的化學分析結果。

經常有需要銲接既有結構的鋼筋，卻無既有鋼筋的製造廠試驗報告可供參考，這種情況尤其常見於建築物改建或擴建，AWS D1.4註明這種鋼筋需要以代表性的鋼筋進行化學分析，如果化學成分未知或無法獲得時，AWS D1.4要求需有最低的預熱。對於CNS 560以外之鋼筋，D19或更小號鋼筋最低需預熱至150 °C [422 K]；D22或以上鋼筋最低預熱至260 °C [533 K]。各種尺度之CNS 560鋼筋所需的預熱溫度，為銲接規範表中碳當量 (CE) 超過0.45 %至0.55 % 範圍所對應的最低預熱。特定鋼筋的銲接宜依據AWS D1.4規範之規定執行。另外宜依其他狀況決定是否需要額外的預警，例如鋼筋的應力大小、破壞後導致的結果、由於銲接作業造成現有混凝土的熱損壞等。

AWS D1.4規定承包商要準備符合銲接規範要求的銲接程序規範 (WPSs)。AWS D1.4附錄A列有WPS所需顯示資料的建議表格。

AWS D1.4不包含鋼線對鋼線銲接、鋼線或銲接鋼線網銲接到鋼筋或鋼結構構件。如果專案中需要進行這類銲接，在設計圖說中宜規定該銲接要求或性能標準。如銲接冷拉鋼線，當鋼線被銲接加熱，銲接程序宜說明潛在的降伏強度損失和冷加工處理 (製造期間) 時達到的延展性。如依CNS 6919規定，採機器和電阻製成的銲接光面鋼線和麻面鋼線，則這些潛在的擔心則不是問題。

(b) 交叉鋼筋銲接時，因銲接點的冶金缺口效應，可能會嚴重弱化鋼筋。所以只有當銲接材料與銲

接操作被持續控制合格性，才能安全地進行此項作業，例如製造銲接鋼線網。托架或梁托前端錨定鋼筋銲接細部詳見第16.5.6.3節解說。

26.6.5 機械式續接

26.6.5.1 檢驗頻率

- (a) 鋼筋機械式續接檢驗包含施工前性能試驗及施工中品質檢驗。
- (b) 鋼筋機械式續接施工前應出具最近試驗室辦理相同製造廠同型號續接組件之性能試驗合格報告，並經監造單位核准。
- (c) 鋼筋機械式續接施工期間施工廠商應全數執行外觀檢查，並依下表辦理工地取樣執行第26.6.5.2節之試驗。

表 26.6.5.1 鋼筋機械續接施工期間最低取樣頻率

試驗項目	第三類(SA級)或第二類(A級)機械式續接 取樣頻率	第一類機械式續接(B級) 取樣頻率
單向拉伸及滑動試驗	1/100	1/100
重複負載及滑動試驗	不適用	1/1000
高塑性反復負載試驗	1/1000	不適用

- (d) 工地取樣須具有代表性，應由工地內已完成加工之鋼筋及續接組件中抽樣，並在工地比照實際施工程序完成組裝，送試驗室試驗合格後再澆置混凝土。
- (e) 工地取樣試驗結果不符第26.6.5.2節規定時，應依CNS 2608之規定進行重驗，如重驗結果符合規定時，該批續接組件視為合格。若重驗結果仍不合格時，該批續接組件應予以拒收。重驗以一次為限。
- (f) 外觀檢查應包括位置、型式、密合度、同軸度等項目。

解說：

(a)(b)鋼筋機械式續接之品質管制包含材料與施工，選擇續接器廠商時，宜要求該續接器廠商出具最近3年內試驗室辦理相同製造廠同型號續接組件之續接性能試驗合格報告，並經監造單位核准。

材料進場施工前執行一組續接性能試驗，每一種續接型式與不同鋼筋強度等級之組合分別執行性能試驗，每一種續接型式與同一鋼筋強度等級、標稱直徑差未滿8 mm之組合，得以直徑較大者之性能試驗報告為代表。一組性能試驗包含表26.6.5.1之試驗項目，各項目至少取樣3個試體。

續接性能試驗之試體須與工地現場採用同一規格之材料及施工方法製作，具備材料證明並符合CNS 15560相關規定。例如具有公母螺紋接頭之機械式續接所需之鎖固扭矩值、壓合式續接套管之油壓機具規格、砂漿填充式續接器或續接套管所需之充填砂漿強度及工作度等。

(c)鋼筋機械續接組件進場各號數須分開取樣，每滿100個至少取樣1個(未滿100個亦須取樣1個)，執行第26.6.5.2節單向拉伸及滑動試驗；第三類(SA級)或第二類(A級)機械式續接每滿1000個至少取樣1個(未滿1000個亦須取樣1個)，執行第26.6.5.2節高塑性反復負載試驗；第一類(B級)機械式續每滿1000個至少取樣1個(未滿1000個亦須取樣1個)，執行第26.6.5.2節重複負載及滑動試驗。由於高塑性反復負載試驗或重複負載及滑動試驗已包含單向拉伸及滑動試驗，可合併檢驗不重複取樣。

本節所規定之抽樣頻率係參考國內工程習慣而定之最低量，設計單位或業主得視情況提高抽樣頻率，惟增加之試驗費用由買賣雙方約定之。選擇續接器或決定抽樣頻率時，可參考製造廠商之品管紀錄，具有良好品管紀錄之廠商，其產品品質較穩定；欠缺品管紀錄之廠商，其產品品質較不穩定，宜酌予提

高取樣頻率。

鋼筋機械續接如需要摩擦銲接、擴頭滾牙或任何機械加工時，其品質受生產設備、製造程序及材料之影響較有疑慮，監造單位得被允許進入工廠檢查並抽樣送驗。填充式續接器或續接套管其鋼筋不需要加工較無疑慮，但仍應訂定施工說明書辦理填充料之試驗及檢查，例如填充砂漿品質受拌和水量、溫度、及時間影響其工作度及強度。

(d) 試體取樣、長度及準備依CNS 15560辦理，續接組件取樣紀錄包括工廠證明及主要尺度等，視需求記錄爐號及相關材料證明，續接組件宜在工地依實際施工程序完成組裝，並記錄於報告書。機械式續接使用砂漿或是其他水泥或樹脂系材料固結續接器與鋼筋時，依製造廠之使用規定準備試樣及養護。

續接組件進場檢驗是為了確保材料符合要求，原則上檢驗合格後方可進行鋼筋籠組立作業。若對於現場施工品質有疑慮時，得由已組立鋼筋籠切下續接器試體進行測試。

鋼筋預組立或預鑄工法可能無法切下或取出續接試體，宜提前取得同批材料依相同程序於工地現場同時組立製作樣品，例如螺紋式鋼筋續接器須使用與現場相同之程序鎖固，砂漿填充式續接器或續接套管宜使用與現場同時拌和之砂漿並以相同之方式充填，並以相同條件養護續接器試體直到測試齡期，以確保續接器施工品質符合要求。

(f) 外觀檢查包括位置、型式、密合情形、同軸度等項目，由施工廠商進行100%之檢驗，監造進行抽驗。監造抽驗比例與抽驗不合格時之處理方式依契約之規定辦理。如契約未規定抽驗比例，則以至少5%為宜。

具有螺紋接頭之續接組件密合度須以扭力扳手抽驗，其扭矩值不得小於續接性能合格報告紀錄之標稱值，扭矩大小與螺紋接頭材質、外徑、牙形、牙高及牙距有關，一般螺紋預應力設計值約為材料規定降伏強度之20%。施工中扭矩值抽驗數量不得低於該批產品數量之15%，不合格部分須鎖緊至扭矩值之外，另再加倍抽驗直到合格為止。

外觀檢查不合格之續接部位，除不影響強度者得經監造單位核可之方法予以適當之修正或改善外，宜拆除或切斷重新續接。

26.6.5.2 允收準則

- (a) 鋼筋機械式續接試驗應依CNS 15560之規定辦理，惟指定負載、加載反復週次及循環週次等應依本節規定辦理。
- (b) 續接試體準備及裝置依CNS 15560規定辦理，續接試體在進行試驗前不得預拉。
- (c) 鋼筋機械式續接試驗合格標準如表26.6.5.2所列。
- (d) 除非另有規定，試體破壞模式如斷裂位置或鋼筋拔出等不作為等級判別或拒收之理由。
- (e) 高塑性反復負載試驗過程如發生試體挫屈之現象，該試驗視為無效而非試體不合格。

表 26.6.5.2 鋼筋機械式續接試驗性能合格標準

試驗項目	加載程序	指標	合格標準		
			第三類 (SA級)	第二類 (A級)	第一類 (B級)
單向拉伸及滑動試驗	0 → 0.95 P _y → 0.02 P _y → 拉至破壞	抗拉強度	≥ 1.25 f _y 且 ≥ f _u	≥ 1.25 f _y 且 ≥ f _u	≥ 1.25 f _y
		殘留滑動量 (δ _s) _{1c}	≤ 0.3 mm	≤ 0.3 mm	≤ 0.3 mm
		續接處外鋼筋之伸長率 ^[1]	≥ 9%，鋼筋尺度 D32以下 ≥ 6%，鋼筋尺度 D36以上	≥ 4%	≥ 2%
重複負載及滑動試驗	0 → (0.95 P _y ↔ 0.02 P _y) × 30回 → 拉至破壞	抗拉強度	不適用	不適用	≥ 1.25 f _y
		滑動量 (δ _s) _{30c}	不適用	不適用	≤ 0.3 mm
		續接處外鋼筋之伸長率 ^[1]	不適用	不適用	≥ 2%
高塑性反復負載試驗	0 → (0.95 P _y ↔ -0.5 P _y) × 16回 → (nδ _y ↔ -0.5 P _y) × 8回 → (2nδ _y ↔ -0.5 P _y) × 8回 → 拉 至破壞 ^[2]	抗拉強度	≥ 1.25 f _y 且 ≥ f _u	≥ 1.25 f _y 且 ≥ f _u	不適用
		滑動量 (δ _s) _{16c} - (δ _s) _{1c}	≤ 0.3 mm	≤ 0.3 mm	不適用
		滑動量 (δ _s) _{24c}	≤ 0.9 mm	≤ 0.9 mm	不適用
		滑動量 (δ _s) _{32c}	≤ 1.8 mm	不適用	不適用
		續接處外鋼筋之伸長率 ^[1]	≥ 9%，鋼筋尺度 D32以下 ≥ 6%，鋼筋尺度 D36以上	≥ 4%	不適用

^[1] 續接處外兩側鋼筋伸長率之較大值。

^[2] 第二類(A級)完成24回後可拉至破壞；f_y ≤ 4,200 kgf/cm² [420 MPa]之鋼筋，塑性倍率n = 6；

f_y = 5,600 kgf/cm² [550 MPa]之鋼筋，塑性倍率n = 5；f_y = 7,000 kgf/cm² [690 MPa]之鋼筋，塑性倍率n = 4。

解說：

(c)經內政部建研所(李宏仁等人2017、2020)彙整各方意見建議之表26.6.5.2適用於各等級鋼筋。表26.6.5.2的高塑性反復負載試驗程序之塑性倍率n隨鋼筋強度等級調整，避免對於SD550W或更高強度等級鋼筋有過於嚴苛之情形，有關鋼筋強度等級在SD550W以上之機械式續接試驗性能合格標準之驗證，可參考內政部建研所研究報告(李宏仁等人2020)。

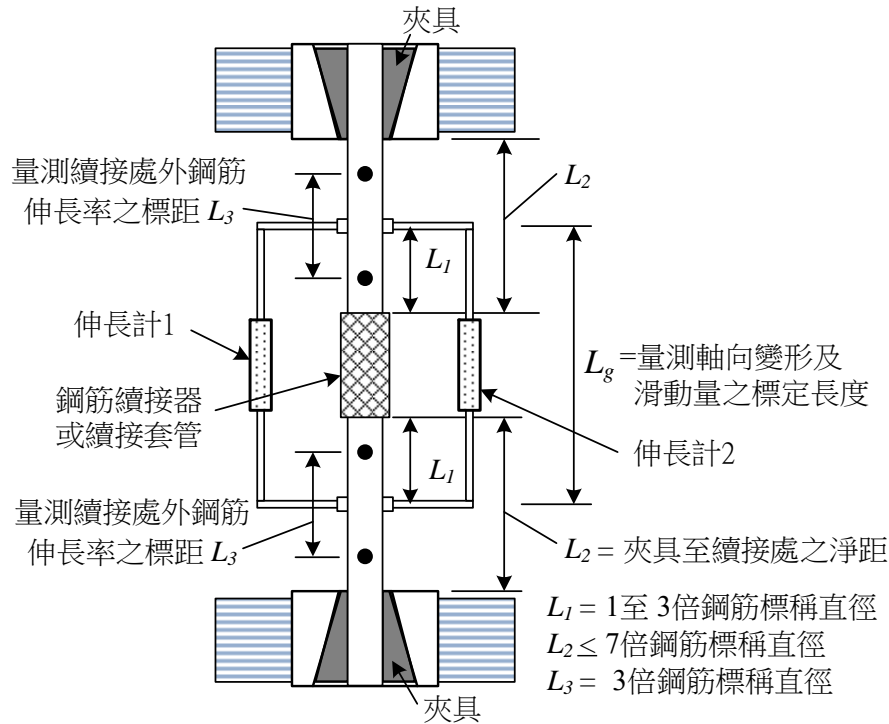
由於第三類(SA級)機械式續接被許可用於任何位置，包括地震時鋼筋可能降伏並承受多次反復非彈性應變之位置，因此需要較嚴格之施工品質檢驗。除續接處之強度及滑動量外，被續接鋼筋須能發展至規定之伸長率以確保破壞時具有適當之韌性。

各項試驗依CNS 15560規定辦理，試驗裝置及加載程序如圖R26.6.5.2所示。另為量測續接處外兩側鋼筋之伸長率，試驗前於續接器兩側之鋼筋上各刻劃兩個標示點，標示點距離續接器兩端或夾具均不得小於1倍鋼筋標稱直徑d_b，此法可適用於各種樣式之機械式續接。被續接鋼筋之伸長率合格標準參考加州交通廳標準(Caltrans 2015)，第三類(SA級)要求鋼筋尺度D32或更小者至少9%，鋼筋尺度D36或更大者至少

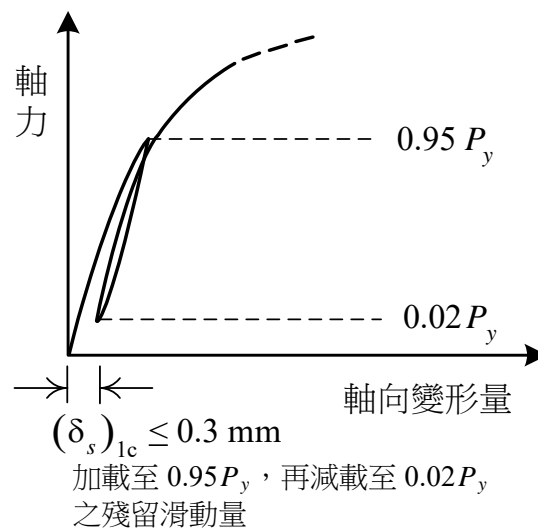
6%。

圖R26.6.5.2(b) 單向拉伸及滑動試驗程序中加載上限提高至 $0.95P_y$ ，較能有效地測試續接處之密合程度，而滑動量可接受值調整為 0.3 mm ，可降低因續接組件瑕疵或量測系統誤差造成結果之誤判。

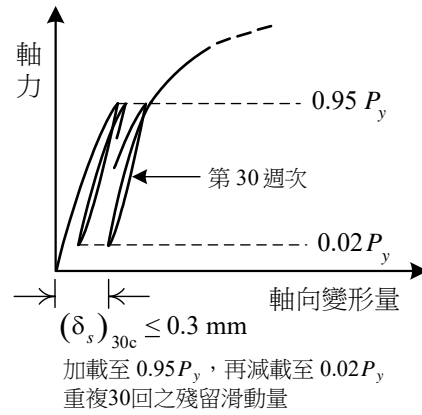
高塑性反復負載試驗之當次滑動量依圖R26.6.5.2(e)所示方法計算，取荷重在拉力 $0.50P_y$ 至 $-0.25P_y$ 壓力之間，由拉至壓及由壓至拉之相對軸向變形量，分別扣除該試體之彈性變形量，取兩者之平均值為當次滑動量。彈性變形以該試體加載 $0.05P_y$ 至 $0.70P_y$ 之割線彈性勁度計算。



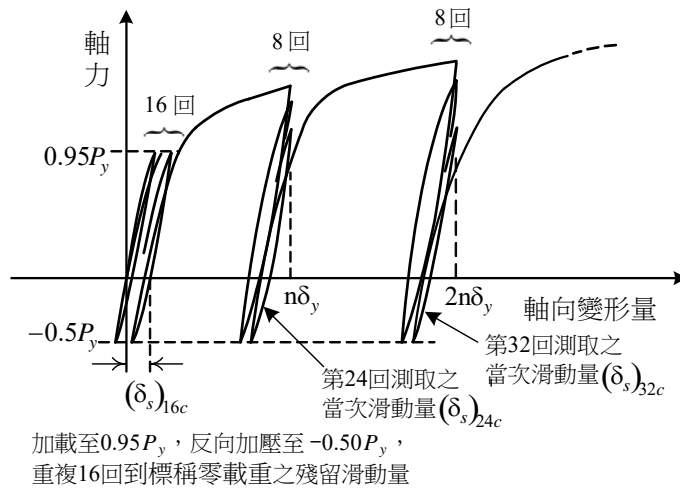
圖R26.6.5.2(a) 鋼筋機械式續接試驗裝置



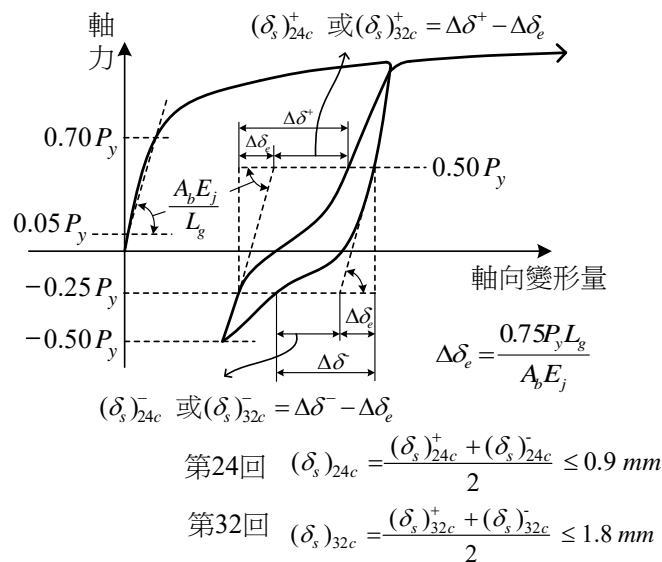
圖R26.6.5.2(b) 單向拉伸及滑動試驗程序



圖R26.6.5.2(c) 重複負載及滑動試驗程序



圖R26.6.5.2(d) 高塑性反復負載試驗程序



圖R26.6.5.2(e) 當次滑動量計算法示意圖

圖R26.6.5.2 鋼筋機械式續接試驗裝置及加載程序

26.7 混凝土錨定

26.7.1 設計資訊應包括：

- (a) 依據第17.1.2節，使用錨栓適用條件之評估和品質要求。
- (b) 錨栓型式、尺度、位置要求，有效埋設深度和安裝要求。
- (c) 錨栓型式、尺度、位置要求，用於發展第17.5.2節規定之錨栓強度，以及依據第10.7.6.1.6節規定柱頂或墩座安裝錨栓處之橫向鋼筋。
- (d) 剪力凸出物之型式、尺度、位置，用於發展第17.11節規定之剪力強度。
- (e) 基板預留孔尺度和位置，澆置混凝土或砂漿時用於檢查及排氣。
- (f) 依據第17.9節，錨栓最小邊距。
- (g) 用於連接後續工程施工，其外露錨栓之防蝕措施。
- (h) 對於後安裝錨栓，用於依據第17.5節設計強度之相關參數，包括錨栓型式、混凝土強度、粒料種類、輕質混凝土種類、安裝扭力值、以及鑽孔前置作業要求。
- (i) 對於抗拉黏結式錨栓，依據第17.6.5節，用於設計特有握裹應力之相關參數，包括混凝土溫度範圍、安裝時混凝土濕度狀況、使用輕質混凝土類型、鑽孔和準備要求。
- (j) 抵抗持續拉力載重之水平或傾斜向上植入黏結式錨栓之確認。
- (k) 依據ACI 355.4或設計者制定之監造計畫，黏結式錨栓所需載重證明。
- (l) 規定黏結式錨栓安裝者所需認證，包含抵抗持續拉力載重之水平或傾斜向上植入黏結式錨栓。

解說：

設計圖說中載明符合本規範錨栓規格之最低要求。

(a) 後置黏結式錨栓之強度和變形能力驗收試驗參閱ACI 355.2或ACI 355.4，這些試驗假設錨栓參考製造廠商安裝指引 (MPII) 進行安裝。

(f) 某些特定形式的錨栓對於孔徑、清潔程度、軸心方向、安裝扭矩值、裂縫寬度及其他等因素頗為敏感。此敏感度部分間接地納入在不同錨栓類型所指定 ϕ 值，視其安裝安全測試之部分結果而定。倘若錨栓元件有所改變亦或安裝程序偏離規定程序時，有可能導致錨栓無法符合ACI 355.2或ACI 355.4之允收準則。

(g) 由於黏結式錨栓的握裹強度易受安裝之影響，現場品質控制格外重要。設計圖說須提供設計所用特定握裹應力之相關參數，這些參數可能包括但不限於：

- (i) 許可的錨栓安裝環境(混凝土乾燥或濕潤、混凝土溫度範圍)。
- (ii) 許可的鑽孔方法。
- (iii) 孔洞清潔程序之要求。
- (iv) 錨栓型式和尺度範圍(螺桿或鋼筋)。

孔洞清潔係為避免鑽孔碎屑及粉塵妨害黏結。視製造廠商安裝指引 (MPII)、合格錨栓型式、以及現場條件而定，孔洞清潔可能包含以吸塵器清理孔內碎屑、空壓機械裝置清掃表面粉塵、以及最後通常以空壓機清空孔內任何殘留的粉塵及碎屑。倘若以濕式工法鑽孔，孔內可能潮濕積水需以空壓機吹乾，壓縮空氣不得含有油汙或水氣。對於安裝於濕潤混凝土(例如戶外淋雨的位置)的錨栓，鑽孔汗泥須以其他手段清除。在任何情況，產品製造廠商之安裝指引(MPII)應清楚說明這些程序，倘若安裝程序未清楚地說明，請聯繫製造廠商。這些書面的安裝指引(包含安裝時混凝土溫度限制、可否有水、以及無氣泡黏著劑注射和養護之必要程序)是依據ACI 355.4執行評定黏結式錨栓系統組成的一部分。

(l) 黏結式錨栓對於安裝方向頗為敏感。此敏感度再加上黏結式錨栓抵抗持續拉力載重之強度變異性時，需要經過認證的安裝人員執行安裝。認證作業也適用其他安全相關之應用，安裝人員可經測試及訓練計畫(含ACI CCP 660.1-17黏結式錨栓安裝人員認證計畫，或類似認證計畫定義之筆試及實作評量)取得合格證照。非ACI認證黏結式錨栓安裝人員之許可與否由設計者認定。此外，安裝人員宜另由具合格黏結式錨栓系統的製造廠商處取得特定產品之訓練指引。

類似或等效的安裝人員認證計畫，宜由公正客觀的公信機構以筆試和實作評量黏結錨栓安裝人員之知識和技能。認證計畫宜反映市面上能買到的錨栓系統所需的安裝知識和技能，筆試之效果宜經過題目和答案的統計分析來校驗。等效的認證計畫宜提供可快速回應且精確的機制來查核定期更新的證書。

26.7.2 合格要求應包括：

- (a) 預埋錨栓及其附件和錨栓補強筋應依據設計圖說所示確實定位在模板內，澆置混凝土時應以適當手段搗實錨栓和錨栓補強筋周圍之混凝土。
- (b) 在剪力凸出物周圍之混凝土搗實或灌漿是否恰當應利用基板檢查孔查驗。
- (c) 後置式錨栓應依據製造廠之指示進行安裝。
- (d) 後置式錨栓應由合格安裝人員安裝。
- (e) 設計圖說標示抵抗持續拉力載重之水平或傾斜向上植入之黏結式錨栓，應由認證合格人員安裝。
- (f) 黏結式錨栓安裝時混凝土齡期應至少在21天以上。

解說：

(c) 製造廠商安裝指引 (MPII) 包含所有正確安裝後置式黏結錨栓的相關資訊，依據第26.7.1(f) 和 26.7.1(g)節其他要求可能適用於特定案例。而黏結式錨栓可能要應用相關要求，包括安裝者資格和檢查之要求。

(e) 許多錨栓的性能特性視錨栓安裝適當與否而定，抵抗持續拉力載重之水平或是傾斜向上植入的黏結式錨栓，需要由具備黏結式錨栓系統和安裝程序之計畫認證合格人員進行安裝。施工人員可藉由通過認證計畫考核取得認證。

(f) 依據ACI 355.4 黏結式錨栓在兩個混凝土強度範圍作試驗：175-280 kgf/cm²[17.5-28 MPa] 以及 455-600 kgf/cm²[45.5-60 MPa]。一般而言，握裹強度受混凝土抗壓強度的影響不高，因此在具有最小抗壓強度的短齡期混凝土上安裝試驗，無法確保黏結式錨栓之設計性能，因此錨栓安裝時混凝土之最短齡期訂為21天。

26.8 埋置物

26.8.1 設計資訊應包括：

- (a) 由設計者設計之埋設物類型、尺度、細節和位置。
- (b) 需垂直於預埋管之預埋鋼筋。
- (c) 預埋管與其配件之規定混凝土保護層。
- (d) 預計連接未來工程之外露埋設物防蝕保護。

26.8.2 合格要求應包括：

- (a) 未註明於設計圖說中之埋設物之類型、尺度、細節和位置，應提交設計者審核。
- (b) 鋁製埋設物應塗布或覆蓋，以防止鋁和混凝土間之反應，及鋁和鋼之電解作用。

- (c) 未註明於設計圖說中之管材和管件，應設計能抵抗所面對之材料、壓力和溫度影響。
- (d) 在混凝土達到規定抗壓強度前，除了不超過32 °C [305 K] 或3.5 kgf/cm² [0.35 MPa] 壓力之水以外，應無液體、氣體或蒸氣存在管道中。
- (e) 在實心板中，除了輻射加熱或融雪用者外，管道應設置於頂部和底部鋼筋之間。
- (f) 管線和管道應製作及安裝妥當，使鋼筋安置在規定位置後無需再行切割、彎曲或移動。

26.9 預鑄混凝土附加要求

26.9.1 設計資訊應包括：

- (a) 預鑄構材和界面構材之尺度許可差
- (b) 若由設計者設計，則包括承載因裝卸、儲存、運輸和安裝所需臨時載重之起重設備、埋置物及相關鋼筋等細節要求。

解說：

(a) 預鑄構材和連接元件在結構中的位置許可差及個別構材尺度許可差，在設計中是特別敏感的。為避免誤解，設計中使用的許可差宜在設計圖說中敘明。設計中可明訂標準工業許可差，而無需規定個別許可差。規定標準工業許可差的偏差是非常重要的。

第26.6.2節要求的許可差，被認為是預鑄混凝土中鋼筋之最低接受標準。ACI ITG7-09提供工業標準產品和安裝許可差，ACI 117提供預鑄混凝土與場鑄混凝土介面的許可差。

(b) 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，除承受單純的拉應力外，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，考慮可能發生的各種狀況，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 (臺灣混凝土學會 2016a)。

若裝置、埋置物或相關鋼筋並非由設計者設計，則其細節宜依據第26.9.2(c)節之規定敘明於施工圖中。

26.9.2 合格要求應包括：

- (a) 構材應標示其在結構中之位置、方向與製造日期。
- (b) 構材識別標記應與吊裝圖說一致。
- (c) 若非設計者設計，則用以承載裝卸、儲存、運輸和安裝所需臨時載重之起重設備、埋置物及相關鋼筋，應提供設計細節。
- (d) 安裝過程中，預鑄構材和結構應予以適當支撐和橫撐，以確保適當之線形、強度和穩定性，直到完成永久連結。
- (e) 若經設計者核准，混凝土在塑性狀態下埋入之埋置物應符合下列(1)至(4)之規定：
 - (1) 埋置物應從預鑄混凝土構材中突出，或保持外露以供檢查。
 - (2) 埋置物不需被鉤住或綁在混凝土內之鋼筋上。
 - (3) 當混凝土仍為塑性狀態時，埋置物應維持在正確之位置。
 - (4) 應搗實埋置物周圍之混凝土。

解說：

(c) 參見第26.9.1(b)節解說，當設計是委由承包商負責，依設計者的選擇，可要求提交本條文規定之施工圖或計算書，或兩者皆提交。

(d) 依施工手段和方法之責任分配，所有臨時安裝的連接、橫撐、支撐及這些工項的移除順序，宜註明在設計圖說或安裝圖說中。

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、施工活載重與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。

(e) 許多預鑄產品依其製造方式，如鋼筋要在混凝土澆置前突出於混凝土外，且要固定鋼筋位置，雖然困難但非不可能。如有適當的預防措施，仍可在混凝土為塑性時，即置入水平剪力繫筋及埋入件。惟此規定並不適用於完全埋入的鋼筋，或被鉤住、連接到埋入鋼筋的埋置物件。

26.10 預力混凝土附加要求

26.10.1 設計資訊應包括：

- (a) 預力之大小和位置。
- (b) 鋼腱施拉順序。
- (c) 設計者選定之後拉預力錨定系統之類型、尺度、細節和位置。
- (d) 依據表26.6.2.1(a)，鋼腱和後拉預力套管安置之許可差。
- (e) 無握裹鋼腱、外置鋼腱、續接器、端部接頭、後拉預力端錨與錨定區之防蝕保護材料和細節。
- (f) 握裹鋼腱套管之要求。
- (g) 握裹鋼腱之灌漿要求，包括最高水溶性氯離子 (Cl⁻) 含量不超過0.15 kg/m³之要求。

解說：

(b) 錨定裝置施拉預力的順序，會顯著的影響一般區域的應力。因此，不僅在最終完工階段考慮所有鋼腱的預力施拉順序，施工階段的施拉順序也非常重要。後拉預力鋼腱個別施拉順序組合及全部鋼腱造成之臨界爆裂力宜予以考慮。

(e) 有關保護的建議，參見ACI 423.3R之4.2和4.3，及ACI 423.7之3.4、3.6、5、6和8.3。另可參閱第20.6.1.4.2節有關防蝕的要求。

可藉由許多方法達成腐蝕防護，宜針對所在的環境提供適用的鋼腱腐蝕防護。有些條件下，預力鋼筋需要由混凝土保護層或由金屬或塑膠套管內的水泥灌漿來保護；其他條件下，則允許使用塗料，如油漆或油脂保護。除外置後拉預力的設置只是為了提高其使用性外，防蝕方法宜符合建築技術規則的防火要求。

(f) 握裹鋼腱套管的要求規定可參考PTI M50.3和PTI M55.1。

(g) 握裹鋼腱灌漿其他要求規定可參考PTI M55.1。

26.10.2 合格要求應包括：

- (a) 後拉預力錨定系統之類型、尺度、細節和位置如未標註於設計圖說中，應提交設計者審核。
- (b) 鋼腱和後拉預力套管應放置在要求之許可差範圍內，並加以支撐以防止在混凝土澆置時位移超出許可差要求。

- (c) 續接器應放置在經設計者許可之位置，閉合外套管應有足夠長度以允許必要之移動。
- (d) 在預力鋼筋附近進行燃燒或銲接作業時，應確保預力鋼筋不遭受銲接火花、接地電流或溫度影響，導致降低鋼筋之材料性質。
- (e) 施拉預力和摩擦損失，應依下列(1)和(2)方式驗證：
 - (1) 比較量測已施預力鋼筋之伸長量，與由試驗測定或製造商提報之彈性模數計算所得之伸長量。
 - (2) 使用已校準設備如液壓壓力計、荷重元或測力計來量測千斤頂力。
- (f) 除非經設計者核准，否則依第26.10.2(e)節之(1)和(2)規定所得之預力值差異，如在先拉預力施工超過5%或後拉預力施工超過7%時，其差異原因應予以查明和校正。
- (g) 因無法更換破損預力鋼筋導致之預力損失，除經設計者核准外，應不超過預力混凝土構材總預力之2%。
- (h) 如果力量從先拉法預力床之錨定裝置轉移到混凝土係採用火焰切割預力鋼筋，則切割位置和切割順序之選擇，應避免在先拉預力構材中產生臨時應力。
- (i) 較長之外露先拉預力鋼絞線應在構材附近進行切割，以減少對混凝土的衝擊。
- (j) 後拉預力結構之預力鋼筋，為單絞索或預力鋼棒時，應待混凝土抗壓強度至少為175 kgf/cm² [17.5 MPa] 才可施拉預力，為多絞索鋼腱時，混凝土抗壓強度至少為280 kgf/cm² [28 MPa]，或依需要之更高強度。第26.10.2(k)節提供這些強度要求之例外規定。
- (k) 如符合下列(1)或(2)之規定，得允許比第26.10.2(j)節要求低之混凝土抗壓強度：
 - (1) 使用超大錨定裝置來補償較低之混凝土抗壓強度。
 - (2) 預力鋼筋施加之預力未超過50%有效預力。

解說：

(f) 先拉預力施工5%的許可差反映生產這些構材的經驗，因為先拉結構的預力鋼筋通常在空氣中施預力，摩擦效應最小，所以5%的許可差是合理的。對於後拉預力施工，則允許稍高的許可差。有一些影響後拉預力施工伸長量量測的因素，在先拉預力施工中比較不明顯或不存在。後拉預力裝置中沿預力鋼筋的摩擦，因鋼腱及混凝土澆置時發生的鋼腱放置許可差及鋼腱線形些微的不規則，導致沿預力鋼筋的摩擦可能會受變化的角度影響，預力鋼筋與套管間的摩擦係數也會依此變化而有不同。

(g) 本規定適用於所有預力混凝土構材。場鑄後拉預力樓板系統中，構材宜視為設計中的一個構件，譬如在單向小梁系統的小梁和有效樓板寬，或雙向平板系統的柱列帶或中間帶。因無法更換破損的預力鋼筋，某些構材顯示可以容納超過2%的預力損失。

(k) 為限制早期收縮開裂，單絞索鋼腱有時在混凝土強度低於175 kgf/cm² [17.5 MPa] 時就施拉預力。在這種情況下，可使用超大的單絞索錨定裝置，或將鋼絞線依施工階段分段施拉預力，通常至1/3到1/2有效預力。

26.11 模板

26.11.1 模板設計

解說：

通常承包商負責模板工程設計，本規範提供大眾健康和安全性所必要之最低模板性能要求。混凝土模板工程之設計、施工和拆除需要周全的判斷和規劃，以達到足夠之安全性。ACI 347 “混凝土模板工程之

指引 (Guide to Formwork for Concrete)”提供混凝土模板的詳細資訊，此指引主要給承包商應用於模板工程之設計、施工、材料，和特殊結構物用模板，但它亦有助於設計者編製設計圖說。

26.11.1.1 設計資訊應包括：

- (a) 承包商進行設計、加工、安裝和移除模板之要求。
- (b) 合成構材需要支撐之位置。
- (c) 拆除合成構材支撐之要求。

解說：

第24.2.5節涵蓋有關支撐和無支撐構材的撓度要求。

26.11.1.2 合格要求應包括：

- (a) 模板設計應考慮下列(1)至(6)：
 - (1) 混凝土澆置方法。
 - (2) 混凝土澆置速率。
 - (3) 施工載重，包括垂直、水平及衝擊載重。
 - (4) 避免傷及已施工之構材。
 - (5) 對於後拉法預力構材，在不損壞構材條件下，施加預力過程中構材之容許移動量。
 - (6) 對於後拉法預力構材，施加預力過程中模板承受再分配荷載之容許量。
- (b) 模板製作與安裝應使最終完成結構符合設計圖說要求。
- (c) 模板應足夠緊密，以抑制水泥漿或砂漿洩漏。
- (d) 模板應支撐或繫緊，以保持其位置和形狀。

26.11.2 模板拆除

26.11.2.1 合格要求應包括：

- (a) 施工前承包商應制定模板拆除和再撐安裝之步驟及時程，並應計算施工過程中轉移到結構體之載重。
- (b) 規劃和執行模板拆除和再撐安裝所需之結構分析和混凝土強度要求，應由承包商提供給設計者審核，必要時亦須提供給主管單位。
- (c) 施工中結構之任何部分，不應施加施工載重，亦不應拆除任何模板，除非該部分之結構與留存模板組合，具有足夠強度可安全地支撐其自重和施加载重，且不損害其使用性。
- (d) 考慮預期載重、模板強度及推估之現地混凝土強度下，經由結構分析確認具有足夠強度。
- (e) 現場澆置混凝土強度之推估應依據現場養護圓柱試體試驗結果，或經設計者核准之其他混凝土強度評估方法得到，如有規定時，亦須主管單位核准。
- (f) 模板應在不損害結構安全性和使用性下進行拆除。
- (g) 拆模後外露之混凝土應具有足夠強度，不可因拆模造成損傷。
- (h) 後拉預力構材在施加足夠預力以支承其自重及預期施工載重前，不得拆除預力構材之模板支撐。
- (i) 施工中無支撐結構之施工載重，不得超過外加靜載重與折減活載重之組合，除

非分析顯示結構有足夠之強度來支撐超額載重，且不損及使用性。

解說：

(d) 決定拆模時間時，宜考慮施工載重、現場混凝土強度和可能大於設計者可接受的撓度 (ACI 347 和 ACI 347.2R)。施工載重可能大於規定的活載重，即使結構在早期可能就有足夠的強度來支撐施加的載重，但撓度仍可能導致使用性的問題。

多層建築的拆模宜為承包商考量整體結構及個別構材的臨時支撐下，所規劃流程中的一部分。該流程宜在施工前規劃，且基於下列(1)至(5)項考量下的結構分析：

- (1) 各施工階段的結構系統，以及對應於各階段的施工載重；
- (2) 在各階段施工過程中現場混凝土強度；
- (3) 結構及支撐系統之變形對施工過程中各階段靜載重與施工載重分布之影響；
- (4) 所用支撐和支撐系統的強度與間距，以及支撐、橫撐、支撐移除和再撐的方法，包括各種作業間的最短時間間隔；
- (5) 施工過程中影響結構安全性或使用性的任何其他載重或條件。

ACI 347.2R 提供用於多層建築支撐和再撐的資訊。

(e) 施工過程中混凝土強度評估，可由現場養護圓柱試體，或其他經設計者核准之混凝土強度評估方法得到，如有規定時，亦需主管單位核准，如下列(1)至(4)所示：

- (1) 依據 ASTM C873 場鑄圓柱試體試驗。本法僅限用於板，其混凝土厚度為 12.5 至 30 cm。
- (2) 依據 ASTM C803 貫入強度試驗。
- (3) 依據 ASTM C900 拉拔強度試驗。
- (4) 依據 ASTM C1074 成熟度指數量測和關聯性建立方法(2)、(3)和(4)需要有工程中所使用材料之足夠數據，以證明在結構上量測值，與模鑄圓柱試體或鑽心試體抗壓強度間之關聯性。ACI 228.1R 討論使用這些方法來評估現場混凝土強度。

(i) 在設計圖上規定的標稱活載重，使用於支撐大面積樓板的構材上時經常被折減，故施工載重之限值，宜考慮該項折減。

26.12 硬固混凝土評估與驗收

26.12.1 通則

26.12.1.1 合格要求應包括：

- (a) 硬固混凝土評估應根據強度試驗結果。一組強度試驗結果應為一組試體強度之平均值，須從工地新拌混凝土中依據 CNS 1174 及 CNS 3090 在澆置點取樣，依據 CNS 1231 製作及標準養護至少兩個直徑 15 cm 高 30 cm，或三個直徑 10 cm 高 20 cm 圓柱試體，在 28 天或在指定之 f'_c 測試齡期依 CNS 1232 辦理測試。
- (b) 對於噴凝土，一組強度試驗結果應為至少三個直徑 7.5 cm 鑽心試體強度之平均值，取樣自符合 CNS 14917 準備之格板樣品。
- (c) 進行驗收試驗之測試機構應符合相關規定。
- (d) 具有認證之現場試驗技術人員應在工作現場對新拌混凝土進行試驗，製作標準養護試體，需要時製作現場養護試體，及製作強度試驗試體時記錄新拌混凝土溫度。
- (e) 應由具有認證之實驗室技術人員執行所需之試驗。

- (f)** 驗收試驗之所有報告應提供給設計者、承包商及混凝土製造商，如有必要，亦須提供給業主和主管單位。

解說：

(a) 若需依據ACI 214R摒除偏離的個別圓柱試體強度時，製作和測試超過最少數量的試體可能是適當的。如果依ACI 214R規定摒除個別圓柱試體強度後，尚能提供至少兩個直徑15 cm高30 cm，或三個直徑10 cm高20 cm圓柱試體的平均強度，強度試驗結果仍是有效的。依ACI 214R未被摒除之所有圓柱試體強度都將用來計算平均強度。對每一種混凝土拌成物，代表強度試驗的試體尺度和數量宜相同。在施工前，業主、設計者和測試機構對於圓柱試體的尺度的意見宜一致。

10 × 20 cm圓柱試體比15×30 cm圓柱試體有高約20 %的試驗組內變異 (Carino 等人1994)，因此，測試3個而不是2個10 × 20 cm圓柱試體，以維持平均強度之信賴水準。

具代表性的混凝土強度試驗用試體，係取自運至工地現場的混凝土，例如在預拌車卸料或混凝土泵之出口取樣，CNS 1174提供自各種混凝土拌和或輸送設備上取樣之方法。注意在此處之強度試驗不適用那些依據CNS 1231儲存在結構體附近之工地養護試體，亦不適用實驗室試拌試體。

(c) 例如符合CNS 17025規定之TAF認證實驗室，可視為符合本規範之測試機構。另可參考ASTM C1077規定，此規定定義檢測機構人員的職責、義務和最低技術要求，同時定義混凝土和混凝土粒料測試設備的技術要求。進行圓柱試體與鑽心試驗以決定是否符合本規範要求之測試單位，宜由公認的評估機構進行認證或稽查，以確認符合ASTM C1077的要求。

(d) 可藉由通過包含筆試和實作評量的認證計畫讓技術人員獲得認證資格。負責混凝土的取樣、坍度、密度 (單位重)、產量、空氣含量和溫度試驗，及製作和養護試體的現場技術人員，可參考ACI混凝土現場測試技術員第1級認證計畫 (ACI Concrete Field Testing Technician—Grade 1, ACI CPP 610.1-18)，或符合ASTM C1077要求的等效計畫，進行認證。

(e) 混凝土實驗室之試驗人員，可參考ACI混凝土實驗室試驗技術員第1級認證計畫 (ACI Concrete Laboratory Testing Technician—Level 1)、ACI或台灣混凝土學會 (TCI) 之混凝土強度試驗技術員認證計畫、ASTM C1077的要求，或等效計畫的認證。

(f) 本規範要求將試驗報告分送給負責設計、施工和審核工程的人員。試驗報告的分送，宜於檢驗和測試服務契約中註明。及時分送試驗報告，以便可適時的研判是否合格或需改正作為。完整的試驗紀錄，使混凝土產製者於未來的工作中，能可靠地建立適當的拌和比例。

26.12.2 試驗頻率

26.12.2.1 合格要求應包括：

- (a)** 每天澆置之各種混凝土拌成物強度試驗試體取樣準備，應依據下列(1)至(3)規定：
- (1) 至少每天一次。
 - (2) 至少每120 m³混凝土一次。
 - (3) 至少每450 m²樓板或牆壁面積一次。
- (b)** 某計畫之特定混凝土配比，若混凝土總體積使得該試驗頻率少於五次強度試驗時，則強度試驗試體應選自於至少五個隨機批次；若少於五個批次時，則每個批次均需選取。

- (c) 若混凝土拌成物之總量小於40 m³時，在有合格及足夠強度證據提交主管單位並經核准下，則不需要進行強度試驗。
- (d) 噴凝土各配比每一噴嘴和操作員，至少每天或每40 m³噴凝土準備一個格板試樣，格板試樣較多者為準。

解說：

(a) 如果要正確地量測混凝土的合格性，宜採取嚴格隨機抽樣方式進行強度試驗用試體取樣。要在混凝土澆置期間得到具代表性的取樣，取樣的時間或拌合批次的選擇全都是基於機率，不能依外觀、方便性或其他可能有偏頗的準則作為批次取樣的基礎，否則統計分析將失去其有效性。ASTM D3665描述用於隨機選擇試驗批次的流程。一組強度試驗的試體（如在第26.12.2.1(a)節之定義）係由單一批次製造，在取樣後不可再添加水到混凝土中。

在計算表面積時，僅考量一側的樓板或牆壁。如果牆壁或樓板的平均厚度小於25 cm，依條件(3)要求，採比每澆置120 m³一次更頻繁的取樣數。

26.12.3 標準養護試體之允收準則

26.12.3.1 合格要求應包括：

- (a) 如符合下列(1)和(2)之規定，混凝土拌成物之強度等級可被接受：
 - (1) 任何三組連續強度試驗結果之算術平均值大於或等於 f'_c 。
 - (2) 如 f'_c 小於等於350 kgf/cm² [35 MPa]，強度試驗結果低於 f'_c 之差值不超過35 kgf/cm² [3.5 MPa]；如 f'_c 大於350 kgf/cm² [35 MPa]，強度試驗結果低於 f'_c 之差值不超過0.10 f'_c 。
- (b) 如不符合第26.12.3.1(a)節中任何一要求，應採取相關步驟以增加後續強度試驗結果之平均值。
- (c) 如未能符合第26.12.3.1(a)(2)節，應依第26.12.6節辦理強度試驗調查。

解說：

(a) 在工程施作過程中，收到試驗結果時，可研判混凝土評估及接受與否。即使混凝土的強度和均勻性是令人滿意，有時仍會發生強度試驗不符合這些標準，約有每100次試驗中發生1次的機率 (ACI214R)。為決定所產生的強度是否足夠，因應統計上預期的變異，宜訂出寬裕值。第26.12.3.1(a)節規定的強度驗收標準適用於第26.12.1.1(a)節允許的10 × 20 cm或15 × 30 cm 圓柱試體所得之試驗結果。由這兩種試體尺度得到試驗結果間平均差異，在設計上被認為是不顯著 (Carino等人1994)。

(b) 採取增加後續之強度試驗結果的步驟，取決於特殊的情況，這些情況可包括下列(1)至(7)項的一項或多項：

- (1) 增加膠結材料的含量；
- (2) 減少或更好的控制含水量；
- (3) 使用減水劑以改善膠結材料的分散效果；
- (4) 拌成物配比的其它改變；
- (5) 縮短運送時間；
- (6) 更準確控制空氣含量；
- (7) 提高試驗品質，包括嚴格要求符合CNS 1174、CNS 1231和CNS 1232等相關規定。

此等執程序中的改變，或膠結材料含量的微小變化，或含水量變化，宜不要求重新正式提送拌成

物配比。但當水泥、粒料或摻料來源改變時，則需要提交設計者相關證據顯示其混凝土強度將得到改善。

26.12.4 噴凝土之允收準則

26.12.4.1 合格要求應包括：

- (a) 驗收試驗之試體應依據下列(1)和(2)之規定：
 - (1) 格板試樣之座向應與噴嘴操作員施工時預期施噴位置一致。
 - (2) 鑽心試體取樣、準備及試驗應依據CNS 1238辦理。
- (b) 如同一個格板試樣之三個鑽心試體強度平均值至少達到 $0.85 f'_c$ ，且無單一鑽心試體強度低於 $0.75 f'_c$ ，噴凝土拌成物之強度可被接受。
- (c) 如不符合第26.12.4.1(b)之要求，應採取相關步驟以增加後續強度試驗結果之平均值，並進行低強度試驗結果調查。

解說：

(a) 自符合CNS 14917準備的噴凝土格板試樣中鑽取之鑽心試體，其試體長徑比通常小於1.75，因此須依據CNS 1238規定修正抗壓強度，再比對允收準則。

26.12.5 輕質混凝土密度之允收準則

26.12.5.1 合格要求應包括：

- (a) 新拌密度之檢驗頻率應依據26.12.2節辦理。
- (b) 輕質混凝土新拌密度試驗應依CNS 1174在混凝土卸料或輸送出口取樣。
- (c) 輕質混凝土新拌密度應依據相關方法測定。
- (d) 除設計者另有規定外，輕質混凝土新拌密度試驗值介於穩定後密度規定值 $\pm 64 \text{ kg/m}^3$ 範圍內視為可接受。

解說：

對於規定穩定後密度 w_c 之配比設計，新拌混凝土密度之許可差係考慮粒料含水率、含氣量、及拌和量之變異。此許可差對於輕質混凝土修正因子 λ 值及設計上之影響輕微，故視為可接受。設計者適當時機可考慮給予新拌密度更大的許可差來涵蓋那些可預期的變因。

新拌密度可依據ASTM C172方法測定。

26.12.6 強度試驗調查

26.12.6.1 合格要求應包括：

- (a) 如果任何標準養護圓柱試體之強度試驗結果低於 f'_c ，且超過可驗收之限值，或若現場養護圓柱試體試驗顯示保護和養護不足，則應採取必要步驟，以確保未危及結構適當性。
- (b) 若已確認低強度混凝土之可能性，且計算結果顯示結構之適當性已明顯降低，則得依據CNS 1238在有問題區域進行鑽心試驗。在此情況下，每組強度試驗結果低於 f'_c 之值超過允許限值之代表區域，應取三個鑽心試體。
- (c) 設計者或主管建築機關得依CNS 1238補充說明混凝土鑽心試體試驗細節。

- (d) 鑽心試體應先取樣，在潮濕狀況下儲存在水密袋或容器中運至檢測機構，並依據CNS 1238之規定進行試驗。除非經設計者或主管建築機關核准外，否則鑽心試體應於取樣後2天內完成濕度調節並置放至少5天，鑽取後7天內完成試驗。
- (e) 如果符合下列(1)和(2)之規定，由鑽心試驗所代表區域之混凝土應視為結構性適當：
- (1) 三個鑽心試體強度平均值至少達到 $0.85 f'_c$ ；
 - (2) 無單一鑽心試體強度低於 $0.75 f'_c$ 。
- (f) 鑽心強度結果不穩定，其所代表之區域，得額外增加鑽心試驗。
- (g) 如果鑽心強度試驗結果無法滿足結構適當性之標準，且結構適當性仍有疑慮時，主管部門得依據第二十七章，對有問題之結構部分進行強度評估或採取其他適當做法。

解說：

若強度試驗未能達到第26.12.3.1(a)(2)節規定的允收準則，或工地養護試體平均值不符第26.5.3.2(e)節之規定，則僅適用於施工期間的現場混凝土強度評估之需求宜被提出。既有結構的強度評估包含於第二十七章。主管單位宜進行判定這些偏低的試驗結果重要性，及是否需要被特別注意。如果認為有必要進一步的調查，可包括ACI 228.1R規定之現場試驗，或者在特別情況下，包括進行結構鑽心強度試驗。

混凝土現場試驗，如貫入針 (CNS 10733)、混凝土反彈錘 (CNS 10732) 或拉拔試驗 (ASTM C900)，可能在判定結構的一部分是否為低強度混凝土上是有用的。除非這些現場試驗結果與認可程序(如ACI 228.1R)計算的抗壓強度已建立關係，否則這些現場試驗值主要是在相同的結構中做比較，而不是定量的強度評估。

如果需要的話，鑽心試驗可提供保守的允收準則，並確保幾乎在任何施工方式下結構的適當性 (Bloem 1965, 1968 ; Malhotra 1976, 1977)。低強度在很多情況下可能是可以容忍的，但這歸屬於設計者和主管單位的判斷。如果依據第26.12.6.1(d)節的鑽心試驗強度，未能符合第26.12.6.1(e)節之規定，由主管單位要求如第二十七章中描述的強度評估，可能仍是可行的，尤其是在樓板或屋頂系統。缺少強度評估時，若時間和條件允許，可作現場補充濕養護，以改善混凝土的強度。補充養護的有效性，宜利用之前討論的相關程序，透過進一步的強度評估來驗證。

如前所述，本規範所提結構安全的關注與低強度試驗結果 (第26.12.6節) 的調查要求，都是為達成此目標。本規範的功能並非設定強度不足的责任。

(a)如果現場養護圓柱試體的強度不符合第26.5.3.2(e)節之規定，採取的步驟為改善養護。如果補充現場試驗證實結構物的混凝土強度可能不足時，則可能需要鑽心試驗來評估結構的適當性。

(c)CNS 1238允許「試驗指定者」補充說明試驗細節。基於本規範目的，試驗指定者為設計者或主管建築機關。

(d)利用水冷鑽取或水冷鋸切端面的結果會造成鑽心外表和內部間的水分梯度，這個梯度會降低鑽心的抗壓強度 (Bartlett及MacGregor 1994)。鑽心試體濕度調節和試驗間隔至少5天的要求，提供減小水分梯度的最短時間。假若使用水冷鑽取及端面鋸切，濕度調節時間自鋸切後開始起算2天內完成，鑽心和試驗之間的最大時間7天的規定，是為了確保在混凝土強度有問題時，能及時測試鑽心試體。倘若試體端面需要水冷鋸切，宜於試體鑽取後2天內完成以符合測試標準所訂之期限。

研究 (Bartlett及MacGregor 1994) 也顯示，其他水分調節程序，如浸泡或空氣乾燥，會影響測得之鑽心強度，導致無法代表現場混凝土。因此，為了提供足以代表現場條件的可重現水分條件，提出一個允

許鑽心試體水分梯度消散的標準水分調節流程。CNS 1238允許試驗指定者(設計者或建築主管機關)修正原設定之試驗前水分調節時間。然而，試驗指定者須了解到鑽心試體水分梯度消散前進行測試可能會導致強度折減。

(e) 平均鑽心強度訂為85 %規定強度是務實的 (Bloem 1968)。由於試體的大小、取樣條件、搗實程度及養護條件的差異，期望平均鑽心試驗強度等於 f'_c ，是不務實的。建立鑽心試驗強度的允收準則時，已經考慮到作為調查低強度試驗結果的鑽心時間通常會晚於指定 f'_c 之齡期。為了滿足第26.12.6.1(d)節規定之目的，本規範並不主張鑽心強度需依鑽心試體的齡期調整。

26.12.7 鋼纖維混凝土之驗收

26.12.7.1 合格要求應包括：

(a) 用於抵抗剪力之鋼纖維混凝土，應符合下列(1)至(3)之規定：

- (1) 標準養護試體抗壓強度之允收準則。
- (2) 依照相關規定之抗彎試驗，跨度中央撓度為1/300跨距時，殘餘強度至少為下列(i)和(ii)之大者：
 - (i) 從抗彎試驗中量測第一峰值之90 %強度，和
 - (ii) 對應 $2.0\sqrt{f'_c}$ [$0.62\sqrt{f'_c}$] 強度之90 %。
- (3) 依照相關規定之抗彎試驗，跨度中央撓度為1/150跨距時，殘餘強度至少為下列(i)和(ii)之大者：
 - (i) 從抗彎試驗中量測第一峰值之75 % 強度，和
 - (ii) 對應 $2.0\sqrt{f'_c}$ [$0.62\sqrt{f'_c}$] 強度之75 %。

解說：

目前國內無鋼纖維混凝土抗彎試驗相關規定，可參考ASTM C1609試驗，其性能標準是基於撓曲試驗結果 (Chen等人 1995)，試驗中鋼纖維混凝土的纖維型式和含量，與第9.6.3.1節所依據梁試驗使用的是類似的。

ASTM C1609定義的“殘餘強度”用語，和開裂鋼纖維混凝土的抗拉能力相關。強度 $2.0\sqrt{f'_c}$ [$0.62\sqrt{f'_c}$] 與由式(19.2.3.1) 所提供之混凝土設計破裂模數是一致的。

26.13 檢驗

26.13.1 通則

26.13.1.1 混凝土施工應依一般建築規範要求進行檢驗。

第二十七章 既有結構物強度評估

27.1 範圍

27.1.1 本章條款適用於利用分析法或載重試驗對既有結構物進行強度評估。

解說：

本章條款適用於評估整體或部分結構是否滿足本規範安全要求。若認定材料品質不足、證據顯示施工不當、建築物改變用途或其他原因，整體或部分結構無法滿足本規範需求時，即可能需要進行強度評估。於此情況下，本章提供檢驗結構安全準則，並不涵括認可新設計或新工法時所需之載重試驗。替代材料或系統之認可見第1.9節。

27.2 通則

27.2.1 若對既有結構物之部分或整體符合本規範安全要求有疑慮，且結構物仍在使用的時候，則應在設計者或主管單位要求下進行強度評估。

解說：

若以載重試驗當作強度評估程序之一部分時，進行載重試驗前，宜將加載範圍、載重大小、載重試驗程序及可接受準則，告知並取得所有利害關係人同意。若組合構材或整體結構有安全疑慮時，不適合對個別構材或斷面進行載重試驗。於此情況下，宜對特定安全疑慮者另擬定適當檢驗計畫進行評估。

27.2.2 若確知強度不足之影響，並可量測分析法所需構材尺度與材料性質時，則允許依據這些資訊進行分析法強度評估，所需數據應依第27.3節測定。

解說：

軸向載重、撓曲及軸向載重加撓曲聯合作用下有關強度考量已充分了解，藉由構材尺度與材料數據，已有可靠理論用以得知強度與載重下短期位移之關係。以分析法決定結構物強度時，宜依據現場所蒐集之實際結構尺度、材料性質及所有相關細節進行計算。

27.2.3 若無法確知強度不足之影響，或無法量測分析法所需構材尺度與材料性質時，則應依第27.4節規定進行載重試驗。

解說：

若安全疑慮之關鍵為構材剪力或握裹強度時，採取載重試驗可能是消除或確認疑慮最有效之方法。若分析所需材料性質與構材尺度無法決定，即使疑慮原因與撓曲或軸向載重有關，採取載重試驗也許仍是適當的。在任何可能和適當情況下，載重試驗結果宜有分析支持。

27.2.4 若對部分或整體劣化結構之強度存疑，經第27.5節或第27.6節規定之載重試驗標準程序，其載重試驗觀測結果符合可接受標準時，可依設計者指定時間內繼續使用整體或部分結構。若設計者認為有需要時，應進行週期性再評估。

解說：

對於劣化之結構，如經載重試驗認可，可視需要限制其未來使用年限。於此情況下，週期性檢驗計畫有助益，包含物理試驗及週期性檢驗計畫可評定較長期的服務年限。另一維持結構使用年限選項，係

於持續週期性檢驗計畫下，符合第27.2.5節認可程度之限制活載重。週期性檢驗間距宜考量：(a) 劣化機制、(b) 環境與載重之影響、(c) 結構使用歷程及(d) 週期性檢驗計畫範圍。指定服務年限結束時，如該結構仍需繼續使用，則應再進行強度評估。若所有利害關係人同意，可另訂定週期性檢驗程序，不需全部符合本章所定載重與可接受準則。

27.2.5 若測試結構之試驗結果不滿足第27.3節、第27.5節或第27.6節之條件或標準，在主管單位核可下，根據載重試驗或分析結果，允許測試結構使用較低之載重等級。

解說：

降低載重等級規定除載重試驗未能通過之構材外（參見第27.5.3節），主管建築機關可依強度評估結果，判定為安全及適宜後，允許該結構或構材在較低載重等級下使用。

27.3 分析法強度評估

27.3.1 既有情況確認。

27.3.1.1 應至現場驗證臨界斷面構材尺寸。

解說：

現場驗證臨界斷面尺寸係量化構材性能之必要步驟。彎矩、剪力與軸力等不同載重影響之臨界斷面，係指這些載重產生最大應力處之斷面及本規範針對不同構材所規定者。此外，臨界斷面亦可由受評估結構的特定條件而訂，如構材局部之劣化。

27.3.1.2 應經量測確定鋼筋的位置與尺度。若經由現地檢測，確認具代表性鋼筋位置與圖說相符，則允許採用圖說上之鋼筋位置資訊。

解說：

檢驗個別構材時，需確定臨界斷面受載鋼筋數量、尺度、排列方式及位置，一般可採用非破壞檢驗方法。若結構之臨界斷面，於現場量測結果係一致的，則可降低量測頻率。

27.3.1.3 若有需要，推估等效 f'_c 須依據原施工時圓柱試體試驗結果、結構之鑽心試驗結果、或兩者數據之分析結果。原始圓柱試體試驗數據和鑽心試驗數據對於有疑慮的區域應具有代表性。

解說：

關於原施工時圓柱試體試驗數據估算等效 f'_c 之指南，可參考Bartlett (2012)之論文。

ACI 214.4R訂有兩個以統計分析技術由結構物鑽心強度推估等值 f'_c 之方法。這些步驟只適用於既有結構物強度評估時，推估等值 f'_c 不宜用來調查如第26.12.4節所述新建結構中低混凝土強度圓柱試體試驗結果。鑽心試驗數量可依結構尺度及混凝土強度對結構安全之敏感度而定。

27.3.1.4 應依照CNS 1238規定方法進行鑽心試體之取樣及試驗。

27.3.1.5 鋼筋性質可依據結構中具代表性材料試樣之抗拉試驗結果。

解說：

所需試驗數量與結構中材料均勻性有關，宜由負責評估的建築師或專業技師決定。

27.3.2 強度折減因數

27.3.2.1 若依照第27.3.1節規定決定鋼筋尺度、大小、位置與材料性質時，本規範中其他處所列 ϕ 值可以增加。然而 ϕ 不應超出表27.3.2.1之限值。

解說：

表列強度折減因數大於第二十一章規定值。這些增加值，係藉由現地獲得之材料性質及現場實際尺度合理推估。

表 27.3.2.1 最大允許強度折減因數

強度	類別	橫向鋼筋	最大允許 ϕ 值
撓曲，軸力，或兩者	拉力控制	所有情況	1.0
	壓力控制	螺箍筋 ^[1]	0.9
		其他	0.8
剪力，扭力，或兩者			0.8
承壓			0.8

[1] 螺箍筋須滿足 10.7.6.3, 20.2.2及25.7.3的要求。

27.4 載重試驗法強度評估

27.4.1 載重試驗應按照第27.5節單向載重試驗之規定或第27.6節往復載重之規定進行。

解說：

若被評估之結構強度可能受限於混凝土強度、結構預期之破壞為剪力控制、或鋼筋伸展長度不足，則建議採用單向載重試驗程序。採用單向載重試驗程序，係因與往復載重試驗相較之下，於單向載重試驗期間，載重長時間持續的施加，將會引致裂縫寬度增加及發展、混凝土潛變及鋼筋滑移等行為。

27.4.2 載重試驗須以確保試驗中人員及結構安全之方式進行。

27.4.3 安全措施不應干擾載重試驗或影響其結果。

27.4.4 受測結構部分齡期至少須達56天。若經業主、承包商、設計者及其他利害關係人同意，則可提前進行載重試驗。

解說：

其他利害關係人包括主管建築機關、混凝土供應商及關心該結構未來安全性之人員。

27.4.5 與場鑄混凝土合成之預鑄構材，允許依照(a)與(b)規定，單獨對預鑄構材進行撓度試驗：

(a) 僅當經計算顯示單獨預鑄構材不會受壓力或挫屈破壞時，方可施加試驗載重。

(b) 試驗載重施加於單一預鑄構材時，拉力鋼筋產生之總力，應等於依第27.4.6節規定之試驗載重施加於合成構材產生之總力。

27.4.6 試驗載重安排與載重因數

27.4.6.1 試驗載重安排應選擇可造成受評估構材臨界區域發生載重效應者。

解說：

施加载重位置之選定很重要，以使能在有缺陷疑慮處呈現最大反應，並使未加载構材分擔之載重為最小。某些案例中，由分析顯示相鄰之未加载構材會分擔一些載重，此時試驗載重需調整，以產生適當之載重效應於評估構件之臨界區域上。

27.4.6.2 包括既有靜載重在內之總試驗載重 T_t ，至少須達到(a)、(b)與(c)式中最大值：

$$(a) T_t = 1.0D_w + 1.1D_s + 1.6L + 0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R) \quad (27.4.6.2a)$$

$$(b) T_t = 1.0D_w + 1.1D_s + 1.0L + 1.6(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R) \quad (27.4.6.2b)$$

$$(c) T_t = 1.3(D_w + D_s) \quad (27.4.6.2c)$$

解說：

本規範更改載重試驗之規定，以符合ACI 437.2對於部分結構及靜不定結構之測試要求。載重試驗時，試驗載重將靜載重分為自重靜載重及外加靜載重。ACI 437.1R-07針對混凝土結構的載重試驗有額外的說明與討論。

D_w 之計算可包含載重試驗時尚未施作但將固定於混凝土上之材料重量，例如預鑄構材之面層板。 D_s 之計算亦可包含完整結構構架內之構材重量。

27.4.6.3 可依照建築技術規則降低第27.4.6.2節中的 L 。

解說：

在結構安全考量條件下，建築技術規則准予降低活載重 L 。宜增加試驗載重以補償有疑慮結構中未加载部分所分攤之力量。試驗載重之增加量，係依據試驗中選擇判定合格或不合格標準下之載重情況分析決定。

27.4.6.4 除停車設施結構物、人群聚集之場所、或活載重 L 大於 500 kgf/m^2 [4.9 kN/m^2] 的區域外，第27.4.6.2(b)節中的活載重 L 之載重因數可降至0.5。

27.4.6.5 除非有相關文件與測試數據可用來確認使用中結構之常重混凝土密度，否則常重混凝土密度應取為 2.4 tf/m^3 [24 kN/m^3]。關於其他類型之混凝土材料，其密度應根據試驗結果或其他文件確定。

解說：

支持不同單位重量的文件包含混凝土於澆置時或鑽心試體之測試結果。對於其他類型之混凝土材料(如輕質混凝土)，其密度應取決於混凝土鑽心試體試驗結果或其他相關文件。

27.5 單向載重試驗程序

27.5.1 試驗載重施加

27.5.1.1 總試驗載重 T_t 至少須分為四約略等分增量。

解說：

於每個載重階段後，建議檢查受載結構區域是否有開裂與變形的徵兆 (參見第27.5.3.1節解說)。

27.5.1.2 均布載重之施加應確保載重傳至被測結構或部分結構為均勻分布。在試驗載重布設應避免產生拱作用。

解說：

拱作用會傳遞不均勻載重到受測試撓曲構材上。例如於板上均勻放置磚塊，若磚塊相互緊密接觸，則會發生拱作用，而使板跨度中央附近所受之載重量減少。

27.5.1.3 在施加最後一次載重增量後， T_i 應在結構上持續加載至少24小時，除非有如第27.5.3節所述之破壞情形產生。

27.5.1.4 在記錄所有反應量測後，如可行時，應儘速移除測試載重。

27.5.2 反應量測

27.5.2.1 應於預期最大反應處進行反應量測，如撓度、應變、滑移與開裂寬度等，必要時應進行額外的量測。

27.5.2.2 所有可適用反應量測的初始值，應於第一階段載重增量施加前一小時內獲得。

27.5.2.3 每階段載重增量施加後及已完成施載 T_i 於結構物至少24小時後，均須記錄一組反應量測。

27.5.2.4 於移除 T_i 之24小時後，須進行最後一組反應量測。

27.5.3 可接受準則

27.5.3.1 受測結構的部分應無混凝土剝落、破碎或其他破壞的跡象。

解說：

破壞之證明包括損壞（混凝土開裂、剝落或變形）程度與範圍，以至於試驗觀察損壞結果明顯過大且與結構安全性要求不符。目前尚未發展出適用於所有結構類型和損壞狀況之簡單規則。若結構發生嚴重之破壞被判定為未通過該測試，則不允許再作重新測試，因為受損之構材即便在較低之加載速率下仍被認定無法再使用。在撓曲構材中因混凝土灌漿時所造成之缺陷，進而引起混凝土局部剝落或混凝土受壓碎裂，此現象無須判定為整體結構構材之損壞。裂縫寬度則是說明結構狀態的良好指標，裂縫寬度觀察可協助判定結構強度與行為是否符合安全性要求。然而，在現場條件下不可能準確地預測或量測混凝土結構構材之裂縫寬度。建議於測試前建立判斷準則，係針對裂縫型式、裂縫量測位置、量測方法及相似之限制或評估新裂縫、裂縫寬度變化限制之準則。

27.5.3.2 受測構材應無顯現立即剪力破壞之裂縫。

解說：

開裂界面上的力量係藉由穿越剪力裂縫之粒料互鎖效應傳遞，並因橫向鋼筋的鉗緊作用以及跨越裂縫箍筋的樁釘作用而加強。當裂縫增長至其水平投影長度接近構材深度時，將導致裂縫擴大達骨材互鎖作用失效之程度，以及橫向箍筋開始降伏或錨定失效，致威脅構材的整體性，構材可假定接近立即剪力破壞。

27.5.3.3 在構材無橫向鋼筋的區域，應評估斜向於縱軸並具水平投影長度大於構材深度的結構裂縫。對於變化深度之構材，應於裂縫中點處量測深度。

解說：

斜向裂縫會造成無橫向鋼筋構材脆性破壞。對無橫向鋼筋構材，建議評估所有斜向裂縫。

27.5.3.4 在鋼筋錨定及搭接之區域，須評估沿鋼筋方向之短斜向或水平裂縫。

解說：

在錨定區沿鋼筋軸向之開裂，可能與鋼筋及混凝土間力傳遞所形成之高應力相關。若這些開裂沿主筋發展，可作為即將發生構材脆性破壞的指標，評估其發生原因及影響後果具重要性。

27.5.3.5 測得之撓度須滿足：

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_1}{4} \quad (27.5.3.5)$$

解說：

若結構未顯現破壞跡象，試驗載重卸除後之撓度恢復情況，可用以判定結構之強度是否足夠。

27.5.3.6 如試驗期間測得之最大撓度 Δ_1 未超過0.127 cm或 $l_r/2000$ 之大者，第27.5.3.5節規定之殘餘撓度允許免除。

解說：

在剛度較高之結構，現場之量測誤差可能與實際撓度、恢復情況屬相同等級。為免除對於此類結構懲罰性之要求，若最大撓度為未超過0.127 cm或 $l_r/2000$ 之大者，則可免除恢復後之量測。

27.5.3.7 若無法滿足第27.5.3.5節或第27.5.3.6節時，可允許重作載重試驗，但第二次載重試驗應於移除第一次試驗外加载重72小時後方得開始。

27.5.3.8 若滿足以下條件時，第二次載重試驗之部分結構應可視為合格：

$$\Delta_r \leq \frac{\Delta_2}{5} \quad (27.5.3.8)$$

27.6 往復載重試驗程序

解說：

囿於國內相關學會尚無往復載重試驗程序之規定。為提供往復載重試驗程序及允收準則，建議參考美國混凝土學會之ACI 437.2 (Code Requirements for Load Testing of Existing Concrete Structures)規定有關既有混凝土結構之往復載重試驗程序，來評估既有結構之強度。

往復載重試驗包含對於結構或結構元件之往復加載與卸載。ACI 437.2針對往復載重試驗之加載歷時作出相關敘述，其包含於結構試驗重負荷載中之加載增量。結構測試之載重變形反應通常用來評估測試元件之性能。載重試驗之可接受準則制定係依據載重變形反應於下列行為之差異：線性彈性行為、於每個載重迴圈下之永久變形及測試完成後之變形回覆狀況。

往復載重試驗結果應符合ACI 437.2之允收準則。若結構或構材未通過往復載重之測試，則須依照ACI 437.2之規定允許重作往復載重試驗。若構件超過最大撓度限制 $l_r/180$ ，則ACI 437.2不允許重作測試。但為保持與單向載重試驗之一致性，若結構未顯現破壞跡象，可免除此項限制。

解說之參考文獻

解說所引用之ACI委員會著作與其他組織出版著作，首先依著作編號、出版年份及完整標題羅列，而後將作者著作依據其字母順序進行排列如後。

American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)

LRFDCONS-3-2010—LRFD Bridge Construction Specifications, Third Edition

LRFDCONS-4-2017—LRFD Bridge Construction Specifications, Fourth Edition

LRFDUS-6-2012—LRFD Bridge Design Specifications, Sixth Edition

LRFDUS-8-2017—LRFD Bridge Design Specifications, Eighth Edition

American Concrete Institute (ACI)

117-10—Specification for Tolerances for Concrete Construction and Materials

201.2R-08—Guide to Durable Concrete

209R-92(08)—Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in Concrete Structures

211.1-91(09)—Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete

213R-03—Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete

213R-14—Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete

214R-11—Guide to Evaluation of Strength Test Results of Concrete

214.4R-10—Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results

215R-92(97)—Considerations for Design of Concrete Structures Subjected to Fatigue Loading

216.1-07—Code Requirements for Determining Fire Resistance of Concrete and Masonry Construction Assemblies

222R-01—Protection of Metals in Concrete against Corrosion

223R-10—Guide for the Use of Shrinkage-Compensating Concrete

224R-01(08)—Control of Cracking in Concrete Structures

228.1R-03—In-Place Methods to Estimate Concrete Strength

232.2R-18—Report on the Use of Fly Ash in Concrete

233R-03—Slag Cement in Concrete and Mortar

234R-06—Guide for the Use of Silica Fume in Concrete

237R-07—Self-Consolidating Concrete

301-10—Specifications for Structural Concrete

301-16—Specifications for Structural Concrete

304R-00(09)—Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete

305R-10—Guide to Hot Weather Concreting

305.1-06—Specification for Hot Weather Concreting

306R-10—Guide to Cold Weather Concreting

306.1-90(02)—Standard Specification for Cold Weather Concreting

- 307-08—Code Requirements for Reinforced Concrete Chimneys (ACI 307-08) and Commentary
- 308R-01(08)—Guide to Curing Concrete
- 309R-05—Guide for Consolidation of Concrete
- 311.4R-05—Guide for Concrete Inspection
- 311.6-09—Specification for Ready Mixed Concrete Testing Services
- 313-97—Standard Practice for Design and Construction of Concrete Silos and Stacking Tubes for Storing Granular Materials
- 318-63—Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete
- 318-11—Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary
- 318-14—Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary
- 318-19—Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary
- 318.2-14—Building Code Requirements for Concrete Thin Shells (ACI 318.2-14) and Commentary
- 332-14—Requirements for Residential Concrete Construction (ACI 332-14) and Commentary
- 334.1R-92(02)—Concrete Shell Structures – Practice and Commentary
- 334.2R-91—Reinforced Concrete Cooling Tower Shells –Practice and Commentary
- 336.2R-88—Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats
- 336.3R-93(06)—Design and Construction of Drilled Piers
- 347-04—Guide to Formwork for Concrete
- 347.2R-05—Guide for Shoring/Reshoring of Concrete Multistory Buildings
- 349-06—Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures (ACI 349-06) and Commentary
- 349-13—Code Requirements for Nuclear Safety-Related Concrete Structures (ACI 349-13) and Commentary
- 350-06—Code Requirements for Environmental Engineering Concrete Structures (ACI 350-06) and Commentary
- 352R-02—Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures
- 352.1R-11—Guide for Design of Slab-Column Connections in Monolithic Concrete Structures
- 355.2-07—Qualifications of Post Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary
- 355.2-19—Qualifications of Post Installed Mechanical Anchors in Concrete and Commentary
- 355.4-11—Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete (ACI 355.4-11) and Commentary
- 359-13—Code for Concrete Containments
- 360R-10—Guide to Design of Slabs-on-Ground
- 362.1R-97(02)—Guide for the Design of Durable Parking Structures
- 363R-10—Report on High-Strength Concrete
- 369.1-17—Standard Requirements for Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete Buildings (ACI 369.1-17) and Commentary
- 372R-13—Guide to Design and Construction of Circular Wire- and Strand-Wrapped Prestressed Concrete Structures
- 374.1-05—Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary

- 374.3R-16—Guide to Nonlinear Modeling Parameters for Earthquake-Resistant Structures
- 408R-03(12)—Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension
- 408.1R-90—Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension
- 408.2R-12—Report on Bond of Steel Reinforcing Bars Under Cyclic Loads
- 421.1R-08—Guide to Shear Reinforcement for Slabs
- 423.3R-05—Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons
- 423.7-14—Specification for Unbonded Single-Strand Tendon Materials
- 423.10R-16—Guide to Estimating Prestress Losses
- 435R-95(00)—Control of Deflection in Concrete Structures
- 435.5R-73(89)—Deflections of Continuous Concrete Beams
- 437.1R-07—Load Tests of Concrete Structures: Methods, Magnitude, Protocols, and Acceptance Criteria
- 435.2-13—Code Requirements for Load Testing of Existing Concrete Structures and Commentary
- 440.1R-06—Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars
- 440.2R-08—Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures
- 445R-99(09)—Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete
- 506R-16—Guide to Shotcrete
- 506.2R-13—Specification for Shotcrete
- 506.4R-94(04)—Guide for the Evaluation of Shotcrete
- 543R-00—Guide to Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles
- 544.3R-08—Guide for Specifying, Proportioning, and Production of Fiber-Reinforced Concrete
- 550.3-13—Design Specification for Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Special Moment Frames Satisfying ACI 374.1 (ACI 550.3-13) and Commentary
- 550.4-18—Qualification of Precast Concrete Diaphragm Connections and Reinforcement at Joints for Earthquake Loading (ACI 550.4-18) and Commentary (ACI 550.4R-18)
- 550.5-18—Code Requirements for the Design of Precast Concrete Diaphragms for Earthquake Motions (ACI 550.5-18) and Commentary (ACI 550.5R-18)
- 551.2R-10—Design Guide for Tilt-Up Concrete Panels
- 555R-01—Removal and Reuse of Hardened Concrete
- 560R-16—Report on Design and Construction with Insulating Concrete Forms (ICFs)
- 562-19—Code Requirements for Assessment, Repair, and Rehabilitation of Existing Concrete Structures and Commentary (ACI 562-19)
- CPP 610.1-18—American Concrete Institute Certification Policies for Concrete Field Testing Technician – Grade I. doi: 10.14359/51716912
- CPP 620.2-12—American Concrete Institute Certification Policies for Concrete Strength Testing Technician. doi: 10.14359/51716913
- CPP 630.1-15—American Concrete Institute Certification Policies for Concrete Construction Special Inspector. doi: 10.14359/51716916
- CPP 660.1-17—American Concrete Institute Certification Policies for Shotcrete Nozzleman and Shotcrete Nozzleman-In-Training. doi: 10.14359/51716915

- CPP 680.1-17—American Concrete Institute Certification Policies for Adhesive Anchor Installer. doi: 10.14359/51716917
- CPP 681.1-17—American Concrete Institute Certification Policies for Adhesive Anchor Installation Inspector. doi: 10.14359/51716918
- CPP 681.2-19—American Concrete Institute Certification Policies for Post-Installed Concrete Anchor Installation Inspector. doi: 10.14359/51716936
- CT-13—Concrete Terminology
- CT-18—Concrete Terminology
- ITG-5.1-07—Acceptance Criteria for Special Unbonded Post-Tensioned Precast Structural Walls Based on Validation Testing and Commentary
- ITG-5.2-09—Requirements for Design of a Special Unbonded Post-Tensioned Precast Shear Wall Satisfying ACI ITG-5.1 (ACI 5.2-09) and Commentary
- ITG 7-09—Specification for Tolerances for Precast Concrete
- ITG 10R-18—Practitioner’s Guide for Alternative Cements
- ITG 10.1R-18—Report on Alternative Cements
- SP-2(07)—Manual of Concrete Inspection, Tenth Edition
- SP-4(05)—Formwork for Concrete, Seventh Edition
- SP-17(09)—ACI Design Handbook
- SP-66(04)—ACI Detailing Manual

American Institute of Steel Construction (AISC)

- 341-10—Seismic Provisions for Structural Steel Buildings
- 360-10—Specification for Structural Steel Buildings

American Iron and Steel Institute (AISI)

- D100-08—Cold-Formed Steel Design Manual
- S100-07—North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members

American Society of Civil Engineers (ASCE)

- 7-05—Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
- 7-10—Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
- 7-16—Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
- 41-17—Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
- 61-14—ASCE/COPRI Standard for the Seismic Design of Piers and Wharves

American Society of Mechanical Engineers (ASME)

- B1.1-03—Unified Inch Screw Threads (UN and UNR Thread Form)
- B18.2.1-96—Square and Hex Bolts and Screws, Inch Series
- B18.2.6-96—Fasteners for Use in Structural Applications

B31.1-92—Power Piping

B31.3-90—Chemical Plant and Petroleum Refinery Piping

American Welding Society (AWS)

D1.1/D1.1M:2010—Structural Welding Code – Steel

D1.1/D1.1M:2015—Structural Welding Code – Steel

D1.4/D1.4M:2005—Structural Welding Code – Steel Reinforcing Bars

D1.4/D1.4M:2018—Structural Welding Code – Steel Reinforcing Bars

ASTM International

A36/A36M-12—Standard Specification for Carbon Structural Steel

A53/A53M—Standard Specification for Pipe, Steel, Black and Hot-Dipped, Zinc-Coated, Welded and Seamless

A242/A242M—Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel

A307-12—Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength

A307-14—Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength

A370-14—Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products

A370-18—Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products

A416/A416M-12a—Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete

A416/A416M-18—Standard Specification for Steel Strand, Uncoated Seven-Wire for Prestressed Concrete

A421/A421M-10—Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete, including Supplementary Requirement SI, Low-Relaxation Wire and Relaxation Test

A421/A421M-15—Standard Specification for Uncoated Stress-Relieved Steel Wire for Prestressed Concrete, including Supplementary Requirement SI, Low-Relaxation Wire and Relaxation Test

A500/A500M—Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes

A501—Standard Specification for Hot-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing

A572/A572M—Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel

A588/A588M—Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel, up to 50 ksi Minimum Yield Point, with Atmospheric Corrosion Resistance

A615/A615M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A615/A615M-18—Standard Specification for Deformed and Plain Carbon-Steel Bars for Concrete Reinforcement

A706/A706M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement

A706/A706M-16—Standard Specification for Deformed and Plain Low-Alloy Steel Bars for Concrete Reinforcement

A767/A767M-09—Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement

A767/A767M-16—Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Bars for Concrete Reinforcement

- A775/A775M-07b(2014)—Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars
- A775/A775M-17—Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Reinforcing Bars
- A884/A884M—Standard Specification for Epoxy-Coated Steel Wire and Welded Wire Reinforcement
- A934/A934M-13—Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars
- A934/A934M-16—Standard Specification for Epoxy-Coated Prefabricated Steel Reinforcing Bars
- A955/A955M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement
- A955/A955M-18b—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Bars for Concrete Reinforcement
- A970/A970M-13a—Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement, including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions
- A970/A970M-18—Standard Specification for Headed Steel Bars for Concrete Reinforcement, including Annex A1 Requirements for Class HA Head Dimensions
- A992/A992M—Standard Specification for Structural Steel Shapes
- A996/A996M-14—Standard Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement
- A996/A996M-16—Standard Specification for Rail-Steel and Axle-Steel Deformed Bars for Concrete Reinforcement
- A1022/A1022M-14—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement
- A1022/A1022M-16b—Standard Specification for Deformed and Plain Stainless-Steel Wire and Welded Wire for Concrete Reinforcement
- A1035/A1035M-14—Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement
- A1035/A1035M-15—Standard Specification for Deformed and Plain, Low-Carbon, Chromium, Steel Bars for Concrete Reinforcement
- A1044/A1044M-05(2010)—Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete
- A1044/A1044M-16a—Standard Specification for Steel Stud Assemblies for Shear Reinforcement of Concrete
- A1055/A1055M-10—Standard Specification for Zinc and Epoxy Dual-Coated Steel Reinforcing Bars
- A1055/A1055M-16—Standard Specification for Zinc and Epoxy Dual-Coated Steel Reinforcing Bars
- A1060/A1060M—Standard Specification for Zinc-Coated (Galvanized) Steel Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete
- A1064/A1064M-13—Standard Specification for Carbon-Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete
- A1064/A1064M-18a—Standard Specification for Carbon-Steel Wire and Welded Wire Reinforcement, Plain and Deformed, for Concrete
- A1077/A1077M-12—Standard Specification for Structural Steel with Improved Yield Strength at High Temperature for Use in Buildings
- A1077/A1077M-14—Standard Specification for Structural Steel with Improved Yield Strength at High Temperature for Use in Buildings

- A1085—Standard Specification for Cold-Formed Welded Carbon Steel Hollow Structural Sections (HSS)
- C31/C31M-12—Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field
- C31/C31M-19—Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field
- C33/C33M-13—Standard Specification for Concrete Aggregates
- C33/C33M-18—Standard Specification for Concrete Aggregates
- C39/C39M-14a—Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- C39/C39M-18—Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
- C42/C42M-13—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete
- C42/C42M-18a—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete
- C94/C94M-14—Standard Specification for Ready-Mixed Concrete
- C94/C94M-18—Standard Specification for Ready-Mixed Concrete
- C114-18—Standard Test Methods for Chemical Analysis of Hydraulic Cement
- C150/C150M-12—Standard Specification for Portland Cement
- C150/C150M-19a—Standard Specification for Portland Cement
- C172/C172M-14—Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete
- C172/C172M-17—Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete
- C173/C173M-14—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method
- C173/C173M-16—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method
- C231/C231M-14—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method
- C231/C231M-17a—Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Pressure Method
- C330/C330M-14—Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete
- C330/C330M-17a—Standard Specification for Lightweight Aggregates for Structural Concrete
- C457/C457M-16—Standard Test Method for Microscopical Determination of Parameters of the Air-Void System in Hardened Concrete
- C469/C469M-10—Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression
- C469/C469M-14—Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression
- C494/C494M-13—Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete
- C494/C494M-17—Standard Specification for Chemical Admixtures for Concrete
- C567/567M-14—Standard Test Method for Determining Density of Structural Lightweight Concrete
- C595/C595M-14—Standard Specification for Blended Hydraulic Cements
- C595/C595M-19—Standard Specification for Blended Hydraulic Cements
- C618-12a—Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete
- C618-19—Standard Specification for Coal Fly Ash and Raw or Calcined Natural Pozzolan for Use in Concrete
- C685/C685M-11—Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing
- C685/C685M-17a—Standard Specification for Concrete Made by Volumetric Batching and Continuous Mixing
- C803/803M-03(2010)—Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete
- C803/803M-18—Standard Test Method for Penetration Resistance of Hardened Concrete

- C805/C805M-08—Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete
- C805/C805M-18—Standard Test Method for Rebound Number of Hardened Concrete
- C845/C845M-12—Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement
- C845/C845M-18—Standard Specification for Expansive Hydraulic Cement
- C873/873CM-10a—Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds
- C873/873CM-15—Standard Test Method for Compressive Strength of Concrete Cylinders Cast in Place in Cylindrical Molds
- C900-06—Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete
- C900-15—Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete
- C989/C989M-13—Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars
- C989/C989M-18a—Standard Specification for Slag Cement for Use in Concrete and Mortars
- C1012/C1012M-13—Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution
- C1012/C1012M-18b—Standard Test Method for Length Change of Hydraulic-Cement Mortars Exposed to a Sulfate Solution
- C1017/C1017M-13—Standard Specification for Chemical Admixtures for Use in Producing Flowing Concrete
- C1074-11—Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method
- C1074-17—Standard Practice for Estimating Concrete Strength by the Maturity Method
- C1077-14—Standard Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Testing Agency Evaluation
- C1077-17—Standard Practice for Laboratories Testing Concrete and Concrete Aggregates for Use in Construction and Criteria for Testing Agency Evaluation
- C1140/C1140M-11—Standard Practice for Preparing and Testing Specimens from Shotcrete Test Panels
- C1152/C1152M-04(2012)—Standard Test Method for Acid-Soluble Chloride in Mortar and Concrete
- C1157/C1157M-11—Standard Performance Specification for Hydraulic Cement
- C1157/C1157M-17—Standard Performance Specification for Hydraulic Cement
- C1202-10—Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration
- C1202-19—Standard Test Method for Electrical Indication of Concrete's Ability to Resist Chloride Ion Penetration
- C1218/C1218M-99(2008)—Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete
- C1218/C1218M-17—Standard Test Method for Water-Soluble Chloride in Mortar and Concrete
- C1240-14—Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures
- C1240-15—Standard Specification for Silica Fume Used in Cementitious Mixtures
- C1602/C1602M-12—Standard Specification for Mixing Water Used in Production of Hydraulic Cement Concrete
- C1602/C1602M-18—Standard Specification for Mixing Water Used in Production of Hydraulic Cement Concrete
- C1604/C1604M-05(2012)—Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores of Shotcrete

C1609/C1609M-12—Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)

C1778-16—Standard Guide for Reducing the Risk of Deleterious Alkali-Aggregate Reaction in Concrete

C1797-17—Standard Specification for Ground Calcium Carbonate and Aggregate Mineral Fillers for use in Hydraulic Cement Concrete

D3665-07—Standard Practice for Random Sampling of Construction Materials

D3665-12(2017)—Standard Practice for Random Sampling of Construction Materials

E8/E8M-16a—Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials

F1554-07a—Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105-ksi Yield Strength

F1554-18—Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105-ksi Yield Strength

Federal Emergency Management Agency (FEMA)

P749-10—Earthquake-Resistant Design Concepts: An Introduction to the NEHRP Recommended Provisions Seismic Provisions

P750-10—NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures (2009 edition)

P751-12—NEHRP Recommended Seismic Provisions: Design Examples (2009 edition)

International Code Council (ICC)

2012 IBC—International Building Code

2018 IBC—International Building Code

ES AC193-15—Mechanical Anchors in Concrete Elements

International Organization for Standardization (ISO)

ISO 15698-1:2012, Steel for the reinforcement of concrete — Headed bars — Part 1: Requirements

ISO 15698-2:2012, Steel for the reinforcement of concrete — Headed bars — Part 2: Test methods

National Fire Protection Association (NFPA)

5000-2012—Building Construction Safety Code

National Institute of Standards and Technology (NIST)

CGR 17-917-46—Guidelines for Nonlinear Structural

Analysis for Design of Buildings

Portland Cement Association (PCA)

EB001.15-11—Design and Control of Concrete Mixtures, 15th edition

PCA 100-2017—Prescriptive Design of Exterior Concrete Walls

Precast/Prestressed Concrete Institute (PCI)

MNL 116-99—Manual for Quality Control for Plants and Production of Structural Precast Concrete Products
MNL 117-13—Manual for Quality Control for Plants and Production of Architectural Precast Concrete Products
MNL 120-10—PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, Seventh Edition
MNL 120-17—PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete, Eighth Edition
MNL 123-88—Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete
MNL 126-15—PCI Manual for the Design of Hollow Core Slabs and Walls
MNL 133-04—Bridge Design Manual

Post-Tensioning Institute (PTI)

DC10.5-12—Standard Requirements for Design and Analysis of Shallow Post-Tensioned Concrete Foundations of Expansive Soils
DC20.8-04—Design of Post-Tensioned Slabs Using Unbonded Tendons
M50.3-12—Guide Specification for Grouted Post-Tensioning
M55.1-12—Specification for Grouting of Post-Tensioned Structures
TAB.1-06—Post-Tensioning Manual, Sixth Edition

Standards New Zealand

NZS 3101-2006—Standard for Composite Steel Floor Deck – Slabs

Structural Engineers Association of California (SEAOC)

SEAOC Blue Book—Seismic Design Recommendations 2019

Steel Deck Institute (SDI)

C-2011—Standard for Composite Steel Floor Deck – Slabs
NC-2010—Standard for Non-Composite Steel Floor Deck

中華民國國家標準 (CNS)

CNS 13465 新拌混凝土中水溶性氯離子含量試驗法

Authored documents

Aaleti, S.; Brueggen, B. L.; Johnson, B.; French, C. E.; and Sritharan, S., 2013, “Cyclic Response of Reinforced Concrete Walls with Different Anchorage Details: Experimental Investigation,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 139, No. 7, July, pp. 1181–1191. doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000732
Abdullah, S. A., and Wallace, J. W., 2019, “Drift Capacity of Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements,” *ACI Structural Journal*, Vol. 116, No. 1, Jan., pp. 183–194. doi: 10.14359/51710864
Abdullah, S. A. and Wallace, J. W., 2020, “Reliability-Based Design Methodology for Reinforced Concrete Structural Walls with Special Boundary Elements,” *ACI Structural Journal*, Vol. 117, No. 3, 14 pp. doi:

10.14359/51721375

- AC303, 2011, “Acceptance Criteria for Post-Tensioning Anchorages and Couplers of Prestressed Concrete,” Apr. 2011, editorially revised Aug. 2012, ICC-ES Evaluation Service, LLC, Whittier, CA.
- ACI Committee 318, 1965, “Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63),” SP-10, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 78-84.
- ACI Committee 318, 1999, “Closure to Public Comments on ACI 318-99,” *Concrete International*, Vol. 21, No. 5, May, pp. 318–1 to 318–50. doi: 10.14359/19333
- ACI Committee 408, 1966, “Bond Stress—The State of the Art,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 63, No. 11, Nov., pp. 1161–1188. doi: 10.14359/7665
- ACI Committee 435, 1966, “Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members (ACI 435.2R-66),” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 63, No. 6, June, pp. 637–674. doi: 10.14359/7643
- ACI Committee 435, 1978, “Proposed Revisions by Committee 435 to ACI Building Code and Commentary Provisions on Deflections,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 75, No. 6, June, pp. 229–238. doi: 10.14359/10935
- ACI Committee 435 Subcommittee 1, 1968, “Allowable Deflections (ACI 435.3R-68),” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 65, No. 6, June, pp. 433–444. doi: 10.14359/7482
- ACI Committee 435 Subcommittee 5, 1963, “Deflections of Prestressed Concrete Members (ACI 435.1R-63),” *ACI Journal Proceedings*, V. 60, No. 12, Dec., pp. 1697-1728. doi: 10.14359/19413
- Adebar, P., Kuchma, D., and Collins, M. P., 1990, “Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study,” *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 1, Jan.-Feb., pp. 81–92. doi: 10.14359/2945
- Ajaam, A.; Yasso, S.; Darwin, D.; O’Reilly, M.; and Sperry, J., 2018, “Anchorage Strength of Closely Spaced Hooked Bars,” *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 4, pp. 1143-1152. doi: 10.14359/51702065
- Anderson, A. R., 1978, “Shear Strength of Hollow Core Members,” *Technical Bulletin 78-81*, Concrete Technology Associates, Tacoma, WA, Apr., 33 pp. doi: 10.14359/19270
- Anderson, N. S., and Meinheit, D. F., 2005, “Pryout Capacity of Cast-In Headed Stud Anchors,” *PCI Journal*, Vol. 50, No. 2, Mar.-Apr., pp. 90–112. doi: 10.15554/pcij.03012005.90.112
- Anderson, N. S., and Meinheit, D. F., 2007, “A Review of Headed Stud Design Criteria,” *PCI Journal*, Vol. 52, No. 1, Jan.-Feb., pp. 82–100. doi: 10.15554/pcij.01012007.82.100
- Anderson, N. S., and Ramirez, J. A., 1989, “Detailing of Stirrup Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 5, Sept.-Oct., pp. 507–515. doi: 10.14359/3005
- Angelakos, D., Bentz, E. C., and Collins, M. D., 2001, “Effect of Concrete Strength and Minimum Stirrups on Shear Strength of Large Members,” *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 3, May-June, pp. 290–300. doi: 10.14359/10220
- Aoyama, H., ed., 2001, *Design of Modern Highrise Reinforced Concrete Structures*, Imperial College Press, London, UK, 442 pp.
- Applied Technology Council, 1999, *ATC Design Guide 1: Minimizing Floor Vibration*, Redwood City, CA, 64 pp.
- Arteta, C. A., 2015, “Seismic Response Assessment of Thin Boundary Element Specimens of Special Concrete Shear Walls,” PhD dissertation, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, 240 pp.
- ASCE Joint Committee, 1940, “Recommended Practice and Standard Specification for Concrete and Reinforced Concrete,” *Proceedings*, ASCE, Vol. 66, No. 6, Part 2, June, 81 pp.

- Asmus, J., 1999, “Verhalten von Befestigungen bei der Versagensart Spalten des Betons (Behavior of Fastenings with the Failure Mode Splitting of Concrete),” dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, Germany.
- Aswad, A., and Jacques, F. J., 1992, “Behavior of Hollow-Core Slabs Subject to Edge Loads,” *PCI Journal*, V. 37, No. 2, Mar.-Apr., pp. 72-86. doi: 10.15554/pcij.03011992.72.84
- Athey, J. W., Ed., 1982, “Test Report on Slender Walls,” Southern California Chapter of the American Concrete Institute and Structural Engineers Association of Southern California, Los Angeles, CA, 129 pp.
- Azizinamini, A., Chisala, M., and Ghosh, S. K., 1995, “Tension Development Length of Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete,” *Engineering Structures*, Vol. 17, No. 7, pp. 512–522. doi: 10.1016/0141-0296(95)00096-P
- Azizinamini, A., Pavel, R., Hatfield, E., and Ghosh, S. K., 1999a, “Behavior of Spliced Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 5, Sept.-Oct., pp. 826–835. doi: 10.14359/737
- Azizinamini, A., Darwin, D., Eligehausen, R., Pavel, R., and Ghosh, S. K., 1999b, “Proposed Modifications to ACI 318-95 Development and Splice Provisions for High-Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 6, Nov.-Dec., pp. 922–926. doi: 10.14359/766
- Barda, F., Hanson, J. M., and Corley, W. G., 1977, “Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements,” *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones*, SP-53, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 149–202. doi: 10.14359/17697
- Barney, G. B., Corley, W. G., Hanson, J. M., and Parmelee, R. A., 1977, “Behavior and Design of Prestressed Concrete Beams with Large Web Openings,” *PCI Journal*, Vol. 22, No. 6, Nov.-Dec., pp. 32–61. doi: 10.15554/pcij.11011977.32.61
- Barney, G. B., Shiu, K. N., Rabbat, B. G., Fiorato, A. E., Russell, H. G., and Corley, W. G., 1980, “Behavior of Coupling Beams under Load Reversals (RD068.01B),” Portland Cement Association, Skokie, IL. doi: 10.14359/51685458
- Bartlett, F. M., 2012, “Using Historical Cylinder Data for Structural Evaluation,” *Andy Scanlon Symposium on Serviceability and Safety of Concrete Structures: From Research to Practice*, SP-284, P. H. Bischoff, E. Musselman, S. Gross, and H. Nassif, Eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 12 pp. (CD-ROM) doi: 10.14359/51683800
- Bartlett, M. F., and MacGregor, J. G., 1994, “Effect of Moisture Condition on Concrete Core Strengths,” *ACI Materials Journal*, Vol. 91, No. 3, May-June, pp. 227–236. doi: 10.14359/4328
- Bartoletti, S. J., and Jirsa, J. O., 1995, “Effects of Epoxy-Coating on Anchorage and Development of Welded Wire Fabric,” *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 757–764. doi: 10.14359/9669
- Base, G. D., Reed, J. B., Beeby, A. W., and Taylor, H. P. J., 1966, “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, UK, Dec., 44 pp. doi: 10.14359/51685142
- Bažant, Z. P., Yu, Q., Gerstle, W., Hanson, J., and Ju, J.W., 2007. “Justification of ACI 446 proposal for updating aci code provisions for Shear Design of Reinforced Concrete Beams,” *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 5, Sept.-Oct., pp. 601-610. doi: 10.14359/18862
- Becker, R. J., and Buettner, D. R., 1985, “Shear Tests of Extruded Hollow Core Slabs,” *PCI Journal*, Vol. 30, No. 2, Mar.-Apr., pp. 40–54. doi: 10.15554/pcij.03011985.40.54
- Becker, R. J.; Holland, T. C., and Malits, F. S., 1985, “Structural Concrete Using Alternative Cements,”

- Concrete International*, V. 41, No. 6, June, pp. 39-44. doi: 10.14359/51716910
- Beeby, A. W., 1979, "The Prediction of Crack Widths in Hardened Concrete," *The Structural Engineer*, Vol. 57A, No. 1, Jan., pp. 9–17. doi: 10.14359/51685143
- Behera, U., and Rajagopalan, K. S., 1969, "Two-Piece U- Stirrups in Reinforced Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, Vol. 66, No. 7, July, pp. 522–524. doi: 10.14359/51685214
- Bertrand, J., and Vezina, D., 1994, "The Development of Air Entrained Durable Shotcrete for Structural Repairs," *Proceedings of Shotcrete for Underground Support VII*, pp. 58-65.
- Bezerra Cabral, A. E.; Schalch, V.; Dal Molin, D. C. C.; and Ribeiro, J. L. D., 2010, "Mechanical Properties Modeling of Recycled Aggregate Concrete," *Construction and Building Materials*, V. 24, No. 4, Apr., pp. 421-430. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2009.10.011
- Bianchini, A. C., Woods, R. E., and Kesler, C. E., 1960, "Effect of Floor Concrete Strength on Column Strength," *ACI Journal Proceedings*, Vol. 56, No. 11, May, pp. 1149–1169. doi: 10.14359/8135
- Birely, A. C.; Lowes, L. N.; and Lehman, D. E., 2012, "Linear Analysis of Concrete Frames Considering Joint Flexibility," *ACI Structural Journal*, V. 109, No. 3, May- June, pp. 381-391. doi: 10.14359/51683752
- Birkeland, P. W., and Birkeland, H. W., 1966, "Connections in Precast Concrete Construction," *ACI Journal Proceedings*, Vol. 63, No. 3, Mar., pp. 345–368. doi: 10.14359/7627
- Bischoff, P. H., 2005 "Revaluation of Deflection Prediction for Concrete Beams Reinforced with Steel and Fiber Reinforced Polymer Bars," *Journal of Structural Engineering*, V. 131, No. 5, May, pp. 752-767. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:5(752)
- Bischoff, P. H., and Scanlon, A., 2007 "Effective Moment of Inertia for Calculating Deflections of Concrete Members Containing Steel Reinforcement and Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 104, No. 1, Jan.-Feb., pp. 68-75. doi: 10.14359/18434
- Black, W. C., 1973, "Field Corrections to Partially Embedded Reinforcing Bars," *ACI Journal Proceedings*, Vol. 70, No. 10, Oct., pp. 690–691. doi: 10.14359/51684023
- Bloem, D. L., 1965, "Concrete Strength Measurement—Cores vs. Cylinders," *Proceedings, ASTM*, Vol. 65, pp. 668–696.
- Bloem, D. L., 1968, "Concrete Strength in Structures," *ACI Journal Proceedings*, Vol. 65, No. 3, Mar., pp. 176–187. doi: 10.14359/7465
- Blume, J. A., Newmark, N. M., and Corning, L. H., 1961, *Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*, Portland Cement Association, Skokie, IL, 318 pp. doi: 10.14359/16796
- BOCA, 1999, "BOCA National Building Code," 13th edition, Building Officials and Code Administration International, Inc., Country Club Hills, IL.
- Bondy, K. B., 2003, "Moment Redistribution: Principles and Practice Using ACI 318-02," *PTI Journal*, Vol. 1, No. 1, Jan., pp. 3–21. doi: 10.14359/19230
- Branson, D. E., 1965, "Instantaneous and Time-Dependent Deflections on Simple and Continuous Reinforced Concrete Beams," *HPR Report No. 7, Part 1*, Alabama Highway Department, Bureau of Public Roads, Aug., pp. 1–78.
- Branson, D. E., 1970, discussion of "Proposed Revision of ACI 318-63: Building Code Requirements for Reinforced Concrete," *ACI Journal Proceedings*, Vol. 67, No. 9, Sept., pp. 692–695.
- Branson, D. E., 1971, "Compression Steel Effect on Long- Time Deflections," *ACI Journal Proceedings*, Vol. 68, No. 8, Aug., pp. 555–559. doi: 10.14359/16519

- Branson, D. E., 1977, *Deformation of Concrete Structures*, McGraw-Hill Book Co., New York, 546 pp.
- Branson, D. E., Meyers, B. L., and Kripanarayanan, K. M., 1970, “Time-Dependent Deformation of Noncomposite and Composite Prestressed Concrete Structures,” *Symposium on Concrete Deformation*, Highway Research Record 324, Highway Research Board, pp. 15–43. doi: 10.14359/19393
- Breen, J. E., Burdet, O., Roberts, C., Sanders, D., Wollmann, G., and Falconer, B., 1994, “Anchorage Zone Requirements for Post-Tensioned Concrete Girders,” *NCHRP Report 356*, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington, DC. doi: 10.14359/19236
- Briss, G. R., Paulay, T., and Park, R., 1978, “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. doi: 10.14359/19340
- Broms, C. E., 1990, “Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates,” *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 6, Nov.-Dec., pp. 696–705. doi: 10.14359/2988
- Brown, M. D., Bayrak, O., and Jirsa, J. O., 2006, “Design for Shear Based on Loading Conditions,” *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 4, July-Aug., pp. 541–550. doi: 10.14359/16430
- Budek, A., Priestley, M., and Lee, C., 2002, “Seismic Design of Columns with High-Strength Wire and Strand as Spiral Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 5, Sept.-Oct., pp. 660–670. doi: 10.14359/12306
- Burns, N. H., and Hemakom, R., 1977, “Test of Scale Model Post-Tensioned Flat Plate,” *Proceedings*, ASCE, Vol. 103, No. ST6, June, pp. 1237–1255. doi: 10.14359/16870
- Caltrans, 2015, “Standard Specifications,” Department of Transportation, California State Transportation Agency, State of California, CA, pp. 713-714.
- Canadian Concrete Design Standard, 2009, “Design of Concrete Structures for Buildings,” CAN3-A23.3-M84, and “Precast Concrete Materials and Construction,” CAN3- A23.4-M84, Canadian Standards Association, Rexdale, ON, Canada.
- Canbay, E., and Frosch, R. J., 2005, “Bond Strength of Lap-Spliced Bars,” *ACI Structural Journal*, V. 102, No. 4, Jul.-Aug., pp. 605-614. doi: 10.14359/14565
- Carino, N. J., Guthrie, W. F., Lagergren, E. S., and Mullings, G. M., 1994, “Effects of Testing Variables on the Strength of High-Strength (90 MPa) Concrete Cylinders,” *High- Performance Concrete*, SP-149, V. M. Malhotra, Ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 589–632. doi: 10.14359/4176
- Carter, J. W. III, Hawkins, N. M., and Wood, S. L., 1993, “Seismic Response of Tilt-Up Construction,” SRS No. 581, Civil Engineering Series, University of Illinois, Urbana, IL, Dec., 224 pp. doi: 10.14359/19661
- Castro, A., Kreger, M., Bayrak, O., Breen, J. E., and Wood, S. L., 2004, “Allowable Design Release Stresses for Pretensioned Concrete Beams,” *Report No. FHWA/TX-04/0- 4086-2*, Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, Austin, TX, Aug., 127 pp.
- CEB, 1994, “Fastenings to Concrete and Masonry Structures, State of the Art Report,” Comité Euro-International du Béton (CEB), *Bulletin* No. 216, Thomas Telford Services Ltd., London, UK.
- CEB, 1997, *Design of Fastenings in Concrete*, Comité Euro- International du Béton (CEB), Thomas Telford Services Ltd., London, UK, Jan.
- Chen, L., Mindess, S., Morgan, D. R., Shah, S. P., Johnston, C. D., and Pigeon, M., 1995, “Comparative Toughness Testing of Fiber Reinforced Concrete,” *Testing of Fiber Reinforced Concrete*, SP-155, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 41–69. doi: 10.14359/928
- Cheng, M. Y.; Hung, S. C.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2016, “Earthquake-Resistant Squat Walls

- Reinforced with High-Strength Steel,” *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 5, Sep.-Oct., pp. 1065-1076. doi: 10.14359/51688825
- Chiu, C.-K.; Chi, K.-N.; and Lin, K.-C., 2016, "Experimental investigation on the seismic anchorage behavior of headed bars based on full-size specimens of exterior and interior beam-column joints," *Advances in Structural Engineering*, V. 19, No. 5, pp. 777-794.
- Chiu, C. K.; Kao, Y. C.; Liao, I. H.; and Lays, D. P., 2022, "Study on the damage quantification model for exterior beam-column joints with headed bars in RC buildings based on the experimental data," *Engineering Structures*, V. 268, pp. 14.
- Chow, L., Conway, H., and Winter, G., 1953, "Stresses in Deep Beams," *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 118, pp. 686–708. doi: 10.14359/19672
- Clough, R. W., 1960, "Dynamic Effects of Earthquakes," *Proceedings, ASCE*, Vol. 86, No. ST4, Apr., pp. 49–65. doi: 10.14359/19323
- Cohn, M. A., 1965, "Rotational Compatibility in the Limit Design of Reinforced Concrete Continuous Beams," *Flexural Mechanics of Reinforced Concrete*, SP-12, American Concrete Institute/American Society of Civil Engineers, Farmington Hills, MI, pp. 35–46. doi: 10.14359/16724
- Collins, M. P., and Lampert, P., 1973, "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, pp. 343–383. doi: 10.14359/17486
- Collins, M. P., and Mitchell, D., 1991, *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ, 766 pp.
- Collins, M. P., and Mitchell, D., 1997, *Prestressed Concrete Structures*, Response Publications, Canada, pp. 517–518. doi: 10.14359/19232
- Column Research Council, 1966, "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members," second edition, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, PA, 117 pp. doi: 10.14359/19273
- Cook, R. A., and Klingner, R. E., 1992a, "Behavior of Ductile Multiple-Anchored Steel-to-Concrete Connections with Surface-Mounted Baseplates," *Anchors in Concrete: Design and Behavior*, SP-130, G. A. Senkiw and H. B. Lancelot III, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61–122. doi: 10.14359/1268
- Cook, R. A., and Klingner, R. E., 1992b, "Ductile Multiple-Anchor Steel-to-Concrete Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 6, June, pp. 1645–1665. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:6(1645)
- Cook, R. A., Kunz, J., Fuchs, W., and Konz, R. C., 1998, "Behavior and Design of Single Adhesive Anchors under Tensile Load in Uncracked Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 1, Jan.-Feb., pp. 9–26. doi: 10.14359/522
- Cook, R. A., and Michler, H., 2017, "Behavior and Design of Anchorages with Shear Lugs," *3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*, Stuttgart, Germany, pp. 560-570.
- Corley, W. G., and Hawkins, N. M., 1968, "Shearhead Reinforcement for Slabs," *ACI Journal Proceedings*, Vol. 65, No. 10, Oct., pp. 811–824.
- Corley, W. G., and Jirsa, J. O., 1970, "Equivalent Frame Analysis for Slab Design," *ACI Journal Proceedings*, Vol. 67, No. 11, Nov., pp. 875–884. doi: 10.14359/7317
- Corley, W. G., Sozen, M. A., and Siess, C. P., 1961, "Equivalent-Frame Analysis for Reinforced Concrete Slabs," *Structural Research Series No. 218*, Civil Engineering Studies, University of Illinois, June, 166 pp.

doi: 10.14359/16677

- Crist, R. A., 1966, "Shear Behavior of Deep Reinforced Concrete Beams," *Proceedings*, Symposium on the Effects of Repeated Loading of Materials and Structural Elements (Mexico City), Vol. 4, RILEM, Paris, France, 31 pp.
- CRSI Handbook*, 1984, sixth edition, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL.
- CSA, 1984, "Design of Concrete Structures for Buildings,"
- CAN3-A23.3-M84, and "Precast Concrete Materials and Construction," CAN3-A23.4-M84, Canadian Standards Association, Rexdale, ON, Canada.
- Dam, T. X.; Wight, J. K.; and Parra-Montesinos, G. J., 2017, "Behavior of Monotonically Loaded Slab-Column Connections Reinforced with Shear Studs," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 221-232. doi: 10.14359/51689165
- Darwin, D., Manning, D. G., and Hognestad, E., 1985, "Debate: Crack Width, Cover, and Corrosion," *Concrete International*, Vol. 7, No. 5, May, pp. 20-35. doi: 10.14359/16539
- Darwin, D., Zuo, J., Tholen, M. L., and Idun, E. K., 1996, "Development Length Criteria for Conventional and High Relative Rib Area Reinforcing Bars," *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 3, May-June, pp. 347-359. doi: 10.14359/9694
- Deatherage, J. H., Burdette, E. G., and Chew, C. K., 1994, "Development Length and Lateral Spacing Requirements of Prestressing Strand for Prestressed Concrete Bridge Girders," *PCI Journal*, Vol. 39, No. 1, Jan.-Feb., pp. 70-83. doi: 10.15554/pcij.01011994.70.83
- Design of Fastenings in Concrete*, 1997, Comite Euro- International du Beton (CEB), Thomas Telford Services Ltd., London, UK, Jan.
- Dolan, C. W., and Krohn, J. J., 2007, "A Case for Increasing the Allowable Compressive Release Stress for Prestressed Concrete," *PCI Journal*, Vol. 52, No. 1, Jan.-Feb., pp. 102-105. doi: 10.15554/pcij.01012007.102.105
- Dönmez, A., and Bažant, Z. P., 2017, "Size Effect on Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs Without and With Shear Reinforcement," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 4, July-Aug., pp. 876-886. doi: 14359/51689719
- Dovich, L. M., and Wight, J. K., 2005, "Effective Slab Width Model for Seismic Analysis of Flat Slab Frames," *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 6, Nov.-Dec., pp. 868-875. doi: 14359/14795
- Durrani, A. J., and Wight, J. K., 1982, "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, Ann Arbor, MI, July, 275 pp. doi: 14359/16809
- Ehsani, M. R., 1982, "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, Ann Arbor, MI, July, 275 pp.
- Elgabry, A. A., and Ghali, A., 1987, "Tests on Concrete Slab-Column Connections with Stud Shear Reinforcement Subjected to Shear-Moment Transfer," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 5, Sept-Oct., pp. 433-442. doi: 10.14359/1656
- Eligehausen, R., and Balogh, T., 1995, "Behavior of Fasteners Loaded in Tension in Cracked Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 3, May-June, pp. 365-379. doi: 10.14359/1137
- Eligehausen, R., and Fuchs, W., 1988, "Load Bearin Behavior of Anchor Fastenings under Shear, Combined Tension and Shear or Flexural Loadings," *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, pp. 48-56. doi: 10.14359/16854

- Eligehausen, R., Cook, R. A., and Appl, J., 2006a, “Behavior and Design of Adhesive Bonded Anchors,” *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 6, Nov.-Dec., pp. 822–831. doi: 10.14359/18234
- Eligehausen, R., Mallée, R., and Silva, J., 2006b, *Anchorage in Concrete Construction*, Ernst & Sohn (J. T. Wiley), Berlin, Germany, May, 380 pp .
- Eligehausen, R., Fuchs, W., and Mayer, B., 1987, “Load Bearing Behavior of Anchor Fastenings in Tension,” *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, Vol. 12, pp. 826–832, and 1988, Vol. 1, pp. 29–35. doi: 10.14359/19643
- Elwood, K. J., Maffei, J. M., Riederer, K. A., and Telleen, K., 2009, “Improving Column Confinement—Part 2: Proposed New Provisions for the ACI 318 Building Code,” *Concrete International*, Vol. 31, No. 12, Dec., pp. 41–48.
- Elwood, K. J.; Matamoros, A. B.; Wallace, J. W. ; Lehman, D. E.; Heintz, J. A.; Mitchell, A. D.; Moore, M. A.; Valley, M. T.; Lowes, L. N.; Comartin, C. D. ; and Moehle, J. P., 2007, “Update to ASCE/SEI 41 Concrete Provision,” *Earthquake Spectra*, V. 23, No. 3, pp. 493-523, doi: 10.1193/1.2757714
- Elzanaty, A. H., Nilson, A. H., and Slate, F. O., 1986, “Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams Using High Strength Concrete,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 83, No. 2, Mar.-Apr., pp. 290–296. doi: 10.14359/10433
- Fanella, D. A., and Mota, M., 2014, *Design Guide for Vibrations of Reinforced Concrete Floor Systems*, 10-DG-Vibration, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL, 60 pp.
- Faradji, M. J., and Diaz de Cossio, R., 1965, “Diagonal Tension in Concrete Members of Circular Section,” (in Spanish) Institut de Ingenieria, Mexico (translation by Portland Cement Association, Foreign Literature Study No. 466), 61 pp. doi: 10.14359/19496
- Farrow, C. B., and Klingner, R. E., 1995, “Tensile Capacity of Anchors with Partial or Overlapping Failure Surfaces: Evaluation of Existing Formulas on an LRFD Basis,” *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 698–710. doi: 10.14359/9664
- Fennel, A. W., Line, P., Mochizuki, G. L., Moore, K. S., Van Dorpe, T. D., and Voss, T. A., 2009, “Report on Laboratory Testing of Anchor Bolts Connecting Wood Sill Plates to Concrete with Minimum Edge Distances,” SEAONC, San Francisco, CA, Mar 50 pp.
- Fintel, M., Ghosh, S. K., and Iyengar, H., 1986, *Column Shortening in Tall Buildings—Prediction and Compensation*, EB108D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 34 pp. doi: 10.14359/51685083
- fib, 2011, “Design of Anchorages in Concrete. Guide to Good Practice,” Bulletin No.58, International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland, 280 pp.
- FIP, 1999, *FIP Recommendations, Practical Design of Structural Concrete*, FIP-Commission 3, “Practical Design,” Pub.: SETO, London, UK, Sept., 112 pp.
- Fling, R. S., 1987, *Practical Design of Reinforced Concrete*, John Wiley & Sons, Inc., New York, 536 pp.
- Ford, J. S., Chang, D. C., and Breen, J. E., 1981, “Design Indications from Tests of Unbraced Multipanel Concrete Frames,” *Concrete International*, Vol. 3, No. 3, Mar., pp. 37–47. doi: 10.14359/16551
- Foutch, D. A., Gamble, W. L., and Sunidja, H., 1990, “Tests of Post-Tensioned Concrete Slab-Edge Column Connections,” *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 2, Mar.-Apr., pp. 167–179. doi: 10.14359/2689
- Frantz, G. C., and Breen, J. E., 1980, “Cracking on the Side Faces of Large Reinforced Concrete Beams,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 77, No. 5, Sept.-Oct., pp. 307–313. doi: 10.14359/7007
- French, C. W., and Moehle, J. P., 1991, “Effect of Floor Slab on Behavior of Slab-Beam-Column Connections,” *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, Ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 225–258. doi: 10.14359/19328

- Frosch, R. J., 1999, “Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete,” *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 3, May-June, pp. 437–442. doi: 10.14359/679
- Frosch, R. J., 2002, “Modeling and Control of Side Face Beam Cracking,” *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 3, May- June, pp. 376–385. doi: 10.14359/11922
- Frosch, R. J.; Labi, S.; and Sim, C., 2014, “Increasing Bridge Deck Service Life: Volume 1 – Evaluation,” *Publication No. FHWA/IN/JTRP-2016-16*. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, IN.
- Frosch, R. J.; Yu, Q.; Cusatis, G.; and Bažant, Z. P., 2017, “A Unified Approach to Shear Design,” *Concrete International*, V. 39 No. 9, pp. 47-52. doi: 10.14359/51701014
- Fuchs, W., Eligehausen, R., and Breen, J., 1995, “Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete,” *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 1, Jan.- Feb. 1995, pp. 73–93. Also discussion, *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 6, Nov.-Dec., pp. 787–802. doi: 10.14359/1533
- Furche, J., and Eligehausen, R., 1991, “Lateral Blowout Failure of Headed Studs Near a Free Edge,” *Anchors in Concrete—Design and Behavior*, SP-130, G. A. Senkiw and H. B. Lancelot III, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 235–252. doi: 10.14359/1276
- Furlong, R. W., Fenves, G. L., and Kasl, E. P., 1991, “Welded Structural Wire Reinforcement for Columns,” *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 5, Sept.-Oct., pp. 585–591. doi: 10.14359/9452
- Furlong, R. W., Hsu, C.-T. T., and Mirza, S. A., 2004, “Analysis and Design of Concrete Columns for Biaxial Bending—Overview,” *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 3, May-June, pp. 413–423. doi: 10.14359/13101
- Gamble, W. L., 1972, “Moments in Beam Supported Slabs,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 69, No. 3, Mar., pp. 149–157. doi: 10.14359/11258
- Gamble, W. L., Sozen, M. A., and Siess, C. P., 1969, “Tests of a Two-Way Reinforced Concrete Floor Slab,” *Proceedings*, ASCE, Vol. 95, No. ST6, June, pp. 1073–1096. doi: 10.14359/19673
- Genikomsou, A., and Polak, M. A., 2017. “Effect of Openings on Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs—Finite Element Investigation,” *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 5, Sept.-Oct., pp. 1249-1261. doi: 10.14359/51689871
- Gerber, L. L., and Burns, N. H., 1971, “Ultimate Strength Tests of Post-Tensioned Flat Plates,” *PCI Journal*, Vol. 16, No. 6, Nov.-Dec., pp. 40–58. doi: 10.15554/pcij.11011971.40.58
- Gergely, P., and Lutz, L. A., 1968, “Maximum Crack Width in Reinforced Concrete Flexural Members,” *Causes, Mechanism, and Control of Cracking in Concrete*, SP-20, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 87–117. doi: 10.14359/17348
- Ghali, A., and Favre, R., 1986, *Concrete Structures: Stresses and Deformations*, Chapman and Hall, New York, 348 pp.
- Ghimire, K. P.; Darwin, D.; and Lepage, A., 2021, "Headed Bars in Beam-Column Joints Subjected to Reversed Cyclic Loading," *ACI Structural Journal*, V. 118, No. 3, pp. 27-33.
- Ghimire, K.; Darwin, D.; and O'Reilly, M., 2018, “Anchorage of Headed Reinforcing Bars,” *SM Report No. 127*, University of Kansas Center for Research, Lawrence, KS, Jan., 278 pp.
- Gilbert, R. I., 1992, “Shrinkage Cracking in Fully Restrained Concrete Members,” *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 2, Mar.-Apr., pp. 141-149. doi: 10.14359/2917
- Gomez, I. R.; Kanvinde, A. M.; Smith, C.; and Deierlein, G. G., 2009, “Shear Transfer in Exposed Column

- Base Plates,” Report Presented to American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, Mar., 159 pp.
- Goto, Y., 1971, “Cracks Formed in Concrete around Deformed Tension Bars in Concrete,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 68, No. 4, Apr., pp. 244–251. doi: 10.14359/11325
- Graybeal, B., 2014, “Lightweight Concrete: Development of Mild Steel in Tension,” *Technical Brief No. FHWAHRT-14-030*, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- Greene, G., and Graybeal, B., 2013, “Lightweight Concrete: Mechanical Properties,” Report No. FHWA-HRT-13-062, Federal Highway Administration, Washington, DC, 12 pp.
- Greene, G., and Graybeal, B., 2015, “Lightweight Concrete: Shear Performance,” Report No. FHWA-HRT-15-022, Federal Highway Administration, Washington, DC, 20 pp.
- Griezic, A., Cook, W. D., and Mitchell, D., 1994, “Tests to Determine Performance of Deformed Welded-Wire Fabric Stirrups,” *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 2, Mar.-Apr., pp. 211–220. doi: 10.14359/4597
- Grossfield, B., and Birnstiel, C., 1962, “Tests of T-Beams with Precast Webs and Cast-in-Place Flanges,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 59, No. 6, June, pp. 843–851. doi: 10.14359/16709
- Grossman, J. S., 1987, “Reinforced Concrete Design,” *Building Structural Design Handbook*, R. N. White and C. G. Salmon, Eds., John Wiley and Sons, Inc., New York.
- Grossman, J. S., 1990, “Slender Concrete Structures—The New Edge,” *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 1, Jan.-Feb., pp. 39–52. doi: 10.14359/3212
- Guimares, G. N., Kreger, M. E., and Jirsa, J. O., 1992, “Evaluation of Joint-Shear Provisions for Interior Beam-Column-Slab Connections Using High Strength Materials,” *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 1, Jan.-Feb., pp. 89–98. doi: 10.14359/1299
- Gulkan, P., and Sozen, M. A., 1974, “Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 71, No. 12, Dec., pp. 604–610. doi: 10.14359/7110
- Guralnick, S. A., and LaFraugh, R. W., 1963, “Laboratory Study of a Forty-Five-Foot Square Flat Plate Structure,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 60, No. 9, Sept., pp. 1107–1185. doi: 10.14359/7893
- Gustafson, D. P., and Felder, A. L., 1991, “Questions and Answers on ASTM A706 Reinforcing Bars,” *Concrete International*, Vol. 13, No. 7, July, pp. 54–57. doi: 10.14359/51685022
- Hale, W. M., and Russell, B. W., 2006, “Effect of Allowable Compressive Stress at Release on Prestress Losses and on the Performance of Precast, Prestressed Concrete Bridge Girders,” *PCI Journal*, Vol. 51, No. 2, Mar.-Apr., pp. 14–25. doi: 10.15554/pcij.03012006.14.25
- Hamad, B. S., Jirsa, J. O., and D’Abreu, N. I., 1993, “Anchorage Strength of Epoxy-Coated Hooked Bars,” *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 2, Mar.-Apr., pp. 210–217. doi: 10.14359/4127
- Hansell, W., and Winter, G., 1959, “Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 56, No. 3, Sept., pp. 193–214. doi: 10.14359/8091
- Hanson, J. A., 1961, “Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 58, No. 1, July, pp. 1–40. doi: 10.14359/7972
- Hanson, N. W., 1960, “Precast-Prestressed Concrete Bridges: Horizontal Shear Connections,” *Journal, PCA Research and Development Laboratories*, Vol. 2, No. 2, May, pp. 38–58. doi: 10.14359/16708
- Hanson, N. W., and Conner, H. W., 1967, “Seismic Resistance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints,” *Proceedings, ASCE*, Vol. 93, No. ST5, Oct., pp. 533–560. doi: 10.14359/19667
- Hanson, N. W., and Hanson, J. M., 1968, “Shear and Moment Transfer between Concrete Slabs and Columns,” *Journal, PCA Research and Development Laboratories*, Vol. 10, No. 1, Jan., pp. 2–16. doi:

10.14359/19463

- Hanson, N. W., and Kaar, P. H., 1959, “Flexural Bond Tests Pretensioned Beams,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 55, No. 7, Jan., pp. 783–802. doi: 10.14359/11389
- Hardisty, J.; Villalobos, E.; Richter, B.; and Pujol, S., 2015 “Lap Splices in Unconfined Boundary Elements,” *Concrete International*, V. 37, No. 1, Jan., pp. 51-58.
- Hatcher, D. S., Sozen, M. A., and Siess, C. P., 1965, “Test of a Reinforced Concrete Flat Plate,” *Proceedings*, ASCE, Vol. 91, No. ST5, May, pp. 205–231.
- Hatcher, D. S., Sozen, M. A., and Siess, C. P., 1969, “Test of a Reinforced Concrete Flat Slab,” *Proceedings*, ASCE, Vol. 95, No. ST6, June, pp. 1051–1072. doi: 10.14359/51685284
- Hawkins, N. M., 1968, “Bearing Strength of Concrete Loaded through Rigid Plates,” *Magazine of Concrete Research*, Vol. 20, No. 62, Mar., pp. 31–40. doi: 10.1680/mac.1968.20.62.31
- Hawkins, N. M., 1974, “Shear Strength of Slabs with Shear Reinforcement,” *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 785–815. doi: 10.14359/17306
- Hawkins, N. M., 1981, “Lateral Load Resistance of Unbonded Post-Tensioned Flat Plate Construction,” *PCI Journal*, Vol. 26, No. 1, Jan.-Feb., pp. 94–116. doi: 10.15554/pcij.01011981.94.117
- Hawkins, N. M., and Corley, W. G., 1974, “Moment Transfer to Columns in Slabs with Shearhead Reinforcement,” *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 847–879.
- Hawkins, N. M., Mitchell, D., and Hanna, S. N., 1975, “The Effects of Shear Reinforcement on Reversed Cyclic Loading Behavior of Flat Plate Structures,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 2, No. 4, pp. 572–582. doi:10.1139/l75-052 (Ottawa)
- Hawkins, N. M., and Ospina, C. E., 2017, “Effect of Slab Flexural Reinforcement and Depth on Punching Strength,” *Joint ACI-fib International Symposium on Punching Shear of Structural Concrete Slabs*, SP-315, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 117-140. doi: 10.14359/51700935
- Henry, R. E.; Dizhur, D.; Elwood, K. J.; Hare, J.; and Brunson, D., 2017, “Damage to Concrete Buildings with Precast Floors During the 2016 Kaikoura Earthquake,” *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, V. 50, No. 2, pp. 174-187. [http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/50\(2\)0174.pdf](http://www.nzsee.org.nz/db/Bulletin/Archive/50(2)0174.pdf)
- Hirosawa, M., 1977, “Strength and Ductility of Reinforced Concrete Members,” *Report No. 76*, Building Research Institute, Ministry of Construction, Tokyo, Mar. (in Japanese). Also, data in Civil Engineering Studies, 1978, *Structural Research Series* No. 452, University of Illinois. doi: 10.14359/19325
- Hoehler, M., and Eligehausen, R., 2008, “Behavior and Testing of Anchors in Simulated Seismic Cracks,” *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No. 3, May-June, pp. 348–357. doi: 10.14359/19794
- Hsu, T. T. C., 1968, “Torsion of Structural Concrete— Behavior of Reinforced Concrete Rectangular Members,” *Torsion of Structural Concrete*, SP-18, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 291–306. doi: 10.14359/17572
- Hsu, T. T. C., 1990, “Shear Flow Zone in Torsion of Reinforced Concrete,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 11, Nov., pp. 3206–3226. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1990)116:11(3206)
- Hsu, T. T. C., 1997, “ACI Shear and Torsion Provisions for Prestressed Hollow Girders,” *ACI Structural Journal*, Vol. 94, No. 6, Nov.-Dec., pp. 787–799. doi: 10.14359/9738
- Hsu, T. T. C., and Burton, K. T., 1974, “Design of Reinforced Concrete Spandrel Beams,” *Proceedings*, ASCE, Vol. 100, No. ST1, Jan., pp. 209–229. doi: 10.14359/16866

- Huq, M. S.; Burgos, E. A.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2018, “High-Strength Steel Bars in T-Shaped Concrete Walls,” Eleventh U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Los Angeles, CA.
- Hwang, S., and Moehle, J. P., 2000, “Models for Laterally Loaded Slab-Column Frames,” *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 2, Mar.-Apr., pp. 345–353. doi: 10.14359/866
- ICBO, 1997, “Uniform Building Code,” Vol. 2, Structural Engineering Design Provisions, International Conference of Building Officials, Whittier, CA, 492 pp.
- Ichinose, T., 1995, “Splitting Bond Failure of Columns under Seismic Action,” *ACI Structural Journal*, V. 92, No. 5, pp. 535-541. doi: 10.14359/904
- Iguro, M.; Shioya, T.; Nojiri, Y.; and Akiyama, H.; 1985, “Experimental Studies on Shear Strength of Large Reinforced Concrete Beams under Uniformly Distributed Load,” Concrete Library International, Japan Society of Civil Engineers, Tokyo, No. 5, pp. 137-154. doi: 10.2208/jscej.1984.348_175
- Ishizuka, T., and Hawkins, N. M., 1987, “Effect of Bond Deterioration on the Seismic Response of Reinforced and Partially Prestressed Concrete Ductile Moment Resistant Frames,” *Report SM 87-2*, Department of Civil Engineering, University of Washington, Seattle, WA.
- Ivey, D. L., and Buth, E., 1967, “Shear Capacity of Lightweight Concrete Beams,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 64, No. 10, Oct., pp. 634–643. doi: 10.14359/7591
- Jeanty, P. R., Mitchell, D., and Mirza, M. S., 1988, “Investigation of ‘Top Bar’ Effects in Beams,” *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 3, May-June, pp. 251–257. doi: 10.14359/2613
- Jirsa, J. O., and Breen, J. E., 1981, “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, Austin, TX, Nov., 50 pp. doi: 10.14359/19469
- Jirsa, J. O., Lutz, L. A., and Gergely, P., 1979, “Rationale for Suggested Development, Splice, and Standard Hook Provisions for Deformed Bars in Tension,” *Concrete International*, Vol. 1, No. 7, July, pp. 47–61. doi: 10.14359/15038
- Jirsa, J. O., and Marques, J. L. G., 1975, “A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 72, No. 5, May, pp. 198–200.
- Jirsa, J. O., Sozen, M. A., and Siess, C. P., 1963, “Effects of Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs,” *Structural Research Series No. 269*, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL, July. doi: 10.14359/51685300
- Jirsa, J. O., Sozen, M. A., and Siess, C. P., 1966, “Test of a Flat Slab Reinforced with Welded Wire Fabric,” *Proceedings, ASCE*, Vol. 92, No. ST6, June, pp. 199–224. doi: 10.14359/16861
- Jirsa, J. O., Sozen, M. A., and Siess, C. P., 1969, “Pattern Loadings on Reinforced Concrete Floor Slabs,” *Proceedings, ASCE*, Vol. 95, No. ST6, June, pp. 1117–1137.
- Johnson, L. A., and Jirsa, J. O., 1981, “The Influence of Short Embedment and Close Spacing on the Strength of Hooked Bar Anchorages,” *PMFSEL Report No. 81-2*, Department of Civil Engineering-Structures Research Laboratory, University of Texas, Austin, TX, 93 pp.
- Johnson, M. K., and Ramirez, J. A., 1989, “Minimum Amount of Shear Reinforcement in High Strength Concrete Members,” *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 4, July- Aug., pp. 376–382. doi: 10.14359/2896
- Johnson, T., and Ghadiali, Z., 1972, “Load Distribution Test on Precast Hollow Core Slabs with Openings,” *PCI Journal*, V. 17, No. 5, Sept.-Oct., pp. 9-19. doi: 15554/pcij.09011972.9.19
- Johnston, D. W., and Zia, P., 1982, “Bond Characteristics of Epoxy-Coated Reinforcing Bars,” *Report No.*

- FHWA/ NC/82-002, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, NC, Aug., 176 pp. doi: 10.14359/16632
- Joint ACI-ASCE Committee 326, 1962, “Shear and Diagonal Tension,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 59, No. 1, Jan. 1962, pp. 1–30, No. 2, Feb. 1962, pp. 277–334, and No. 3, Mar., pp. 352–396. doi: 10.14359/18461
- Joint ACI-ASCE Committee 423, 1958, “Tentative Recommendations for Prestressed Concrete,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 54, No. 7, Jan., pp. 545–578. doi: 10.14359/11455
- Joint ACI-ASCE Committee 423, 1974, “Tentative Recommendations for Prestressed Concrete Flat Plates,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 71, No. 2, Feb., pp. 67–71. doi: 10.14359/7344
- Joint ACI-ASCE Committee 426, 1973, “Shear Strength of Reinforced Concrete Members (ACI 426R-74),” *Proceedings*, ASCE, Vol. 99, No. ST6, June, pp. 1148–1157.
- Joint ACI-ASCE Committee 426, 1974, “The Shear Strength of Reinforced Concrete Members—Slabs,” *Proceedings*, ASCE, Vol. 100, No. ST8, Aug., pp. 1543–1591.
- Joint PCI/WRI Ad Hoc Committee on Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement, 1980, “Welded Wire Fabric for Shear Reinforcement,” *PCI Journal*, Vol. 25, No. 4, July- Aug., pp. 32–36. doi: 10.14359/16661
- Kaar, P. H., 1966, “High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 8: Similitude in Flexural Cracking of T-Beam Flanges,” *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, Vol. 8, No. 2, May, pp. 2–12. doi: 10.14359/51685141
- Kaar, P. H.; Hanson, N. W.; and Capell, H. T., 1978, “Stress-Strain Characteristics of High Strength Concrete,” *Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*, SP-55, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 161-185. doi: 10.14359/6613
- Kaar, P. H., Kriz, L. B., and Hognestad, E., 1960, “Precast-Prestressed Concrete Bridges: (1) Pilot Tests of Continuous Girders,” *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, Vol. 2, No. 2, May, pp. 21–37. doi: 10.14359/51685340
- Kaar, P. H., La Fraugh, R. W., and Mass, M. A., 1963, “Influence of Concrete Strength on Strand Transfer Length,” *PCI Journal*, Vol. 8, No. 5, Oct., pp. 47–67. doi: 10.15554/pcij.1001963.47.67
- Kaar, P., and Magura, D., 1965, “Effect of Strand Blanketing on Performance of Pretensioned Girders,” *PCI Journal*, Vol. 10, No. 6, Dec., pp. 20–34. doi: 10.15554/pcij.12011965.20.34
- Kahn, L. F., and Mitchell, A. D., 2002, “Shear Friction Tests with High-Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 1, Jan.-Feb., pp. 98–103. doi: 10.14359/11040
- Kang, T. H.-K.; Kim, W.; and Shin, M., 2012, “Cyclic Testing for Seismic Design Guide of Beam-Column Joints with Closely Spaced Headed Bars,” *Journal of Earthquake Engineering*, V. 16, No. 2, Feb., pp. 211–230. doi: 10.1080/13632469.2011.610497
- Kang, T. H.-K.; LaFave, J. M.; Robertson, I. N.; and Hawkins, N. M., 2007, “Post-Tensioned Slab-Column Connections—Drift Capacity at Punching of Connections Subjected to Lateral Loading,” *Concrete International*, V. 29, No. 4, Apr., pp. 61-68. doi: 10.14359/18659
- Kang, T. H.-K., Shin, M., Mitra, N., and Bonacci, J. F., 2009, “Seismic Design of Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Headed Bars,” *ACI Structural Journal*, Vol. 106, No. 6, Nov.-Dec., pp. 868–877. doi: 10.14359/51663188
- Kang, T. H.-K., and Wallace, J. W., 2006, “Punching of Reinforced and Post-Tensioned Concrete Slab-Column Connections,” *ACI Structural Journal*, V. 103, No. 4, July-Aug., pp. 531-540. doi: 10.14359/16429
- Karr, P. H., Hanson, N. W., and Capell, H. T., 1978, “Stress-Strain Characteristics of High Strength Concrete,”

- Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures*, SP-55, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 161–185.
- Kemp, E. L., Brezny, F. S., and Unterspan, J. A., 1968, “Effect of Rust and Scale on the Bond Characteristics of Deformed Reinforcing Bars,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 65, No. 9, Sept., pp. 743–756. doi: 10.14359/7509
- Khalifa, J. U., and Collins, M. P., 1981, “Circular Reinforced Concrete Members Subjected to Shear,” *Publications No. 81-08*, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, ON, Canada, Dec., 117 pp. doi: 10.14359/16572
- Khuntia, M., and Ghosh, S. K., 2004a, “Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Analytical Approach,” *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 3, May- June, pp. 351–363. doi: 10.14359/13095
- Khuntia, M., and Ghosh, S. K., 2004b, “Flexural Stiffness of Reinforced Concrete Columns and Beams: Experimental Verification,” *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 3, May-June, pp. 364–374. doi: 10.14359/13096
- Kim, S., and Wallace, J., 2017, “Shear Design of Structural Walls for Tall Reinforced Concrete Core Wall Buildings,” 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago, Chile, 10 pp.
- Klein, G. J., 1986, “Design of Spandrel Beams,” *PCI Specially Funded Research Project No. 5*, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL. 104 pp. doi: 10.14359/51685218
- Klein, G. J., 2008, “Curved-Bar Nodes: A Detailing Tool for Strut-and-Tie Models,” *Concrete International*, V. 30, No. 9, Sept., pp. 42-47. doi: 14359/19949
- Klein, G. J., and Lindenberg, R. J., 2009, “Volume Change Response of Precast Concrete Buildings,” *PCI Journal*, Vol. 54, No. 4, Fall, pp. 112–131. doi: 10.15554/pcij.09012009.112.131
- Klemencic, R.; McFarlane, I. S.; Hawkins, N. M.; and Nikolau, S., 2012, “Seismic Design of Reinforcing Concrete Mat Foundations: A Guide for Practicing Engineers,” *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 7*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, pp. 11-12.
- Klingner, R., Mendonca, J., and Malik, J., 1982, “Effect of Reinforcing Details on the Shear Resistance of Anchor Bolts under Reversed Cyclic Loading,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 79, No. 1, Jan.-Feb., pp. 3–12. doi: 14359/10455
- Kosmatka, S. H., and Wilson, M. L., 2016, *Design and Control of Concrete Mixtures*, EB001, 16th edition, Portland Cement Association, Skokie, IL, 632 pp.
- Kramrisch, F., and Rogers, P., 1961, “Simplified Design of Combined Footings,” *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, V. 87, No. SM5, Oct., pp. 19-44.
- Kriz, L. B., and Raths, C. H., 1965, “Connections in Precast Concrete Structures—Strength of Corbels,” *PCI Journal*, Vol. 10, No. 1, Feb., pp. 16–61. doi: 10.15554/pcij.02011965.16.61
- Kuchma, D.; Wei, S.; Sanders, D.; Belarbi, A.; and Novak, L., 2019, “The Development of the One-Way Shear Design Provisions of ACI 318-19,” *ACI Structural Journal*, V. 116 No. 4, July, pp.285–295. doi: 14359/51716739
- Kuhn, D., and Shaikh, F., 1996, “Slip-Pullout Strength of Hooked Anchors,” *Research Report*, University of Wisconsin-Milwaukee, submitted to the National Codes and Standards Council, 55 pp. doi: 14359/51685520
- Kurose, Y., Nagami, K., and Saito, Y., 1991, “Beam-Column Joints in Precast Concrete Construction in Japan,” *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, ed., American Concrete

- Institute, Farmington Hills, MI, pp. 493–514. doi: 14359/2907
- Kwon, K., and Ghannoum, W. M., 2016, “Assessment of International Standard Provisions on Stiffness of Reinforced Concrete Moment Frame and Shear Wall Buildings,” *Engineering Structures*, V. 128, pp. 149-160. doi: 10.1016/j.engstruc.2016.09.025
- LaGue, D. J., 1971, “Load Distribution Tests on Precast Prestressed Hollow-Core Slab Construction,” *PCI Journal*, V. 16, No. 6, Nov.-Dec., pp. 10-18. doi: 15554/pcij.11011971.10.18
- Lai, S. M. A., and MacGregor, J. G., 1983, “Geometric Nonlinearities in Unbraced Multistory Frames,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 109, No. 11, Nov., pp. 2528–2545. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1983)109: 11(2528)
- LATBSDC, 2017, “An Alternative Procedure For Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region,” Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council, 72 pp.
- Laughery, L., and Pujol, S., 2015, “Compressive Strength of Unreinforced Struts,” *ACI Structural Journal*, V. 112, No. 5, pp. 617-624. doi: 14359/51687711
- Lee, H.-J.; and Chang, C.-J., 2017, "High-strength reinforcement in exterior beam-column joints under cyclic loading," *ACI Structural Journal*, Vol. 114, No. 5, Sept.-Oct., pp. 1325-1338.
- Lee, H. J.; and Yu, S. Y., 2009, “Cyclic Response of Exterior Beam-Column Joints with Different Anchorage Methods,” *ACI Structural Journal*, Vol. 106, No. 3, May-June, pp. 329-339.
- Lee, N. H., Kim, K. S., Bang, C. J., and Park, K. R., 2007, “Tensile-Headed Anchors with Large Diameter and Deep Embedment in Concrete,” *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No. 4, July-Aug., pp. 479–486. doi: 14359/18778
- Lee, N. H., Park, K. R., and Suh, Y. P., 2010, “Shear Behavior of Headed Anchors with Large Diameters and Deep Embedments,” *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 2, Mar.-Apr., pp. 146–156. doi: 14359/51663530
- Lenz, K. A., 1992, “Concrete Materials Investigation for Gardiner Dam: Final Report,” Canada Department of Agriculture, Prairie Farm Rehabilitation Administration Development Service, Geotechnical Division, Saskatoon, SK, Canada, Mar., 56 pp.
- Leon, R. T., 1989, “Interior Joints with Variable Anchorage Lengths,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 115, No. 9, Sept., pp. 2261–2275. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:9(2261)
- Leonhardt, F., and Walther, R., 1964, “The Stuttgart Shear Tests,” *C&CA Translation*, No. 111, Cement and Concrete Association, London, UK, 134 pp. doi: 14359/19344
- Lepage, A., 1998, “Nonlinear Drift of Multistory RC Structures during Earthquakes,” Sixth National Conference on Earthquake Engineering, Seattle, WA.
- Leslie, K. E., Rajagopalan, K. S., and Everard, N. J., 1976, “Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 73, No. 9, Sept., pp. 517–521. doi: 14359/11093
- Li, S., and Roy, D. M., 1986, “Investigation of Relations between Porosity, Pore Structure and CL Diffusion of Fly Ash and Blended Cement Pastes,” *Cement and Concrete Research*, Vol. 16, No. 5, Sept., pp. 749–759. doi:10.1016/0008-8846(86)90049-9
- Lin, C. M.; Restrepo, J. I.; and Park, R., 2000, “Seismic Behaviour and Design of Reinforced Concrete Interior Beam Column Joints,” *Research Report 2000-1*, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 471 pp. <http://hdl.handle.net/10092/15092>.
- Lin, T. Y., and Thornton, K., 1972, “Secondary Moment and Moment Redistribution in Continuous Prestressed Beams,” *PCI Journal*, Vol. 17, No. 1, Jan.-Feb., pp. 8–20 and comments by A. H. Mattock and author’s closure, *PCI Journal*, Vol. 17, No. 4, July-Aug., pp. 86–88. doi: 14359/19321

- Lloyd, J. P., 1971, "Splice Requirements for One-Way Slabs Reinforced with Smooth Welded Wire Fabric," *Publication No. R(S)4*, Civil Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK, June, 37 pp. doi: 14359/19630
- Lloyd, J. P., and Kesler, C. E., 1969, "Behavior of One-Way Slabs Reinforced with Deformed Wire and Deformed Wire Fabric," *T&AM Report No. 323*, University of Illinois, Urbana, IL, 129 pp. doi: 14359/16663
- Logan, D. R., 1997, "Acceptance Criteria for Bond Quality of Strand for Pretensioned Prestressed Concrete Applications," *PCI Journal*, Vol. 42, No. 2, Mar.-Apr., pp. 52–90. doi: 15554/pcij.03011997.52.90
- Lotze, D., Klingner, R. E., and Graves, H. L. III, 2001, "Static Behavior of Anchors under Combinations of Tension and Shear Loading," *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 4, July-Aug., pp. 525–536. doi: 14359/10295
- Lu, Y.; Henry, R. S.; Gultom, R.; and Ma, Q. T., 2017, "Cyclic Testing of Reinforced Concrete Walls with Distributed Minimum Vertical Reinforcement," *Journal of Structural Engineering*, V. 143, No. 5, p. 04016225 doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001723
- Lubell, A. S.; Bentz, E. C.; and Collins, M. P., 2009, "Shear Reinforcement Spacing in Wide Members," *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 2, Mar.-Apr., pp. 205-214. doi: 10.14359/56359
- Lubell, A. S., Sherwood, E. G., Bentz, E. C., and Collins, M. P., 2004, "Safe Shear Design of Large Wide Beams," *Concrete International*, Vol. 26, No. 1, Jan., pp. 66–78. doi: 10.14359/19136
- Lucier, G., Walter, C., Rizkalla, S., Zia, P., and Klein, G., 2011a, "Development of a Rational Design Methodology for Precast Slender Spandrel Beams, Part 1: Experimental Results," *PCI Journal*, Vol. 56, No. 2, Spring, pp. 88–112. doi: 10.15554/pcij.03012011.88.112
- Lucier, G., Walter, C., Rizkalla, S., Zia, P., and Klein, G., 2011b, "Development of a Rational Design Methodology for Precast Slender Spandrel Beams, Part 2: Analysis and Design Guidelines," *PCI Journal*, Vol. 56, No. 4, Fall, pp. 106–133. doi: 10.15554/pcij.09012011.106.133
- Lutz, L., 1995, discussion to "Concrete Capacity Design (CCD) Approach for Fastening to Concrete," *ACI Structural Journal*, Nov.-Dec., pp. 791–792. Also, authors' closure, pp. 798–799. doi: 10.14359/5165518
- MacGregor, J. G., 1976, "Safety and Limit States Design for Reinforced Concrete," *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 3, No. 4, Dec., pp. 484–513. doi: 10.1139/l76-055
- MacGregor, J. G., 1993, "Design of Slender Concrete Columns—Revisited," *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 3, May-June, pp. 302–309. doi: 10.14359/4237
- MacGregor, J. G., 1997, *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, third edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 939 pp.
- MacGregor, J. G., and Ghoneim, M. G., 1995, "Design for Torsion," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 2, Mar.- Apr., pp. 211–218. doi: 10.14359/1152
- MacGregor, J. G., and Hage, S. E., 1977, "Stability Analysis and Design of Concrete Frames," *Proceedings*, ASCE, Vol. 103, No. ST10, Oct., pp. 1953–1970. doi: 10.14359/51685164
- MacGregor, J. G., and Hanson, J. M., 1969, "Proposed Changes in Shear Provisions for Reinforced and Prestressed Concrete Beams," *ACI Journal Proceedings*, Vol. 66, No. 4, Apr., pp. 276–288. doi: 10.14359/7360
- MacGregor, J. G., Breen, J. E., and Pfrang, E. O., 1970, "Design of Slender Concrete Columns," *ACI Journal Proceedings*, Vol. 67, No. 1, Jan., pp. 6–28. doi: 10.14359/7254
- Malhotra, V. M., 1976, *Testing Hardened Concrete: Nondestructive Methods*, ACI Monograph No. 9, American

- Concrete Institute/Iowa State University Press, Farmington Hills, MI, 188 pp.
- Malhotra, V. M., 1977, “Contract Strength Requirements— Cores Versus In Situ Evaluation,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 74, No. 4, Apr., pp. 163–172. doi: 10.14359/10998
- Mansour, M., and Hsu, T., 2005, “Behavior of Reinforced Concrete Elements under Cyclic Shear. II: Theoretical Model,” *Journal of Structural Engineering*, V. 131, No. 11, pp. 54–65. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:1(54)
- Marti, P., 1985, “Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 82, No. 1, Jan.- Feb., pp. 46–56. doi: 10.14359/10314
- Martin, L., and Korkosz, W., 1995, “Strength of Prestressed Members at Sections Where Strands Are Not Fully Developed,” *PCI Journal*, Vol. 40, No. 5, Sept.-Oct., pp. 58–66. doi: 10.15554/pcij.09011995.58.66
- Mast, R. F., 1968, “Auxiliary Reinforcement in Concrete Connections,” *Proceedings*, ASCE, Vol. 94, No. ST6, June, pp. 1485–1504. doi: 10.14359/16710
- Mast, R. F., 1992, “Unified Design Provision for Reinforced and Prestressed Concrete Flexural and Compression Members,” *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 2, Mar.- Apr., pp. 185–199. doi: 10.14359/3209
- Mast, R. F., 1998, “Analysis of Cracked Prestressed Concrete Sections: A Practical Approach,” *PCI Journal*, Vol. 43, No. 4, July-Aug., pp. 80–91. doi: 10.15554/pcij.07011998.80.91
- Mast, R. F., 2001, “Vibration of Precast Prestressed Concrete Floors,” *PCI Journal*, V. 46, No. 6, pp. 76–86. doi: 10.15554/pcij.11012001.76.86
- Mathey, R. G., and Clifton, J. R., 1976, “Bond of Coated Reinforcing Bars in Concrete,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 102, Jan., pp. 215–228. doi: 10.14359/16871
- Mattock, A. H., 1959, “Redistribution of Design Bending Moments in Reinforced Concrete Continuous Beams,” *Proceedings*, Institution of Civil Engineers, London, UK, Vol. 13, No. 1, pp. 35–46. doi: 10.1680/iicep.1959.12087
- Mattock, A. H., 1974, “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, pp. 17–42. doi: 10.14359/18149
- Mattock, A. H., 1977, 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, *PCI Journal*, Vol. 22, No. 3, May-June, pp. 105–106. doi: 10.14359/51685223
- Mattock, A. H., 2001, “Shear Friction and High-Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 1, Jan.-Feb., pp. 50–59. doi: 10.14359/10146
- Mattock, A. H., and Hawkins, N. M., 1972, “Shear Transfer in Reinforced Concrete—Recent Research,” *PCI Journal*, Vol. 17, No. 2, Mar.-Apr., pp. 55–75. doi: 10.15554/pcij.03011972.55.75
- Mattock, A. H., and Shen, J. F., 1992, “Joints between Reinforced Concrete Members of Similar Depth,” *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 3, pp. 290–295. doi: 14359/3235
- Mattock, A. H., Chen, K. C., and Soongswang, K., 1976a, “The Behavior of Reinforced Concrete Corbels,” *PCI Journal*, Vol. 21, No. 2, Mar.-Apr., pp. 52–77. doi: 10.15554/pcij.03011976.52.77
- Mattock, A. H., Li, W. K., and Want, T. C., 1976b, “Shear Transfer in Lightweight Reinforced Concrete,” *PCI Journal*, Vol. 21, No. 1, Jan.-Feb., pp. 20–39. doi: 10.15554/pcij.01011976.20.39
- Mattock, A. H., Johal, L., and Chow, H. C., 1975, “Shear Transfer in Reinforced Concrete with Moment or

- Tension Acting Across the Shear Plane,” *PCI Journal*, Vol. 20, No. 4, July-Aug., pp. 76–93. doi: 10.15554/pcij.07011975.76.93
- Mattock, A. H., Kriz, L. B., and Hognestad, E., 1961, “Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 57, No. 8, Feb., pp. 875–928. doi: 10.14359/8051
- Mattock, A. H., Yamazaki, J., and Kattula, B. T., 1971, “Comparative Study of Prestressed Concrete Beams, with and without Bond,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 68, No. 2, Feb., pp. 116–125. doi: 10.14359/11298
- Megally, S., and Ghali, A., 2002, “Punching Shear Design of Earthquake-Resistant Slab-Column Connections,” *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 5, Sept.-Oct., pp. 720–730. doi: 10.14359/8807
- Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1977, “Shear Strength of Reinforced Concrete Beam-Column Joints,” *Report No. 77-1*, Department of Civil Engineering, Structures Research Laboratory, University of Texas at Austin, Austin, TX, Jan., 291 pp. doi: 10.14359/51685433
- Meinheit, D. F., and Jirsa, J. O., 1981, “Shear Strength of R/C Beam-Column Connections,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 107, Nov., pp. 2227–2244.
- Menn, C., 1986, *Prestressed Concrete Bridges*, Birkhäuser, Basle, Ed., 535 pp.
- Mirza, S. A., 1990, “Flexural Stiffness of Rectangular Reinforced Concrete Columns,” *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 4, July-Aug., pp. 425–435. doi: 10.14359/3056
- Mirza, S. A., Lee, P. M., and Morgan, D. L., 1987, “ACI Stability Resistance Factor for RC Columns,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 113, No. 9, Sept., pp. 1963–1976. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1987)113:9(1963)
- Moehle, J. P., 1996, “Seismic Design Considerations for Flat Plate Construction,” *Mete A. Sozen Symposium: A Tribute from his Students*, SP-162, J. K. Wight and M. E. Kreger, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 1–35. doi: 10.14359/1509
- Moehle, J. P., 1988, “Strength of Slab-Column Edge Connections,” *ACI Structural Journal*, Vol. 85, No. 1, Jan.-Feb., pp. 89–98. doi: 10.14359/2995
- Moehle, J. P., 1992, “Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes,” *Earthquake Spectra*, Vol. 8, No. 3, Aug., pp. 403–428. doi: 10.1193/1.1585688
- Moehle, J. P., and Cavanagh, T., 1985, “Confinement Effectiveness of Crossties in RC,” *Journal of Structural Engineering*, V. 111, No. 10, pp. 2015–2120. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:10(2105)
- Moehle, J. P., Ghodsi, T., Hooper, J. D., Fields, D. C., and Gedhada, R., 2011, “Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Special Structural Walls and Coupling Beams: A Guide for Practicing Engineers,” *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 6*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 41 pp.
- Moehle, J. P., Hooper, J. D., Kelly, D. J., and Meyer, T. R., 2010, “Seismic Design of Cast-in-Place Concrete Diaphragms, Chords, and Collectors: A Guide for Practicing Engineers,” *NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 3*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, NIST GCR 10-917-4, 33 pp.
- Mitchell, D., and Collins, M. P., 1976, “Detailing for Torsion,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 73, No. 9, Sept., pp. 506–511. doi: 10.14359/11091
- Mitchell, D., and Cook, W. D., 1984, “Preventing Progressive Collapse of Slab Structures,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 7, July, pp. 1513–1532. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:7(1513)

- Mojtahedi, S., and Gamble, W. L., 1978, “Ultimate Steel Stresses in Unbonded Prestressed Concrete,” *Proceedings*, ASCE, Vol. 104, No. ST7, July, pp. 1159–1165. doi: 10.14359/19419
- Mphonde, A. G., and Frantz, G. C., 1984, “Shear Tests of High- and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 81, No. 4, July- Aug., pp. 350–357. doi: 10.14359/10690
- Muguruma, H., and Watanabe, F., 1990, “Ductility Improvement of High-Strength Concrete Columns with Lateral Confinement,” *Proceedings, Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 47–60. doi: 10.14359/2783
- Muttoni, A., 2008, “Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs without Shear Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 4, July-Aug., pp. 440-450. doi: 10.14359/19858
- Muttoni, A., Schwartz, J., and Thürlimann, B., 1997, *Design of Concrete Structures with Stress Fields*, Birkhauser, Boston, MA, 143 pp.
- Nakaki, S. D., Stanton, J. F., and Sritharan, S., 1995, “An Overview of the PRESSS Five-Story Precast Test Building,” *PCI Journal*, Vol. 44, No. 2, Apr., pp. 26–39. doi: 10.15554/pcij.03011999.26.39
- National Transportation Safety Board (NTSB), 2007, “Ceiling Collapse in the Interstate 90 Connector Tunnel, Boston, Massachusetts, July 10, 2006,” *Highway Accident Report NTSB/HAR-07/02*, Washington, DC, 120 pp.
- NEHRP, 1994, “The NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings,” Building Seismic Safety Council, Washington, DC. Nichols, J. R., 1914, “Statical Limitations upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors,” *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 77, pp. 1670–1736.
- Newlon, H. J., and Ozol, A., 1969, “Delayed Expansion of Concrete Delivered by Pumping through Aluminum Pipe Line,” Concrete Case Study No. 20; Virginia Highway Research Council, Charlottesville, VA, Oct., 39 pp. doi: 14359/16493
- Nichols, J. R., 1914, “Statical Limitations upon the Steel Requirement in Reinforced Concrete Flat Slab Floors,” *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, V. 77, pp. 1670-1736.
- Nilsson, I. H. E., and Losberg, A., 1976, “Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected to Bending Moment,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 102, June, pp. 1229–1254. doi: 14359/51685465
- NIST, 2014, “Use of High-Strength Reinforcement in Earthquake-Resistant Concrete Structures,” NIST GCR 14-917-30, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- NIST, 2017a, “Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part I—General,” NIST GCR 17-917-46v1, prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- NIST, 2017b, “Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings, Part IIb—Concrete Moment Frames,” NIST GCR 17-917-46v3, prepared by the Applied Technology Council for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- Odello, R. J., and Mehta, B. M., 1967, “Behavior of a Continuous Prestressed Concrete Slab with Drop Panels,” *Report*, Division of Structural Engineering and Structural Mechanics, University of California, Berkeley, Berkeley, CA. Oesterle, R. G., 1997, “The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection,” RD Serial No. 2054, Portland Cement Association, Skokie, IL. 63 pp. doi: 14359/19581
- Oesterle, R. G., 1997, “The Role of Concrete Cover in Crack Control Criteria and Corrosion Protection,” PCA R&D Serial No. 2054, Portland Cement Association, Skokie, IL, 87 pp. doi: 10.14359/16540
- Olesen, S. E., Sozen, M. A., and Siess, C. P., 1967, “Investigation of Prestressed Reinforced Concrete for

- Highway Bridges, Part IV: Strength in Shear of Beams with Web Reinforcement,” *Bulletin* No. 493, Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL., 115 pp. doi: 10.14359/16580
- Olsen, J.; Pregartner, T.; and Lamanna, A. J., 2012, “Basis for Design of Screw Anchors in Concrete,” *ACI Structural Journal*, V. 109, No. 4, July-Aug., pp. 559-568. doi: 10.14359/51683875
- Orakcal, K.; Massone, L. M.; and Wallace, J. W., 2009, “Shear Strength of Lightly Reinforced Wall Piers and Spandrels,” *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 4, July-Aug., pp. 455-465. doi: 10.14359/56611
- Orangun, C. O., Jirsa, J. O., and Breen, J. E., 1977, “A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 74, No. 3, Mar., pp. 114–122. doi: 10.14359/10993
- Ospina, C. E., and Alexander, S. D. B., 1998, “Transmission of Interior Concrete Column Loads through Floors,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 6, June, pp. 602–610. doi: 10.1061/(ASCE)0733- 9445(1998)124:6(602)
- Ou, Y. C., Canseco, H. A, and Kurniawan, D. P., 2017, “The Anchorage Performance of Headed Deformed Bars in Exterior Beam-Column Joints Under Cyclic Loading,” *KSCE Journal of Civil Engineering*, Vol. 21, No.7, Nov., pp. 2837–2849.
- Ou, Y.C., and Ngo, S.H., 2016a, “Discrete shear strength of two- and seven-circular-hoop and spiral transverse reinforcement.” *ACI Structural Journal*, V.113, No. 2, pp. 227-238.
- Ou, Y.C., and Ngo, S.H., 2016b, “Discrete computational shear strength models for five- six- and eleven-circular-hoop and spiral transverse reinforcement.” *Advances in Structural Engineering*, V. 19, No. 1, pp. 23-37.
- Ou, Y.C., Ngo, S.H., Roh, H., Yin, S. Y.L., Wang, J.C., and Wang, P.H., 2015, "Seismic performance of concrete columns with innovative seven- and eleven-spiral reinforcement." *ACI Structural Journal*, V. 112, No. 5, pp. 579-592.
- Ou, Y.C., Ngo, S.H., Yin, Y.L., Wang, J.C., and Wang, P.H., 2014, "Shear behavior of oblong bridge columns with innovative seven-spiral transverse reinforcement." *ACI Structural Journal*, V. 111, No. 6, pp. 1339-1350.
- Ožbolt, J., Eligehausen, R., Periškić, G., and Mayer, U., 2007, “3D FE Analysis of Anchor Bolts with Large Embedments,” *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 74, No. 1-2, Jan., pp. 168–178. doi: 10.1016/j.engfracmech.2006.01.019
- Ozcebe, G., Ersoy, U., and Tankut, T., 1999, “Evaluation of Minimum Shear Reinforcement for Higher Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 3, May- June, pp. 361–368. doi: 10.14359/51701132
- Ozyildirim, C., and Halstead, W., 1988, “Resistance to Chloride Ion Penetration of Concretes Containing Fly Ash, Silica Fume, or Slag,” *Permeability of Concrete*, SP-108, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 35–61. doi: 10.14359/2158
- Pacific Earthquake Engineering Center, 2017, “Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings,” Report No. 2017/06, University of California, Berkeley, CA.
- Palmieri, L., Saqan, E., French, C., and Kreger, M., 1996, “Ductile Connections for Precast Concrete Frame Systems,” *Mete A. Sozen Symposium: A Tribute from his Students*, SP-162, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 315–335. doi: 10.14359/1515
- Pan, A., and Moehle, J. P., 1989, “Lateral Displacement Ductility of Reinforced Concrete Flat Plates,” *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 3, May-June, pp. 250–258. doi: 10.14359/2889
- Park, R., and Paulay, T., 1975, *Reinforced Concrete Structures*, Wiley-Interscience, New York, 769 pp.
- Park, R., and Thompson, K. J., 1977, “Cyclic Load Tests on Prestressed and Partially Prestressed Beam-Column

- Joints,” *PCI Journal*, Vol. 22, No. 3, pp. 84–110. doi: 10.15554/pcij.09011977.84.110
- Parra-Montesinos, G. J., 2006, “Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers,” *Concrete International*, Vol. 28, No. 11, Nov., pp. 57–66. doi: 10.14359/18323
- Paulay, T., and Binney, J. R., 1974, “Diagonally Reinforced Coupling Beams of Shear Walls,” *Shear in Reinforced Concrete*, SP-42, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 579–598. doi: 10.14359/17302
- Paulay, T., and Priestley, M. J. N., 1992, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York, 768 pp.
- Paulson, C., Graham, S. K., and Rautenberg, J. M., 2013, “Determination of Yield Strength for Nonprestressed Steel Reinforcement,” Charles Pankow Foundation RGA #04-13, WJE No. 2013.4171, Wiss, Janney, Elstner Associates, Inc., Pasadena, CA, Dec. 31, 100 pp. doi: 10.14359/51702081
- Paultre, P., and Légeron, F., 2008, “Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete Columns,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 5, pp. 738–749. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2008)134: 5(738)
- Pauw, A., 1960, “Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 57, No. 6, Dec., pp. 679–687. doi: 10.14359/17302
- PCI, 1993, “Recommended Practice for Design, Manufacture, and Installation of Prestressed Concrete Piling,” *PCI Journal*, Vol. 38, No. 2, Mar.-Apr., pp. 14–41. doi: 10.14359/19099
- PCI Building Code Committee, 1986, “Proposed Design Requirements for Precast Concrete,” *PCI Journal*, Vol. 31, No. 6, Nov.-Dec., pp. 32–47.
- PCI Committee on Precast Concrete Bearing Wall Buildings, 1976, “Considerations for the Design of Precast Concrete Bearing Wall Buildings to Withstand Abnormal Loads,” *PCI Journal*, Vol. 21, No. 2, Mar.-Apr., pp. 18–51.
- PCI Committee on Prestress Losses, 1975, “Recommendations for Estimating Prestress Losses,” *PCI Journal*, Vol. 20, No. 4, July-Aug., pp. 43–75.
- Peiris, C., and Ghali, A., 2012, “Flexural Reinforcement Essential for Punching Shear Resistance of Slabs,” *Recent Developments in Reinforced Slab Analysis, Design and Serviceability*, SP-287, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, May, pp. 1-16. doi: 10.14359/51683860
- Perez, F. J., Pessiki, S., Sause, R., and Lu, L.-W., 2003, “Lateral Load Tests of Unbonded Post-Tensioned Precast Concrete Walls,” *Large Scale Structural Testing*, SP-211, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 161–182. doi: 10.14359/12589
- Pessiki, S., Graybeal, B., and Mudlock, M., 2001, “Proposed Design of High-Strength Spiral Reinforcement in Compression Members,” *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 6, Nov.-Dec., pp. 799–810. doi: 10.14359/10747
- Pfeifer, D. W., and Nelson, T. A., 1983, “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., pp. 42-57. doi: 10.15554/pcij.11011983.42.57
- Pfister, J. F., 1964, “Influence of Ties on the Behavior of Reinforced Concrete Columns,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 61, No. 5, May, pp. 521–537. doi: 10.14359/7795
- Pfister, J. F., and Mattock, A. H., 1963, “High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 5: Lapped Splices in Centrally Loaded Columns,” *Journal*, PCA Research and Development Laboratories, Vol. 5, No. 2, May, pp. 27–40. doi: 10.14359/51685279

- Popov, E. P., Bertero, V. V., and Krawinkler, H., 1972, “Cyclic Behavior of Three R/C Flexural Members with High Shear,” EERC Report No. 72-5, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, Oct., 91 pp. doi: 10.14359/19326
- Portland Cement Association (PCA), 1946, “Design of Deep Girders,” IS079D, Portland Cement Association, Skokie, IL, 10 pp. doi: 10.14359/51685151
- Portland Cement Association (PCA), 1972, *Handbook of Frame Constants*, Skokie, IL, 1972, 34 pp. doi: 10.14359/16511
- Portland Cement Association (PCA), 1980, “Design and Construction of Large-Panel Concrete Structures,” six reports, 762 pp., EB 100D, three studies, 300 pp., 1980, EB 102D, 1976-1980, Portland Cement Association, Skokie, IL.
- Portland Cement Association (PCA), 2011, “Design and Control of Concrete Mixtures,” 15th edition, Portland Cement Association, Skokie, IL, 444 pp.
- Primavera, E. J., Pinelli, J.-P., and Kalajian, E. H., 1997, “Tensile Behavior of Cast-in-Place and Undercut Anchors in High-Strength Concrete,” *ACI Structural Journal*, Vol. 94, No. 5, Sept.-Oct., pp. 583–594. doi: 10.14359/507
- Powers, T. C., 1975, “Freezing Effects in Concrete,” *Durability of Concrete*, SP-47, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 1–11. doi: 10.14359/17603
- Priestley, M. J. N., Sritharan, S., Conley, J., and Pampanin, S., 1999, “Preliminary Results and Conclusions from the PRESSS Five-Story Precast Concrete Test Building,” *PCI Journal*, Vol. 44, No. 6, Nov.-Dec., pp. 42–67. doi: 10.15554/pcij.11011999.42.67
- Puranam, A., 2018, “Strength and Serviceability of Concrete Elements Reinforced with High-Strength Steel,” PhD dissertation, Purdue University, West Lafayette, IN.
- Rabbat, B. G., Kaar, P. H., Russell, H. G., and Bruce, R. N. Jr., 1979, “Fatigue Tests of Pretensioned Girders with Blanketed and Draped Strands,” *PCI Journal*, Vol. 24, No. 4, July-Aug., pp. 88–114. doi: 10.15554/pcij.07011979.88.114
- Reineck, K.-H., Ed., 2002, *Strut-and-Tie Models*, SP-208, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 250 pp.
- Reineck, K.-H., and Novak, L., C., eds., 2010, *Further Examples for the Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models*, SP-273, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 288 pp.
- Reineck, K., and Todisco, L., 2014, “Database of Shear Tests for Non-slender Reinforced Concrete Beams without Stirrups,” *ACI Structural Journal*, V. 111, No. 6, pp. 1363-1372. doi: 10.14359/51686820
- Restrepo, J. I., 2002, “New Generation of Earthquake Resisting Systems,” *Proceedings*, First fib Congress, Session 6, Osaka, Japan, Oct., pp. 41–60.
- Restrepo, J. I., Park, R., and Buchanan, A. H., 1995a, “Tests on Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames of Buildings,” *PCI Journal*, Vol. 40, No. 4, July-Aug., pp. 44–61. doi: 10.15554/pcij.07011995.44.61
- Restrepo, J., Park, R., and Buchanan, A. H., 1995b, “Design of Connections of Earthquake Resisting Precast Reinforced Concrete Perimeter Frames,” *PCI Journal*, Vol. 40, No. 5, pp. 68–80. doi: 10.15554/pcij.09011995.68.80
- Richart, F. E., 1933, “Reinforced Concrete Column Investigation—Tentative Final Report of Committee 105,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 29, No. 5, Feb., pp. 275–282. doi: 10.14359/8273
- Richart, F. E., Brandzaeg, A., and Brown, R. L., 1929, “The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete

- in Compression,” *Bulletin* No. 190, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL, Apr., 74 pp. doi: 10.14359/19264
- Roberts-Wollmann, C. L., and Wollmann, G. P., 2008, “Bearing Strength of Unbonded Monostrand Post-Tensioning Anchors in Slab Edges,” *PTI Journal*, V. 6, No. 2, Aug., pp. 29-39.
- Rogowsky, D. M., and MacGregor, J. G., 1986, “Design of Reinforced Concrete Deep Beams,” *Concrete International*, Vol. 8, No. 8, Aug., pp. 46–58. doi: 10.14359/51685228
- Rogowsky, D., and Wight, K., 2010, “Load Factors are Load Factors,” *Concrete International*, V. 32, No. 7, July, pp. 75-76.
- Roller, J. J., and Russell, H. G., 1990, “Shear Strength of High-Strength Concrete Beams with Web Reinforcement,” *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 2, Mar.-Apr., pp. 191–198. doi: 10.14359/2682
- Rose, D. R., and Russell, B. W., 1997, “Investigation of Standardized Tests to Measure the Bond Performance of Prestressing Strand,” *PCI Journal*, Vol. 42, No. 4, July-Aug., pp. 56–80. doi: 10.15554/pcij.07011997.56.80
- Rotz and Reifschneider, 1984, “Experimental Evaluation of Steel Embedments Subjected to Combined Axial and Shear,” Bechtel Power Corp., Ann Arbor, MI, 100 pp.
- Ruggiero, D. M.; Bentz, E. C.; Calvi, G. M.; and Collins, M. P., 2016, “Shear Response under Reversed Cyclic Loading,” *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 6, Nov.-Dec., pp. 1313-1324. doi: 14359/51689033
- Russell, B. W., and Burns, N. H., 1996, “Measured Transfer Lengths of 0.5 and 0.6 in. Strands in Pretensioned Concrete,” *PCI Journal*, Vol. 41, No. 5, Sept.-Oct., pp. 44–65. doi: 10.15554/pcij.09011996.44.65
- Rutledge, S., and DeVries, R. A., 2002, “Development of D45 Wire in Concrete,” *Report*, School of Civil and Environmental Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK, Jan., 28 pp.
- Saatcioglu, M., and Razvi, S. R., 2002, “Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Columns for Confinement,” *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 1, Jan.-Feb., pp. 3–11. doi: 14359/11030
- Sabnis, G. M., Meyers, B. L., and Roll, F., Eds., 1974, *Deflections of Concrete Structures*, SP-43, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 637 pp.
- Saemann, J. C., and Washa, G. W., 1964, “Horizontal Shear Connections between Precast Beams and Cast-in-Place Slabs,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 61, No. 11, Nov., pp. 1383–1409. doi: 14359/7832. Also see discussion, *ACI Journal Proceedings*, Vol. 62, June 1965. pp. 1807-
- Sakai, K., and Sheikh, S. A., 1989, “What Do We Know about Confinement in Reinforced Concrete Columns? (A Critical Review of Previous Work and Code Provisions),” *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 2, Mar.-Apr., pp. 192–207. doi: 14359/2705
- Salmons, J. R., and McCrate, T. E., 1977, “Bond Characteristics of Untensioned Prestressing Strand,” *PCI Journal*, Vol. 22, No. 1, Jan.-Feb., pp. 52–65. doi: 10.15554/pcij.01011977.52.65
- Sant, J. K., and Bletzacker, R. W., 1961, “Experimental Study of Lateral Stability of Reinforced Concrete Beams,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 58, No. 6, Dec., pp. 713–736. doi: 14359/8004
- Sason, A. S., 1992, “Evaluation of Degree of Rusting on Prestressed Concrete Strand,” *PCI Journal*, Vol. 37, No. 3, May-June, pp. 25–30. doi: 10.15554/pcij.05011992.25.30
- SBC, 1999, “Standard Building Code,” Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, AL.
- Scanlon, A., and Bischoff, P. H., 2008, “Shrinkage Restraint and Loading History Effects on Deflections of Flexural Members,” *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 4, July-Aug., pp. 498-506. doi: 10.14359/19864
- Schießl, P., and Raupach, M., 1997, “Laboratory Studies and Calculations on the Influence of Crack Widths on

- Chloride-Induced Corrosion of Steel in Concrete,” *ACI Materials Journal*, V. 94, No. 1, Jan.-Feb., pp. 56-62. doi: 10.14359/285
- Schlaich, J., Schafer, K., and Jennewein, M., 1987, “Toward a Consistent Design of Structural Concrete,” *PCI Journal*, Vol. 32, No. 3, May-June, pp. 74–150. doi: 10.15554/pcij.05011987.74.150
- Scordelis, A. C., 1990, “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., pp. 57–90. doi: 14359/51685392
- Scordelis, A. C., Lin, T. Y., and Itaya, R., 1959, “Behavior of a Continuous Slab Prestressed in Two Directions,” *ACI Journal Proceedings*, Vol. 56, No. 6, Dec., pp. 441–459. doi: 14359/8105
- Seegebrecht, G. W.; Litvan, A.; and And Gebler, S. H., 1989, “Durability of Dry-Mix Shotcrete,” *Concrete International*, V. 11, No. 10, Oct., pp. 47-50. doi: 10.14359/2481
- Segura, C. L., and Wallace, W. J., 2017, “Seismic Performance Limitations and Detailing of Slender RC Walls,” *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 3, May-June, pp. 849-859. doi: 10.14359/51701918
- Segura, C. L., and Wallace, J. W., 2018, “Impact of Geometry and Detailing on Drift Capacity of Slender Walls,” *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 3, May, pp. 885-895. doi: 10.14359/51702046
- Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California (SEAOC), 1996, “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary,” sixth edition, Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California, Sacramento, CA, 504 pp.
- Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California (SEAOC), 2005, “Using a concrete slab as a seismic collector,” Seismology and Structural Standards Committee, Structural Engineers Association of California, 15 pp.
- Shaikh, A. F., and Branson, D. E., 1970, “Non-Tensioned Steel in Prestressed Concrete Beams,” *PCI Journal*, Vol. 15, No. 1, Feb., pp. 14–36. doi: 10.15554/pcij.02011973.14.36
- Shaikh, A. F., and Yi, W., 1985, “In-Place Strength of Welded Headed Studs,” *PCI Journal*, Vol. 30, No. 2, Mar.-Apr., pp. 56–81. doi: 10.15554/pcij.03011985.56.81
- Shao, Y.; Darwin, D.; O’Reilly, M.; Lequesne, R. D.; Ghimire, K.; and Hano, M., 2016, “Anchorage of Conventional and High-Strength Headed Reinforcing Bars,” SM Report No. 117, University of Kansas Center for Research, Lawrence, KS, Aug., 234 pp. <https://kuscholarworks.ku.edu/handle/1808/21738>
- Sivakumar, B., Gergely, P., and White, R. N., 1983, “Suggestions for the Design of R/C Lapped Splices for Seismic Loading,” *Concrete International*, Vol. 5, No. 2, Feb., pp. 46–50. doi: 14359/9145
- Slavin, C. M., and Ghannoum, W. M., 2015, “Defining Structurally Acceptable Properties of High-Strength Steel Bars through Material and Column Testing, Part I: Material Testing Report,” Charles Pankow Foundation RGA #05-14, Aug., 135 pp. doi: 10.14359/51702075
- Smith K. N. and Vantsiotis, A. S., 1982, “Shear Strength of Deep Beams,” *ACI Journal Proceedings*, V. 79, No. 3, May-June 1982, pp. 201-213. doi: 10.14359/10899
- Smith, S. W., and Burns, N. H., 1974, “Post-Tensioned Flat Plate to Column Connection Behavior,” *PCI Journal*, Vol. 19, No. 3, May-June, pp. 74–91. doi: 10.15554/pcij.05011974.74.91
- Sneed, L. H., and Ramirez, J. A., 2010, “Influence of Effective Depth on Shear Strength of Concrete Beams—Experimental Study,” *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 5, Sept.-Oct., pp. 554–562. doi: 10.14359/51663906
- Sokoli, D., and Ghannoum, W. M., 2016, “High-Strength Reinforcement in Columns under High Shear Stresses,” *ACI Structural Journal*, V. 113, No. 3, May-June, pp. 605-614. doi: 10.14359/51688203

- Sperry, J.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lepage, A.; Lequesne, R. D.; Matamoros, A.; Feldman, L. R.; Yasso, S.; Searle, N.; DeRubeis, M.; and Ajaam, A., 2018, "Conventional and High-Strength Steel Hooked Bars: Detailing Effects," *ACI Structural Journal*, V. 115, No. 1, Jan.-Feb., pp. 247-257. doi: 10.14359/51700920
- Sperry, J.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Lequesne, R. D.; Yasso, S.; Matamoros, A.; Feldman, L. R.; and Lepage, A., 2017b, "Conventional and High-Strength Hooked Bars—Part 2: Data Analysis," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 267-276. doi: 10.14359/51689457
- Sperry, J.; Yasso, S.; Searle, N.; DeRubeis, M.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Matamoros, A.; Feldman, L.; Lepage, A.; Lequesne, R.; and Ajaam, A., 2015, "Anchorage of High-Strength Reinforcing Bars with Standard Hooks," SM Report No. 111, University of Kansas Center for Research, Lawrence, KS, June., 244 pp.
- Sperry, J.; Yasso, S.; Searle, N.; DeRubeis, M.; Darwin, D.; O'Reilly, M.; Matamoros, A.; Feldman, L.; Lepage, A.; Lequesne, R.; and Ajaam, A., 2017a, "Conventional and High-Strength Hooked Bars—Part 1: Anchorage Tests," *ACI Structural Journal*, V. 114, No. 1, Jan.-Feb., pp. 255-266. doi: 10.14359/51689456
- Spragg, R., Castro, J., Li, W., Pour-Ghaz, M., Huang, P., and Weiss, W. J., 2011, "Wetting and Drying of Concrete in the Presence of Deicing Salt Solutions," *Cement and Concrete Composites*, Vol. 33, No. 5, May, pp. 535–542. doi: 10.1016/j.cemconcomp.2011.02.009
- Sritharan, S.; Beyer, K.; Henry, R. S.; Chai, Y. H.; Kowalsky, M.; and Bull, D., 2014, "Understanding Poor Seismic Performance of Concrete Walls and Design Implications," *Earthquake Spectra*, V. 30, No. 1, pp. 307-334. doi: 10.1193/021713EQS036M
- Sritharan, S.; Cox, A. M.; Huang, J.; Suleiman, M.; and Arulmoli, K., 2016, "Minimum Confinement Reinforcement for Prestressed Concrete Piles and a Rational Seismic Design Framework," *PCI Journal*, V. 61, No. 1, pp. 51-69. doi: 10.15554/pcij.01012016.51.69
- Stanton, J. F., 1987, "Proposed Design Rules for Load Distribution in Precast Concrete Decks," *ACI Structural Journal*, V. 84, No. 5, Sept.-Oct., pp. 371-382. doi: 10.14359/1683
- Stanton, J. F., 1992, "Response of Hollow-Core Floors to Concentrated Loads," *PCI Journal*, V. 37, No. 4, July-Aug., pp. 98-113. doi: 10.15554/pcij.07011992.98.113
- Stecich, J., Hanson, J. M., and Rice, P. F., 1984, "Bending and Straightening of Grade 60 Reinforcing Bars," *Concrete International*, Vol. 6, No. 8, Aug., pp. 14–23. doi: 10.14359/16496
- Stone, W., Cheok, G., and Stanton, J., 1995, "Performance of Hybrid Moment-Resisting Precast Beam-Column Concrete Connections Subjected to Cyclic Loading," *ACI Structural Journal*, Vol. 92, No. 2, Mar.-Apr., pp. 229–249. doi: 10.14359/1145
- Sugano, S., Nagashima, T., Kimura, H., Tamura, A., and Ichikawa, A., 1990, "Experimental Studies on Seismic Behavior of Reinforced Concrete Members of High Strength Concrete," *Proceedings, Second International Symposium on High-Strength Concrete*, SP-121, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 61–87. doi: 10.14359/2791
- Tan, K. H.; Kong, F. K.; Teng, S.; and Wang L. W., 1997, "Effect of Web Reinforcement on High Strength Concrete Deep Beams," *ACI Structural Journal*, V. 94, No. 5, Sept.-Oct., pp 572-582. doi: 10.14359/506
- Taylor, C. P., Cote, P. A., and Wallace, J. W., 1998, "Design of Slender RC Walls with Openings," *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 4, July-Aug., pp. 420–433. doi: 10.14359/558
- TBI, 2017, "Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings," *Report No. 2017/06*, Pacific Earthquake Engineering Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA, May, 147 pp.
- Tepke, D.; Trejo, D.; and Isgor, B., eds., 2016, *Chloride Thresholds and Limits for New Construction*, SP-308, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

- Thompson, K. J., and Park, R., 1980, “Seismic Response of Partially Prestressed Concrete,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 106, pp. 1755–1775.
- Thompson, M. K., Jirsa, J. O., and Breen, J. E., 2006a, “CCT Nodes Anchored by Headed Bars—Part 2: Capacity of Nodes,” *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 1, Jan.-Feb., pp. 65–73. doi: 10.14359/15087
- Thompson, M. K., Ledesma, A., Jirsa, J. O., and Breen, J. E., 2006b, “Lap Splices Anchored by Headed Bars,” *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 2, Mar.-Apr., pp. 271–279. doi: 10.14359/15185
- Thompson, M. K., Ziehl, M. J., Jirsa, J. O., and Breen, J. E., 2005, “CCT Nodes Anchored by Headed Bars—Part 1: Behavior of Nodes,” *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 6, Nov.-Dec., pp. 808–815. doi: 10.14359/14788
- Thomsen, J. H. IV, and Wallace, J. W., 2004, “Displacement-Based Design of Slender Reinforced Concrete Structural Walls—Experimental Verification,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 4, pp. 618–630. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:4(618)
- Tikka, T. K., and Mirza, S. A., 2006, “Nonlinear Equation for Flexural Stiffness of Slender Composite Columns in Major Axis Bending,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 3, Mar., pp. 387–399. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:3(387)
- To, N. H. T.; Sritharan, S.; and Ingham, J., 2009, “Strut-and-Tie Nonlinear Cyclic Analysis of Concrete Frames,” *Journal of Structural Engineering*, V. 135, No. 10, pp. 1259-1268. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:10(1259)
- Treece, R. A., and Jirsa, J. O., 1989, “Bond Strength of Epoxy-Coated Reinforcing Bars,” *ACI Materials Journal*, Vol. 86, No. 2, Mar.-Apr., pp. 167–174. doi: 10.14359/2341
- Tuchscherer, R. G.; Bircher, D. B.; Huizinga, M. H.; and Bayrak, O., 2010, “Confinement of Deep Beam Nodal Regions,” *ACI Structural Journal*, V. 107, No. 6, Nov.-Dec., pp. 709-717. doi: 10.14359/51664019
- Umehara, H., and Jirsa, J. O., 1984, “Short Rectangular RC Columns under Bidirectional Loadings,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 110, No. 3, Mar., pp. 605–618. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1984)110:3(605)
- Uzel, A.; Podgorniak, B.; Bentz, E.; and Collins, M., 2011, “Design of Large Footings for One-Way Shear,” *ACI Structural Journal*, V. 108, No. 2, pp. 131-138. doi: 10.14359/51664247
- Vanderbilt, M. D., 1972, “Shear Strength of Continuous Plates,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 98, May, pp. 961–973. doi: 10.14359/51685238
- Vanderbilt, M. D., Sozen, M. A., and Siess, C. P., 1969, “Test of a Modified Reinforced Concrete Two-Way Slab,” *Proceedings*, ASCE, Vol. 95, No. ST6, June, pp. 1097–1116.
- Vanderbilt, M. D., and Corley, W. G., 1983, “Frame Analysis of Concrete Buildings,” *Concrete International*, Vol. 5, No. 12, Dec., pp. 33–43. doi: 10.14359/9202
- Vintzileou, E., and Eligehausen, R., 1992, “Behavior of Fasteners under Monotonic or Cyclic Shear Displacements,” *Anchors in Concrete: Design and Behavior*, SP-130, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 181–203. doi: 10.14359/1272
- Vu, S., Li, N. B., and Beyer, K., 2014, “Effective Stiffness of Reinforced Concrete Coupling Beams,” *Engineering Structures*, V. 76, pp. 371-382. Doi: 10.1016/j.engstruct.2014.07.014
- Wallace, J. W., 1996, “Evaluation of UBC-94 Provisions for Seismic Design of RC Structural Walls,” *Earthquake Spectra*, Vol. 12, No. 2, May, pp. 327–348. doi:10.1193/1.1585883
- Wallace, J. W., 1998, “Behavior and Design of High-Strength RC Walls,” *High-Strength Concrete in Seismic*

- Regions*, SP-176, C. W. French and M. E. Kreger, eds., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 259-279. doi: 10.14359/5903
- Wallace, J. W., 2012, “Behavior, Design, and Modeling of Structural Walls and Coupling Beams—Lessons from Recent Laboratory Tests and Earthquakes,” *International Journal of Concrete Structures and Materials*, Vol. 6, No. 1, pp. 3–18. doi: 10.1007/s40069-012-0001-4
- Wallace, J. W., and Orakcal, K., 2002, “ACI 318-99 Provisions for Seismic Design of Structural Walls,” *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 4, July-Aug., pp. 499–508. doi: 10.14359/12119
- Wallace, J. W., Massone, L. M., Bonelli, P., Dragovich, J., Lagos, R., Lüder, C., and Moehle, J. P., 2012, “Damage and Implications for Seismic Design of RC Structural Wall Buildings,” *Earthquake Spectra*, Vol. 28, No. S1, June, pp. 281–299. doi: 10.1193/1.4000047
- Wallace, J.; Segura, C.; and Tran, T., 2013, “Shear Design of Structural Walls,” Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council Annual Meeting, 13 pp.
- Watson, S., Zahn, F. A., and Park, R., 1994, “Confining Reinforcement for Concrete Columns,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 6, June, pp. 1798–1824. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1994)120:6(1798)
- Weber-Kamin, A. S.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2019, “RC Coupling Beams with High-Strength Steel Bars: Summary of Test Results,” *SL Report 19-1*, The University of Kansas Center for Research, Inc., Lawrence, KS, Jan., 133 pp. <http://hdl.handle.net/0808/27676>
- Welt, T. S., 2015, “Detailing for Compression in Reinforced Concrete Wall Boundary Elements: Experiments, Simulations, and Design Recommendations,” PhD dissertation, University of Illinois at Urbana-Champaign, Champaign, IL, 530 pp.
- Welt, T. S.; Massone, L. M.; LaFave, J. M.; Lehman, D. E., McCabe, S. L., and Polancp, P., 2017, “Confinement Behavior of Rectangular Reinforced Concrete Prisms Simulating Wall Boundary Elements,” *Journal of Structural Engineering*, V. 143, No. 4, p. 04016204 doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001682
- West, J. S.; Innocenzi, M. J.; Ulloa, F. V.; and Poston, R. W., 2008, “Assessing Vibrations,” *Concrete International*, V. 30, No. 10, Oct., pp. 43-49. doi: 10.14359/19985
- Widianto; Bayrak, O.; and Jirsa, J. O., 2009, “Two-Way Shear Strength of Slab-Column Connections: Reexamination of ACI 318 Provisions,” *ACI Structural Journal*, V. 106, No. 2, Mar.-Apr., pp. 160-170. doi: 10.14359/56354
- Wilford, M. R., and Young, P., 2006, *A Design Guide for Footfall Induced Vibration of Structures*, The Concrete Centre, Surrey, UK, 83 pp.
- Wilson, E. L., 1997, “Three-Dimensional Dynamic Analysis of Structures—With Emphasis on Earthquake Engineering,” Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- Winter, G., 1979, “Safety and Serviceability Provisions in the ACI Building Code,” *Concrete Design: U.S. and European Practices*, SP-59, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 35–49. doi: 10.14359/17764
- Wire Reinforcement Institute, 2001, “Structural Welded Wire Reinforcement Manual of Standard Practice,” sixth edition, Hartford, CT, Apr., 38 pp.
- Wood, S. L., Stanton, J. F., and Hawkins, N. M., 2000, “Development of New Seismic Design Provisions for Diaphragms Based on the Observed Behavior of Precast Concrete Parking Garages during the 1994 Northridge Earthquake,” *PCI Journal*, Vol. 45, No. 1, Jan.-Feb., pp. 50–65. doi:

10.15554/pcij.01012000.50.65

- Wyllie, L. A. Jr., 1987, “Structural Walls and Diaphragms— How They Function,” *Building Structural Design Handbook*, R. N. White and C. G. Salmon, Eds., John Wiley & Sons, Inc., New York, pp. 188–215.
- Xanthakis, M., and Sozen, M. A., 1963, “An Experimental Study of Limit Design in Reinforced Concrete Flat Slabs,” *Structural Research Series* No. 277, Civil Engineering Studies, University of Illinois, Urbana, IL, Dec., 159 pp. doi: 10.14359/16666
- Yamada, T., Nanni, A., and Endo, K., 1991, “Punching Shear Resistance of Flat Slabs: Influence of Reinforcement Type and Ratio,” *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 4, July- Aug., pp. 555–563. doi: 10.14359/2984
- Yin, S. Y. L., J. C. Wang, and P. H. Wang, 2012, ” Development of Multi-Spiral Confinements in Rectangular Columns for Construction Automation,” *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, V.35, No. 3, pp. 309-320.
- Yoshioka, K., and Sekine, M., 1991, “Experimental Study of Prefabricated Beam-Column Subassemblages,” *Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance*, SP-123, J. O. Jirsa, Ed., American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 465–492. doi: 10.14359/2876
- Zhang, L., 2015, “Testing Air Content of Dry-Mix Shotcrete,” *Shotcrete*, V. 17, No. 2, pp. 22-24.
- Zhang, Y., Klingner, R. E., and Graves, H. L. III, 2001, “Seismic Response of Multiple-Anchor Connections to Concrete,” *ACI Structural Journal*, Vol. 98, No. 6, Nov.-Dec., pp. 811–822. doi: 10.14359/10748
- Zhu, S., and Jirsa, J. O., 1983, “Study of Bond Deterioration in Reinforced Concrete Beam-Column Joints,” PMFSEL Report No. 83-1, Department of Civil Engineering, University of Texas at Austin, Austin, TX, July, 79 pp. doi: 10.14359/51685438
- Zia, P., Preston, H. K., Scott, N. L., and Workman, E. B., 1979, “Estimating Prestress Losses,” *Concrete International*, Vol. 1, No. 6, June, pp. 32–38.
- Zia, P., and Hsu, T. T. C., 2004, “Design for Torsion and Shear in Prestressed Concrete Flexural Members,” *PCI Journal*, Vol. 49, No. 3, May-June, pp. 34–42. doi: 10.15554/pcij.05012004.34.42
- Zsutty, T. C., 1971, “Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beams Tests,” *ACI Journal Proceedings*, V. 68, No. 2, Feb., pp. 138-143. doi: 10.14359/11300
- 中國土木水利工程學會，1998，「混凝土工程設計規範與解說(土木401-86)-附錄乙：機械式續接器續接」，台北。
- 中國土木水利工程學會，2011，「混凝土工程設計規範與解說(土木401-100)」，台北。
- 中國土木水利工程學會，2016，「混凝土工程設計規範與解說(土木401-105)」，台北。
- 中國土木水利工程學會，2019，「混凝土工程設計規範與解說(土木401-108)」，台北。
- 中國土木水利工程學會，2021，「混凝土工程設計規範與解說(土木401-110)」，台北。
- 中華民國結構工程學會，2007，「鋼筋續接器續接規範」，工作小組工作報告CSSE 96-01，台北。
- 內政部建築研究所，1999，「鋼筋續接施工規範及解說(草案)」，台北。
- 內政部建築研究所，2006，「再生混凝土使用手冊」，台北。
- 內政部，2021，「結構混凝土施工規範」，台北。
- 內政部，2023，「建築技術規則」，台北。
- 日本土木学会，2007，「鉄筋定着・継手指針」，東京。

- 行政院公共工程委員會，1999，「公共工程飛灰混凝土使用手冊」，台北。
- 行政院公共工程委員會，2001，「公共工程高爐石混凝土使用手冊」，台北。
- 李宏仁、林克強、張子宥、林明志，2020，「高強度鋼筋機械式續接性能合格標準及驗證研究」，研究報告，內政部建築研究所，台北。
- 李宏仁、陳正誠、陳建中、張家榮，2017，「建築工程鋼筋機械式續接性能基準及驗證研究」，研究報告，內政部建築研究所，106301070000G0032，台北。
- 李宏仁、張又仁、黃世建，2014，「高強度鋼筋混凝土梁柱接頭耐震性能研究及資料庫建構」，*中國土木工程學刊*，第26卷，第3期，第257-263頁。
- 林光奕，2008，「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。
- 林克強、李宏仁，2022，「梁構件擴頭鋼筋錨定於梁柱接頭之試驗研究」，財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心，委託研究報告。
- 陳振川、廖文正、劉庭愷、秦維邑，2018，「台灣混凝土潛變收縮資料庫建置及特質分析」，*結構工程期刊*，第33卷，第1期，第103-116頁。
- 陸景文、詹穎雯、陳振川，2004，「台灣地區混凝土抗壓強度與彈性模數特性研究」，*中國土木工程學刊*，第31卷，第3期，第371-379頁。
- 黃世建、Ewin Lim、翁樸文、李宏仁，2014，「鋼筋混凝土偏心梁柱接頭之抗剪強度設計」，*結構工程期刊*，第29卷，第2期，第5-23頁。
- 廖文正、林致淳、詹穎雯，2016，「台灣混凝土彈性模數建議公式研究」，*結構工程期刊*，第31卷，第3期，第5-31頁。
- 歐昱辰、陳正誠、李宏仁、杜昱石，2013，「低矮鋼筋混凝土街屋具典型開口外牆之耐震行為研究」，研究報告，內政部建築研究所，PG10301-0475，台北。
- 蔡宛婷、黃世建、沈文成，2016，「鋼筋混凝土橫箍柱耐震圍束之研究」，中華民國第十三屆結構工程研討會暨第三屆地震工程研討會，桃園。
- 臺灣混凝土學會，2014，「鋼筋混凝土用錨定頭規範」，台北。
- 臺灣混凝土學會，2016a，「預鑄混凝土工程施工規範與解說」，台北。
- 臺灣混凝土學會，2016b，「預鑄混凝土工程設計規範與解說」，台北。

附篇A - 使用非線性反應歷時分析進行設計驗證

A.1 符號與專有名詞

A.1.1 符號

B = 偏差因數，將標稱強度調整為耐震目標可靠度。

D_u = 極限變形容量，根據可用之實驗數據或其他可證明之證據，遲滯模型被認為有效之情況下之最大變形。

f'_{ce} = 混凝土之預期抗壓強度，kgf/cm² [MPa]。

f_{ue} = 非預力鋼筋之預期拉力強度；kgf/cm² [MPa]。

f_{ye} = 非預力鋼筋之預期降伏強度；kgf/cm² [MPa]。

l_p = 用於分析之塑鉸長度；cm。

V_{ne} = 預期抗剪強度；kgf。

θ_y = 降伏轉角；弧度。

ϕ_s = 力量控制行為之耐震抵抗因數。

$\sqrt{f'_{ce}}$ = 混凝土之預期抗壓強度之平方根，kgf/cm² [MPa]。

A.1.2 專有名詞

分布式塑性(纖維)模型：此構件模型之組成包含呈現出明顯非線性應力-應變或受力-變形反應之離散纖維。

結構牆腹板交會區：通常為結構牆牆段相交之部分，來自相鄰牆段之力量在此平衡。

以下所列之行為，其定義應根據ASCE/SEI 7第十六章：

位移控制行為

力量控制行為

力量控制臨界行為

力量控制一般行為

力量控制非臨界行為

解說：

力量控制與位移控制行為被歸類於第A.7節，採用非線性分析進行混凝土結構之設計。

A.2 範圍

A.2.1 此附篇得補足ASCE/SEI 7第十六章之要求，以非線性反應歷時分析，來決定混凝土結構之耐震設計。

A.2.2 附篇A之規定得作為第一章至第二十六章規定之額外補充。

A.2.3 本附篇應與ASCE / SEI 7第十六章一起使用，範圍包含其他一般性要求、地震歷時、載重組合、建模與分析，藉以設計新建鋼筋混凝土結構，其包括：

(a) 被指定為地震力抵抗系統一部分之結構系統，包括橫隔板、抗彎矩構架、結構牆和基礎。

(b) 未被指定為地震力抵抗系統之一部分，但需要在承受地震效應相關之變形與力量之同

時，支撐其他載重之構材。

- A.2.4 依本附篇所設計或驗證之所有混凝土結構，應符合第十八章以及第A.12節中適用部分之要求進行設計及細部配置。
- A.2.5 應准許使用附篇A之規定來證明第18.2.1.5節所要求之結構系統適當性。
- A.2.6 使用附篇A時，應依第A.13節之規定進行特殊結構審查。
- A.2.7 設計者應針對使用附篇A提供合理說明以釋疑，若特殊結構審查委員接受所提出之說明理由，則設計者應向建管單位提供此說明以通過審查。

解說：

本附篇旨在補足ASCE/SEI 7第十六章、TBI (2017)、LATBSDC (2017)等文件，提供關於非線性反應歷時分析和混凝土構材設計之要求。而非關混凝土構材之其他分析與建模要求，可參考ASCE/SEI 7第十六章、TBI (2017)以及LATBSDC (2017)。

針對耐震結構之初步設計，預期可使用彈性分析法結合工程判斷來進行。但此設計未必會完全遵照ASCE/SEI 7之所有規定或一般建築規範，此時可按照本附篇之要求，進行非線性反應歷時分析以驗證此設計成果。

A.3 總則

- A.3.1 第A.7節之行為分類與臨界狀態及第A.10節和A.11節之接受準則，係依據ASCE/SEI 7第十六章和一般建築規範以提供全面性之設計方法，惟其應優先於ASCE/SEI 7第十六章之規定。

解說：

由於ACI 318和ASCE/SEI 7-16第十六章，兩者在混凝土構材之行為分類和接受準則之方法不盡相同，本附篇之要求應優先於ASCE之要求。本附篇之要求與TBI (2017)和LATBSDC (2017)之要求具有相當之一致性。

A.4 地震歷時

- A.4.1 非線性反應歷時分析應包括水平地震歷時之影響。
- A.4.2 應同時考慮地震之地表垂直運動與地表水平運動，納入地表垂直運動之考量將會大幅影響結構設計需求。
- A.4.3 選擇及修改地震歷時加速度之歷時，應根據一般建築規範所確立之程序來進行。

解說：

進行非線性反應歷時分析時，通常在三維建築模型中會輸入兩個水平分量之地震歷時。

抗重力載重系統中具有垂直方向不連續性結構時，會經歷垂直地震反應而影響建築性能。這類結構包括與梁或板上終止之柱或牆。某些長跨或懸臂段長之結構，對垂直地震歷時較為敏感。當考慮垂直地震歷時對結構之敏感度時，應加入工程判斷。

附篇A之分析步驟，係基於符合ASCE/SEI 7第十六章之地震歷時選擇和縮放方法，其中包括放大至目標風險之最大考量地震之地表加速度。ASCE/SEI 7敘述適當之流程，在可接受之危險和風險範圍內選擇與修改地震歷時。

A.5 載重因數與組合

A.5.1 非線性反應歷時分析之載重組合應遵守一般建築規範之要求。

解說：

本附篇中用於反應歷時分析之載重組合，與ASCE/SEI 7第十六章、TBI (2017)或LATBSDC (2017)中之載重組合相似。

線性疊加原理並不適用於非線性反應歷時分析。因此，考慮各類載重來進行各別分析，再將載重效應予以組合是不正確之。取而代之之，必須先針對各個因數化載重組合進行分析，再取分析結果之包絡值當作設計值。對於任何包含地震效應之非線性分析，首先會將重力載重施加於模型中，然後再於已存在重力載重條件下輸入地表震動。

最大考量地震和一般建築規範中之因數化設計重力載重組合，同時發生之機率極低。較具代表性之載重組合為可預期之、真實之重力載重，與最大考量地震之組合。

分析時常用之一組載重組合，包含預期靜載重、預期活載重及最大考量地震。ASCE/SEI 7第十六章要求宜考慮無活載重之第二組載重組合，但此狀況很少控制高樓建築之設計。

若線性分析指出扭轉不規則性可被忽略時，一般可不考慮意外扭矩。

非線性分析中所使用之載重組合，與用來評估力量控制行為之載重組合，可能有所不同(參考第A.11節)。

A.6 建模與分析

A.6.1 用於分析之模型應為三維模型，且應符合一般建築規範之要求。

A.6.2 構件非線性行為之模式，包括有效勁度、預期強度、預期變形能力、受力或變形反覆影響下之遲滯現象，應以適用之物理試驗數據來驗證，不得做出超出測試範圍之推斷。

A.6.3 構材強度或勁度之降低應納入數值模型中，若可證明需求量不足以造成這些影響，則不受此限。如果數值模型包括構件強度之降低，則模型之建構應使強度開始損失時之結構變形，不受有限元素模型中之網格結構影響。

A.6.4 針對高寬比 $h_w/l_w \geq 2$ 之結構牆，該牆體之數值模型及其與周圍元件之連結應呈現與牆體旋轉和抬升相關之動態效應，包括中性軸移動所造成之效應，該效應為軸向力和橫向變形之函數。若可證明這些效應不會影響結構設計要求，則不受此限。

解說：

多樣之構件公式及材料模型均適用於混凝土結構之非彈性動力分析。ASCE/SEI 41、ACI 374.3R、ACI 369.1和 NIST GCR 17-917-46提供有關建模與定義模型參數之指引。依照前述文件建議，以實驗數據之平均值來選擇模型參數，可避免扭曲分析結果，並對混凝土建築反應做出更可靠之評估。

模型網格尺寸之選用，應足以完成詳細且精確之結構反應分析。某些系統會呈現網格依賴性之反應，當網格尺寸縮小將降低變形能力且加速強度損失。對這些系統而言，材料軟化可使用網格尺寸來衡量，或使用適當之實驗數據，佐證所選擇之材料模型參數和網格尺寸，能準確模擬強度開始損失之現象。

A.7 行為分類與臨界狀態

A.7.1 所有行為都應按照第A.7.2節和第A.7.3節分類為位移控制或力量控制。

A.7.2 位移控制行為

A.7.2.1 位移控制行為應滿足第A.10節之要求。

A.7.2.2 以下應被視為位移控制行為：

- (a) 梁、結構牆、連接梁及板柱接頭之彎矩。
- (b) 符合第18.7.7.4節要求之對角向鋼筋連接梁之剪力。
- (c) 與軸向力聯合作用之柱彎矩，且柱符合第18.4.4節、第18.4.5節和第18.4.6節之要求。

A.7.3 力量控制行為

A.7.3.1 力量控制行為應滿足第A.11節之要求。

A.7.3.2 下列各項應被視為一般力量控制行為：

- (a) 地下室周圍外牆之剪力和彎矩。
- (b) 非轉移橫隔板之平面內剪力。
- (c) 除了集力構件之外之橫隔板之平面內正向力。
- (d) 淺基礎構材之彎矩，包括基腳和筏式基礎。
- (e) 深基礎構材之彎矩。

A.7.3.3 非臨界力量控制行為係指認一構件之行為，其破壞時不會造成：

- (a) 結構崩塌、(b) 結構失去其耐震性、(c) 墜落風險。

A.7.3.4 所有不被認定為位移控制、一般力量控制或非臨界力量控制之行為都應歸類為臨界力量控制。

解說：

與第18.14.3.3節之規範相似，若柱有足夠之圍束和適當之鋼筋配置細節，則柱之彎矩可被評估為位移控制行為，而非力量控制行為。

橫隔板剪力被視為一般力量控制行為，其剪力不應與側向力抵抗系統構件之間之力量傳遞相關。

A.8 有效勁度

A.8.1 構材勁度應包括因為撓曲、剪力、軸向伸長或縮短、以及鋼筋沿其伸展長度所產生滑移而造成變形之效應。

A.8.2 若預期所施加之力、位移、和收縮、溫度或潛變有關之體積變化效應之綜合影響造成混凝土開裂，則應建立混凝土開裂對構材有效勁度影響之模型。

A.8.3 若預期所施加之力、位移、和收縮、溫度或潛變有關之體積變化效應之綜合影響造成鋼筋之降伏或混凝土之非線性反應，則結構模型應能夠代表在非彈性反應發生時受載重之構材勁度，以及在非彈性反應發生後之行為。

A.8.4 應允許根據試驗數據所證實之有效勁度來代表非彈性反應發生時之構材勁度。或者，應允許使用表A.8.4之有效勁度值來代表非彈性反應發生時之構材勁度。

A.8.5 對於梁柱接頭，如果接頭之柔度未明確建模，則應允許藉由對構入接頭之梁柱之有效勁度進行定義以納入接頭柔度，並藉由引入延伸至接頭中心之梁柱剛性端部偏移，以間接之方

式對接頭柔度進行建模。

A.8.6 除了連接梁以外與板整體澆置之梁，應將第6.3.2節定義之有效板寬納入對梁撓曲和軸向勁度之評估中。

表 A.8.4 有效勁度值^[1]

構件	軸向	撓曲	剪力	
梁	非預力	$1.0E_c A_g$	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
	預力	$1.0E_c A_g$	$1.0E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
承受設計載重造成之壓力柱 ^[2]	$\geq 0.5A_g f'_c$	$1.0E_c A_g$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
	$\leq 0.1A_g f'_c$ 或受拉力	$1.0E_c A_g$ (受壓力) $1.0E_s A_{st}$ (受拉力)	$0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
結構牆 ^[3]	面內	$1.0E_c A_g$	$0.35E_c I_g$	$0.2E_c A_g$
	面外	$1.0E_c A_g$	$0.25E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
橫隔板 ^[4] (只在平面內)	非預力	$0.25E_c A_g$	$0.25E_c I_g$	$0.25E_c A_g$
	預力	$0.5E_c A_g$	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
連接梁	有或無對角向鋼筋	$1.0E_c A_g$	$0.07(\frac{\ell_n}{h})E_c I_g \leq 0.3E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
筏式基礎	面內	$0.5E_c A_g$	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_g$
	面外 ^[5]		$0.5E_c I_g$	

1. 應共同使用軸向、撓曲、剪力之列表值來定義元件之有效勁度，除非有其他合理之替代組合。
2. 若柱體之軸向壓力落在所設定之限制值之間，應使用線性內插法決定撓曲勁度。
3. 使用線元素建立構材之模型表示其屬性，可產生適合之列表值。
4. 如果將橫隔板建模為剛性平面，不會造成不同之分析結果，則應允許將橫隔板建模為剛性平面。
5. 建議之勁度值適用於一般筏式基礎之情況，若牆或其他豎向構材施加足夠大之力量時，包括透過多開口堆疊之牆壁傳遞之局部反覆力量，可能需要減少勁度值。

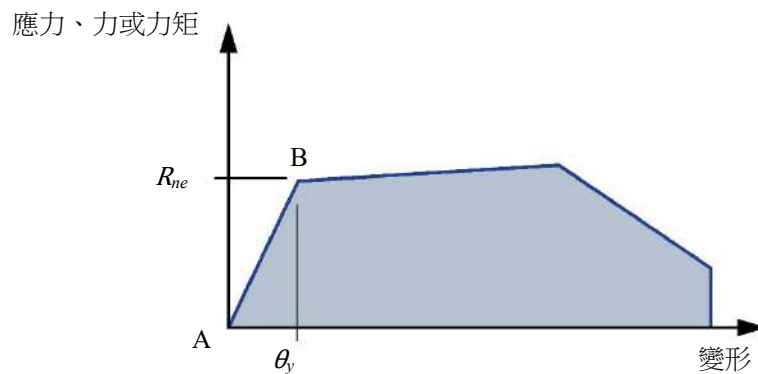
解說：

一般而言，非線性分析之軟體能直接模擬由撓曲、剪力和軸向伸長或縮短之變形。額外之變形為縱向鋼筋於相鄰錨定處之滑移，此類效應通常發生在梁構入梁柱接頭或牆壁、柱構入梁柱接頭或基礎，及牆構入基礎之位置。若此類效應被認為對結構性能十分重要，則分析模型中應直接納入適當假設或調整撓曲勁度。

有兩種方式可考量開裂對勁度下降之影響，一是當所計算之應力達到開裂應力時，使用可直接反應勁度折減之模型；二是間接地折減相對於總斷面之有效勁度。若使用第二種方法，則在地震載重之情況下，勁度折減之程度應和開裂程度保持一致。有輕微裂開情況之結構牆，包括地下室牆壁，傳統上是使用有效撓曲勁度為0.5 到1.0倍之總斷面勁度範圍內來建模。橫隔板位處主要力量傳遞之樓層，通常是使用有效軸向勁度在0.10到0.5倍總斷面勁度之範圍內進行建模。TBI (2017)和LATBSDC (2017) 針對有效勁度提供額外建議，而NIST GCR 17-917-46v1(NIST 2017a) 和NIST GCR 17-917-46v3(NIST 2017b)則針對橫隔板和構架元件之建模提供詳細指引。

針對梁、柱和地下室牆壁之外之結構牆，其勁度可參考第RA.8.3節。

若計算結果顯示，包括地震效應之載重組合作用下有非線性反應，則非線性模型應能表示有效割線勁度從0載重到對應降伏等級力量之點位(圖RA.8.3中從A到B之斜率)，及通過降伏點後之勁度折減。分析模型應納入構件之強度或勁度衰減，除非可證明需求尚未大到足以造成這些影響。



圖RA.8.3 一般力量與變形關係

有效勁度值是為了表示圖RA.8.3中A到B之斜率，其中B為預期降伏強度。梁與柱之有效勁度值是根據Elwood 等人研究 (2007)，並考慮沿著伸展長度之鋼筋滑移之影響。當牆由線元素來模擬時，表列數值對於結構牆是合適之。在一些建築模型中，結構牆會由分布式纖維模型來表示，在此狀況下，纖維模型應直接反應混凝土開裂和鋼筋降伏之影響，故表A.8.4中之勁度值無法適用。地下室牆不太可能發生降伏，因此較大之勁度值會比表A.8.4所列數值更適用於該類牆。表A.8.4之橫隔板勁度為典型數值。預力及非預力橫隔板主要被用來抵抗單一樓層平面內地震力者，如同ASCE/SEI 7所允許之，通常模擬為剛性。當橫隔板需傳遞相對大之面內地震力來自於多個樓板時，其有效勁度稍低於表A.8.4者。若橫隔板之勁度假設對於分析結果較敏感，可謹慎地藉由使用一定範圍上下限之橫隔板勁度來完成分析，並選擇兩個分析中較大之力作為設計值。連結梁之有效勁度旨在表示與樓板一起整體澆置之梁之數值。數值是基於Vu 等人(2014)所提出之公式，但做了調整以考量板之存在、建模方式之差異、以及典型剪力大小(TBI 2017)。有效剪力勁度值之選用應有工程判斷來加以評估，有鑒於軟體使用之限制，將使用總面積來取代有效面積。

設計用以抵抗地震力之鋼筋混凝土構架，預期接頭處不會出現明顯之衰減情形。若無更嚴謹之方式表現接頭剪力勁度，透過剛性偏移以接頭之尺寸將梁柱構材之長度延長，是可被允許之(Birely et al., 2012)。有關勁度假設之敏感度研究顯示，相較接頭，構架與牆構材有效勁度之選擇對整體結構勁度更為敏感(Kwon和Ghannoum, 2016)。剛性接頭偏移方法與表A.8.4所呈現之有效勁度值可搭配使用，其已考量縱向鋼筋在接頭中滑移之軟化效果。

A.9 預期材料強度

A.9.1 預期材料強度之定義，應根據適用該特定專案之數據，或他案使用相似材料與施工之數據。如無法取得適用數據，應允許使用表A.9.1之預期材料強度。

表 A.9.1 預期材料強度

材料		預期強度	
混凝土		$f'_{ce} = 1.3f'_c$	
鋼筋		預期降伏強度 f_{ye} (kgf/cm ²)[MPa]	預期抗拉強度 f_{ue} (kgf/cm ²)[MPa]
A615	Grade 60	5000 [490]	7420 [742]
A706	Grade 60	4830 [483]	6650 [665]
	Grade 80	5950 [595]	7840 [784]

解說：

採取較高品質之控制或存在飛灰和其他添加劑時，高強度混凝土 f'_c 之放大因子可能較小。關於飛灰之影響，可參考ACI 232.2R之討論。因資料不足，表A.9.1不提供其他鋼筋等級之建議值。

A.10 位移控制行為之接受準則

A.10.1 任何反應歷時分析中之變形不應超過極限變形容量 D_u ，除非滿足(a)或(b)之條件。

- (a) 在評估整體結構之穩定性和強度時，假設構材之強度與對應之變形模式於後續分析可以忽略。
- (b) 該分析被認為有ASCE/SEI 7所不能接受之反應。

A.10.2 D_u 應以(a)、(b)或(c)決定：

- (a) 構件 D_u 作為模擬之有效範圍，應透過比較遲滯模型和適當之實驗室測試數據加以決定，其中測試數據應包括適當之重力載重效應。
- (b) 特殊結構牆若使用分布式塑性(纖維)模型模擬， D_u 應使用平均垂直應變來計算。應變應以塑鉸長度 ℓ_p 高度內之應變來評估，其中 ℓ_p 為(i)和(ii)之較大者：
 - (i) $\ell_p = 0.2\ell_w + 0.03h_w$ (A.10.2.a)
 - (ii) $\ell_p = 0.08h_w + 0.0021f_y d_b$ [$\ell_p = 0.08h_w + 0.022f_y d_b$] (A.10.2.b)
 惟其不超過樓層高度，其中 d_b 和 f_y 根據牆之縱向鋼筋來決定。
- (c) 若使用集中式塑性模型（集中塑鉸）或分布式塑性（纖維）模型來建立結構構件之模型， D_u 應允許依照ACI 369.1或實驗室測試決定之。

解說：

這些接受準則與TBI (2017)之構件接受準則一致，但與ASCE/SEI 7和 LATBSDC (2017)之接受準則不同。針對ASCE/SEI 7和TBI (2017)在位移控制行為評估方法上之不同，TBI (2017)有更詳細之討論。

極限位移能力 D_u 通常是由可用測試數據之統計分析獲得，與ACI 369.1和ASCE/SEI 41之防倒塌接受準則密切相關。 D_u 係重力承載容量出現顯著損失時所對應之變形，或如果測試未達到此階段， D_u 則為測試中所限制之變形。圖RA.10.2所示為分析模型中遲滯曲線之 D_u 範例。ACI 369.1和ASCE/SEI 41之防倒塌接受準則通常比實驗之平均值還低，這是因為用於發展該些準則之實驗資料具離散性。ASCE/SEI 41之方

法是取各反應歷時分析中最大絕對反應變形之平均值，但附篇A卻是取任一反應歷時分析之變形最大值來進行評估。

採用纖維材料模型模擬結構構件之遲滯行為時，應使用實驗數據來評估與調整分析模型之變形需求與行為區間。ACI 374.3R及ACI 369.1提供了非線性建模參數，可做為基於實驗數據之遲滯型態之基礎。圖RA.10.2中所呈現之遲滯曲線，即為根據這些非線性建模參數，使用調整後纖維材料模型所生成之，此遲滯曲線可用於模擬實驗室測試中所觀察到之構件行為。

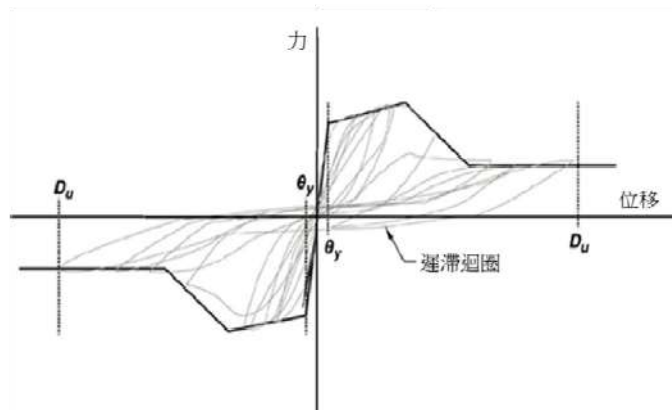
若以平均應變來定義 D_u ，分析時應變所涉及之長度，應和從實驗數據建立應變限制之長度保持一致，或如同ASCE/SEI 41、ACI 369.1、TBI、LATBSDC等文件中所規定。

橫截面應使用足夠數量之纖維，以允許將纖維中心線之應變值外推至計算應變值之位置，例如牆壓力區之最邊緣處，比較該應變值與應變限制值。

對於使用纖維元素建模之結構牆或連結梁，可選用應變或構材變形為基礎當作變形接受準則。應變結果可直接由纖維模型取得。構材變形結果，如塑性轉角、層間變位或弦材轉角，可由一組表示構材之纖維元素上之變形總合計得。牆塑鉸長度公式 (A.10.2.a) 和 (A.10.2.b)，源自於Paulay與Priestley (1992)。

針對應變限制，TBI (2017)提供了接受準則之範例。無圍束之混凝土模型，包括受壓應變達0.002為應力峰值，且受壓應變達0.003時，包絡線下降至應力最大值之50% (極限變形能力 D_u)。有圍束之混凝土模型，需滿足第18.10.6.4(e)和(f)節之圍束條件，包括受壓應變達0.008為應力峰值，且受壓應變達0.015時，包絡線下降至應力最大值之80% (極限變形能力 D_u)。縱向鋼筋之拉應變限制為0.05 (極限變形能力 D_u)，這是基於拉伸斷裂及考量低週次疲勞效應，低週次疲勞效應已由Segura 和Wallace (2018)證實。

其他關於極限變形能力之參考資料，如ACI 369.1、TBI (2017)和 LATBSDC (2017)，可在特殊結構審查批准之情況下使用。



圖RA.10.2 分析模型中遲滯反應之 D_u

A.11 強度控制行為之預期強度

A.11.1 強度控制行為應根據一般建築規範進行評估，預期強度為 $\phi_s BR_n$ 。

A.11.2 ϕ_s 應符合表 A.11.2，其中 ϕ 是根據第二十一章決定，但不適用第21.2.4.1節。

表 A.11.2 耐震抵抗因數

強度控制行為	ϕ_s
臨界	ϕ
一般	$\phi/0.9 \leq 1.0$
非臨界	$\phi/0.85 \leq 1.0$

A.11.3 偏差因數 B 應取為 1.0，或其可允許依(A.11.3)公式計算：

$$B = 0.9R_{ne} / R_n \geq 1.0 \quad (\text{A.11.3})$$

A.11.3.1 標稱強度 R_n 應依據第十八章、第二十二章或第二十三章之規定。

A.11.3.2 預期強度 R_{ne} 可依據第十八章、第二十二章或第二十三章之標稱強度規定作定義，將 f'_c 替換為 f'_{ce} ，及將 f_y 、 f_{yt} 替換為 f_{ye} ，但第A.11.3.2.1節與第A.11.3.2.2節規定除外。

A.11.3.2.1 $h_w/\ell_w \geq 2$ 之結構牆若符合以下(a)至(d)之規定，則應滿足第 A.11.3.2.1.1 節及第 A.11.3.2.1.2 節之要求。

- (a) 依據第 A.10.2(b)節以纖維元素模擬牆體。
- (b) 依據一群組反應歷時分析所得最大需求之平均值以計算應變。
- (c) 計算混凝土壓應變小於 0.005。
- (d) 計算縱向拉應變小於 0.01。

$$\text{A.11.3.2.1.1 } V_{ne} = 1.5A_{cv} (0.53\lambda\sqrt{f'_{ce}} + \rho_t f_{ye})$$

A.11.3.2.1.2 對於抵抗一共同橫向力之所有垂直牆段， V_{ne} 不應大於 $3.2A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$ 。對於任何單一垂直牆段， V_{ne} 不應大於 $4A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$ 。

A.11.3.2.2 對於結構牆腹板交會區， V_{ne} 應根據第 A.11.3.2.1.1 節來計算， V_{ne} 不得大於 $6.6A_{cv}\sqrt{f'_{ce}}$ 。

解說：

目前，強度折減因數 並未特別將其調整至ASCE/SEI 7所指定之地震可靠度目標，而是將調整至其他載重之目標可靠度(ASCE/SEI 7表1.3-1)。考慮到材料標準中標稱強度公式之固有偏差，因而提供偏差因素 B 將材料標準所規定之抵抗因數調整至地震目標可靠度。此偏差是預期材料強度對最小規定強度之比值，與材料標準中預測公式固有之保守性，兩項比值之函數。

對於一般及非臨界行為，放寬抵抗因數以允許較高之失敗機率。

關於ASCE/SEI 7、TBI (2017)和 LATBSDC (2017)對強度控制行為之不同評估方式，TBI (2017) 及 LATBSDC (2017)提供了更詳細之討論。欲知道此方法之其他背景，可參考Wallace 等人(2013) 及Kim 與Wallace (2017)。

由這些規定所決定之剪力強度，僅適用於撓曲韌性需求相對較低之牆(Wallace 2013; LATBSDC 2017)。

A.12 加強之細部配置要求

A.12.1 如果由反應歷時分析所得之平均最大變形超過圍束混凝土之 $0.5D_u$ ，構材應遵守本節新增

之細部配置要求。

A.12.2 特殊抗彎矩構架

- A.12.2.1 對於特殊抗彎矩構架之梁，依據第18.6.4.2節具橫向支撐之撓曲鋼筋，其間距不得超過20公分。
- A.12.2.2 任何接頭處，第18.7.3.2節所要求之柱強度總和應至少是該接頭處梁強度總合之1.4倍。
- A.12.2.3 對於特殊抗彎矩構架之橫箍柱，應按照第18.7.5.2 (f)節規定，每根縱向鋼筋皆受到閉合箍筋轉角或繫筋彎轉段之橫向支撐，無論軸向載重或混凝土強度均適用。
- A.12.2.4 特殊抗彎矩構架之梁變形若是超過 $0.5D_u$ ，依第18.8.2.3節要求在與梁縱向鋼筋平行方向之柱尺度應增加20%。

A.12.3 特殊結構牆

- A.12.3.1 依據第18.10.6節設置邊界構材，其橫向鋼筋應符合第A.12.2.3節。
- A.12.3.2 若需邊界構材，剪力鋼筋之續接應採取機械式續接或銲接續接，或為搭接且由間距為6倍被搭接鋼筋直徑或15公分之較小者之橫向鋼筋所圍束。
- A.12.3.3 若分析顯示樓板或屋頂板在板牆連接處出現非彈性反應，則板之撓曲鋼筋應延伸過板牆接頭並加以錨定，以確保結構完整性。
- A.12.3.4 若剪力超過 $1.1A_{cv}\lambda\sqrt{f'_c}$ ，應加強施工縫之細部配置，包括混凝土表面粗糙化或混凝土中散佈之剪力樺，或前述兩者，以降低沿著施工縫滑移之可能性。

解說：

多年來，透過實際之地震破壞觀察、研究和工程判斷，已發展出耐震系統和細部配置之要求，這些要求已編入SCE/SEI 7、IBC、ACI 318等內。近年來，電腦運算能力增強使工程師能夠十分詳細地建模並計算受震反應。

針對超出一般建築規範規定限制之設計，應適時予以準備、驗證並加以判斷。在某些情況中，這些新設計尚未在強烈地震動中受到驗證，人們對於設計推斷可能超出既存知識表示存疑。因此，當設計規格超出規定限制，附篇A適切提供額外細節以加強非彈性反應之延展性。

本規範體認到，抗壓構材採用單邊耐震彎鉤及穿插繫筋較易於施工。然而，最近之地震及研究測試顯示，90度之彎鉤並不能總是提供適當之支撐 (Moehle 與 Cavanagh, 1985)。

分析結果顯示，具有結構核心牆系統之高層建築在板與牆之接合處會有非彈性反應。由於接合處之完整性對結構整體性能十分重要，加強細部配置，包括良好錨定或連續性鋼筋及後拉鋼腱等，提供額外之完整性有其必要。

牆沿水平施工縫之滑動現象，已在地震中及結構牆實驗測試中被觀察到。高剪力區域需加強細部配置，以減少施工縫之滑移或滑動。

A.13 特殊結構審查

A.13.1 特殊結構審查，應由具備下列(a)至(d)項知識之審查委員來執行：

- (a) 用於非線性反應歷時分析之地震歷時之選擇及縮放。
- (b) 受地震力作用時，該結構類型之結構系統行為。
- (c) 用於非線性反應歷時分析之分析結構模型，包括在建立和校正結構分析模型時使用物理試驗，以及若該模型使用於地震歷時之分析或發展時，關於土壤結構互制作用之知

識。

(d) 附篇A之要求，因為這些要求關係到所考慮之結構類型之設計。

A.13.2 特殊結構審查範疇應至少包括(a)至(h)：

- (a) 設計文件基本應包括地震性能目標、整體耐震設計方法以及接受準則。
- (b) 所提出之結構系統。
- (c) 地震災害之判定，以及地震歷時之選擇與修改。
- (d) 構件之建模方法。
- (e) 結構分析模型，包括在適用情況下土壤結構互制作用，以及對結構分析模型能否適切表現結構系統之特性進行驗證。
- (f) 檢視結構分析結果，確定計算出之反應是否符合許可之接受準則。
- (g) 經設計之結構構件細節。
- (h) 在設計文件中關於圖說、規格、品質控制／品質保證和查驗之條款。

A.13.3 特殊結構審查應記錄如下：

- (a) 特殊結構審查委員應向設計者提出評論及問題。
- (b) 設計者應向特殊結構審查委員提出書面回應。
- (c) 特殊結構審查委員應在審查紀錄中總結所做之審查，審查紀錄中應包括所有問題、評論及回應之紀錄。任何沒有解答或共識之項目應有明確之解釋，說明缺乏共識之原因。

解說：

特殊結構審查委員，針對建築結構與耐震性能相關之結構設計提供獨立、客觀、技術性之審查，並建議建管單位該設計是否達到接受準則及預期之建築性能。

特殊結構審查委員之審查，並無意圖取代原由設計者所執行之品質保證措施。結構設計之責任僅限於負責結構設計之人員。

特殊結構審查可由建管單位認可之審查機構來進行。審查小組之每一審查委員均應擁有特殊知識與專業技能，以共同符合第A.13.1節規定。

特殊結構審查委員對於審理案件應利益迴避，且不應為該案設計團隊之一員。

針對設計成果提供審查紀錄。然而，特殊結構審查委員與設計者可能有無法完全達成共識之情形，這些狀況亦應被總結於審查紀錄中。