鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範柱及接合設計之修正研擬

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 110 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

科技部 GRB 編號:

PG 11002-0011

鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範柱及接合設計之修正研擬

執行單位：中華民國結構工程學會

計畫主持人：　周中哲

共同主持人：　劉郁芳

研 究 助 理：　周德光

參 與 人 員：　黃司睿

參 與 人 員：　陳蓮安

研 究 期 程：　中華民國 110 年 1 月至 110 年 12 月

研 究 經 費：　新臺幣 91 萬 250 元

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 110 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組意見，不代表本機關意見)

目次

表次

圖次

摘要

關鍵詞：鋼骨鋼筋混凝土、梁柱接頭、鋼骨鋼筋混凝土柱、鋼骨鋼筋混凝土規範、接頭剪力強度

一、研究緣起

目前我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」係於民國 100 年公告，至今近 10 年，但該版規範是以美國混凝土學會 ACI 318-05(2005)規範及美國鋼結構學會 AISC 341-05(2005)為依據，其後 ACI 及 AISC 也多次進行修訂，期間我國鋼骨鋼筋混凝土工程之研究結果、施工方法、施工技術與檢驗方式均有相當程度的改變。

據此本報告蒐集鋼骨鋼筋混凝土(Steel Reinforced Concrete, SRC)梁柱接頭和柱設計最新國外規範及研究文獻，再與台灣鋼骨鋼筋混凝土規範及國內近代之研究成果進行比較及檢討，期以國內外相關研究及實驗結果，擬定台灣鋼骨鋼筋混凝土規範梁柱接頭及柱相關條文修訂方向及要點，盼能使鋼骨鋼筋混凝土規範更符合國內實務應用及國際技術發展。

二、研究方法及過程

從 102 年至今，內政部建研所及科技部已委託學界及業界進行鋼骨鋼筋混凝土構造之研究，本研究將以國內外規範及研究成果為基礎，從鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭及柱設計為修訂檢討的開始，結論有多項 SRC 規範待修議題。本研究內容包含資料蒐集、專家座談意見蒐集以及規範增修條文之研擬。研究步驟如下：

1. 蒐集調查美國、日本規範和國內外相關論文研究報告作為參考資料。
2. 由 SRC 規範編修小組先就美國、日本及台灣 SRC 柱及梁柱接頭設計相關規範及研究文獻蒐集，之後再將美日規範與現行台灣規範中相關條文比較整理差異。
3. 召開專家學者會議研討相關課題及台灣與國外規範差異修正之方向檢討，更深入國內外規範差異性相關研究及實驗成果蒐集分析檢討。
4. 研擬鋼骨鋼筋混凝土設計規範條文修訂草案及送交鋼骨鋼筋混凝土規範委員會進行審議討論，彙整研究成果並完成成果報告書。

三、重要發現

鋼筋混凝土柱與鋼梁之接合(Reinforced Concrete and Steel，RCS)為一種新的複合斷面構造型式，此種接合美國及日本都已納入規範，日本也有許多真實案例，台灣規範目前尚未有此種接合型式，但學術界及實務界已有相關研究，建議台灣規範也能新增此接合型式。本次梁柱接頭的研究也針對 RCS 構造，整合美日的設計理論及精神，再加上台灣研究的成果，集結成建議規範修改的草案，也彙整美日台建議的接頭剪力計算方法供工程師參考。SRC 梁柱接頭區一向是最難施工的區域，而台灣 SRC 構造大都是採用包覆填充型鋼骨混凝土柱與梁主筋以續接器連接，但目前台灣規範規定鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處之梁主筋應以直接通過接頭為原則，宜儘量避免以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上以續接主筋，若欲達成此規定，梁主筋需繞過鋼柱，使傳力路徑的完整性有疑慮，然而此種連接方式無論國內外皆無相關實驗研究佐證，建議有必要進行大尺寸鋼筋混凝土梁與鋼骨鋼筋混凝土柱連續試體之實驗研究，以提升國內 SRC 建築整體耐震能力。

對於柱設計部份，項目包括鋼筋強度、柱鋼筋箍筋、柱鋼骨比、受軸壓力作用之構材 SRC 柱之設計受壓及彎矩強度、混凝土強度、鋼骨強度、柱鋼筋主筋間距、柱寬厚比、柱之箍筋等項目，發現前四項於美日規範與現行台灣規範差異不大，甚至現行台灣規範為較保守；至於後五項則有修訂之必要，於第五章柱設計之檢討進行討論。

四、主要建議事項

將美國AISC341-16（2016）及日本建築學會「鐵骨鋼筋混凝土構造計算規準同解說」（2014）與台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」（2011）相互比較，針對台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」（2011）中不合宜之條文規定擬定未來之修訂方向，謹綜合歸納成「梁柱接頭」、「柱設計」及「第三節SRC規範待研究課題」部份。對於台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」（2011）條文進行修改，並提出下列具體建議。

建議一

本研究發現國內業界在使用包覆填充型鋼骨混凝土柱時，梁主筋多以續接器連接於箱型鋼柱上，然而此種 SRC「梁柱接合」接合方式無論國內外皆無相關實驗研究佐證，建議進行相關研究及實驗，以驗證其耐震強度及安全性：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」第 8.5 節梁柱接合細則第 8.5.1 節提到梁柱接頭之主筋配置，為了確保梁柱接頭處的彎曲應力(Bending Stress)能夠有效傳遞，SRC 梁柱接頭處之主筋應以直接通過接頭為原則，宜儘量避免以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上以續接主筋。然而在實務設計上，在使用包覆填充型鋼骨混凝土柱時，梁主筋多以續接器連接於箱型鋼柱上，國內外目前無實驗研究進一步證明，故建議有必要進行實尺寸鋼筋混凝土梁與鋼骨鋼筋混凝土柱續接試體之實驗研究，驗證其耐震強度及安全性，以供實務界遵循。

建議二

國內 SRC 構造多為中高樓層建築，故混凝土強度的要求益形重要，由於現行規範對於相關高強度混凝土的試驗方法，未有明確規定，故建議對高強度混凝土抗壓強度試驗方法進行後續研究，以驗證其可行性與可靠度：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國結構工程學會

目前「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」第 6.3 節一般要求與第 9.2 節材料，提到包覆型鋼骨鋼筋混凝土構材若需採用規定抗壓強度大於 420 kgf/cm^2 之混凝土時，或填充型鋼管混凝土構材若需採用規定抗壓強度大於 560 kgf/cm^2 之混凝土時，應以公認合理之試驗證明其可行性與可靠度。在 SRC 柱採用高強度的混凝土方面，前述混凝土抗壓強度之限制主要考量當混凝土強度提高時，其脆性的現象將更為明顯，同時目前國內外的相關研究仍然有限。惟若有公認合理的試驗證明其可行性與可靠度，且在實際施工時亦能確保混凝土之品質，則混凝土之強度限制應可考慮酌予放寬。由於 SRC 構造多數為中高樓層建築，故混凝土強度的要求益形重要，由於現行規範對此並未有明確規定，故建議對高強度混凝土抗壓強度合理試驗方法，應進行後續研究。

ABSTRACT

Keywords: Steel Reinforced Concrete (SRC), beam-column connection, Reinforced Concrete and Steel (RCS), Design Specifications and Commentary of Steel Reinforced Concrete Structures, shear strength of the connection, Column design, concrete strength, steel strength, column reinforcement spacing, width to thickness ratio

The design specifications and published literatures related to SRC column and beam-column connection in the United States and Japan will be collected and compared with recent researches and provisions in Taiwan for the revision of Taiwan Design Specifications and Commentary of Steel Reinforced Concrete Structures, which will be expected as an essential reference for further design and construction of SRC.

Reinforced Concrete Column and steel beam (RCS) joints are a new type of composite section. This kind of joint has been included in the design specifications of United States and Japan, and there are many real cases in Japan. However, this type of connection is not yet included in the specifications in Taiwan. Recently, there has been an increasing number of relevant studies in the academic and practical fields. This study focuses on RCC structures, integrating the design theories and spirit of the U.S. and Japan, as well as the research results in Taiwan, and compiling the joint shear calculation methods proposed by the U.S., Japan, and Taiwan for the engineers' reference. In terms of column design, regarding concrete strength, steel strength, column reinforcement spacing, column width-to-thickness ratio, considering the feasibility of engineering practice, the corresponding revisions are proposed which are basically more than the Taiwan SRC code (2011).The object is to ensure adequate security. It is expected that the relevant research and experimental results at domestic and abroad can make the steel reinforced concrete specifications more in line with domestic practical applications and international technological development.

第一章 緣起

自九二一大地震後，國內開始大量採用鋼骨鋼筋混凝土為建築物之構造型式，但在建築土木工程領域中，鋼骨鋼筋混凝土構造設計及施工複雜度高，工地常無法按設計圖施工，但設計與施工關係建築結構物之安全甚鉅，故鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說為建築工程中不可輕忽之課題。

目前我國「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」係於民國 100 年公告，至今近 10 年，但該版規範是以美國混凝土學會 ACI 318-05(2005)規範及美國鋼結構學會 AISC 341-05(2005)為依據，其後 ACI 及 AISC 也多次進行修訂，期間我國鋼骨鋼筋混凝土工程之研究結果、施工方法、施工技術與檢驗方式均有相當程度的改變，與國外最新規範比較，國內現行規範已有近 15 年的時間未進行檢討修訂，故規範內容極需再次檢視，以符合學界及工程界之需求。

從 102 年至今，內政部建研所及科技部已委託學界及業界進行鋼骨鋼筋混凝土構造之研究，國家地震中心劉郁芳等(2020)也針對近年來國內外規範之鋼骨鋼筋混凝土構造梁柱接合設計進行資料蒐集及分析比對，本研究將以國內外規範及研究成果為基礎，以鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭及柱設計為修訂檢討的開始，結論有多項 SRC 規範待修議題，盼研究成果能為未來台灣鋼骨鋼筋混凝土規範中梁柱接頭及柱相關條文修訂提供參考。

為使 SRC 規範編修研究能順利進行，其中 SRC 規範編修小組會議分別於 110 年 3 月 26 日、9 月 3 日、9 月 7 日共召開 4 次，SRC 規範委員會會議小組會議分別於 110 年 4 月 21 日、10 月 5 日共召開 2 次，由 SRC 規範編修小組先就美國、日本及台灣 SRC 柱及梁柱接頭設計相關規範及研究文獻蒐集，之後再將美日規範與現行台灣規範中相關條文比較整理差異，召開專家學者會議研討相關課題及台灣與國外規範差異修正之方向檢討，更深入國內外規範差異性相關研究及實驗成果蒐集分析檢討，研擬鋼骨鋼筋混凝土設計規範條文修訂草案及送交鋼骨鋼筋混凝土規範委員會進行審議討論，彙整研究成果並完成年度成果報告書。

鋼筋混凝土柱與鋼梁之接合(Reinforced Concrete and Steel，RCS)為一種新的複合斷面構造型式，此種接合美國及日本都已納入規範，日本也有許多真實案例，台灣規範目前尚未有此種接合型式，但學術界及實務界已有相關研究，建議台灣規範也能新增此接合型式。本次梁柱接頭的研究也針對 RCS 構造，整合美日的設計理論及精神，再加上台灣研究的成果，集結成建議規範修改的草案，也彙整美日台建議的接頭剪力計算方法供工程師參考。SRC 梁柱接頭區一向是最難施工的區域，而台灣 SRC 構造大都是採用包覆填充型鋼骨混凝土柱與梁主筋以續接器連接，但目前台灣規範規定鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處之梁主筋應以直接通過接頭為原則，宜儘量避免以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上以續接主筋，若欲達成此規定，梁主筋需繞過鋼柱，使傳力路徑的完整性有疑慮，然而此種連接方式無論國內外皆無相關實驗

研究佐證，建議有必要進行大尺寸鋼筋混凝土梁與鋼骨鋼筋混凝土柱連續試體之實驗研究，以提升國內 SRC 建築整體耐震能力。

對於柱設計部份，項目包括鋼筋強度、柱鋼筋箍筋、柱鋼骨比、受軸壓力作用之構材 SRC 柱之設計受壓及彎矩強度、混凝土強度、鋼骨強度、柱鋼筋主筋間距、柱寬厚比、柱之箍筋等項目，發現前四項於美日規範與現行台灣規範差異不大，甚至現行台灣規範為較保守；至於後五項則有修訂之必要，於第五章柱設計之檢討進行討論。

第二章 美國鋼結構規範複合斷面梁柱接頭設計 (AISC, 2016)

本節以美國 AISC 341-16(2016)中的條文為主，並以其中所列的參考文獻內容輔以說明。AISC 341-16(2016)規定除複合斷面接頭處梁翼板銲接承壓面板(Face Bearing Plate)或設其他有效提供圍束作用之構材，及柱內縱向鋼筋以降低高軸力下接頭滑動可能性之細節設計外，複合斷面構材皆須設置足夠箍筋以滿足 ACI 318-14(2014)規定。針對接頭中混凝土構件的規定包括構件抗拉強度須由縱向鋼筋提供，且需設置箍筋提供圍束，複合斷面構件鋼筋伸展長度規定一律以 ACI 318-14(2014)為準。針對特殊抗彎矩構架中複合斷面，AISC 341-16(2016)規定其梁柱接頭須能承受至少 0.04 rad 層間變位，同時柱面處撓曲強度須維持至少 $0.8M_p$。AISC 341-16(2016)提出三種梁柱接頭型式，第一種接頭型式為包覆型柱(Encased Column)與鋼梁之銲接接合，第二種接頭型式為填充型柱(Filled Column)，其中填充型柱又分為『與直通型鋼梁接合』及『與鋼梁 T 型栓銲接合』，第三種梁柱接頭型式為鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column)與直通鋼梁之接合，此種接合型式美國及日本都已納入規範，台灣規範目前尚未提到此種接合型式，建議台灣規範也能新增此接合型式。

第一節 包覆型柱梁柱接頭

AISC 341-16(2016)中包覆型柱與鋼梁接合型式（圖 2.1），並建議該接頭強度可保守以鋼柱及鋼梁接頭強度計算，若接合比例及細節符合則可以鋼筋混凝土柱與鋼梁接頭設計模型進行強度計算。

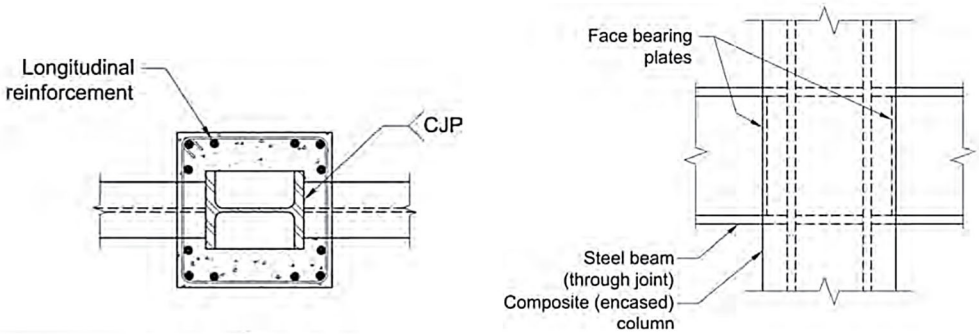


圖 2.1 包覆型柱與鋼梁抗彎矩接合（AISC 341-16）

AISC 341-16(2016)提出鋼梁（或複合斷面梁）與包覆型柱（或鋼筋混凝土柱）接頭之接頭剪力強度可為鋼筋混凝土及鋼構各別提供的剪力強度之和，規範條文中提到鋼構材剪力強度可依據 AISC 360-16(2016)進行計算，而鋼筋混凝土的部分則可參考 ACI 318-14(2014)計算細節。規範解說中也提及接頭剪力強度疊加細節計算可參考 ASCE(1994)，Parra(2001)等人研究所提出之接頭設計準則。

ACI 318-14(2014)依據接合圍束條件制定出梁柱接頭中鋼筋混凝土提供之剪力強度(V_{nrc})：

(a)接合四面皆受梁圍束

$$V_{nrc} = 1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j \tag{2-1}$$

(b)接合三面或一雙對面受梁圍束

$$V_{nrc} = 1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j \tag{2-2}$$

(c)其他情況

$$V_{nrc} = 1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j \tag{2-3}$$

其中λ於輕質混凝土為 0.75，於常重混凝土為 1.0，f'_c為混凝土抗壓強度(MPa)，A_j為混凝土受剪有效面積(計算如式 2-4)

$$A_j = \left[\min(b+2x, b+h)\right]h \tag{2-4}$$

其中b 為梁寬(mm)，x為最小梁邊至柱邊垂直距離(mm)，h 為柱深(mm)。

Chou and Uang(2002) 於 H 型鋼柱腹板處銲接兩片加勁板（圖 2.2），除了能有效地提高梁柱接頭之接合剪力強度，也避開使用對應於梁翼板處的連續板。該研究於鋼梁翼板採取削切(Reduced beam section, RBS)減弱梁對柱引致的彎矩，分別針對單側彎矩接合(試體 1)及兩側彎矩接合試體(試體 2)進行試驗，如圖 2.3 所示，二試體皆可承受大於 0.035 rad 之塑性總轉角，且試驗結果顯示接頭處鋼柱腹板及加勁板可貢獻至少 50%之梁柱接頭剪力強度（圖 2.4）。

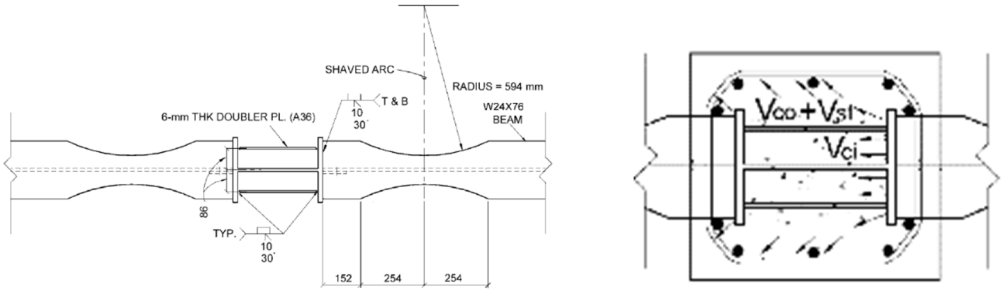
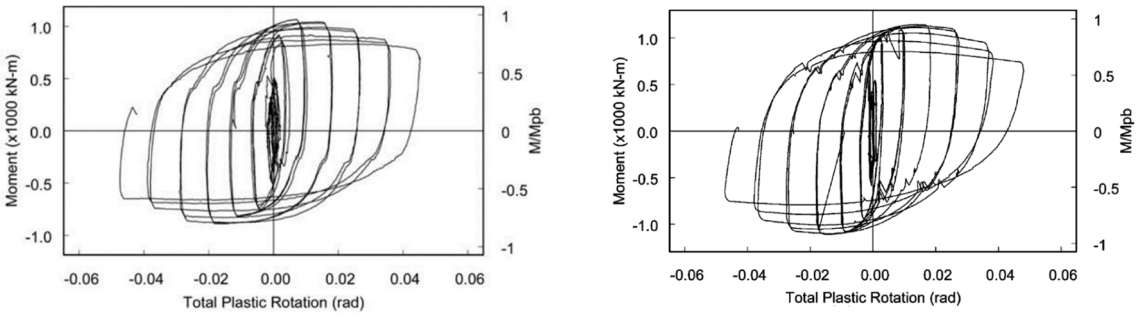


圖 2.2 鋼柱腹板加勁板示意圖 (Chou and Uang , 2002)



(a)試體 1（單側彎矩接合） (b)試體 2（兩側彎矩接合）

圖 2.3 試體遲滯迴圈結果 (Chou and Uang, 2002)

除此之外，Chou and Uang(2002)認爲在決定鋼骨鋼筋混凝土柱箍筋需求量時，應將鋼結構在接合處所提供之效益納入考量，由於 AISC(1997)鋼結構耐震規範中無考量此效益，因此提出式（2-5）及式（2-6）計算箍筋最小需求量。試驗結果顯示當 H 型鋼柱腹板與加勁板共同作用時，即使所使用之箍筋量僅為 AISC(1997)鋼結構耐震規範中所規定之 62%，梁柱接頭處仍可提供足夠之剪力強度。因此，基於減少梁柱接頭處箍筋量可提高工作性，Chou and Uang(2002)建議降低鋼骨鋼筋混凝土柱箍筋之最小需求量。

$$A_{sh}=\frac{0.3sh_c f'_{cn}}{f_{yn}}\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\left(1-\frac{F_{cy}A_s}{P_{nc}}\right) \tag{2-5}$$

$$A_{sh}=0.09\frac{sh_c f'_{cn}}{f_{yn}}\left(1-\frac{F_{cy}A_s}{P_{nc}}\right) \tag{2-6}$$

因試體箍筋數量的減少，Chou and Uang 認爲箍筋無法提供混凝土足夠的圍束效果，尤其單側彎矩接頭構件中的混凝土更無法有效地提供剪力強度（圖 2.5(a)），因此建議接頭剪力強度計算中不應考量單側梁彎矩接頭中所有混凝土提供之強度；雙向梁彎矩接頭則應對鋼柱外包覆之混凝土進行剪力強度折減。同時，如試驗結果數據顯示（圖 2.5(b)），包覆於鋼柱外的混凝土之抗剪能力隨試體變形增加而減少，若使用 FEMA 222-A 規範中所提供之鋼筋混凝土強度(式 2-7) 進行梁柱接頭剪力強度計算，則將高估鋼筋混凝土對接頭剪力強度的貢獻。

$$V_n=V_c+V_s=2\lambda\sqrt{f'_c}b_w d+\frac{A_v f_{yt} d}{s} \tag{2-7}$$

其中 V_c 為混凝土所提之剪力強度，V_s 為剪力鋼筋所提供之剪力強度，b_w 為腹板寬度，λ 為混凝土修正因子，常重混凝土=1.0。

Chou and Uang(2002)建議梁柱接頭之接合剪力強度(R_{jn})應為鋼柱腹板剪力強度(R_{sw})、加勁板剪力強度(R_{sd})、箍筋剪力強度(R_{st})及鋼柱內部圍束的混凝土剪力強度(R_c)之總和，並建議給予 0.75 的強度折減因子：

$$R_{jn}=R_{sw}+R_{sd}+R_{st}+R_c \tag{2-8}$$

$$R_{sw}=0.6F_{cy}d_c t_{cw}\left[1+\frac{3b_c t_{cf}^{\ 2}}{d_b d_c t_{cw}}\right] \tag{2-9}$$

其中 F_{cy} 為鋼柱降伏強度，d_c 為鋼柱深，t_{cw} 為鋼柱腹板厚度，b_{cf} 為鋼柱翼板寬，t_{cf} 為鋼柱翼板厚度，d_b 為鋼梁深。

$$R_{sd}=0.6F_{dy}\left(d_c-2t_{cf}\right)\left(2t_d\right) \tag{2-10}$$

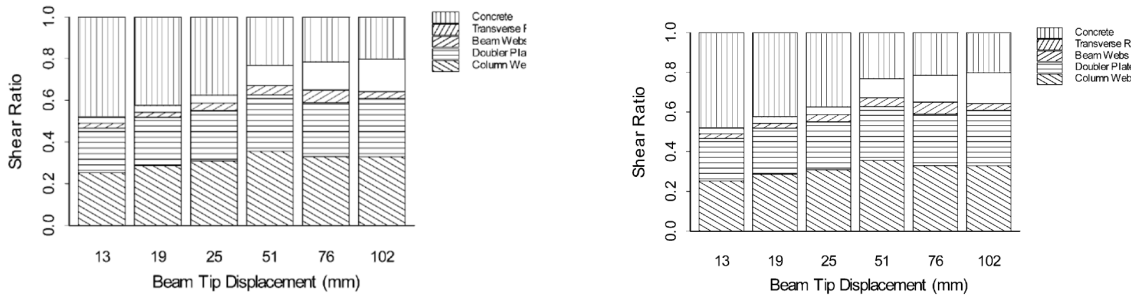
其中 F_{dy} 為加勁板降伏強度，t_d 為加勁板厚度。

$$R_{st}=2A_{st}f_{yh}N \tag{2-11}$$

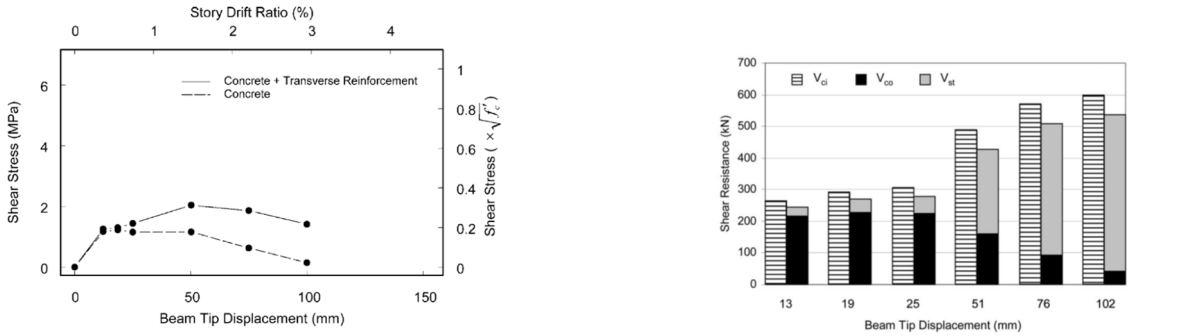
其中 A_{st} 為箍筋面積，f_{yh} 為箍筋降伏強度，N 為截面上箍筋肢數。

$$R_c = 0.3\sqrt{f'_{cn}}A_{eff} = 0.3\sqrt{f'_{cn}}\left[\left(\frac{b_{cf}-b_t}{2}\right)d_t - A_s\right] \tag{2-12}$$

其中 f'_{cn} 為混凝土抗壓強度(MPa)，b_t 為 SRC 柱寬(mm)， d_t 為 SRC 柱深(mm)，A_s 為鋼柱截面積(mm^2)。



(a) 試體 1（單側彎矩接頭）　　(b) 試體 2（兩側彎矩接頭）



(a) 混凝土剪力與位移關係圖 (試體 1)　　(b) 混凝土拉壓桿與外圍壓力區剪力比較

圖 2.4 試驗數據圖表(Chou and Uang, 2002)

第二節 填充型柱梁柱接頭

針對填充型柱，AISC 341-16(2016)分別提出直通鋼梁(圖 2.6)及斷梁(圖 2.7)兩種情況下梁柱接頭型式的建議，其接頭細節以 Koester(2000), Elremaily and Azizinamini(2000), Ricles(2004)等人的學術研究作為理論基礎。

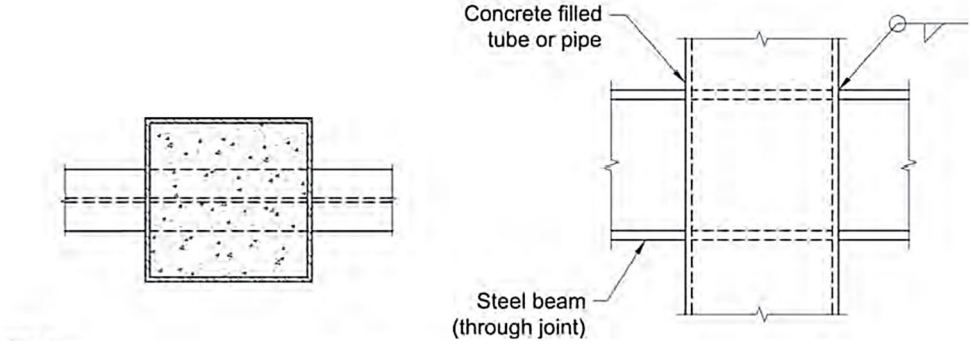


圖 2.5 填充型柱與直通鋼梁接合型式（AISC 341-16）

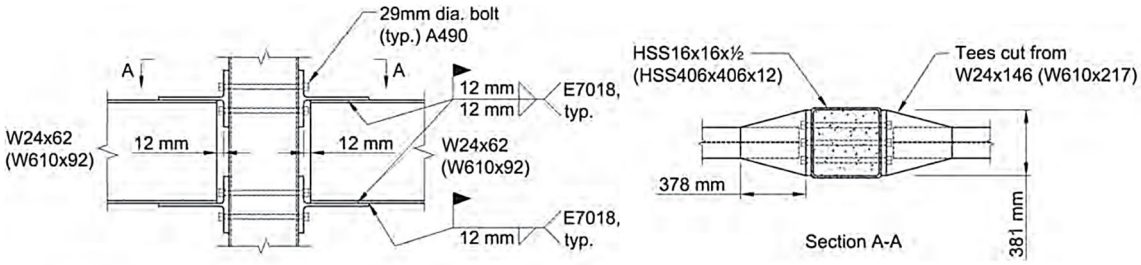


圖 2.6 填充型柱與鋼梁 T 型銲接接合型式（AISC 341-16）

AISC 341-16(2016)建議適用於直通鋼梁與填充型柱接合以及鋼梁與填充型柱 T 型栓銲接合之接頭剪力強度計算方式，如式(2-13)及式(2-14)。

$$V_n = V_c + V_{st} + V_{wn} \tag{2-13}$$

$$V_n = V_c + V_{st} \tag{2-14}$$

其中V_n為接頭腹板區域標稱剪力強度，V_c為混凝土提供之剪力強度由 Koester(2000)提出，V_{st}為複合斷面柱提供之剪力強度，V_{wn}為直通鋼梁腹板提供之剪力強度，V_{st}以及V_{wn}計算則可依據 AISC 360-16 中的公式進行計算。

對於梁不直通接頭處接合設計，AISC 341-16(2016)建議以 Koester(2000)提出的 T 型板栓銲型式作為(圖 2.8)實務設計參考依據。研究結果顯示複合斷面接合處以 T 型連接板栓銲接合有助於力量傳遞，證實該接合有效性且適用於實務設計上。

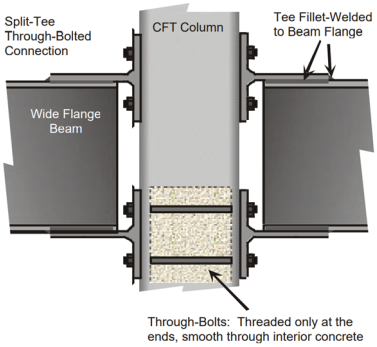


圖 2.7 矩形填充型柱與寬翼板梁接合（Koester, 2000）

第三節 鋼筋混凝土柱梁柱接頭

鋼筋混凝土柱與鋼梁直通之接合因避免銲接，可降低破壞發生於接合面之可能性，這類型接頭受大載重作用下，易發生柱主筋受過大握裹應力而造成之主筋滑動現象，因此 ACI 352R-02(2002)建議可通過限制柱主筋最大直徑避免主筋滑動。該接頭型式可經由於鋼梁翼板間銲接承壓面板(face bearing plate)或梁翼板上銲接帶板(band plate)（圖 2.9），增加接合處混凝土圍束效果，進而提升接頭強度。AISC 341-16(2016)更進一步規定嵌入鋼筋混凝土柱之鋼梁須設置承壓面板以確保混凝土能發揮處其應有強度。

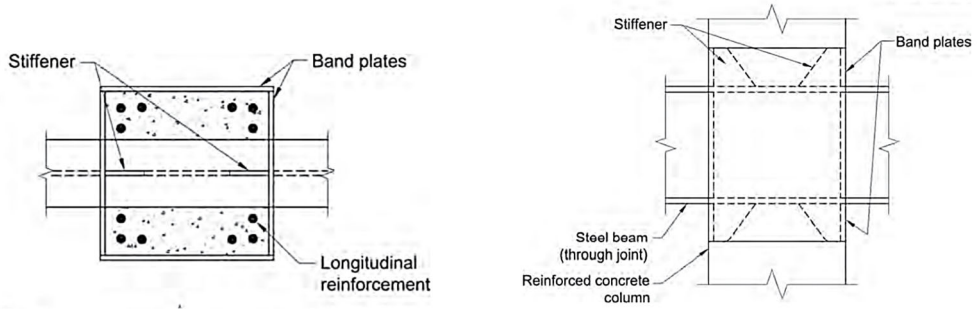


圖 2.8 鋼筋混凝土柱與鋼梁接合（AISC 341-16, 2016）

針對鋼筋混凝土柱與鋼梁接合之腹板剪力強度，AISC341-16(2016)建議與包覆型柱接合相同之計算方式，採強度疊加方法或可參考 ASCE(1994)以及 Parra(2001)等研究推導之公式進行梁柱接頭設計。

為加強交會區剪力強度，一般在交會區設置箍筋。而對於雙向接鋼梁之鋼筋混凝土柱與鋼梁(RCS)構架，因接合處無法如單向接梁設置 U 型箍筋(圖 2.10)，建議以鋼帶板取代 U 型箍筋提供接頭區域混凝土有效圍束(圖 2.11)。

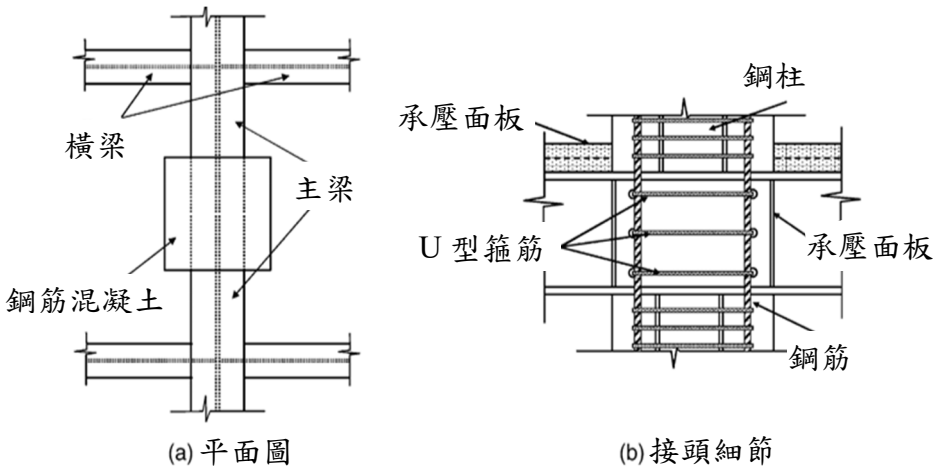


圖 2.9 單向梁柱接頭配置（Parra, 2003）

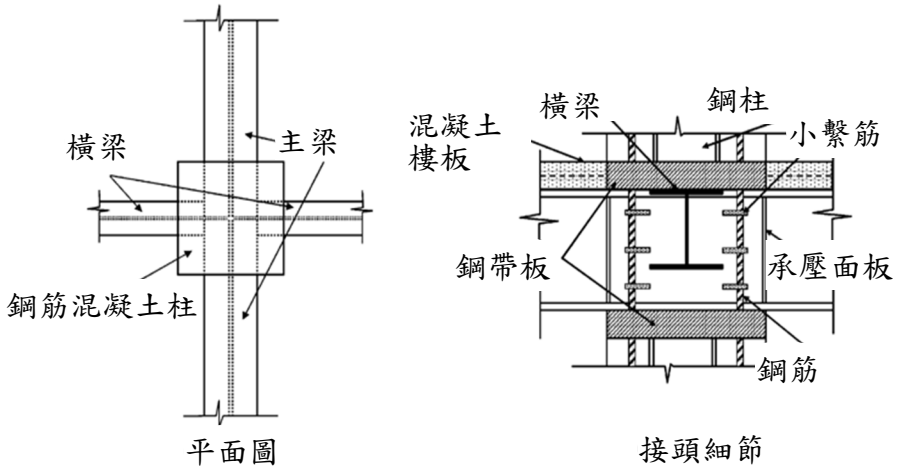
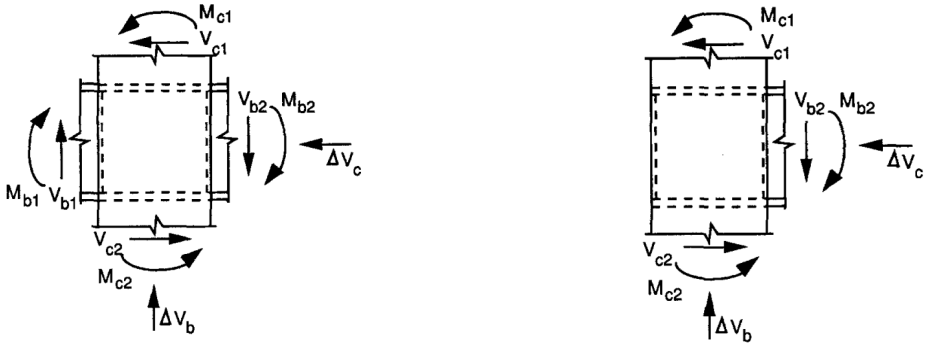


圖 2.10 雙向梁柱接頭配置（Parra, 2003）

ASCE(1994) 對中間柱及外柱與梁接合處進行力平衡分析(圖 2.12)，以此釐清接頭剪力需求，其中計算不考慮柱軸力及梁軸力影響。ASCE(1994)以圖 2.13 描述梁柱接頭中各強度貢獻機制並提出梁柱接頭剪力強度為(a)鋼板標稱剪力強度(V_{sn})，(b)混凝土拉壓桿強度(V_{csn})以及(c)混凝土壓力場強度(V_{cfn})之疊加總和。



(a)中間柱與梁接合　　(b)外柱與梁接合

圖 2.11 梁柱接頭力平衡圖（ASCE, 1994）

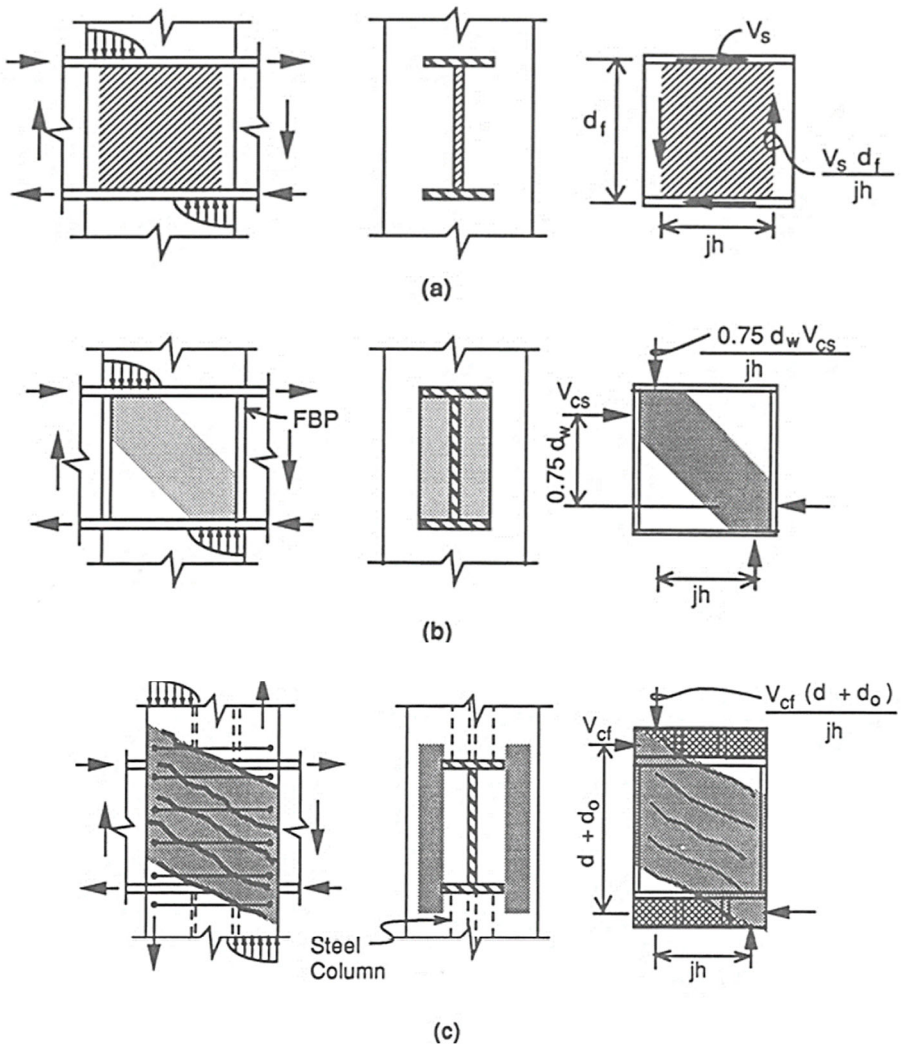


圖 2.12 梁柱接頭剪力強度圖示（ASCE, 1994）

(a)鋼板標稱剪力強度為

$$V_{sn} = 0.6F_{ysp}t_{sp}jh \tag{2-15}$$

其中 F_{ysp} 為鋼板降伏強度(MPa)，t_{sp} 為鋼板厚度(mm)，jh 為有效柱寬。

(b)混凝土拉壓桿強度為

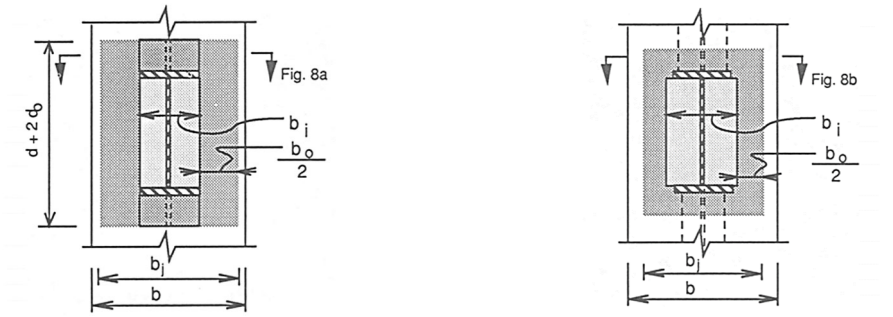
$$V_{csn} = 1.7\sqrt{f_c'}b_p h \le 0.5f_c'b_p d_w \tag{2-16}$$

其中 f_c' 混凝土強度(MPa)，b_p 為承壓面板有效寬度，h 為柱寬，d_w 為鋼梁腹板深度(mm)。

(c)混凝土壓力場強度分別由混凝土及箍筋提供

$$V_{cfn} = 0.4\sqrt{f_c'}b_o h + A_{sh}F_{ysh}0.9h/s_h \le 1.7\sqrt{f_c'}b_o h \tag{2-17}$$

其中 b_o 為外部壓力場有效寬度(圖 2.14)，A_{sh} 為箍筋截面積且不得大於 $0.004s_h$，F_{ysp} 為鋼板降伏強度(MPa)，s_h 為箍筋間距。



(a)延伸承壓面板　　(b)寬承壓面板及內嵌鋼柱

圖 2.13 外部壓力場有效寬度（ASCE, 1994）

針對中間柱與鋼梁接合及外柱與鋼梁接合之剪力強度的計算，Parra(2001)以ASCE(1994)為基礎，認為接頭腹板區域剪力強度主要由鋼腹板抗剪強度、梁柱接頭內部混凝土拉壓桿行為及外部混凝土拉壓桿行為三大機制所決定(圖 2.15)。其中內部混凝土拉壓桿效應發揮其作用之首要條件為鋼梁翼板間必須設置承壓面板，承壓面板提供之圍束作用能在接頭內部形成完整之力量傳遞路徑。

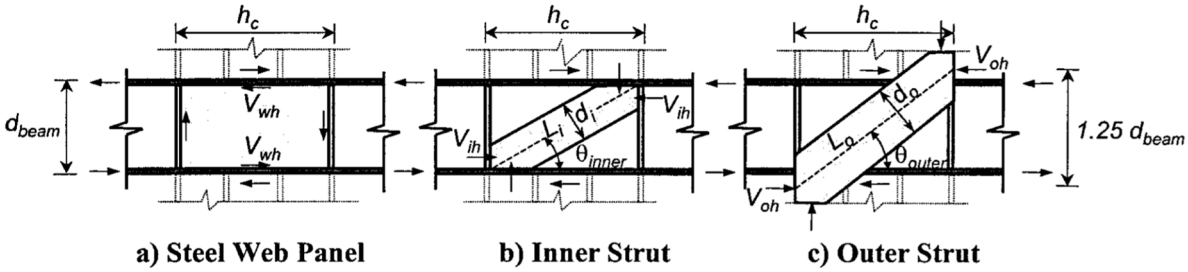
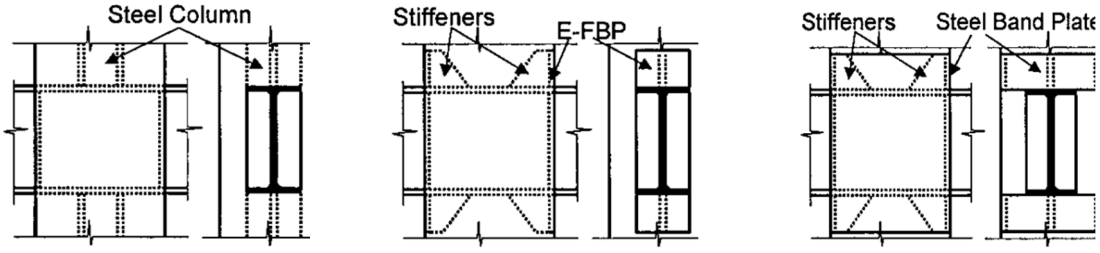


圖 2.14 鋼筋混凝土柱與鋼梁接合之剪力傳遞機制 (Parra,2001)

另外，在接頭上下區域應設置剪力榫以利於鋼梁翼板將力量傳遞之梁柱接頭處，發展出接合外部混凝土拉壓桿強度，研究建議之剪力榫型式包括在混凝土柱內嵌鋼柱、延伸承壓面板(E-FBP)或於鋼梁上下區域銲接鋼帶板(Steel Band Plates)(圖 2.16)。梁翼板受力後將以剪力型式將力量傳遞至接合處，柱內混凝土將直接受承載力而對接合上下區域形成外推力，因此接合上下區域之箍筋則能適時發展出拉應力，接合處完整的力量傳遞可激發接頭外部混凝土拉壓桿效應。



(a) 內嵌鋼柱　　(b) 延伸承壓面板　　(c)鋼帶板

圖 2.15 剪力榫型式(Parra,2001)

為瞭解鋼腹板抗剪強度、梁柱接頭內部混凝土拉壓桿行為及外部混凝土拉壓桿行為三種力量傳遞機制各自對接頭總剪力強度的貢獻，Parra(2001)首先探討接頭剪應力與剪力扭曲變形之間的關係。該研究提出係數$k_{tc}=-\dfrac{\varepsilon_t}{\varepsilon_c}$以說明接合腹板區域拉應變及壓應變之間的關係，決定$k_{tc}$值的影響因子包括接頭之圍束程度，受良好圍束之接頭$k_{tc}$值較小。研究也提出受良好圍束的接合型式包括在鋼梁腹板設U型箍筋、在接頭上下區域銲接鋼帶板或以鋼板包覆接頭區域混凝土柱面。剪變形$\gamma_{xy}=1.2\%$時接頭多數已發展其最大強度，Parra 也針對不同圍束條件的接頭制定剪變形$\gamma_{xy}=1.2\%$時之k_{tc}值(圖 2.17)。

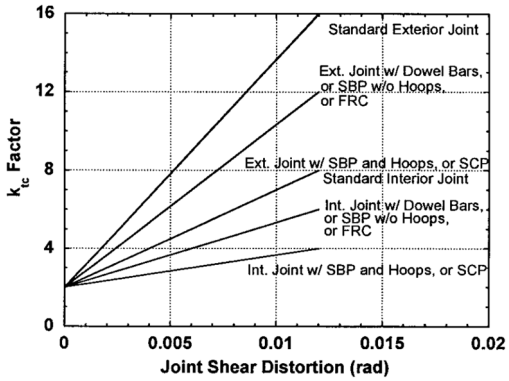


圖 2.16 不同圍束條件剪應力計算中k_{tc}建議值（Parra,2001）

Parra(2001)建議以鋼梁腹板抗剪強度(V_{nwh})、梁柱接頭內部混凝土拉壓桿強度(V_{nih})及外部混凝土拉壓桿強度(V_{noh})進行強度疊加，計算出接頭標稱剪力強度(V_{njh})。

(a) 鋼腹板標稱剪力強度(V_{nwh})

$$V_{nwh}=k_w\frac{f_y}{\sqrt{3}}t_wh_c \tag{2-18}$$

其中k_w為 0.8(外柱接合)及 0.9(中間柱接合)，f_y為鋼腹板降伏應力(MPa)，t_w為腹板厚度(mm)， h_c為柱深(mm)。

(b) 梁柱接頭內部混凝土拉壓桿強度(V_{nih})

$$V_{nih}=0.3f_{ci}h_c(\mathrm{b}_f-\mathrm{t}_w) \tag{2-19}$$

其中f_{ci}為剪力變形 1.2%時混凝土有效應力(MPa)，b_f為梁翼板寬度(mm)，t_w為腹板厚度(mm)。

(c) 梁柱接頭外部混凝土拉壓桿強度(V_{noh})

$$V_{noh}=0.3f_{co}h_cb_o \tag{2-20}$$

其中f_{co}為剪力變形 1.2%時混凝土有效應力(MPa)，b_o為外拉壓桿寬度(圖 2.18)。

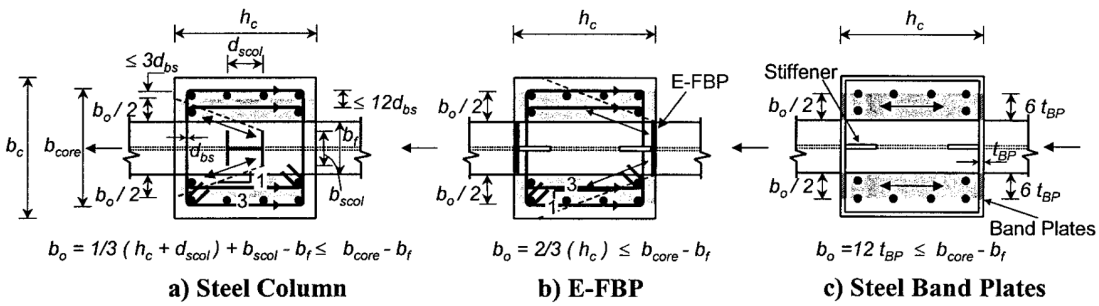


圖 2.17 外部拉壓桿寬度（Parra,2001）

除了以上兩種計算方式，Kathuria 等人（2015）也提出鋼筋混凝土柱與鋼梁構造的研究報告，其中提供了接頭剪力強度的計算方式，內容與 ASCE(1994)類似，主張接頭鋼梁剪力強度為內交會區及外交會區強度總和，而內交會區的設計強度(V_{in})為(a)鋼板標稱剪力強度(V_{spn})，(b)混凝土設計剪力強度(V_{icn})之和，外交會區則為(c)混凝土壓力場強度(V_{on})。

(1) 接頭區之有效寬度：鋼筋混凝土柱與鋼梁複合式結構系統梁柱接頭之接頭區有效寬度為內交會區寬度b_i與外交會區寬度b_o之總和：

(a) 內交會區寬度b_i應等於鋼梁翼板寬度b_f。

(b) 外交會區寬度b_o應依以下規定計算：

$$b_o = y + 2/3\,\alpha_x x - b_f \le b - b_f \tag{2-21}$$

其中：

b = 垂直於鋼梁方向之柱寬，cm

b_f = 鋼梁翼板寬度，cm

外交會區寬度b_o計算方法主要考慮接頭區幾何尺寸以及剪力榫及補強配置形成壓桿以承受剪力之效果， x、y 及α_x為計算參數，以補強型式而定，使用鋼帶板時$y = b_f$，使用延伸面承板或鋼帶板時$x = h$，使用小鋼柱$x = h/2 + d_c/2$，d_c為小鋼柱深，若無使用剪力榫 x = 0.7h、y = 0，在承壓區域上下有配置箍筋則$\alpha_x = 1.0$，若僅有鋼帶板則$\alpha_x = 0.5$。

(2) 接頭區之剪力強度：

(a) 內交會區部分：內交會區之設計剪力強度ϕV_{in}應為接頭區內鋼梁腹板與內交會區混凝土設計剪力強度之和，且不得大於以下規定之上限值：

$$\phi V_{in} = \phi_s (V_{spn} + V_{icn}) \le \frac{\phi_b \left(M_{vb} - V_b h\right)}{d_j} \tag{2-22}$$

其中： $\phi_s = 0.85$，$\phi_b = 0.75$，V_b為接頭區左右兩側與鋼梁交界面之平均剪力M_{vb}為接頭區承壓彎矩強度，參數計算細節請參考 Kathuria 等人(2015)之研究報告。

內交會區設計強度之上限值為避免接頭區混凝土之承壓破壞，接頭區可藉由焊接於鋼梁翼板上之垂直鋼筋分擔接頭區之剪力，進而提升此上限值。

(a) 接頭區內鋼梁腹板之標稱剪力強度V_{spn}計算方式如下

$$V_{spn} = 0.6\alpha_{sp} F_{yw} t_{sp} h \tag{2-23}$$

其中：F_{yw}為鋼板降伏強度(MPa)，t_{sp}為鋼板厚度(mm)，h為梁方向之柱寬(mm)，α_{sp}為強度調整因子，接頭形式為外接頭時取 0.8；為內接頭時取 0.9。

(b) 內交會區混凝土之標稱剪力強度V_{icn}計算方式如下，與 ASCE(1994) 混凝土拉壓桿強度V_{csn}計算方式及概念相近（式(2-16)），惟 Kathuria 等人(2015)另考慮強度調整因子α_c，且不得大於以下規定之上限值：

$$V_{icn} = 1.7\alpha_c \sqrt{f_c'} b_i h \le 0.5 f_c' b_f d_j \tag{2-24}$$

其中： b_i為內交會區寬度(mm)，取鋼梁翼板寬度b_f；d_j為接頭區之有效深度(mm)，取鋼梁上下翼板之中心距；f_c'混凝土強度(MPa)，α_c為強度調整因子，外接頭取 0.6，內接頭取 1.0。內交會區混凝土之標稱剪力強度上限值（式(2-24)）為避免承壓破壞。其假設接頭區承壓之極限應力為$2f_c'$，且均佈作用於$0.25b_f d_j$之面積上，作為接頭區承壓之上限值。

外交會區混凝土之標稱剪力強度V_{on}可依以下規定計算，惟當鋼筋混凝土柱受軸拉力大於$0.1A_g f_c'$時忽略不計：

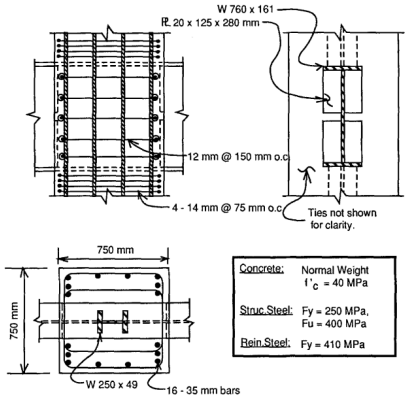
$$V_{on} = 1.25\alpha_c \sqrt{f_c'} b_o h \tag{2-25}$$

其中: b_o為外交會區寬度(mm)，因接頭補強方式不同而有不同計算方式，詳細公式可參考 Kathuria 等人(2015)。

其他相關細部設計如：鋼梁上下柱端箍筋斷面積、鋼梁翼板厚度、承壓面板厚度、接頭區內箍筋圍束設計及鋼梁腹板箍筋穿孔面積上限、接頭區內鋼梁翼板主筋穿孔之蓋板補強及延伸蓋板承壓補強等，可參考 Kathuria 等人（2021）之研究報告。

一、 ASCE(1994)與 Parra(2001)接頭剪力強度比較

為了更進一步了解ASCE(1994)及Parra(2001)建議之接頭剪力強度公式的差異，選取 ASCE(1994)中的算例以 Parra 建議之公式進行計算(圖 2.22)，並將兩者結果進行比對。



A_{sh} = 450 mm²; A_{tie} = 1,810 mm²; b = 750 mm; b_f = 266 mm; b_p = 266 mm; b_p' = 202 mm; d = 758 mm; d_f = 739 mm; d_w = 719 mm; F_{up} = 400 MPa = 0.40 GPa (GPa = kN/mm²); F_y = 250 MPa = 0.25 GPa; F_{ysh} = 410 MPa = 0.41 GPa; F_{ysp} = 250 MPa = 0.25 GPa; f_c' = 40 MPa = 0.04 GPa; h = 750 mm; sh = 150 mm; t_{sp} = 13.8 mm; and T_{vrn} = C_{vrn} = 0.

圖 2.18 接合算例（ASCE, 1994）

(I) 將 ASCE(1994)提供之計算算例，

鋼板標稱剪力強度V_{sn}：

$$
\begin{aligned}
V_{sn} &= 0.6\mathrm{F}_{ysp}\, t_{sp} jh \\
&= 0.6(250)(13.8)(566) \\
&= 1{,}172(kN)
\end{aligned}
$$

混凝土拉壓桿強度V_{csn}：

$$
\begin{aligned}
V_{csn} &= 1.7\sqrt{f_c^{'}}b_p h \le 0.5 f_c^{'} b_p d_w \\
&= 1.7\sqrt{40}(266)(750) \le 0.5(40)(266)(719) \\
&= 2{,}145(kN) \le 3{,}825(kN) \\
&= 2{,}145(kN)
\end{aligned}
$$

混凝土壓力場強度V_{cfn}：

$$
\begin{aligned}
V_{cfn} &= 0.4\sqrt{f_c^{'}}b_o h + A_{sh}F_{ysh}0.9h/sh \le 1.7\sqrt{f_c^{'}}b_o h \\
&= 0.4\sqrt{40}(102)(750) + 450(410)(0.9)(750)/(150) \le 1.7\sqrt{40}(102)(750) \\
&= 1{,}023(kN) \le 823(kN) \\
&= 823(kN)
\end{aligned}
$$

梁柱接頭水平剪力強度V_n：

$$V_n = V_{sn} + V_{csn} + V_{cfn}$$
$$= 1,172 + 2,145 + 823$$
$$= 4,140(kN)$$

(II) 將 Parra(2001)建議公式計算之剪力強度，

鋼板標稱剪力強度V_{nwh}：

$$V_{nwh} = k_w(f_y/\sqrt{3})t_w h_c$$
$$= 0.8(250/\sqrt{3})(13.8)(750)$$
$$= 1,195(kN)$$

梁柱接頭內部混凝土拉壓桿強度V_{nih}：

$$V_{nih} = 0.3 f_{ci} h_c (\mathrm{b}_f - \mathrm{t}_w)$$
$$= 0.3 v_{ibase} f_c^{'}(-0.0048 f_c^{'} + 1.13) k_1 k_2 h_c (\mathrm{b}_f - \mathrm{t}_w)$$
$$= 0.3(0.8)(40)(-0.0048(40) + 1.13)(1)(1)(750)(266 - 13.8)$$
$$= 1708(kN)$$

梁柱接頭外部混凝土拉壓桿強度V_{noh}：

$$V_{noh} = 0.3 f_{co} h_c b_o$$
$$= 0.3 v_{obase} f_c^{'}(-0.0048 f_c^{'} + 1.13) k_1 k_2 k_3 h_c b_o$$
$$= 0.3(0.4)(40)(-0.0048(40) + 1.13)(1)(1)(1.1)(269)$$
$$= 1,002(kN)$$

接頭標稱剪力強度V_{njh}：

$$V_{njh} = V_{nwh} + V_{nih} + V_{noh}$$
$$= 1195 + 1708 + 1002$$
$$= 3905(\mathrm{kN})$$

將兩者計算結果進行比較，發現 Parra(1994)整體計算較為保守， ASCE(1994)計算出接頭總剪力強度為 4,140kN，而 Parra(2001)公式計算出總剪力強度則為 3,905kN，兩者差距約為 6%。然而 AISC 341-16(2016)中建議實務設計皆可參考 ASCE(1994)和 Parra(2001)提出之設計準則進行計算，並無限制接頭剪力強度計算的方法。

二、Kathuria 等人（2015）接頭剪力強度

利用 2.3.1 中之算例以 Kathuria 等人（2015）方式計算，並比對結果。

(III) 將 Kathuria 等人（2015）建議公式計算之剪力強度

鋼板標稱剪力強度V_{spn}：

$$V_{spn} = 0.6F_{ysp}t_{sp}\alpha_{sp}h$$
$$= 0.6(0.25)(13.8)(0.9)(750)$$
$$= 1397(kN)$$

混凝土拉壓桿強度V_{icn}：

$$V_{icn} = 1.7\alpha_c\sqrt{f_c^{'}}b_ih \le 0.5f_c^{'}\mathrm{b}_f\,d_j$$
$$= 1.7(1)\sqrt{40}(280)(750) \le 0.5(40)(266)(737.7)$$
$$= 2257 \le 3925$$
$$= 2257(kN)$$

混凝土壓力場強度V_{on}：

$$V_{on} = 1.25\alpha_c\sqrt{f_c^{'}}b_oh$$
$$= 1.25(0.6)\sqrt{40}(265)(750)$$
$$= 1571(kN)$$

式(2-22)上限值:

$$\frac{\left(M_{vb} - V_bh\right)}{d_j} = 3344$$

接頭設計剪力強度ϕV_j：

$$\phi V_j = \phi V_{in} + \phi_c V_{on}$$
$$= 0.75\times 3344 + 0.85\times 1571$$
$$= 3843(kN)$$

算例中發現 Kathuria 等人（2015）與 ASCE 主要分別點在於內部與外部連接之修正係數α_{sp}與α_c，除此之外混凝土壓力場的強度計算方式有較大的修改，將箍筋提供的強度直接併入外部壓力場有效寬度b_0中計算。

三、 ASCE(1994) 、ACI 318-14(2014)與 318-19(2019) 接頭鋼筋混凝土剪力強度比較

(I) 將 ACI 318-14(2014)建議公式以 2.3.1 之算例計算梁柱接頭中鋼筋混凝土剪力強度，依不同圍束情況，對應不同剪力強度如下，且因 AISC 規範建議因複合斷面反覆載重試驗不足，應保守計算，建議將 ACI 計算之V_{cn}折減 25%。

接合四面皆受梁圍束

$$\begin{aligned} V_{cn} &= 1.7\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j \times 0.75 \\ &= 1.7(1)\sqrt{40}(562500)(0.75) \\ &= 4536(\text{kN}) \end{aligned}$$

接合三面或一雙對面受梁圍束

$$\begin{aligned} V_{cn} &= 1.2\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j \times 0.75 \\ &= 1.2(1)\sqrt{40}(562500)(0.75) \\ &= 3202(\text{kN}) \end{aligned}$$

其他情況

$$\begin{aligned} V_{cn} &= 1.0\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j \times 0.75 \\ &= 1.0(1)\sqrt{40}(562500)(0.75) \\ &= 2669(\text{kN}) \end{aligned}$$

(II) 據 ACI 318-19(2019)建議公式計算之鋼筋混凝土剪力強度

依不同柱梁情況，對應不同剪力強度，詳細可參考表 2-1

其中，

柱連續、梁剪力方向連續且圍束情況下，剪力強度如下

$$\begin{aligned} V_{cn} &= 1.7\lambda\sqrt{f_c'}A_j \times 0.75 \\ &= 1.7(1)\sqrt{40}(562500)(0.75) \\ &= 4536(kN) \end{aligned}$$

柱連續、梁剪力方向連續且無圍束情況下，或

柱連續、梁剪力方向非連續且圍束情況下，或

柱非連續、梁剪力方向連續且圍束情況下，剪力強度如下

$$\begin{aligned} V_{cn} &= 1.2\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j \times 0.75 \\ &= 1.2(1)\sqrt{40}(562500)(0.75) \\ &= 3202(kN) \end{aligned}$$

柱連續、梁剪力方向非連續且無圍束情況下，或
柱非連續、梁剪力方向連續且無圍束情況下，剪力強度如下

$$
\begin{aligned}
V_{cn} &= 1.0\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j \times 0.75 \\
&= 1.0(1)\sqrt{40}(562500)(0.75) \\
&= 2669(kN)
\end{aligned}
$$

柱非連續、梁剪力方向非連續且無圍束情況下，剪力強度如下

$$
\begin{aligned}
V_{cn} &= 0.7\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j \times 0.75 \\
&= 0.7(1)\sqrt{40}(562500)(0.75) \\
&= 1868(kN)
\end{aligned}
$$

(III) 據 ASCE(1994)計算之鋼筋混凝土剪力強度

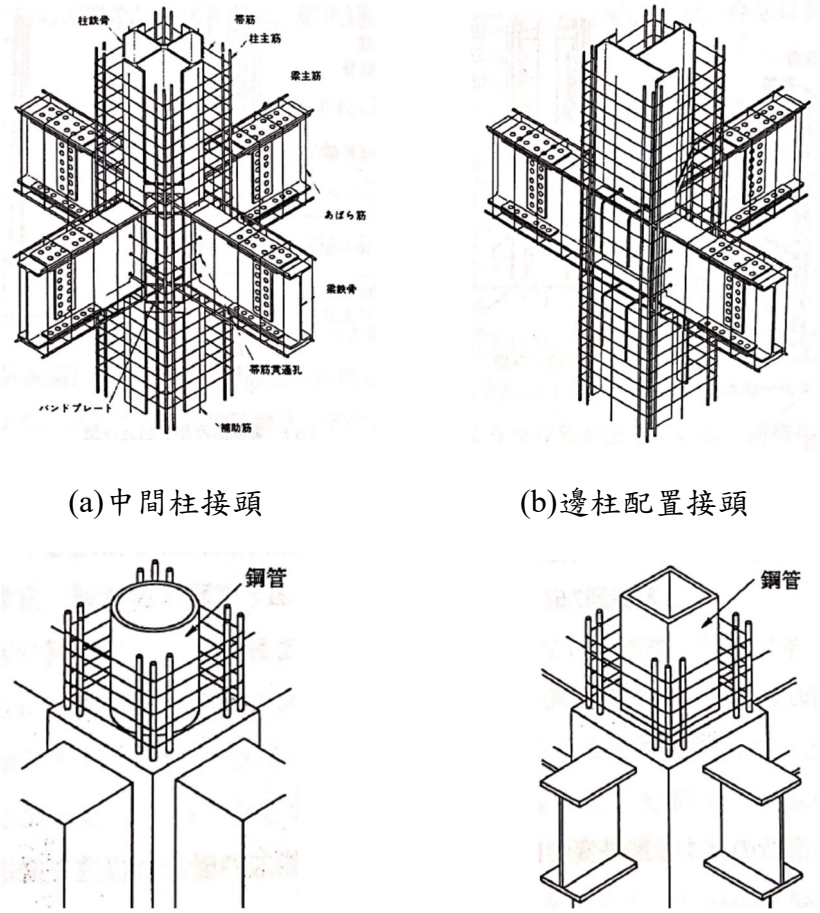
$$V_{scn} + V_{cfn} = 2145 + 823 = 2968(kN)$$

將 ACI 318 規範中各種不同接合條件下的接頭強度與 ASCE(1994)計算結果比較，發現與 ASCE(1994)和 ACI 318-19 中的梁連續、柱不連續並無圍束情況計算結果較接近，綜合不同規範的計算結果，建議採用梁連續、柱不連續並無圍束接合情況之公式作計算，較能符合 AISC 341-16 建議之精神。

第三章 日本鋼骨鋼筋混凝土規範梁柱接頭設計(AIJ-SRC, 2014)

本章以日本建築學會「鐵骨鋼筋混凝土構造計算規準同解說」（2014）中條文為主，並以解說內容為輔助說明。日本規範在鋼骨鋼筋混凝土結構中柱是以鋼管鋼筋混凝土柱或 H 型鋼鋼筋混凝土柱這兩種型式爲主，梁柱接頭處以梁直通或柱直通的型式接合。一般來說，若梁柱接頭處鋼柱的寬度較鋼梁窄或相等時，接合處是以梁直通接合。

圖 3.1 為日本建築學會「鐵骨鐵筋混凝土構造計算規準同解說」中所提供的梁柱接頭區(panel zone)鋼筋與鋼骨配置的型式，為避開梁柱接頭區之鋼骨，需將梁柱主筋設計在斷面四個角落處。日本建築學會建議應將梁主筋採雙層筋方式設計，箍筋由於受到鋼骨的限制應設計成「口」形，並考量主筋與鋼骨翼板、腹板的位置以確保不會對混凝土澆置造成影響。由於鋼骨佔有一定的空間且會影響鋼筋彎鈎錨定，因此在設計主筋時需特別注意，確保梁柱接頭區主筋可確實固定。

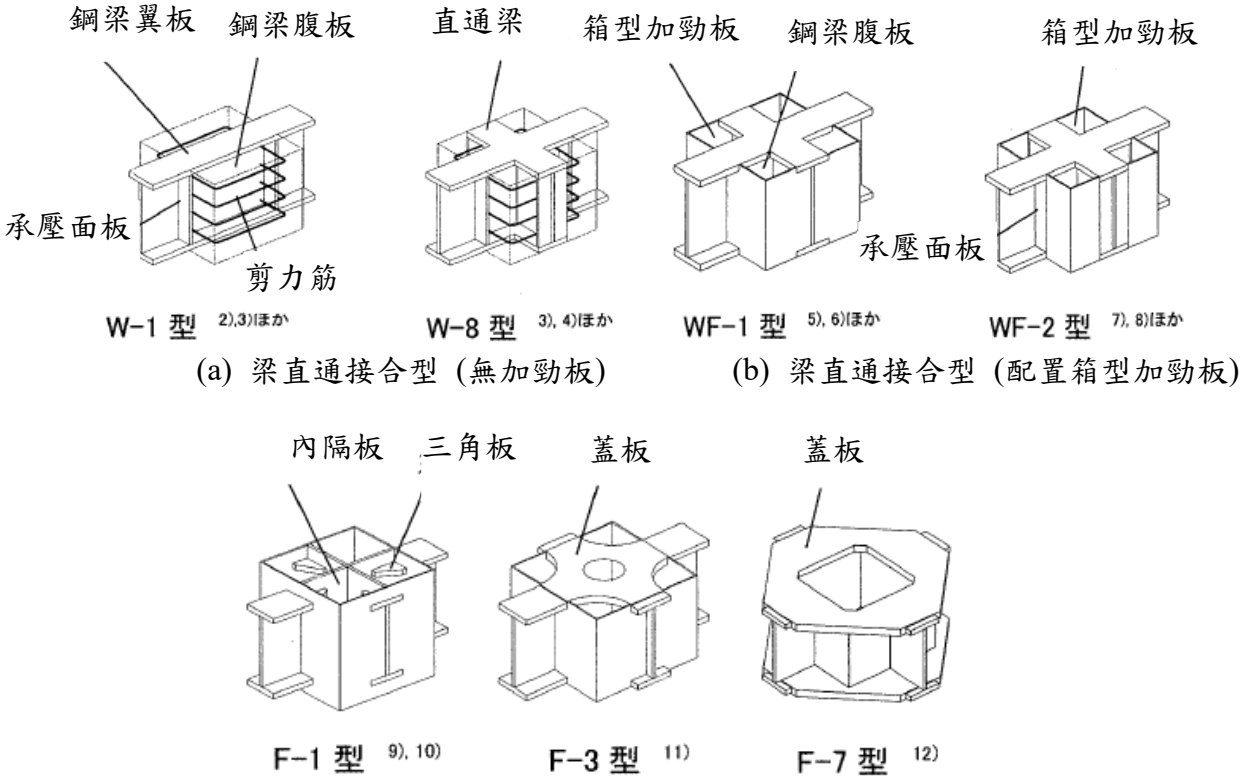


(a)中間柱接頭　　(b)邊柱配置接頭

(c)圓形鋼管鋼筋混凝土柱　　(d)方形鋼管鋼筋混凝土柱

圖 3.1 鋼骨與鋼筋配置 （AIJ-SRC，2014）

RC 柱搭配鋼梁的複合斷面可參考日本「柱 RC 梁 S 混和構造設計指針(案)」介紹，主要分為柱直通接合及梁直通接合接合兩種。圖 3.2 (a)為梁直通接合有配置剪力筋且無箱型加勁板，此分類為 W 型，原則上 W 型皆會在接合處配置承壓面板，若此型接合處有直交梁，如圖 3.2 (a)的 W-8 型，柱梁接合處之剪力傳遞優於無直交梁之 W-1 型。 圖 3.2 (b) 為梁直通接合且配置箱型加勁板，箱型加勁板作用為圍束接合處混凝土，且可作為抗剪構材，此型接合處不會再另外配置剪力筋，此分類為 WF 型，此類型接頭一般在有直交梁情形下使用，否則箱型加勁板之應力傳遞能力將顯著下降，若無配置承壓面板，如圖 3.2 (b)的 WF-1 型，其箱型加勁板雖有類似於承壓面板的作用，但可能因厚度較薄而使作為承壓面板的效果較差。圖 3.2 (c) 為柱直通接合且配置箱型加勁板，箱型加勁板尺寸與上下柱尺寸相同，此分類為 F 型，再細分 F-1 型，會增加三角板，或如 F-3、F-7 型，會增加蓋板，以補強鋼梁應力在梁柱接頭處之力傳遞能力。



(a) 梁直通接合型 (無加勁板)　(b) 梁直通接合型 (配置箱型加勁板)

(c) 柱直通接合型

圖 3.2 梁柱接頭型式示意圖 (日本建築學會，2004)

日本建築學會對於鋼骨鋼筋混凝土結構的接頭強度設計主要基於容許應力及強度疊加的原理。其所使用的強度疊加方式為一般疊加法（Generalize Superposed Method, GSM）。由於鋼骨鋼筋混凝土結構接頭區主要是由混凝土及鋼骨所組成，該方法是將鋼骨與混凝土的極限強度分別計算後再疊加得出梁柱接頭極限剪力強度 Q_U ：

$$Q_U = {}_C Q_U + {}_S Q_U \tag{3-1}$$

其中，${}_C Q_U$ 為混凝土極限剪力強度，${}_S Q_U$ 為鋼骨的極限剪力強度。

若接頭區有配置箍筋則需將箍筋提供的強度納入考量，梁柱接頭極限剪力強度 Q_U 以式（3-2)表示：

$$Q_U = {}_C Q_U + {}_S Q_U + Q_w \tag{3-2}$$

其中，Q_w 為箍筋的極限剪力強度。

日本建築學會在制定鋼骨鋼筋混凝土接頭區(panel zone)設計剪力計算公式時，依長期載重及短期載重分成兩個部份，主要因爲構架在這兩種載重下的設計考量不同。為抵抗長期載重對混凝土所造成的開裂破壞，此時梁柱接頭區的剪力強度主要受混凝土的抗裂能力控制式（3-3），短期載重的設計則主要是防止梁柱接頭區發生整體剪力破壞，此時在計算梁柱接頭區的設計剪力時需要將混凝土、箍筋和鋼骨腹板的剪力強度皆納入考量，並依據強度疊加原理予以疊加。

(1) 長期載重

$$Q_{panel,L} = {}_c A \cdot 3 f_s \cdot (1+\beta) \tag{3-3}$$

(2) 短期載重

$$Q_{panel,S} = {}_c A_e (2 f_s \cdot \delta + {}_W p \cdot {}_w f_t) + {}_s A \cdot {}_s f_s \tag{3-4}$$

其中：${}_c A$為混凝土的面積；${}_c A_e$ 為混凝土的有效面積；${}_s A$為鋼骨的面積；f_s 為混凝土之容許剪應力；${}_B M_1$ 為從左端梁傳至梁柱接頭部的彎矩；${}_B M_2$為從右端梁傳至梁柱接頭部的彎矩；${}_w p$ 為箍筋比；${}_w f_t$ 為箍筋之容許拉應力；${}_s f_s$ 為鋼骨之容許剪應力； δ為梁柱接頭型式之相關係數（表 3.1）；β 為鋼材材料類型和尺寸係數（表 3.2）。

梁柱接頭區受相鄰梁端的彎矩 ${}_B M_1$ 及 ${}_B M_2$ 作用，依據力平衡原理，梁柱接頭區所受之剪力 $Q_{panel,r}$ 如式(3-5)所示，設計剪力強度應大於 $Q_{panel,r}$ 之值。

$$Q_{panel,r} = \frac{\left({}_B M_1 + {}_B M_2\right)}{{}_B d} \cdot \frac{\mathrm{H'}}{\mathrm{H}} \tag{3-5}$$

其中: ${}_B d$ 為梁深；H' 為柱淨高；H 為樓層高

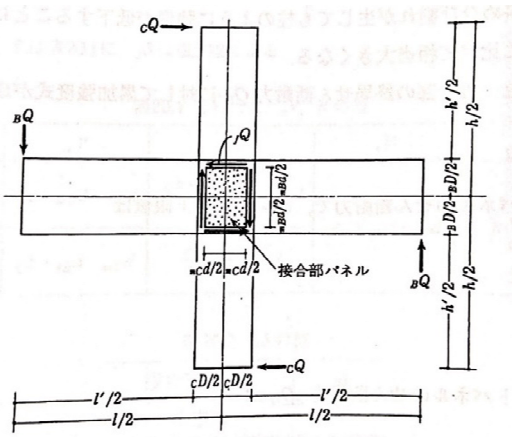


圖 3.3 十字形接合（AIJ-SRC, 2014）

梁柱接頭區的邊界條件會隨著接頭區的型式而改變，根據以往的實驗結果這些邊界條件會對混凝土的圍束效果造成影響，因此將連接類型納入剪力強度計算中，以表 3.1 的因子δ表示。

表 3.1 梁柱接頭型式之相關係數（δ） 之數值 (AIJ-SRC, 2014)

接合部型式	十字形	T 字形	L 字形
δ	3	2	1

日本建築學會在制定梁柱接頭區極限剪力強度計算公式時式（3-6），依據西村泰志等人（1986）發表的論文，考量鋼材的應變硬化能增加梁柱接頭區的抗剪能力，將其極限剪力強度設為短期剪力強度之 1.2 倍。

$$Q_{panel,U} = {}_cA_e(F_s \cdot \delta + {}_wp \cdot {}_w\sigma_Y) + \frac{1.2{}_sA \cdot {}_s\sigma_Y}{\sqrt{3}} \tag{3-6}$$

其中，$Q_{panel,U}$ 為梁柱接頭處之極限剪力強度，${}_cA_e$ 為混凝土的有效面積，δ為梁柱接頭型式之相關係數，$F_s = \min(0.12F_c, 18 + \frac{3.6F_c}{100})$，${}_wp$ 為箍筋比，${}_w\sigma_Y$ 箍筋之降伏應力，${}_s\sigma_Y$ 鋼骨之降伏應力。

當梁柱接頭區柱與梁所承受之彎矩比有極大差異時，梁柱之間的應力傳遞機制並不可靠，依據以往的實驗數據，若 H 型鋼柱所承受的彎矩超過鋼梁所承受的 40%，則該柱能發揮其應有的強度。因此，日本建築學會認爲梁柱接頭區若能滿足式（3-7）及式（3-8），則無需對梁柱接頭區應力傳遞進行檢核。

SRC 柱與鋼梁接合：

$$0.4 \le \frac{{}_{sc}M_A}{{}_{sB}M_A} \le 2.5 \tag{3-7}$$

SRC 柱與 RC 梁接合:

$$0.4 \le \frac{{}_{rc}M_A}{{}_{rB}M_A} \tag{3-8}$$

其中，${}_{sc}M_A$ 為柱內鋼骨之容許撓曲強度，${}_{sB}M_A$ 為梁內鋼骨之容許撓曲強度，${}_{rc}M_A$ 為柱內鋼筋混凝土之容許撓曲強度，${}_{rB}M_A$ 為梁內鋼筋混凝土之容許撓曲強度。

雖然目前日本鋼骨鋼筋混凝土接頭種類多樣化，但日本建築學會認爲無論是那種型式，其梁柱接頭強度的計算機制理念大致相同，皆可利用式（3-3）及式（3-4）計算梁柱接頭區的剪力強度，僅部分參數會依據不同的結構斷面有不一樣的計算方式，如混凝土及鋼骨的面積計算方式。日本 AIJ「鐵骨鐵筋混凝土構造計算規準同解說」中將鋼骨鋼筋混凝土柱構造主要分成兩種類型，即包覆型 H 型鋼骨鋼筋混凝

土柱及鋼管鋼筋混凝土柱，其中鋼管鋼筋混凝土柱又可分爲『包覆型鋼管混凝土柱』與『充填包覆型鋼管混凝土柱』，相關細節分別見 3.1 節及 3.2 節。

第一節 包覆型 H 型鋼骨鋼筋混凝土柱梁柱接頭

一、接頭區強度

包覆型 H 型鋼骨鋼筋混凝土柱為日本 SRC 梁柱接頭常見的柱構造之一，此類型的接頭區(panel zone)剪力強度可依據式（3-3）及式（3-4）進行設計。表 3.2 顯示包覆型 H 型鋼骨鋼筋混凝土柱與 SRC 梁、RC 梁及鋼梁接合時，各參數相對應的計算公式。其中 β 表示混凝土抗裂性與初期受載重時之抗剪強度之間的關係，其中混凝土面積 ${}_cA$、接合部混凝土有效面積 ${}_cA_e$、鋼骨面積 ${}_sA$ 及材料形狀因子 β 會受梁柱接頭部斷面結構的影響，${}_Cb$ 為柱寬，${}_Bb$ 為梁寬，${}_{mC}d$ 為柱左右側鋼筋之間之中心距離，${}_Jt_w$ 鋼骨腹板厚度，${}_{sC}d$ 鋼骨翼板間之距離。

表 3.2 梁柱接頭部強度公式各參數之計算公式

	${}_cA$	${}_cA_e$	${}_sA$	β
SRC 或 RC 梁	${}_Cb\cdot{}_{mC}d$	$\frac{{}_Cb+{}_Bb}{2}\cdot{}_{mC}d$	${}_Jt_w\cdot{}_{sC}d$	$n\frac{{}_Jt_w\cdot{}_{sC}d}{{}_Cb\cdot{}_{mC}d}$
S 梁	${}_Cb\cdot{}_{mC}d$	$\frac{{}_Cb}{2}\cdot{}_{mC}d$		

日本建築學會除了提供梁柱接頭區(panel zone)設計剪力及極限剪力強度計算方式，也提供包覆型 H 型鋼骨鋼筋混凝土柱構架續接處之強度計算公式，分別對設計軸力、彎矩及剪力進行規定。符合長期載重設計或經側向載重抵禦能力測試檢核下之短期載重設計，其相關規定如式（3-9）所示。

$$
\begin{aligned}
{}_sN_j &= {}_sN \\
{}_sM_j &= \frac{{}_sM_d}{M}M_j \\
{}_sQ_j &= \frac{{}_sM_d}{M}Q_j
\end{aligned}
\tag{3-9}
$$

其中，${}_sN_j$ 為續接處鋼骨之軸向力，${}_sN$ 為鋼骨之容許軸向壓力，${}_sM_j$ 為續接處鋼骨之設計彎矩，${}_sM_d$ 為鋼骨之設計彎矩，M 為設計彎矩(包括鋼骨及鋼筋混凝土)，M_j 為續接處之彎矩，${}_sQ_j$ 為續接處鋼骨之設計剪力，Q_j 為續接處之剪力。

若未經側向載重抵禦能力測試檢核之短期載重設計則無法使用式（3-9），為確保接頭具有足夠的韌性且在地震力作用下梁端能發生塑鉸、接頭不破壞，梁柱續接處應依式（3-10）及式（3-11）進行設計：

(1) 梁柱接頭以托梁續接

$$ {}_sM_j = Y\left[\frac{{}_sM_d}{M}M_{j0} + v_j\left\{{}_sM_1 - \frac{l_j}{l'}\left({}_sM_1 + {}_sM_2\right)\right\}\right] \leq Y \cdot v_j \cdot {}_sM_A \qquad (3\text{-}10) $$

$$ {}_sQ_j = Y\left[\frac{{}_sM_d}{M}Q_{j0} + \frac{v_j}{l'}\left({}_sM_1 + {}_sM_2\right)\right] \leq Y \cdot v_j \cdot {}_sQ_A $$

(2) 梁柱接頭以柱面續接

$$ {}_sM_j = Y \cdot v_j\left\{{}_sM_1 - \frac{h_j}{h'}\left({}_sM_1 + {}_sM_2\right)\right\} \qquad (3\text{-}11) $$

$$ {}_sQ_j = \frac{Y \cdot v_j}{h'}\left({}_sM_1 + {}_sM_2\right) \leq Y \cdot v_j \cdot {}_sQ_A $$

其中，${}_sM_d$ 為鋼骨之設計彎矩，M_{j0} 為接頭於鋼梁承受中間載重時所承受之彎矩（圖3.3），${}_sM_1$為短期載重條件下左構材端鋼骨部分之容許彎矩絕對值，${}_sM_2$為為短期載重條件下右構材端鋼骨部分之容許彎矩絕對值，l_j 為鋼骨與構材之間的距離（圖3.3），l' 為梁之淨跨距，v_j 鋼骨的應變硬化係數，Y 為鋼骨之降伏比，${}_sM_A$為塑鉸發生時鋼骨容許彎矩強度，${}_sQ_A$為鋼骨容許剪力強度。

若梁柱接頭為托梁續接方式，需以式（3-10）計算續接處之彎矩及剪力，日本建築學會依據不同種類的鋼材所提供的應變硬化係數與降伏建議值如表 3.3 所示。

表 3.3 鋼骨降伏比（Y）與鋼骨應變硬化能力（v_j）之值

	SN400	SN490	SS400, STK400, STKR400, SM400, SMA400	SS490, SM490, STK490, STKR490, SCW490-CF	SM490Y, SMA490	SM520, SCW520-CF
Y	0.59	0.66	0.59	0.66	0.74	0.70

v_j	1.2	1.1	1.2	1.1	1.1	1.1

除了根據式（3-10）及式（3-11）設計梁柱續接處之強度，日本 AIJ「鐵骨鐵筋混凝土構造計算規準同解說」提供簡化版公式，無論梁柱接頭是以托梁續接或以柱面續接皆可直接利用單一公式式（3-12）設計，唯式（3-12）與式（3-10）、式（3-11）基於不同的條件下導出。式(3-10)及式(3-11)是基於梁兩端達到塑鉸條件下所導出；式(3-12)則是基於較簡單的估算方法，加倍放大對地震力的考量。

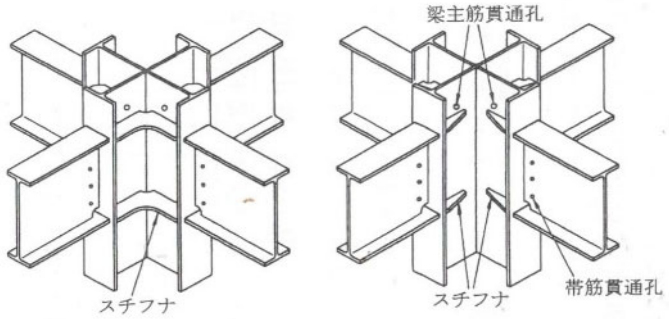
$$ {}_sM_j = \frac{{}_sM_d}{M}(M_{Lj} + 2M_{Ej}) \leq Y \cdot v_j \cdot {}_sM_A \qquad (3\text{-}12) $$

$$ {}_sQ_j = \frac{{}_sM_d}{M}(Q_{Lj} + 2Q_{Ej}) \leq Y \cdot v_j \cdot {}_sQ_A $$

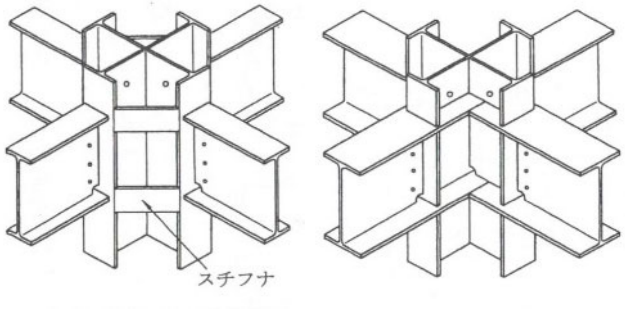
其中，M_{Ej} 為因地震載重而產生在續接處的彎矩，M_{Lj} 為因長期載重而產生在續接處的彎矩，${}_sM_A$ 為塑鉸發生時鋼骨之容許彎矩強度，Q_{Ej} 為為因地震載重而產生在續接處的剪力，Q_{Lj} 為因長期載重而產生在續接處的剪力，${}_sQ_A$ 為鋼骨之容許剪力強度。

二、包覆型 H 型鋼骨鋼筋混凝土柱梁柱接頭區加勁板配置

日本建築學會依據梁柱接頭區加勁板的種類與連接方式將目前日本常用的包覆型 H 型鋼骨鋼筋混凝土柱梁柱接頭劃分成四種類，如圖 3.4 所示。



(a)水平加勁板型式　　(b)水平三角加勁板型式



(c)垂直加勁板型式　　(d)梁翼板貫通型式

圖 3.4 包覆型 H 型鋼柱常見梁柱接頭型式（AIJ-SRC, 2014）

水平加勁板的接合型式（圖 3.4(a)）具有清晰且合理的應力傳遞機制，是一種良好的鋼骨接合型式，但這種接合主要的缺點為銲接在鋼柱腹板的水平加勁板會導致混凝土的填充性不良。圖 3.4(b)的水平三角形加勁板接合型式為上述水平加勁板接合的改良版，可降低混凝土填充性不良的問題。圖 3.4(b)這種類型的接合主要的缺點為應力傳遞機制較水平加勁板的差且三角形的加勁板會在柱腹板上造成較大的應力集中。圖 3.4(c)中的垂直加勁板接合型式幾乎沒有與混凝土澆置及填充性相關的困難，但是其應力的傳遞機制並不理想，即梁翼板的應力通過柱翼板和垂直加勁板傳遞。圖 3.4(d)的接合型式與圖 3.4(a)大致相同，其主要的不同點在於圖 3.4(d)中梁的翼板是貫穿接頭區，此類行的接合型式在應力傳遞方面能有良好的表現，但仍需克服混凝土填充性不佳的問題。

第二節 鋼管鋼筋混凝土柱梁柱接頭

一、接頭區強度

鋼管鋼筋混凝土柱為日本 SRC 構造近期較常見的柱構造，其可再被細分為包覆型鋼管混凝土與填充包覆型鋼管混凝土兩種型式（圖 3.5）。日本建築學會認爲無論是包覆型鋼管或填充型鋼管的接頭區強度皆可依據式（3-3）及式（3-4）進行設計，但如 3.1 節，強度計算會依混凝土面積、接頭區混凝土有效面積、鋼骨面積等而不同，表 3.4 為包覆型鋼管及填充包覆型鋼管與 SRC 梁、RC 梁及鋼梁接合時各參數相對應的計算公式。

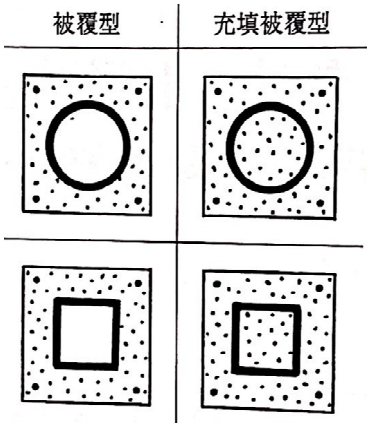


圖 3.5 鋼管混凝土接合類型(AIJ-SRC, 2014)

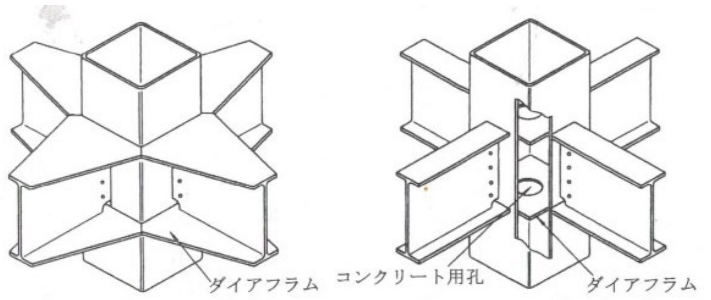
表 3.4 A_c, A_{ce}, A_s, β之值(AIJ-SRC, 2014)

接合型式		${}_cA$	${}_cA_e$	${}_sA$	β
填充包覆型	SRC 或 RC 梁	${}_Cb\cdot{}_{mC}d$	$\frac{{}_Cb+{}_Bb}{2}\cdot{}_{mC}d$	$\frac{{}_sA}{2}$	$\frac{n}{2}\cdot\frac{{}_sA}{{}_Cb\cdot{}_{mC}d}$
	S 梁	${}_Cb\cdot{}_{mC}d$	$\frac{{}_Cb}{2}\cdot{}_{mC}d$		
包覆型	SRC 或 RC 梁	$({}_Cb-{}_sD)\cdot{}_{mC}d$	$\frac{{}_Bb+({}_Cb-{}_sD)}{2}\cdot{}_{mC}d$		$\frac{n}{2}\cdot\frac{{}_sA}{({}_Cb-{}_sD)\cdot{}_{mC}d}$
	S 梁	$({}_Cb-{}_sD)\cdot{}_{mC}d$	$\frac{{}_Cb-{}_sD}{2}\cdot{}_{mC}d$		

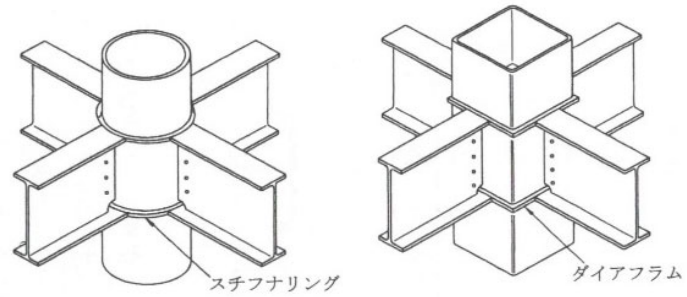
其中，${}_cA$ 為混凝土的面積，${}_cA_e$ 為混凝土的有效面積，${}_sA$ 為鋼骨的面積，${}_Cb$ 為柱寬，${}_Bb$ 為梁寬，${}_{mC}d$ 為柱左右側鋼筋之間之中心距離，${}_sD$ 為鋼管直徑，n 為鋼材與混凝土之彈性模數比。

二、鋼管鋼筋混凝土柱梁柱接頭區加勁板配置

日本建築學會依據梁柱接頭區加勁板的種類與連接方式將目前日本常用的鋼管鋼筋混凝土柱梁柱接頭劃分成四種類，如圖 3.13 所示。



(a)梁翼板擴大型式　　(b)內加勁板型式



(c)梁接外環形加勁板型式　　(d) 梁接外加勁板型式

圖 3.6 鋼管鋼筋混凝土常見接合型式（AIJ-SRC, 2014）

圖 3.6(a)及圖 3.6(c)將梯形加勁板和環形加勁版銲接在鋼柱外部，雖然能解決混凝土在鋼柱內部澆置困難問題，但設計時必須特別考慮從梁的翼板傳遞到接頭區的應力集中問題。

圖 3.6(b)則是在鋼柱內部配置加勁板，內加勁板型式與梁接外加勁板型式不同的地方在於內加勁板型式是將鋼板銲接在鋼柱內部，鋼柱仍是直通；梁接外加勁板型式則是會先將鋼管分割成三部分，再銲接加勁板及鋼管，銲接工程較內加勁板型式繁雜。無論是內加勁板或梁接外加勁板的接合，若採用柱內灌漿時，必須在加勁板上開孔使接合部分能充分地填充混凝土。

第三節 鋼筋混凝土柱梁柱接頭

近 30 年來日本也開始採用一種新型式之複合型結構系統，即是鋼筋混凝土柱與鋼梁（Reinforced Concrete and Steel，簡稱 RCS）之複合斷面構架，且也有許多的建築實例。

一、混凝土柱與直通鋼梁接頭傳力機制

如圖 3.7、圖 3.8 所示，探討以直通鋼梁連接 RC 柱接合處之抵抗機制。由於鋼梁寬度和 RC 柱寬有顯著差異，需分成鋼梁翼板內部與外部兩部分進行考量。（此處內部指鋼梁翼板寬度以內，外部則指翼板寬度以外，如圖 3.7 所示之內交會區與外交會區）

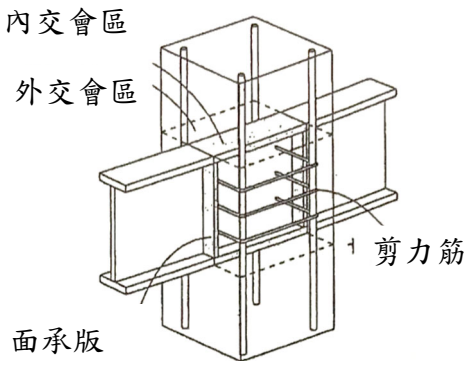
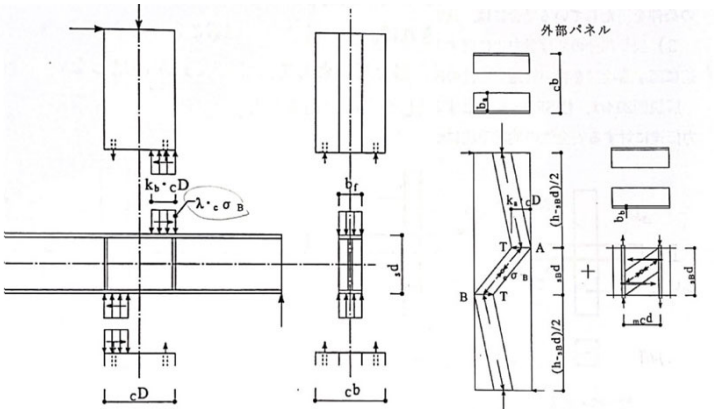


圖 3.7 RC 柱與鋼梁接合結構



(a)杆桿原理 (b)拱形原理 (c)桁架原理

圖 3.8 傳力機制

應力傳遞伴隨的接頭破壞多為承壓破壞，承壓破壞為 RC 柱內部鋼梁上下的混凝土承壓後壓碎，以及外部鋼梁翼板的剪切破壞引起。通過疊加內部和外部鋼梁的強度可得接頭強度。

如圖 3.8（a）所示，假設受承壓破壞之內交會區鋼材為剛性，作用於鋼梁翼板上、下表面上的混凝土之應力塊為矩形分佈，其應力大小為$\lambda_c \cdot \delta_B$。其中λ_c為局部壓力係數，其值通常在 1.5 和 2.0 之間，${}_c\delta_B$為混凝土的抗壓強度。另假設應力作用在鋼梁的整個翼板寬度b_f。則根據這些假設，可由槓桿原理求得內交會區的支承力。

外交會區以拱形原理及桁架原理來抵抗外力。拱形原理提供之強度可由圖 3.8（b）所示之模型評估。該模型假設柱與接頭區形成混凝土壓桿，只傳遞壓力。如圖 3.9 所示，假設應力由內交會區傳遞到外交會區時產生的扭矩T_{a2}，和鋼梁翼板上下配置之剪力筋產生之拉力作用於接合端產生扭矩T_{a1} (如圖 3.9 所示)，可平衡混凝土壓桿壓力產生之彎矩。

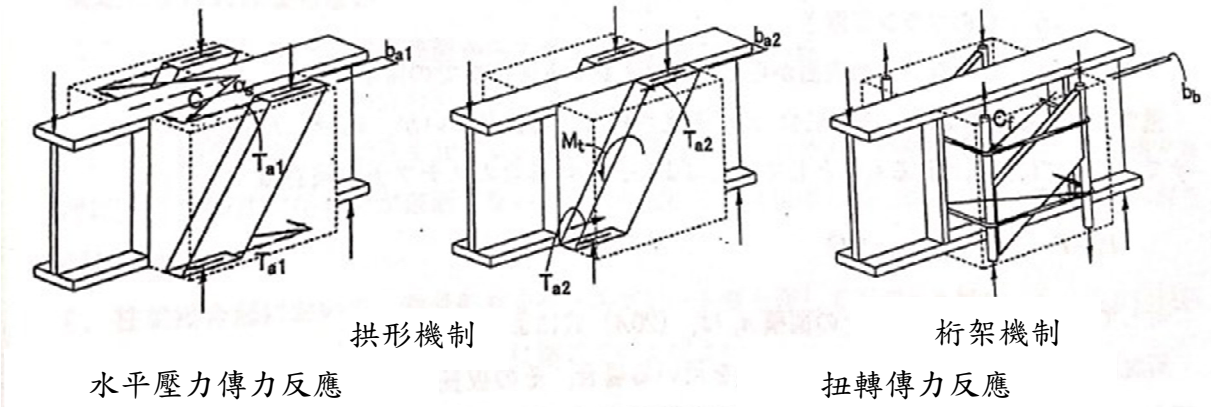


圖 3.9 內交會區至外交會區應力傳遞機制

假設梁柱接頭處的混凝土壓桿力是$k_a \cdot {}_c D$，並且假定混凝土的壓縮力達到了混凝土的抗壓強度${}_c\delta_B$，則可求得拱形原理產生之承載力。桁架原理所提供的應力由說明圖 3.8（c）所示的模型評估。桁架原理如說明圖 3.9 所示，伴隨鋼梁的旋轉，承壓面板(bearing plate)內面產生壓縮力C_f，以達至力平衡。

將拱形原理和桁架原理個別產生的應力疊加可求得外交會區的強度。需注意，只有在內交會區應力可以充足的傳遞到外交會區時才能使用此方法計算外部極限應力。通過疊加內交會區的承載力和外交會區的極限剪力強度，可得梁柱接頭之極限強度。有關特定極限應力評估方法的詳細資料，請參考 AIJ (2014)。

除了上述 AIJ(2014)提供之計算方法，西村泰志(2018)也提出混凝土柱與直通鋼梁接頭強度計算方法如下。

接頭極限強度${}_p\mathrm{M}_u$為支承強度${}_p\mathrm{M}_B$與剪力強度${}_p\mathrm{M}_s$取小值：

$$\mathrm{M}_{pu} = \min({}_p\mathrm{M}_B, {}_s\mathrm{M}_p) \tag{3-15}$$

支承強度${}_pM_B$：

$${}_pM_B = {}_iM_B + \min({}_oM_{ar}, {}_OM_T) \tag{3-16}$$

內交會區支承力${}_iM_B$：

$${}_iM_B = 0.21_C D^2 \cdot {}_s b \cdot \beta_B \cdot F_C \tag{3-17}$$

其中 F_C 為混凝土設計強度，${}_CD$ 為柱寬，${}_sb$ 為梁寬，β_B 為支承係數，值為 1.5。

外交會區支承力 ${}_oM_{ar}$ (忽略桁架原理提供之支承力)：

$$ {}_oM_{ar} = 0.6{}_CD({}_cb - {}_sb)F_C \cdot {}_sd \cdot \sin_p\theta_1 \cos_p\theta_1 \tag{3-18} $$

其中 ${}_cb$ 為梁深，${}_sd$ 為柱深，${}_p\theta_1$ 為外交會區之混凝土壓縮束之角度

內外交會區之傳遞能力 ${}_OM_T$：

$$ {}_OM_T = \left(0.26 + 3.22{}_{JW}\rho \cdot {}_W\sigma_Y \cdot \frac{{}_cb}{{}_CD} \cdot \frac{1}{F_C}\right) \cdot \left(\frac{{}_SD^2(3{}_CD - {}_SD) \cdot F_C}{6}\right) \cdot \left(\frac{\mu_{fr} \cdot 0.3{}_CD \cdot {}_Sb \cdot \beta_B \cdot F_C \cdot {}_SD^2}{{}_rl}\right) \tag{3-19} $$

其中 ${}_{JW}\rho$ 為接合處剪力筋比，${}_W\sigma_Y$ 為剪力筋之降伏應力，μ_{fr} 為鋼骨與混凝土之摩擦係數，其值為 0.211

剪力強度 ${}_pM_s$ 為內交會區剪力強度 ${}_iM_s$ 與外交會區支承強度 ${}_oM_{ar}$ 以及內外交會區之傳遞能力 ${}_OM_T$ 兩者取小值之和：

$$ {}_pM_s = {}_iM_s + \min({}_oM_{ar}, {}_OM_T) \tag{3-20} $$

$$ {}_iM_s = {}_iQ_s \cdot {}_sd \tag{3-21} $$

其中 ${}_sd$ 為梁兩翼板重心間距離

內交會處剪力 ${}_iQ_s$ 為內交會處腹板剪力 ${}_iQ_w$ 與內交會處混凝土剪力 ${}_{ic}Q_s$ 之和。

二、ASCE(1994)與 AIJ 接頭剪力強度比較

為比較 ASCE(1994)及 AIJ 建議之接頭剪力強度公式的差異，選取 ASCE(1994)中的算例以 AIJ 之公式進行計算(圖 2.29)，並將兩者結果進行比對。

(I) 據 ASCE(1994)提供之計算算例，

$$
\begin{aligned}
V_{sn} &= 0.6\,\mathrm{F}_{ysp}\,t_{sp}\,jh \\
&= 0.6(0.25)(13.8)(566) \\
&= 1{,}172(kN)
\end{aligned}
$$

$$
\begin{aligned}
V_{csn} &= 1.7\sqrt{f_c^{'}}\,b_p h \le 0.5 f_c^{'} b_p d_w \\
&= 1.7\sqrt{40}(266)(750) \le 0.5(40)(266)(719) \\
&= 2{,}145(kN) \le 3{,}825(kN) \\
&= 2{,}145(kN)
\end{aligned}
$$

$$
\begin{aligned}
V_{cfn} &= 0.4\sqrt{f_c^{'}}\,b_o h + A_{sh}F_{ysh}\,0.9h/sh \le 1.7\sqrt{f_c^{'}}\,b_o h \\
&= 0.4\sqrt{40}(102)(750) + 450(410)(0.9)(750)/(150) \le 1.7\sqrt{40}(102)(750) \\
&= 1{,}023(kN) \le 823(kN) \\
&= 823(kN)
\end{aligned}
$$

$$
\begin{aligned}
V_n &= V_{sn} + V_{csn} + V_{cfn} \\
&= 1{,}172 + 2{,}145 + 823 \\
&= 4{,}140(kN)
\end{aligned}
$$

(II) 據 AIJ 提供之公式計算算例

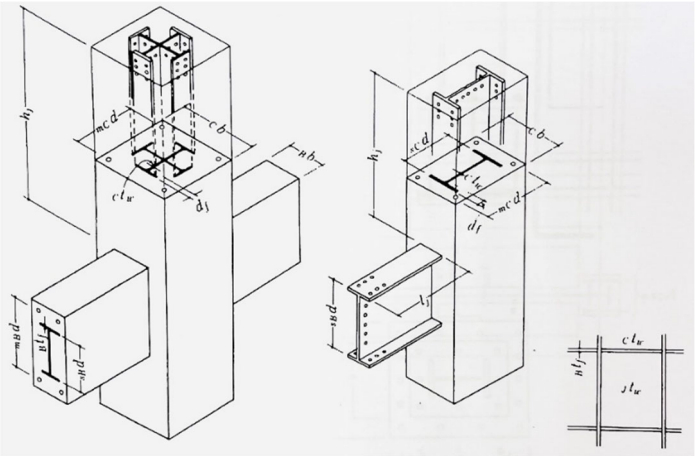


圖 3.10 梁柱接頭接合處尺寸符號示意圖(AIJ-SRC,2014)

根據表 3.1，十字形 $\delta_j = 3$，並參考圖 3.17

$_c b = 750mm$

$_{mB} d = 737.7mm$

$_j t_w = 19.3mm$

$_{mC} d = 750 - 40 \cdot 2 - 12 \cdot 2 \cdot 35 = 611mm$

$_{sc} d = 19.3mm$

根據表 3.4，算例為填充包覆型接合 S 梁，混凝土的有效面積 V_{ce} 及鋼骨造成之剪力 V_s 分別為：

$$_c V_e = {}_{mB} d \cdot {}_c A_e = {}_{mB} d \cdot {}_{mC} d \cdot \frac{{}_c b}{2} = 73.77 \cdot 61.1 \cdot \frac{75}{2} = 169025.5$$

$$_s V = {}_{mB} d \cdot {}_s A = {}_{mB} d \cdot {}_j t_w \cdot {}_{sc} d = 73.77 \cdot 1.93 \cdot 23.6 = 3360$$

$$\beta = \frac{n}{2} \frac{{}_s A}{{}_c b \cdot {}_{mC} d} = \frac{15}{2} \frac{1.93 \cdot 23.6}{75 \cdot 61.1} = 0.1491$$

箍筋比 p_w：

$$_w p = \frac{{}_w a}{{}_c b \cdot x} = \frac{1.267 \cdot 2}{75 \cdot 15}$$

其中 a_w 為環筋截面積，x 為箍筋間距

根據式(3-4)短期載重梁柱接頭區之剪力為

$$Q_{panel,\mathrm{S}} = {}_c A_e (2 f_s \cdot \delta + {}_W p \cdot {}_w f_t) + {}_s A \cdot {}_s f_s \geq \frac{{}_B M_1 + {}_B M_2}{{}_B d} \cdot \frac{h'}{h}$$

其中混凝土之容許剪應力 f_s：

$$f_s = \frac{f_c}{30} = \frac{400}{30} = 13.3 \leq 5 + \frac{f_c}{100} = 5 + \frac{400}{100} = 9$$

又短期荷重計算之剪力須為長期載種條件數值之 1.5 倍，故 $f_s = 9 \cdot 1.5 = 13.5$

箍筋之容許拉應力 $_w f_t$ 取 SD390 對應之 $_w f_t = 4000$

鋼骨之容許剪應力 $_s f_s$ 取 SD235 對應之 $_s f_s = 2400$

代入式(3-4)得

$$Q_{panel,\mathrm{S}} = (169025.5 \cdot (2 \cdot 13.5 \cdot 3 + 2.25 \cdot 10^{-3} \cdot 4000) + 3360 \cdot 2400) \cdot 10^{-5} \div 0.7377$$

$= 206.2tf + 109.4tf$

$= 2023kN + 1073kN$

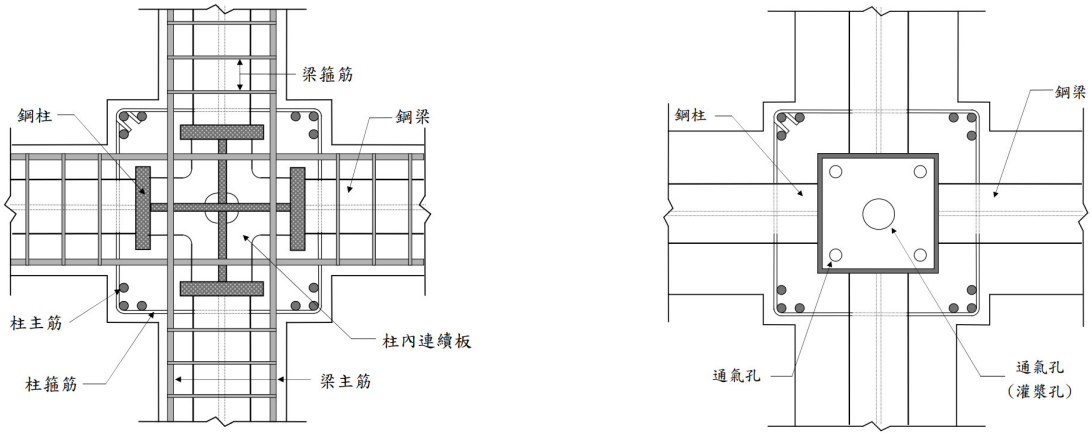
$= 3096kN$

其中混凝土部分貢獻之剪力強度為 2023kN，鋼骨部分貢獻之剪力強度為 1073kN，鋼筋混凝土接頭區(panel zone) 之剪力強度為 3096kN。

將兩者計算結果進行比較，發現 AIJ 整體計算較為保守，AIJ 在制定鋼骨鋼筋混凝土接頭區(panel zone)設計剪力計算公式時，依長期載重及短期載重分成兩個部份，主要因爲構架在這兩種載重下的設計考量不同。為抵抗長期載重對混凝土所造成的開裂破壞，此時梁柱接頭區的剪力強度主要為混凝土的抗裂能力控制，短期載重的設計則主要是防止梁柱接頭區發生整體剪力破壞，此時在計算梁柱接頭區的設計剪力時需要將混凝土、箍筋和鋼骨腹板的剪力強度皆納入考量，並依據強度疊加原理予以疊加，故算例使用短期載重之公式計算。AIJ 所提供的公式適用於所有的接頭型式，惟公式內部分參數之計算方式有所不同，如混凝土體積、鋼骨體積、梁柱接頭型式等，本算例混凝土的有效面積與鋼骨的面積採填充包覆形柱與鋼梁接合之公式(表 3.4)。相較於 ASCE(1994)考慮內部拉壓桿、外部拉壓桿剪力強度各部分貢獻計算混凝土強度，AIJ 則將混凝土、箍筋剪力強度合併考慮，接頭區總剪力強度分為鋼筋混凝土及鋼骨強度貢獻，AIJ 計算之鋼筋混凝土及鋼骨剪力強度皆小於 ASCE(1994)公式計算出之結果。ASCE(1994)計算出接頭標稱總剪力強度為 4,140kN，而 AIJ 公式計算出總剪力強度則為 3,096kN。

第四章 台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）梁柱接頭設計

本章歸納整理了台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」(2011)中第八章與第九章的條文，第八章主要針對梁柱接頭制定相關設計準則，並於第九章 9.7 小節提出梁柱接頭相關耐震規定。梁柱接頭應以接合有效性及施工性作為主要設計原則，設計除了需確保梁柱皆能發展出各自設計強度、梁柱間應力能平順傳遞，仍需將施工工序及施工可行性等因素納入考量。台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」中提出三種梁柱接頭型式，(1)包覆型鋼骨鋼筋混凝土柱與鋼梁(或包覆型鋼骨鋼筋混凝土梁)接合(圖 4.1(a))， (2)包覆填充型鋼管混凝土柱與鋼梁(或包覆型鋼骨鋼筋混凝土梁)接合(圖 4.1(b)) ，以及(3)填充型鋼管混凝土柱與鋼梁接合。為確保梁柱接頭處鋼骨之間能有效傳遞應力，規範強調梁柱接頭區柱內鋼骨應直接與梁內鋼骨接合。對於採用填充型鋼管混凝土柱之構架，規範因考慮接合面中混凝土與鋼管之間應力傳遞不易，故建議此類型構架之梁設計應採用鋼梁設計，不可採用包覆型鋼骨鋼筋混凝土梁。過去三十年來，美國及日本也開始一種鋼筋混凝土柱加上鋼梁這種複合型式的構造，簡稱 RCS(Reinforced Concrete and Steel)，且已有豐富的研究及實例，臺灣也有學者進行 RCS 之相關研究。 RCS 構造結合了高韌性之鋼梁及混凝土柱高抗壓性的特性，且 RCS 構造可採預鑄方式，更具有施工快速及經濟的優點，故建議臺灣的鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範納入 RCS 此構造型式。



(a)包覆型鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭　　(b)包覆填充型鋼管混凝土梁柱接頭

圖 4.1　SRC 梁柱接頭

第一節 鋼筋混凝土柱梁柱接頭

鋼筋混凝土柱梁柱接頭中國內常用的為梁貫穿型式，針對梁貫穿型式接頭交會區，必須有配合之加勁與補強細節，常用之補強方式含：增加鋼帶板、承壓面板(FBP)、橫梁、剪力釘、小鋼柱、垂直鋼筋(VJR)，如下(圖 4.2)

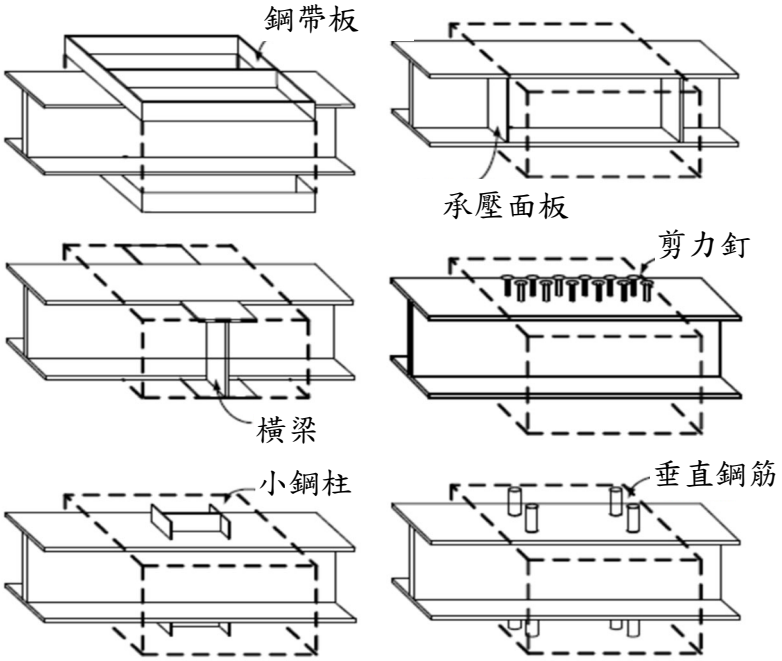
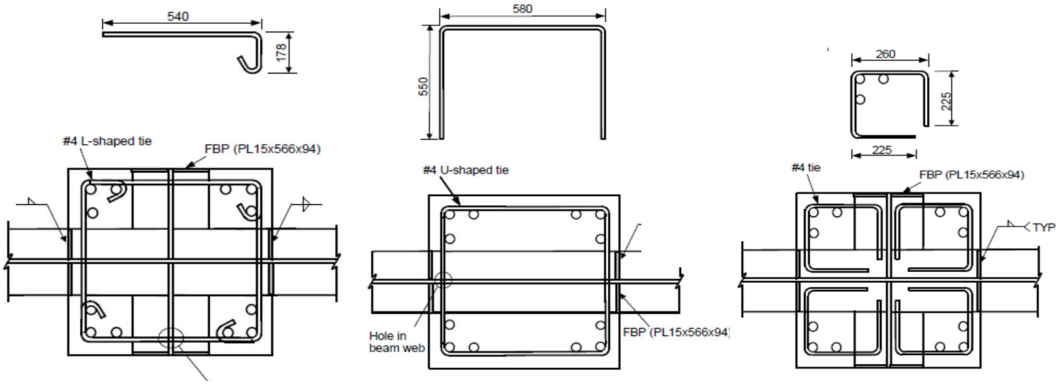


圖 4.2 常用於梁連續型之梁柱接頭細節(陳誠直等，2002)

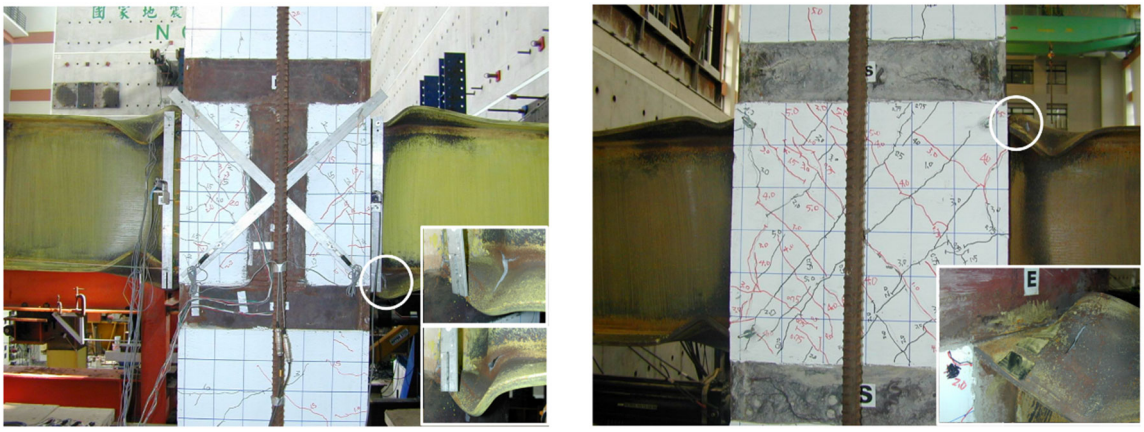
陳誠直等 (2002)為了解鋼梁貫穿式接頭梁柱交會區不同型式之箍筋與接頭有無橫向梁之破壞機制與力學行為，製作三組試體進行反覆載重實驗，其中三組試體配置分別為：U 型箍筋搭配無橫向梁、L 型箍筋搭配有橫向梁與方型箍筋搭配有橫向梁，如圖 4.3 所示，鋼筋混凝土柱設計細節則依據 ACI318-99。



(a)L 型箍筋 (有橫梁)　(b)U 型箍筋 (無橫梁)　(c)方型箍筋 (有橫梁)

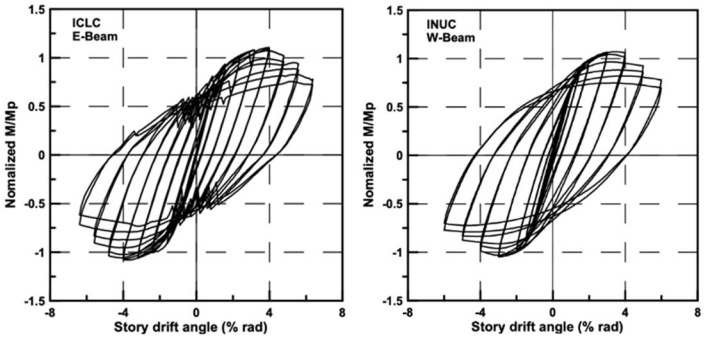
圖 4.3 反覆載重試驗試體(陳誠直等，2002)

實驗結果可觀察到，三組試體隨層間變位角加大，破壞行為依序為：梁柱交會區混凝土產生剪力裂縫、鋼梁翼板產生塑角、鋼梁翼板及腹板產生挫屈，最後在層間變位達 6%時，鋼梁翼板撕裂，為最終破壞模式(圖 4.4)。柱體除交會區產生剪力裂縫外並無其他破壞，符合強柱弱梁之需求。在接頭設置 L 型、U 型及方型箍筋，提供接頭區良好圍束以及剪力強度，使試驗結果大部分之結構變形皆集中於鋼梁，交會區僅微小非線性之狀態，如下(圖 4.5) 柱則保持在線性範圍內。配置橫梁與否僅對交會區剪力裂縫有影響，對鋼梁之整體行為無影響。其中方型箍筋因施工較複雜，故建議梁柱交會區配置 L 型及 U 型箍筋。



(a)方型箍筋試體　　(b)U 型箍筋試體

圖 4.4 試體最終破壞情形

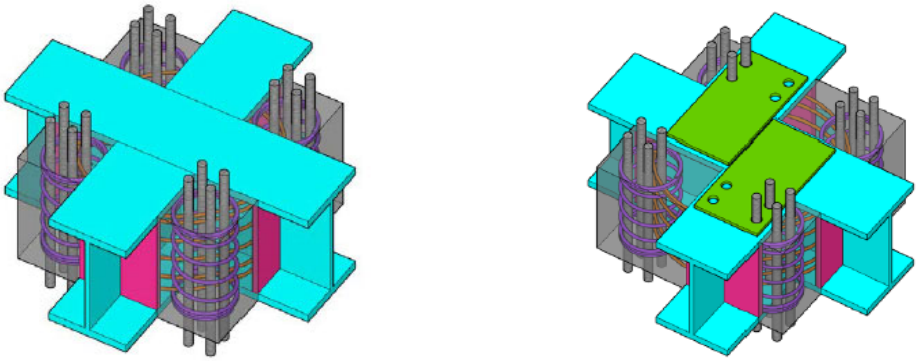


(a) L 型箍筋試體　　(b) U 型箍筋試體

圖 4.5 試體正規化彎矩與層間變位角之關係圖(陳誠直等，2002)

為了增加 RC 在高樓層建築的適用性，歐昱辰等(2021)使用了高強度鋼筋混凝土(New RC)取代傳統的 RC，設計了四種 RCS 接頭模型，總共七組試體，目的為比較試體接頭剪力強度的準確度。七組試體中六座梁柱接頭為十字型、一座為卜字型，十字型試體另分無偏心、同側偏心及異側偏心各兩座，其中偏心梁試體在開孔處以蓋板進行補強，避免因為應力集中造成開孔處撕裂破壞，接頭配置示意圖 4.6。將上述七組試體模擬韌性抗彎矩構架做反覆加載試驗，梁柱接頭試驗配置圖 4.7。圖 4.8 為試驗之遲滯迴圈，可觀察到設計為梁彎矩破壞之試體，皆滿足 AISC 耐震規範

之耐震性能需求，且有飽滿之遲滯迴圈、良好之韌性消能行為，全部試體皆採接頭箍筋減量設計，且接頭剪力強度皆能充分發揮。



(a)無偏心接頭示意圖　　(b)偏心梁接頭示意圖

圖 4.6 接頭示意圖

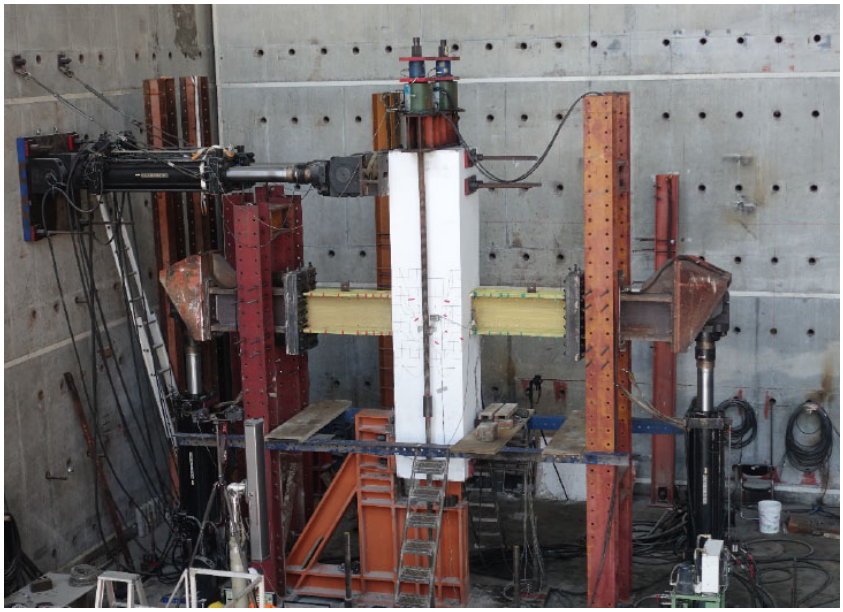
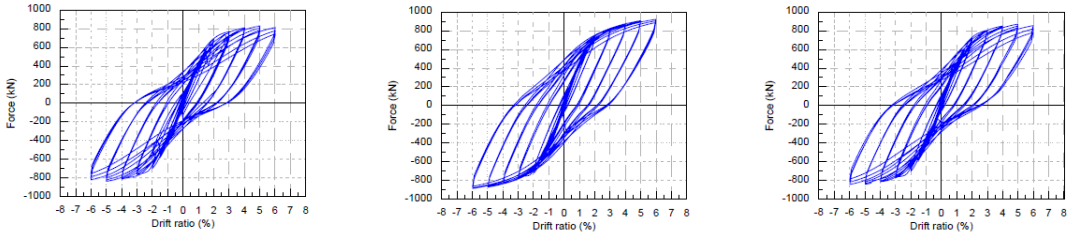
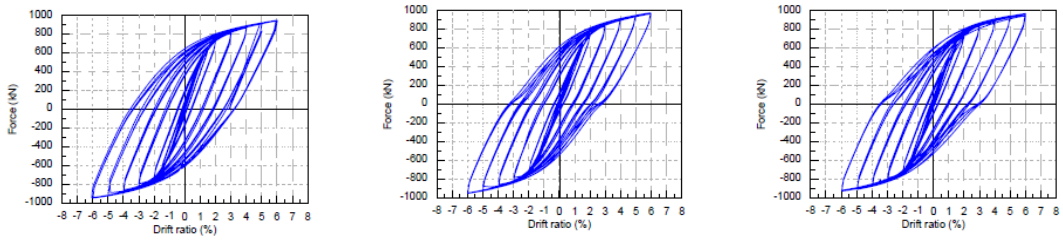


圖 4.7 梁柱接頭試驗配置圖



無偏心　　異側偏心　　同側偏心

(a) 接頭剪力破壞試體



無偏心　　異側偏心　　同側偏心

(b) 梁彎矩破壞試體

圖 4.8 試體遲滯迴圈圖

第二節 鋼骨鋼筋混凝土接頭區剪力強度

「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」(2011)中針對鋼骨鋼筋混凝土接頭區剪力強度計算如式(4-1)所示，認為接頭區總剪力強度(V_n)由鋼骨剪力強度(V_{ns})及鋼筋混凝土剪力強度(V_{nrc})疊加而得。

$$V_n = V_{ns} + V_{nrc} \tag{4-1}$$

(a) 接合四面皆受梁圍束

$$V_{nrc} = 5.3\sqrt{f_c^{'}}A_j\left[1-\frac{A_sF_{ys}}{2(P_n)_u}\right] \tag{4-2}$$

(b) 接合三面或兩對面受梁圍束

$$V_{nrc} = 4.0\sqrt{f_c^{'}}A_j\left[1-\frac{A_sF_{ys}}{2(P_n)_u}\right] \tag{4-3}$$

(c) 其他

$$V_{nrc} = 3.2\sqrt{f_c^{'}}A_j\left[1-\frac{A_sF_{ys}}{2(P_n)_u}\right] \tag{4-4}$$

其中 $f_c^{'}$ 為混凝土抗壓強度，$(P_n)_u$ 為柱軸向抗壓強度(式(4-5))，A_j 為混凝土有效受剪面積(式(4-6))，A_s 為鋼骨截面積，F_{ys} 為鋼骨降伏強度。

$$(P_n)_u = A_sF_{ys} + 0.85f_c^{'}A_c + F_{yr}A_r \tag{4-5}$$

其中 F_{yr} 為主筋之規定降伏應力，A_r 為主筋部分之斷面積。

$$A_j = b_{eff}h \tag{4-6}$$

其中 h 為柱深，b_{eff} 為混凝土受剪面有效寬度。若梁為鋼筋混凝土梁 $b_{eff} = \min(b+h, b+2x)$，$b$ 為梁寬，x 為梁邊之柱邊最小距離，若梁為鋼梁 $b_{eff} = \min(b, 0.5b_c)$，其中，$b_c$ 為柱寬。（圖 4.6）

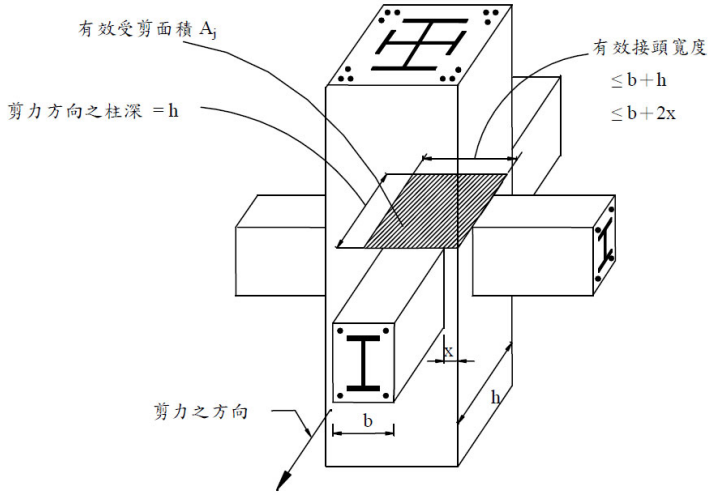


圖 4.9 A_j 示意圖 (鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說，2011)

表 4.1 複合斷面鋼筋混凝土剪力強度計算公式(單位：SI 制)

	ACI 318-14(2014) x 0.75	台灣「鋼骨鋼筋混凝土規範」(2011)
圍束接頭	$V_{nrc}=0.75\times1.7\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j$	$V_{nrc}=1.7\sqrt{f_c^{'}}A_j\left[1-\frac{A_sF_{ys}}{2(P_n)_u}\right]$
接頭三面或兩對面受圍束	$V_{nrc}=0.75\times1.2\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j$	$V_{nrc}=1.2\sqrt{f_c^{'}}A_j\left[1-\frac{A_sF_{ys}}{2(P_n)_u}\right]$
其他	$V_{nrc}=0.75\times1.0\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j$	$V_{nrc}=1.0\sqrt{f_c^{'}}A_j\left[1-\frac{A_sF_{ys}}{2(P_n)_u}\right]$

表 4.2 由 ACI 318-19(2019)規範建議對複合斷面鋼筋混凝土剪力強度，依據柱是否連續、梁(剪力方向)是否連續、有無圍束，對應不同鋼筋混凝土剪力強度計算公式，如下表：

表 4.2 ACI 318-19 (2019) 鋼筋混凝土剪力強度計算公式(單位：SI 制)

柱	梁（剪力方向）	圍束情形	剪力強度

連續	連續	圍束	$1.7\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j$
		無圍束	$1.2\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j$
	其他	圍束	$1.2\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j$
		無圍束	$1.0\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j$
其他	連續	圍束	$1.2\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j$
		無圍束	$1.0\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j$
	其他	圍束	$1.0\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j$
		無圍束	$0.7\lambda\sqrt{f_c^{'}}A_j$

其中λ於輕質混凝土為 0.75，於常重混凝土為 1.0，$f_c^{'}$為混凝土抗壓強度(MPa)，A_j為混凝土受剪有效面積(mm^2)。

AISC 341-16 中提到因為 ACI 318 中的剪力強度大都以單向載重試驗作為公式推導背景，反覆載重的試驗不足，且複合斷面的行為應保守估計，故建議將鋼筋混凝土剪力強度再折減 25%。

第三節 強柱弱梁

「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」(2011)規定結構耐震設計應進行強柱弱梁檢討以確保地震下梁比柱早產生塑鉸。

台灣規範中規定：

$$\frac{\sum \mathrm{M}_c}{\sum \mathrm{M}_B} \geq 1.2 \tag{4-7}$$

其中，

$\sum \mathrm{M}_c$為梁柱接頭處所有柱於接合交接面之標稱彎矩強度之總和，

$\sum \mathrm{M}_B$為梁柱接頭處所有梁於接合交接面之標稱彎矩強度之總和。

美國 AISC341-16 中規定結構耐震設計應進行強柱弱梁檢討以確保地震下梁比柱早產生塑鉸。

$$\frac{\sum M^{*}_{pcc}}{\sum M^{*}_{p\ \exp}} \geq 1.0 \tag{4-8}$$

其中，

$\sum M^{*}_{pcc}$ 柱塑性彎矩強度，$\sum M^{*}_{p\ \exp} = \sum\left(1.1R_y M_p + M_{uv}\right)$，

因 $\sum M^{*}_{p\ \exp}$ 中已隱含材料超強因子及應變硬化之影響，建議以 $1.1R_y$ 計算，故 AISC341-16 規定計算結果與臺灣現行規定差異不大。

第四節 梁主筋以續接器與柱連接

現行臺灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」(2011)中第 8.5.1 節規定：

1. 鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處之梁主筋應以直接通過接頭為原則，宜儘量避免以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上以續接主筋。

包覆十字型鋼 SRC 柱（圖 4.10）情況，主筋通常以穿過腹版的方式通過接頭，以符合上述規定，然而現在大多使用包覆填充型鋼管混凝土柱，若欲達成上述規定，梁主筋需繞過鋼柱，使傳力路徑的完整性有疑慮。因此在使用包覆填充型鋼骨混凝土柱時，國內多以續接器連接（圖 4.11），然而此種連接方式無論國內外皆無相關實驗研究佐證，建議有必要進行大尺寸鋼筋混凝土梁與鋼骨鋼筋混凝土柱連續試體之實驗研究，以提升國內 SRC 建築整體耐震能力。

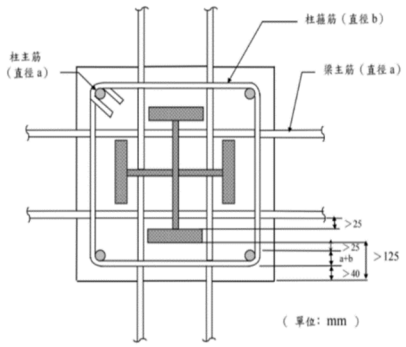


圖 4.10 包覆十字型 SRC 柱與梁主筋之連接圖

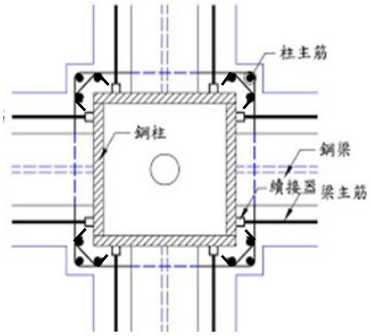


圖 4.11 包覆填充型鋼骨混凝土柱與梁主筋以續接器連接

美國較常見的 SRC 構造，柱常為包側能直接通過接頭，若為 CFT 柱，梁通常使用鋼梁。日本 SRC 梁接 SRC 柱接合型式中，SRC 柱多為包覆十字型鋼骨型式。若為箱型柱，通常搭配 SC 梁或 S 梁，無臺灣包覆填充型鋼骨混凝土柱與梁主筋以續接器連接之情況。

第五章 柱設計之檢討

早期在研擬 SRC 規範時有部份條文尚缺乏充分的理論或實驗佐證，因此暫時採取比較保守的規定，近年來國內外陸續有許多 SRC 構造之研究報告與學術論文發表，其中不乏大尺寸的實驗結果，證實經過適當設計的 SRC 構造可以具備良好的強度與韌性。此外，許多土木技師、結構技師與相關的公會及工程顧問公司之設計者亦反映目前 SRC 構造設計規範確實有部份規定不盡合理，實有儘速檢討修訂之必要，以使我國 SRC 構造設計規範能夠更為合理。

本節針對現行 SRC 構造設計規範中，對於柱設計之相關條文規定，進行深入且有系統的探討。首先收集近年來國內外發表之 SRC 構造相關研究報告與論文，同時針對國外先進國家之 SRC 構造相關設計規範進行瞭解，接著研讀與分析這些文獻與法規，並檢視新的 SRC 構造實驗結果，以探討其對我國 SRC 構造設計規範修訂之參考價值。

本節將以鋼骨鋼筋混凝土柱設計為修訂檢討的開始，其中項目包括混凝土強度、鋼骨強度、柱鋼筋主筋間距、柱寬厚比、柱之箍筋等項目，盼研究成果能為台灣鋼骨鋼筋混凝土規範中柱設計相關條文修訂提供參考。

第一節 混凝土強度

材料強度美國 AISC 360-16(2016)中關於 SRC 複合斷面中，於其第 I 章複合構件設計的 1.3 節材料限制，對於混凝土強度規定分為二類，第一類為常規重量混凝土其強度限制範圍為 3ksi(21Mpa) 至 10ksi(69MPa)，第二類為輕質混凝土其強度限制範圍為 3ksi(21Mpa)至 6ksi(41MPa)；相較於美國 AISC 341-16(2016)中於其 A 章一般要求 A3.5 節混凝土與鋼筋中，對於混凝土強度規定需符合 ACI 318-14(2014) 18.2.1.4 章節規定，經查詢 ACI 318-14(2014) 18.2.1 章節規定構件材料，需符合其 5.1.1 章節限制混凝土強度需大於 2500 psi。再依據較新版 ACI 318-19(2019) 18.2.1 章節敘述及 19.2.1 章節規定，複合斷面混凝土強度用於低震區需大於 2500 psi、中高震區需大於 3000 psi。

日本鋼骨鋼筋混凝土規範（AIJ-SRC, 2014）相關規定，於其 2.3 章節規定，對於混凝土強度規定分為二類，第一類為常規重量混凝土其強度限制範圍為 150 至 240 kgf/cm^2，第二類為輕質混凝土其強度限制範圍為 150 至 225 kgf/cm^2。

台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）相關規定，於其 6.3 章節一般要求規定，混凝土抗壓強度不宜小於 210 kgf/cm^2，於 9.2 章節材料規定，鋼骨鋼筋混凝土構造中，用以抵抗地震力之混凝土材料其抗壓強度不得小於 210 kgf/cm^2。比照美國 AISC 規範其中相較於混凝土部份參考 ACI 規範，也同樣比對參考目前研擬的混凝土結構設計規範草案(2021)，其中分為一般(常重與輕質)與特殊抗彎矩構架及特殊結構牆(常重與輕質)二類應用，對於前者混凝土最低為 210 kgf/cm^2、而後者混凝

土最低為 280 kgf/cm^2。經比對各個不同規範內容，並將其單位轉換後，將之於整理於表 5.1 所示 ：

表 5.1 混凝土抗壓強度不同規範比對表

規範	項目	混凝土強度 (kgf/cm^2)		來源	備註
		下限	上限		
AISC360-16	Normal Weight Concrete	214	701	Section I 1.3	未提到試驗證明
	Light Weight Concrete	214	418		
AISC341-16	Concrete used in composite components-Low Seismic Risk	175	No limit	PROVISIONS A3.5 ACI 318-2019 Ch 19.2.1.1	未提到試驗證明
	Concrete used in composite components-Moderate and High Seismic Risk	210	No limit		
IJ-SRC (2014)	常重混凝土	150	240	Ch 2.3	
	輕質混凝土	150	225		
TWN-SRC(100)	柱	210		Ch 6.3	
			420		包覆型提出試驗證明
			560		填充型提出試驗證明
	構材混凝土	210		Ch 9.2	
			420		包覆型提出試驗證明
			560		填充型提出試驗證明
研擬 RC 設計規範	一般(常重與輕質)	210	未規定	Ch 19.2.1	未提到試驗證明
	特殊抗彎矩構架及特殊結構牆 (常重與輕質)	280	未規定		

綜合以上各個規範與學者專家座談會討論的結果(附錄 1、2)，建議修訂之規範條文部份如下所述:

1. 規範 Ch 3.5 構材之勁度第三項，混凝土單位體積重量由原 1.5 至 2.5 tf/m^3 修改為 1440 至 2560 kgf/m^3，彈性模數 $E_c = w^{1.5} \times 4{,}270\sqrt{f_c'}$ (kgf/cm^2)修改為 $E_c = w^{1.5} \times 0.11\sqrt{f_c'}$ (kgf/cm^2)，常重混凝土之彈性模數 E_c 可取為 E_c=15000 $E_c = 15000\sqrt{f_c'}$ (kgf/cm^2)修改為 E_c=12000$\sqrt{f_c'}$ (kgf/cm^2)。
2. 規範 Ch 6.3 一般要求第四項，混凝土規定抗壓強度 f_c' 不宜小於 210 kgf/cm^2 擬修改為 280 kgf/cm^2。
3. 規範 Ch 9.2 材料第三項混凝土，混凝土之規定抗壓強度 f_c' 不得小於 210 kgf/cm^2 擬修改為 280 kgf/cm^2。

因此，本研究建議在我國 SRC 構造設計規範的第三章第 3.5 節「構材之勁度」第三項之本文中，以及第六章第 6.3 節「一般要求」第四項之本文中，以及第九章第 9.2 節「材料」第三項之本文中，分別針對有關混凝土強度進行本文修訂，其修訂詳細內容參見第六章 6.2 節一般規定、6.4 受軸壓力作用之構材、6.6 節耐震設計。

至於鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）中第六章 6.3 節，關於混凝土強度高於 420 或 560 kgf/cm^2 時提出試驗證明。並於解說中說明在 SRC 柱採用高強度的混凝土方面，主要考量當混凝土強度提高時，其脆性的現象將更為明顯，同時目前國內外的相關研究仍然有限。惟若有公認合理的試驗證明其可行性與可靠度，且在實際施工時亦能確保混凝土之品質，則混凝土之強度限制應可考慮酌予放寬。第九章 9.2 節，至於抗壓強度的上限值要求，主要係因為高強度混凝土其品質控制之難度較高，強度易受施工影響，且材料韌性相對較低。惟若有充份合理之試驗證明其強度、韌性與品質之可靠性，且在施工過程仍可確保其品質時，將可考慮採用之。

綜整鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011），第六章 6.3 節及第九章 9.2 節，對於高強度混凝土有相關限制，由於混凝土強度提高易造脆性及收縮現象，相對應收縮對於力學性能的影響和潛變會使設計承載力減少，

如 AISC 360-16(2016)及中國大陸規範 GB50936(2014)提及有關考慮潛變收縮引起的應力移轉和額外長期變形，會造成複合構件受軸壓折減係數降低。故鋼骨鋼筋混凝土規範中第六章 6.3 節或第九章 9.2 節解說中，需以公認合理之試驗證明其可行性與可靠度。

參考目前研擬的混凝土結構設計規範草案(2021)，建議提出合理之試驗證明如下:

(a) 確認抗壓強度穩定性：

i. 依 26.12.2 試驗頻率及 26.12.3 允收準則要求。

ii. 高強度混凝土所採用之粗細粒料均應符合 CNS 1240「混凝土粒料」之規定，其粗粒料之最大粒徑不宜過大，且顆粒堅硬並具級配良好者，如表 5.2 所示。

表 5.2 粗粒料性質表

品質規格		粗粒料
SSD 比重		>2.5
吸水率		<1.5%
洛杉磯磨損率 (B 級配 500 轉)		<25%
硫酸鈉健度試驗 CNS1167		<5%
扁平、細長、扁長率(1:5)		<10%
篩分析-過篩百分率(%)	37.5mm (3/2")	--
	25 mm (1")	100
	19mm (3/4")	100
	12.5mm (1/2")	90-100
	9.5mm (3/8")	40-70
	4.75mm (No.4)	0-15
	2.36mm (No.8)	0-5
粒料鹼值反應		無害粒料

iii. 建議供料商進行試拌，應量測建立配比之 7、28、56、91 天齡期之強度發展及彈性模數。

(b) 確認體積穩定性：

91 天齡期試體膨脹率、24 小時泌水率及 24 小時試體塑性沈降量，分別依 CNS C14603、CNS 1235、JASS 5T-503:2009 等規定辦理試驗，並於合約中載明相關品質要求，如表 5.3 所示。

表 5.3 鋼柱內填充無收縮自充填混凝土性質要求表

試驗項目	品質要求	試驗方法
91 天齡期試體膨脹率	(0.04±0.02) %	CNS C14603
24 小時泌水率	<0.02cm^3/cm^2	CNS 1235
24 小時試體塑性沈降量	2mm 以下	JASS 5T-503:2009

由於上述所提之試驗證明，目前已經混凝土結構設計規範草案(2021)納入，但對於鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範，是否適用仍有待確認，建議建研所規劃相關實驗，作為後續項目。

第二節 鋼骨強度

材料強度美國 AISC 360-16(2016)中關於 SRC 複合斷面中，於其第 I 章複合構件設計的 1.3 節材料限制，對於鋼骨強度規定為 75ksi(525MPa)；相較於美國 AISC 341-16(2016)中於其 A 章一般要求 A3.1 節材料規格中，對於使用在結構鋼骨構件於非線性行為時，複合斷面於抗彎構架系統、斜撐構架及剪力牆系統時應低於 50ksi(345MPa)，而對於複合斷面普通抗彎構架(COMF)、複合斷面普通斜撐構架(C-OBF) 、複合斷面普通剪力牆(C-OSW) 時應低於 55ksi(380MPa)。對於結構鋼骨用於柱構件，如複合斷面特殊抗彎構架(C-SMF) 、複合斷面普通斜撐構架(C-OBF) 、複合斷面特殊同心斜撐構架(C-SCBF) 、複合斷面偏心斜撐構架(C-EBF) 時應低於 70ksi(485MPa) 。

日本鋼骨鋼筋混凝土規範（AIJ-SRC, 2014）相關規定，於其 2.1 章節規定，對於鋼骨強度規定需符合 JIS G3136、G3101、G3106 規定，其範圍從 235~570Mpa。

台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）相關規定，於其 6.3 章節一般要求規定，鋼骨降伏應力不宜大於 3520 kgf/cm^2，於 9.2 章節材料規定，鋼骨鋼筋混凝土構造中，用以抵抗地震力之鋼骨材料其應符合 CNS 2947、CNS4269、CNS 13812、CNS 4435 之規定，其範圍從 1988~4282 kgf/cm^2。

比照美國 AISC 規範其中相較於鋼骨部份，也同樣比對參考目前的鋼結構極限設計法規範及解說(2010)，其中對於目前工程界常使用 SM570 規格的型鋼其強度為 4200 kgf/cm^2。

經比對各個不同規範內容，並將其單位轉換後，將之於整理於表 5.4 所示 ：

表 5.4 鋼骨強度不同規範比對表

規範	項目	鋼骨強度	來源
		Fys (tf/cm2)	
AISC 360-16	Structure Steel	≦ 5.353	Section I1.3
AISC341-16	COMPOSITE MOMENT-FRAME SYSTEMS AND SHEAR-WALL SYSTEMS	≦ 3.517	PROVISIONS A3.1
	(COMF、C-OBF、C-OSW)	≦ 3.874	
	(C-SMF、C-OBF、C-SCBF、C-EBF)	≦ 4.945	
AIJ-SRC(2014)	鉄骨材料	2.896~5.812	Ch 2.1
TWN-SRC(100)	柱	≦ 3.52	Ch 6.3
	CNS 2947 [銲接結構用軋鋼料]	2.192~3.314	Ch 9.2
	CNS 4269 [銲接結構用耐候性熱軋鋼料]	1.988~4.282	
	CNS 13812 [建築結構用軋鋼料]	2.192~3.008	
鋼結構極限設計法規範及解說	SM570	4.2	Ch 3.2

綜合以上各個規範與學者專家座談會討論的結果(附錄 2、3)，建議修訂之規範條文部份如下所述:

1. 規範 Ch 6.3 一般要求第四項，鋼骨其規定降伏應力不宜大於 3520 kgf/cm^2 擬修改為 4200 kgf/cm^2。

因此，本研究建議在我國 SRC 構造設計規範的第六章第 6.3 節「一般要求第四項之本文中，針對有關鋼骨強度進行本文修訂，其修訂詳細內容參見第六章 6.4 節受軸壓力作用之構材。

第三節 柱鋼筋主筋間距

美國 AISC 360-16(2016)中關於 SRC 複合斷面中，於其第 I 章複合構件設計的 I1 一般規定第 1 節混凝土與鋼筋中，縱向鋼筋限制應符合 I2.1a(b) 和 I2.2a(c)部分的規定，最小縱向鋼筋限制應符 I2.1a(c)和 I2.2a(c)部分的規定。

其中 I2.1a(b)係對包覆型 SRC 構件、I2.2a(c)係對填充形 SRC 構件，二者均未提及對縱向鋼筋主筋間距限制；I2.1a(c)係對包覆型 SRC 構件，限定縱向鋼筋的最

小配筋率，I2.2a(c)係對填充形 SRC 構件中敘述不需要最小縱向鋼筋。故於 AISC 360-16(2016)中，未明確提及柱鋼筋主筋間距限制。

相較於美國 AISC 341-16(2016)中於其 H 章複合斜撐框架和剪力牆系統 H6.5c 節中，混凝土加強構件中提及兩個方向的配筋率不應小 0.0025，

鋼筋之間的最大間距不得超過 18 in（450 mm）。

日本鋼骨鋼筋混凝土規範（AIJ-SRC, 2014）相關規定，於其 3 章詳細構造規定 3.1.1 節主鋼筋規定，對於使用光面或竹節鋼筋作為主鋼筋，其直徑均不得小於 13mm 或 D13，平行兩鋼筋間之淨間距不得小於粗粒骨材標稱最大尺寸之 1.25 倍，並不得小於 25mm，亦不得小於光面或竹節鋼筋標稱最大尺寸之 1.5 倍，縱向鋼筋與型鋼斷面間之淨間距應不小於 25mm，亦不得小於粗粒骨材標稱最大尺寸之 1.25 倍。

台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）相關規定，於其 4.3.1 節主筋之一般要求中規定，主筋應採用竹節鋼筋且直徑須為 D16 以上。主筋與主筋之淨間距應大於以下之最小者：(1) 25 mm，(2) 主筋標稱直徑之 1.5 倍，(3) 粗骨材最大粒徑之 1.25 倍。4.3.3 節柱之主筋中規定，鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於 300 mm 。若主筋間距大於 300 mm 時，則須加配 D13 以上之軸向補助筋，補助筋可以不用錨定，且補助筋應不計其對柱強度之貢獻。

參考目前研擬的混凝土結構設計規範草案(2021)，第 18 章耐震結構物中第 18.4.5.2 e 節，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 hx 不超過 35 cm。第 18 章耐震結構物中第 18.4.5.2 f 節，在 $P_u > 0.3A_g f_c'$ 或 $f_c' > 700$ kgf/cm^2($f_c' > 70$ 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 hx 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。第 25 章鋼筋細節中第 25.2.3 節，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、主筋標稱直徑之 1.5 倍與粗骨材最大粒徑之(4/3)倍之最大者；第 25 章鋼筋細節中第 25.7.2.3 b 節，沿著箍筋方向之無橫向支撐鋼筋至有橫向支撐鋼筋的淨距不得大於 15 cm；經比對各個不同規範內容，並將其單位轉換後，將之於整理於表 5.5 所示 ：

表 5.5 柱鋼筋主筋間距不同規範比對表

規範	項目	主筋尺寸及間距	來源
AISC360-16	主筋間距 (mm)	未提及	
AISC341-16	主筋間距 (mm)		PROVISIONS H6.5C
AIJ-SRC (2014)	主筋尺寸	D≧ 13mm(#4)	Ch 3.1.1
	主筋間距 (mm)	>25 mm	
TWN-SRC(100)	主筋尺寸	D≧ 16mm(#5)	Ch 4.3.1
	主筋與主筋之淨間距應大於右側之最小者	(1) 25 mm	
		(2) 主筋標稱直徑之 1.5 倍	
		(3) 粗骨材最大粒徑之 1.25 倍	
	主筋間距 (mm)	≦ 300	Ch 4.3.3
		> 300 時加配 D13 軸向輔助筋	
研擬混凝土結構設計規範	主筋間距	沿著箍筋方向之無橫向支撐鋼筋至有橫向支撐鋼筋的淨距不得大 於 15 cm	18.4.5.2 e
	主筋間距	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 hx 不超過 35 cm	18.4.5.2 f
	主筋間距	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、1.5db 與(4/3)dagg 之最大者	25.2.3
	主筋間距	在 Pu > 0.3Ag fc'或 fc' > 700 kgf/cm^2 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 hx 之值應不超過 20 cm Pu 應為含 E 之因數化載重組合所得之最大壓力	25.7.2.3 b

本研究除參考搜集國內外相關規範，同時也對工程實例中 SRC 柱中，其實際柱鋼筋主筋間距所對應鋼骨與鋼筋混凝土部份所承受軸力比例，觀察若鋼筋混凝土部份所承受軸力比例若超過一定比例者，其 RC 部份柱鋼筋主筋間距是否遵循研擬混凝土結構設計規範草案(2021)中相關規定，在此提供相關方案三工程實例資料以供比較。其中案例一為地上樓層 8 樓、地下樓層 1 樓，案例二為地上樓 20 樓、地下樓層 2 樓，案例三為地上樓 20 樓、地下樓層 4 樓，引用台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）中 4.3.3 節柱之主筋規定，鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於 300 mm 作為上限，至於下限則依 4.3.1 節取(1) 25 mm，(2) 主筋標稱直徑之 1.5 倍，(3) 粗骨材最大粒徑之 1.25 倍之最小者。至於實例中柱鋼筋主筋間距則取案例中一樓實際值，將此三者整理於表 5.6 所示 ：

表 5.6 柱鋼筋主筋間距工程實例比對表

案例	柱編號	柱鋼筋主筋間距上限值 (cm)	鋼筋間淨距下限值 (cm)	實際柱鋼筋主筋間距 (cm)	P_{ns} 鋼骨部份所承受軸力 (%)	P_{nrc} 鋼筋混凝土部份所承受軸力 (%)
案例一 (8F/B0)	C15	30	6.67	9.46	21	79
	C26	30	6.67	11.04	22	78
	C11	30	6.67	11.04	23	77
	C9	30	6.67	9.46	24	76
	C23	30	6.67	10.62	26	74
	C14	30	6.67	12.71	29	71
	C29	30	6.67	10.89	36	64
	C8	30	6.67	9.37	38	62
案例二 (20F/B2F)	C6	30	6.67	16.56	51	49
	C2	30	6.67	19.25	56	44
	C1	30	6.67	19.37	64	36
案例三 (20F/B4F)	C51	30	6.67	19.12	45	55
	C55	30	6.67	17.52	46	54
	C6	30	6.67	20.93	55	45
	C2	30	6.67	23.82	63	37
	C1	30	6.67	19.12	64	36
	C9	30	6.67	20.12	64	36
	C5	30	6.67	20.1	69	31

由表 5.6 可得知當鋼筋混凝土部份所承受軸力比例降低時，相對其鋼骨部份所承受軸力比例則提高，所實際對應柱鋼筋主筋間距大致提升，表示於實際案例中 SRC 一樓柱鋼筋主筋間距隨 RC 部份所承受軸力比例降低而提高，再者於實際柱鋼筋主筋間距值，皆介於規範（2011）中 4.3.3 節上限值 30cm 與下限值 6.67cm 之間。

綜合以上各個規範與學者專家座談會討論的結果(附錄 1、2)，建議修訂之規範條文部份如下所述:

1. 規範Ch 4.3.3柱之主筋第二項，鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於300mm，並加入主筋與主筋之淨間距不得低於4cm、主筋標稱直徑之1.5倍與粗骨材最大粒徑之(4/3)倍三值之最大者，並於解說中加入相關說明。
2. 新增規範Ch 4.3.3柱之主筋第三項，鋼骨鋼筋混凝土柱中RC部份所分擔之需要軸力強度P_{urc}，在$P_{urc} > 0.3A_c f_c'$ 或 $f_c' > 700$ kgf/cm^{2}時，鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於200 mm。

依據研擬的混凝土結構設計規範草案(2021)中縱向鋼筋，於不同狀態下其縱向鋼筋間距為15、20、35cm，而AISC341-16不得大於45cm，台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）不得大於30cm，再由工程實際案例實際柱鋼筋主筋間距值，皆介於規範（2011）中4.3.3節上限值30cm與下限值6.67cm之間，考量SRC中仍有鋼骨之貢獻，而RC規範中純粹僅為鋼筋，目前國內外SRC柱之柱鋼筋主筋間距相關資料亦缺乏，故建議規範仍維持現行規定不得大於300mm，但參考研擬的混凝土結構設計規範草案(2021)加入主筋與主筋之淨間距最小值。此外建議建研所日後可規劃相關實驗，以作為柱鋼筋主筋間距調整之依據。

至於規範Ch 4.3.3柱之主筋第二項加入最低值，係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發生。新增規範Ch 4.3.3柱之主筋第二項對承受較高軸力值$P_{urc}/A_c f_c'$柱而言，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，柱主筋間距限制為200mm。上述皆為參考混凝土結構設計規範草案(2021)。

因此，本研究建議在我國 SRC 構造設計規範的第四章第 4.3.3 節「柱之主筋」第二項之本文及其解說中，針對有關柱鋼筋主筋間距進行本文及解說修訂，其修訂詳細內容參見第六章構造細則。

第四節 柱寬厚比

對於柱寬厚比根據不同斷面需求，則有不同的定義產生。一般的塑性設計斷面構材具有一定程度韌性，對梁柱配置均勻之構架而言，一般認為足以滿足塑性設計及耐震設計對韌性之需求；至於梁柱配置不均勻之構架，塑性設計斷面並不保證能供給所需之韌性。塑性設計斷面之韌性容量及構架之韌性需求等課題有待更進一步的研究與探討。當斷面所有肢材之寬厚比小於λ_p時，此斷面可稱之為結實斷面。結實斷面之撓曲強度可達塑性彎矩，且結實斷面構材之延展性而不產生局部挫屈時。斷面所有肢材之寬厚比小於λ_r時，此斷面可歸類於半結實斷面。肢材之寬厚比小於λ_r，該肢材可承壓至降伏應力而不產生局部挫屈；此肢材無法提供有效而可利用於設計之延展性。若肢材之寬厚比大於λ_r，則稱之為細長肢材，此類肢材在受壓時將產生彈性挫屈；對於中度延展性構件其寬厚比不應超過λ_{md}，高度延展性構件其寬厚比不應超過λ_{hd}。而台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）中，現行規定λ_{pd}與λ_p分別表示耐震設計與結實斷面之鋼骨斷面肢材寬厚比之上限。相較於日本鋼骨鋼筋混凝土規範（AIJ-SRC, 2014），則採用斷面的寬厚比(b/t)或徑厚比(D/t)作為斷面限制。

寬厚比與鋼骨材料強度有關，現行台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）中，有採用SS400級(A36)，參考目前國內工程實際應用上，對於SS400級(A36)由於強度較低，市場上已較少使用，且不適用於主要構件，建議移除該項目。僅納入400級(SM400、SN400)、490級(SS490、SM490、SN490級)(A572 Gr.50)、570級(SM570)(A572 Gr.60)。此外台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）中，表3.4-2為鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制，表3.4-3為填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制，以下針對表3.4-2及表3.4-3之不同斷面型式及不同材質強度，進而探討不同規範中對應不同寬厚比值。

美國 AISC 360-16(2016)中，於其第 B 章設計需求中的 Table B4.1b，則對於 λ_p、λ_r 值則有依不同斷面型式、有無加勁肢材等屬於軸壓力或受彎行為下列出相對應計算公式。對於承受軸向壓力的構件，截面被分類為非細長單元斷面或細長單元斷面。對於非細長構件斷面，其壓力構件的寬厚比不應超過表 B4.1a 中的 λ_r。如果任一壓力元件的寬厚比超過 λ_r，則該截面為細長元件斷面。對於受彎構件，截面分為結實型、非結實型或細長元件型斷面。對於符合結實條件的斷面，其翼緣必須連續連接到腹板或腹板，並且其壓力元件的寬厚比不應超過表 B4.1b 中的極限寬厚比 λ_p。如果一個或多個壓力元件的寬厚比超過 λ_p，但不超過表 B4.1b 中的 λ_r，則該斷面為非結實型。如果任一壓力元件的寬厚比超過 λ_r，則該斷面為細長元件斷面。由於對柱構件為主要構件，故後續不討論細長元件斷面寬厚比限制 λ_r。

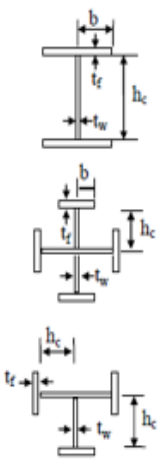
相較於美國 AISC 341-16(2016)中於其第 B 章設計需求中的 Table D1.1，則對於 λ_{hd}、λ_{md} 值則有依不同斷面型式、有無加勁肢材等列出相對應計算公式。對於中度

延展性構件其寬厚比不應超過λ_{md}，高度延展性構件其寬厚比不應超過λ_{hd}，中延展性構件和高延性構件的結構鋼型材應具有連續連接到腹板或腹板的翼緣。

整理美國 AISC 360-16(2016)及 AISC 341-16(2016)規範內容，並將其單位轉換後,鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制整理於表 5.7 所示(此處係為 AISC 純鋼骨斷面肢材寬厚比限制)，填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制於表 5.8 所示 ：

表 5.7 鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

（AISC 360-16(2016)及 AISC 341-16(2016)）

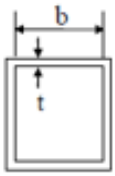
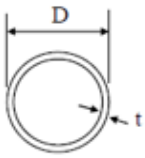
柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	λ_{hd}	λ_{md}	λ_p
	$\frac{b}{t_f}$	SM570 級 (A572 Gr.60)	$0.32\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=7$ $F_y=4.2\ tf/cm^2$ $R_y=1.15$	$0.40\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=8$ $F_y=4.2\ tf/cm^2$ $R_y=1.15$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}=8$ $F_y=4.2\ tf/cm^2$
		SS490、 SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$0.32\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=8$ $F_y=3.3\ tf/cm^2$ $R_y=1.1$	$0.40\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=9$ $F_y=3.3\ tf/cm^2$ $R_y=1.1$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}=9$ $F_y=3.3\ tf/cm^2$
		SM400 與 SN400 級 (A36)	$0.32\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=8$ $F_y=2.4\ tf/cm^2$ $R_y=1.3$	$0.40\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=10$ $F_y=2.4\ tf/cm^2$ $R_y=1.3$	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}=11$ $F_y=2.4\ tf/cm^2$
	$\frac{h_c}{t_w}$	SM570 級 (A572 Gr.60)	For $C_a \le 0.114$ $2.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}(1-1.04C_a)$ For $C_a > 0.114$ $0.88\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}(2.68-C_a) \ge 1.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ where $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$(LRFD) $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$(ASD) $P_y=R_yF_yA_g$	For $C_a \le 0.114$ $3.96\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}(1-3.04C_a)$ For $C_a > 0.114$ $1.29\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}(2.12-C_a) \ge 1.57\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}$ where $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$(LRFD) $C_a=\frac{P_u}{\phi_c P_y}$(ASD) $P_y=R_yF_yA_g$	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}=83$ $F_y=4.2\ tf/cm^2$
		SS490、 SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)			$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}=93$ $F_y=3.3\ tf/cm^2$
		SM400 與 SN400 級 (A36)			$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}=110$ $F_y=2.4\ tf/cm^2$

λ_{hd} : Highly Ductile Members

λ_{md} : Moderately Ductile Members

λ_p : Compact / Noncompact Section Members

表 5.8 填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制
（AISC 360-16(2016)及 AISC 341-16(2016)）

柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	λ_{hd}	λ_{md}	λ_p
	b/t	SM570 級 (A572 Gr.60)	$1.48\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=30$ $F_y=4.2\ tf/cm^2$ $R_y=1.15$	$2.37\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=49$ $F_y=4.2\ tf/cm^2$ $R_y=1.15$	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}=50$ $F_y=4.2\ tf/cm^2$
		SS490、 SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$1.48\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=35$ $F_y=3.3\ tf/cm^2$ $R_y=1.1$	$2.37\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=56$ $F_y=3.3\ tf/cm^2$ $R_y=1.1$	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}=56$ $F_y=3.3\ tf/cm^2$
		SM400 與 SN400 級 (A36)	$1.48\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=38$ $F_y=2.4\ tf/cm^2$ $R_y=1.3$	$2.37\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=61$ $F_y=2.4\ tf/cm^2$ $R_y=1.3$	$2.26\sqrt{\frac{E}{F_y}}=66$ $F_y=2.4\ tf/cm^2$
	D/t	SM570 級 (A572 Gr.60)	$0.085\frac{E}{R_yF_y}=36$ $F_y=4.2\ tf/cm^2$ $R_y=1.15$	$0.17\frac{E}{R_yF_y}=72$ $F_y=4.2\ tf/cm^2$ $R_y=1.15$	$0.15\frac{E}{F_y}=73$ $F_y=4.2\ tf/cm^2$
		SS490、 SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$0.085\frac{E}{R_yF_y}=48$ $F_y=3.3\ tf/cm^2$ $R_y=1.1$	$0.17\frac{E}{R_yF_y}=95$ $F_y=3.3\ tf/cm^2$ $R_y=1.1$	$0.15\frac{E}{F_y}=93$ $F_y=3.3\ tf/cm^2$
		SM400 與 SN400 級 (A36)	$0.085\frac{E}{R_yF_y}=56$ $F_y=2.4\ tf/cm^2$ $R_y=1.3$	$0.17\frac{E}{R_yF_y}=111$ $F_y=2.4\ tf/cm^2$ $R_y=1.3$	$0.15\frac{E}{F_y}=127$ $F_y=2.4\ tf/cm^2$

λ_{hd} : Highly Ductile Members

λ_{md} : Moderately Ductile Members

λ_p : Compact / Noncompact Section Members

表 5.7 所示為鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制，其中作為加勁肢材腹板的中、高度延展性構件其寬厚比 λ_{md}、λ_{hd} 值使用於柱構件時，需考慮軸力效應，對於工程界常使用極限狀態設計法(LRFD)而言，須先得知使用 LRFD 荷載組合所需的軸向強度值(P_u)；相對於使用容許強度設計法(ASD)，則須得知使用 ASD 荷載組合所需的軸向強度值(P_a)。

日本鋼骨鋼筋混凝土規範（AIJ-SRC, 2014）相關規定，於其 3 章詳細構造規定 3.1.3 節型鋼規定，對於型鋼斷面的寬厚比或徑厚比之限制數值可放寬至裸露型鋼斷面之 1.5 倍數值，甚至達到構材足夠延性需要情形，其放寬係根據混凝土阻止型鋼肢材的內在變形之拘束效力。型鋼斷面的寬厚比與徑厚比之限制數值，如表 5.9 所示:

表 5.9 寬厚比與徑厚比之限制數值表（AIJ-SRC (2014)）

材料	Fys (Mpa)	b/t	d/t (梁)	d/t (柱)	sD/st (方形)	sD/st (圓形)
SS400	235	23	106	95	71	149
SS490	275	22	98	87	66	127
SM490	325	20	90	80	60	108
SM520	355	19	87	77	58	99

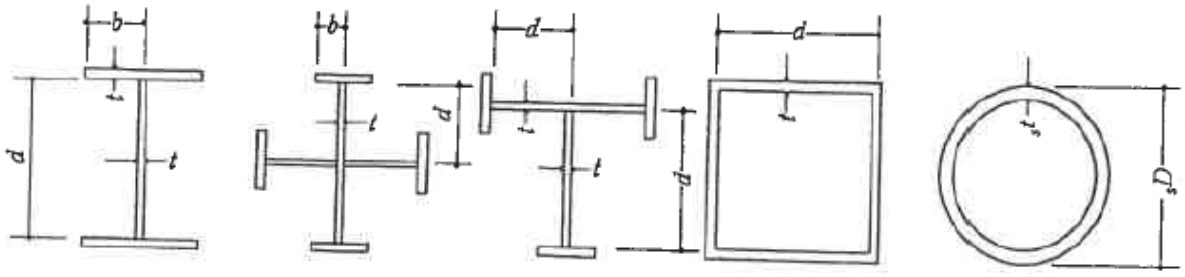


圖 5.1 寬厚比與徑厚比圖（AIJ-SRC (2014)）

台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）相關規定，於其 3.4.節鋼骨斷面之寬厚比規定，其中表 3.4-1 為梁之鋼骨斷面肢材寬厚比限制，不在此次研究範圍內，表 3.4-2 為鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制，表 3.4-3 為填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制。表中之 λ_{pd} 與 λ_p 分別表示耐震設計與結實斷面之鋼骨斷面肢材寬厚比之上限。表 3.4-2 至 3.4-3 中所列的 SRC 構材之鋼骨斷面肢材寬厚比 λ_p 值之限制，主要參考日本建築協會規範的標準（AIJ-SRC, 2014），因為

日本在這一方面有較深入的研究與經驗。依照 AIJ-SRC 規範的規定， SRC 構材內鋼骨斷面肢材寬厚比之限制大約比在純鋼骨狀態下之值放寬 1.5 倍左右。相對於 SRC 梁而言，AIJ-SRC 規範對於 SRC 柱中的鋼骨斷面之「腹板寬厚比」有較嚴格之限制，這是因為柱腹板比梁腹板受到較大的軸壓應力作用的緣故。進行耐震設計時，對於可能發生塑性變形之處，鋼骨斷面肢材寬厚比應採用較嚴格的 λ_{pd} 值，以確保斷面具有足夠的韌性變形能力，避免發生局部挫屈的現象。

經由上述各個規範討論敘述後，討論不同寬厚比值 λ_{hd}、λ_{md}、λ_p，作為加勁肢材腹板的高度延展性構件其寬厚比 λ_{hd} 一般而言係用於低樓層、具有塑性轉角、於側推分析時其層間變位應具備一定值以上(如 2%)；同理對於中度延展性構件其寬厚比 λ_{md} 一般而言係用於中高樓層、不太具有塑性轉角、於側推分析時其層間變位應具備一定值以下(如 2%)；當斷面所有肢材之寬厚比小於 λ_p 時，此斷面可稱之為結實斷面。對於這三者的相關定義及相關資料，於美國 AISC 341-16(2016)中於其第 G 章複合抗彎構架系統以及第 H 章複合斜撐構架和剪力牆系統，則對於 λ_{hd}、λ_{md} 值有依不同構架型式，則有不同的定義。整理美國 AISC 341-16(2016)規範內容於表 5.10 所示：

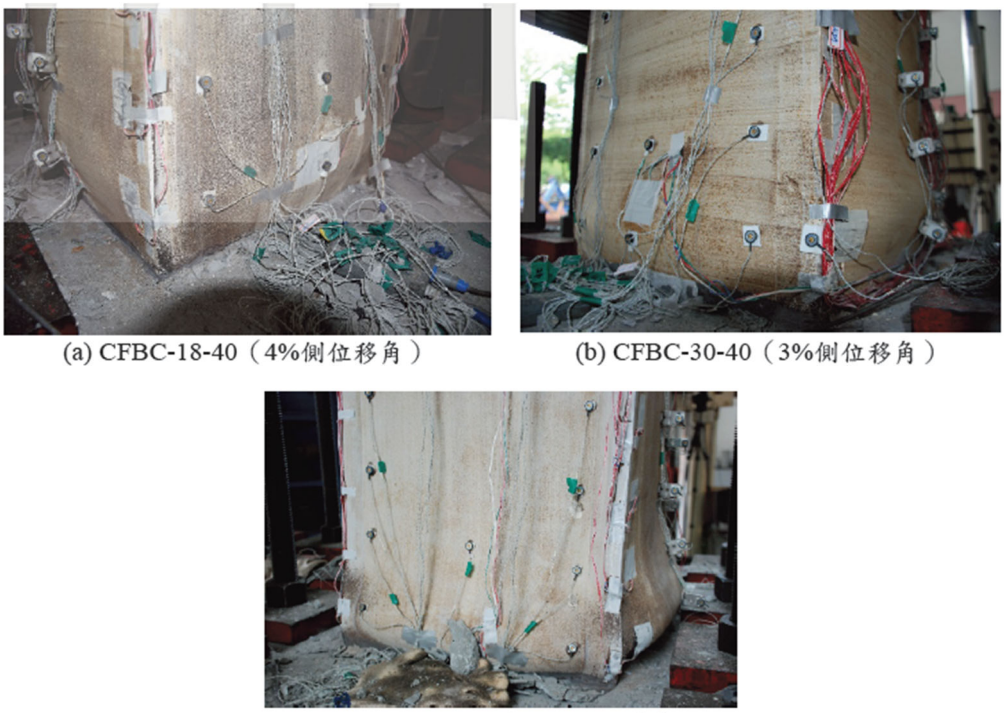
表 5.10 中、高度延展性構件其寬厚比 λmd、λhd 應用範圍(AISC 341-16(2016))

AISC 341-16 Provision	Description	Section
G2. Composite Intermediate Moment Frames (C-IMF)	Steel and composite members shall satisfy the requirements of Section D1.1 for moderately ductile members.	G2-5.5a
G3. Composite Special Moment Frames (C-SMF)	Steel and composite members shall meet the requirements of Section D1.1 for highly ductile members. Exception: Reinforced concrete-encased beams shall meet the requirements for Section D1.1 for moderately ductile members if the reinforced concrete cover is at least 2 in. (50 mm) and confinement is provided by hoop reinforcement in regions where plastic hinges are expected to occur under seismic deformations. Hoop reinforcement shall satisfy the requirements of ACI 318 Section 18.6.4.	G3-5.5a
G4. Composite Partially Restrained Moment Frames (C-PRMF)	Steel columns shall meet the requirements of Sections D1.1 for moderately ductile members.	G4-5.5a
H2. Composite Special Concentrically Braced Frames (C-SCBF)	Composite columns and steel or composite braces shall satisfy the requirements of Section D1.1 for highly ductile members. Steel or composite beams shall satisfy the requirements of Section D1.1 for moderately ductile members.	H2-5.5a
H3. Composite Eccentrically Braced Frames (C-EBF)	The member requirements of C-EBF shall satisfy the member requirements of Section F3.5.	H3-5.5a
	Column members shall satisfy width-to-thickness limitations in Section D1.1 for highly ductile members. Where the beam outside of the link is a different section from the link, the beam shall satisfy the width-to-thickness limitations in Section D1.1 for moderately ductile members.	F3-5.5a

H4. Composite Ordinary Shear Walls (C-OSW)	(b) When the concrete-encased structural steel boundary member qualifies as a composite column as defined in Specification Chapter I, it shall be designed as a composite column to satisfy the requirements of Chapter I of the Specification.	H4-5.5a
H5. COMPOSITE SPECIAL SHEAR WALLS (C-SSW)	Welding on steel coupling beams is permitted for attachment of stiffeners, as required in Section F3.5b.4.	H5-5.5a
H6. Composite Plate Shear Walls—Concrete Encased (C-PSW/CE)	Steel and composite HBE and VBE shall satisfy the requirements of Section D1.1 for highly ductile members. Horizontal boundary element (HBE) VBE (vertical boundary element)	H6-5.5a

表 5.10 所示為中、高度延展性構件其寬厚比 λ_{md}、λ_{hd} 應用範圍，可以看出 AISC 341-16 中對於複合柱構件視不同構架型式，對柱寬厚比須分別滿足 λ_{md} 或 λ_{hd}，換言之 AISC 341-16 中對於複合柱的要求至少需滿足中度延展性構件其寬厚比 λ_{md} 值限制。

此外本研究對於國內外相關研究文獻進行蒐集，由於國內目前複合柱主要為填充混凝土箱型高強度鋼柱，參考周中哲(Chou, C. C.)等人(2017、2019)文獻，其中對於填充混凝土箱型鋼柱(CFBC)，如寬厚比 18 承受軸力比 40% Pn(CFBC-18-40)、寬厚比 30 承受軸力比 40% Pn(CFBC-30-40)、寬厚比 30 承受軸力比 20% Pn(CFBC-30-20)三種試體，主要試驗參數包括鋼柱寬厚比、軸力大小，試驗方式為對柱施加固定軸力並進行反覆側推試驗，試驗結果顯示 CFBC-18-40 試體在 2%側位移角時發生局部挫屈，可完成側位移角 3%兩迴圈，在 4%側位移角欲進行第 2 圈時，即喪失軸向承載能力；CFBC-30-40 試體於 1.5%側位移角即發生局部挫屈，且僅能完成到 2%側位移角兩迴圈，在進行 3%側位移角第 2 圈時，即喪失軸向承載能力；而 CFBC-30-20 試體在低軸力下仍可完成側位移角 5%兩迴圈，直至 6%側位移角時，才喪失軸向承載能力。結果顯示寬厚比增加會小幅降低柱韌性，但柱軸力大小對柱韌性之影響非常顯著，高軸力會大幅降低高強度混凝土充填箱形鋼柱韌性。各試體於最大側位移角時之塑鉸區局部挫屈的情形如圖 5.2。



(a) CFBC-18-40（4%側位移角）　(b) CFBC-30-40（3%側位移角）

(c) CFBC-30-20（6%側位移角）

圖 5.2 試體局部挫屈照片

所以根據周中哲(Chou, C. C.)等人(2017、2019、2020)文獻指出橫向層間變位延性會隨著軸向載荷或寬厚比的增加而顯著降低，再由周中哲(Chou, C. C.)等人(2017、2019、2020)文獻之參考文獻及其他整理得出相關結論如下:

(a) 顯示柱軸力、寬厚比增加，柱韌性隨著而降低

(b) CFT 柱的曲率延性隨軸向載荷水平或鋼管寬厚比的增加而顯著降低。

(c) 顯示寬厚比增加會小幅降低柱韌性，但柱軸力大小對柱韌性之影響非常顯著，於高軸力下柱的韌性低，而銲接箱型柱斷面內充填混凝土與否對韌性並無明顯影響。

(d) 隨著寬厚比和軸荷比的增加，滯迴曲線的全幅、能量耗散能力、試體的延性和極限層偏角減小。

(e) 管狀空心方鋼柱的旋轉程度和循環劣化，視柱面的軸向載荷和寬厚比。

根據上述內容，由於表 3-4-3 為填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制，依據 AISC 360-16(2016)、AISC 341-16(2016)及（AIJ-SRC, 2014）都可以完全對應比較無誤；但相對於表 3-4-2 為鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制，則依照 AIJ-SRC 規範的規定，SRC 構材內鋼骨斷面肢材寬厚比之限制大約比在純鋼骨狀態下之值放寬 1.5 倍左右，而 AISC 360-16(2016)、AISC 341-16(2016)卻無相關規定，實務上若只

依純鋼骨狀態值來作為表 3-4-2 過於保守而且也不合理，因於 SRC 構材尚有混凝土提供之貢獻，而使 SRC 構材較晚挫屈。

此外本研究參考日本建築學會鋼管混凝土結構設計指南(2012)之限界部材角 R_u 與 AISC 360-16 及 341-16(2016)寬厚比判斷韌性構件，取周中哲(Chou, C. C.)等人(2017、2019、2020)文獻試體進行比對，發現 AISC 與 AIJ 於 CFT 填充混凝土箱型鋼柱上，AISC 寬厚比判斷韌性構件與 AIJ 限界部材角 R_u，雙方具有類似的結果產生，在判斷不同程度韌性上相符。比對表 5-8 與表 5-9，得知 λ_p 值比較後 AISC 較為 AIJ 保守；但比對表 5-7 與表 5-9，得知翼板部份 λp 值比較後 AISC 341-16 較為 AIJ-SRC 保守，而腹板部份 λ_p 值比較後 AIJ-SRC 較為 AISC 341-16 保守，是否可直接引用 AIJ-SRC 規範的規定放寬 1.5 倍仍存不確定性，長期而言需針對鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面的寬厚比，進行相關後續實驗研究規劃。目前先建議表 3.4-2 鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比可依照表 3.4.3 矩形填充型鋼管混凝土柱為依據，依比例進行換算。

綜合以上各個規範與學者專家座談會討論的結果(附錄 1、2)，建議修訂之規範條文部份如下所述:

1. 規範 Ch3.4 表 3.4-2 及表 3.4-3 中 SS490、SM490、SN490 級仍維持保留。
2. 規範 Ch3.4 表 3.4-2 及表 3.4-3 中移除 SS400 級(A36)該部份規定。
3. 規範 Ch3.4 表 3.4-2 及表 3.4-3 中加入 SM570 級(A572Gr60)該部份規定。
4. 規範 Ch 3.4 鋼骨斷面之寬厚比，考慮與 AISC 保持一致性，將表 3.4-2、表 3.4-3 中寬厚比 λ_{pd}、λ_p 二值修改為 λ_{hd}、λ_{md}、λ_p 三值，並於解說中加入相關說明。並列出現行規範中因應此一修正，所需對應修正條文及解說。
5. 表 3.4.3 λ_p 維持先前 SRC 規範內政部營建署(2011)規定，對於 λ_{hd}、λ_{md} 則依據 AISC341-16(2016)；表 3.4.2 λ_p 仍維持先前 SRC 規範內政部營建署(2011) 規定，對於 λ_{hd}、λ_{md} 則依照表 3.4.3 矩形填充型鋼管混凝土柱為依據，依比例進行換算。

根據周中哲(Chou, C. C.)等人研究(2017、2019、2020)，鋼管內灌混凝土(concrete-filled tube CFT)柱即使採用 AISC341-16(2016)高韌性構件的寬厚比 λ_{hd} 要求，在高軸力作用下(40%P_n)，撓曲強度無法在 0.04 弧度的層間側位移角保持 90%的最大強度。先前鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說內政部營建署(2011)將寬厚比分為 λ_{pd} 與 λ_p 二值，此次保留 λ_p 值，而將 λ_{pd} 以 λ_{md} 及 λ_{hd} 值取代，由於 λ_{md} 與 λ_p 分別依據 AISC341-16(2016)與 AISC360-16(2016)，兩公式因為接近，故 λ_{md} 與 λ_p 值差異不大。將 λ_{pd} 以較為嚴格的 λ_{hd} 值取代後，因此進行耐震設計時在未有更多的研究成果前，對於可能發生塑性變形之處，

鋼骨斷面肢材寬厚比應採用較嚴格的 λ_{hd} 值，以確保斷面具有足夠的韌性變形能力。將表 3.4-3 修訂後與原 SRC 規範值比對可參見表 5.11，可得知經此建議修改應具有更佳的安全性。原 SRC 規範表 3.4-3 並無 SM570 級，由 SM400 級與 SM570 級依原 AISC 360-16 λ_p 比例，求得 SM570 級 λ_p 值。

表 5.11　表 3.4-3 建議修改與原 SRC 規範比對表

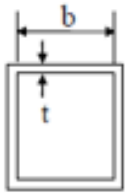
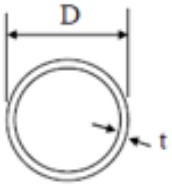
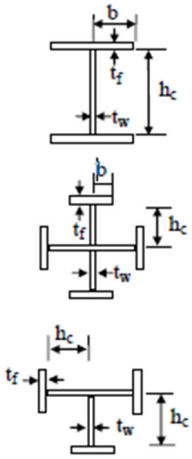
SRC 規範表 3.4-3 填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制							
柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	建議修改			SRC 規範 2011	
			λ_{hd}	λ_{md}	λ_p	λ_{pd}	λ_p
	b/t	SM570 級 (A572 Gr.60)	30	49	55	38	
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	35	56	61	43	61
		SM400 與 SN400 級 (A36)	38	61	72	50	72
	D/t	SM570 級 (A572 Gr.60)	36	72	86	62	
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	48	96	109	70	109
		SM400 與 SN400 級 (A36)	56	111	150	82	150

表 3.4.2λ_p 仍維持先前 SRC 規範內政部營建署(2011)，對於 λ_{hd}、λ_{md} 則依照表 3.4.3 矩形填充型鋼管混凝土柱為依據，依比例進行換算。由表 5.11 以 SM570 級為例，λ_{hd}/λ_p =30/55=0.5454，$\lambda_{md}/\lambda_{hd}$=49/30=1.6333，原 SRC 規範表 3.4-2 並無 SM570 級，SM570 級由 490 級 F_{ys} 鋼骨強度依比例求得 SM570 級 λ_p 值為 16，乘以依照表 3.4.3 矩形依比例換算 λ_{hd}=16×0.5454=9，而 λ_{md} =9×1.6333=14，將表 3.4-2 修訂後與原 SRC 規範值比對可參見表 5.12，可得知經此建議修改應具有更佳的安全性。

表 5.12　表 3.4-2 建議修改與原 SRC 規範比對表

SRC 規範表 3.4-2 鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制							
柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	建議修改			SRC 規範 2011	
			λ_{hd}	λ_{md}	λ_p	λ_{pd}	λ_p
	b/t	SM570 級 (A572 Gr.60)	9	14	16	10	
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	11	18	20	12	20
		SM400 與 SN400 級 (A36)	12	19	23	14	23
	D/t	SM570 級 (A572 Gr.60)	35	57	64	60	
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	46	74	81	68	81
		SM400 與 SN400 級 (A36)	50	80	96	79	96

目前國內外SRC柱之柱寬厚比對於λ_{hd}、 λ_{md}、λ_p相關定義相關資料並不完整，故建議建研所日後可規劃相關研究，以作為柱寬厚比對於λ_{hd}、 λ_{md}、λ_p相關定義調整之依據。

因此，本研究建議在我國 SRC 構造設計規範的第三章第 3.4 節「鋼骨斷面之寬厚比」第二項之本文中表 3.4-2 鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制及表 3.4-3 填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制及解說，針對有關柱寬厚比進行本文與表 3.4-2 及表 3.4-3 及解說修訂，對於 λ_{hd} 與 λ_{md}，表 3.4-2 依照表 3.4.3 矩形依比例換算數值，再轉換成相關公式，表 3.4.3 則採用 AISC341-16(2016) 公式，其修訂詳細內容參見第六章一般規定。

應對表 3.4-2 及表 3.4-3 現行規範中因應此一修正，所需對應修正條文及解說，則於規範的第九章第 9.5.3 節「梁之設計細則」第五項之本文中、第 9.6.3 節「柱之設計細則」第五項之本文中與符號說明，其修訂詳細內容參見第六章耐震設計及符號說明。

第五節 柱之箍筋

台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）相關規定，於其 4.3.5 節柱之箍筋之規定有，鋼骨鋼筋混凝土柱中之箍筋直徑須為 D10 以上、柱箍筋間距不得小於 75 mm、柱之箍筋使用 D10 時，其間距不得大於 150 mm；當使用較大直徑之箍筋時，可適量增大間距，惟不得超過 200 mm。

台灣地處環太平洋地震帶上，因此確保鋼筋混凝土結構物的耐震性能至關重要。要讓 RC 結構具有良好的耐震性能，柱桿件需要能發展出足夠的韌性，而橫向鋼筋(Transverse Reinforcement)是柱是否可以發揮足夠韌性重要的一環。鋼筋混凝土柱斷面之橫向鋼筋，其主要作用為提供剪力強度、避免主筋受壓挫屈及圍束核心混凝土，尤其對於地震頻仍地區的建築物，後二者對於柱撓曲韌性的發展是非常重要的。

考量台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011），迄今已逾 10 年而且相關 SRC 柱箍筋間距之限制係源自（AIJ-SRC, 2001）規範第三章之規定。有關 SRC 柱中之箍筋彎鉤，係參考(AIJ,1994)「SRC 配筋指針(案)、同解說」之規定，另外內政部建研所(1996)「鋼骨鋼筋混凝土構材與接合之耐震細部設計準則」，其皆為 921 集集大地震之前所出版，故考量 921 集集大地震為使柱之箍筋具有良好圍束及主筋固定效果，柱主筋角落二端繫筋皆應綁扎成 90 度。此外柱繫筋僅供圍束用途，應不計入剪力強度計算。

台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）中，其中圖 C4.3.3 為 SRC 柱之主筋配置示意圖、圖 C4.3.4 為 SRC 柱之補助筋與間距要求、圖 C4.3.6 為 SRC 柱箍筋配置示意圖，此三圖柱角落主筋都未加入圍束柱主筋之繫筋，故沿擬建議柱四個角落之主筋應都要增加繫筋，繫筋二端皆為 90 度。其中由於規範 4.3.3 節規定，主筋間距大於 300mm 須加配 D13 軸向輔助筋，對於圖 C4.3.4 具有輔助筋，是否增加繫筋與否，故對於國內外相關研究文獻進行蒐集，國外方面則未查獲相關資料，由於國內目前複合柱主要為填充混凝土箱型高強度鋼柱，而國內其中根據陳正誠(2015)文獻指出當施加軸向載重時包覆填充型鋼管混凝土柱，四個角落配置之繫筋無法取代一般繫筋，研究結果顯示角隅繫筋的功能無法取代一般繫筋，另外接力式繫筋具有可行性。再由陳正誠(2020)文獻當施加軸向載重及側向反復加載時，直通式繫筋及接力式繫筋之遲滯迴圈行為幾乎一樣，研究結果顯示包覆填充型箱型柱使用接力式繫筋，對撓曲強度及韌性的發展為足夠具有效性，柱寬厚比小於 37 接力式繫筋可以取代直通式繫筋。

目前國內現有相關實驗資料其數量仍不足夠，進而支持修訂規範，故建議建研所日後可規劃相關實驗，以作為柱具有輔助筋，是否增加繫筋與否調整之依據。

綜合以上各個規範與學者專家座談會討論的結果(附錄 1、2)，建議修訂之規範條文部份如下所述:

1. 規範圖 C4.3.3、圖 C4.3.4、圖 C4.3.6 都應同時配合修改，建議柱四個角落之主筋應都要增加繫筋，繫筋二端皆為 90 度。

2. 由於規範 4.3.3 節規定，主筋間距大於 300mm 須加配 D13 軸向輔助筋，對於圖 C4.3.4 具有輔助筋，是否增加繫筋與否，由於現行資料仍有不足，目前暫不修訂。

因此，本研究建議在我國 SRC 構造設計規範的第四章之圖 C4.3.3、圖 C4.3.4、圖 C4.3.6 中，柱四個角落之主筋應都要增加繫筋，繫筋二端皆為 90 度。本研究建議在我國 SRC 構造設計規範的第四章第 4.3.3 節「柱之主筋」圖 C4.3.3、圖 C4.3.4，第 4.3.6 節「柱之箍筋」圖 C4.3.6，分別針對有關柱之箍筋進行圖修訂，其修訂詳細內容參見第六章構造細則。

第六章 規範與解說修改建議

本章係為對台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011），依據前述五章內容經整理後所具體規納列出建議修改的部份，分別為通則、一般規定、構造細則、受軸壓力作用之構材、接合設計、耐震設計、符號說明共 6 部份，以下依續列出本研究建議修改的條文、解說等內容：

第一節　原規範第一章通則

1.1 適用範圍

本規範適用於以鋼骨鋼筋混凝土建造之建築結構設計。本規範未規定事項應按內政部所定之相關規定辦理。

解說：

本規範之適用範圍是以鋼骨鋼筋混凝土 (Steel Reinforced Concrete， 簡稱 SRC) 為主所建造的一般建築物。有關橋梁或其它特殊構造之設計，請另行參考其它相關設計規定。

我國的鋼構造 (S) 與鋼筋混凝土構造 (RC) 設計規範主要是參考 AISC (American Institute of Steel Construction) 與 ACI (American Concrete Institute) 規範而訂定，因此國內 SRC 設計規範亦朝向結合 AISC 與 ACI 規範的方向進行。目的在使我國的 S、RC 及 SRC 三種設計規範能夠互相配合，並具有一貫性。一個經過適當設計的 SRC 構造，可以有效發揮鋼骨與 RC 的優點，並能互相彌補缺點，達到安全與經濟的目標。本規範主要是針對 SRC 構造，關於一般鋼構造或 RC 構造之設計，設計者應依內政部所定之相關規定辦理：

(1) 鋼構造：應依「鋼結構極限設計法規範及解說」辦理[1]。

(2) 鋼筋混凝土構造：應依「混凝土結構設計規範」辦理[2]。

另外，有關國內常使用於建築物的鋼骨混凝土 (Steel Concrete， 簡稱 SC)構造之設計，此種構造的混凝土包覆部份主要係提供鋼骨的防火保護以及增加構件的勁度，由於此類構造在設計時混凝土包覆部份之配筋，通常未能完全符合「混凝土結構設計規範」的規定，且梁主筋未與鋼柱相連結，故強度計算時僅考量其鋼骨及內灌混凝土部份，外覆的鋼筋混凝土之強度則不予考慮，惟計算建築物的週期時仍應

考慮內灌及外覆混凝土部分對構件勁度之貢獻。

第二節　原規範第三章一般規定

3.4 鋼骨斷面之寬厚比

2. 鋼骨鋼筋混凝土構造中，受鋼筋混凝土完全包覆之鋼構材且符合第 4.3、4.4、4.5 與 4.6 節之相關規定者，其鋼骨斷面肢材之寬厚比不得大於表 3.4-1 與 3.4-2 所列之值。填充型或包覆填充型鋼管混凝土柱之鋼管斷面肢材寬厚比或徑厚比不得大於表 3.4-3 所列之值。上述表 3.4-1 中之λ_{pd}與λ_p分別表示耐震設計與結實斷面之鋼骨斷面肢材寬厚比之上限，上述表 3.4-2 及表 3.4-3 中之λ_p、λ_{md}、λ_{hd}分別表示結實斷面、中韌性與高韌性構件之鋼骨斷面肢材寬厚比之上限，其中 F_{ys} 為鋼骨之規定降伏應力，E_s 為鋼骨之彈性模數，單位均為 tf/cm^2。

表 3.4-1 鋼骨鋼筋混凝土梁之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

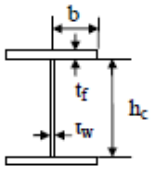
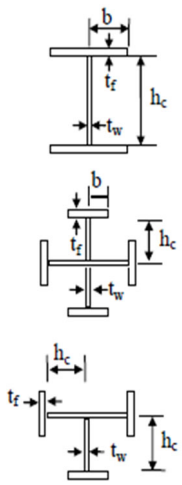
梁斷面肢材寬厚		鋼材種類	λ_{pd}	λ_p
	b/tf	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$21/\sqrt{F_{ys}}$	20
		SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)	$21/\sqrt{F_{ys}}$	23
	hc/tw	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$138/\sqrt{F_{ys}}$	91
		SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)	$138/\sqrt{F_{ys}}$	107

表 3.4-2 鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

~~柱斷面肢材寬厚~~		~~鋼材種類~~	~~λ_{pd}~~	~~λ_p~~
	~~b/tf~~	~~SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)~~	~~$21/\sqrt{F_{ys}}$~~	~~20~~
		~~SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)~~	~~$21/\sqrt{F_{ys}}$~~	~~23~~
	~~hc/tw~~	~~SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)~~	~~$123/\sqrt{F_{ys}}$~~	~~81~~
		~~SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)~~	~~$123/\sqrt{F_{ys}}$~~	~~96~~

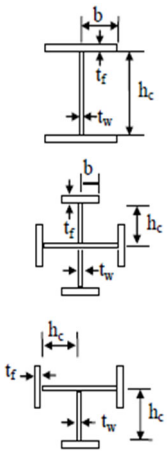
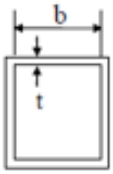
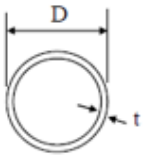
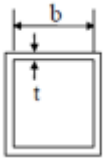
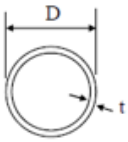
柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	λ_{hd}	λ_{md}	λ_p
	b/tf	SM570 級 (A572 Gr.60)	$0.45\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$	$0.74\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$	16
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$0.45\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$	$0.74\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$	20
		SM400 與 SN400 級 (A36)	$0.45\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$	$0.74\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$	23
	hc/tw	SM570 級 (A572 Gr.60)	$1.7\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$	$2.75\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$	64
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$1.95\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$	$3.14\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$	81
		SM400 與 SN400 級 (A36)	$1.95\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$	$3.14\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$	96

表 3.4-3 填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

~~柱斷面肢材寬厚~~		~~鋼材種類~~	~~λ_{pd}~~	~~λ_p~~
	~~b/t~~	~~SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)~~	$\sqrt{\frac{3Es}{Fys}}$	~~61~~
		~~SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)~~	$\sqrt{\frac{3Es}{Fys}}$	~~72~~
	~~D/t~~	~~SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)~~	$\sqrt{\frac{8Es}{Fys}}$	~~109~~
		~~SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)~~	$\sqrt{\frac{8Es}{Fys}}$	~~150~~

柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	λ_{hd}	λ_{md}	λ_p
	b/t	SM570 級 (A572 Gr.60)	$1.48\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	$2.37\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	55
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$1.48\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	$2.37\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	61
		SM400 與 SN400 級 (A36)	$1.48\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	$2.37\sqrt{E_s / R_y F_{ys}}$	72
	D/t	SM570 級 (A572 Gr.60)	$0.085(E_s / R_Y F_{ys})$	$0.17(E_s / R_Y F_{ys})$	86
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$0.085(E_s / R_Y F_{ys})$	$0.17(E_s / R_Y F_{ys})$	109
		SM400 與 SN400 級 (A36)	$0.085(E_s / R_Y F_{ys})$	$0.17(E_s / R_Y F_{ys})$	150

解說：

SRC 構材中，由於鋼骨受到鋼筋混凝土的包覆，因此鋼骨抵抗局部挫屈能力將優於純鋼骨的情況。對於鋼骨所需的混凝土保護層厚及斷面中的鋼筋配置，均必須符合本規範第 4.3、4.4、4.5 與 4.6 節之規定。這是因為鋼骨斷面抵抗挫屈能力之提昇，必須仰賴充份的混凝土圍束及適當的鋼筋配置。

~~表 3.4-1 至 3.4-3 中所列的 SRC 構材之鋼骨斷面肢材寬厚比λ_p值之限制，主要參考日本建築協會 AIJ-SRC 規範的標準[10]，因為日本在這一方面有較深入的研究與經驗。依照 AIJ-SRC 規範的規定， SRC 構材內鋼骨斷面肢材寬厚比之限制大約比在純鋼骨狀態下之值放寬 1.5 倍左右。相對於 SRC 梁而言，AIJ-SRC 規範對於 SRC 柱中的鋼骨斷面之「腹板寬厚比」有較嚴格之限制，這是因為柱腹板比梁腹板受到較大的軸壓應力作用的緣故[10]。~~

參考日本 AIJ-SRC[10]規範以及美國 AISC341-16(2016)規範，發現美國規範相較於日本規範採用較為嚴格的斷面肢材寬厚比，此外根據周中哲等人研究(2017、2019、2020)，鋼管內灌混凝土(concrete-filled tube CFT)柱即使採用 AISC341-16(2016)高韌性構件的寬厚比λ_{hd}要求，在高軸力作用下(40%P_n)，撓曲強度無法在 0.04 弧度的層間側位移角保持 90%的最大強度，因此~~進行耐震設計時~~在未有更多的研究成果前，對於可能發生塑性變形之處，鋼骨斷面肢材寬厚比應採用較嚴格的~~λ_{pd}~~λ_{hd}值，以確保斷面具有足夠的韌性變形能力~~避免發生局部挫屈的現象~~。鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說內政部營建署(2011)將寬厚比分為λ_{pd}與λ_p二值，此次保留λ_p值，而將λ_{pd}以λ_{md}及λ_{hd}取代，其中λ_{md}與λ_p分別依據 AISC341-16(2016)與 AISC360-16(2016)，兩公式因為接近，故λ_{md}與λ_p值差異不大。

另一方面，對於僅有外部受到鋼筋混凝土包覆而內部並未填充混凝土之鋼管混凝土柱，在未有進一步研究成果之前，其鋼骨斷面肢材寬厚比之上限仍以暫時採用純鋼結構之設計標準為宜。

3.5 構材之勁度

一、 鋼骨鋼筋混凝土構材之勁度應以合理之方法評估之，對於受撓曲之構材應適當考慮混凝土開裂對勁度折減之影響。

二、 鋼骨與鋼筋之彈性模數 Es 可取為 2,100 (tf/cm^2) 。

三、 混凝土之彈性模數 Ec 可依以下規定計算：

混凝土單位體積重量在 ~~1.5 至 2.5 tf/m^3~~ 1440 至 2560 kgf/m^3 之間且規定抗壓強度在 210 至 420kgf/cm^2 範圍內時，彈性模數 Ec 可依下式計算：

$$\cancel{Ec = w^{1.5} \times 4{,}270\sqrt{f_c'}\ (kgf/cm^2) \qquad (3.5\text{-}1)}$$

$$Ec = w^{1.5} \times 0.11\sqrt{f_c'}\ (kgf/cm^2) \qquad (3.5\text{-}1)$$

其中：w = 混凝土單位體積重量~~(tf/m^3)~~ (kgf/m^3)

fc'= 混凝土規定抗壓強度 (kgf/cm^2)

常重混凝土之彈性模數 Ec 可取為 ~~15000~~ 12000$\sqrt{f_c'}$ (kgf/cm^2)

四、

解說：

相對於純鋼骨構造，由於 SRC 構材之勁度較大，有助於降低構材之變形量與減少建築物整體之側向位移，這是 SRC 構造很重要的優點。以鋼管混凝土柱為例，充填於鋼管內部的混凝土可以在不增加構材斷面積的情況下，有效提高構材之勁度與抗壓強度。受到混凝土開裂對構材勁度折減的影響，如何合理的評估包覆型 SRC 構材之勁度是一個值得關心的問題。最近出版的 ACI 318-05 結構混凝土設計規範[50]中，對於 RC 構材的勁度評估提出深入的建議。不過，由於 SRC 構材中有鋼骨存在，其情形並非與 RC 構材完全一致，惟在尚未有進一步之研究成果之前，ACI 規範仍具參考價值。此外，當混凝土的規定抗壓強度大於 420 kgf/cm^2 時，其彈性模數應根據可信之研究結果，以公認合理之方法評估之~~。~~，混凝土之彈性模數 Ec 應依混凝土結構設計規範(2021)。

第三節　原規範第四章構造細則

4.3.3 柱之主筋

1. 矩形斷面之鋼骨鋼筋混凝土柱至少應於斷面四個角落各配置一根主筋。一般柱內之主筋排列，以在每個角落各配置三根主筋為原則。主筋不宜配置於鋼柱翼板之上下方或左右兩側，以免主筋在梁柱接頭處受到梁內鋼骨阻擋而無法連續通過梁柱接頭。

2. 鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於 300 mm 。且主筋與主筋之淨間距不得低於 4 cm、主筋標稱直徑之 1.5 倍與粗骨材最大粒徑之(4/3)倍三值之最大者。若主筋間距大於 300 mm 時，則須加配 D13 以上之軸向補助筋，補助筋可以不用錨定，且補助筋應不計其對柱強度之貢獻。

3. 鋼骨鋼筋混凝土柱中 RC 部分所分擔之需要軸力強度 P_{urc}，在 $P_{urc} > 0.3A_c f_c'$ 或 $f_c' > 700\ kgf/cm^2$ 時，鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於 200 mm。

解說：

一般而言，矩形斷面之 SRC 柱以在斷面的每個角落配置三根主筋為原則，如圖 C4.3.3 所示。SRC 柱之主筋集中分佈在斷面的四個角落上，主要是為了避免主筋在梁柱接頭處受到 SRC 梁內之鋼骨阻擋而無法連續通過梁柱接頭。

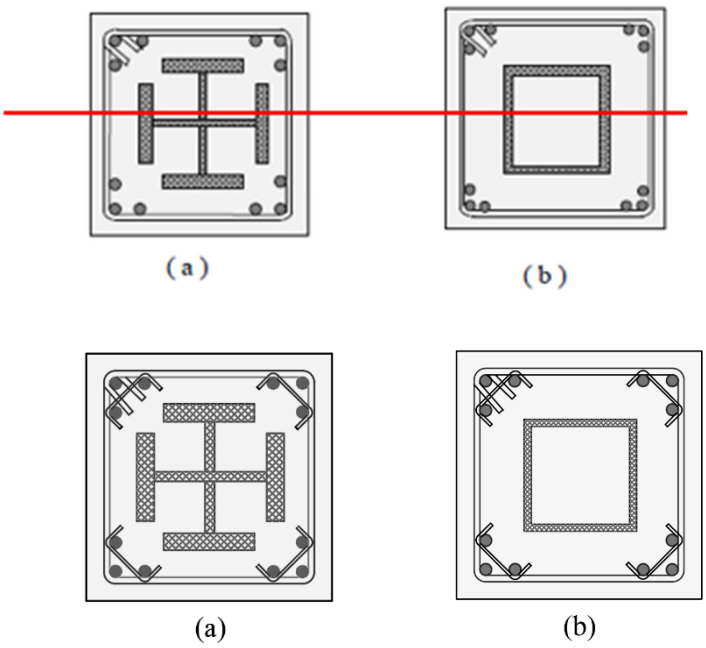


圖 C4.3.3 SRC 柱之主筋配置示意圖

設計者在配置 SRC 柱之主筋時，尚應注意柱中相鄰主筋之間距。若 SRC 柱中相鄰主筋的間距大於 300 mm 時，由於鋼筋對混凝土的圍束效果將會明顯減弱，限制鋼筋最小間距之目的在於澆置混凝土時，使之易流入鋼筋及模板間之空隙，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，對較高 $P_{urc}/A_c f_c'$ 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，柱主筋間距限制為 200 mm 亦為改善在前述臨界狀況下之性能(混凝土結構設計規範，2011)，由於 SRC 結構中鋼骨應佔有一定程度比例，故建議不宜採用較高之 P_{urc} 及 fc' 值，故應如圖 C4.3.4 所示，在 SRC 柱之長向增加配置 D13 以上之補助筋[13]。一般而言，補助筋在梁柱接頭處常受到 SRC 梁內之鋼骨阻擋而無法連續通過梁柱接頭，故不計其對 SRC 柱強度之貢獻。

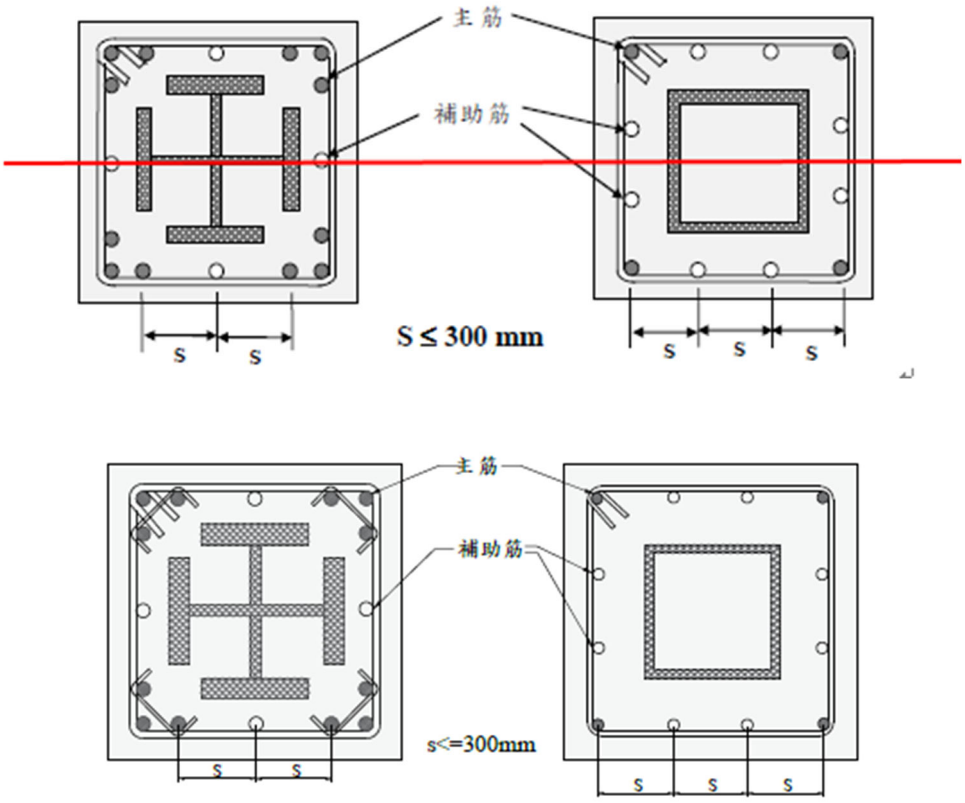


圖 C4.3.4 SRC 柱之補助筋與間距要求 [13]

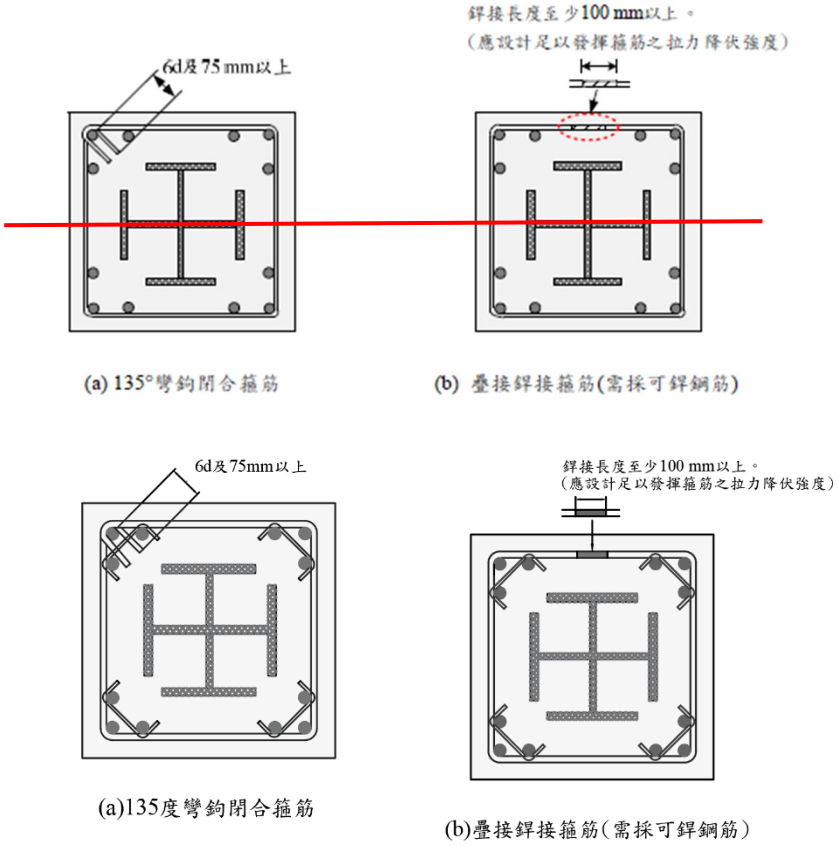


圖 C4.3.6 SRC 柱箍筋配置示意圖 [13]

第四節　原規範第六章受軸壓力作用之構材

6.3 一般要求

1. 4. 鋼骨鋼筋混凝土柱中之鋼骨其規定降伏應力不宜大於 ~~3,520~~ 4,200 kgf/cm^2 ，鋼筋之規定降伏應力不宜大於 5,600 kgf/cm^2 ，混凝土規定抗壓強度 fc'不宜小於 ~~210~~ 280 kgf/cm^2。

第五節　原規範第八章接合設計

8.5 梁柱接合細則

鋼骨鋼筋混凝土梁柱接合處之主筋、箍筋配置及柱內連續板之開孔應符合本節之規定。

8.5.1 梁柱接頭之主筋配置

1. 鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處之主筋應以直接通過接頭為原則，宜儘量避免以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上以續接主筋。若不得已必須採用時，應符合以下之規定：

(1) 鋼筋續接器之種類、材料、品質與施工均應符合內政部頒佈之「混凝土結構設計規範」之相關規定。

(2) 以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上續接主筋，若主筋與鋼梁翼板不在同一水平面時，則須在鋼柱內與主筋同一水平面處加銲適當之水平加勁板(連續板)以傳遞主筋之水平力。

解說：

為了確保梁柱接頭處的彎曲應力(Bending Stress) 能夠有效傳遞，SRC 梁柱接頭處之主筋應以直接通過接頭為原則。

有關採用鋼筋續接器(Coupler)銲接於鋼柱翼板來接續主筋之方式，目前尚未有充分的研究證明這種接合方式的可靠度，尤其是受到往復力作用下之力學行為並不明確。由於在翼板加銲續接器，將使柱鋼板受到垂直於板平面的拉力作用，該拉力是否會造成鋼板拉裂是一個十分值得研究的課題。此外，這種接合方式的施工品質亦是值得關心的問題。基於上述之考量，本規範建議在這些問題尚未釐清之前宜儘量避免採用此種接合方式。若非不得已必須採用此種接合方式時，至少應符合本節規範條文中有關鋼筋續接器種類、材料與施工之規定，且務必於鋼柱內與主筋同一水平面處加銲連續板~~。最好能~~，再輔以適當的近實尺寸實驗以證明其強度、韌性及可靠度。

8.6 鋼筋混凝土柱與鋼梁之接合

1. 當鋼梁嵌入鋼筋混凝土柱或牆時，應在鋼梁的翼板間提供承壓面板。
2. 鋼梁與鋼筋混凝土柱之連接，應在接頭提供橫向箍筋以滿足混凝土結構設計規範之要求。
3. 在梁柱接頭處配置箍筋時，若箍筋需穿過鋼梁腹板，需符合 4.2.4 節及 8.5.2 節第 3 點規定。
4. 梁柱接頭之設計剪力強度 $\phi_v V_n$ 應為鋼骨部分與鋼筋混凝土部分剪力強度之和。即

$$\phi_v V_n = \phi_{vs} V_{ns} + \phi_{vrc} V_{nrc} \qquad (8.6\text{-}1)$$

其中 $\phi_{vs} V_{ns}$ 與 $\phi_{vrc} V_{nrc}$ 分別為鋼骨與鋼筋混凝土部分在梁柱接頭之設計剪力強度，其值應依以下規定計算：

(1) 鋼骨部分：

鋼骨接頭區之設計剪力強度為 $\phi_{vs} V_{ns}$，$\phi_{vs} = 0.9$，且標稱剪力強度 V_{ns} 應依以下規定計算:

$$V_{ns} = 0.60 F_{yw} t_w h \qquad (8.6\text{-}2)$$

其中: h=平行於鋼梁方向之柱深(cm)。

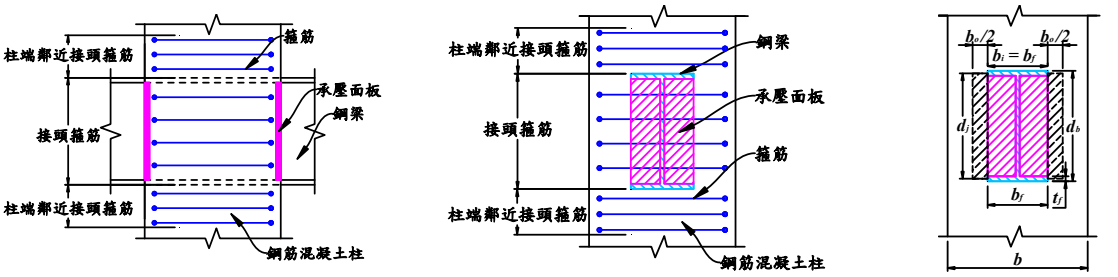
(2) 鋼筋混凝土部分：

常重混凝土接頭區之設計剪力強度為 $\phi_{vrc} V_{nrc}$，ϕ_{vrc} =0.75，且標稱剪力強度 V_{nrc} 應依以下規定計算：

$$V_{nrc} = 3.2\sqrt{f'_c} A_j \times 0.75 \qquad (8.6\text{-}3)$$

其中： A_j 為接頭有效面積，詳 9.7.1 之規定，且梁柱接合應依公式 C8.6-3~C8.6-9 進行承壓破壞檢核。

解說：鋼梁和鋼筋混凝土柱之間的複合斷面接頭如圖 C8.6.1(a)(b)所示，梁柱接頭之剪力強度可以由鋼筋混凝土和鋼梁提供之強度和計算。這種以疊加計算剪力強度的方式（Deierlein 等，1989； ASCE，1994； Parra-Montesinos 和 Wight，2001），已被用來驗證一些有實驗數據支持的複合斷面接頭(Sheikh 等，1989; Kanno 和 Deierlein，1997; Nishiyama 等，1990; Parra-Montesinos 和 Wight，2001)。圖 C8.6.1(a)中顯示了鋼筋混凝土柱與鋼梁的連接，其中鋼梁連續穿過柱，並在梁柱接頭外續接。在美國和日本，已經有許多對此類接頭進行單向載重和循環載重下大規模的測試（Sheikh 等，1989； Kanno 和 Deierlein，1997； Nishiyama 等，1990； Parra-Montesinos 和 Wight，2000； Chou 和 Uang，2002； Liang 和 Parra- Montesinos，2004）。這些結果顯示設計細節良好的鋼筋混凝土柱與鋼梁之複合斷面接頭可以與鋼骨或鋼筋混凝土接頭有一樣的耐震效果。陳誠直等 (2002)進行鋼筋混凝土柱與鋼梁的接合反覆載重試驗，在接頭設置 L 型及 U 型箍筋，提供接頭區良好圍束以及剪力強度。試體在層間變位達 6%時，鋼梁翼板撕裂，為最終破壞模式，結構變形集中於鋼梁，柱則保持在彈性範圍內，消能機制主要由鋼梁非線性行為所提供，符合強柱弱梁之設計，此接頭所顯現之韌性並不亞於採耐震設計細節之 RC 接頭。另外 AISC-341-16 認為接頭剪力強度大都以單向載重試驗作為公式推導背景，反覆載重的試驗不足，且複合斷面的行為需保守估計，建議將鋼筋混凝土強度再折減 25%，故式(8.6-3)中以乘 0.75 反映。近年美日規範與國內的複合斷面梁柱接頭設計及剪力強度計算比較可參考劉郁芳等人(2020)之研究報告。



(a) 立面圖　　(b) 側視圖　　(c) 接頭區尺寸

圖 C8.6.1 鋼筋混凝土柱與鋼梁複合結構系統梁柱接頭示意圖

鋼筋混凝土柱與鋼梁梁柱接頭之設計也可參考 Kathuria 等人（2015）或歐昱辰等人(2021)之研究報告如下，

(1) 接頭區之有效寬度：鋼筋混凝土柱與鋼梁複合式結構系統梁柱接頭之接頭區

有效寬度為內交會區寬度 b_i 與外交會區寬度 b_o 之總和：

(a) 內交會區寬度 b_i 應等於鋼梁翼板寬度 b_f 。

(b) 外交會區寬度 b_o 應依以下規定計算：

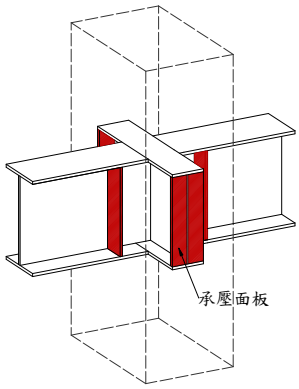
$$b_o = \frac{7}{15}h - b_f \le b - b_f \qquad \text{(C8.6-1)}$$

其中：

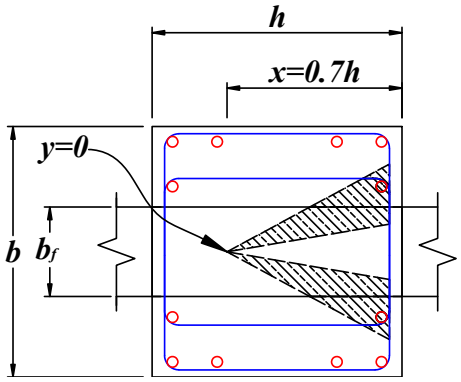
b ≡ 垂直於鋼梁方向之柱寬，cm

b_f ≡ 鋼梁翼板寬度，cm

鋼筋混凝土柱與鋼梁複合式結構系統之梁柱接頭尺寸參數可參考 C8.6.1(c)。外交會區寬度 b_o 計算方法參考 Kathuria 等人（2015）之研究報告，其計算主要考慮接頭區幾何尺寸以及額外補強配置驅動接頭區內鋼梁翼板寬度以外之混凝土形成壓桿以承受剪力之效果，原建議計算式為 $b_o = y + 2/3\alpha_x x - b_f \le b - b_f$ ，其中 x、y 及 α_x 為與額外補強配置可驅動外交會區混凝土之受剪寬度有關之計算參數。而國內目前針對實尺寸鋼筋混凝土柱與鋼梁複合式結構系統梁柱接頭之實驗研究僅透過承壓面板進行接頭區補強，如圖 C8.6.2(a)所示，故外交會區寬度計算之規定主要依此補強方式並參考 Kathuria 等人（2015）之建議值：$x = 0.7h$、$y = 0$、$\alpha_x = 1.0$，代入原式而推得公式 C8.6-1，計算公式示意可參考圖 C8.6.2(b)。



(a) 補強立面圖



(b) 外交會區寬度計算

圖 C8.6.2 承壓面板補強示意圖

(2) 接頭區之剪力強度：

(a) 鋼筋混凝土柱與鋼梁複合式結構系統梁柱接頭之設計剪力強度$\phi_v V_n$應不小於 9.7.1 節第 2 款所規定之需要剪力強度V_u。

(b) 鋼筋混凝土柱與鋼梁複合式結構系統梁柱接頭之設計剪力強度$\phi_v V_n$應為內交會區與外交會區設計剪力強度之和(Kathuria 等人，2015）。即：

$$\phi_v V_n = \phi V_{in} + \phi_c V_{on} \qquad \text{(C8.6-2)}$$

其中ϕV_{in}與$\phi_c V_{on}$分別為內交會區部分與外交會區部分之設計剪力強度，其值應依以下規定計算：

1. 內交會區部分：內交會區之設計剪力強度ϕV_{in}應為接頭區內鋼梁腹板與內交會區混凝土設計剪力強度之和，且不得大於以下規定之上限值：

$$\phi V_{in} = \phi_s V_{spn} + \phi_c V_{icn} \le \frac{\phi_b \left(M_{vb} - V_b h \right)}{d_j} \qquad \text{(C8.6-3)}$$

其中$\phi_s V_{spn}$為接頭區內鋼梁腹板之設計剪力強度，參考「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」之強度折減係數建議值，$\phi_s = 0.9$；$\phi_c V_{icn}$為內交會區混凝土之設計剪力強度，參考「混凝土結構設計規範」之強度折減係數建議值，$\phi_c = 0.75$；$\phi_b \left(M_{vb} - V_b h \right) / d_j$為內交會區之設計剪力強度上限，$\phi_b = 0.65$。其值應依以下規定計算：

I. 接頭區內鋼梁腹板：接頭區內鋼梁腹板之標稱剪力強度V_{spn}依以下規定計算：

$$V_{spn} = 0.6 \alpha_{sp} F_{yw} t_w h \qquad \text{(C8.6-4)}$$

其中：

α_{sp} = 接頭區內鋼梁腹板標稱剪力強度調整因子，接頭形式為外部接頭時，取 0.8；接頭形式為內部接頭時，取 0.9

II. 內交會區混凝土：內交會區混凝土之標稱剪力強度V_{icn}依以下規定計算，且不得大於以下規定之上限值：

$$V_{icn} = 5.3\alpha_c\sqrt{f_c'}b_i h \le 0.5 f_c' b_f d_j \qquad \text{(C8.6-5)}$$

其中：

α_c ＝ 內交會區混凝土標稱剪力強度調整因子，接頭形式為外部接頭時，取 0.6；接頭形式為內部接頭時，取 1.0

d_j ＝ 接頭區之有效深度，取鋼梁上下翼板之中心距，cm

內交會區混凝土標稱剪力強度上限之目的在於避免內交會區混凝土壓桿端點之承壓破壞，其將混凝土極限承壓應力 $2.5f_c'$ 假設均佈作用於承壓面板上下部共 $0.20b_f d_j$ 之受力面積的總力定義為內交會區混凝土標稱剪力強度上限值。

III. 規定之強度上限：內交會區之設計剪力強度不得大於 C8.6-3 之上限：公式 C8.6-3 規定之內交會區設計剪力強度上限，係為避免過大之鋼梁剪力於未達內交會區剪力強度時，造成相鄰鋼梁翼板之柱端混凝土承壓擠碎情況先行發生，而上限值即為對應柱端承壓強度之接頭區受剪力。若柱端混凝土承壓強度不足，可透過額外銲接於鋼梁翼板上之垂直鋼筋進行承壓補強，如圖 C8.6.3(a)所示，垂直鋼筋之設計應符合「混凝土結構設計規範」中伸展長度與「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」中銲接等相關規定。

其中：

V_b ＝ 接頭區左右兩側與鋼梁交界面之平均剪力，kgf，其值依以下規定計算：

$$V_b = \frac{(V_{b1} + V_{b2})}{2} \qquad \text{(C8.6-6)}$$

M_{vb} ＝ 接頭區承壓彎矩強度，kgf-cm，其值依以下規定計算：

$$M_{vb} = C_{cn}h\left(1 - \frac{\beta_1}{2}\right) + h_{vr}\left(C_{vrn} + T_{vrn}\right) \qquad \text{(C8.6-7)}$$

上式中：

V_{b1} ＝ 接頭區左側與鋼梁之交界面剪力，kgf

V_{b2} ＝ 接頭區右側與鋼梁之交界面剪力，kgf

β_1 ＝ 壓力區等值應力塊深度與中性軸深度比值，計算方法參考「混凝土結構設計規範」

C_{vrn} 及 T_{vrn} ＝ 當採用銲接於鋼梁翼板上之垂直鋼筋以增加混凝土承壓強度時，C_{vrn} 為垂直鋼筋標稱壓合力，其為垂直壓力鋼筋之斷面積與鋼筋之規定降伏應力之乘積，kgf；T_{vrn} 為垂直鋼筋標稱拉合力，其為垂直拉力鋼筋之斷面積與鋼筋之規定降伏應力之乘積，kgf；兩者之和須符合以下要求：

$$C_{vrn} + T_{vrn} \le \frac{C_{cn}}{2} \qquad \text{(C8.6-8)}$$

h_{vr} ＝ C_{vrn} 與 T_{vrn} 之距，cm

C_{cn} ＝ 承壓區混凝土標稱垂直承壓強度，kgf，其值依以下規定計算：

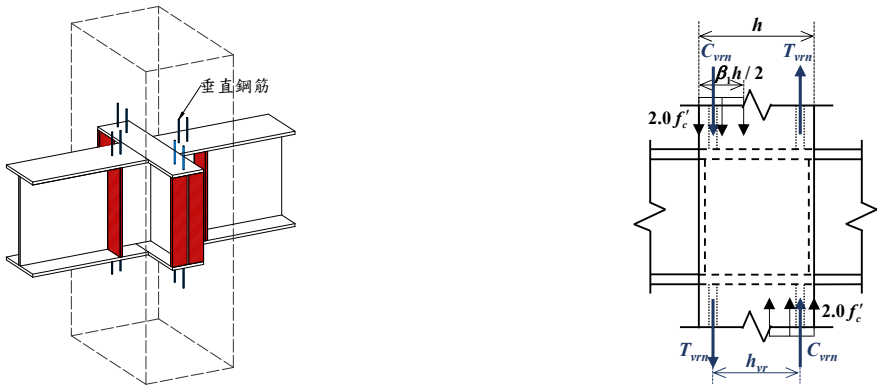
$$C_{cn} = 2.0 f_c' b_f \left(\beta_1 h / 2\right) \qquad \text{(C8.6-9)}$$

公式 C8.6-8 針對垂直鋼筋承壓強度貢獻之限制係避免其配筋量過高，反而使內交會區混凝土承受過大之承壓應力而擠碎。

公式 C8.6-9 針對承壓區混凝土標稱垂直承壓強度 C_{cn} 之計算，係在符合下段梁柱接合細節第(a)款柱端鄰近接頭處之橫向鋼筋圍束規定前提下，將混凝土極限承壓應力 $2.0 f_c'$ 以等值應力塊概念作用於承壓區混凝土 $b_f\left(\beta_1 h / 2\right)$ 之受力面積的總力定義為承壓區混凝土標稱垂直承壓強度。垂直鋼筋及承壓區混凝土之力學機制可參考圖 C8.6.3(b)。

2. 外交會區部分：當鋼筋混凝土柱受軸壓力作用或受小於 $0.1 A_g f_c'$ 之軸拉力作用時，外交會區混凝土之標稱剪力強度 V_{on} 可依以下規定計算，否則忽略不計：

$$V_{on} = 3.9 \alpha_c \sqrt{f_c'} b_o h \qquad \text{(C8.6-10)}$$



(a) 垂直鋼筋之配置　　(b) 垂直鋼筋及承壓區之力學機制

圖 C8.6.3 垂直鋼筋示意圖

(3) 梁柱接合之設計細則

鋼筋混凝土柱與鋼梁複合式結構系統梁柱接合之細部設計包含柱端鄰近接頭處之橫向鋼筋圍束設計、接頭區內鋼梁翼板厚度設計以及承壓面板厚度設計等，其設計須符合下列規定(Kathuria 等人，2015)：

(a) 使用橫向鋼筋圍束柱端鄰近接頭處時，鋼梁上下柱端 $0.4d_j$ 內皆需至少配置三層箍筋：當柱之較長邊小於 50 cm 時，箍筋尺寸至少需為 D10；當柱之較長邊介於 50 cm 與 75 cm 時，箍筋尺寸至少需為 D13；當柱較長邊介於大於 75 cm 時，箍筋尺寸至少需為 D16。且鋼梁上及下柱端 $0.4d_j$ 內箍筋總斷面積 A_t 應滿足以下規定：

$$A_t \geq \frac{V_{on}}{F_{yh}} \qquad \text{(C8.6-11)}$$

接頭區內鋼梁翼板厚度 t_f 須滿足以下規定：

$$t_f \geq 0.3\sqrt{\frac{b_f t_w d_b F_{yw}}{h F_{yf}}} \qquad \text{(C8.6-12)}$$

其中：

F_{yf} = 接頭區內鋼梁翼板之規定降伏應力，kgf/cm^2

承壓面板厚度 t_p 須滿足以下規定：

$$t_p \geq \max\left(\frac{\sqrt{3}V_{icn}}{2b_f F_{up}}, 0.2\sqrt{\frac{V_{icn} b_f}{F_{yp} d_w}}, \frac{b_f}{22}\right) \qquad \text{(C8.6-13)}$$

其中：

F_{up} ＝ 承壓面板之規定極限應力，kgf/cm^2

F_{yp} ＝ 承壓面板之規定降伏應力，kgf/cm^2

d_w ＝ 鋼梁斷面腹板之淨深，即鋼梁斷面上下翼板之淨間距，cm

其他相關細部設計如：接頭區內箍筋圍束設計及鋼梁腹板箍筋穿孔面積上限、接頭區內鋼梁翼板主筋穿孔之蓋板補強及延伸蓋板承壓補強等，可參考歐昱辰等人（2021）之研究報告。

第六節　原規範第九章耐震設計

9.2 材料

3. 混凝土

混凝土之規定抗壓強度 f_c' 不得小於 ~~210~~ 280 kgf/cm^2。包覆型鋼骨鋼筋混凝土構材若需採用規定抗壓強度大於 420 kgf/cm^2 之混凝土時，或填充型鋼管混凝土構材若需採用規定抗壓強度大於 560 kgf/cm^2 之混凝土時，應以公認合理之試驗證明其可行性與可靠度。

9.5.3 梁之設計細則

5. 鋼骨斷面寬厚比

鋼骨鋼筋混凝土梁中鋼骨斷面之肢材寬厚比應符合第 3.4 節表 3.4-1 中 λ_{Pd} 之規定。

9.6.3 柱之設計細則

5. 鋼骨斷面寬厚比

鋼骨鋼筋混凝土柱中鋼骨斷面之肢材寬厚比應符合第 3.4 節表 3.4-2 與 3.4-3 中 λ_{hd} 或 λ_{md} 之規定。

第七節　原規範符號說明

R_y 材料超強因子，預期降伏應力與規定降伏應力之比值

（參考鋼構造建築物鋼結構設計技術規範）

λ_{hd} 高韌性構件斷面之鋼骨肢材寬厚比之上限

λ_{md} 中韌性構件斷面之鋼骨肢材寬厚比之上限

t_w 鋼梁腹板厚度

b_i 接頭之內交會區寬度

b_o 接頭之外交會區寬度

b_f 鋼梁之翼板寬度

h 平行於鋼梁方向之柱深

x 外交會區寬度之計算參數

y 外交會區寬度之計算參數

α_x 外交會區寬度之計算參數

V_{in} 內交會區之標稱剪力強度

V_{on} 外交會區之標稱剪力強度

V_{spn} 接頭區內鋼梁腹板之標稱強度

V_{icn} 內交會區混凝土之設計剪力強度

α_{sp} 接頭區內鋼梁腹板標稱剪力強度之調整因子

d_j 接頭區之有效深度

α_c 內交會區混凝土標稱剪力強度之調整因子

f'_c 混凝土之規定抗壓強度

F_y 鋼板降伏應力

F_{yf} 接頭區內鋼梁翼板之規定降伏應力

d_w 鋼梁腹板淨深度

d_i 垂直於鋼筋混凝土柱方向之梁深

F_{up} 承壓面板之規定極限應力

F_{yp} 承壓面板之規定降伏應力

第八節　原規範參考文獻

參考文獻

內政部營建署（2021），「混凝土結構設計規範草案 」。

周中哲、吳松城 (2017), "「高強度混凝土充填箱型鋼柱於高軸力下之耐震試驗」", 中華民國結構工程學會，結構工程，第 32 卷第 1 期，pp. 25-48，（2017.03）。

周中哲、陳冠維、林德宏 (2020) , "「箱型鋼柱於不同寬厚比軸力及近斷層地震下的耐震行為與背骨曲線發展」", 中華民國結構工程學會，結構工程，第 35 卷第 4 期，pp. 57-75，（2020.12）。

陳誠直、林南交、鄭錦銅、蔡克銓 (2002)，「鋼筋混凝土柱與鋼梁接頭行為」，中國土木水利工程學刊，第 29 卷，第 3 期，4-18 頁。

劉郁芳、周中哲、曾郡于、孫琛琛 (2020)，「國內外規範之鋼骨鋼筋混凝土構造梁柱接合設計」，國家地震工程研究中心，NCREE-20-017。

歐昱辰、周中哲、王威儒、賴柏丞(2021)，「新型鋼骨預鑄混凝土複合式構架接頭試驗報告」，國家地震工程研究中心，NCREE-21-003。

American Institute of Steel Construction (AISC 341-16). (2016). "Seismic provisions for structural steel buildings," *AISC 341-16*, Chicago, USA.

ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete. (1994). "Guidelines for design of joints between steel beams and reinforced concrete columns," *Journal of structural engineering*, Vol. 120, Issue 8, 2330-2357. Reston, VA, USA.

Chou, C. C. and Uang, C. M. (2002), "Cyclic Performance of a Type of Steel Beam to Steel-Encased Reinforced Concrete Column Moment Connections," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, pp. 637-663.

Chou, C. C. and Wu, S. C. (2019). "Cyclic lateral load test and finite element analysis of high-strength concrete-filled steel box columns under high axial compression," *Engineering Structures*, 189(2019), 89-99.

Chou, C. C. and Chen, G. W. (2020). "Lateral cyclic testing and backbone curve development of high-strength steel built-up box columns under axial compression," *Engineering Structures*, 223(2020), 11147.

Deierlein, G.G., Sheikh, T.M. and Yura, J.A. (1989). "Beam Column Moment Connections for Composite Frames：Part 2," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.115, No.11, pp. 2877-2896.

Kanno, R, and Deierlein, G.G. (1997), "Seismic Behavior of Composite (RCS) Beam-Column Joint Subassemblies," *Composite Construction III*, ASCE, Reston, VA.

Kathuria, D., Yoshikawa, H., Nishimoto, S., Kawamoto, S., Deierlein, G., (2015) "Design of Composite RCS Special Moment Frames," *John A. Blume Earthquake Engineering Technical Report 189*. Stanford Digital Repository. Available at: http://purl.stanford.edu/mg641vv9076.

Liang, X. and Parra-Montesinos, G. (2004), "Seismic Behavior of RCS Beam-Column-Slab-Subassemblies and Frame Systems," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.130, No.2, pp. 310-319.

Nishiyama, I., Hasegawa, T. and Yomanouchi, H. (1990), "Strength and Deformation Capacity of Reinforced Concrete Column to Steel Beam Joint Panels," *Building Research Institute Report 71*, Ministry of Construction, Tsukuba, Japan

Parra-Montesinos, G. and Wight, J.K. (2000), "Seismic Response of Exterior RC Column-to-Steel Beam Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 10, pp. 1,113 – 1,121.

Parra-Montesinos, G. and Wight, J.K. (2001), "Modeling Shear Behavior of Hybrid RCS Beam-Column Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.127, No.1, pp. 3-11.

Sheikh, T.M., Deierlein, G.G., Yura, J.A. and Jirsa, J.O. (1989). "Beam Column Moment Connections for Composite Frames：Part 1," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.115, No.11, pp. 2858-2876.

第七章 結論與建議

將美國 AISC341-16（2016）及日本建築學會「鐵骨鋼筋混凝土構造計算規準同解說」（2014）與台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」（2011）相互比較，針對台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」（2011）中不合宜之條文規定擬定未來之修訂方向，謹綜合歸納成「梁柱接頭」、「柱設計」及「第三節 SRC 規範待研究課題」部份。

第一節 梁柱接頭

在強柱弱梁的檢討，美國 AISC 強柱弱梁彎矩比例與現行臺灣「鋼骨鋼筋混凝土規範」規定相近，因美國公式中已隱含材料超強因子及應變硬化之影響，故建議臺灣強柱弱梁規定暫不需修改。

美國、日本與台灣在計算梁柱接頭區剪力強度時皆利用強度疊加原理，將接頭區中各構材所提供的剪力強度分別計算再予以疊加，唯各規範對於各構材剪力強度的計算方式不同，日本「鐵骨鋼筋混凝土構造計算規準同解說」（2014）在強度計算方面採用容許應力設計；美國 AISC 341-16（2016）規範及台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」（2001）則採用極限強度設計。雖然美國規範與台灣規範強度計算皆採用極限強度設計法，但梁柱接頭區剪力強度計算仍存有差異。

美國 AISC 341-16（2016）規範及台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」（2001）中提出梁柱接頭區混凝土強度的計算公式皆參照美國 ACI 318-14 規範第 18 章中所提供的計算公式，唯台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」（2001）對相關公式做了部份修改（詳見 4.2 節，表 4.1）。

當混凝土為常重混凝土 $\lambda=1.0$ 時，美國 AISC 341-16（2016）規範與台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」，美國規範建議除有足夠反覆載重試驗結果支持，否則給予 0.75 折減強度，台灣規範中的強度折減因子則包含了鋼骨與柱軸向強度的比值，但以實際算例計算，發現兩者結果差異不大，但美國已有新的 ACI 318-19 規範，也建議台灣可以參照 ACI 318-19 進行公式調整更新。

台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」規範鋼骨鋼筋混凝土接頭種類中，無提及鋼筋混凝土柱與鋼梁接合型式之接頭，但此類型的接頭已列入 AISC 341-16(2016)規範（詳見 2.3 節），建議台灣規範能參照 AISC 341-16(2016)之說明及研究結果，擬定相關規定及接合強度計算公式。本報告中分別使用 Parra(2001)、ACI318-14、ACI318-19、AIJ、 Kathuria 等人（2015）之研究建議之接頭剪力計算方式，與 ASCE(1994)算例的結果比較。依照 Parra 及 ASCE 計算結果進行比較，發現 ASCE 整體計算較為保守，鋼柱腹板剪力強度、內部拉壓桿以及外部拉壓桿剪力強度各部分強度貢獻皆小於 Parra 公式計算出之結果，兩者差距約為 20%。其中 ACI318-14、ACI318-19 以梁連續、柱不連續時且無圍束情況計算結果較 ASCE 保

守，相差約 10%。ASCE 與 AIJ 計算結果比較，AIJ 較為保守。若依照 Kathuria 等人（2015）與 ASCE(1994)計算結果進行比較，Kathuria 等人（2015）計算結果較保守，兩者相差 7%。依照 ACI318-14、ACI318-19 及 ASCE 計算之鋼筋混凝土強度結果比較，認為使用梁連續、柱不連續並無圍束情況計算結果較接近 ASCE 計算結果，因為 Deierlein 等人(1989) 比較實際試驗強度與 ASCE(1994)公式計算，誤差約為 8%，ASCE(1994)提供之剪力標稱強度公式與實驗結果相近且略為保守，故建議採用 ACI318-19 梁連續、柱不連續並無圍束情況對應的公式作為 RCS 構造的接頭剪力計算，若需檢核梁柱接合承壓破壞建議詳 Kathuria 等人（2015）及歐昱辰等人(2021)之研究報告。

第二節 柱設計

綜整第五章柱設計之檢討中 5.1~5.5 節討論，其中項目包括混凝土強度、鋼骨強度、柱鋼筋主筋間距、柱寬厚比、柱之箍筋等項目分別敘述如下:

修訂原鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說內政部營建署(2011)，其中 3.5 節構材之勁度，應對現行工程實際強度，混凝土單位體積重量在 1.5 至 2.5 tf/m^3 修改為 1440 至 2560 kgf/m^3 之間，而彈性模數 Ec = w$^{1.5}$× 4,270 $\sqrt{f_c'}$ (kgf/cm^2) 則修改為 Ec = w$^{1.5}$× 0.11$\sqrt{f_c'}$ (kgf/cm^2)，原混凝土規定抗壓強度 f_c' 不宜小於 210 kgf/cm^2 擬修改為 280 kgf/cm^2；至於常重混凝土之彈性模數 Ec 可取為 E_c=15000$\sqrt{f_c'}$ (kgf/cm^2) 擬修改為 E_c=12000$\sqrt{f_c'}$ (kgf/cm^2)。

修訂原鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說內政部營建署(2011)，其中 6.3 節一般要求，應對現行工程實際強度，鋼骨規定降伏應力不宜大於 3520 kgf/cm^2 擬修改為 4200 kgf/cm^2。

修訂原鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說內政部營建署(2011)，其中規範 Ch4.3.3 柱之主筋第二項，鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於 300mm，為考慮限制鋼筋最小間距之目的加入且主筋與主筋之淨間距不得低於 4 cm、主筋標稱直徑之 1.5 倍與粗骨材最大粒徑之(4/3)倍三值之最大者。此外為避免壓力控制行為及高強度混凝土脆性行為，亦新增鋼骨鋼筋混凝土柱中 RC 部份所分擔之需要軸力強度 P_{urc}，在 P_{urc}> 0.3A_c f_c' 或 f_c' > 700 kgf/cm^2 時，鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於 200 mm，並於解說中加入相關說明。

修訂原鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說內政部營建署(2011)，其中規範 3.4 鋼骨斷面之寬厚比，將表 3.4-2 及表 3.4-3 中進行修訂，其中 SS490、SM490、SN490 級仍維持保留，而移除 SS400 級(A36)該部份規定。再者考量現行實務已大量使用 SM570 級鋼材，故加入 SM570 級(A572Gr60)該部份規定。對於鋼骨斷面之寬厚比，考慮與 AISC 保持一致性，將表 3.4-2、表 3.4-3 中寬厚比$\boldsymbol{\lambda_{Pd}}$、$\boldsymbol{\lambda_P}$ 二值修改為$\boldsymbol{\lambda_{hd}}$、

λ_{md}、λ_P 三值，並於解說中加入相關說明。並列出現行規範中因應此一修正，所需對應修正條文及解說。將表 3.4-2、表 3.4-3 中寬厚比λ_P仍維持原鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說內政部營建署(2011)規定，表 3.4-3 對於λ_{hd}、λ_{md}則依據 AISC341-16(2016)；而表 3.4-2 對於λ_{hd}、λ_{md}則依照表 3.4.3 矩形填充型鋼管混凝土柱為依據，依比例進行換算。

修訂原鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說內政部營建署(2011)，其中規範 4.3.3 節柱之主筋中圖 C4.3.3 與圖 C4.3.4，規範 4.3.5 節柱之箍筋中圖 C4.3.6，都同時配合修改，建議柱四個角落之主筋應都要增加繫筋，繫筋二端皆為 90 度。

第三節 SRC 規範待研究課題

本研究除了探討 SRC「梁柱接合」及「柱設計」之國內外相關規範比較，並於專家學者座談會及規範委員會擬定規範修訂的共識，在第六章規範與解說修改建議中提出具體修改草案，但於研究及討論過程中發現以下二項議題，目前由於國內外資料不足或缺乏相關實驗數據，以致無法落實在修訂規範上，以下就此二項議題分別提出日後待研究方向，俾使我國 SRC 規範更臻完善。

1. 梁柱接合

梁主筋以續接器與柱連接

如本報告書中 4.4 節所述，臺灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」(2011)中之規定已不符合國內目前實務界大多使用包覆填充型鋼管混凝土柱之接合需求，實務設計時業界普遍將梁主筋以續接器連接至柱鋼骨，而此種接頭形式不符現行臺灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」(2011)中第 8 章規定。在 8.4.1 節規定鋼骨鋼筋混凝土梁柱接合處之主筋應連續通過梁柱接頭，或依規定於柱中適當錨定。未連續通過梁柱接頭或未依規定錨定之主筋，不得視為具有傳遞梁與柱間彎矩之功能；在 8.6.2 節主筋之續接與錨定中第 5 點：鋼骨鋼筋混凝土梁之主筋錨定於柱內時，受張力之鋼筋應以超過柱中心線再彎折錨定為原則；9.7.2 節梁柱接合細則第 2 點：梁柱接頭處主筋之錨定中，鋼骨鋼筋混凝土梁之主筋終止於柱內時，梁之主筋應延伸至柱圍束核心區之另一面並加以適當錨定；第 8.5.1 節規定梁柱接頭之主筋配置第 1 點：鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處之梁主筋應以直接通過接頭為原則，宜儘量避免以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上以續接主筋。使用包覆十字型鋼 SRC 柱時，主筋通常採用穿過腹板的方式通過接頭，可符合上述規定，然而現在實務界大多使用包覆填充型鋼管混凝土柱，若欲滿足規範 8.5.1 節規定，梁主筋需繞過鋼柱，使得梁柱接頭區傳力路徑的完整性有疑慮。因此在使用包覆填充型鋼骨混凝土柱時，國內多以續接器連接於箱型鋼柱上，然而此種連接方式無論國內外皆無相關實驗研究佐證，規範中 8.5.1 節解說也指出此連接方式受往復力作用下之力學行為仍不明

確，且拉力是否會造成鋼板拉裂也是一項值得研究的課題，此外也要考慮這種接合方式的施工性。在解說中也建議最好輔以實驗證明其強度、韌性及可靠度，但在實務設計上，此種接合方式是非常常見於複合斷面中，卻少有進行解說中要求的實驗驗證。目前不論國內外皆無相關研究或實驗能佐證此種接頭區的配置，日本及美國實務界包覆填充型鋼骨混凝土柱多搭配鋼梁或 SC 梁，無台灣梁主筋以續接器與柱連接情形，建議有必要進行大尺寸鋼筋混凝土梁與包覆填充型鋼骨鋼筋混凝土柱連續試體之實驗研究，驗證其耐震強度及安全性，供實務界遵循，以提升國內 SRC 建築整體耐震能力。

2. 柱設計

(1) 高強度混凝土抗壓強度公認合理之方法

台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）6.3 節一般要求與 9.2 節材料中，均提到包覆型鋼骨鋼筋混凝土構材若需採用規定抗壓強度大於 420 kgf/cm^2 之混凝土時，或填充型鋼管混凝土構材若需採用規定抗壓強度大於 560 kgf/cm^2 之混凝土時，應以公認合理之試驗證明其可行性與可靠度。在 SRC 柱採用高強度的混凝土方面，本節之限制主要考量當混凝土強度提高時，其脆性的現象將更為明顯，同時目前國內外的相關研究仍然有限。惟若有公認合理的試驗證明其可行性與可靠度，且在實際施工時亦能確保混凝土之品質，則混凝土之強度限制應可考慮酌予放寬。由於 SRC 構造大抵為中高樓層建築，而且其混凝土強度愈發提高，由於現現行規範對此並未有明確規定，故建議對高強度混凝土抗壓強度公認合理之方法試驗證明，應進行後續研究議題。

(2) 柱鋼筋主筋間距

台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）4.3.3 節柱之主筋第二項，其中鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於 300 mm，由於 SRC 結構包含鋼骨與鋼筋混凝土，二者皆對強度均有貢獻；但參考混凝土結構設計規範草案(2021)於不同狀態下其縱向鋼筋間距為 15、20、35cm，而 AISC341-16 不得大於 45cm，再由工程實際案例實際柱鋼筋主筋間距值，皆介於規範（2011）中 4.3.3 節上限值 30cm 與下限值 6.67cm 之間，考量 SRC 中仍有鋼骨之貢獻，而 RC 規範中純粹僅為鋼筋，當鋼骨鋼筋混凝土柱具有不同橫向支撐情況下，亦卻乏足夠資料佐證，目前國內外 SRC 柱之柱鋼筋主筋間距相關資料亦缺乏作為後續進一步修訂之依據，故建議對柱鋼筋主筋間距，應進行後續實驗研究。

(3) 柱寬厚比

台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011）表 3.4-2 及表 3.4-3 寬厚比，現行規範僅有對 λ_p 結實斷面之鋼骨肢材寬厚比之上限、λ_{pd} 耐震設計斷面之鋼骨肢材寬厚

比之上限訂出其值。隨著中高樓層建物日益增加，如果僅以傳統之 λ_p 與 λ_{pd} 值去衡量柱構件是否合於規定則有不足之慮，此外考量 AISC 360-16 及 AISC 341-16 (2016) 中已定義 λ_{hd}、 λ_{md}、λ_p 三值，但卻未能對於適用樓層範圍、層間變位等參數有明確建議值，AISC 341-16 中對於複合柱構件視不同構架型式，對柱寬厚比須分別滿足 λ_{hd} 或 λ_{md}。蒐集國內外資料顯示隨著柱軸力、寬厚比增加會致使柱韌性降低，由於缺乏具體相關實證數據支持，調整過嚴則造成工程造價提高或難以實施，反之則失去規範的安全初衷，故建議對柱寬厚比 λ_{hd}、 λ_{md}、λ_p 相關定義，應進行後續研究或實驗驗證。

(4) 柱之箍筋

台灣鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範（2011），其中由於規範 4.3.3 節規定，主筋間距大於 300mm 須加配 D13 軸向輔助筋，對於圖 C4.3.4 具有輔助筋，是否增加繫筋與否，故對於國內外相關研究文獻進行蒐集，未查獲相關資料。對於包覆填充型箱型柱的橫向鋼筋，除了外圍之圍束箍筋外通常也需要配置繫筋以滿足規範之要求。但是傳統繫筋受到鋼骨箱型柱的阻撓而無法直通，因此箱型柱外側混凝土的圍束往往無法滿足規範的要求，目前國內現有相關實驗資料其數量仍不足夠，進而支持修訂規範，故建議建研所日後可規劃相關實驗，以作為柱具有輔助筋，是否增加繫筋與否調整之依據。

第四節 SRC 接頭專利提案構想

在本研究過程中，也提出一種梁柱接頭的新配置方式，在包覆填充型鋼骨混凝土柱與鋼梁接合之梁柱接頭，改為包覆圓柱狀的鋼板，如圖 7.1。因包覆填充型鋼骨混凝土柱，接頭處佈滿鋼筋而空間狹小，尤其設計時常未考慮到施工性，彎鉤的施作空間不足，造成施工品質不佳的狀況，接頭使用圓柱狀的鋼板，圍束效果較方形佳，故不需像包覆矩形混凝土還需在角落勾內繫筋，同時保有足夠的強度，又增加施工便利性，故提出此種新式梁柱接頭，期望能增加此新工法，使實務界有更多優良的選擇。

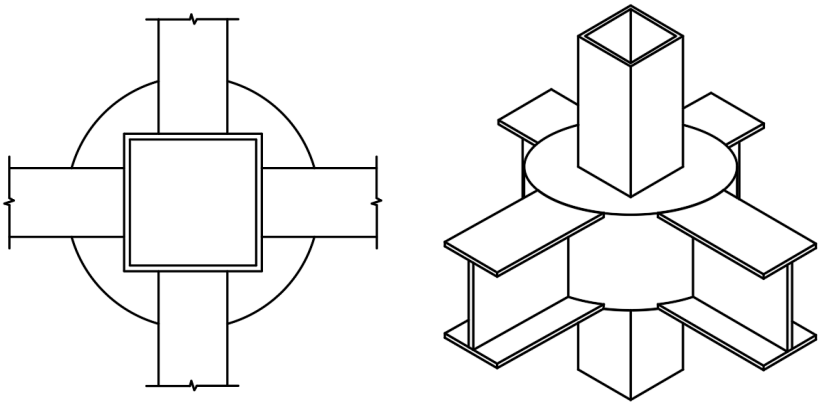


圖 7.1　梁柱接頭包覆圓柱狀鋼板之構造形式示意圖

第五節 建議

主要建議事項

將美國AISC341-16（2016）及日本建築學會「鐵骨鋼筋混凝土構造計算規準同解說」（2014）與台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」（2011）相互比較，針對台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」（2011）中不合宜之條文規定擬定未來之修訂方向，謹綜合歸納成「梁柱接頭」、「柱設計」及「第三節SRC規範待研究課題」部份。對於台灣「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」（2011）條文進行修改，並提出下列具體建議。

建議一

本研究發現國內業界在使用包覆填充型鋼骨混凝土柱時，梁主筋多以續接器連接於箱型鋼柱上，然而此種 SRC「梁柱接合」接合方式無論國內外皆無相關實驗研究佐證，建議進行相關研究及實驗，以驗證其耐震強度及安全性：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所

「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」第 8.5 節梁柱接合細則第 8.5.1 節提到梁柱接頭之主筋配置，為了確保梁柱接頭處的彎曲應力(Bending Stress)能夠有效傳遞，SRC 梁柱接頭處之主筋應以直接通過接頭為原則，宜儘量避免以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上以續接主筋。然而在實務設計上，在使用包覆填充型鋼骨混凝土柱時，梁主筋多以續接器連接於箱型鋼柱上，國內外目前無實驗研究進一步證明，故建議有必要進行實尺寸鋼筋混凝土梁與鋼骨鋼筋混凝土柱續接試體之實驗研究，驗證其耐震強度及安全性，以供實務界遵循。

建議二

國內 SRC 構造多為中高樓層建築，故混凝土強度的要求益形重要，由於現行規範對於相關高強度混凝土的試驗方法，未有明確規定，故建議對高強度混凝土抗壓強度試驗方法進行後續研究，以驗證其可行性與可靠度：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：中華民國結構工程學會

目前「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」第 6.3 節一般要求與第 9.2 節材料，提到包覆型鋼骨鋼筋混凝土構材若需採用規定抗壓強度大於 420 kgf/cm^2 之混凝土時，或填充型鋼管混凝土構材若需採用規定抗壓強度大於 560 kgf/cm^2 之混凝土時，應以公認合理之試驗證明其可行性與可靠度。在 SRC 柱採用高強度的混凝土方面，前述混凝土抗壓強度之限制主要考量當混凝土強度提高時，其脆性的現象將更為明顯，同時目前國內外的相關研究仍然有限。惟若有公認合理的試驗證明其可行性與可靠度，且在實際施工時亦能確保混凝土之品質，則混凝土之強度限制應可考慮酌予放寬。由於 SRC 構造多數為中高樓層建築，故混凝土強度的要求益形重要，由於現行規範對此並未有明確規定，故建議對高強度混凝土抗壓強度合理試驗方法，應進行後續研究。

參考文獻

日本建築學會 (1994)，「鐵骨鐵筋混凝土構造配筋指針(案)同解說」，Architecture Institute of Japan (AIJ)，東京。

日本建築學會（2001），「鐵骨鋼筋混凝土構造配筋指針（案）同解說」，東京。（日文）

日本建築學會（2004），「鐵骨鋼筋混凝土構造配筋指針（案）同解說」，東京。（日文）

日本建築學會（2014），「鐵骨鋼筋混凝土構造配筋指針（案）同解說」，東京。（日文）

日本建築學會（2009），「建築工程標準仕樣書 JASS 5 鋼筋混凝土工程」，東京。

中國建築工業出版社（2014），「鋼管混凝土結構技術規範」(GB50936-2014)。

內政部建研所 (1996)「鋼骨鋼筋混凝土構材與接合之耐震細部設計準則」。

內政部營建署 (2010)，「鋼結構極限設計法規範及解說」，民國九十九年，台北。

內政部營建署 (2011)，「混凝土結構設計規範」，民國一百年，台北。

內政部營建署 (2011)，「建築物耐震設計規範及解說」，民國一百年，台北。

內政部營建署 (2010)，「建築技術規則」，民國九十九年，台北。

內政部營建署（2011），「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」。

內政部營建署 (2006)，「建築物耐風設計規範及解說」，民國九十五年，台北。

內政部營建署（2021），「混凝土結構設計規範草案 」。

王榮進、翁正強 (2008)「鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規範之檢討修訂」，內政部建築研究所研究報告，十二月，台北。

王榮進、翁正強、陳誠直、施祖涵、王琳、林意晴 (2009)「鋼骨鋼 筋 混 凝 土 構 造 (SRC)設計規範之檢討修訂」，強化災害防救科技研發與落實運作方案成果研討會，行政院災害防救委員會，七月，台北。

尹衍樑、翁正強、王瑞禎、梁景裕、黃俊銘 (2007)「組合式五螺 箍應用於 SRC 矩形柱之試驗研發」，結構工程，第二十二卷，第 三期，pp. 3-27，中華民國結構工程學會，九月，台北。

西村泰志、南宏一、若林實（1986），「鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭區剪力強度」，日本建築

學會論文集，第 365 號，pp87-97，日本。(日文)

西村泰智(2014)，「建築領域之 RC 柱 S 梁複合構造」，日本混凝土工學協會，第 52 卷 1 號，pp71~pp76，日本。(日文)

西村泰智(2018)，「RC 柱及 S 梁以梁貫通型式之柱梁接頭處應力傳達機制抵抗機制」，日本建築學會論文集，第 1714 號，pp44，日本。(日文)

林草英、黃建銘、陳璽字 (1993)， 「鋼管混凝土柱單向偏心載重 之結構行為」， 中國土木水利工程學刊，第五卷，第四期， pp.377-386，民國八十二年十二月，台北。

周中哲、吳松城 (2017) , "「高強度混凝土充填箱型鋼柱於高軸力下之耐震試驗」", 中華民國結構工程學會，結構工程，第 32 卷第 1 期，pp. 25-48，(2017.03)

周中哲、陳冠維、林德宏 (2020) , "「箱型鋼柱於不同寬厚比軸力及近斷層地震下的耐震行為與背骨曲線發展」", 中華民國結構工程學會，結構工程，第 35 卷第 4 期，pp. 57-75，(2020.12)。

翁正強，陳村林 (1990)，「SRC 樑柱極限設計之探討: 簡單疊加 強度法」，結構工程，第五卷，第四期，pp. 51-66，中華民國結構 工程學會，民國七十九年十二月，台北。

翁正強，顏聖益，管啟旭 (1994)，「結合 AISC 與 ACI 規範的 SRC 樑柱設計新方法」，第二屆結構工程研討會論文集，民國八十三年十一月，南投。

翁正強 (1996)，「直接強度疊加法在 SRC 構件設計之研究」，國科會專題研究成果報告，民國八十五年七月，台北。

翁正強，廖慧明，張荻薇，陳誠直 (1997)，「鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規範與解說研究」，內政部建築研究所專題研究成果報告，民國八十六年六月，台北。

翁正強，廖慧明，張荻薇，陳誠直 (1995)，「鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規定之調查與規範架構研究」，內政部建築研究所專題研究成果報告，民國八十四年六月，台北。

翁正強，江銘鴻，顏聖益 (2000)，「鋼骨鋼筋混凝土(SRC)梁抗彎試驗與力學特性」，中國土木水利工程學刊，第十三卷，第二期，pp. 249-261，民國八十九年六月，台北。

翁正強、顏聖益、陳誠直、黃明慧 (2000)，「包覆型鋼骨鋼筋混 凝土梁之極限彎矩強度研究」，中國土木水利工程學刊，第十二卷，第三期，pp. 521-531，民國八十九年九月，台北。

翁正強 (2000)，「包覆型鋼骨鋼筋混凝土(SRC)梁之彎矩強度理論 分析研究」，國科會專

題研究成果報告，民國八十九年八月，台北。

翁正強 (1998),「鋼骨鋼筋混凝土(SRC)構材剪力設計之研究」, 國科會專題研究成果報告，民國八十七年八月，台北。

翁正強，王瑋傑 (1991),「包覆型 SRC 樑柱極限強度之研究：剛 度分配法」，結構工程，第六卷，第三期，pp. 23-43，中華民國結 構工程學會，民國八十年九月，台北。

翁正強、顏聖益 (1996),「鋼骨鋼筋混凝土(SRC)梁柱設計強度之 研究」,土木工程技術，第四期，pp. 1-16，中華民國土木技師公會，民國八十五年三月，台北。

翁正強，陳誠直 (2001),「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範之檢討 與梁柱接頭試驗研究」，內政部建築研究所專題研究成果報告，民國九十年十二月，台北。

翁正強，顏聖益，林俊昌 (1998),「包覆型 SRC 柱鋼骨對混凝土圍束箍筋量之影響」，中國土木水利工程學刊，第十卷，第二期， pp. 193-204，民國八十七年六月，台北。

翁正強、王暉舜、李讓、梁景裕 (2006)「鋼骨鋼筋混凝土柱圍束箍筋量之試驗與耐震設計」,結構工程，第二十一卷，第三期，pp. 55-83，中華民國結構工程學會，九月，台北。

翁正強、尹衍樑、王瑞禎、梁景裕、施祖涵、蕭永興 (2008)， 「預鑄五螺 SRC 梁柱接頭之反復載重耐震試驗」,結構工程，第 三十三卷，第三期，pp.29-62，中華民國結構工程學會，九月，台 北。

翁正強、尹衍樑、王瑞禎、梁景裕、郭美婷 (2010)「五螺箍矩形 RC 柱之軸壓試驗與優化設計研究」,結構工程，第二十五卷，第 一期，pp. 71-105，中華民國結構工程學會，三月，台北。

陳生金，陳正誠，林文賢 (1996),「鋼骨鋼筋混凝土構材與接合之耐震細部設計準則」，內政部建築研究所專題研究成果報告，民 國八十五年六月，台北。

陳正誠、周家希、吳品達(2015),「包覆填充型箱型柱橫向鋼筋配置方式之軸向強度與韌性」，內政部建築研究所 103 年度研究成果發表講習會，台北，內政部建築研究所，104 年 4 月 29 日。

陳正誠，陳建中 (2001),「包覆型鋼骨鋼筋混凝土梁之撓曲行為 特性」，中國土木水利工程學刊，第十三卷，第二期，pp. 263-276，民國九十年六月，台北。

陳正誠、吳品達、許瑜麟 (2020), 「包覆填充型箱型柱接力式繫筋對混凝土圍束的有效

性」,中華民國結構工程學會，結構工程，第 35 卷，第 1 期， 31-51 頁。

陳誠直、林南交、鄭錦銅、蔡克銓 (2002),「鋼筋混凝土柱與鋼梁接頭行為」，中國土木水利工程學刊，第 29 卷，第 3 期，4-18 頁。

陳誠直、翁正強、李建銘、李鴻利 (1999),「鋼骨鋼筋混凝土柱 及梁柱構材之強度與耐震行為研究（二）」，內政部建築研究所專 題研究成果報告，民國八十八年十月，台北。

陳誠直，翁正強，李健銘 (2000),「內含 T 字型鋼骨 SRC 柱行為 與設計探討」，土木技術，第三卷，第二期，pp. 56-62，民國八十 九年二月，台北。

蔡克銓、連陽、陳誠直 (1997),「鋼骨鋼筋混凝土柱軸向載重行為」，中國土木水利工程學刊，第八卷，第四期，民國八十六年十 二月，台北。

歐昱辰、周中哲、王威儒、賴柏丞(2021),「新型鋼骨預鑄混凝土複合式構架接頭試驗報告」，國家地震工程研究中心，NCREE-21-003。

經濟部標準檢驗局(2001),「硬固水泥砂漿及混凝土長度變化試驗法(CNS 14603:2001)」，中華民國國家標準。

經濟部標準檢驗局(1998),「混凝土泌水試驗法(CCNS 1235:1998)」，中華民國國家標準。

劉郁芳、周中哲、曾郡于、孫琛琛 (2020),「國內外規範之鋼骨鋼筋混凝土構造梁柱接合設計」，國家地震工程研究中心，NCREE-20-017。

American Concrete Institute Committee (ACI 318R-99). (1999). “Building code requirements for structural concrete and commentary. ” *ACI 318R-99*, USA.

American Concrete Institute Committee (ACI 318-02). (2002). "Buildings Code Requirements for Structural Concrete." *ACI -318-02*, MI

American Concrete Institute (ACI 352R-02). (2002). “Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures.” *ACI 352R-02*, Detroit, USA.

American Concrete Institute Committee (ACI 318R-05). (2005). “Building code requirements for structural concrete and commentary. ” *ACI 318R-05*, USA.

American Concrete Institute (ACI 318R-14). (2014). “Building Code Requirements for Structural Concrete” *ACI 318-14 Commentary on Building Code Requirements for Structural*

Concrete. ACI Committee 318.

American Concrete Institute (ACI 318R-19). (2019). "Building Code Requirements for Structural Concrete" *ACI 318-19 Commentary on Building Code Requirements for* Structural Concrete. ACI Committee 318.

American Institute of Steel Construction (1999). "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings." AISC-LRFD-99, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

American Institute of Steel Construction (AISC 341-02). (2002). "Seismic provisions for structural steel buildings.", *AISC 341-02*, Chicago, USA.

American Institute of Steel Construction (AISC 341-05). (2005). "Seismic provisions for structural steel buildings.", *AISC 341-05*, Chicago, USA.

American Institute of Steel Construction (AISC 341-16). (2016). "Seismic provisions for structural steel buildings.", *AISC 341-16*, Chicago, USA.

American Institute of Steel Construction (AISC 360-16). (2016). "Specification for Structural Steel Buildings.", *AISC 360-16*, Chicago, USA.

ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete. (1994). "Guidelines for design of joints between steel beams and reinforced concrete columns", *Journal of structural engineering*, Vol. 120, Issue 8, 2330-2357. Reston, VA, USA.

ASCE (1998) "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures." ASCE-7-98, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

ASCE (2002) "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures." ASCE-7-02, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Azizinamini, A., & Schneider, S. P. (2004). "Moment connections to circular concrete-filled steel tube columns", *Journal of structural Engineering*, Vol. 130, pp. 213-222, USA.

Chou, C. C., & Uang, C. M. (2002). "Cyclic performance of a type of steel beam to steel-encased reinforced concrete column moment connection", *Journal of constructional steel research*, Vol 58, pp. 637-663, USA.

Chou, C. C., & Wu, S. C. (2019). "Cyclic lateral load test and finite element analysis of high-

strength concrete-filled steel box columns under high axial compression", Engineering Structures, 189(2019), 89-99.

Chou, C. C., & Chen, G. W. (2020). "Lateral cyclic testing and backbone curve development of high-strength steel built-up box columns under axial compression", Engineering Structures, 223(2020), 11147.

Deierlein, G.G., Sheikh, T.M. and Yura, J.A. (1989). "Beam Column Moment Connections for Composite Frames：Part 2", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.115, No.11, pp. 2877-2896.

Elremaily A. (2000). "Connections between steel beams and concrete-filled steel tube columns." University of Nebraska-Lincoln, NE, USA.

El-Tawil, S. and Deierlein, G.G., (1999) "Strength and Ductility of Concrete Encased Composite Columns," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 125, No. 9, pp.1009-1019, Sept.

FEMA-222A. (1994). "Recommended provisions for the development of seismic regulations for new buildings." National Earthquake Hazards Reduction Program, Building Seismic Safety Council, Washington, DC, USA.

Fukuchi, Y., Wakamatsu, S., Oshima, M. (2002), "Experimental Study on Stress Transfers of Joints of SRC Columns and Steel Beams," Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 1085-1086. (in Japanese)

Hofbeck, J.A., Ibrahim, I.O. and Mattock, A.H., (1969) "Shear Transfer in Reinforced Concrete, " ACI Journal, Vol. 66, No. 2, pp. 119-128, Feb.

Imanishi, M., Oshida, M., Fukazawa, K., Tachibana, M. (2003), "Experimental Study on Strength of Steel Beam-to-SRC Column Connections" (Part 7 Experiment of Exterior Beam-column Connections), Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 1091-1092. (in Japanese)

Kathuria, D., Yoshikawa, H., Nishimoto, S., Kawamoto, S., Deierlein, G., (2015) "Design of Composite RCS Special Moment Frames," *John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report Series*, Stanford University, Report No.189, pp. 5-8, Sept.

Koester, B. D. (2000). “Panel zone behavior of moment connections between rectangular concrete-filled steel tubes and wide flange beams” (Doctoral dissertation), University of Texas at Austin, USA.

Kanno, R, and Deierlein, G.G. (1997), “Seismic Behavior of Composite(RCS) Beam-Column Joint Subassemblies,” *Composite Construction III*, ASCE, Reston, VA.

Liang, X. and Parra-Montesinos, G. (2004), “Seismic Behavior of RCS Beam-Column-Slab-Subassemblies and Frame Systems,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.130, No.2, pp. 310-319.

Mattock, A.H. and Hawkins, N.M., (1972) "Shear Transfer in Reinforced Concrete - Recent Research," PCI Journal, Prestressed Concrete Institute, Vol. 17, No. 2, pp. 55-75, March.

Mirza, S.A., Hyttinen, V. and Hyttinen, E., (1996) “Physical Tests and Analyses of Composite Steel-Concrete Beam-Columns,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, No.11, pp.1317-1326, Nov.

Munoz, P.R. and Hsu, C.-T.T., (1997) “Behavior of Biaxially Loaded Concrete-Encased Composite Columns,” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.123, No.9, pp.1163-1171, Sept.

Naka, T., Morita, K. and Tachibana, M., (1977) “Strength and Hysteretic Characteristics of Steel-Reinforced Concrete Columns (Part 2),” Transaction of AIJ, No. 250, pp.47-58, Oct.

Nishiyama, I., Hasegawa, T. and Yomanouchi, H. (1990), “Strength and Deformation Capacity of Reinforced Concrete Column to Steel Beam Joint Panels,” *Building Research Institute Report 71*, Ministry of Construction, Tsukuba, Japan

Nakamura, T. and Wakabayashi, M., (1976) "A Study on the Superposition Method to Estimate the Ultimate Strength of Steel Reinforced Column Subjected to Axial Thrust and Bending Moment Simultaneously," Bulletin of Disaster Prevention Research Institute, Vol. 26, Part 3, No. 242, Kyoto University, Sept.

NEHRP (1997) "Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings." National Earthquake Hazards Reduction Program, Building Seismic Safety Council (BSSC), Washington, D.C.

Okayasu, T., Fukumoto, T., Tomita, A., Fukuda, T., Kawano, K., Yanguchi, T. (2000), Experimental Study of Joints Between Steel Beam and Steel Reinforced Concrete Columns with H-shape Steel Part.1 Outline of Experimental and Results. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 1281-1282. (in Japanese)

Oshida, M., Imanishi, M., Fukazawa, K., Tachibana, M. (2003), "Experimental Study on Strength of Steel Beam-to-SRC Column Connections", (Part 6 Experiment of Exterior Beam-column Connections) Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 1089-1090. (in Japanese)

Parra-Montesinos, G. and Wight, J.K. (2000), "Seismic Response of Exterior RC Column-to-Steel Beam Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 10, pp. 1,113–1,121.

Parra-Montesinos, G., & Wight, J. K. (2001). "Modeling shear behavior of hybrid RCS beam-column connections", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127, Issue 1, pp. 3-11, USA.

Parra-Montesinos, G., Goel, S. and Kim, K-Y. (2003), " Towards Deformation-Based Capacity Design of RCS Beam-Column Connections," *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 5, pp. 681-690

Philip F.B., William F.C. and David I.M., (1995) "Seismic Performance of Steel-Encased Concrete Columns Under Flexural Loading," ACI Structural Journal, pp. 355-364, May-June.

Ricles, J.M. and Paboojian, S.D., (1994) "Seismic Performance of Steel-Encased Composite Column," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 120, No. 8, pp. 2474-2494, Feb.

Ricles, J. M., Peng, S. W., & Lu, L. W. (2004). "Seismic behavior of composite concrete filled steel tube column-wide flange beam moment connections," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, pp. 223-232, USA.

Sheikh, T.M., Deierlein, G.G., Yura, J.A. and Jirsa, J.O. (1989). "Beam Column Moment Connections for Composite Frames：Part 1", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No.11, pp. 2858-2876.

Wakabayashi, M., (1976) "A Proposal for Design Formulas of Composite Columns and Beam-Columns," International Colloquium on Stability, pp. 65-87, Tokyo, Sept.

Wakabayashi, M., Minami, K. and Komura, K., (1971) "An Experimental Study on Elastic-Plastic Characteristics of Composite Members Using An Encased H-Section Subjected to Combined Bending and Axial Force," Bulletin of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No. 14A, pp. 417-437, April.

Weng, C. C. and Yen, S. I., (1995) "A Strength Superposition Method for Steel Reinforced Concrete (SRC) Beam-Column Design," Proc. of the International Conference on Structural Stability and Design, Sydney, Australia, Oct.

Weng, C.C., Yen, S.I. and Chen, C.C., (2001) "Shear Strength of Concrete Encased Composite Structural Members," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 127, No. 10, pp. 1190-1197, Oct.

Weng, C.C., Yen, S.I. and Jiang, M.H., (2002) "Experimental Study on Shear Splitting Failure of Full-Scale Composite Concrete Encased Steel Beams," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, No. 9, pp. 1186-1194, Sept.

Weng, C.C. and Yen, S.I., (2002) "Comparisons of Concrete-Encased Composite Column Strength Provisions of ACI Code and AISC Specification," Engineering Structures, Vol. 24, No.1, pp.59-72, Jan.

Weng, C.C., Yin, Y.L., Wang, J.C. and Liang, C.Y. (2008) "Seismic Cyclic Loading Test of SRC Columns Confined with 5-Spirals," Science in China Series E: Technological Sciences, Vol. 51, No.5, pp.529-555.

附錄 1(編修小組 4 次工作會議紀錄)

鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範

梁柱接頭設計修訂編修小組工作會議紀錄

一、 **會議時間**：110 年 3 月 26 日(星期五)下午 1 時 30 分~3 時 00 分

二、 **會議地點**：國家地震工程研究中心 918 會議室

三、 **出席人員**：

一、中華民國結構工程學會：周中哲教授、劉郁芳博士、周德光先生

國立台灣大學：歐昱辰教授

國立交通大學：陳誠直教授

聯邦工程顧問：陳煥煒副總經理

四、 **會議內容**：

議題一：CFT 的定義

1. RC 為鋼筋混凝土、SRC 為鋼骨鋼筋混凝土、SS 為鋼骨構造，SC 為鋼骨外包覆混凝土，包覆之混凝土做防火披覆使用。SC 外包之混凝土，於計算斷面勁度時計入,但強度不計,只考慮鋼骨強度,因此應為鋼結構而非 SRC 範圍，與一般鋼結構差異為其因有混凝土包覆可抵抗側向挫屈，故經計算後部分狀況可不用加側撐。目前各規範無 SC 此名詞，擬於鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範第一章通則 1.1 節適用範圍解說內增加上述關於 SC 計算時應注意部份及其設計時應參考鋼結構設計規範之原因。
2. 填充型鋼管混凝土柱及包覆型鋼管混凝土柱應參考鋼骨鋼筋混凝土規範，SS 及 SC 梁應參考鋼結構規範，若為 CFT 柱與 SS 梁或 SC 梁結合應為設計者依情況自行判斷適用之規範。

小結：對於釐清不同類型構架參考 SRC、SS 或 RC 規範等定義敘述，請陳煥煒副總協助整理，預計納入規範修正的第一章通則中。

議題二：接頭及柱圍束箍筋最小需求量

1. 柱圍束最小箍筋量、簡報檔內算例 1 及 2，其中引用 ACI 318-14 部份，由於已更新至 ACI 318-19，其與軸力相關連致使箍筋量會有所變化，應採用 ACI 318-19 規定，更新箍筋的計算，搭配歐教授的資料，作為大會報告之初稿。

2. 當 λ 在 λ_{hd} 至 λ_{pd} 此範圍中時，美國規範計算之箍筋量將比臺灣規範高出許多。目前在台灣業界建築物設計時有些只有低樓層符合 λ_{pd} 值，上部樓層只符合 λ_p 值之狀況，鋼骨鋼筋混凝土規範應再於內文或解說詳細規定對於 λ_p、λ_{pd} 及 λ_{hd} 之適用情況，及低塑性、高塑性之定義。台灣規範中 λ_{pd} 值相較於 AISC 341-16 λ_{hd} 大，顯示較為不保守，建議可將台灣規範中第三章表 3.4-2~表 3.4-3，新增 λ_{hd} 欄位，並加入定義說明，反應下列敘述:
   - λ_{hd} ：低樓層適用，高塑性變形構件，耐震設計
   - λ_{pd} ：其他樓層適用，塑性變形構件，耐震設計
   - λ_p ：非產生塑性變形構件適用，結實斷面

   建議參考 AISC 中關於塑性轉角資料為佐證。
3. 規範第三章表 3.4-2~表 3.4-3 中，由於 SS400、SM400、SN400 級(A36)強度較低，不適用於主要構件，故建議移除該部份之相關規定，並增加實務界常用之 SM570 等級鋼材寬厚比。
4. 規範第三章表 3.4-1 為梁的寬厚比，不屬此次修訂範圍內，建議可匯整資料作為日後修訂議題。

小結：更新箍筋計算，表 3.4-3 移除 SM400、增加 SM570 寬厚比，並參照美國規範增加 λ_{hd} 相關敘述及寬厚比規定。

議題三：鋼筋混凝土柱與直通鋼梁之接合(RCS)

1. 擬將 AISC341-16 鋼筋混凝土柱與直通鋼梁之接合形式(RCS)列入鋼骨鋼筋混凝土規範中，可列新的小節。
2. 參考 AIJ-SRC 資料，可納入日本規範中的圖說。
3. 國內外若有相關實驗資料研究成果，亦可併入考量。
4. 擬請歐昱辰教授，協助提供 RCS 接頭形式圖說、條文、CAD 圖檔、箍筋圍束計算、以及 Stanford 2015 完成的研究之報告等相關資料。
5. 關於接頭部份，如鋼筋續接器焊在柱上，可再尋找相關研究或實驗報告，擬請陳誠直教授提供相關資料。

6. 修改過程中用到的研究報告應列在最後的內文或解說中。

小結：先參考 AISC 目前關於 RCS 敘述條文，並納入日本規範圖說，擬定台灣 RCS 初版編修文件。

議題四： SRC 強柱弱梁彎矩比

小結：因差異小，請委員建議是否需要修改，委員無意見。

五、 會議結論：

4 月 21 日將召開規範委員會會議，本次會議後，工作小組將整理匯整報告，先提供初步方案供編修小組委員參考，確認無誤後，擬將於 4 月 21 日規範委員會會議上作為討論依據。

鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範
柱修訂編修小組工作會議紀錄

一、 **會議時間**：110 年 3 月 26 日(星期五)下午 3 時 00 分~5 時 00 分

二、 **會議地點**：國家地震工程研究中心 918 會議室

三、 **出席人員：**

中華民國結構工程學會：周中哲教授、劉郁芳博士、周德光先生

國立台灣大學：廖文正教授

國立中央大學：許協隆教授

國立交通大學：陳誠直教授

國立聯合大學：李中生教授

築遠工程顧問：陳俊翰專案經理

四、 **會議內容：**

議題一：混凝土強度

1. 現行鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範 fc’要求不小於 210 kgf/cm^2，由於混凝土結構設計規範(2021)，不論國內或 ACI 皆要求不小於 280 kgf/cm^2，可於鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範第六章 6.3 節及第九章 9.2 節，修改 fc’要求不小於 280 kgf/cm^2。
2. AISC 341-16 對於混凝土強度是否訂有上限，再確認。
3. 鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範第六章 6.3 節及第九章 9.2 節，關於混凝土強度高於 420 或 560 kgf/cm^2 時提出試驗證明。由於混凝土強度提高，如 AISC 360-16 及中國大陸規範提及有關考慮潛變收縮引起的應力移轉，會造成複合構件受軸壓折減係數降低，即混凝土強度提高易造脆性現象，擬於鋼骨鋼筋混凝土規範中第六章 6.3 節或第九章 9.2 節加入說明限制混凝土強度，需採用何種試驗證明。
4. AISC 341-16 及 AISC 360-16 中確認高強度混凝土試驗證明資料。
5. 擬請廖文正教授，協助提供高強度混凝土相關試驗證明資料及條文研擬。
6. 鋼骨鋼筋混凝土規範中第三章 3.5 節，Ec=15000$\sqrt{fc'}$修改為 12000$\sqrt{fc'}$
7. 由於鋼骨鋼筋混凝土規範對於柱構件為主要構材，故 AISC 360-16 之輕質混凝土強度不列入。

小結：

A. 規範 Ch 3.5 構材之勁度第三項，常重混凝土之彈性模數 Ec 可取為 Ec=**15000**$\sqrt{f_c'}$ (kgf/cm^2) 擬修改為 Ec=**12000**$\sqrt{f_c'}$ (kgf/cm^2)。

B. 規範 Ch 6.3 一般要求第四項，混凝土規定抗壓強度 fc' 不宜小於 **210** kgf/cm^2 擬修改為 **280** kgf/cm^2。

C. 規範 Ch 9.2 材料第三項混凝土，混凝土之規定抗壓強度 fc'不得小於 **210** kgf/cm^2 擬修改為 **280** kgf/cm^2。

議題二： 鋼骨強度

1. 鋼骨鋼筋混凝土規範中第六章 6.3 節，鋼骨強度不宜大於 3.52 tf/cm^2，參考鋼結構規範主要常用材質 SM570，可調高至 4.2 tf/cm^2。

小結：

A. 規範 Ch 6.3 一般要求第四項，鋼骨其規定降伏應力不宜大於 **3520** kgf/cm^2 擬修改為 **4200** kgf/cm^2。

議題三：柱鋼筋主筋間距

1. 可考量下列方案，收集整理後，可於規範委員會會議上討論

方案一： 仍維持鋼骨鋼筋混凝土規範中第四章 4.3.3 節不得大於 300mm。

方案二：直接參考新版 AC1 318-19 規範中相關規定，擬請廖文正教授提供。

方案三：SRC 柱中其鋼骨部份所承受軸力及彎距其比例若超過一定比例者，其 RC 部份柱鋼筋主筋間距可以不遵循新版 AC1 318-19 規範中相關規定；反之則需遵循。擬請陳俊翰經理，提供相關方案三工程實例資料，以供比較。

2. 當改變柱鋼筋主筋間距，規範中第四章 4.3.3 節，擬請廖文正教授提供相關條文或解說等敘述。

3. 柱鋼筋主筋間距下限值，已於規範中第四章 4.3.1 節已有規定。

小結：

方案一：柱主筋間距最大值 300mm

方案二：鋼筋最小間距，取下列三者之最大者 max=(1.5 in, 1.5d_b, and (4/3)d_{agg})

方案三：由工程實例資料比較後，柱主筋間距介方案一(最大值)與方案二(最小值)之間

A. 規範 Ch 4.3.3 柱之主筋第二項，

鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於 300 mm　擬修改為

鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於 300 mm，且不得低於至少為 4 cm、1.5db 與(4/3)dagg 之最大者，並於解說中加入相關說明。

議題四：柱寬厚比

1. 鋼骨鋼筋混凝土規範第三章表 3.4-2~表 3.4-3 中，由於 SS400、SM400、SN400 級(A36)強度較低，不適用於主要構件，故建議移除該部份規定。
2. 規範第三章表 3.4-3，可加入 SM570 等級材質之寬厚比。
3. 規範中λpd 值相較於 AISC 341-16λhd 大，顯示較為不保守，可將規範中第三章表 3.4-3，λpd 與λp 二個值修改為λhd、λpd 與λp 三個值，其中加入λhd 定義說明，應反應下列敘述:
   - λhd: 低樓層適用，高塑性變形，耐震設計
   - λpd: 其他樓層適用，塑性變形，耐震設計
   - λp ：非產生塑性變形適用，結實斷面

建議參考 AISC 中關於塑性轉角資料為佐證。

至於規範第三章表 3.4-1 為梁的寬厚比，不屬此次修訂範圍內，建議可匯整資料後作為日後修訂議題。

小結：

A. 規範 Ch 3.4 鋼骨斷面之寬厚比第二項，表 3.4-2~表 3.4-3 中移除 SS400、SM400、SN400 級(A36)該部份規定。

B. 規範 Ch 3.4 鋼骨斷面之寬厚比第二項，表 3.4-2~表 3.4-3 中加入 SM570 級(A572 Gr.60)該部份規定。

C. 規範 Ch 3.4 鋼骨斷面之寬厚比第二項，表 3.4-3 中新增加入λhd 值，並於解說中加入相關說明。

1. 鋼骨鋼筋混凝土規範中第四章 4.3.5 節中，柱四個角落之主筋應都要增加繫筋，是故圖 C4.3.3、圖 C4.3.4、圖 C4.3.6 都應同時配合修改，擬收集各界可能資料如：

- 技師公會 SRC 標準圖說(擬請李中生教授提供相關資料)
- 學界研究成果 (擬請陳誠直教授提供相關資料)
- 新版日本建築學會「鐵骨鐵筋混凝土構造配筋指針(案)同解說」鋼骨鋼筋混凝土構造施工規範
- 鋼骨鋼筋混凝土構材與接合之耐震細部設計準則

2. 由於柱繫筋僅供圍束用途，不計入剪力強度計算，規範中第四章 4.3.5 節中可加入相關條文或解說等敘述。

小結：

A. 規範 Ch 4.3.5 柱之箍筋，於解說內加入：

由於 100 年所發布之鋼骨鋼筋混凝土規範，於 Ch 4.3.5 柱之箍筋部份，所引用之參考文獻，如日本建築學會(1994)「鐵骨鐵筋混凝土構造配筋指針(案)同解說」及內政部建研所(1996)「鋼骨鋼筋混凝土構材與接合之耐震細部設計準則」，其皆為 921 集集大地震之前所出版，故考量 921 集集大地震為使柱之箍筋具有良好圍束及主筋固定效果，柱主筋角落繫筋應綁扎成 90 度及 135

五、 會議結論：

4 月 21 日將召開規範委員會會議，本次會議後，工作小組將整理匯整後報告，先提供初步方案供編修小組委員參考，確認無誤後，擬將於 4 月 21 日規範委員會會議上作為討論依據。

鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範
柱修訂編修小組工作會議紀錄

一、 **會議時間**：110 年 9 月 3 日(星期五)下午 12 時 30 分~2 時 00 分

二、 **會議地點**：國家地震工程研究中心 805 會議室

三、 **出席人員**：

中華民國結構工程學會：周中哲理事長、劉郁芳博士、周德光先生

國立台灣大學：廖文正教授

國立中央大學：許協隆教授

工程顧問：陳俊翰博士

四、 **會議內容**：

議題一：寬厚比

1. 因本研究案僅針對柱及接頭規範，故表 3.4.1 本次修訂並未更動；規範條文敘述對應表 3.4.2 及表 3.4.3 修訂處需說明清楚。
2. 表格及敘述中符號需統一，F_y 統一改為 F_{ys}，E 是否統一改為 E_s 以現行臺灣規範為準。
3. λ_p 與 λ_{md} 相近，故表 3.4.2 及表 3.4.3 中 λ_p 保留原規範值，至於 SM570 則以比例推算，50 改為 54，73 改為 85。
4. 表 3.4.2 依照表 3.4.3 比例換算後，需檢查 λ_{md} 及 λ_{hd} 與純鋼骨規定比較，考慮其為 SRC 柱，若更嚴格則屬不合理。
5. 表格應以強度高到低排列，較符合規範編排習慣。

小結：

A. 表 3.4.1 及 λ_p 保留原規範值應於敘述中說明。

B. 符號應依照原臺灣規範使用之符號。

議題二： 混凝土強度

1. 新鋼筋混凝土規範中單位體積重之單位改為 kgf/m^3，此次規範修訂應一致，分別改為 1440 kgf/m^3 及 2560 kgf/m^3。

小結：

A. 修正內容應符合最新混凝土結構設計規範。

議題三：柱鋼筋主筋間距

1. 第四章 4.3.3 節敘述中應加入：「鋼筋混凝土部分承受 $0.3A_cf_c$’ 或 $f_c' > 700$ kgf/cm^2 時以上之柱軸力，h_x<200mm」。

鋼骨鋼筋混凝土柱中 RC 部份所分擔之需要軸力強度 P_{urc}，在 $P_{urc} > 0.3A_cfc'$之案例相關資料請陳俊翰專案經理補充。

小結：

A. 4.3.3 增加條文第三項及敘述。

B. 案例資料補充。

議題四：柱之箍距

1. 圖 C4.3.6 (a) 其柱角落主筋繫筋皆為 90 度，應修改。

小結：

A. 圖 C4.3.6 (a)更改修正。

五、會議結論：

本次會議後，工作小組將匯整委員意見重新修正草案，於規範委員會議再次進行審議。

鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範
梁柱接合設計修訂編修小組工作會議紀錄

一、 **會議時間**：110 年 9 月 7 日(星期二)下午 1 時 00 分~2 時 30 分

二、 **會議地點**：國家地震工程研究中心 805 會議室

三、 **出席人員**：

中華民國結構工程學會：周中哲理事長、劉郁芳博士、周德光先生

國立台灣大學：歐昱辰教授

國立交通大學：陳誠直教授

聯邦工程顧問：陳煥煒副總經理

四、 **會議內容**：

議題一：CFT 的定義

1. 第一章通則 1.1 中的解說新增解釋 SC 梁的設計原則，文字中使用「應」或「得」會造成強制規定周期計算上是否一定要考慮鋼柱外覆混凝土對勁度之貢獻，應確認是否需強制規定，選擇適當的字句。

小結: 建議維持使用文字「應」，在設計建築物周期時仍需考慮外覆混凝土對勁度之貢獻，地震力較高為保守設計。但在規範委員會議中將再次請委員建議周期計算時是否需強制規定外覆混凝土提供之勁度。

議題二: 鋼筋混凝土柱與鋼梁之接合(RCS)

1. 原於 8.4.1 的 2.(2)條文建議增加「若能以實驗驗證其傳力機制，則不在此限」及 8.5.1 的 1.中增加「且輔以適當的實驗證明其強度、韌性及可靠度」，考慮到條文內容有強制性，應將此二段敘述改放入解說中，並註明實驗內容應為實尺寸梁柱接頭試驗。
2. 圖 C8.6.1 立面圖邊界應加入截斷線，剖面圖應加入角隅繫筋。
3. 文字中焊接修改為全部的銲接。
4. 修正條文中，解說內容之圖編號及公式編號需於前方增加 C。
5. RCS 接頭剪力強度之計算，建議原定在解說中增加的 AISC 及 ACI 計算公式移至條文中，解說中則增加歐教授提出的參考 Deierlein 及歐昱辰、周中哲等人於國家地震工程研究中心報告計算之方式。
6. AISC 的接頭強度計算方式並無考慮承壓破壞，建議參考國內外論文或以歐教授提供之方式設法整合至計算中。
7. 若計算混凝土剪力強度參照 ACI 318-19 規範，應全列出 ACI 因各種梁、柱圍束情況不同的所有公式，而非直接取較保守公式。
8. 有效面積 Aj 臺灣與美國計算方式不同，條文應遵循現行臺灣規範，算例需重新檢查。

小結:

A. 條文內容有強制性，若在條文中規定需以實驗驗證在實務上較不容易達成，應將規定改放入解說中，而 AISC 計算剪力強度方式應納入條文。

B. 目前選擇使用 ACI 規定計算混凝土接頭剪力強度，並無承壓破壞及多種補強方式造成之影響，需另外再考慮承壓強度之計算方法。

五、 **會議結論**：

本次會議後，工作小組將匯整委員意見重新修正草案，於規範委員會議再次進行審議。

附錄 2(規範委員會 2 次會議紀錄)

鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範

SRC 規範委員會會議紀錄

一、 **會議時間**：110 年 4 月 21 日(星期三)下午 2 時 00 分~4 時 00 分

二、 **會議地點**：國家地震工程研究中心 802 會議室

三、 **出席人員**：

會議主席：周中哲教授

規範委員：王炤烈理事、江世雄理事長、林克強研究員、許協隆教授、陳正平技師、陳誠直教授、陳煥煒副總經理、陳俊翰博士、蔡克銓教授、廖文正教授、歐昱辰教授、劉俊秀教授、劉郁芳博士、周德光先生

會議紀錄：劉郁芳博士、周德光先生

四、 **會議內容**：

A. <u>梁柱接頭修訂</u>

議題一：SRC 的定義

1. 委員無特別意見。

議題二：接頭及柱圍束箍筋最小需求量

1. 取消 SS 等級低強度鋼材，其餘 SM 及 SN 仍應保留。
2. 對於寬厚比應滿足何種限制，可參考混凝土結構設計規範(2021)，以軸力決定。
3. 材料超強係數 Ry 應註明參考鋼結構規範。
4. 新增λ_{hd}後並應定義 b/t 與 AISC 一致，不應增加新的定義，避免未來依照美國規範更新時的麻煩。

小結 ： 取消 SS 級的鋼材，但保留 SM 及 SN。並參考 RC 規範，以柱軸力決定寬厚比的限制。

議題三：鋼筋混凝土柱與直通鋼梁之接合(RCS)

1. 接頭剪力 ASCE 1994 部分的計算應考慮使用 2015 年 Stanford 研究報告中的接頭計算方式，並應將接頭破壞模式在解說中列出，例如承壓破壞、是否應滿足

強柱弱梁、容許哪種破壞模式等，擬請歐教授協助提供相關資料。

2. Stanford 報告及美國規範中有許多細節的敘述，例如腹版開孔面積的限制等，編寫規範時應將此類細節一同納入，使章節內容更完整。

小結 ：

歐教授協助提供 Stanford 相關資料；編修小組將 AIJ 公式及細部圖納入討論，條文書寫內容以 AISC 為主，另參考的規範細節放入解說。

議題四：梁主筋以續接器與柱連結

一、 梁主筋以續接器與柱連結，基於國內工程實務需求，應列入此次規範修訂。

二、 應先將目前規範中鋼筋應繞過鋼柱及不可銲接等錯誤敘述刪除。

三、 持續蒐集此接合形式的資料，若是資料不足，可擬定為國家地震中心未來實驗項目之一。

四、 議題四簡報檔，包覆填充型鋼管混凝土柱，柱四個角落主筋之繫筋，原圖繫筋二端為 135 度，建議修改為繫筋二端為 90 度及 90 度。

小結 ：

將目前規範錯誤內容移除，更新繫筋圖。會針對此接頭型式持續蒐集相關資料，或規劃為國震未來實驗研究。

B. 柱修訂

議題一：混凝土強度

小結 ：

D. 規範 Ch 3.5 構材之勁度第三項，常重混凝土之彈性模數 Ec 可取為 Ec=**15000**√fc' (kgf/cm^2) 擬修改為 Ec=**12000**√fc' (kgf/cm^2)。

E. 規範 Ch 6.3 一般要求第四項，混凝土規定抗壓強度 fc' 不宜小於 **210** kgf/cm^2 擬修改為 **280** kgf/cm^2。

F. 規範 Ch 9.2 材料第三項混凝土，混凝土之規定抗壓強度 fc'不得小於 **210** kgf/cm^2 擬修改為 **280** kgf/cm^2。

議題二：鋼骨強度

小結 ：

B. 規範 Ch 6.3 一般要求第四項，鋼骨其規定降伏應力不宜大於 **3520** kgf/cm^2 擬修改為 **4200** kgf/cm^2。

議題三：柱鋼筋主筋間距

1. 柱鋼筋主筋間距，可參考 RC 研擬設計規範中縱向鋼筋受側向支撐距離。
2. 規範中4.3.3 柱之主筋原條文，除原有規定不得大於300 mm，並加入主筋與主筋之淨間距應大於以下之最小值 4 cm、1.5d_b 與 (4/3)d_{agg}。

小結 ：

B. 蒐集 RC 研擬設計規範中縱向鋼筋受側向支撐距離，於下次會議提報。

C. 規範 Ch 4.3.3 柱之主筋第二項，鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於 300 mm，該條文其後擬加入，且不得低於至少為 4 cm、1.5d_b 與(4/3)d_{agg} 之最大者，並於解說中加入相關說明。

議題四：柱寬厚比

1. 建議根據柱構件承受軸力分配比例，定義λ_{hd}適用範圍，用以取代以樓層規定適用範圍，定義方式可參考如鋼筋混凝土規範。
2. 柱寬厚比依據AISC341-16計算 ，其中材料超強因子Ry值可參考AISC341-16 中TABLE A3.1。

小結 ：

D. 規範 Ch 3.4 鋼骨斷面之寬厚比第二項，表 3.4-2~表 3.4-3 中 SS490、SM490、SN490 級仍維持保留。

E. 規範 Ch 3.4 鋼骨斷面之寬厚比第二項，表 3.4-2~表 3.4-3 中移除 SS400 級(A36)該部份規定。

F. 規範 Ch 3.4 鋼骨斷面之寬厚比第二項，表 3.4-2~表 3.4-3 中加入 SM570 級(A572 Gr.60)該部份規定。

G. 規範 Ch 3.4 鋼骨斷面之寬厚比第二項，考慮與 AISC 保持一致性，將原表 3.4-3 中寬厚比λ_{Pd}、λ_P二值修改為λ_{hd}、λ_{md}、λ_P三值，並於解說中加入相關說明。並列出現行規範中因應此一修正，所需對應修正條文及解說。

H. 柱構件承受軸力分配比例，蒐集 AISC 中λ_{hd}與軸力相關文獻資料，或工程實務中軸力(地震與重力載重)與低樓層柱之λ_{hd}相關算例資料。

小結 ：

B. 規範圖 C4.3.3、圖 C4.3.4、圖 C4.3.6 都應同時配合修改，建議柱四個角落之主筋應都要增加繫筋，繫筋二端皆為 90 度。

C. 由於規範 4.3.3 節規定，主筋間距大於 300mm 須加配 D13 軸向輔助筋，對於圖 C4.3.4 具有輔助筋，是否增加繫筋與否，蒐集國內外相關研究資料，於下次會議提報。

五、 會議結論：

本次會議後，工作小組將整理匯整報告，完成上述之要求及更改事項。

鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範

SRC 規範委員會會議紀錄

一、 **會議時間**：110 年 10 月 5 日(星期二)下午 2 時 30 分~4 時 30 分

二、 **會議地點**：國家地震工程研究中心 804 會議室

三、 **出席人員**：

會議主席：周中哲教授

規範委員：王炤烈理事、江世雄理事長、李中生教授、柯鎮洋董事長、許協隆教授、陳正平技師、陳誠直教授、陳煥煒副總經理、陳俊翰博士、郭可侯協理、蔡克銓教授、廖文正教授、歐昱辰教授、劉俊秀教授、劉郁芳博士、周德光先生

會議紀錄：劉郁芳博士、周德光先生

四、 **會議內容**：

議題一：CFT 的定義

1. 委員對於第一章通則解說新增的敘述中，配置「少量」鋼筋，及文字敘述需微調，微調的內容當天已經由陳煥煒副總經理修改，且獲得當場委員同意。

小結: 第一章通則，1.1 適用範圍下方的解說新增內容，以會議當場修改的最後結果為準。

議題二: 鋼筋混凝土柱與鋼梁之接合(RCS)

1. 8.5.1 節下方的解說，建議以實尺寸實驗證明接頭強度的敘述，改為「近」實尺寸。
2. 8.6.2 節條文中第 2 點，因接頭為較慣用的詞語，連接處三字應改為接頭。
3. 規範委員會建議應放入完整的承壓破壞計算，避免工程師設計時需翻閱參考文獻，決議請歐教授提供較精簡版本，供編修小組放入最後條文修改內容。

小結:

A. 依委員建議修改條文及解說用詞。

B. 將歐昱辰教授提供之承壓破壞計算放入規範，避免工程師需另外查閱文獻。

議題三: 柱寬厚比

1. 新的分類方式，刪去 λ_p，新增 λ_{md} 及 λ_{hd}，且舊的 λ_p 約相同於新的 λ_{md} 等相關解釋，應於解說中寫清楚，釐清讀者對新制的變化。

小結:

新的寬厚比分類應稍加解釋，讓讀者能了解舊的分類與新的分類的關係。

議題四: 柱筋間距

1. 20cm 改用 200mm，以統一單位。
2. 圖 C4.3.3、圖 C4.3.4、圖 C4.3.6 的角隅繫筋，端點處為斜角，應改回直角。
3. 檢查內容，銲接應使用金部的銲。

小結:上述內容應修正。

五、 會議結論：

本次會議後，規範小組應依會議決議修正內容後，將期末報告提交建研所。

中華民國結構工程學會

鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範
梁柱接合及柱設計之修正研擬委員會
內政部建築研究所計畫案

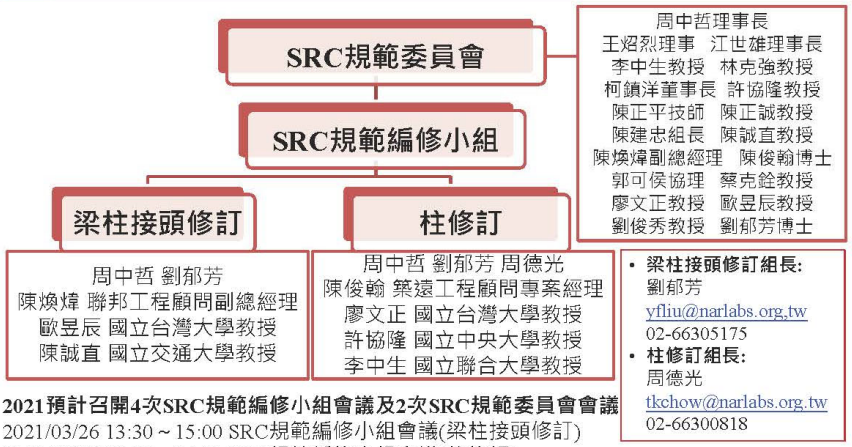
2021.04.21

計劃主持人：周中哲教授
臺大土木系教授/中華民國結構工程學會理事長
cechou@ntu.edu.tw

共同主持人：劉郁芳博士
國家地震工程研究中心助理研究員
yfliu@narlabs.org.tw

參與人員：周德光先生
國家地震工程研究中心副技術師
tkchow@narlabs.org.tw

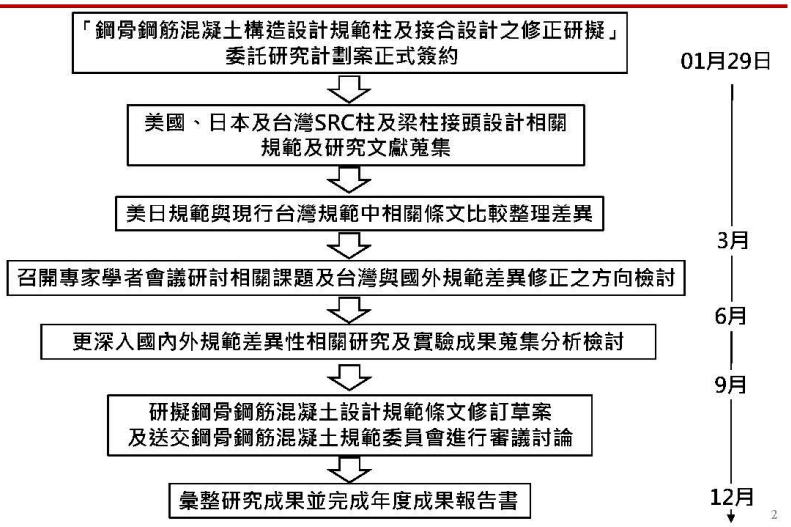
工作小組及會議安排



2021預計召開4次SRC規範編修小組會議及2次SRC規範委員會會議
2021/03/26 13:30 ~ 15:00 SRC規範編修小組會議(梁柱接頭修訂)
2021/03/26 15:00 ~ 16:30 SRC規範編修小組會議(柱修訂)
2021/04/21 14:00 ~ 16:00 SRC規範委員會會議

1

工作預定進度規劃



2

議題

1. SRC的定義
2. 接頭及柱圍束箍筋最小需求量
3. 鋼筋混凝土柱(RCS)與直通鋼梁之接合
4. 梁主筋以續接器與柱連結

3

議題1 ：
SRC的定義

- 包覆填充型鋼管混凝土柱及填充型鋼管混凝土柱屬於鋼骨鋼筋混凝土造設計規範與解說制定範圍，也屬於鋼構造建築物鋼結構設計技術規範第九章合成構材規定之範圍。⇨不論包覆鋼管外鋼筋混凝土之鋼筋有無錨定，或是只是溫度鋼筋防裂(點焊鋼絲網)，皆屬於鋼骨鋼筋混凝土造(SRC)範圍。
- 包覆鋼筋混凝土之鋼梁，若鋼筋為溫度鋼筋無錨定，可算是鋼骨鋼筋混凝土構件?
- 填充型鋼管混凝土柱+SS梁 ⇨ 鋼結構
- (包覆)填充型鋼管混凝土柱+SC梁 ⇨ 鋼結構?或是鋼骨鋼筋混凝土結構?

4

議題1 ：
建議修正

現行規範(民國100年)

本規範主要是針對 SRC 構造，關於一般鋼構造 或 RC 構造之設計，設計者應依內政部所定之相關規定辦理：
(1) 鋼構造：應依「鋼結構極限設計法規範及解說」辦理[1]。
(2) 鋼筋混凝土構造：應依「混凝土結構設計規範」辦理[2]。

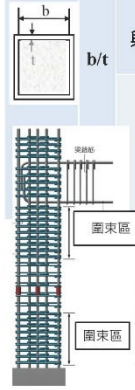
建議修正

本規範主要是針對 SRC 構造，關於一般鋼構造 (S)或鋼筋混凝土構造 (RC)之設計，設計者應依內政部所定之相關規定辦理：
(1) 鋼構造：應依「鋼結構極限設計法規範及解說」辦理[1]。
(2) 鋼筋混凝土構造：應依「混凝土結構設計規範」辦理[2]。
另外，有關國內常使用於建築物的鋼骨混凝土 (Steel Concrete， 簡稱 SC)構造之設計，此種構造的混凝土包覆部份主要係提供鋼骨的防火保護以及增加構件的勁度，由於此類構造在設計時混凝土包覆部份通常僅配置少量的防裂溫度鋼筋，且梁筋常未與鋼柱相連結，故建議強度計算時僅考量其鋼骨部份，外覆的鋼筋混凝土部分之強度則不予考慮，惟計算建築物的週期時仍應考慮外覆混凝土部分對構件勁度之貢獻。

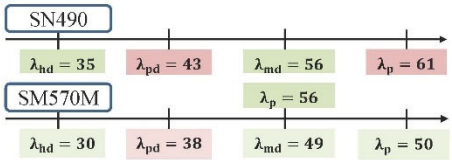
議題2：

接頭及柱圍束箍筋最小需求量

填充型鋼管混凝土柱	鋼材種類	台灣SRC規範(民國100年)		AISC 341-16 AISC 360-16			AIJ (2014)
		λ_{pd}	λ_p	λ_{hd}	λ_{md}	λ_p	b/t
b/t	SS490、SM490與SN490級	$\sqrt{\frac{3E}{F_y}} = 43$ Fy=3.3 t/cm²	61	$1.48\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} = 35$ Fy=324 Mpa R_y=1.1	$2.37\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} = 56$ Fy=324 Mpa R_y=1.1	56	60
	SM570M	$\sqrt{\frac{3E}{F_y}} = 38$ Fy=4.2 t/cm²	-	$1.48\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} = 30$ Fy=412 Mpa R_y=1.15	$2.37\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}} = 49$ Fy=412 Mpa R_y=1.15	50	-



λ_{hd}：highly ductile limiting
λ_{pd}：plastic design limiting
λ_{md}：moderately ductile limiting
λ_p：compact element limiting



議題2(算例1-SN490)：

接頭及柱圍束箍筋最小需求量

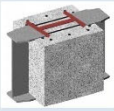
- 台灣對於柱圍束區最小箍筋量之計算方式與美國略有不同，因所採用得折減因子不同。台灣規範略爲不保守。

① 台灣SRC（$\lambda < \lambda_{pd}$）	② AISC 341-16（$\lambda < \lambda_{hd}$）
$A_{sh,1} = 0.3sb_c\left(\frac{f_c'}{F_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\left[1 - \frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u}\right] = 1.32cm^2$	$A_{sh,1} = 0.09sb_c\left[1 - \frac{A_sF_{ys}}{P_n}\right]\left(\frac{f_c'}{F_{yh}}\right) = 4.34cm^2$
$A_{sh,2} = 0.09sb_c\left(\frac{f_c'}{F_{yh}}\right)\left[1 - \frac{P_s + P_{hcc}}{(P_n)_u}\right] = 4.15cm^2$	③ ACI 318-19（$\lambda > \lambda_{hd}$）
$A_{sh} = \max(A_{sh,1}, A_{sh,2}) = 4.15cm^2$	$A_{sh,2} = 0.3sb_c\left(\frac{f_c'}{F_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) = 2.296cm^2$
	$A_{sh,3} = 0.09sb_c\left(\frac{f_c'}{F_{yh}}\right) = 7.24cm^2$
	$A_{sh} = \max(A_{sh,2}, A_{sh,3}) = 7.24cm^2$

參考文獻：美國AISC 341-16 (2016)、美國ACI 318-19(2019)、台灣SRC規範

議題2：

以周中哲教授2002發表的SRC梁柱接頭形式為例

填充型鋼管混凝土柱		鋼材種類	複合斷面
	b/t =7.8	A572 Grade 50 (W12x58)	λ_{hd} (AISC 341-16) AISC中無H型鋼複合斷面之λ_{hd}
			λ_{pd} 台灣SRC規範(民國100年) $\frac{21}{\sqrt{F_y}} = 11$ Fy=3.5 t/cm^2
			AIJ (2014) 19

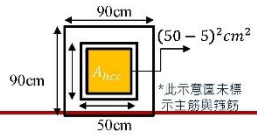
$\frac{16}{\sqrt{F_y}} = 8.6$(公式待討論)

研究結果證實SRC柱b/t符合λ_{hd}之斷面，箍筋用量可進行折減。

參考文獻：Chou and Uang (2002), "Cyclic Performance of a Type of Steel Beam to Steel-Encased Reinforced Concrete Column Moment Connections," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, pp. 637-663.

議題2：

算例



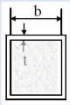
台灣SRC ($\lambda < \lambda_{pd}$)	AISC 341-16 ($\lambda < \lambda_{hd}$)	Chou and Uang($\lambda < \lambda_{hd}$)
$A_{sh,1} = 0.3sb_c\left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\left[1-\frac{P_s+P_{hcc}}{(P_n)_u}\right] = 1.32cm^2$ $A_{sh,2} = 0.09sb_c\left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right)\left[1-\frac{P_s+P_{hcc}}{(P_n)_u}\right] = 4.15cm^2$ $A_{sh} = \max(A_{sh,1}, A_{sh,2}) = 4.15cm^2$	$A_{sh,1} = 0.09sb_c\left[1-\frac{A_sF_{ys}}{P_n}\right]\left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right) = 4.34cm^2$ **ACI 318-19 ($\lambda > \lambda_{hd}$)** $A_{sh,2} = 0.3sb_c\left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right) = 2.296cm^2$ $A_{sh,3} = 0.09sb_c\left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right) = 7.24cm^2$ $A_{sh} = \max(A_{sh,2}, A_{sh,3}) = 7.24cm$	$A_{sh,1} = 0.09sb_c\left[1-\frac{A_sF_{ys}}{P_n}\right]\left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right) = 4.34cm^2$ $A_{sh,2} = 0.3sb_c\left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\left[1-\frac{A_sF_{ys}}{P_n}\right] = 1.38cm^2$ $A_{sh} = \max(A_{sh,1}, A_{sh,2}) = 4.34cm$

建議表3.4-3增加 λ_{hd}欄位，並在條文中新增λ_{hd}定義。
但接頭及柱圍束箍筋最小需求量因施工性建議維持原台灣規範規定，不需修改，編修小組會再進行研究探討箍筋最小需求量。

9

議題2：

表3.4-3建議新增λhd，取消SS400、SM400、SN400級，新增SM570級

填充型鋼管混凝土柱		鋼材種類	台灣SRC規範 (民國100年)		
			λ_{hd}	λ_{pd}	λ_p
	b/t	SS490、SM490與SN490級	$1.48\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=35$ Fy=324 Mpa R_y=1.1	$\sqrt{\frac{3E}{F_y}}=43$ Fy=3.3 t/cm^2	61
		SM570M	$1.48\sqrt{\frac{E}{R_yF_y}}=30$ Fy=412 Mpa R_y=1.15	$\sqrt{\frac{3E}{F_y}}=38$ Fy=4.2 t/cm^2	-
	b/t	SS490、SM490與SN490級	$0.085\frac{E}{R_yF_y}=48$ Fy=324 Mpa R_y=1.1	$\sqrt{\frac{8E}{F_y}}=70$ Fy=3.3 t/cm^2	109
		SM570M	$0.085\frac{E}{R_yF_y}=36$ Fy=412 Mpa R_y=1.15	$\sqrt{\frac{8E}{F_y}}=62$ Fy=4.2 t/cm^2	-

議題2：

建議新增λhd，取消SS400、SM400、SN400級，新增SM570級

- 建議將台灣SRC規範中第三章表3.4-3，新增λ_{hd}欄位，並加入定義說明

現行規範(民國100年)

3.4 鋼骨斷面之寬厚比

2.鋼骨鋼筋混凝土構造中，受鋼筋混凝土完全包覆之鋼構材且符合第4.3、4.4、4.5與4.6 節之相關規定者，其鋼骨斷面肢材之寬厚比不得大於表3.4-1 與3.4-2 所列之值。填充型或包覆填充型鋼管混凝土柱之鋼管斷面肢材寬厚比或徑厚比不得大於表3.4-3 所列之值。上述表中之λpd 與λp 分別表示耐震設計與結實斷面之鋼骨斷面肢材寬厚比之上限，其中Fys為鋼骨之規定降伏應力，Es為鋼骨之彈性模數，單位均為tf/cm2。

建議修正

3.4 鋼骨斷面之寬厚比

2.鋼骨鋼筋混凝土構造中，受鋼筋混凝土完全包覆之鋼構材且符合第4.3、4.4、4.5與4.6 節之相關規定者，其鋼骨斷面肢材之寬厚比不得大於表3.4-1 與3.4-2 所列之值。填充型或包覆填充型鋼管混凝土柱之鋼管斷面肢材寬厚比或徑厚比不得大於表3.4-3 所列之值。上述表中之λhd、λpd 與λp 分別表示耐震設計之高塑性、塑性變形斷面與結實斷面之鋼骨斷面肢材寬厚比之上限，其中Fys為鋼骨之規定降伏應力，Es為鋼骨之彈性模數，單位均為tf/cm2。

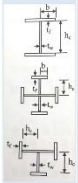
λ_{hd}：低樓層適用，高塑性變形構件，耐震設計
λ_{pd}：其他樓層適用，塑性變形構件，耐震設計
λ_p ：非產生塑性變形構件適用，結實斷面

λ_{hd}：highly ductile limiting
λ_{pd}：plastic design limiting
λ_p ：compact element limiting

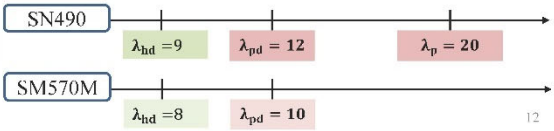
11

議題2：

表3.4-2 建議新增λhd，取消SS400、SM400、SN400級，新增SM570級

鋼骨鋼筋混凝土柱		鋼材種類	台灣SRC規範 (民國100年)		
			λ_{hd} AISC中無H型鋼複合斷面	λ_{pd}	λ_p
	b/t	SS490、SM490與SN490級	$\frac{16}{\sqrt{F_y}} = 9$ (待討論)	$\frac{21}{\sqrt{F_y}} = 12$ Fy=3.3 t/cm^2	20
		SM570M	$\frac{16}{\sqrt{F_y}} = 8$ (待討論)	$\frac{21}{\sqrt{F_y}} = 10$ Fy=4.2 t/cm^2	-

λ_{hd} : highly ductile limiting
λ_{pd} : plastic design limiting
λ_p : compact element limiting



12

議題3：

AISC341-16 接頭形式

鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

- 美國AISC 341-16規範條文 (Sect. D2-7 Composite Connections)

(c) Face bearing plates consisting of stiffeners between the flanges of steel beams shall be provided when beams are embedded in reinforced concrete columns or walls.

(d) The nominal shear strength of concrete-encased steel panel zones in beam-to-column connections shall be calculated as the sum of the nominal strengths of the structural steel and confined reinforced concrete shear elements as determined in Section E3.6e and ACI 318 Section 18.8, respectively.

(2) For connections between structural steel or composite beams and reinforced concrete or encased composite columns, transverse hoop reinforcement shall be provided in the connection region of the column to satisfy the requirements of ACI 318 Section 18.8

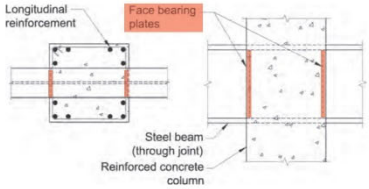


Fig. C-D2.10. Reinforced concrete column-to-steel beam moment connection.

13

議題3：

AISC341-16 接頭形式

鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

- 美國AISC 341-16規範條文

(Sect. D2-7 Composite Connections)

(c) 當梁嵌入鋼筋混凝土柱或牆時，應在鋼樑的翼板間提供加勁版。
(d) 梁柱接頭中被混凝土包覆的鋼板區域之標稱剪力強度應分別以Section E3.6e與ACI 318 Section 18.82中敘述之鋼骨及被束制混凝土之標稱強度之和。

(2) 鋼骨或複合斷面梁與鋼筋混凝土或包覆複合斷面柱之連接，應在連接處提供橫向箍筋以滿足ACI 318 Section 18.8之要求。

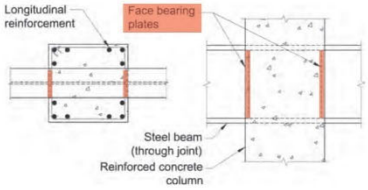


Fig. C-D2.10. Reinforced concrete column-to-steel beam moment connection.

14

議題3：

AISC341-16 接頭形式

鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

- 美國AISC 341-16規範解說

(Sect. D2-7 Composite Connections)

For fully encased connections between steel (or composite) beams and reinforced concrete (or composite) columns such as shown in Figure C-D2.10, the panel zone nominal shear strength can be calculated as the sum of contributions from the reinforced concrete and steel shear panels (see Figure C-D2.11). This superposition of strengths for calculating the panel zone nominal shear strength is used in detailed design guidelines (Deierlein et al., 1989; ASCE, 1994; Parra-Montesinos and Wight, 2001) for composite connections that are supported by test data (Sheikh et al., 1989;

(3) As in reinforced concrete connections, large bond stress transfer of loads to column bars passing through beam-to-column connections can result in slippage of the bars under extreme loadings. Current practice for reinforced concrete connections is to control this slippage by limiting the maximum longitudinal bar sizes as described in ACI 352R-02.

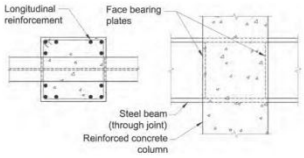


Fig. C-D2.10. Reinforced concrete column-to-steel beam moment connection.

Connections to Reinforced Concrete Columns. A schematic connection drawing for composite moment frames with reinforced concrete columns is shown in Figure C-D2.10 where the steel beam runs continuously through the column and is spliced away from the beam-to-column connection. Often, a small steel column that is interrupted by the beam is used for erection and is later encased in the reinforced concrete column (Griffis, 1992). Numerous large-scale tests of this type of connection have been conducted in the United States and Japan under both monotonic and cyclic loading (e.g., Sheikh et al., 1989; Kanno and Deierlein, 1997; Nishiyama et al., 1990; Parra-Montesinos and Wight, 2000; Chou and Uang, 2002; Liang and Parra-Montesinos, 2004). The results of these tests show that carefully detailed connections can perform as well as seismically designed steel or reinforced concrete connections.

In particular, details such as the one shown in Figure C-D2.10 avoid the need for field welding of the beam flange at the critical beam-to-column junction. Therefore, these joints are generally not susceptible to the fracture behavior in the immediate connection region near the column. Tests have shown that, of the many possible ways of strengthening the joint, face bearing plates (see Figure C-G3.1) and steel band plates (Figure C-G3.2) attached to the beam are very effective for both mobilizing the joint shear strength of reinforced concrete and providing confinement to the concrete. Further information on design methods and equations for these composite connections is available in published guidelines (e.g., Nishiyama et al., 1990; Parra-Montesinos and Wight, 2001). Note that while the scope of the ASCE Guidelines (ASCE, 1994) limits their application to regions of low to moderate seismicity, recent test data indicate that the ASCE Guidelines are adequate for regions of high seismicity as well (Kanno and Deierlein, 1997; Nishiyama et al., 1990; Parra-Montesinos et al., 2003).

15

參考文獻：美國AISC 341-16 (2016)

議題3：

AISC341-16 接頭形式

鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

- 美國AISC 341-16規範解說(Sect. D2-7 Composite Connections)

對於鋼（或複合斷面）梁和鋼筋混凝土（或複合斷面）柱之間的完全包覆接頭，如圖C-D2.10所示，面板區域的標稱剪力強度可以由鋼筋混凝土和鋼剪力面板提供之強度和計算（見圖C-D2.11）。這種以疊加計算剪力強度的方式在詳細的設計指南中（Deierlein等，1989；ASCE，1994；Parra-Montesinos和Wight，2001），被用來計算受測試數據支持的複合接頭(Sheikh et al., 1989;

(3) 就如鋼筋混凝土連接，大的握裹應力傳遞到通過梁柱接頭的柱鋼筋，可能在極端荷重下產生滑移。目前鋼筋混凝土是利用限制縱向鋼筋的最大尺寸來控制滑移，如ACI 352R-02所述。

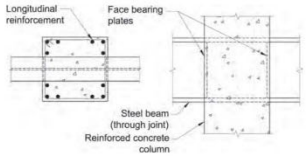


Fig. C-D2.10. Reinforced concrete column-to-steel beam moment connection.

參考文獻：美國AISC 341-16 (2016)

與鋼筋混凝土柱之連接，圖C-D2.10中顯示了帶有鋼筋混凝土柱的複合彎矩構架的示意連接圖，其中鋼樑連續穿過柱，並在梁柱接頭外續接。通常，會用一段在鋼梁上下的短柱做為架設工具，再灌成混凝土柱(Griffis, 1992)。在美國和日本，已經有許多對此類連接在單向載重和循環載重下大規模的測試（例如，Sheikh等，1989；Kanno和Deierlein，1997；Nishiyama等，1990；Parra-Montesinos和Wight，2000；Chou和Uang，2002；Liang和Parra- Montesinos，2004）。這些結果顯示細節良好的複合斷面接頭可以與耐震設計的鋼骨和鋼筋混凝土接頭有一樣的效果。

特別是，如圖C-D2.10所示的細節可以免除在關鍵梁柱連接處對梁翼板進行現場焊接的需要。因此，這些接頭不易在梁柱接合區域發生破壞行為。試驗表明，在許多加固接頭的可能方法中，附在橫樑上的面板（見圖C-G3.1）和鋼帶板（圖C-G3.2）對於加強鋼筋混凝土的連結剪力強度和提供對混凝土的束制都非常有效。有關這些複合連接的設計方法和方程式的更多信息，請參見已發布的指南（例如Nishiyama等人，1990; Parra-Montesinos和Wight，2001）。請注意，雖然ASCE指南（ASCE，1994）的適用範圍僅限於地震活動程度較低的地區，最近的測試數據表明，ASCE指南也適用於地震活動程度較高的地區（Kanno和Deierlein，1997年；Nishiyama等人，1990；Parra-Montesinos等，2003）。

16

議題3：

AISC341-16 參考的文獻

鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

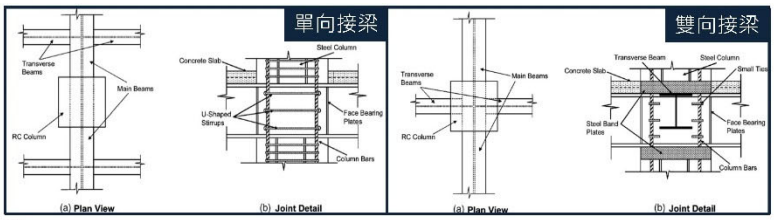
- Deierlein et al. (1989), "Part 2: Beam Column Moment Connections for Composite Frames," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.115, No.11, pp. 2877-2896.
- ASCE (1994), "Guidelines for Design of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.120, No.8, pp. 2330-2357.
- Parra-Montesinos and Wight (2001), "Modeling Shear Behavior of Hybrid RCS Beam-Column Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.127, No.1, pp. 3-11.
- Sheikh et al. (1989), "Part 1: Beam Column Moment Connections for Composite Frames," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.115, No.11, pp. 2859-2876.
- Nishiyama et al. (1990), "Strength and Deformation Capacity of Reinforced Concrete Column to Steel Beam Joint Panels," *Building Research Institute Report 71*, Ministry of Construction, Tsukuba, Japan
- Kanno and Deierlein (1997), "Seismic Behavior of Composite(RCS) Beam-Column Joint Subassemblies," *Composite Construction III*, ASCE, Reston, VA.
- Parra-Montesinos and Wight (2000), "Seismic Response of Exterior RC Column-to-Steel Beam Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 10, pp. 1113-1121.
- Chou and Uang (2002), "Cyclic Performance of a Type of Steel Beam to Steel-Encased Reinforced Concrete Column Moment Connections," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, pp. 637-663.
- Parra-Montesinos et al. (2003), "Towards Deformation-Based Capacity Design of RCS Beam-Column Connections," *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 5, pp. 681-690
- Liang and Parra-Montesinos (2004), "Seismic Behavior of RCS Beam-Column-Slab-Subassemblies and Frame Systems," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.130, No.2, pp. 310-319.

17

議題3 ：

鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

- 鋼筋混凝土柱與鋼梁構架(RCS)在強烈地震作用下能維持其構架強度，且於鋼梁上下區域焊接鋼帶板能使混凝土拉壓桿強度有效發揮。
- 對於雙向接鋼梁之RCS構架，因接合處無法設置U型箍筋，建議以鋼帶板取代U型箍筋提供接合區域混凝土有效圍束。



參考文獻：
1. Parra-Montesinos, G. and Wight, J.K. (2000), "Seismic Response of Exterior RC Column-to-Steel Beam Connections," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 126, No. 10, pp. 1,113–1,121.
2. Parra-Montesinos, G., Liang, X. and Wight, J.K.(2003), "Towards Deformation-Based Capacity Design of RCS Beam-Column Connections," Engineering Structures, Vol. 25, No. 5, pp. 681–690.

議題3：

AIJ（2014） 接頭形式

鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

- 日本AIJ（2014）規範條文

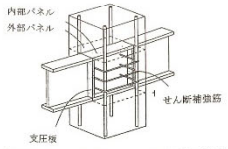
2．柱と梁で囲まれる部分のせん断力に対する算定は（20.1）式，（20.2）式による．

（1） 長期荷重時は（20.1）式による．

$$ {}_cV \cdot 3f_s \cdot (1+\beta) \geq ({}_BM_1 + {}_BM_2) \cdot \frac{h'}{h} $$

（2） 短期荷重時は（20.2）式による．

$$ {}_cV_e(2f_s \cdot {}_J\delta + {}_wp \cdot {}_wf_t) + {}_sV \cdot {}_sf_s \geq ({}_BM_1 + {}_BM_2) \cdot \frac{h'}{h} $$



解説図20.5 柱 RC・梁 S とする柱梁接合部の構成

解説図20.6は，解説図20.5に示すように，S部材がRC部材を貫通する十字形骨組を対象として，

針對（S梁）鋼構材貫穿RC構材（RC柱）

柱 RC・梁 S 柱梁接合部の抵抗機構を示したものである．柱 RC・梁 S とする柱梁接合部では，鉄骨部材の幅と RC 部材の幅が大きく異なるので，鉄骨フランジ幅内の内部パネルと鉄骨フランジ幅より外側の外部パネルに分けて考える．將梁柱接合部應力傳遞分成內部及外部兩部分來考量

參考文獻： 日本AIJ(2014)

19

議題3：

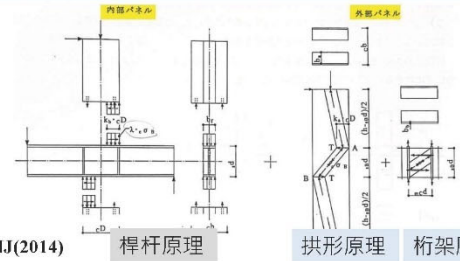
AIJ（2014） 接頭形式

鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

內部防止軸壓破壞

支圧破壊に対する内部パネルは，解説図20.6（a）に示すように，鉄骨部材は剛と仮定し，てこ機構による鉄骨フランジ上下面に作用するコンクリートの応力塊を矩形と考え，その大きさを $\lambda \cdot {}_c\delta_B$ とする．λ は局部支圧係数で，1.5～2.0の値が採用される場合が多い．${}_c\delta_B$ はコンクリートの圧縮強度である．また，応力は鉄骨フランジ全幅 b_f にわたって作用しているものと仮定する．これらの仮定から，内部パネルの支圧耐力が求められる．

外部パネルの終局耐力は，アーチ機構による耐力とトラス機構による耐力を累加することによって求められる．外部板的極限強度是由拱形原理與桁架原理兩部分之應力疊加



參考文獻：日本AIJ(2014)　桿杆原理　拱形原理　桁架原理

20

議題3：

AISC341-16 接頭形式

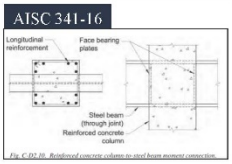
鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

- 美國與日本規範皆有提及此類型接頭，但目前台灣規範無此種形式，建議將此種形式的接頭納入台灣規範。

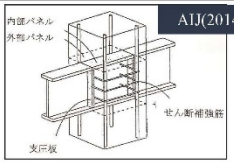
AISC 341-16		AIJ(2014)
$V_n = V_{sn} + V_{cn}$ **AISC 360-16** $V_{sn} = 0.6F_y d_c t_w$ **ACI 318-14** $V_{cn} = 5.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $= 3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $= 3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	**ASCE 1994** $V_n = V_{sn} + V_{csn} + V_{cfn}$ 鋼梁強度： $V_{sn} = 0.6F_{ysp}t_{sp}jh$ 混凝土拉壓桿強度： $V_{csn} = 1.7\sqrt{f'_c}b_p h \le 0.5f'_c b_p d_w$ 混凝土壓力場強度： $V_{cfn} = 0.4\sqrt{f'_c}b_0 h + A_{sh}F_{ysh}0.9\frac{h}{s_h} \le 1.7\sqrt{f'_c}b_0 h$	**長期載重：** ${}_cV \cdot 3f_s \cdot (1+\beta)$ $\ge ({}_BM_1 + {}_BM_2) \cdot \frac{h'}{h}$ **短期載重：** ${}_cV_e(2f_s \cdot {}_j\delta + {}_wp \cdot {}_wf_t) + {}_sV \cdot {}_sf_s \ge ({}_BM_1 + {}_BM_2) \cdot \frac{h'}{h}$

參考文獻：
美國AISC 341-16 (2016)、
美國ACI 318-14(2014)、ASCE 1994、
日本AIJ(2014)

AISC 341-16

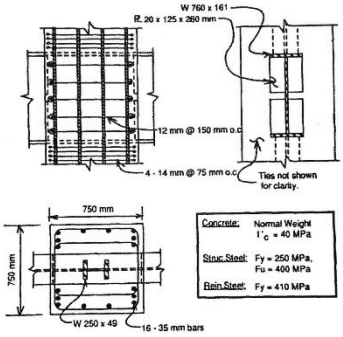


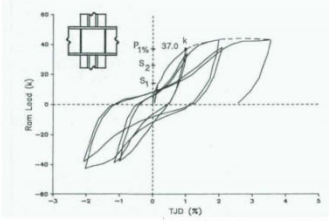
AIJ(2014)

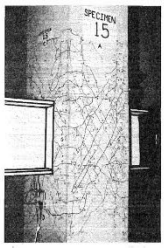


21

議題3：
算例







A_{sh} = 450 mm²; A_{tie} = 1,810 mm²; b = 750 mm; b_f = 266 mm; b_p = 266 mm; b_p' = 202 mm; d = 758 mm; d_f = 739 mm; d_w = 719 mm; F_{up} = 400 MPa = 0.40 GPa (GPa = kN/mm²); F_y = 250 MPa = 0.25 GPa; F_{ysh} = 410 MPa = 0.41 GPa; F_{ysp} = 250 MPa = 0.25 GPa; f_c' = 40 MPa = 0.04 GPa; h = 750 mm; sh = 150 mm; t_{sp} = 13.8 mm; and $T_{sfn} = C_{sfn} = 0$.

22

參考文獻：ASCE 1994

議題3：
AISC 341-16算例

AISC 341-16		
ASCE 1994 $V_n = V_{sn} + V_{csn} + V_{cfn}$ 鋼骨強度： $V_{sn} = 0.6F_{ysp}t_{sp}jh = 1172\ kN$	$V_n = V_{sn} + V_{cn}$ **AISC 360-16** $V_{sn} = 0.6F_y d_c t_w$=1553kN	
混凝土拉壓桿強度： $V_{csn} = 1.7\sqrt{f_c'}b_p h \le 0.5 f_c' b_p d_w$ = 2145 kN 混凝土壓力場強度： $V_{cfn} = 0.4\sqrt{f_c'}b_0 h + A_{sh}F_{ysh}0.9\frac{h}{s_h} \le 1.7\sqrt{f_c'}b_0 h$ = 823 kN $\boldsymbol{V_{csn} + V_{cfn}}$ = **2968** kN	**ACI 318-14**	
	四面圍束	$V_{cn} = 5.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ x 0.75 = 4424 kN
	三面或兩對邊圍束	$V_{cn} = 3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ x 0.75 = 3255 kN
	其他	$V_{cn} = 3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ x 0.75 = **2671** kN

23

參考文獻：美國AISC 341-16 (2016)、美國ACI 318-14(2014)、ASCE 1994

議題3：

算例

ASCE 1994

$V_{csn} + V_{cfn}$ = **2968** kN

ACI 318-14

$V_n = 3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j \times 0.75$= **2671** kN

ACI 318-19				
柱	梁	圍束	V_{cn}, kN	$0.75V_{cn}$, kN
連續	連續	圍束	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ = 6045 kN	4534 kN
		無圍束	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ = 4269 kN	3202 kN
	其他	圍束	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ = 4269 kN	3202 kN
		無圍束	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ = 3558 kN	2669 kN
其他	連續	圍束	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ = 4269 kN	3202 kN
		無圍束	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ = 3558 kN	2669 kN
	其他	圍束	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ = 3558 kN	2669 kN
		無圍束	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ = 2490 kN	1868 kN

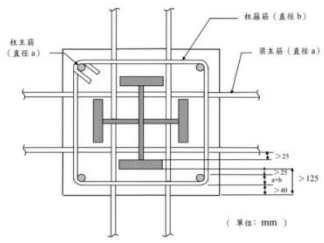
參考文獻：美國ACI 318-19(2019)

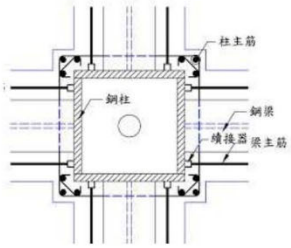
24

議題4：

梁主筋以續接器與柱連結(目前尚未蒐集到資料)

- 包覆十字型SRC柱，梁主筋與柱鋼骨之交互影響較小，故計算接頭剪力強度使用強度疊加法為合理
- 包覆填充型鋼管混凝土柱，目前一般使用續接器將梁主筋與柱鋼骨連接，梁主筋與柱鋼骨之交互影響較大，則其是否可忽略並適用強度疊加法計算強度存有疑慮





25

敬請指教

中華民國結構工程學會

鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範
柱之修正研擬工作會議
內政部建築研究所計畫案

2021.04.21

計劃主持人：周中哲教授
臺大土木系教授/中華民國結構工程學會理事長
cechou@ntu.edu.tw

共同主持人：劉郁芳博士
國家地震工程研究中心助理研究員
yfliu@narlabs.org.tw

工作小組及會議安排

SRC規範委員會

周中哲理事長
王炤烈理事　江世雄理事長
李中生教授　林克強教授
柯鎮洋董事長　許協隆教授
陳正平技師　陳正誠教授
陳建忠組長　陳誠直教授
陳煥煒副總經理　陳俊翰博士
郭可侯協理　蔡克銓教授
廖文正教授　歐昱辰教授
劉俊秀教授　劉郁芳博士

SRC規範編修小組

梁柱接頭修訂

周中哲 劉郁芳
陳煥煒 聯邦工程顧問副總經理
歐昱辰 國立台灣大學教授
陳誠直 國立交通大學教授

柱修訂

周中哲 劉郁芳 周德光
陳俊翰 築遠工程顧問專案經理
廖文正 國立台灣大學教授
許協隆 國立中央大學教授
李中生 國立聯合大學教授

- 梁柱接頭修訂組長:
  劉郁芳
  yfliu@narlabs.org.tw
  02-66305175
- 柱修訂組長:
  周德光
  tkchow@narlabs.org.tw
  02-66300818

2021預計召開4次SRC規範編修小組會議及2次SRC規範委員會會議
2021/03/26 13:30 ~ 15:00 SRC規範編修小組會議(梁柱接頭修訂)
2021/03/26 15:00 ~ 16:30 SRC規範編修小組會議(柱修訂)
2021/04/21 14:00 ~ 16:00 SRC規範委員會會議

1

工作預定進度規劃

「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範柱及接合設計之修正研擬」
委託研究計劃案正式簽約　　01月29日

↓

美國、日本及台灣SRC柱及梁柱接頭設計相關
規範及研究文獻蒐集

↓

美日規範與現行台灣規範中相關條文比較整理差異

↓

召開專家學者會議研討相關課題及台灣與國外規範差異修正之方向檢討　　3月

↓

更深入國內外規範差異性相關研究及實驗成果蒐集分析檢討　　6月

↓

研擬鋼骨鋼筋混凝土設計規範條文修訂草案
及送交鋼骨鋼筋混凝土規範委員會進行審議討論　　9月

↓

彙整研究成果並完成年度成果報告書　　12月

2

議題目錄

1. 混凝土強度
2. 鋼骨強度
3. 柱鋼筋主筋間距
4. 柱寬厚比
5. 柱之箍筋

3

議題1：
混凝土強度

NARLabs

規範	項目	混凝土強度 (kgf/cm²) 下限	上限	來源	備註
TWN-100	柱	210		Ch 6.3	
			420		包覆型提出試驗證明
			560		填充型提出試驗證明
	構材混凝土	210		Ch 9.2	
			420		包覆型提出試驗證明
			560		填充型提出試驗證明
拟RC設計規範	一般(常重與輕質)	210	未規定	Ch 19.2.1	未提到試驗證明
	特殊抗彎矩構架及特殊結構牆(常重與輕質)	280	未規定		
AISC360-16	Normal Weight Concrete	214	701	Section I 1.3	未提到試驗證明
	Light Weight Concrete	214	418		
AISC341-16	Concrete used in composite components-Low Seismic Risk	175	No limit	PROVISIONS A3.5 ACI 318-2019 Ch 19.2.1.1	未提到試驗證明
	Concrete used in composite components-Moderate and High Seismic Risk	210	No limit		
AIJ-SRC(2014)	常重混凝土	150	240	Ch 2.3	

規範擬修改

NARLabs

規範章節	原規範(TWN100)	擬修改規範
3.5 構材之勁度	常重混凝土之彈性模數 Ec 可取為 $15000\sqrt{f_c'}$ (kgf/cm^2)	常重混凝土之彈性模數 Ec 可取為 $12000\sqrt{f_c'}$ (kgf/cm^2)
6.3 一般要求	4. 鋼骨鋼筋混凝土柱中之鋼骨其規定降伏應力不宜大於3,520kgf/cm^2，鋼筋之規定降伏應力不宜大於5,600 kgf/cm2，混凝土規定抗壓強度fc' 不宜小於210 kgf/cm^2。	4. 鋼骨鋼筋混凝土柱中之鋼骨其規定降伏應力不宜大於3,520kgf/cm^2，鋼筋之規定降伏應力不宜大於5,600 kgf/cm2，混凝土規定抗壓強度fc' 不宜小於280 kgf/cm^2。
9.2 材料 3. 混凝土	混凝土之規定抗壓強度fc′ 不得小於210 kgf/cm^2。包覆型鋼骨鋼筋混凝土構材若需採用規定抗壓強度大於420 kgf/cm^2 之混凝土時或填充型鋼管混凝土構材若需採用規定抗壓強度大於560kgf/cm^2 之混凝土時，應以公認合理之試驗證明其可行性與可靠度。	混凝土之規定抗壓強度fc′ 不得小於280 kgf/cm^2。包覆型鋼骨鋼筋混凝土構材若需採用規定抗壓強度大於420 kgf/cm^2 之混凝土時或填充型鋼管混凝土構材若需採用規定抗壓強度大於560kgf/cm^2 之混凝土時，應以公認合理之試驗證明其可行性與可靠度。

5

議題2：
鋼骨強度

NARLabs

規範	項目	鋼骨強度 Fys (tf/cm^2)	來源
TWN-100	柱	≦ 3.52	Ch 6.3
	CNS 2947[銲接結構用軋鋼料]	2.192~3.314	Ch 9.2
	CNS 4269 [銲接結構用耐候性熱軋鋼料]	1.988~4.282	
	CNS 13812 [建築結構用軋鋼料]	2.192~3.008	
AISC 360-16	Structure Steel	≦ 5.353	Section I1.3
AISC341-16	COMPOSITE MOMENT-FRAME SYSTEMS AND SHEAR-WALL SYSTEMS	≦ 3.517	PROVISIONS A3.1
	(COMF、C-OBF、C-OSW)	≦ 3.874	
	(C-SMF、C-OBF、C-SCBF、C-EBF)	≦ 4.945	
AIJ-SRC(2014)	鉄骨材料	2.896~5.812	Ch 2.1
鋼結構極限設計法規範及解說	SM570	4.2	Ch 3.2

規範擬修改

規範章節	原規範(TWN100)	擬修改規範
6.3 一般要求	4. 鋼骨鋼筋混凝土柱中之鋼骨其規定降伏應力不宜大於3520 kgf/cm^2	4. 鋼骨鋼筋混凝土柱中之鋼骨其規定降伏應力不宜大於4200 kgf/cm^2

5

議題3：
柱鋼筋主筋間距

NARLabs

規範	項目	主筋尺寸及間距	來源
TWN-100	主筋尺寸	D≧ 16mm(#5)	Ch 4.3.1
	主筋與主筋之淨間距應大於右側之最小者	(1) 25 mm (2) 主筋標稱直徑之1.5 倍 (3) 粗骨材最大粒徑之1.25 倍	
	主筋間距 (mm)	≦ 300	Ch 4.3.3
		> 300 時加配D13軸向輔助筋	
AISC360-16	主筋間距 (mm)	未提及	
AISC341-16	主筋間距 (mm)	≦ 450	PROVISIONS H6.5C
AIJ-SRC (2014)	主筋尺寸	D≧ 13mm(#4)	Ch 3.1.1
	主筋間距 (mm)	>25 mm	
ACI 318-19	Minimum spacing of reinforcement	max=(1.5 in, 1.5db, and (4/3)dagg)	Ch 25.2.3
研擬RC設計規範	鋼筋最小間距	max=(4cm, 1.5db, and (4/3)dagg)	Ch25.2.3

方案比較

案例	柱編號	方案一	方案二	方案三		
		柱鋼筋主筋間距	鋼筋間淨距	Pns↑	Pnrc↓	柱鋼筋主筋間距
		cm	cm	%	%	cm
案例一 汐止國民運動中心(8F/B0)	C15	≦30	6.67	21	79	9.46
	C26	≦30	6.67	22	78	11.04
	C11	≦30	6.67	23	77	11.04
	C9	≦30	6.67	24	76	9.46
	C23	≦30	6.67	26	74	10.62
	C14	≦30	6.67	29	71	12.71
	C29	≦30	6.67	36	64	10.89
	C8	≦30	6.67	38	62	9.37
案例二 勝輝建設江子翠(20F/B2F)	C6	≦30	6.67	51	49	16.56
	C2	≦30	6.67	56	44	19.25
	C1	≦30	6.67	64	36	19.37
案例三 宏普建設頤和(20F/B4F)	C51	≦30	6.67	45	55	19.12
	C55	≦30	6.67	46	54	17.52
	C6	≦30	6.67	55	45	20.93
	C2	≦30	6.67	63	37	23.82
	C1	≦30	6.67	64	36	19.12
	C9	≦30	6.67	64	36	20.12
	C5	≦30	6.67	69	31	20.10

9

規範擬修改

規範章節	原規範(TWN100)	擬修改規範
4.3.3 柱之主筋	2. 鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於300 mm 。	2. 鋼骨鋼筋混凝土柱中之主筋間距不得大於300 mm ，且不得低於至少為4 cm、1.5db與(4/3)dagg之最大者。
解說	若SRC 柱中相鄰主筋的間距大於300 mm時，由於鋼筋對混凝土的圍束效果將會明顯減弱，故應如圖C4.3.4 所示，	若SRC 柱中相鄰主筋的間距大於300 mm時，由於鋼筋對混凝土的圍束效果將會明顯減弱，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。故應如圖C4.3.4 所示，

10

議題4：
柱寬厚比

表 3.4-2 鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

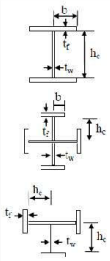
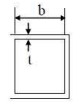
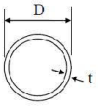
柱斷面肢材寬厚比		鋼材種類	λ_{pd}	λ_p
	b/t_f	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$21/\sqrt{F_{ys}}$	20
		SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)	$21/\sqrt{F_{ys}}$	23
	h_c/t_w	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$123/\sqrt{F_{ys}}$	81
		SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)	$123/\sqrt{F_{ys}}$	96

表 3.4-3 填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

柱斷面肢材寬厚比		鋼材種類	λ_{pd}	λ_p
	b/t	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$\sqrt{3E_s/F_{ys}}$	61
		SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)	$\sqrt{3E_s/F_{ys}}$	72
	D/t	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$\sqrt{8E_s/F_{ys}}$	109
		SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)	$\sqrt{8E_s/F_{ys}}$	150

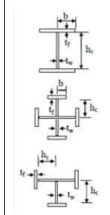
λpd 耐震設計鋼骨斷面肢材寬厚比
λp 結實斷面鋼骨斷面肢材寬厚比

11

規範擬修改

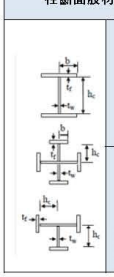
原規範

表 3.4-2 鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	λpd	λp
	b/tf	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$\frac{21}{\sqrt{F_{ys}}}$	20
		SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)	$\frac{21}{\sqrt{F_{ys}}}$	23
	hc/tw	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$\frac{123}{\sqrt{F_{ys}}}$	81
		SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)	$\frac{123}{\sqrt{F_{ys}}}$	96

擬修訂規範

表 3.4-2 鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	λpd	λp
	b/tf	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$\frac{21}{\sqrt{F_{ys}}}$	20
		SM570級 (A572 Gr.60)	$\frac{21}{\sqrt{F_{ys}}}$	-
	hc/tw	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$\frac{123}{\sqrt{F_{ys}}}$	81
		SM570級 (A572 Gr.60)	$\frac{123}{\sqrt{F_{ys}}}$	-

λpd 耐震設計鋼骨斷面肢材寬厚比
λp 結實斷面鋼骨斷面肢材寬厚比

12

規範擬修改

原規範

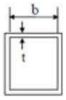
表 3.4-3 填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	λpd	λp
	b/t	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$\sqrt{\frac{3E}{F_{ys}}}=43$ Fy=3.3 t/cm²	61
		SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)	$\sqrt{\frac{3E}{F_{ys}}}=50$ Fy=2.4 t/cm²	72
	D/t	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$\sqrt{\frac{8E}{F_{ys}}}=70$ Fy=3.3 t/cm²	109
		SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)	$\sqrt{\frac{8E}{F_{ys}}}=82$ Fy=2.4 t/cm²	150

解說:
進行耐震設計時，對於可能發生塑性變形之處，鋼骨斷面肢材寬厚比應採用較嚴格的λpd 值，以確保斷面具有足夠的韌性變形能力，避免發生局部挫屈的現象。

擬修訂規範

表 3.4-3 填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	λhd	λpd	λp
	b/t	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$1.48\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}=35$ Fy=324 Mpa R_y=1.1	$\sqrt{\frac{3E}{F_{ys}}}=43$ Fy=3.3 t/cm²	61
		SM570級 (A572 Gr.60)	$1.48\sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}=30$ Fy=412 Mpa R_y=1.15	$\sqrt{\frac{3E}{F_{ys}}}=38$ Fy=4.2 t/cm²	-
	D/t	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$0.085\frac{E}{R_y F_y}=48$ Fy=324 Mpa R_y=1.1	$\sqrt{\frac{8E}{F_{ys}}}=70$ Fy=3.3 t/cm²	109
		SM570級 (A572 Gr.60)	$0.085\frac{E}{R_y F_y}=36$ Fy=412 Mpa R_y=1.15	$\sqrt{\frac{8E}{F_{ys}}}=62$ Fy=4.2 t/cm²	-

解說 ：
進行耐震設計時，對於可能發生塑性變形之處，鋼骨斷面肢材寬厚比應採用較嚴格的λpd 值，以確保斷面具有足夠的韌性變形能力，避免發生局部挫屈的現象。

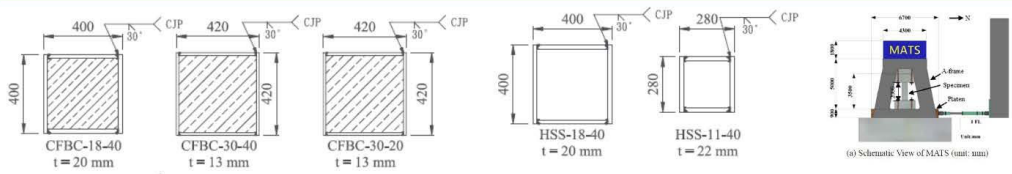
λhd ： B1F~3F低樓層適用，高塑性變形，耐震設計

λpd ： 其他樓層適用，塑性變形，耐震設計

λp ： 非產生塑性變形適用，結實斷面

13

建議修正原由：CFT柱寬厚比不足



Specimen		b	d	t	b/t	Axial Force	fy	E	Ry	TWN-100	AISC 341-16	
		mm	mm	mm		KN	Mpa	Mpa		λ pd	λ hd	λ md
concrete-filled box column (CFBC) 填充混凝土箱型鋼柱	CFBC-18-40	400	400	20	18	10090 (39.8%)	540	200000	1	33.3	28.5	45.6
	CFBC-30-40	420	420	13	30.3	9330 (39.9%)	580	200000	1	32.2	27.5	44.0
	CFBC-30-20	420	420	13	30.3	4058 (17.8%)	580	200000	1	32.2	27.5	44.0
hollow box columns (HBC) 鋼製空心箱柱	HBC-18-40	400	400	20	18	6575 (40.1%)	540	200000	1	33.3	12.5	14.6
	HBC-11-40	280	280	22	10.7	4919 (41.7%)	520	200000	1	34.0	12.7	14.9

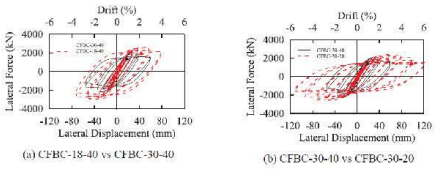
參考文獻：Chou, C. C., Wu, S. C. (2019). "Cyclic lateral load test and finite element analysis of high-strength concrete-filled steel box columns under high axial compression." Engineering Structures.

14

建議修正原由：CFT柱寬厚比不足

Specimen		b	d	t	b/t	Axial Force	fy	E	Ry	TWN-100	AISC 341-16	
		mm	mm	mm		KN	Mpa	Mpa		λpd	λhd	λmd
concrete-filled box column (CFBC) 填充混凝土箱型鋼柱	CFBC-18-40	400	400	20	18	10090 (39.8%)	540	200000	1	33.3	28.5	45.6
	CFBC-30-40	420	420	13	30.3	9330 (39.9%)	580	200000	1	32.2	27.5	44.0
	CFBC-30-20	420	420	13	30.3	4058 (17.8%)	580	200000	1	32.2	27.5	44.0

CFBC-18-40	b/t < λhd < λpd < λmd Highly Ductile Members
CFBC-30-40	λhd < b/t < λpd < λmd Moderately Ductile Members
CFBC-30-20	λhd < b/t < λpd < λmd Moderately Ductile Members



(a) CFBC-18-40 vs CFBC-30-40 (b) CFBC-30-10 vs CFBC-30-20

λ_{pd}：plastic design limiting， λ_{hd}：highly ductile limiting，
λ_{md}：moderately ductile limiting ，λ_p：compact element limiting

即使滿足AISC λ_{hd} 限制，在高軸力下(39.8%P_n)仍無法滿足4%的側位移角

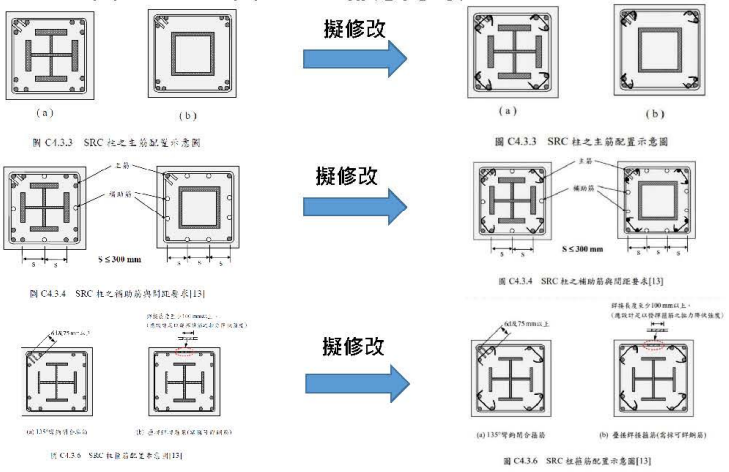
參考文獻：Chou, C. C., Wu, S. C. (2019). "Cyclic lateral load test and finite element analysis of high-strength concrete-filled steel box columns under high axial compression." Engineering Structures.

故建議將規範中第三章表3.4-3，
λpd 與λp二個值修改為
λhd、λpd 與λp三個值
加入λhd 用於
B1F~3F低樓層(高塑性變形，耐震設計)
可確保 B1F~3F低樓層韌性

15

議題5：
柱之箍筋

鋼骨鋼筋混凝土規範中第四章4.3.5節中，柱四個角落之筋應都要增加繫筋，
是故圖C4.3.3、圖C4.3.4、圖C4.3.6都應同時配合修改



16

敬請指教

附件

議題1：
混凝土強度

1. 現行鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範fc’ 要求不小於210 kgf/cm^2，由於新版RC規範，不論國內或ACI皆要求不小於280 kgf/cm^2，可於鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範第六章6.3節及第九章9.2節，修改fc’ 要求不小於280 kgf/cm^2。
2. AISC 341-16對於混凝土強度是否訂有上限，再確認。
3. 鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範第六章6.3節及第九章9.2節，關於混凝土強度高於420或560 kgf/cm^{2}時提出試驗證明。由於混凝土強度提高，如AISC 360-16及中國大陸規範提及有關考慮潛變收縮引起的應力移轉，會造成複合構件受軸壓折減係數降低，即混凝土強度提高易造脆性現象，擬於鋼骨鋼筋混凝土規範中第六章6.3節或第九章9.2節加入說明限制混凝土強度，需採用何種試驗證明。
4. AISC 341-16及AISC 360-16中確認高強度混凝土試驗證明資料。
5. 擬請廖文正教授，協助提供高強度混凝土相關試驗證明資料及條文研擬。
6. 鋼骨鋼筋混凝土規範中第三章3.5節，Ec=15000√fc’ 修改為12000√fc’
7. 由於鋼骨鋼筋混凝土規範對於柱構件為主要構材，故AISC 360-16之輕質混凝土強度不列入。

19

議題2：
鋼骨強度

1. 「規範」中第六章6.3節，鋼骨強度不宜大於3.52 tf/cm^2，參考鋼結構規範主要常用材質SM570，可調高至4.2 tf/cm^2。

20

議題3：
柱鋼筋主筋間距

1. 可考量下列方案，收集整理後，可於規範委員會會議上討論
   方案一： 仍維持鋼骨鋼筋混凝土規範中第四章4.3.3節不得大於300mm。
   方案二：直接參考新版AC1 318-19規範中相關規定，擬請廖文正教授提供。
   方案三：SRC柱中其鋼骨部份所承受軸力及彎距其比例若超過一定比例者，其RC部份柱鋼筋主筋間距可以不遵循新版AC1 318-19規範中相關規定；反之則需遵循。擬請陳俊翰經理，提供相關方案三工程實例資料，以供比較。
2. 當改變柱鋼筋主筋間距，規範中第四章4.3.3節，擬請廖文正教授提供相關條文或解說等敘述。
3. 柱鋼筋主筋間距下限值，已於規範中第四章4.3.1節已有規定。

21

議題4：
柱寬厚比

1. 鋼骨鋼筋混凝土規範第三章表3.4-2~表3.4-3中，由於SS400、SM400、SN400級(A36)強度較低，不適用於主要構件，故建議移除該部份規定。
2. 規範第三章表3.4-3，可加入SM570等級材質之寬厚比。
3. 規範中λpd 值相較於AISC 341-16λhd大，顯示較為不保守，可將規範中第三章表3.4-3，λpd 與λp二個值修改為λhd、λpd 與λp三個值，其中加入λhd定義說明，應反應下列敘述:
   - λhd : 低樓層適用，高塑性變形，耐震設計
   - λpd : 其他樓層適用，塑性變形，耐震設計
   - λp ：非產生塑性變形適用，結實斷面

   建議參考AISC中關於塑性轉角資料為佐證。
   至於規範第三章表3.4-1為梁的寬厚比，不屬此次修訂範圍內，建議可匯整資料後作為日後修訂議題。

22

議題5：
柱之箍筋

1. 鋼骨鋼筋混凝土規範中第四章4.3.5節中，柱四個角落之主筋應都要增加繫筋，是故圖C4.3.3、圖C4.3.4、圖C4.3.6都應同時配合修改，擬收集各界可能資料如：
   - 技師公會SRC標準圖說(擬請李中生教授提供相關資料)
   - 學界研究成果 (擬請陳誠直教授提供相關資料)
   - 新版日本建築學會「鐵骨鐵筋混凝土構造配筋指針(案)同解說」
   - 鋼骨鋼筋混凝土構造施工規範
   - 鋼骨鋼筋混凝土構材與接合之耐震細部設計準則
2. 由於柱繫筋僅供圍束用途，不計入剪力強度計算，規範中第四章4.3.5節中可加入相關條文或解說等敘述。

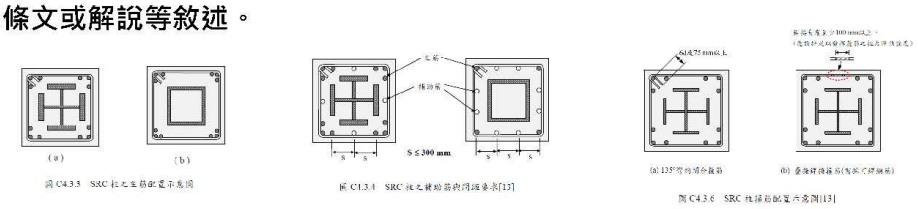


圖 C4.3.3 SRC 柱之主筋配置示意圖

圖 C4.3.4 SRC 柱之縱筋間距要求[13]

圖 C4.3.6 SRC 柱繫筋配置示意圖[13]

23

中華民國結構工程學會

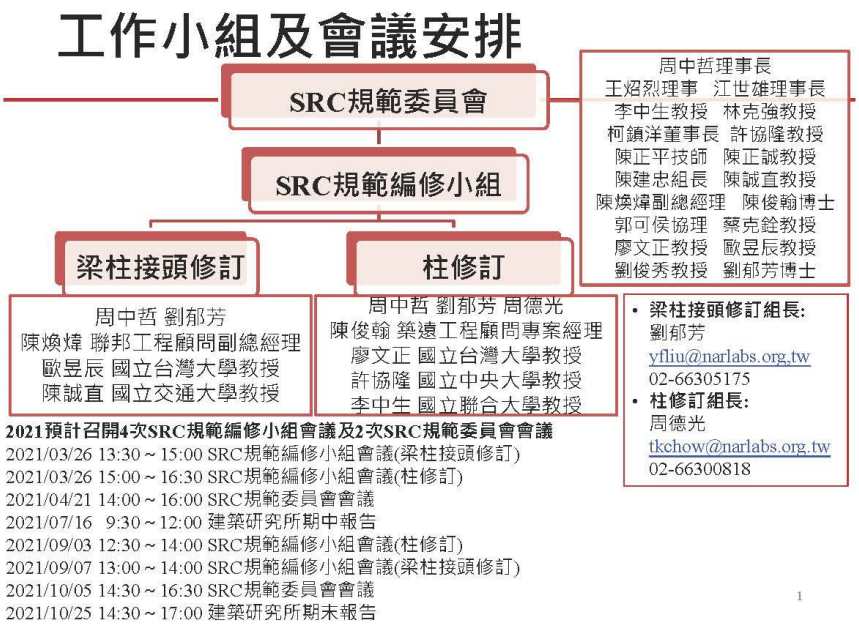
鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範
柱及接合設計之修正研擬委員會
內政部建築研究所計畫案

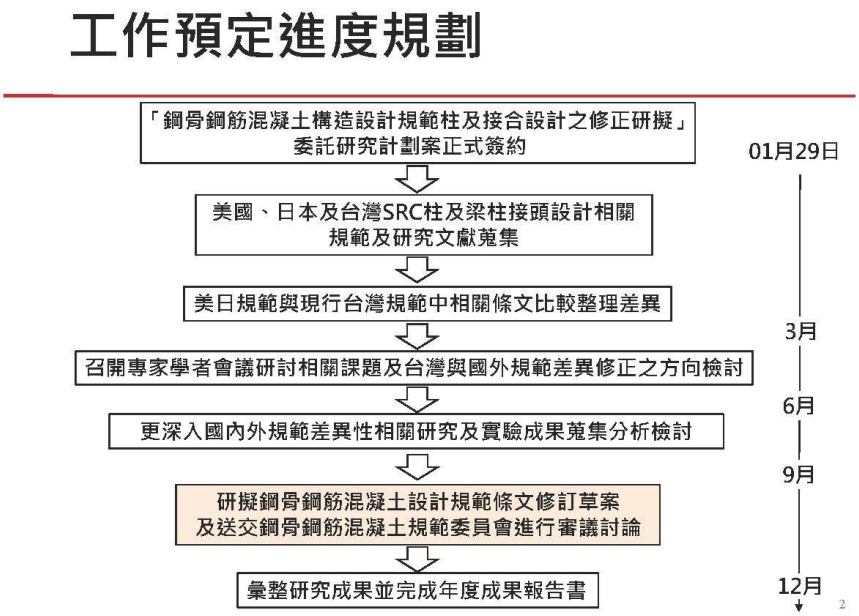
2021.10.05

計劃主持人：周中哲教授
國家地震工程研究中心主任/臺大土木系教授/中華民國結構工程學會理事長
cechou@ntu.edu.tw

共同主持人：劉郁芳博士
國家地震工程研究中心助理研究員
yfliu@narlabs.org.tw

參與人員：周德光先生
國家地震工程研究中心副技術師
tkchow@narlabs.org.tw


工作小組及會議安排
SRC規範委員會
SRC規範編修小組
梁柱接頭修訂
柱修訂
周中哲理事長
王炤烈理事 江世雄理事長
李中生教授 林克強教授
柯鎮洋董事長 許協隆教授
陳正平技師 陳正誠教授
陳建忠組長 陳誠直教授
陳煥煒副總經理 陳俊翰博士
郭可侯協理 蔡克銓教授
廖文正教授 歐昱辰教授
劉俊秀教授 劉郁芳博士
周中哲 劉郁芳
陳煥煒 聯邦工程顧問副總經理
歐昱辰 國立台灣大學教授
陳誠直 國立交通大學教授
周中哲 劉郁芳 周德光
陳俊翰 築遠工程顧問專案經理
廖文正 國立台灣大學教授
許協隆 國立中央大學教授
李中生 國立聯合大學教授
• 梁柱接頭修訂組長:
劉郁芳
yfliu@narlabs.org.tw
02-66305175
• 柱修訂組長:
周德光
tkchow@narlabs.org.tw
02-66300818
2021預計召開4次SRC規範編修小組會議及2次SRC規範委員會會議
2021/03/26 13:30 ~ 15:00 SRC規範編修小組會議(梁柱接頭修訂)
2021/03/26 15:00 ~ 16:30 SRC規範編修小組會議(柱修訂)
2021/04/21 14:00 ~ 16:00 SRC規範委員會會議
2021/07/16 9:30 ~ 12:00 建築研究所期中報告
2021/09/03 12:30 ~ 14:00 SRC規範編修小組會議(柱修訂)
2021/09/07 13:00 ~ 14:00 SRC規範編修小組會議(梁柱接頭修訂)
2021/10/05 14:30 ~ 16:30 SRC規範委員會會議
2021/10/25 14:30 ~ 17:00 建築研究所期末報告
1


工作預定進度規劃
「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範柱及接合設計之修正研擬」
委託研究計劃案正式簽約
01月29日
美國、日本及台灣SRC柱及梁柱接頭設計相關
規範及研究文獻蒐集
美日規範與現行台灣規範中相關條文比較整理差異
3月
召開專家學者會議研討相關課題及台灣與國外規範差異修正之方向檢討
6月
更深入國內外規範差異性相關研究及實驗成果蒐集分析檢討
9月
研擬鋼骨鋼筋混凝土設計規範條文修訂草案
及送交鋼骨鋼筋混凝土規範委員會進行審議討論
彙整研究成果並完成年度成果報告書
12月
2

議題

1. 梁主筋以續接器與柱連結
2. 鋼筋混凝土柱與直通鋼梁(RCS)之接合

3

議題1：待解決

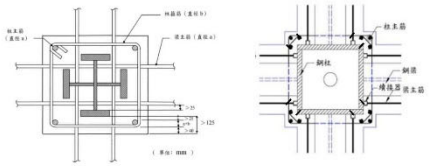
梁主筋以續接器與柱連結

現行台灣SRC規範(2011)

8.5.1節 解說：

為了確保梁柱接頭處的彎曲應(Bending Stress) 能夠有效傳遞，SRC梁柱接頭處之主筋應以直接通過接頭為原則。

有關採用鋼筋續接器(Coupler)銲接於鋼柱翼板來接續主筋之方式，目前尚未有充分的研究證明這種接合方式的可靠度，尤其是受到往復力作用下之力學行為並不明確。由於在翼板加銲續接器，將使柱鋼板受到垂直於板平面的拉力作用，該拉力是否會造成鋼板拉裂是一個十分值得研究的課題。此外，這種接合方式的施工品質亦是值得關心的問題。基於上述之考量，本規範建議在這些問題尚未釐清之前宜儘量避免採用此種接合方式。若非不得已必須採用此種接合方式時，至少應符合本節規範條文中有關鋼筋續接器種類、材料與施工之規定，且務必於鋼柱內與主筋同一水平面處加銲連續板。最好能，再輔以適當的實尺寸實驗以證明其強度、韌性及可靠度。



4

議題2：

AISC341-16 接頭形式

鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

- 美國AISC 341-16規範條文

(Sect. D2-7 Composite Connections)

(c) Face bearing plates consisting of stiffeners between the flanges of steel beams shall be provided when beams are embedded in reinforced concrete columns or walls.

(d) The nominal shear strength of concrete-encased steel panel zones in beam-to-column connections shall be calculated as the sum of the nominal strengths of the structural steel and confined reinforced concrete shear elements as determined in Section E3.6e and ACI 318 Section 18.8, respectively.

(2) For connections between structural steel or composite beams and reinforced concrete or encased composite columns, transverse hoop reinforcement shall be provided in the connection region of the column to satisfy the requirements of ACI 318 Section 18.8

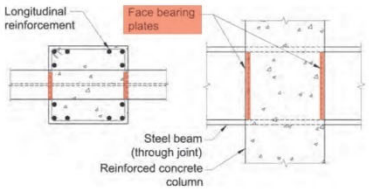


Fig. C-D2.10. Reinforced concrete column-to-steel beam moment connection.

參考文獻：美國AISC 341-16 (2016)

5

議題2：

AISC341-16 接頭形式

鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

- 美國AISC 341-16規範條文

(Sect. D2-7 Composite Connections)

(c) 當梁嵌入鋼筋混凝土柱或牆時，應在鋼梁的翼板間增加承壓面版。

(d) 梁柱接頭接頭區之標稱剪力強度應為Section E3.6e中鋼骨標稱強度與ACI 318 Section 18.8中混凝土標稱強度線性疊加之和。

(2) 鋼骨或複合斷面梁與鋼筋混凝土或包覆複合斷面柱之連接，應在連接處提供橫向箍筋以滿足ACI 318 Section 18.8之要求。

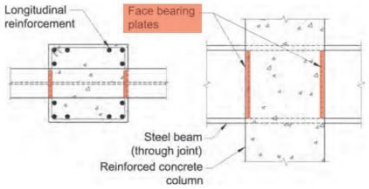


Fig. C-D2.10. Reinforced concrete column-to-steel beam moment connection.

6

議題2：

AISC341-16 接頭形式

鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

- 美國AISC 341-16規範解說

(Comm. D2-7 Composite Connections)

For fully encased connections between steel (or composite) beams and reinforced concrete (or composite) columns such as shown in Figure C-D2.10, the panel zone nominal shear strength can be calculated as the sum of contributions from the reinforced concrete and steel shear panels (see Figure C-D2.11). This superposition of strengths for calculating the panel zone nominal shear strength is used in detailed design guidelines (Deierlein et al., 1989; ASCE, 1994; Parra-Montesinos and Wight, 2001) for composite connections that are supported by test data (Sheikh et al., 1989; Kanno and Deierlein, 1997; Nishiyama et al., 1990; Parra-Montesinos and Wight, 2001).

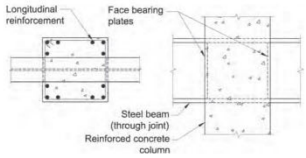


Fig. C-D2.10. Reinforced concrete column-to-steel beam moment connection.

Connections to Reinforced Concrete Columns. A schematic connection drawing for composite moment frames with reinforced concrete columns is shown in Figure C-D2.10 where the steel beam runs continuously through the column and is spliced away from the beam-to-column connection. Often, a small steel column that is interrupted by the beam is used for erection and is later encased in the reinforced concrete column (Griffis, 1992). Numerous large-scale tests of this type of connection have been conducted in the United States and Japan under both monotonic and cyclic loading (e.g., Sheikh et al., 1989; Kanno and Deierlein, 1997; Nishiyama et al., 1990; Parra-Montesinos and Wight, 2000; Chou and Uang, 2002; Liang and Parra-Montesinos, 2004). The results of these tests show that carefully detailed connections can perform as well as seismically designed steel or reinforced concrete connections.

In particular, details such as the one shown in Figure C-D2.10 avoid the need for field welding of the beam flange at the critical beam-to-column junction. Therefore, these joints are generally not susceptible to the fracture behavior in the immediate connection region near the column. Tests have shown that, of the many possible ways of strengthening the joint, face bearing plates (see Figure C-G3.1) and steel band plates (Figure C-G3.2) attached to the beam are very effective for both mobilizing the joint shear strength of reinforced concrete and providing confinement to the concrete. Further information on design methods and equations for these composite connections is available in published guidelines (e.g., Nishiyama et al., 1990; Parra-Montesinos and Wight, 2001). Note that while the scope of the ASCE Guidelines (ASCE, 1994) limits their application to regions of low to moderate seismicity, recent test data indicate that the ASCE Guidelines are adequate for regions of high seismicity as well (Kanno and Deierlein, 1997; Nishiyama et al., 1990; Parra-Montesinos et al., 2003).

參考文獻：美國AISC 341-16 (2016)

7

議題2:

AISC341-16 接頭形式

鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

- 美國AISC 341-16規範解說(Comm. D2-7 Composite Connections)

對於鋼（或複合斷面）梁和鋼筋混凝土（或複合斷面）柱之間的接頭，如圖C-D2.10所示，標稱剪力強度可以由鋼筋混凝土和鋼板提供之強度和。這種疊加計算剪力強度的方式可參照相關的設計報告及參考文獻（Deierlein等，1989； ASCE，1994；Parra-Montesinos和Wight，2001）。

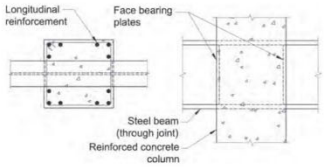


Fig. C-D2.10. Reinforced concrete column-to-steel beam moment connection.

圖C-D2.10中顯示了鋼筋混凝土柱的複合彎矩構架的示意連接圖，其中鋼梁連續穿過柱，並在梁柱接頭外續接。在美國和日本，已經有許多對此類接頭進行單向載重和循環載重下大規模的測試（例如，Sheikh等，1989；Kanno和Deierlein，1997； Nishiyama等，1990；Parra- Montesinos和Wight，2000； Chou和Uang，2002； Liang和Parra- Montesinos，2004）。這些結果顯示設計細節良好的鋼筋混凝土柱與鋼梁之複合斷面接頭可以與鋼骨或鋼筋混凝土接頭有一樣的耐震效果。

特別是此種複合斷面不須在梁柱連接處對梁翼板進行焊接。因此這些接頭不易在梁柱接頭區發生破壞。試驗表明，焊在鋼梁翼板的面板和接頭區上下的鋼帶板對於加強接頭剪力強度或提供對混凝土的圍束都非常有效，更多有關這些複合連接的設計和實驗請參見已發布的指南（Nishiyama等人，1990; Parra-Montesinos和Wight，2001）。

雖然ASCE指南（ASCE，1994）的適用範圍僅限於地震活動程度較低的地區，最近的測試數據表明，ASCE指南也適用於地震活動程度較高的地區（Kanno和Deierlein，1997年；Nishiyama等人，1990； Parra-Montesinos等，2003）。

參考文獻：美國AISC 341-16 (2016)

8

議題2：

AISC341-16 參考的文獻

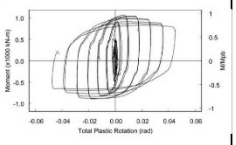
鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

- Deierlein, G.G., Sheikh, T.M. and Yura, J.A. (1989), "Part 2: Beam Column Moment Connections for Composite Frames," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.115, No.11, pp. 2877-2896.
- ASCE (1994), "Guidelines for Design of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.120, No.8, pp. 2330-2357.
- Parra-Montesinos, G. and Wight, J.K. (2000), "Seismic Response of Exterior RC Column-to-Steel Beam Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 10, pp. 1,113–1,121.
- Parra-Montesinos and Wight (2001), "Modeling Shear Behavior of Hybrid RCS Beam-Column Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.127, No.1, pp. 3-11.
- Sheikh, T.M., Deierlein, G.G., Yura, J.A. and Jirsa, J.O. (1989), "Part 1: Beam Column Moment Connections for Composite Frames," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.115, No.11, pp. 2859-2876.
- Nishiyama, I., Hasegawa, T. and Yamanouchi, H. (1990), "Strength and Deformation Capacity of Reinforced Concrete Column to Steel Beam Joint Panels," *Building Research Institute Report 71*, Ministry of Construction, Tsukuba, Japan
- Kanno, R. and Deierlein, G.G. (1997), "Seismic Behavior of Composite(RCS) Beam-Column Joint Subassemblies," *Composite Construction III*, ASCE, Reston, VA.
- Parra-Montesinos, G. and Wight, J.K. (2000), "Seismic Response of Exterior RC Column-to-Steel Beam Connections," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 10, pp. 1113-1121.
- Chou, C.-C. and Uang, C.-M. (2002), "Cyclic Performance of a Type of Steel Beam to Steel-Encased Reinforced Concrete Column Moment Connections," *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58, pp. 637-663.
- Parra-Montesinos, G., Liang, X. and Wight, J.K. (2003), "Towards Deformation-Based Capacity Design of RCS Beam-Column Connections," *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 5, pp. 681-690
- Liang, X. and Parra-Montesinos, G. (2004), "Seismic Behavior of RCS Beam-Column-Slab-Subassemblies and Frame Systems," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.130, No.2, pp. 310-319.

議題2：

鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

Chou and Uang(2001) 提出在接頭區設計一對平行鋼板之梁柱接頭形式。試驗結果顯示此設計可降低連續鋼板及箍筋需求，有效增加接頭區剪力強度。且試驗中使用此接頭區配置的兩個試體皆發展出0.035rad以上的塑性轉角，顯示此配置有良好的消能能力，觀察試體一破壞狀況，顯示配置平行鋼板區域有較少剪力變形

現行台灣SRC規範 $(\lambda < \lambda_{pd})$	AISC 341-16 (2016) $(\lambda < \lambda_{hd})$	Chou and Uang (2002) $(\lambda < \lambda_{hd})$
$A_{sh,1} = 0.3sb_c\left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right)\left[1-\frac{P_s+P_{hcc}}{(P_n)_u}\right] = 1.32cm^2$ $A_{sh,2} = 0.09sb_c\left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right)\left[1-\frac{P_s+P_{hcc}}{(P_n)_u}\right] = 4.15cm^2$ $A_{sh} = \max(A_{sh,1}, A_{sh,2}) = 4.15cm^2$	$A_{sh,1} = 0.09sb_c\left[1-\frac{A_sF_{ys}}{P_n}\right]\left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right) = 4.34cm^2$ **ACI 318-19 $(\lambda > \lambda_{hd})$** $A_{sh,2} = 0.3sb_c\left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right)\left(\frac{A_g}{A_{ch}}-1\right) = 2.296cm^2$ $A_{sh,3} = 0.09sb_c\left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right) = 7.24cm^2$ $A_{sh} = \max(A_{sh,2}, A_{sh,3}) = 7.24cm^2$	$A_{sh,1} = 0.09sb_c\left[1-\frac{A_sF_{ys}}{P_n}\right]\left(\frac{f'_c}{F_{yh}}\right) = 4.34cm^2$ 

10

議題2:

AIJ（2014） 接頭形式

鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

- 日本AIJ（2014）規範條文

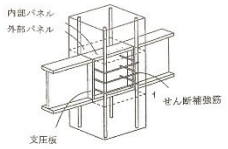
2．柱と梁で囲まれる部分のせん断力に対する算定は（20.1）式，（20.2）式による．

（1） 長期荷重時は（20.1）式による．

$$ {}_{c}V \cdot 3f_s \cdot (1+\beta) \geq ({}_{B}M_1 + {}_{B}M_2) \cdot \frac{h'}{h} $$

（2） 短期荷重時は（20.2）式による．

$$ {}_{c}V_e(2f_s \cdot {}_{J}\delta + {}_{w}p \cdot {}_{w}f_t) + {}_{s}V \cdot {}_{s}f_s \geq ({}_{B}M_1 + {}_{B}M_2) \cdot \frac{h'}{h} $$



解説図20.5 柱 RC・梁 S とする柱梁接合部の構成

解説図20.6は，解説図20.5に示すように，S部材がRC部材を貫通する十字形骨組を対象として，

針對（S梁）鋼構材貫穿RC構材（RC柱）

柱 RC・梁 S 柱梁接合部の抵抗機構を示したものである．柱 RC・梁 S とする柱梁接合部では，鉄骨部材の幅と RC 部材の幅が大きく異なるので，鉄骨フランジ幅内の内部パネルと鉄骨フランジ幅より外側の外部パネルに分けて考える．將梁柱接合部應力傳遞分成內部及外部兩部分來考量

參考文獻： 日本AIJ(2014)

11

議題2:

AISC341-16 接頭形式

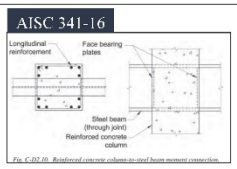
鋼筋混凝土柱(Reinforced Concrete Column) 與直通鋼梁之接合

- 美國與日本規範皆有提及此類型接頭，但目前台灣規範無此種形式，建議將此種形式的接頭納入台灣規範。

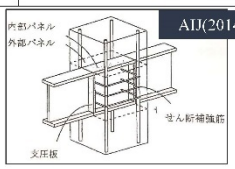
AISC 341-16 (2016)		AIJ (2014)
條文	解說	
$V_n = V_{sn} + V_{cn}$ **AISC 360-16** $V_{sn} = 0.6F_y d_b t_w$ **ACI 318-14** $V_{cn} = 5.3\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $= 3.9\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ $= 3.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$	**ASCE 1994** $V_n = V_{sn} + V_{csn} + V_{cfn}$ 鋼梁強度： $V_{sn} = 0.6F_{ysp}t_{sp}jh$ 混凝土拉壓桿強度： $V_{csn} = 1.7\sqrt{f_c'}b_p h \leq 0.5f_c' b_p d_w$ 混凝土壓力場強度： $V_{cfn} = 0.4\sqrt{f_c'}b_0 h + A_{sh}F_{ysh}0.9\frac{h}{s_h} \leq 1.7\sqrt{f_c'}b_0 h$	長期載重： ${}_{c}V \cdot 3f_s \cdot (1+\beta)$ $\geq ({}_{B}M_1 + {}_{B}M_2) \cdot \frac{h'}{h}$ 短期載重： ${}_{c}V_e(2f_s \cdot {}_{J}\delta + {}_{w}p \cdot {}_{w}f_t) + {}_{s}V \cdot {}_{s}f_s$ $\geq ({}_{B}M_1 + {}_{B}M_2) \cdot \frac{h'}{h}$

參考文獻：
美國AISC 341-16 (2016)、
美國ACI 318-14(2014) 、 ASCE 1994、
日本AIJ(2014)

AISC 341-16



AIJ(2014)



12

議題2

NARLabs

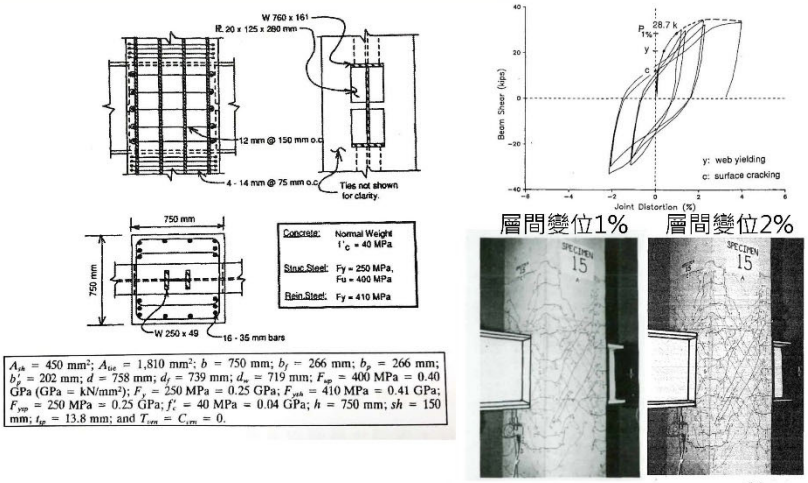
Deierlein等人(1989) 比較實際試驗試體強度與公式計算，誤差約為8%。
ASCE(1994)提供計算剪力標稱強度計算式與實際情況相近且略為保守。

Specimen number (1)	Description (2)	Nominal Strength (kips) Measured (3)	Calculated (4)	Ratio (5)	Notes (6)
1	Plain beam	17.0	14.0	0.83	No FBP
2	FBP	22.5	15.6	0.69	Bearing failure
3	Plain beam	16.5	10.8	0.65	No FBP
4	FBP	26.6	24.2	0.91	—
5	FBP (extra thick)	28.2	24.2	0.86	—
6	FBP, web doubler plates	35.8	30.4	0.85	Bearing failure
7	Wide FBP	33.8	31.2	0.92	—
8	Extended FBP	46.2	44.3	0.96	—
10	FBP (split)	29.0	25.2	0.87	—
11	FBP, web doubler plates, Dywidag bars	47.0	44.8	0.95	—
15	FBP, steel column	37.0	34.1	0.92	—
16	FBP, steel column, clip angles	37.3	34.7	0.93	—
17	FBP, steel column, Dywidag bars	36.9	35.6	0.96	—

參考文獻： Gregory G. Deierlein, Tauqir M. Sheikh, Joseph A. Yura, and James Q (1989). Jirsa, Members"beam-column moment connections for composite frames: part 2", ASCE

13

議題2:
算例1



A_{sh} = 450 mm²; A_{sp} = 1,810 mm²; b = 750 mm; b_f = 266 mm; b_p = 266 mm; b'_f = 202 mm; d = 758 mm; d_f = 739 mm; d_w = 719 mm; F_{up} = 400 MPa = 0.40 GPa (GPa = kN/mm²); F_y = 250 MPa = 0.25 GPa; F_{ysh} = 410 MPa = 0.41 GPa; F_{yp} = 250 MPa = 0.25 GPa; f'_c = 40 MPa = 0.04 GPa; h = 750 mm; sh = 150 mm; t_{sp} = 13.8 mm; and T_{cm} = C_{cm} = 0.

14

參考文獻：ASCE 1994、Beam column moment connections for composite frames by Deierlein(1989)

議題2:
算例1

AISC 341-16 (2016)	
條文	解說
$V_n = V_{sn} + V_{cn}$ AISC 360-16 $V_{sn} = 0.6F_y h t_w$=1523kN	ASCE 1994 $V_n = V_{sn} + V_{csn} + V_{cfn}$ 鋼骨強度： $V_{sn} = 0.6F_{ysp}t_{sp}jh = 1172\ kN$
ACI 318-14	混凝土拉壓桿強度： $V_{csn} = 1.7\sqrt{f'_c}b_p h \le 0.5f'_c b_p d_w = 2145$ kN 混凝土壓力場強度： $V_{cfn} = 0.4\sqrt{f'_c}b_0 h + A_{sh}F_{ysh}0.9\frac{h}{s_h} \le 1.7\sqrt{f'_c}b_0 h$ $= 823$ kN $V_{csn} + V_{cfn} = 2968$ kN
四面圍束	$V_{cn} = 1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ x 0.75 = 4424 kN
三面或兩對邊圍束	$V_{cn} = 1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ x 0.75 = 3255 kN
其他	$V_{cn} = 1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ x 0.75 = 2669 kN

參考文獻：美國AISC 341-16 (2016)、AISC 360-16 (2016)、ACI 318-14(2014)、ASCE 1994

15

議題2:
算例1

ASCE 1994
$V_{csn} + V_{cfn} = 2968$ kN
ACI 318-14
$V_n = 1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j \times 0.75 = 2669$ kN

AIJ (2014)	ACI 318-19 (2019)			
	柱	梁	圍束情形	$0.75V_{cn}$, kN
短期載重： ${}_cV_e(2f_s \cdot {}_j\delta + {}_wp \cdot {}_wf_t) + {}_sV \cdot {}_sf_s \ge ({}_BM_1 + {}_BM_2) \cdot \frac{h'}{h}$	連續	連續	圍束	$1.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ x 0.75= 4534 kN
	連續	連續	無圍束	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ x 0.75 = 3202 kN
	連續	其他	圍束	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ x 0.75 = 3202 kN
	連續	其他	無圍束	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ x 0.75 = 2699 kN
${}_cV_e(2f_s \cdot {}_j\delta + {}_wp \cdot {}_wf_t) + {}_sV \cdot {}_sf_s$ = 232.8 tf-m $\frac{M_n}{{}_sB^d} = 3096$ kN	其他	連續	圍束	$1.2\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ x 0.75 = 3202 kN
	其他	連續	無圍束	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ x 0.75 = 2669 kN
	其他	其他	圍束	$1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ x 0.75= 2669 kN
	其他	其他	無圍束	$0.7\lambda\sqrt{f'_c}A_j$ x 0.75 = 1868 kN

參考文獻：日本AIJ(2014)、美國ACI 318-19(2019)

16

議題2:
算例1

AISC 341-16 (2016)	歐豐辰教授等人
$\phi V_n = \phi_s V_{sn} + \phi_c V_{cn} = 3374$ kN AISC 360-16 $V_{sn} = 0.6F_y h t_w = 1523$kN ACI 318-19 $V_{cn} = 1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j \times 0.75$ $= 2669$ kN	$\phi V_n = \phi V_{in}$(內交會區) $+ \phi_c V_{on}$(外交會區) $= 3344\ kN$ 內交會區： $\phi V_{in} = \phi_s V_{spn} + \phi_c V_{icn} \le \frac{\phi_b(M_{vb} - V_b h)}{d_j}$ 鋼骨強度 $V_{spn} = 0.6\alpha_{sp}F_{yw}t_{sp}h = 1370\ kN$ 混凝土橫構剪力強度 $V_{icn} = 5.3\sqrt{f'_c}b_i h \le 0.5f'_c b_f d_j = 2202$ kN 承壓 $\frac{\phi_b(M_{vb} - V_b h)}{d_j} = 2181\ kN$ ➡ 承壓控制 外交會區： $V_{on} = 3.9\sqrt{f'_c}b_o h = 1551$ kN

參考文獻：AISC 341-16 (2016)、AISC 360-16 (2016)、ACI 318-19(2019)

歐豐辰、周中哲、王威儒、賴柏丞(2021)，「新型鋼骨預鑄混凝土複合式構架接頭試驗報告」，國家實驗研究院國家地震工程研究中心，NCREE-21-003。

17

議題2:
算例2

NARLabs

Beam section W30x108

Beam height	d = 29.8 in	$F_{ysp} = 50\ ksi$
Beam width	bf = 10.5 in	$T_{vrn} = C_{vrn} = 0$
Thickness of flange	tf = 0.76 in	$b_i = 10.5\ in$
Thickness of web	tw = 0.545 in	$b_o = 10.7\ in$

Column section 32"x32"

Column width	b = 32 in
Column height	h = 32 in
Specified concrete strength	f_c' = 6000 psi

參考文獻： Kathuria, D., Yoshikawa, H., Nishimoto, S., Kawamoto, S., Deierlein, G., (2015) "Design of Composite RCS Special Moment Frames," John A. Blume Earthquake Engineering Center Technical Report Series, Stanford University, Report No.189, Sept.

18

議題2:
算例2

AISC 341-16 (2016)	歐豐辰教授等人
$\phi V_n = \phi_s V_{sn} + \phi_c V_{cn} = 4485$ kN AISC 360-16 $V_{sn} = 0.6F_y h t_w = 2327$ kN ACI 318-19 $V_{cn} = 1.0\lambda\sqrt{f'_c}A_j \times 0.75$ $= 3188$ kN	$\phi V_n = \phi V_{in}$(內交會區) $+ \phi_c V_{on}$(外交會區) $= 4832kN$ 內交會區： $\phi V_{in} = \phi_s V_{spn} + \phi_c V_{icn} \le \frac{\phi_b(M_{vb} - V_b h)}{d_j}$ 鋼骨強度 $V_{spn} = 0.6\alpha_{sp}F_{yw}t_{sp}h = 2095\ kN$ 混凝土樓板剪力強度 $V_{icn} = 5.3\sqrt{f'_c}b_l h \le 0.5f'_c b_f d_j = 2312$ kN 承壓 $\frac{\phi_b(M_{vb} - V_b h)}{d_j} = 3532\ kN$ ➡ 承壓控制 外交會區： $V_{on} = 3.9\sqrt{f'_c}b_o h = 1733$ kN

參考文獻：AISC 341-16 (2016)、AISC 360-16 (2016)、ACI 318-19(2019)

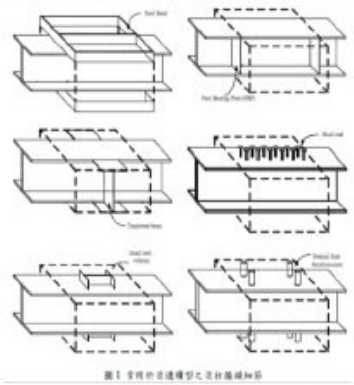
歐豐辰、周中哲、王威儒、賴柏丞(2021)，「新型鋼骨預鑄混凝土複合式構架接頭試驗報告」，國家實驗研究院國家地震工程研究中心，NCREE-21-003。

19

NARLabs

議題2:國內相關實驗(梁貫穿型式接頭)

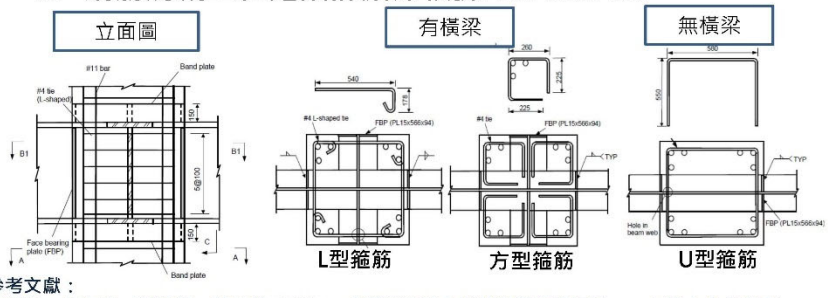
- 採梁貫穿型式接頭在梁柱交會區必須配合補強細節。
- 補強方式:
  - ① Steel Band
  - ② 承壓面板(FBP)
  - ③ 橫梁
  - ④ 剪力釘
  - ⑤ 小鋼柱
  - ⑥ 垂直鋼筋(VJR)



參考文獻：
陳誠直、林南交、鄭錦銅、蔡克銓 (2002)，「鋼筋混凝土柱與鋼梁接頭行為」，中國土木水利工程學刊，第29卷，第3期，4-18頁。

議題2:反覆載重實驗-鋼梁貫穿式接頭

- 梁柱接頭試體交會區配置:
  1. 接頭交會區橫梁的配置(剪力裂縫型式有差異，於連續鋼梁整體行為並無影響)
  2. 接頭交會區箍筋型式(提供良好圍束及剪力強度)
  3. 鋼筋混凝土柱之設計細節根據ACI 318-99



參考文獻：
陳誠直、林南交、鄭錦銅、蔡克銓 (2002)，「鋼筋混凝土柱與鋼梁接頭行為」，中國土木水利工程學刊，第29卷，第3期，4-18頁。

議題2:實驗結果與討論-鋼梁貫穿式接頭

- 試體破壞模式:

  接頭混凝土產生剪力裂縫➔鋼梁翼板腹板產生降伏➔鋼梁翼板、腹板產生挫屈➔層間變位達6%時，鋼梁翼板撕裂

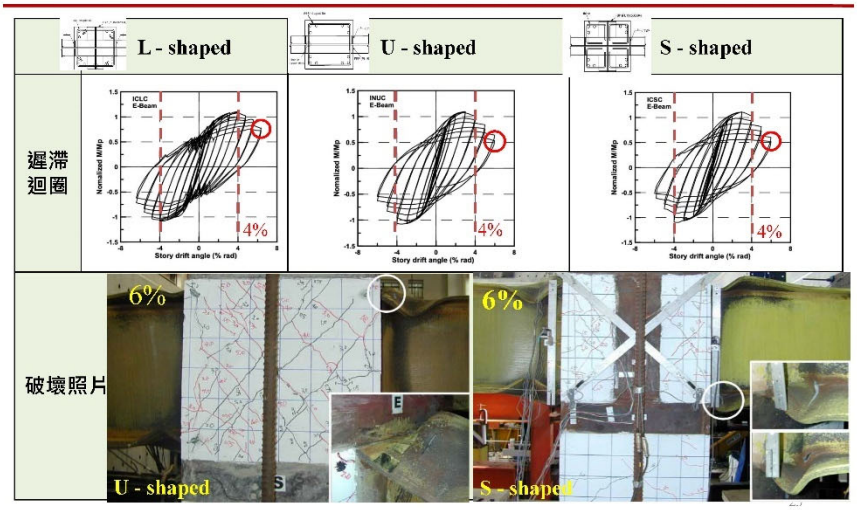
- 消能機制符合強柱弱梁設計理念
  ① 試體由梁端載重引致之梁端變位，大部分由梁變型所提供。
  ② 交會區有些微進入非線性，而交會區參與變位之量極少。
  ③ 試體柱皆處於彈性狀態。

- 接頭交會區所設置之不同箍筋型式，皆提供交會區良好之圍束及剪力強度
- 遲滯迴圈顯示試體擁有相當的強度與韌性消能能力，耐震性能良好。

22

NARLabs

議題2:實驗結果與討論-鋼梁貫穿式接頭



NARLabs

議題2:國內相關實驗(New RCS)

- 將傳統RCS接頭之鋼筋混凝土柱以新高強度鋼筋混凝土柱取代（混凝土抗壓強度70 MPa 以上，縱向鋼筋降伏強度最高為690MPa）。
- 目的：New RC 柱的使用將可使所開發系統應用於高樓建築，鋼梁的使用將增大梁的跨度，特別適用於商辦建築之使用。
- 設計七座試體執行反覆載重試驗。

參考文獻：
歐昱辰、周中哲、王威儒、賴柏丞(2021)，「新型鋼骨預鑄混凝土複合式構架接頭試驗報告」，國家實驗研究院國家地震工程研究中心 。

24

NARLabs

議題2:實驗結果與討論-New RCS

- 試體破壞模式:

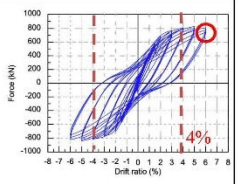
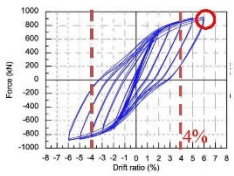
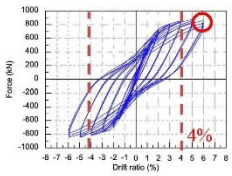
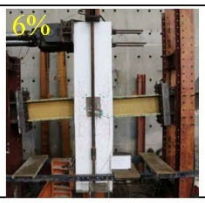
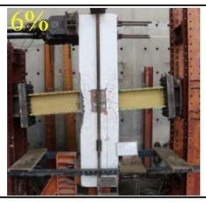
  由梁翼板產生之裂縫延伸至柱面➔承壓破壞➔持續增長及產生裂縫➔層間變位達6%時停止實驗

- 剪力破壞試體比較(IHS, IDEHS, ISEHS)
  ① 偏心試體極限強度高於無偏心試體，表示偏心補強有效
  ② 同側偏心試體後期力量下降較快，推測混凝土受力不均導致
  ③ 剪力破壞試體之計算強度與試驗強度比較四種數學模型：Guidelines、Wight、Deierlein、Standford，而Deierlein 模型最接近試驗結果
  ④ 目前剪力強度計算方式較保守，建議採納Stanford設計模型
  ⑤ 試體皆採箍筋減量設計，證明按研擬之箍筋減量公式設計對剪力行為無負面影響

參考文獻：
歐昱辰、周中哲、王威儒、賴柏丞(2021)，「新型鋼骨預鑄混凝土複合式構架接頭試驗報告」國家實驗研究院國家地震工程研究中心 。 25

NARLabs

議題2:實驗結果與討論-New RCS

	IHS(無偏心，剪力破壞)	IDEHS(異側偏心，剪力破壞)	ISEHS(同側偏心，剪力破壞)
遲滯迴圈			
破壞照片			

參考文獻：
歐昱辰、周中哲、王威儒、賴柏丞(2021)，「新型鋼骨預鑄混凝土複合式構架接頭試驗報告」國家實驗研究院國家地震工程研究中心 。 26

敬請指教

中華民國結構工程學會

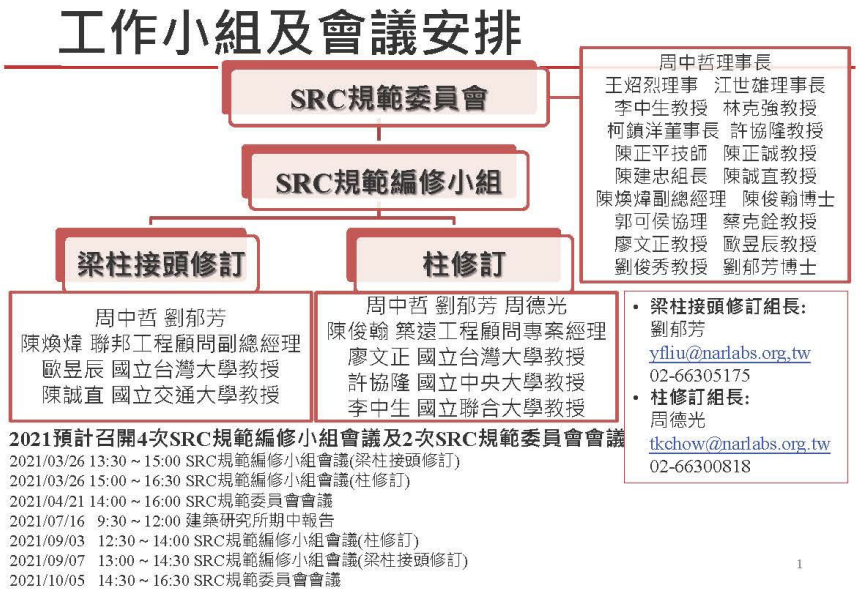
鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範
梁柱接合及柱設計之修正研擬委員會
內政部建築研究所計畫案

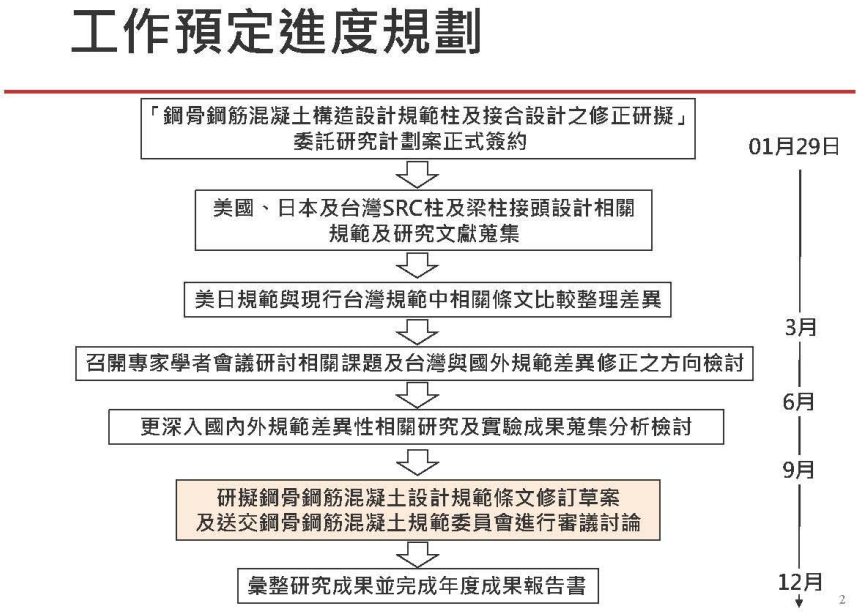
2021.10.05

計劃主持人：周中哲教授
國家地震工程研究中心主任/臺大土木系教授/中華民國結構工程學會理事長
cechou@ntu.edu.tw

共同主持人：劉郁芳博士
國家地震工程研究中心助理研究員
yfliu@narlabs.org.tw

參與人員：周德光先生
國家地震工程研究中心副技術師
tkchow@narlabs.org.tw


工作小組及會議安排
SRC規範委員會
SRC規範編修小組
梁柱接頭修訂
柱修訂
周中哲理事長
王炤烈理事 江世雄理事長
李中生教授 林克強教授
柯鎮洋董事長 許協隆教授
陳正平技師 陳正誠教授
陳建忠組長 陳誠直教授
陳煥煒副總經理 陳俊翰博士
郭可侯協理 蔡克銓教授
廖文正教授 歐昱辰教授
劉俊秀教授 劉郁芳博士
周中哲 劉郁芳
陳煥煒 聯邦工程顧問副總經理
歐昱辰 國立台灣大學教授
陳誠直 國立交通大學教授
周中哲 劉郁芳 周德光
陳俊翰 築遠工程顧問專案經理
廖文正 國立台灣大學教授
許協隆 國立中央大學教授
李中生 國立聯合大學教授
• 梁柱接頭修訂組長:
劉郁芳
yfliu@narlabs.org.tw
02-66305175
• 柱修訂組長:
周德光
tkchow@narlabs.org.tw
02-66300818
2021預計召開4次SRC規範編修小組會議及2次SRC規範委員會會議
2021/03/26 13:30 ~ 15:00 SRC規範編修小組會議(梁柱接頭修訂)
2021/03/26 15:00 ~ 16:30 SRC規範編修小組會議(柱修訂)
2021/04/21 14:00 ~ 16:00 SRC規範委員會會議
2021/07/16 9:30 ~ 12:00 建築研究所期中報告
2021/09/03 12:30 ~ 14:00 SRC規範編修小組會議(柱修訂)
2021/09/07 13:00 ~ 14:30 SRC規範編修小組會議(梁柱接頭修訂)
2021/10/05 14:30 ~ 16:30 SRC規範委員會會議
1


工作預定進度規劃
「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範柱及接合設計之修正研擬」
委託研究計劃案正式簽約
01月29日
美國、日本及台灣SRC柱及梁柱接頭設計相關
規範及研究文獻蒐集
美日規範與現行台灣規範中相關條文比較整理差異
3月
召開專家學者會議研討相關課題及台灣與國外規範差異修正之方向檢討
6月
更深入國內外規範差異性相關研究及實驗成果蒐集分析檢討
9月
研擬鋼骨鋼筋混凝土設計規範條文修訂草案
及送交鋼骨鋼筋混凝土規範委員會進行審議討論
彙整研究成果並完成年度成果報告書
12月
2

議題：柱寬厚比

表 3.4-3

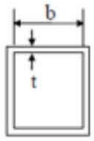
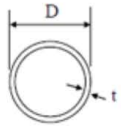
3

議題：柱寬厚比

台灣SRC規範(2011)

填充型鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

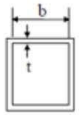
表 3.4-3 填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	λ_{pd}	λ_p
	b/t	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$\sqrt{\frac{3Es}{F_{ys}}}=43$ Fy=3.3 t/cm^2	61
		SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)	$\sqrt{\frac{3Es}{F_{ys}}}=50$ Fy=2.4 t/cm^2	72
	D/t	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$\sqrt{\frac{8Es}{F_{ys}}}=70$ Fy=3.3 t/cm^2	109
		SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)	$\sqrt{\frac{8Es}{F_{ys}}}=82$ Fy=2.4 t/cm^2	150

λpd: 耐震設計斷面之鋼骨肢材寬厚比之上限
λp : 結實斷面之鋼骨肢材寬厚比之上限

4

議題：柱寬厚比
表 3.4-3 λ_P 換算說明

		AISC341-16		AISC360-16	台灣SRC規範
		λ_{hd}	λ_{md}	λ_P	λ_p
	SM570級 (A572 Gr.60)	30	49	50	**55**
	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	35	56	56	61
	SM400 與SN400 級 (A36)	38	61	66	72
	SM570級 (A572 Gr.60)	36	72	73	**86**
	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	48	96	93	109
	SM400 與SN400 級 (A36)	56	111	127	150

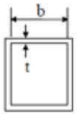
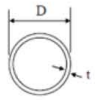
矩型
由400級與570級依原AISC 360-16 λ_p比例，求得SM570級 λ_P 50×72/66=**55**

圓型
由400級與570級依原AISC 360-16 λ_p比例，求得SM570級 λ_P 73×150/127=**86**

5

議題：柱寬厚比
建議修改 :填充型鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

表 3.4-3 填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	λ_{hd}	λ_{md}	λ_P
	b/t	SM570級 (A572 Gr.60)	$1.48\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=30 Fys=4.2tf/cm^2 Ry=1.15	$2.37\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=49 Fys=4.2tf/cm^2 Ry=1.15	**55**
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$1.48\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=35 Fys=3.3tf/cm^2 Ry=1.1	$2.37\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=56 Fys=3.3tf/cm^2 Ry=1.1	61
		SM400 與SN400 級 (A36)	$1.48\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=38 Fys=2.4tf/cm^2 Ry=1.3	$2.37\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=61 Fys=2.4tf/cm^2 Ry=1.3	72
	D/t	SM570級 (A572 Gr.60)	$0.085E_s/R_yF_{ys}$=36 Fys=4.2tf/cm^2 Ry=1.15	$0.17E_s/R_yF_{ys}$=72 Fys=4.2tf/cm^2 Ry=1.15	**86**
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$0.085E_s/R_yF_{ys}$=48 Fys=3.3tf/cm^2 Ry=1.1	$0.17E_s/R_yF_{ys}$=96 Fys=3.3tf/cm^2 Ry=1.1	109
		SM400 與SN400 級 (A36)	$0.085E_s/R_yF_{ys}$=56 Fys=2.4tf/cm^2 Ry=1.3	$0.17E_s/R_yF_{ys}$=111 Fys=2.4tf/cm^2 Ry=1.3	150

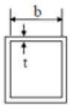
λhd : 高韌性構件(AISC 341-16 TABLE D1.1)
λmd: 中韌性構件(AISC 341-16 TABLE D1.1)
λp :結實斷面之鋼骨肢材寬厚比之上限(TWN-SRC 2011 TABLE 3.4-3)
Ry: 預期降伏應力與規定降伏最小應力fy之比值 (AISC 341-16 TABLE A3.1)

6

議題：柱寬厚比　修改後與原規範比對

填充型鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

表 3.4-3 填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	建議修改 λ_{hd}	建議修改 λ_{md}	建議修改 λ_{p}	台灣SRC規範2011 λ_{pd}	台灣SRC規範2011 λ_{p}
	b/t	SM570級 (A572 Gr.60)	30	49	55	38	
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	35	56	61	43	61
		SM400 與SN400 級 (A36)	38	61	72	50	72
	D/t	SM570級 (A572 Gr.60)	36	72	86	62	
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	48	96	109	70	109
		SM400 與SN400 級 (A36)	56	111	150	82	150

λhd : 高韌性構件(AISC 341-16 TABLE D1.1)
λmd: 中韌性構件(AISC 341-16 TABLE D1.1)
λp :結實斷面之鋼骨肢材寬厚比之上限(TWN-SRC 2011 TABLE 3.4-3)

λpd: 耐震設計斷面之鋼骨肢材寬厚比之上限
λp : 結實斷面之鋼骨肢材寬厚比之上限

議題：柱寬厚比

λhd、λmd、λp 相關研究文獻

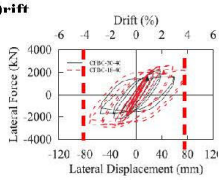
國內目前複合柱主要為填充混凝土箱型高強度鋼柱，根據周中哲等人文獻[1、2、3 、 4]指出：
三組試體滿足AISC341-16對於λ_{hd}高延性構件b/t的要求，但在高軸向載荷(40%Pn)下的試體則未達4%的層間變位

即現行SRC規範λ_{pd}值大於AISC341-16 λ_{hd}值，滿足 AISC341-16 λ_{hd}要求，仍未能達4% Drift

顯示現行SRC規範較為寬鬆，應修改至少與AISC341-16一致。

建議將原表3.4-3寬厚比λ_{Pd}、λ_{p}二值修改為λ_{hd}、λ_{md}、λ_{p}三值，與AISC保持一致性

軸力比40% Pn　軸力比40% Pn　軸力比20% Pn



HBC-12-40 (8.5% Drift)

參考文獻
1.周中哲，陳冠維，林德宏(2020)「箱型鋼柱考慮寬厚比軸力近斷層地震下的耐震行為與背骨曲線發展」，結構工程，第三十五卷，第四期，57-75頁
2.周中哲，吳松城(2017)「高強度混凝土充填箱型鋼柱於高軸力下之耐震試驗」，結構工程，第三十二卷，第一期，25-48頁
3.Chou, C. C., & Wu, Sung-Cheng (2019). "Cyclic lateral load test and finite element analysis of high-strength concrete-filled steel box columns under high axial compression", *Engineering Structures*, *189*(2019), 89-99.
4.Chou, C. C., & Chen, Guan-Wei (2020). "Lateral cyclic testing and backbone curve development of high-strength steel built-up box columns under axial compression", *Engineering Structures*, *223*(2020), 111147.

議題：柱寬厚比

表 3.4-2

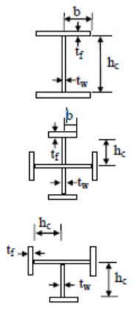
9

議題：柱寬厚比

台灣SRC規範(2011)

鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

表 3.4-2鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	λ_{pd}	λ_p
	b/tf	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$21/\sqrt{F_{ys}}=12$ Fys=3.3 t/cm^2	20
		SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)	$21/\sqrt{F_{ys}}=14$ Fys=2.4 t/cm^2	23
	hc/tw	SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$123/\sqrt{F_{ys}}=68$ Fys=3.3 t/cm^2	81
		SS400、SM400 與 SN400 級 (A36)	$123/\sqrt{F_{ys}}=79$ Fys=2.4 t/cm^2	96

λpd:耐震設計斷面之鋼骨肢材寬厚比之上限

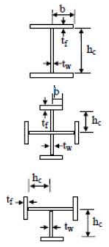
λp : 結實斷面之鋼骨肢材寬厚比之上限

10

議題：柱寬厚比

建議修改 :鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

表 3.4-2 鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	λ_{hd}	λ_{md}	λ_P
	b/tf	SM570級 (A572 Gr.60)	$0.45\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=9 Fys=4.2tf/cm^2 Ry=1.15	$0.74\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=14 Fys=4.2tf/cm^2 Ry=1.15	16
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$0.45\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=11 Fys=3.3tf/cm^2 Ry=1.1	$0.74\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=18 Fys=3.3tf/cm^2 Ry=1.1	20
		SM400 與SN400 級 (A36)	$0.45\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=12 Fys=2.4tf/cm^2 Ry=1.3	$0.74\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=19 Fys=2.4tf/cm^2 Ry=1.3	23
	hc/tw	SM570級 (A572 Gr.60)	$1.7\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=35 Fys=4.2tf/cm^2 Ry=1.15	$2.75\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=57 Fys=4.2tf/cm^2 Ry=1.15	64
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	$1.95\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=46 Fys=3.3tf/cm^2 Ry=1.1	$3.14\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=74 Fys=3.3tf/cm^2 Ry=1.1	81
		SM400 與SN400 級 (A36)	$1.95\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=50 Fys=2.4tf/cm^2 Ry=1.3	$3.14\sqrt{E_s/R_yF_{ys}}$=80 Fys=2.4tf/cm^2 Ry=1.3	96

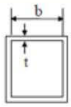
λhd : 高韌性構件
λmd: 中韌性構件
λp : 結實斷面之鋼骨肢材寬厚比之上限(TWN-SRC 2011 TABLE 3.4-2)
Ry: 預期降伏應力與規定降伏最小應力fy之比值 (AISC 341-16 TABLE A3.1)
SM570級(A572 Gr.60)由490級Fys鋼骨強度依比例求得SM570級 λP值 3.3×20/4.2=16 3.3×81/4.2=64

11

議題：柱寬厚比

表 3.4-3填充型寬厚比換算係數

表 3.4-3 填充型鋼管混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

AISC341-16					台灣SRC規範
2016					2011
柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	λ_{hd}	λ_{md}	λ_P
	b/t	SM570 級 (A572 Gr.60)	30	49	55
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	35	56	61
		SM400與SN400級 (A36)	38	61	72

λ_{hd}/λ_p
(A572Gr.60)=30/55=0.5454
(A572Gr.50)=35/61=0.5737
(A36)=38/72=0.5277

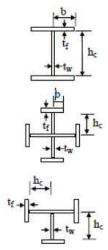
$\lambda_{md}/\lambda_{hd}$
(A572Gr.60)=49/30=1.6333
(A572Gr.50)=56/35=1.6
(A36)= 61/38=1.6053

12

議題：柱寬厚比　修改後與原規範比對

鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

表 3.4-2 鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨斷面肢材寬厚比限制

			建議修改SRC規範			原SRC規範	
			依表 3.4-3 矩形換算		台灣SRC規範 2011	台灣SRC規範 2011	
柱斷面肢材寬厚		鋼材種類	λ_{hd}	λ_{md}	λ_p	λ_{pd}	λ_p
	b/tf	SM570級 (A572 Gr.60)	9	14	16	10	
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	11	18	20	12	20
		SM400 與SN400 級 (A36)	12	19	23	14	23
	hc/tw	SM570級 (A572 Gr.60)	35	57	64	60	
		SS490、SM490 與 SN490 級 (A572 Gr.50)	46	74	81	68	81
		SM400 與SN400 級 (A36)	50	80	96	79	96

SM570級(A572 Gr.60)=**λp**=16 ⟶ SM570級(A572 Gr.60) **λhd**=16*0.5454=9

SM570級(A572 Gr.60)=**λhd** =9 ⟶ SM570級(A572 Gr.60)= **λmd**=9*1.6333=14

13

敬請指教

附錄 3(期中、期末審查 Q&A)

鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範期中審查 Q&A

委員	審查委員意見（依發言順序）	廠商回應
陳委員正平	現行規範 8.5.1 節因梁筋無法直通箱型柱，必需將續接器銲於鋼骨，變成違法，建議刪除。	SRC 梁鋼筋以續接器連接到包覆填充型鋼骨混凝土柱，目前國內外無此相關實驗資料。現在已經向內政部建研所建議相關後續 SRC 構造接頭實驗規劃，續接器的接合、鋼筋數量多少等皆作為實驗參數，並作為後續規範修訂依據。
陳委員煥煒	1. 有關 SRC 規範待研究課題，建議應繼續完成必要之試驗，以提供修正規範。所需之實驗數據及資料。	同上
	2. 建議修訂目前 SRC 規範 8.5.1 章節之條文，國內高樓結構採用之 SRC 柱多為 BOX 柱，SRC 大梁之主筋與 BOX 柱接合處，須採用鋼筋續接器，與目前規範條文：「……主筋應以直通過接頭為原則……」，明顯不相符，建議修正。	同上
歐委員昱辰	1. SRC 規範已年久失修，實有必要加以修訂。	感謝委員意見，本次會將梁柱接頭及柱設計能夠修正的地方提出修正草案，若需要更多研究及實驗才能進行修正的議題，也會在報告中提出實驗建議。
	2. RC 規範規定沿著箍筋方向之無橫向支撐鋼筋至有橫向支撐鋼筋的淨距不得大於 15 cm；另外塑鉸區受側向支撐之縱向鋼筋心到心尺寸，不可超過 35 cm。建議研究團隊可就上述規定加以討論。	SRC 柱主筋間距，於 RC 柱內對於圍束或軸力大小，則有相對應規定，若完全參考 RC 規定則較嚴謹，而且必需引用 RC 規範相關條文，但 SRC 柱又有鋼骨之貢獻，目前對於箱型柱之橫向鋼筋型式與細部，國內陳正誠教授則有相關研究，但是對於縱向鋼筋部份則尚不齊全，故擬再收集相關資料，目前建議為未來之研究後續議題(SRC 柱側向與軸壓之反覆加載實驗）。

廖委員文義	本研究彙整國內外 SRC 構造設計規範柱和梁柱接頭相關規定及研究成果，修訂國內 SRC 構造規範於受軸力與彎矩共同作用之構材規定及柱設計之相關條文及解說。對於耐震設計之接頭設計相關條文及解說亦提出制式規格。本研究成果可提供給業界運用，符合預期成果需求。為規範條文內不宜有依 ACI 或 ASCE 規定之文字，宜以國內規範為主。	新增在 8.6 節鋼筋混凝土柱與直通鋼梁之接合中的鋼筋混凝土剪力強度計算，將參考 AISC 341-16 建議，並以最新國內鋼筋混凝土規範公式計算。
王委員亭復	1. 本研究請列出研究計畫進度表及本期要達到目標。	遵照辦理
	2. 期中報告書第 74 頁圖 4.3.3，僅以柱主鋼筋配置，因此其他如柱鋼骨、補助筋、柱箍筋等，宜以虛線或淡化處理，同樣，圖 4.3.4 亦僅補助筋與間距，及圖 4.3.6 柱箍筋等，亦應以淡化其他非要表示的主體，若柱面有加銲 head stud 亦建議增列。	柱之箍筋中規範圖 4.3.3、圖 4.3.4、圖 4.3.6，應以淡化其他非要表示的主體，將遵照辦理。
	3. SRC 梁柱接頭梁離柱面梁深一半距離內為塑鉸區，梁主鋼筋續接器銲於箱型鋼柱面板上距離塑鉸區至少有 12.5 cm，似尚無違 AISC 或 ACI 318-2019 規範規定，因此第 8.4.1 及 8.6.2.5 節建議配合 8.5.1 節，予修訂並加圖示說明。	SRC 梁鋼筋以續接器連接到包覆填充型鋼骨混凝土柱，目前國內外無此相關實驗資料。現在已經向內政部建研所建議相關後續 SRC 構造接頭實驗規劃，續接器的接合、鋼筋數量多少等皆作為實驗參數，並作為 8.5.1 節、8.4.1 及 8.6.2.5 節規範修訂依據。
	4. 於 SRC 梁或鋼梁之塑鉸區，除經試驗證實其塑鉸達到要求外，於塑鉸區為梁離柱面梁深	SRC 柱與鋼梁或是 SRC 梁連接，是否有需要切削其翼板，國內已有無切削鋼梁接 SRC 柱實驗資料(徐振益 2004，楊宗翰

	一半距離內，翼板禁止鑽孔、切削，請明訂。	2004， Weng et al. 2008)，實驗結果層間變位角都可達到 4%以上，鋼梁塑性轉角最少達到 3.7%以上；翁正強等(2008)進行 SRC 梁接五螺箍 SRC 柱實驗，梁柱接頭試體層間變位角均可達 4%，鋼梁之塑性轉角亦大於 3%弧度，其中鋼梁翼板均沒有切削或補強，但仍可充分發揮韌性，達到保護鋼梁與 SRC 柱接合處銲道。
	5. SRC 梁之塑性中軸至混凝土最外受壓纖維最大距離，是否需予規定。	本計畫以梁柱接頭及柱為修訂標定，梁需修訂的部分，未來會再規畫研究案進行討論。
	6. 1990 年代之前 SRC 柱設計，除箍筋外均於鋼柱面加銲 head stud，之後被取消，今 AISC 證實其對於強震返復載重時剪力傳遞甚有效，建議恢復列入規範。	委員建議從前 SRC 柱除箍筋外均於鋼柱面加銲剪力釘，今 AISC 證實其對於強震返復載重時剪力傳遞甚有效，建議恢復列入規範。將會再蒐集國內外研究試驗佐證，於規範委員會中提出予委員討論。
	7. RC 柱與直通鋼梁之接合斷面，建議參考圖 C8.6.1 (左及中小圖)及 C8.6.4(b)列於 8.6 節，並說明箍筋於面板內可搭接。	謝謝委員建議，會在文中說明箍筋配置方式。
	8. 第 9.5.3 節-5. SRC 鋼梁寬厚比，應符合表 3.4-1 中 λmd，RC 柱與直通鋼梁寬厚比，則為 λhd。	本研究今年主要進行柱及接頭設計之修正研擬，故對於鋼梁寬厚比相關修訂，則建議於後續再進行相關研擬，而鋼柱寬厚比之相關修訂細節，將於期末報告一併提出。
	9. 與第 9.6.3 節-5. SRC 柱鋼骨寬厚比，應符合表 3.4-1 中 λhd。	本研究今年主要進行柱及接頭設計之修正研擬，故對於鋼梁寬厚比相關修訂，則建議於後續再進行相關研擬，而鋼柱寬厚比之相關修訂細節，將於期末報告一併提出。
邱委員昌平	1. 於第二章開始介紹 RCS 造梁柱接合(第 2 頁)，第 8 頁再詳細介紹(圖 2.11 英文改為中文；次正交 S 梁與主要 S 梁之	期末報告會再注意內容整合，並圖中的文字會盡量以中文表示。

	接合?)，第四章又再介紹 RCS 造。這些宜整合一下，適當反應在條文第 8.6 節。	
	2. 期中報告書第 71 頁 SC 造，宜增加一些圖說、尺寸、細部設計等，否則會誤用。鋼管充填型也有人讓管內灌注混凝土，不計入強度只計其「增加勁度」之作用。	感謝委員意見，填充型鋼管柱填入混凝土後增加之勁度，會再收集資料以確認其效果。
	3. 期中報告書第 75 頁，第 8.6 節當鋼梁嵌入鋼筋混凝土柱或牆時，應在鋼梁的翼板間提供面承壓板和帶板。	根據 AISC 341-16 規定，嵌入鋼筋混凝土柱之鋼梁須設置面承板以確保混凝土能發揮處其應有強度。但雙向接鋼梁之鋼筋混凝土柱與鋼梁(RCS)構架，因接合處無法如單向接梁設置 U 型箍筋時，建議以鋼帶板取代 U 型箍筋提供接頭區域混凝土有效圍束。
	4. 規範條文內不宜有依 AISC 或 ACI 規定之文字，宜以國內規範為主。	修改目前提出的規範修訂草案，條文中的參考文獻，盡量以臺灣的規範為主。
	5. 期中報告書第 76 頁圖 C8.6.1 及第 77 頁文字敘述之面板應修正為面承壓板。	感謝委員意見，期末報告會進行修正。
	6. 期中報告書第 13 頁圖 2.16 (b) E-FBP 之箭頭應修正。	感謝委員意見，期末報告會進行修正。
王委員炤烈	1. 在軸力與接頭兩項修改項目，均能將這段時間之相關學術研究成果列舉說明清楚，各項檢討項目亦規定得相當完整。	感謝委員意見，會繼續將各項檢討項目整理說明清楚。
	2. 規範內容除列出設計時要考慮之項目與內容外，由於 SRC 是 S 加 RC，兩者的角色或限制	SRC 為 Steel 與 RC 之組合，於接合設計時應分別考慮其對鋼骨或鋼筋混凝土的限制，將於後續蒐集資料，並於期末報告納入說明。

	情形，建議亦能在研究成果列舉說明。	
	3. SRC 在國內的發展，跟其他結構材料有些不同，在我國如 RC、鋼結構大致上與外國相近，但我國 SRC 有不少設計理念、施工方式是與外國不同，故本項規範除參考國外規範外，建議要盡量容納進我國目前的 SRC 發展情況。	感謝委員意見，將於後續蒐集資料，並於期末報告納入說明。
江委員支川	1. 美國 S 規範與 RC 規範，足以顯示相關領域的設計依據。日本的 SRC 規範也行之有年，相當完整具備參考價值，但是 SRC 梁柱接頭配筋複雜施工不易，應該考慮檢測機制。	感謝委員意見，將會納入委員會進行討論。
	2. 審查表中預期成果與期中報告不符，請修正。	感謝委員意見，遵照辦理。
	3. 期中報告書第 74 頁擬將 SRC 柱的四個角落柱配筋增加 C 型小鋼箍，其有效作用為請說明。又鋼箍增加時是否造成灌漿不易，以及蜂窩現象。	角隅繫筋考量 SRC 規範（2011），迄今已逾 10 年而且相關 SRC 柱箍筋間距之限制係源自（AIJ-SRC, 2001）規範第三章之規定。有關 SRC 柱中之箍筋彎鉤，係參考(AIJ,1994)「SRC 配筋指針(案)、同解說」之規定，而規範圖 C8.5.3 則有繪製角隅繫筋，為使一致故修改角隅繫筋，現行鋼筋混凝土設計規範對於繫筋已有規定二端為之 90°與 135°為施工便利性，採用二端為之 90°，再者目前工程實務上也是採用此作法。
	4. 期中報告書第 39 頁梁主筋貫穿鋼柱(H 型鋼、箱型)時，如何穿透型鋼？施工性不易請詳加說明。	此圖為目前 SRC 規範中現有的圖說，穿孔規定及細節將在委員會提出討論。

鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範期末審查 Q&A

委員	審查委員意見（依發言順序）	廠商回應
王委員 炤烈	1.整本研究成果相當不錯，能整合國內外研究成果、工程使用情形與需求，可供工程上直接使用。	感謝委員意見及支持。
	2.在 1.1 節的解說中，是說明 SC 構造不包括在本規範中，對此部份之說明贊成，但這裡所稱之 SC 是包括「外覆」混凝土外，另外是否亦包括「內灌」混凝土，建議再說明清楚。	SC「內灌」混凝土部分建議修正新增解說文字如：另外，有關國內常使用於建築物的鋼骨混凝土 (Steel Concrete， 簡稱 SC)構造之設計，此種構造柱內灌漿主要提供構件的強度與勁度，混凝土包覆主要提供鋼骨的防火保護以及增加構件的勁度，由於此類構造在設計時混凝土包覆部份之配筋，通常未能完全符合「混凝土結構設計規範」的規定，由於梁主筋未與鋼柱相連結，故強度計算時僅考量其鋼骨及內灌混凝土部份，外覆的鋼筋混凝土之強度則不予考慮，惟計算建築物的週期時仍應考慮內灌及外覆混凝土部分對構件勁度之貢獻。
	3.在 **4.3.3** 中參考 RC 規範，是規定高 P_{urc} 及較高 fc’ 時，主筋間距需小於 200mm，此項規定基本上是合適，惟建議在 SRC 不宜鼓勵採高 P_{urc} 及高 fc’ ，故建議在解說中宜要說明。	遵照辦理，於 4.3.3 解說中進行補充如下: 「由於 SRC 結構中鋼骨應佔有一定程度比例，故建議不宜採用較高之 Purc 及 fc’ 值」 將於修改後的期末報告將增列修訂。
陳委員 正平	1.第 8.5.1.1 建議改為「鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭處之主筋以鋼筋續接器銲於鋼柱翼板上續接主筋時應符合以下規定：」 註：鋼筋直通接頭時，其拉力不易進入接頭區鋼骨之剪力，	已向建研所提出規劃 SRC 梁主筋以續接器銲於包覆填充型鋼管混凝土柱之實尺寸試驗，將根據試驗結果，重新編修檢討鋼骨鋼筋混凝土構設計規範與解說內相關條文。

	且箱形柱梁筋直通有結構安全疑慮。	
	2.建議 8.5.1.1 增加(3)有關續接器與內隔板間接合強度檢核。	已向建研所提出規劃 SRC 梁主筋以續接器銲於包覆填充型鋼管混凝土柱之實尺寸試驗，將根據試驗結果，重新編修檢討鋼骨鋼筋混凝土構設計規範與解說內相關條文。
陳委員澤修	1.RC 柱與 SRC 柱之轉接層部份，請補充。	本研究今年主要進行柱及接頭設計之修正研擬，故 SRC 柱轉 RC 柱之轉接層部份，則建議於未來再進行相關研擬。
	2.RCS 柱，柱主筋在柱梁接頭如何連續，其施工性也應加考慮。	謝謝委員意見，RCS 柱主筋在梁柱接頭區連續規定如 SRC 柱同，主筋排在柱角落，避過鋼梁，可參考期末報告 P.10 中的圖 2.9。
	3.有關 SRC 柱接頭專利構造型式，增加環型柱梁連接板，增加許多銲道連接，增加品質控制，是否會比較有利。	會多加考慮委員意見，找出有利品質控制方式的新式 SRC 接頭。
陳委員建忠	1. 本研究涉及引用 RC 規範相關數值文字，惟 RC 規範草案甫由本所完成，內政部技術委員會之專案小組審查，並進行後續法制作業，是以本研究草案宜對照引用，避免形成落差。	遵照辦理，本研究涉及引用 RC 規範與研議中 RC 規範草案進行比對。
王委員亭復	1.表 5.1 最後一列，似為「110 年混凝土結構設計規範修正規定」，且於 15.3.4 之混凝土規定。抗壓強度 fc’的下限為 210kgf/cm^2，表上所列國外規範也都是 210kgf/cm^2，何獨本案修訂為 280kgf/cm^2。	誠如委員所述表 5.1 混凝土抗壓強度 fc’的下限為 210kgf/cm^2，但經 SRC 規範編修小組會議委員認為，由於 SRC 結構現況大多為中高樓層，實務上抗壓強度 fc’已很少見 210kgf/cm^2，此外為配合研擬修訂中 RC 規範草案，故建議提高混凝土抗壓強度 fc’的下限為 280kgf/cm^2
	2. 圖 4.8 包覆填充箱型 SRC 混凝土柱與梁主筋以續接器連接，是否合乎 110 混凝土結構設計規範圖 15.7.2 強接合例(b)，可否以此解釋應用。	已向建研所提出規劃 SRC 梁主筋以續接器銲於包覆填充型鋼管混凝土柱之實尺寸試驗，將根據試驗結果，重新編修檢討鋼骨鋼筋混凝土構設計規範與解說內相關條文。

	3.鋼結構設計鋼筋混凝土柱梁柱接頭，若柱為現場澆置則要等 7~14 天拆模，已失去時間的優勢，殊不經濟，因此建議改以鋼筋混凝土預鑄柱，梁可為鋼梁直通加承壓鈑而在梁塑鉸區外續接，也可 SRC 梁以類似 110 年混凝土結構設計規範 15.7.2 節強接合例(c)另加承壓鈑接頭。	感謝委員意見。
	4. 建議表 5.4 規範名稱欄 TWN-100 修訂為 TWN-SRC(100)，「鋼構造鋼結極限設計法」整列刪除，而 SM570 併入 CNS2947 內，鋼骨強度宜包括厚 16mm 以下及 75~100mm，例如 CNS2947 及 CNS4269 為 2.15~4.60tf/cm^2，CNS13812 為 2.15~4.45tf/cm^2 等。TWN-SRC(100)柱可能用到 SM570 厚度 16mm 以下之 F_{ys}=4.6 tf/cm^2，僅 75~100mm 之 F_{ys}=4.20 tf/cm^2。	TWN-100 修訂為 TWN-SRC(100) 遵照辦理， 而 CNS 2947 為銲接結構用軋鋼料鋼材，其種類包括 SM570 在內，對 SM570 厚度限制上限為 100mm，於表 5.4 所列「鋼構造鋼結極限設計法」係為說明於鋼結構中常用鋼骨種類為 SM570 其強度為 4.2 f/cm^2。經 SRC 規範編修小組會議委員認為，現行 SRC 結構鋼骨使用相當多 SM570 材質，故建議修改 TWN-SRC(100)6.3 節將現行規範鋼骨強度 3520 kgf/cm^{2}調整為 4200kgf/cm^2。
	5.建議表 5.5 規範名稱欄 TWN-100 修訂為 TWN-SRC(100) 。「研擬混凝土結構設計規範」修訂為「110 年混凝土結構設計規範修正規定」	遵照辦理。
	6.P61 擬修訂 TWN-SRC(100)規範 CH 4.3.3 第二項主筋間距，是否有必要請斟酌，經查除 D19 以下主鋼筋外最小間距 25mm 不控制，且粗骨材都指定 3/4”，又可改善坍流度，歷來施工並不成問題。	修訂 TWN-SRC(100)規範 CH 4.3.3 第二項主筋間距，為增加限制鋼筋最小間距，而非改變原規範之上限 300mm。至於施工並不成問題之相關控制因素，由 P60 之表 5.6 所收集之 3 個實際 SRC 案例，可見實際鋼筋主筋間距介於所建議最小間距與原

		規範之上限之間，此處修訂目的在於說明限制鋼筋最小間距。
	7. P61 擬修訂增訂 CH4.3.3 第三項是否有必要?規範規定包覆型鋼骨鋼筋混凝土柱。若需採用規定抗壓強度 fc’大於 420 kgf/cm^{2}之混凝土時，或填充型鋼管混凝土柱採用規定抗壓強度 fc’大於 560 kgf/cm^{2}之混凝土時應以公認合理之試驗證明其可行性與可靠度，且計算 P_{urc} 時可能涉及鋼骨部份與鋼筋混凝土部份軸力與彎矩之分配及再分配計算較複雜。AISC 341-16 主筋間距甚至可達 45cm 的溫度鋼筋。現階段建議不增訂，可待後續研究。	增訂 CH4.3.3 第三項，係考量若 SRC 結構柱中 RC 部分所分擔之需要軸力強度 P_{urc} 若超過一定比例值，所提出對其柱中主筋間距之限制，以保障其安全性。誠如委員建議該項甚為複雜，而且不同型示 SRC 柱則會有不同狀況產生，故於期末報告第七章結論第三節待研究課題 P105 有建議該項後續研究。至於增訂 CH4.3.3 第三項是考量在可能情況下的確保安全性，當然建議在 SRC 不宜鼓勵採用較高的 P_{urc} 及高 fc’，故建議在解說中加入相關說明，以避免設計誤用，修改後的期末報告將增列修訂。
	8.表 5.110,AISC 341-16 G3 之 C-SMF 應有除外條款，H3 的 C-EBF 的梁構材部份等請補充。又於修訂規範表 3.4.2 及 3.4.3 外另請依 100 年建築物耐震規範表 1.3 結構系統補充此表才算完整。	表 5.110,AISC 341-16 G3 之 C-SMF 應有除外條款，H3 的 C-EBF 的梁構材部份，將於 期末報告進行增列。 至於依 100 年建築物耐震規範表 1.3 結構系統補充規範表 3.4.2 及 3.4.3，由於耐震規範表 1.3 分類係對不同結構系統之不同構件進行分類，而表 3.4.2 及 3.4.3 則對適用於結實斷面、中韌性與高韌性構件進行量化定義，若依表 1.3 方式補充表 3.4.2 及 3.4.3，則需有待進一步研究確認不同結構系統之不同構件所適用之斷面肢材寬厚比，建議可作為日後發展研究後續課題。
	9.規範 3.5 節混凝土之彈性模數 Ec 僅規定至 fc’=210~420 kgf/cm^2，fc’=560 kgf/cm^{2}的公式又如何。	由於此次係照「110年混凝土結構設計規範修正規定」，於其19.2.2解說中，對於 fc’大於560 kgf/cm^{2}已觀察到所量測與計算Ec值間有較大之差異，可參考ACI

		363R、ACI 213R與ACI 237R以獲得更多資訊。 此外TWN-SRC(100)規範3.5節構材之勁度解說，當混凝土強度大於420 kgf/cm^{2}時，應以公認合理的方式評估，其意指此處有待進一步研究確認，建議可作為日後發展研究後續課題。故於期末報告第七章結論第三節待研究課題P105有建議該項後續研究。
邱委員昌平	1.本案參考美國 AISC、ACI 及日本 JIS 等有關 SRC 造之規範，針對我國規範(2011 年公告後已 10 年左右)中之柱、梁及梁柱接合設計之相關條文進行檢討，而提出修正建議，內容十分完整，值得參考應用。	感謝委員意見。
	2.結論(第七章)中第三節 SRC 規範待研究課題中其一為「梁主筋以續接器與 SRC 柱連接」，請注意柱中之鋼骨不只是只有箱型斷面，還有 I 字型等，尤其採用逆打工法時，續接器若作工地銲接，可能之困難問題。	感謝委員意見，未來進行「梁主筋以續接器與 SRC 柱連接」實驗及研究時，會一併考慮委員的意見。
	3.若 SRC 柱為邊柱或部份在連續壁內時，柱、梁及接合有那些問題，也請討論。	目前國內外規範及文獻對鋼筋混凝土邊柱與鋼梁接合，以較嚴格的折減係數折減接頭強度，實驗中鋼梁為穿過柱，若為邊柱可能至少需與柱切齊才停止，更多的細節會新增在報告中，以文獻或是實驗報告加以解釋。
	4.本案對所謂 SC 構造(P77 通則之解說，P117 中附錄 1 中之說明等)，並未於第一章至第七章中完整之討論，故建議也留待	感謝委員意見，會再與提案委員進行討論或是修正新增 1.1 解說之文字。

	後續研究為宜。P107 之案例提案也是。	
	5.文字及名詞修正建議 ： 1.RC 柱有單向或雙向穿通之 S 梁接合 AISC 叫 Composite connection 複合接合，本研究稱 RCS 接合（P1 下之文字宜修正補充）(P135 、P161 同)，例如修正 RC Column 與 S 梁之接合即 RCS 接合。 2.P10 圖 2.10 加文字”柱”；又接頭配置改為細部設計。	遵照辦理。
許委員韶珍	第六章規範與解說修改建議部分，建議依本部法制作業函令稿範例製作修正草案對照表（含說明欄位）。	遵照辦理。
黃委員中和	1. 強度單位 MPa，P 應大寫，宜修正。	遵照辦理。
	2. Light Weight Concrete 建議修正為 Lightweight Concrete。	遵照辦理。
	3. 表5.2 混凝土粗粒料性質要求，建議補充各項性質之CNS試驗規範。	現行鋼骨鋼筋混凝土規範中第六章6.3節或第九章9.2節解說中，需以公認合理之試驗證明其可行性與可靠度。參考高強度鋼筋混凝土(New RC)結構設計手冊規定，所提之合理之試驗證明，如表5.2 混凝土粗粒料性質，其中引述到各項性質之CNS試驗規範。由於牽涉極廣，故於期末報告第七章結論第三節待研究課題P105有建議該項後續研究，建議當確認各項試驗證明可適用於SRC時，再適當列入。
	4. 鹼「值」應修正為鹼「質」。	參考高強度鋼筋混凝土(New RC)結構設計手冊規定，其表 C2-1 為粒料鹼值反應。
	5. 另外，混凝土合理試驗要求中，有關體積穩定性需符合表	經 SRC 規範編修小組會議委員認為，為配合現行鋼骨鋼筋混凝土規範中第六章 6.3 節或第九章 9.2 節解說中，需以公認合理

	5.3 品質要求。是否所有混凝土均須符合體積穩定要求? 5.3 標題為無收縮自充填混凝土是否正確?	之試驗證明其可行性與可靠度。故提出相關試驗建議，其中主要參考高強度鋼筋混凝土(New RC)結構設計規定，其表 C2-2 標題為「鋼柱內填充無收縮自充填混凝土性質要求表」無誤，其適用於高強度混凝土。
	6. 建議收集有關輕質混凝土 SRC 之國內相關研究。	遵照辦理。

鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範柱及接合設計之修正研擬
出版機關：內政部建築研究所
電話：(02) 89127890
地址：新北市新店區北新路三段 200 號 13 樓
網址：http://www.abri.gov.tw
編者：周中哲、劉郁芳、周德光、黃司睿、陳蓮安
出版年月：110 年 12 月
版次：第一版
ISBN: 978-986-5456-57-3 (平裝)